

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 / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT
CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS
AU PK13+844.100 DE LA PENETRANTE
AUTOROUTIERE RELIANT TIZI-OUZOU
A L'AUTOROUTE EST-OUEST**

Présenté par :

DJAROUN Ali
TITOUAH Walid

Encadré par :

Mme ACHI Rezika
Dr AMIEUR Mohamed

Promotion 2019 /2020

Remerciements

Ce travail est l'aboutissement d'un dur labeur et de beaucoup de sacrifices, nos remerciements vont tout d'abord au Créateur de l'univers qui nous a doté d'intelligence, et nous a maintenu en santé pour mener à bien cette année d'étude.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre cher encadreur Mme. ACHI/SEDIK Rezika, pour tous ses grands efforts, son aide précieuse et sa disponibilité le long de cette période.

Nos remerciements vont aussi à l'encontre de Mr AMIEUR Mohamed, qui malgré son temps difficile nous a aidé à travers ses remarques pertinentes et ses bons encouragements.

Nous tenons également à remercier tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont assuré notre formation avec patience, ainsi que l'administration de l'école, les responsables de la bibliothèque pour l'aide qu'ils nous ont rapporté.

Sans oublier de remercier les membres de l'honorable jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail à :

***Ma très chère mère, mon très cher père,** sans eux, je n'aurai pu jamais aboutir à ce stade d'étude. Cependant je prie Dieu le miséricordieux qu'il leurs portera récompense, car la mienne ne sera guère complète.*

*Mes très chères frères **Khaled et Belaid,** que je ne pourrai jamais remercier assez pour m'avoir encouragé à poursuivre mes études et aussi pour leur présence et leur soutien.*

Je le dédie aussi à :

*Celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments : à mon binôme **Djaroun Ali.***

*Tous mes enseignants du **primaire** à l'**ENSTP.***

*Mon promoteur **Mme. ACHI/ SEDIK Rezika.***

A mes meilleurs amis et mes camarades de la promotion.

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

TITOUAH Walid

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère, mon très cher père, sans eux, je n'aurai pu jamais aboutir à ce stade d'étude. Cependant je prie Dieu le miséricordieux qu'il leurs portera récompense, car la mienne ne sera guère complète.

*Mon cher frère **KARIM** que je ne pourrai jamais remercier assez pour m'avoir encouragé à poursuivre mes études et aussi pour sa présence et son soutien.*

Je le dédie aussi à :

*Celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments : à mon binôme **Titouah Walid**.*

*Tous mes enseignants du **primaire** à l'**ENSTP**.*

*Mon promoteur **Mme. ACHI/ SEDIK Rezika**.*

A mes meilleurs amis et mes camarades de la promotion.

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

DJAROUN Ali

Résumé

Ce travail fait partie de la conception et de l'étude d'un viaduc de d'une longueur de 482,40m réalisé par la méthode d'encorbellement successif, inscrit dans le projet de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia sur 48Km. Nous avons entamé notre travail par une introduction générale, une présentation du projet, identification du choix approprié parmi trois propositions différentes, compte tenu du Prédimensionnement, où nous avons choisi un pont en caisson à hauteur variable réalisé par la méthode d'encorbellement successif, pour l'étude approfondie, qui comprend les caractéristiques des matériaux utilisés pour le calcul, l'évaluation des charges et surcharges appliquées au pont, le béton précontraint, les études longitudinales et transversales, les équipements du pont, la conception et l'études d'infrastructures (pile et culée),finissant par une conclusion générale.

Mots clés : Conception et étude d'un pont, encorbellement successif, Prédimensionnement, Pont en caisson, béton précontraint, Equipement de pont, Infrastructure

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
-----------------------------------	----------

CHAPITRE I Recherche bibliographique sur les appareils d'appui

I.1. INTRODUCTION.....	2
I.2. LES DIFFERENTS TYPES D'APPAREILS D'APPUIS.....	2
I.3 LES APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE.....	2
I.3.1. Définition.....	2
I.3.2. Les différents éléments constitutifs.....	3
I.3.2.1. Le matériau élastomère.....	3
I.3.2.2. Les frettes en acier.....	3
I.3.2.3. Les éléments de glissement éventuels.....	3
I.3.2.4. Les dispositifs d'anti-cheminement ou anti-soulèvement.....	4
I.3.3. Comportement des appareils d'appui en élastomère fretté.....	5
I.3.4. Domaine d'utilisation.....	6
I.3.5. Types d'appareils d'appui en élastomère fretté.....	7
I.4. LES APPAREILS D'APPUI A POT.....	7
I.4.1. Définition.....	7
I.4.2. Les différents éléments constitutifs.....	8
I.4.2.1. Partie inférieure formant le pot.....	8
I.4.2.2. Un coussin en élastomère.....	8
I.4.2.3. Le piston ou couvercle.....	9
I.4.2.4. Les éléments de glissement.....	9
I.4.2.5. Protection contre la corrosion.....	9
I.4.3. Types d'appareils d'appui à pot.....	10
I.4.3.1. Appareil d'appui glissant libre « multidirectionnel ».....	10
I.4.3.2. Appareil d'appui glissant guidé « unidirectionnel ».....	11
I.4.3.3. Appareil d'appui fixe « bloqué ».....	11
I.5. LES APPAREILS D'APPUI SPHERIQUES.....	12
I.5.1. Définition.....	12
I.5.2. Types d'appareils d'appui sphériques.....	12
I.5.2.1. Appareil d'appui glissant libre « multidirectionnel ».....	12
I.5.2.2. Appareil d'appui glissant guidé « unidirectionnel ».....	13
I.5.2.3. Appareil d'appui fixe « Bloqué ».....	13
I.6. LES APPAREILS METALLIQUES.....	14
I.6.1 Appareils à plaques métalliques.....	14
I.6.2 Appareils à balanciers.....	14
I.7. CONCLUSION.....	15

CHAPITRE II**Présentation de l'ouvrage**

II.1. INTRODUCTION.....	16
II.2. PRESENTATION DU PROJET.....	16
II.2.1. Présentation.....	16
II.2.2. Situation du projet.....	16
II.2.3. Caractéristiques géométriques du projet.....	17
II.3. LES DONNEES DU PROJET.....	17
II.3.1. Les données fonctionnelles.....	17
II.3.1.1. Tracé en plan.....	17
II.3.1.2. Profil en long.....	17
II.3.1.3. Profil en travers.....	18
II.3.2. Les données naturelles.....	18
II.3.2.1. Les données topographiques.....	18
II.3.2.2. Les données géotechniques.....	18
II.3.2.3. Les données hydrologiques.....	20
II.3.2.4. Les données sismologiques.....	21
II.3.2.5. Les données climatiques.....	21
II.3.2.5.1. Température.....	21
II.3.2.5.2. Vent.....	22
II.3.2.5.3. Neige.....	22
II.4. CONCLUSION.....	22

CHAPITRE III**Conception générale**

III.1. INTRODUCTION.....	23
III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	23
III.2.1. Variante 1 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP.....	23
III.2.1.1. Conception longitudinale.....	23
III.2.1.2. Conception transversale.....	23
III.2.1.3. Avantages et inconvénients.....	25
III.2.1.3.1. Avantages.....	25
III.2.1.3.2. Inconvénients.....	25
III.2.2. Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successif.....	27
III.2.2.1. Conception longitudinale.....	27
• Découpage en voussoirs.....	27
III.2.2.2. Conception transversale.....	28
III.2.2.3. Avantages et inconvénients.....	30
III.2.2.3.1. Avantages.....	30
III.2.2.3.2. Inconvénients.....	30
III.2.3. Variante 3 : Pont mixte acier-béton bipoutre.....	32
III.2.3.1. Conception longitudinale.....	32
III.2.3.2. Conception transversale.....	32
III.2.3.2.1. Conception transversale des poutres principales.....	32
III.2.3.2.2. Conception transversale des pièces du pont.....	33

II.3. ANALYSE DES VARIANTES.....	36
II.4. CONCLUSION.....	37

CHAPITRE IV	Hypothèse de calcul et charges
--------------------	---------------------------------------

IV.1. INTRODUCTION.....	38
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	38
IV.3. CARACTERIQTQUES DES MATERIAUX.....	38
IV.3.1 Béton.....	38
IV.3.1.1 Resistance caractéristique.....	38
IV.3.1.2 Contraintes admissibles.....	39
IV.3.1.2.1 Contrainte admissibles à la compression.....	39
IV.3.1.3 Déformations longitudinales du béton.....	40
IV.3.1.4 Déformation transversale.....	40
IV.3.2 Armatures.....	40
IV.3.2.1 Aciers passifs.....	40
IV.3.2.1.1 Limite élastique.....	41
IV.3.2.1.1.1 Etat limite ultime.....	41
IV.3.2.1.1.2 Etat limite de service.....	41
IV.3.2.2 Aciers actifs.....	42
Classe de justification de la précontrainte.....	42
IV.4. EVALUATION DES ACTIONS.....	43
IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic.....	43
IV.4.1.1. Actions permanentes.....	43
IV.4.1.1.1 Poids des voussoirs.....	43
IV.4.1.1.2 Les compliments de charges permanentes (CCP).....	44
IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic.....	45
IV.4.2.1. Les systèmes de charges à considérer.....	45
IV.4.2.2. Les caractéristiques du pont.....	45
IV.4.2.2.1 Largeur roulant.....	45
IV.4.2.2.2 Largeur chargeable.....	45
IV.4.2.2.3 Nombre de voies.....	45
IV.4.2.2.4 Largeurs des voies.....	45
IV.4.2.2.5 Classe du pont.....	46
IV.4.2.3. Cas de charge.....	46
IV.4.2.4. Système de charge A.....	47
IV.4.2.5. Système de charges B.....	48
IV.4.2.5.1 Système de charges Bc.....	48
IV.4.2.5.2 Système de charges Bt.....	49
IV.4.2.5.3 Système de charges Br.....	49
IV.4.2.6. Système de charges militaires Mc 120.....	50
IV.4.2.7. Système de charges Exceptionnelles D240.....	51
IV.4.2.8. Efforts de freinage.....	51
IV.4.2.8. Coefficients de majoration dynamique.....	52
IV.5. CONCLUSION.....	52

CHAPITRE V**Etude longitudinale**

V.1 INTRODUCTION.....	53
V.2 STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION.....	53
V.2.1 Différentes phases de construction d'un fléau.....	53
V.2.2 Charges à prendre en compte.....	55
V.2.2.1 Poids propre du fléau.....	55
V.2.2.2 Charges de chantier connues.....	56
V.2.2.3 Charges de chantier aléatoires.....	56
V.2.2.4 Actions accidentelles.....	57
V.2.3 Combinaisons d'actions.....	57
V.2.3.1 Combinaisons en situation temporaire de construction (fondamentale de type A).....	57
V.2.3.2 Combinaisons accidentelles de construction (type B).....	58
V.2.4 Evaluation des efforts.....	58
V.2.5 Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte.....	59
V.2.5.1 Calcule du nombre de câbles	59
V.2.5.2 Calcule de la surface des câbles	60
V.3 EVALUATION DES EFFORT EN SERVICE.....	62
V.3.1 Phases de réalisation du tablier.....	62
V.3.2 Modélisation.....	62
V.3.3 Les combinaisons d'action.....	62
V.3.4 Résultats.....	64
V.4 CONCLUSION.....	66

CHAPITRE VI**Etude de la précontrainte**

VI.1. INTRODUCTION.....	67
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU.....	67
VI.2.1. Détermination de nombre de câbles de fléau.....	67
VI.2.1.1. Evaluation de l'effort de précontrainte P_0	67
VI.2.2. Position et enrobage des câbles.....	68
VI.2.3 Tracé des câbles.....	69
VI.2.3.1. Tracé des câbles en élévation.....	69
VI.2.3.2. Tracé des câbles en plan.....	70
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITÉ.....	73
VI.3.1. Détermination de nombre de câbles de continuité en travée principale.....	73
VI.3.2 Détermination de nombre de câbles de continuité en travée de rive.....	74
VI.3.3 Tracé des câbles.....	74
VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE.....	79
VI.4.1. Pertes de tension instantanées.....	79
VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement.....	79
VI.4.1.2. Perte de tension par recul de l'ancrage.....	80

VI.4.1.3. Perte de tension par déformations instantanées du béton.....	80
VI.4.2. Pertes de tensions différées.....	81
VI.4.2.1. Perte de tension due au retrait du béton.....	81
VI.4.2.2. Perte de tension due au fluage du béton.....	81
VI.4.2.3. Perte de tension due à la relaxation des aciers.....	82
VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	82
VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction.....	83
VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service.....	83
VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT.....	85
VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS.....	85
VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant.....	85
VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	86
VI.6.2. Vérification vis-à-vis de l'ELU.....	86
VI.6.2.1. Les bielles de compression.....	86
VI.6.2.2. La résistance des armatures transversales.....	86
VI.7 CONCLUSION.....	88

CHAPITRE VII	Etude transversale
---------------------	---------------------------

VII.1. INTRODUCTION.....	90
VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRNSVERAUX.....	90
VII.2.1. Modélisation.....	90
VII.2.2. Combinaisons de charges.....	91
VII.2.3. Résultats.....	91
VII.3. FERRAILLAGE.....	91
VII.3.1. Ferrailage transversal.....	91
VII.3.2. Ferrailage longitudinal.....	92
Condition de non-fragilité (CNF).....	92
VII.4. EFFEET DE LA TORSION.....	94
VII.5. CONCLUSION.....	94

CHAPITRE VIII	Equipement du tablier
----------------------	------------------------------

VIII.1. INTRODUCTION.....	95
VIII.2. APPAREILS D'APPUI.....	95
VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui.....	95
VIII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis.....	95
VIII.2.3. Dimensionnement d'appareil d'appuis de type B.....	96
VIII.2.4. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux.....	97

VIII.2.4.1. Actions statiques.....	97
VIII.2.4.2. Actions dynamiques.....	98
VIII.2.4.3. Déplacement horizontale.....	98
VIII.2.5. Vérifications du dimensionnement.....	99
VIII.3. DÉS D'APPUIS.....	101
VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile.....	101
VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile.....	101
VIII.3.3. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la culée.....	102
VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE.....	102
VIII.4.1. Dimensionnement du joint de chaussée.....	102
VIII.4.2. Type de joint.....	102
V.III.5. CONCLUSION.....	103

CHAPITRE IX

Etude de l'infrastructure

IX.1. INTRODUCTION.....	104
IX.2. ETUDE DE LA PILE.....	104
IX.2.1. Conception de la pile.....	104
IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K.....	105
IX.2.3. Etude sismique.....	106
IX.2.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique.....	106
IX.2.3.2. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008.....	106
IX.2.3.3. Définition de la méthode du spectre de réponse.....	106
IX.2.3.4. Spectre de réponse.....	107
IX.2.3.5. Période propre.....	107
IX.2.3.6. Evaluation de l'effort sismique longitudinal.....	107
IX.2.3.7. Evaluation de l'effort sismique transversal.....	108
IX.2.3.8. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA).....	109
IX.2.4. Descend des charges.....	110
IX.2.4.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	110
IX.2.4.2. Combinaison des efforts.....	110
IX.2.5. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement.....	110
IX.2.6. Ferrailage de la pile.....	111
IX.2.6.1. Sollicitations les plus défavorables.....	111
IX.2.6.2. Ferrailage de la pile en phase de réalisation.....	111
IX.2.6.3. Ferrailage de la pile en phase de service.....	113
IX.2.6.4. Condition de non-fragilité.....	114
IX.2.6.5. Ferrailage transversal.....	114

IX.3. ETUDE DE LA CULEE.....	116
IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée.....	116
IX.3.2. Evaluation des efforts dus à la culée.....	117
IX.3.3. Ferrailage des éléments de la culée.....	119
IX.3.3.1. Ferrailage du mur garde grève.....	121
IX.3.3.2. Dalle de transition.....	121
IX.3.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition.....	122
IX.3.3.4. Mur en frontal.....	123
IX.3.3.5. Mur en retour.....	123
IX.4. ETUDE DES FONDATION.....	124
IX.4.1. Etude de la semelle.....	124
IX.4.1.1. Calcul des sollicitations.....	124
IX.4.1.2. Nombre des pieux.....	125
IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu.....	125
IX.4.1.4. Ferrailage de la semelle.....	126
IX.4.2. Etude des pieux.....	129
IX.4.2.1. Actions sur les pieux.....	129
IX.4.2.2. Ferrailage des pieux.....	131
IX.5 CONCLUSION.....	132

CONCLUSION GENERALE.....133

BIBLIOGRAPHIE .

ANNEXES .

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

ANNEXE E

Liste des figures

CHAPITRE I Recherche bibliographique sur les appareils d'appui

Figure I. 1 Constitution type et morphologie d'un appareil d'appui en élastomère fretté....	3
Figure I. 2 Type de fixation complémentaire latérale des plaques de glissement en acier Inoxydable.....	4
Figure I. 3 Principe d'un dispositif d'anti-cheminement.....	4
Figure I. 4 Principe d'appareils d'appui fixes.....	5
Figure I. 5 Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal.....	5
Figure I. 6 Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal.....	6
Figure I. 7 Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal.....	6
Figure I. 8 Type d'appareils d'appui en élastomère fretté.....	7
Figure I. 9 Appareil d'appui à pot.....	8
Figure I. 10 Eléments constitutif d'un appareil d'appui à pot.....	10
Figure I. 11 les fonctions de l'appareil d'appui à pot multidirectionnel.....	11
Figure I. 12 les fonctions de l'appareil d'appui à pot unidirectionnel.....	11
Figure I. 13 les fonctions de l'appareil d'appui à pot fixe.....	11
Figure I. 14 Appareil d'appui sphérique.....	12
Figure I. 15 les fonctions de l'appareil d'appui sphérique multidirectionnel.....	13
Figure I. 16 les fonctions de l'appareil d'appui sphérique unidirectionnel.....	13
Figure I. 17 les fonctions de l'appareil d'appui sphérique fixe.....	13

CHAPITRE II Présentation de l'ouvrage

Figure II. 1 Photo satellite d'implantation de l'ouvrage.....	16
Figure II. 2 Tracé en plan du V3a.....	17
Figure II. 3 Profil en long du V3a.....	17
Figure II. 4 Profil en travers du V3a.....	18
Figure II. 5 Vue en élévation des caractéristiques géologiques du terrain naturel.....	20
Figure II. 6 Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	21

CHAPITRE III	Conception générale
---------------------	----------------------------

Figure III. 1 Conception transversales des poutres.....	24
Figure III. 2 Coupe transversale des poutres sur piles.....	25
Figure III. 3 Conception de la variante 1 pont de type VIPP	26
Figure III. 4 notations des dimensions VSP et VSC.....	28
Figure III. 5 Coupe transversale du voussoir sur pile (VSP).....	29
Figure III. 6 Coupe transversale du voussoir à la clé (VSC).....	29
Figure III. 7 Coupe transversale sur pile.....	30
Figure III. 8 Conception de la variante 2 pont en caissons	31
Figure III. 9 Coupe transversale des différentes sections.....	33
Figure III. 10 Notations des dimensions.....	33
Figure III. 11 Coupe transversale des pièces du pont.....	34
Figure III. 12 Coupe transversale sur pile de la variante 3.....	34
Figure III. 13 Conception de la variante 3 pont mixte bipoutres.....	35

CHAPITRE IV	Hypothèse de calcul et charges
--------------------	---------------------------------------

Figure IV. 1 Diagramme de comportement des aciers.....	41
Figure IV. 2 Limitation des contraintes des sections en béton précontraint.....	43
Figure IV. 3 Numérotation des voussoirs.....	43
Figure IV. 4 Corniche.....	45
Figure IV. 5 Cas de charge de la charge A1.....	46
Figure IV. 6 Système de charges Bc.....	48
Figure IV. 7 Système de charges Bt.....	49
Figure IV. 8 Système de charges Br.....	50
Figure IV. 9 Système de charges militaires Mc120.....	50
Figure IV. 10 Système de charges exceptionnelles D240.....	51

CHAPITRE V	Etude longitudinale
-------------------	----------------------------

Figure V. 1 Différentes phases de construction du fléau.....	55
Figure V. 2 Situation temporaire à considérer	58
Figure V. 3 Situation accidentelle à considérer.....	58
Figure V.4 Stabilité du fléau avec clouage	59
Figure V.5 Efforts dans les câbles et réactions d'appui.....	59
Figure V.6 Vue en plan des câbles de clouage	61
Figure V. 7 phases de construction du tablier.....	63
Figure V. 8 Model de calcul.....	64

Figure V. 9 Mmax à l'ELS (G + D240).....	64
Figure V. 10 Tmax à l'ELS (G + D240).....	65
Figure V. 11 Mmax à l'ELU (1.35 G + 1.35 D240).....	65
Figure V. 12 Tmax à l'ELU (1.35 G + 1.35 D240).....	66

CHAPITRE VI	Etude de la précontrainte
--------------------	----------------------------------

Figure VI. 1 Allure en élévation des câbles du fléau.....	69
Figure VI. 2 Allure en plan des câbles du fléau.....	70
Figure VI. 3 tracés des câbles du fléau.....	72
Figure VI. 4 Tracés des câbles de continuité de la travée de rive.....	77
Figure VI. 5 Tracés des câbles de continuité de la travée principale.....	78
Figure VI. 6 Diagramme des contraintes à x= 462.00 m (VS9).....	83

CHAPITRE VII	Etude transversale
---------------------	---------------------------

Figure VII. 2 Vue en 3D du voussoir sur pile.....	90
Figure VII. 2 Vue en 3D du voussoir à la clé.....	90
Figure VII. 3 Ferrailage du voussoir sur pile.....	93
Figure VII. 4 Ferrailage du voussoir de clavage.....	94

CHAPITRE VIII	Equipement du tablier
----------------------	------------------------------

Figure VIII.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	96
Figure VIII.2. Joint du type Wd.....	103

CHAPITRE IX	Etude de l'infrastructure
--------------------	----------------------------------

Figure IX.1. Dimensions de la pile.....	104
Figure IX.2. Spectre de réponse horizontale.....	107
Figure IX.3.Ferrailage de la pile	115
Figure IX.4. Pré-dimensionnement de la culée.....	116
Figure IX.5 Ferrailage de la culée.....	131
Figure IX.6 Ferrailage de la pile.....	131

Liste des tableaux

CHAPITRE II

Présentation de l'ouvrage

Tableau II. 1 caractéristiques géologiques du terrain naturel.....	19
--	----

CHAPITRE III

Conception générale

Tableau III. 2 Récapitulatif du pré-dimensionnement de la variante VIPP (Variante 1).....	24
Tableau III. 2 Récapitulatif de découpage en voussoirs.....	27
Tableau III. 3 Récapitulatif du pré-dimensionnement des éléments des voussoirs VSP et VSC (Variante 2).....	28
Tableau III. 4 Récapitulatif du pré-dimensionnement des poutres principales (Variante 3).....	32
Tableau III. 5 Récapitulatif du pré-dimensionnement des pièces de pont.....	34
Tableau III.6 Analyse des variantes.....	36
Tableau III.7. Devis estimatif des trois variantes proposées	37

CHAPITRE IV

Hypothèse de calcul et charges

Tableau IV. 3 Caractéristiques du béton.....	39
Tableau IV. 2 Contraintes admissibles du béton à la compression.....	39
Tableau IV. 3 Contraintes admissibles des aciers à la traction.....	42
Tableau IV. 4 Poids des voussoirs.....	43
Tableau IV. 5 Classe du pont.....	46
Tableau IV. 6 Valeurs du coefficient α_1	47
Tableau IV. 7 Valeurs de ν_0	47
Tableau IV. 8 Valeurs de A(I) pour les 14 cas possibles.....	47
Tableau IV. 9 Valeurs de coefficient b_c	49
Tableau IV. 10 Valeurs de coefficient b_t	49
Tableau IV. 11 Valeurs de l'effort de freinage de A(I).....	51
Tableau IV. 12 Valeurs de coefficient de majoration dynamique δ pour la longueur totale du pont	52

CHAPITRE V**Etude longitudinale**

Tableau V. 1 Evaluation du poids du demi-fléau.....	55
Tableau V. 2 Evaluation des efforts maximums.....	59
Tableau V.3 Calcul du nombres câbles de clouage	60
Tableau V. 4 Valeurs limites de la contrainte de compression.....	61
Tableau V. 5 Combinaisons de charges en phase de service	62

CHAPITRE VI**Etude de la précontrainte**

Tableau VI. 4 Estimation de nombre de câbles du fléau.....	68
Tableau VI. 2 Paramètres du tracé en elevation des câbles du fleau.....	71
Tableau VI. 3 Paramètres du tracé en plan des câbles du fleau.....	71
Tableau VI. 4 Estimation de nombre de câbles de continuité en travée principale.....	73
Tableau VI. 5 Estimation de nombre de câbles de continuité en travée de rive.....	74
Tableau VI. 6 Paramètres du tracé en elevation des câbles de continuité dans la travée principale.....	74
Tableau VI. 7 Paramètres du tracé en plan des câbles de continuité dans la travée principale.....	75
Tableau VI. 8 Paramètres du tracé en elevation des câbles de continuité dans la travée rive.....	75
Tableau VI. 9 Paramètres du tracé en plan des câbles de continuité dans la travée rive...	76
Tableau VI. 10 Valeurs numériques des coefficients de frottement en post-tension.....	80
Tableau VI. 11 Contraintes des fibres extrêmes en phase de construction.....	83

CHAPITRE VII**Etude transversale**

Tableau VII. 5 Combinaisons des charges.....	91
Tableau VII. 2 Moments extrêmes dans le voussoir sur pile à l'ELS et l'ELU.....	91
Tableau VII. 3 Moments extrêmes dans le voussoir à la clé à l'ELS et l'1 ^e ELU.....	91
Tableau VII. 4 Ferrailage passif transversal du VSP et VSC.....	92
Tableau VII. 5 Ferrailage passif logitudinale du VSP et VSC.....	93

CHAPITRE VIII**Equipement du tablier**

Tableau VIII.1 Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis.....	95
Tableau VIII.2. Les dimensions de l'appareil d'appui.....	97
Tableau VIII.3 Déplacement horizontal du tablier.....	98
Tableau VIII.4. Modèles des joints Wd.....	103

Tableau IX.1 Implantation et hauteurs des piles.....	104
Tableau IX.2. Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.....	105
Tableau IX.3. Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.....	105
Tableau IX.4. Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.....	108
Tableau IX.5. Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.....	109
Tableau IX.6. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.....	109
Tableau IX.7. Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.....	110
Tableau IX.8. Combinaison des efforts.....	110
Tableau IX.9. Sollicitations maximales à l'ELS et l'ELU.....	111
Tableau IX.10. Sollicitations maximales à l'ELA.....	111
Tableau IX.11. Les dimensions des éléments de la culée.....	117
Tableau IX.12. Calcul du coefficient de poussée Kad.....	118
Tableau IX.13. Evaluations des efforts agissant sur la culée.....	118
Tableau IX.14. Evaluation des efforts sur la dalle de transition.....	121
Tableau IX.15. Résultats de calcul des combinaisons.....	121
Tableau IX.16. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.....	123
Tableau IX.17. Résultats et ferrailage du mur en retour.....	124
Tableau IX.18. Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.....	124
Tableau IX.19. Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.....	125
Tableau IX.20. Résultats des calculs des nombres de pieux pour la pile et la culée.....	125
Tableau IX.121. Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables.....	126
Tableau IX.22. La vérification des conditions de la méthode des bielles.....	127
Tableau IX.23. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.....	130

LISTE DES ABREVIATIONS

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
CCP : Complément des charges permanentes.
CCTP : Centre de contrôle des travaux publics.
DTR : Document technique réglementaire.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
RPOA : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
VSP : Voussoir sur pile.
VSC : Voussoir à la clef.
19T15 : dix-neuf (19) torons de quinze (15) fils.
 f_{lim} : Contrainte de compression limite.
 f_{max} : Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.
 f_{prg} : Contrainte de rupture garantie.
 f_{peg} : Contrainte de précontrainte élastique garantie.
 σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
 σ_{lup} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
 σ_{bc} : Contrainte de compression admissible.
 σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.
HA : Haute adhérence.
St : Espacement des armatures.
NF : Norme française.
Xr: Centre de rigidité.
MP : Masse des piles.
MT : Masse du tablier.
FL : Force sismique longitudinale.
FT : Force sismique transversale.
HT : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
Hfv: Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

En Algérie, l'augmentation du nombre de véhicules se traduit par une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile. Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier, en favorisant la réalisation de différents ouvrages d'art.

Dans l'objet de moderniser le réseau routier de l'Algérie et réaliser les axes routiers qui structurent le territoire national, qui contribueront au développement du pays, le ministère des travaux publics et des transports a lancé un schéma directeur national, développé par l'Algérienne Des Autoroutes où s'inscrit le projet de la réalisatrice autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia sur 48Km.

Ce projet porte en tout 25km de routes secondaires, 23 viaducs et deux tunnels, ainsi que 8 échangeurs.

C'est dans ce cadre qu'il est porté le sujet de notre projet de fin d'études. Il s'agit en fait, d'une conception et une étude d'un viaduc routier construit par encorbellements successifs situé au PK 13+844,100. Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré le mémoire en neuf (09) chapitres.

Ce présent mémoire est divisé en ces parties principales :

- La première partie est une initiation à la recherche, qui traite les appareils d'appui.
- La deuxième partie a été consacrée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception.
- L'étape qui suit est celle de l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage.
- L'avant-dernière partie a été focalisée sur l'étude du tablier.
- La dernière partie a été consacrée à l'étude de l'infrastructure.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

CHAPITRE I

Recherche bibliographique sur les appareils d'appui

I.1. INTRODUCTION

Toute structure est flexible et son intégrité structurale doit être assurée en toutes circonstances. L'appareil d'appui est l'élément clé qui permet la liberté du mouvement entre une structure et son assise, tout en assurant la transmission des efforts verticaux et les rotations. Cet élément joue un rôle prépondérant dans le fonctionnement des structures. À ce titre, la conception des appareils d'appuis, leur fabrication et leur installation doivent être confiées à des spécialistes.

Les appareils d'appui sont les plus couramment employés pour assurer la liaison entre le tablier d'un pont et ses piles, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation. Il existe également de nombreux autres domaines dans lesquels les appareils d'appui peuvent être utilisés, comme : les stades, les pipelines ou tous types de bâtiments.

I.2. LES DIFFERENTS TYPES D'APPAREILS D'APPUI :

Une bonne connaissance du fonctionnement des structures est indispensable pour définir les types d'appareils d'appui les plus adaptés.

En effet, il existe plusieurs types, le choix de l'appareil d'appui approprié dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. C'est pourquoi il est délicat de pouvoir préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre.

De fabricant à un autre, on trouve des types plus au moins différents, toutefois le principe de leurs fonctionnements est le même. On distingue :

- Appareils d'appui en élastomère fretté ;
- Appareils d'appui à pot ;
- Appareils d'appui sphériques ;
- Autres types d'appuis (métalliques, en béton ... etc.)

I.3. LES APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE

I.3.1. Définition

L'appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère renforcé par des frettes métalliques en acier, adhésées à l'élastomère au moment de la vulcanisation (modification chimique créant de longues chaînes de polymères sous l'effet conjugué de la température et de la pression). L'élastomère est soumis à des efforts et des déplacements (compression, rotation et cisaillement ou distorsion). L'insertion des frettes dans le bloc d'élastomère contribue à diminuer le tassement sous charge normale et à augmenter la contrainte de compression admissible sans modifier sa raideur en cisaillement.

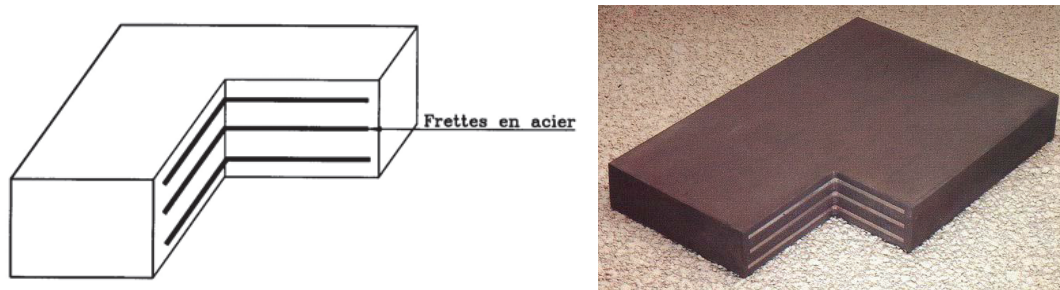


Figure I. 1 Constitution type et morphologie d'un appareil d'appui en élastomère fretté.

L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

En fonction des degrés de liberté qu'il autorise, un appareil d'appui en élastomère fretté est, pour le bloc élémentaire, un appareil d'appui mobile, Autrement dit, les rotations sur appui, les déplacements sont permis dans deux directions. On peut soit augmenter les possibilités de déplacement par l'ajout d'un plan de glissement, soit empêcher les distorsions par des platines métalliques constituant ainsi un appareil d'appui "fixe".

I.3.2. Les différents éléments constitutifs

I.3.2.1. Le matériau élastomère

Le caoutchouc entrant dans la composition des appareils d'appui peut être soit :

- **Naturel et d'origine végétale, le latex**, c'est alors un polymère de l'isoprène (polyisoprène ou NR dans la norme pour « Natural Rubber » ou « Caoutchouc naturel »),
- **Synthétique**, dans ce cas, le composé est le plus souvent un polymère du chloroprène (polychloroprène ou CR dans la norme pour « Chloroprène Rubber » ou « Caoutchouc Chloroprène »)

I.3.2.2. Les frettes en acier

Elles sont en acier S 235 ou d'un acier présentant un allongement minimal à la rupture équivalent.

L'épaisseur des frettes ne pourra être inférieure à 2 mm.

I.3.2.3. Les éléments de glissement éventuels

Les éléments de glissement comportent une plaque de PTFE (PolyTetraFluoro Ethylène) alvéolée collée sur le dessus de l'appareil d'appui en élastomère, soit sur l'enrobage extérieur en élastomère (appareil de type D), soit sur une tôle extérieure en acier (appareil de type E).

Une tôle en acier inoxydable poli liée à une platine supérieure en acier S235 glisse sur la plaque de PTFE.

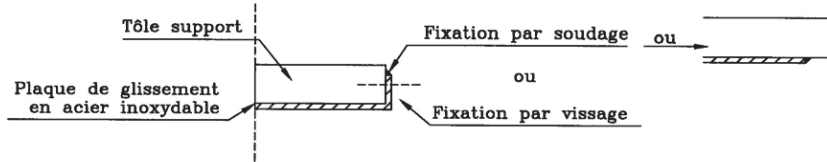


Figure I. 2 Type de fixation complémentaire latérale des plaques de glissement en acier inoxydable.

Les appareils d'appui munis d'éléments de glissement sont conçus pour permettre de grands déplacements horizontaux. Les efforts horizontaux sont compris entre 3 et 8 % des efforts verticaux. L'appareil peut toujours se déformer par compression et rotation. Ce type d'appareil d'appui est très intéressant pour le lancement d'ouvrage.

Les longueurs des plaques de glissement sont souvent sur-dimensionner bien que leur dimensionnement soit à l'ELU. Ceci permettra de pallier aux nombreuses imprécisions consécutives aux préréglages en usine, aux hypothèses de calcul, à la date réelle de pose et donc de la température à la pose.

I.3.2.4. Les dispositifs d'anti-cheminement ou anti-soulèvement

Il est possible d'équiper un appareil d'appui en élastomère fretté de butées, lorsqu'un éventuel cheminement est à craindre. Ces dispositifs doivent interdire uniquement le cheminement, sans empêcher ni gêner les déformations : compression, distorsion et rotation. Notamment, les butées doivent venir en contact avec une plaque (ou frette extérieure) dont l'épaisseur sera au moins égale à la hauteur de la butée.

Dans les schémas ci-dessous sont résumés quelques dispositifs d'anti-cheminement.

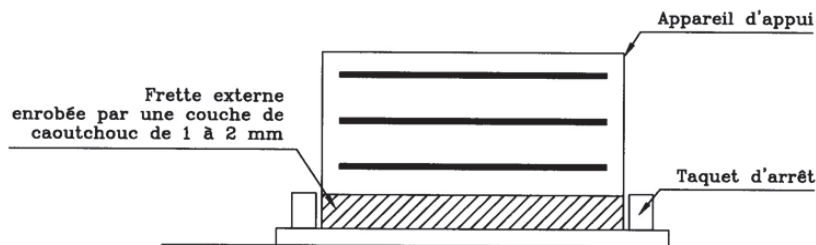
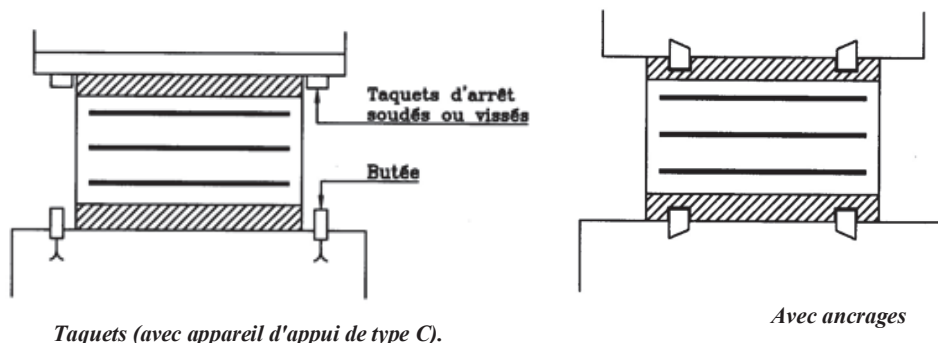


Figure I. 3 Principe d'un dispositif d'anti-cheminement.



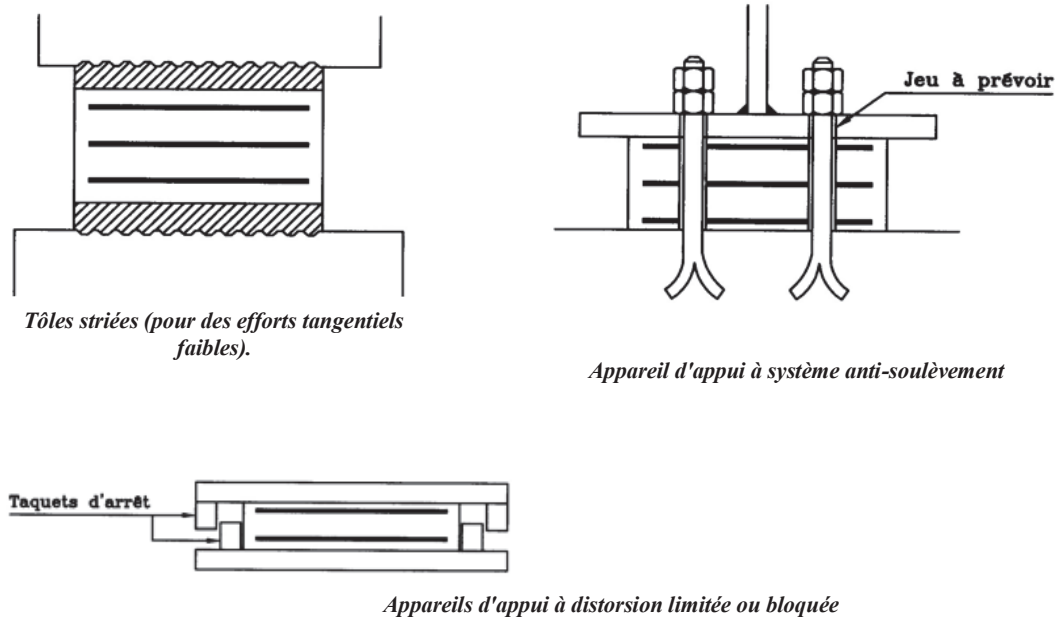


Figure I. 4 Principe d'appareils d'appui fixes

I.3.3. Comportement des appareils d'appui en élastomère fretté

Soumis à des efforts et des déplacements, chaque feuillet élémentaire se déforme comme l'indiquent les trois schémas suivants :

➤ Comportement sous effort normal

Sous un effort normal centré F_z , on constate une répartition linéaire de la distorsion ε_c , liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximale au milieu du grand coté « b » de l'appareil d'appui.

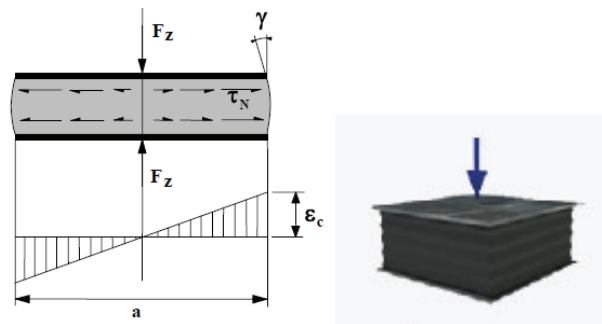


Figure I. 5 Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal.

➤ Comportement sous effort horizontal

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ε_q , liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère.

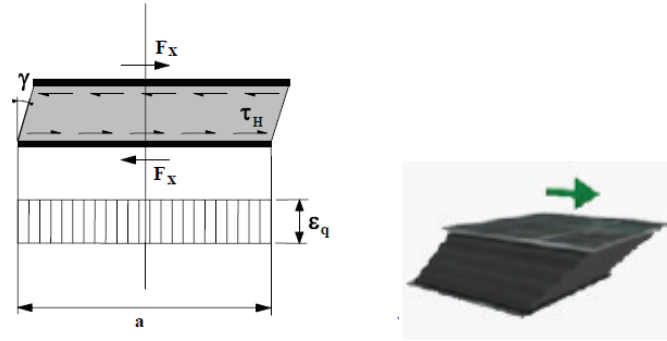


Figure I. 6 Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal.

➤ **Comportement sous une rotation d'axe horizontale**

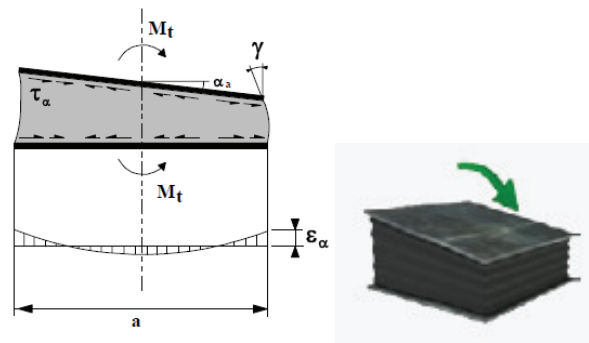


Figure I. 7 Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal.

Les cisaillements qui apparaissent dans les feuillets d'élastomère dépendent des dimensions de ceux-ci, des sollicitations mais également des caractéristiques de l'élastomère utilisé. Le dimensionnement des appareils d'appui est basé sur la limitation de ces cisaillements selon la réglementation en vigueur.

I.3.4. Domaine d'utilisation

Les appareils d'appui en élastomère sont utilisés pour des charges verticales généralement inférieures à 18 000 KN. C'est la capacité de déformation de l'appareil d'appui qui confère les mouvements acceptables. La charge admissible diminue lorsque les mouvements augmentent. Ils sont constitués d'une succession de couches d'élastomère et de tôles en acier.

La principale utilisation des appareils en élastomère fretté est le domaine des ouvrages d'art pour lesquels ce type présente de nombreux avantages à savoir : longévité, fiabilité, absence de l'entretien, légèreté, faible encombrement, mise en place aisée.

Ces qualités sont également recherchées dans le domaine du bâtiment où les appareils d'appui en élastomère fretté peuvent en outre servir de filtre de vibrations (par exemple : diminution des nuisances sonores) ou encore d'isolateur parasismique (réduction de l'accélération).

I.3.5. Types d'appareils d'appui en élastomère fretté

Type A : Appareil d'appui à une seule frette enrobée ;

Type B : Appareil d'appui comportant au moins deux frettes et entièrement enrobé ;

Type C : Appareil d'appui comportant des plaques métalliques extérieures ;

Type D : Appareil d'appui glissant comportant en surface une feuille de PTFE ;

Type E : Appareil d'appui glissant comportant en surface une plaque métallique en contact avec la feuille de PTFE d'un plan de glissement ;

Type F : Appareil d'appui non fretté et appareil d'appui en bande.

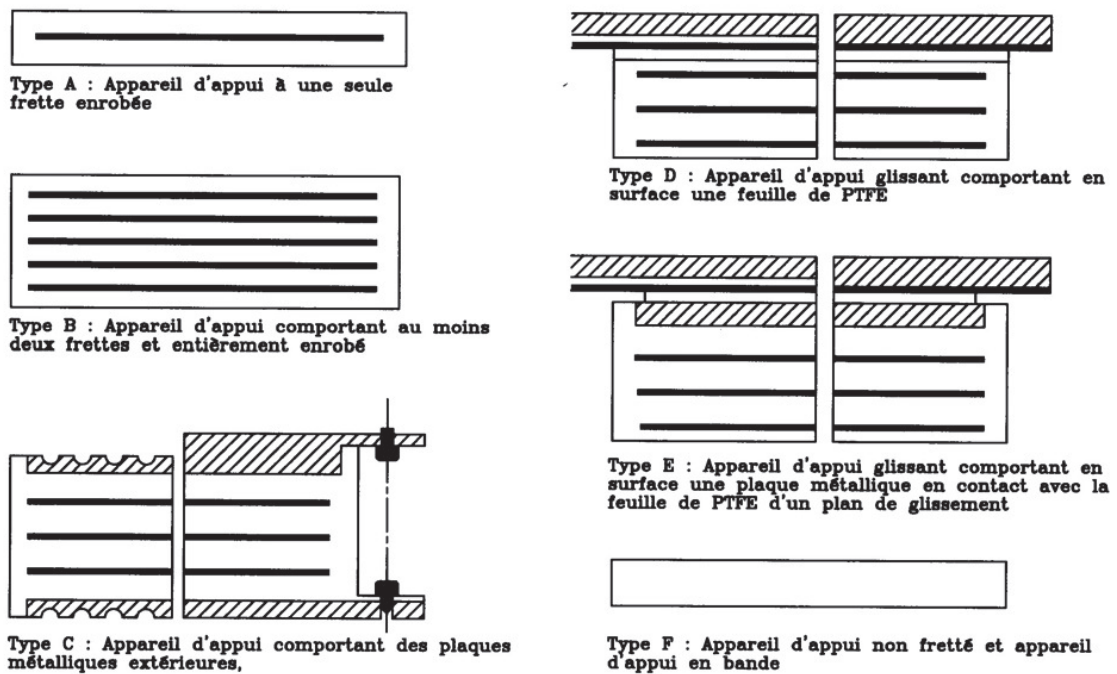


Figure I. 8 Type d'appareils d'appui en élastomère fretté

I.4. LES APPAREILS D'APPUI A POT

I.4.1. Définition

Dès leurs premiers usages, les appareils d'appui à pot ont été très largement employés et ils constituent le type d'appareil d'appui le plus utilisé après les appareils d'appui en élastomère fretté. Cette place importante est due à leur principe qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception qui permet de rationaliser la fabrication.

Le principe d'un appareil d'appui à pot est d'avoir un coussin cylindrique d'élastomère enfermé dans un pot et qui reçoit la charge par l'intermédiaire d'un piston formant un

couvercle du pot. L'élastomère ne peut se déformer qu'à volume constant ce qui lui permet de transmettre des charges élevées et d'autoriser les rotations imposées par la structure.

Ces appareils d'appui permettent des descentes de charges élevées sous un encombrement limité. Les capacités courantes se varient entre 5 000 et 30 000 KN, voir plus.

Grâce à la pression hydrostatique développée, les appareils d'appui à pot réalisent une répartition presque uniforme des charges sur la structure. De plus, les forces de rappel élastique engendrées par ce type d'appareils d'appui sont beaucoup moins importantes que pour d'autres types.

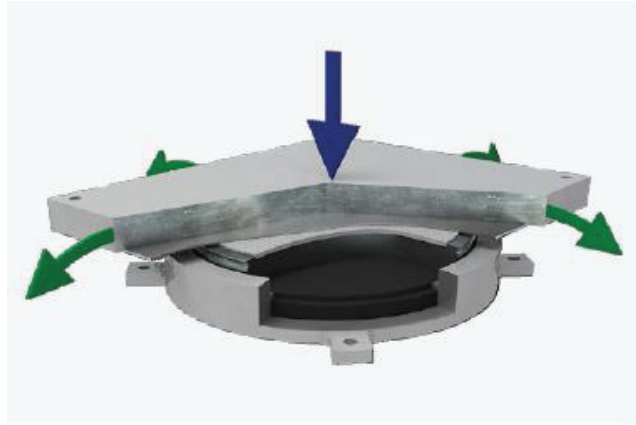


Figure I. 9 Appareil d'appui à pot

I.4.2. Les différents éléments constitutifs

I.4.2.1. Partie inférieure formant le pot

Il existe différents modes d'élaboration de ces pots (parfois appelés aussi "virole") ce qui peut influencer sur la capacité et la durabilité du produit. Parmi ces modes de fabrication, la meilleure solution et pratiquement la seule utilisée dans les cas courants consiste, en partant d'une plaque en acier couramment laminé de l'épaisseur du pot, à usiner celle-ci pour aboutir au pot.

L'épaisseur minimale pour le fond est de 12 mm. En général, pour les plaques usinées, les fabricants réalisent des épaisseurs d'au moins 20 mm pour se prémunir des déformations engendrées par la libération des contraintes internes enfermées dans la tôle avant usinage.

I.4.2.2. Un coussin en élastomère

Il est réalisé en élastomère (naturel ou polychloroprène) et vulcanisé dans des moules aux cotes du produit fini ou découpé.

Le coussin est mis en place dans le pot qui a reçu un usinage lui donnant une rugosité conforme à celle fixée par la norme; en complément, on ajoute une graisse. Dans ces conditions, l'élastomère, sous les pressions qu'il subit, a un comportement proche de celui d'un liquide.

I.4.2.3. Le piston ou couvercle

Cette partie faite en acier, ferme la boîte et confine l'élastomère dans son volume. La forme et les dimensions sont adaptées au pot.

Un joint est utilisé afin d'éviter l'extrusion de l'élastomère par le jeu dans la zone contact entre le piston et la paroi interne de la virole. Le joint qui est souvent en laiton, est généralement engravé dans le coussin après sa mise en place dans le pot.

Le rôle de ce joint est important pour assurer le bon fonctionnement de l'appareil d'appui à pot, notamment en évitant des extrusions d'élastomère.

I.4.2.4. Les éléments de glissement

Ils sont constitués par une feuille de PTFE alvéolée engravée dans le dessus du piston graissée au montage, sur laquelle glisse une plaque d'acier inoxydable liée à une platine supérieure en acier. Comme pour la platine du pot, les parties supérieures peuvent être fixées à la partie de la structure au contact de l'appareil d'appui.

Si l'on souhaite limiter les déplacements de la structure à une seule direction, on met en place des systèmes de guidage dont il existe deux modes usuels :

- **Latéral**, la plaque de glissement comporte deux retombées latérales qui viennent en butée avec le dessus du piston ;
- **Central**, une clavette en relief de la partie supérieure du piston vient dans une rainure de la plaque de glissement.

I.4.2.5. Protection contre la corrosion

Toutes les parties métalliques reçoivent une protection contre la corrosion sauf dans les zones fonctionnelles de contact acier/acier et l'intérieur du pot.

En cas d'utilisation de métaux de potentiels électrolytiques différents il est conseillé d'isoler correctement les métaux afin d'éviter l'apparition de phénomènes de corrosion galvanique

La figure ci-dessous résume les différents éléments constitutifs d'un appareil d'appui à pot

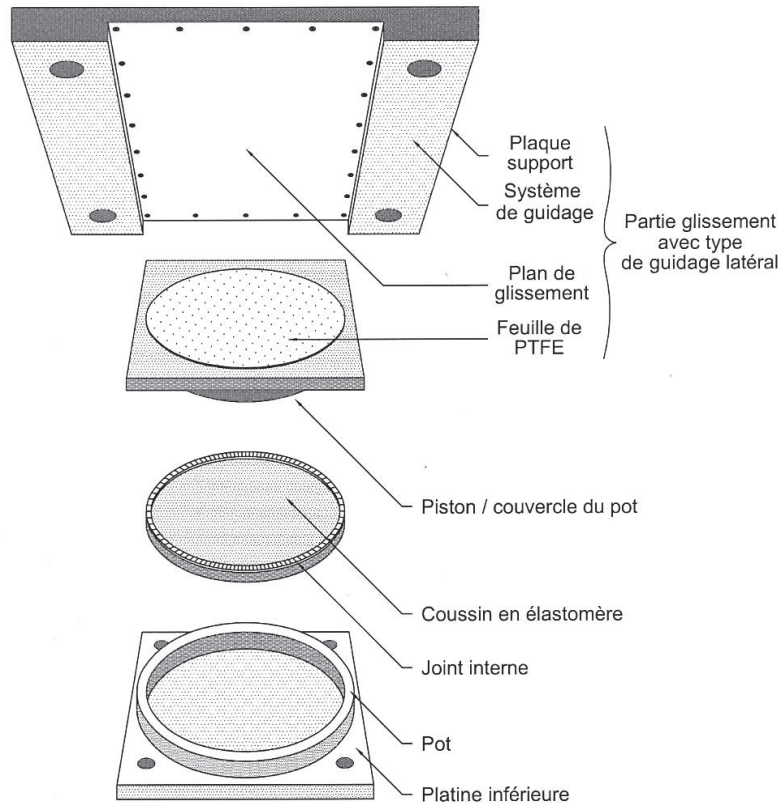


Figure I. 10 Eléments constitutif d'un appareil d'appui à pot

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

I.4.3. Types d'appareils d'appui à pot

Il existe trois types d'appareils d'appui, différenciés par leurs mouvements acceptables, qui les suivants :

I.4.3.1. Appareil d'appui glissant libre « multidirectionnel »

Ce type d'appui à pot, glissant libre, est constitué d'un pot, d'un disque en élastomère et d'un piston recouvert d'une plaque de PTFE (Polytétrafluoréthylène), sur laquelle la plaque supérieure peut glisser librement. Le pot est fixé au support (pile, culée, poteau, etc.) et la plaque supérieure à la superstructure.

Ce modèle est conçu pour admettre des déplacements horizontaux, sans contraintes autres que les efforts internes

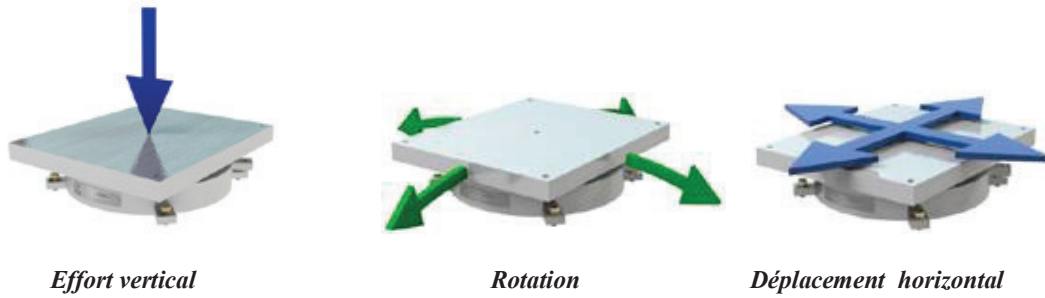


Figure I. 11 les fonctions de l'appareil d'appui à pot multidirectionnel

I.4.3.2. Appareil d'appui glissant guidé « unidirectionnel »

Ce type d'appareil appui à pot glissant guidé est conçu comme un appareil d'appui glissant libre mais muni d'un guide. Le guide est solidaire du piston et vient se positionner dans une rainure de la plaque de glissement supérieure. Dans certains cas, le guidage peut être réalisé par des guides latéraux.

Ce modèle d'appareil d'appui accepte des déplacements horizontaux dans l'axe du guide et des efforts horizontaux dans la direction perpendiculaire.

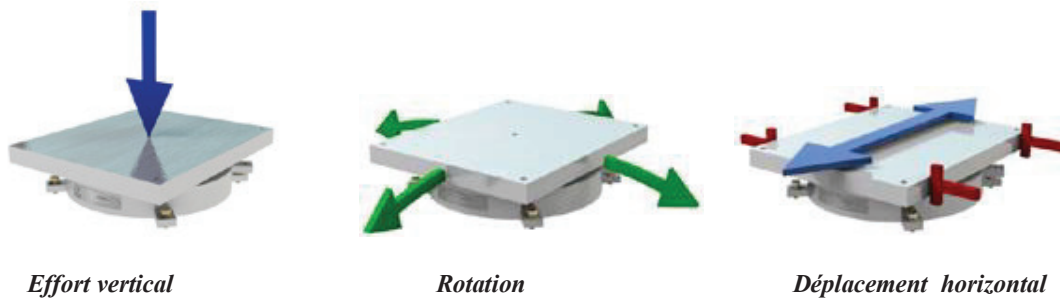


Figure I. 12 les fonctions de l'appareil d'appui à pot unidirectionnel

I.4.3.3. Appareil d'appui fixe « bloqué »

Les appareils d'appui à pot fixes sont constitués d'un pot, d'un disque en élastomère et d'un piston. Le pot est fixé au support (pile, culée, poteau, etc.) et le piston à la superstructure.

Ce modèle ne permet aucun déplacement horizontal. Il transmet donc les efforts de la superstructure à son support dans toutes les directions.

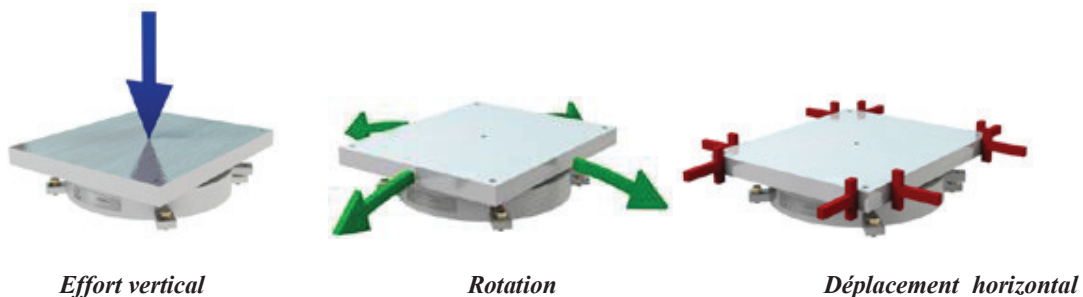


Figure I. 13 les fonctions de l'appareil d'appui à pot fixe

I.5. LES APPAREILS D'APPUI SPHERIQUES

I.5.1. Définition

L'appui sphérique est composé de deux plaques de support sphériques, l'une convexe et recouverte d'une feuille de PTFE, l'autre concave et recouverte d'une feuille d'acier inoxydable poli. Le glissement entre ces deux parties sphériques permet la rotation.

Les appuis sphériques transmettent les charges verticales élevées tout en permettant à l'ouvrage de fléchir à sa guise. Selon qu'ils soient fixes, unidirectionnels ou multidirectionnels, les appuis sphériques reprennent les efforts verticaux et les efforts horizontaux correspondants, ainsi que les mouvements longitudinaux et transversaux; ils peuvent aussi être munis d'un dispositif anti-soulèvement.

Puisque le frottement entre le PTFE et l'acier inoxydable poli est très faible, la résistance au mouvement est extrêmement faible, aussi bien pour les déplacements que pour la rotation et la torsion. Contrairement aux appuis à pot, avec un élastomère, les appuis sphériques n'induisent aucune force parasite dans la structure. En plus, la capacité de rotation et de torsion est quasiment illimitée.

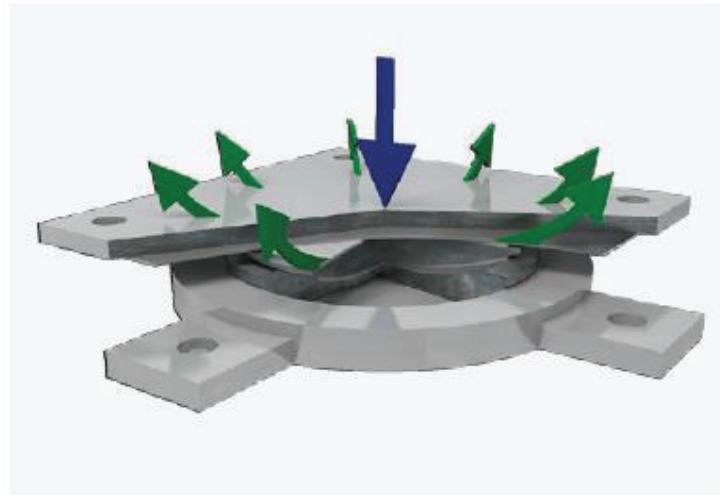


Figure I. 14 Appareil d'appui sphérique

I.5.2. Types d'appareils d'appui sphériques

I.5.2.1. Appareil d'appui glissant libre « multidirectionnel »

Ce type d'appareil d'appui sphérique, glissant libre, est constitué d'une embase inférieure, d'une calotte sphérique chromée et d'une plaque de PTFE, sur laquelle la plaque supérieure peut glisser librement. L'embase inférieure est fixée au support (pile, culée, poteau, etc.) et la plaque supérieure à la superstructure.

Ce modèle est conçu pour admettre des déplacements horizontaux, sans résistances autres que les frottements internes.

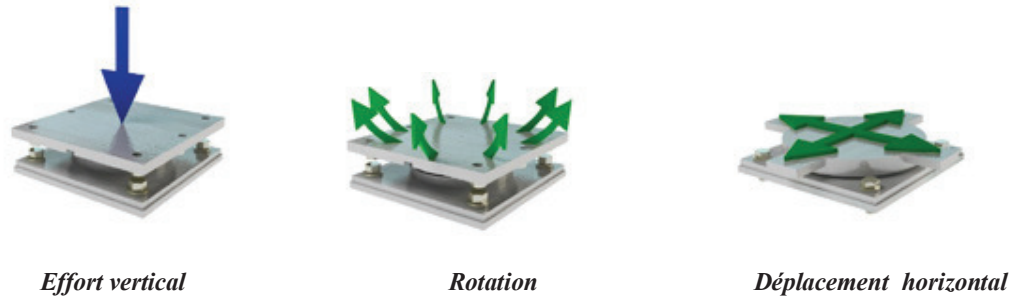


Figure I. 15 les fonctions de l'appareil d'appui sphérique multidirectionnel

I.5.2.2. Appareil d'appui glissant guidé « unidirectionnel »

Ce type d'appareil d'appui sphérique est conçu comme un appareil d'appui glissant libre mais muni d'un guide. Le guide est généralement solidaire de la plaque de glissement supérieure, et vient en butée sur les bords de l'embase.

Ce modèle d'appareil appui accepte des déplacements horizontaux dans l'axe du guide et des efforts horizontaux dans la direction perpendiculaire.

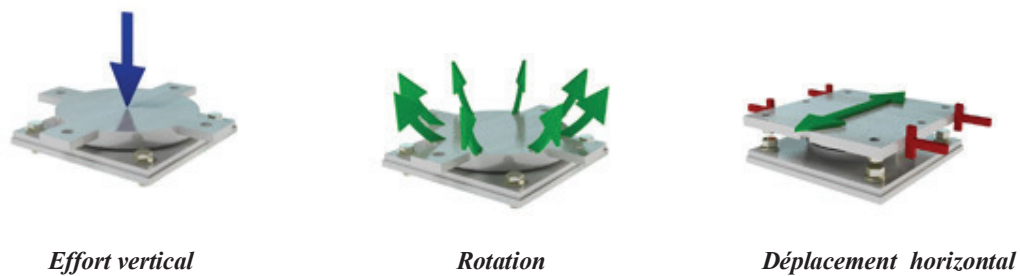


Figure I. 16 les fonctions de l'appareil d'appui sphérique unidirectionnel.

I.5.2.3. Appareil d'appui fixe « Bloqué »

Les appareils d'appui sphériques fixes sont constitués d'une embase inférieure, d'une calotte sphérique chromée et d'une plaque PTFE et d'une plaque supérieure. L'embase inférieure est fixée au support et la plaque supérieure à la superstructure.

Ce modèle ne permet aucun déplacement horizontal. Il transmet donc les efforts de la superstructure à son support dans toutes les directions.

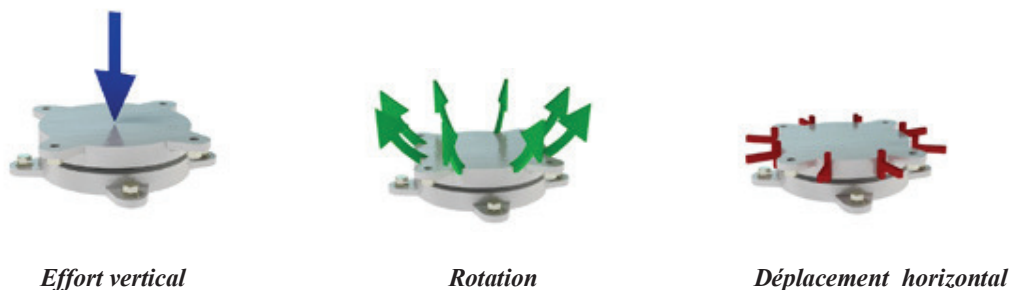


Figure I. 17 les fonctions de l'appareil d'appui sphérique fixe.

I.6. LES APPAREILS METALLIQUES

On distingue :

I.6.1 Appareils à plaques métalliques

Ce sont les dispositifs les plus simples et les plus anciens. On les rencontre sur des ouvrages anciens avec des longueurs dilatables dépassant rarement 20 m et des descentes de charge réparties sur un assez grand nombre de points. Ils sont constitués d'une plaque de plomb ou de zinc pour les plus anciens ou de deux plaques glissant les unes sur les autres. En cas de rotation de flexion, la surface de contact se réduit à une ligne.

I.6.2 Appareils à balanciers

- **Balanciers à contact linéaire** : Ils sont composés d'une surface cylindre roulant sur une surface plane et permettent la rotation dans une direction et assurent la fonction d'appui fixe. Le guidage est assuré par des goujons ou des dents. Ces appareils sont encore fabriqués en France.
- **Balanciers à rotule axiale** : Utilisés seuls, ils jouent le rôle d'appareil d'appui fixe. En général, ils comportent un guidage qui empêche un cheminement de l'axe. On les rencontre conjugués avec un plan de glissement constitué de rouleaux multiples pour assurer en plus la fonction de déplacement longitudinal.
- **Balanciers à contact ponctuel** : Il s'agit de petits appareils d'appui composés d'une surface sphérique convexe sur laquelle se déplace sans glisser, une surface plane ou une surface sphérique concave à grand rayon. Ils permettent les rotations dans toutes les directions, tout en jouant le rôle d'appui fixe.
- **Appareils d'appui sphériques et cylindres** : Les calottes sphériques sont une variante des appareils précédents. La surface de contact est sphérique, les balanciers supérieurs et inférieurs ayant le même rayon. Il existe des calottes cylindriques variantes des balanciers à rotule axiale. Elles sont aussi appelées genouillères. Il existe des appareils plus récents dont les surfaces de frottement sont composées de plaques de PTFE.
- **Appareils à rouleaux** : Ils assurent à la fois le déplacement longitudinal et la rotation d'axe transversal dû à la flexion du tablier. Il existe plusieurs types de dispositifs : rouleau simple, rouleau simple tronqué (ou galet), rouleau à côtés aplatis (ou pendule), rouleaux multiples
- **Les bielles** : permettent une double articulation. Elles sont donc généralement utilisées à la jonction de deux éléments dont les mouvements sont indépendants. On peut en trouver sur les ponts suspendus, les cantilevers, etc

I.7. LES APPAREILS D'APPUI EN BETON

- **Les articulations Mesnager** : Elles se composent de barres d'acier se croisant en X dans une section rétrécie de béton ménagée entre les pièces à articuler. Les barres sont disposées alternativement dans l'une ou l'autre direction et sont concourantes sur une même droite : l'axe de l'articulation. La résistance est demandée

exclusivement aux barres croisées, à l'exclusion du noyau de béton de la section rétrécie, qui n'a qu'un rôle de protection des armatures

- Le fonctionnement de l'articulation entraîne une fissuration du noyau et les aciers sont donc mal protégés de la corrosion. On trouve donc peu d'articulation Mesnager sur les ouvrages en service.
- **Les articulations Considere :** Ce sont des articulations provisoires qui se composent d'un élément de béton fretté réduit à un noyau. La présence d'armatures en attente permettait ensuite d'enrober l'articulation et de reconstituer la section du poteau. De ce fait, elles sont difficilement identifiables même si elles existent encore sur certains ouvrages en service et cela peut expliquer certains désordres sur les poteaux.
- **Les articulations Freyssinet :** Elles équipent de nombreux ouvrages et selon l'intensité des efforts horizontaux, elles possèdent ou ne possèdent pas d'aciers traversants (goujons). Il est rarement constaté de désordres sur ces appareils d'appui.
- **Les articulations Caquot :** Les articulations Caquot (ou Considere-Caquot) sont introduites vers 1928. Il s'agit d'articulations à roulement de cylindre ou de sphère sur un plan ou un cylindre dite articulation roulante. Elles remplissent le rôle d'appareil d'appui fixe. Si les efforts horizontaux sont importants, des aciers traversent perpendiculairement la ligne de contact.
- **Les articulations doubles :** Les articulations Caquot ou Freyssinet sont parfois dédoublées pour ajouter une capacité de translation à leur capacité normale de rotation. L'articulation double Caquot permet des déplacements de plusieurs centimètres alors que l'articulation double Freyssinet n'autorise que de faibles déplacements. Toute opération de réparation doit veiller à conserver la stabilité de l'ouvrage.

I.8. CONCLUSION

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure et non des équipements pour lesquels il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère alors comme de la matière consommable.

A ce titre, on se doit d'apporter tout le soin nécessaire à leur choix, leur qualité, leur conception, leur mise en œuvre, ainsi qu'à leur entretien. D'autant que le coût du produit lui-même est sans commune mesure avec celui des opérations d'interventions pour soulever la structure, remplacer un appareil déficient et/ou réparer des bossages.

CHAPITRE II

Présentation de l'ouvrage

II.1. INTRODUCTION

La connaissance du site d'implantation de l'ouvrage s'avère primordiale pour une meilleure conception. En effet, le pont doit satisfaire d'une part, aux exigences fonctionnelles, qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant d'assurer son bon fonctionnement, et d'autre part, satisfaire aux exigences naturelles, qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et éventuellement la méthode de sa mise en œuvre.

De ce fait, le présent chapitre traite des données du projet (données fonctionnelles et naturelles) citées précédemment.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Présentation.

L'ouvrage d'art qui, sa conception et son étude seront l'objet de notre projet de fin d'étude est le viaduc V3a. Le viaduc en question s'inscrit dans le projet de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia sur 48 km. L'obstacle franchi par cet ouvrage est l'un des reliefs les plus accidentés et difficiles du projet, il s'agit d'une vallée franchie par un oued dénommé « Oued Guechtona ».

II.2.2. Situation du projet

Le viaduc V3a débute au PK 13+844.100 et abouti au PK 14+329.600 de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia sur 48 km.

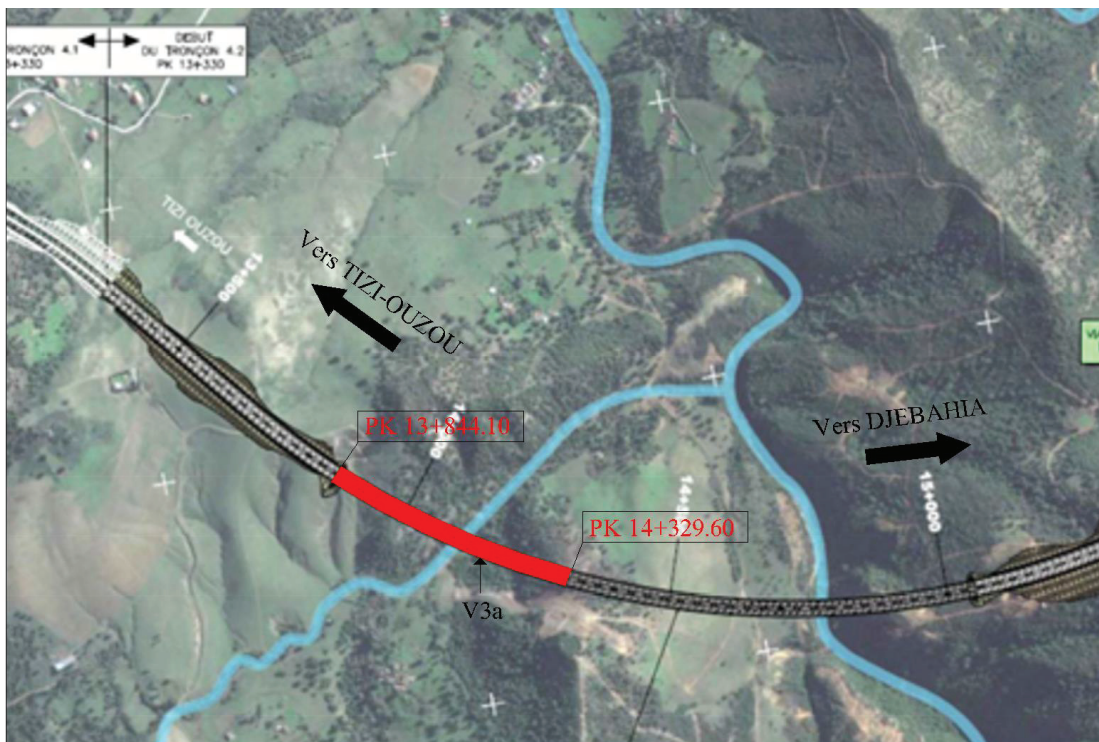


Figure II. 1 Photo satellite d'implantation de l'ouvrage.

II.2.3. Caractéristiques géométriques du projet

- Longueur : 485.50 m
- Largeur totale du tablier : 13.80 m
- Pente longitudinale : 3.44 %

II.3. LES DONNEES DU PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessiné sur un plan de situation et repéré par les coordonnées de ces points caractéristiques.

Le viaduc V3a est de longueur de 485.50 mètres et son tracé en plan présente une courbure de rayon de 2000 mètres.

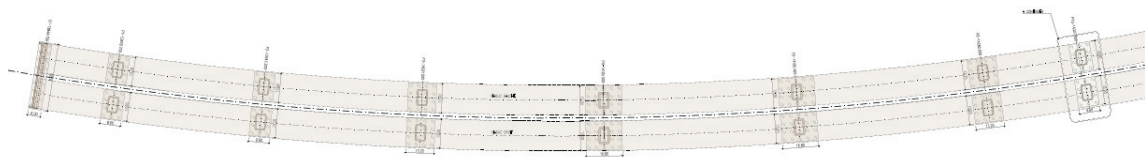


Figure II. 2 Tracé en plan du V3a.

II.3.1.2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan. Notre ouvrage de longueur de 485.50 mètres présente une pente de 3.44%.

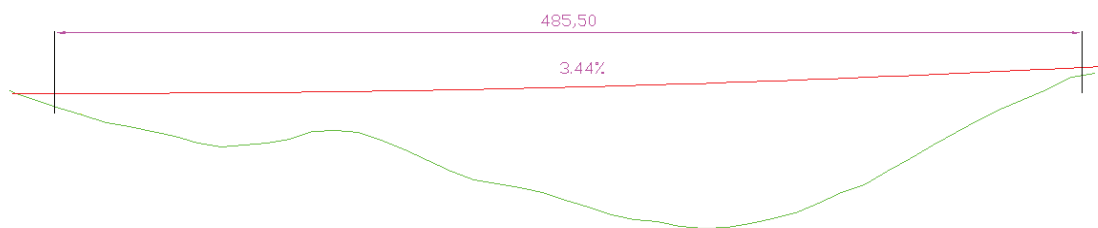


Figure II. 3 Profil en long du V3a.

II.3.1.3. Profil en travers

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

Le profil en travers par sens de l'ouvrage est défini comme suit :

- Trois voies de circulation de 3.50 m chacune et de largeur totale de 10.50 m
- Deux bandes d'arrêts d'urgence de largeur de 1 m chacune et de largeur totale de 2 m
- Deux barrières de largeur de 0.65 m pour chacune et de largeur totale de 1.3 m
- Divers unique de 2.5 % sur toute la longueur du pont
- La largeur totale du tablier est de 13.80 m

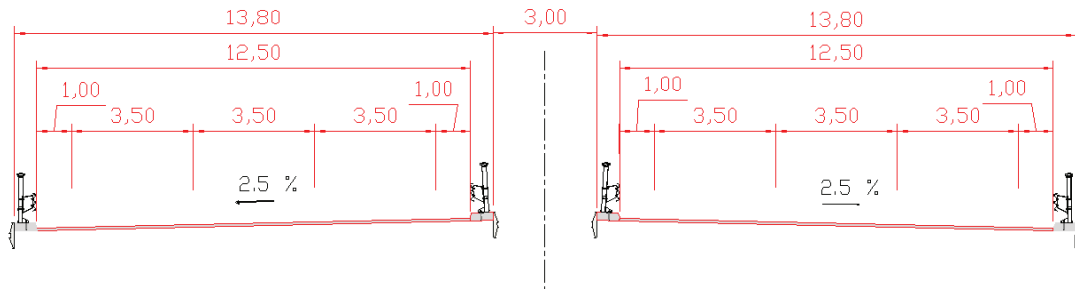


Figure II. 4 Profil en travers du V3a.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Les données topographiques:

Le levé topographique effectué dans la zone d'implantation de l'ouvrage nous mène a conclure que le viaduc surmonte un terrain très accidenté.

II.3.2.2. Les données géotechniques

La connaissance des données géotechniques du sol est d'une importance capitale, en effet, elles conditionnent la stabilité de l'ouvrage ainsi que sa rigidité. Elles sont déterminées par des reconnaissances géotechniques.

L'objectif de la reconnaissance géotechnique est la meilleure connaissance qualitative et quantitative des terrains concernés par le projet, y compris la présence éventuelle de la nappe phréatique.

Les données géotechniques permettent d'une part de déterminer le type de fondations des appuis, d'autre part, c'est un critère de choix d'une conception idéale pour le franchissement de l'obstacle.

Les caractéristiques nécessaires à déterminer sont les suivantes :

- Les paramétrés de résistance des sols (paramètres mécaniques), qui permettront d'étudier la capacité portante de la fondation et le choix des méthodes d'exécution en fonction des conditions du site (compacité des terrains, présence ou pas des blocs,...etc.).
- La position, l'épaisseur et l'homogénéité des coches du sol qui sont intéressées par les fondations de l'ouvrage, et éventuellement la présence des accidents géologiques traduit par l'existence de vides karstiques.
- Les paramètres rhéologiques des sols, afin d'évaluer les déplacements et déformations sous les fondations (tassements et fluage).

- Les niveaux des nappes phréatiques, et éventuellement les venues d'eau et la perméabilité des terrains, qui sont nécessaires pour le calcul et le bétonnage des fondations.

Les sondages carottés réalisés pour chaque appui de notre ouvrage ont ressorti les résultats montrés dans le tableau suivant.

Tableau II. 1 caractéristiques geologique du terrain naturel.

Appui	Profondeur (m)	Description	Profondeur de la nappe phréatique (m)
Culée 1	0 à 1.5	Argile marneuse de teinte brune devenant grise en profondeur	2 m
	1.5 à 12	Marne de teinte grise légèrement tendre	
	12 à 15	Marne de teinte grise devenant compacte en profondeur	
	15 à 25	Marne de teinte grise dure et très compacte avec quelques passages tendres	
Pile 1	0 à 3	Argile marneuse de teinte marron	4.2 m
	3 à 6	Marne grise friable et peu compacte	
	6 à 10	Marne de teinte grise devenant compacte en profondeur	
	10 à 25	Marne grisâtre dure et très compacte et à niveaux tendres	
Pile 2	0 à 2.5	Argile marneuse de teinte marron devenant grise en profondeur	14.0 m
	2.5 à 10	Marne de teinte grise légèrement compacte et à niveaux tendres	
	10 à 23	Micaschiste se présentant en fragments durs centimétriques à décimétriques et aussi sous forme de sable	
Pile 3	0 à 3	Argile de teinte brunâtre à grisâtre débutant en plaquettes indurées	9.6 m
	3 à 8	Argile marneuse brunâtre devenant grisâtre en profondeur friable et peu compacte	
	8 à 12.5	Marne grise légèrement compacte en profondeur	
	12.5 à 19.5	Micaschiste se présentant en blocs durs, en fragments centimétriques et sous forme de sable	
Pile 4	0 à 1.5	Argile de teinte brune renfermant des éléments caillouteux	4.5 m
	1.5 à 5	Argile marneuse de teinte jaunâtre à grisâtre légèrement compacte	
	5 à 10.5	Marne grise devenant compacte en profondeur	
	10.5 à 25	Marne de teinte grise à alternance de niveaux	

		durs, niveaux tendres et niveaux friables	
Pile 5	0 à 3	Argile brunâtre renferment des éléments caillouteux (argile marneuse)	4.6 m
	3 à 6	Argile marneuse jaunâtre à grisâtre compact et fracturée	
	6 à 10	Marne grise devenant compacte en profondeur (marne compact)	
	10 à 25	Marne de teinte grise à alternance de niveaux durs (marne grise dure)	
Pile 6	0 à 11	Conglomérat	18 m
	11 à 19	Micaschiste prélevé sous forme de blocs centimétriques et décimétriques avec alternance de niveaux argileux friables	
Pile 7	0 à 4	Argile de teinte brune renfermant des éléments caillouteux et graveleux	18 m
	4 à 13.5	Argile légèrement sableuse feuilletée peu compacte de teinte brune devenant grise en profondeur	
	13.5 à 19	Conglomérat (blocs alluvionnaires dans une matrice sablo-argileuse prélevée sous forme de blocs centimétriques et décimétriques)	
	19 à 24	Micaschiste prélevé sous forme de blocs centimétriques à décimétriques et aussi sous forme de sable	

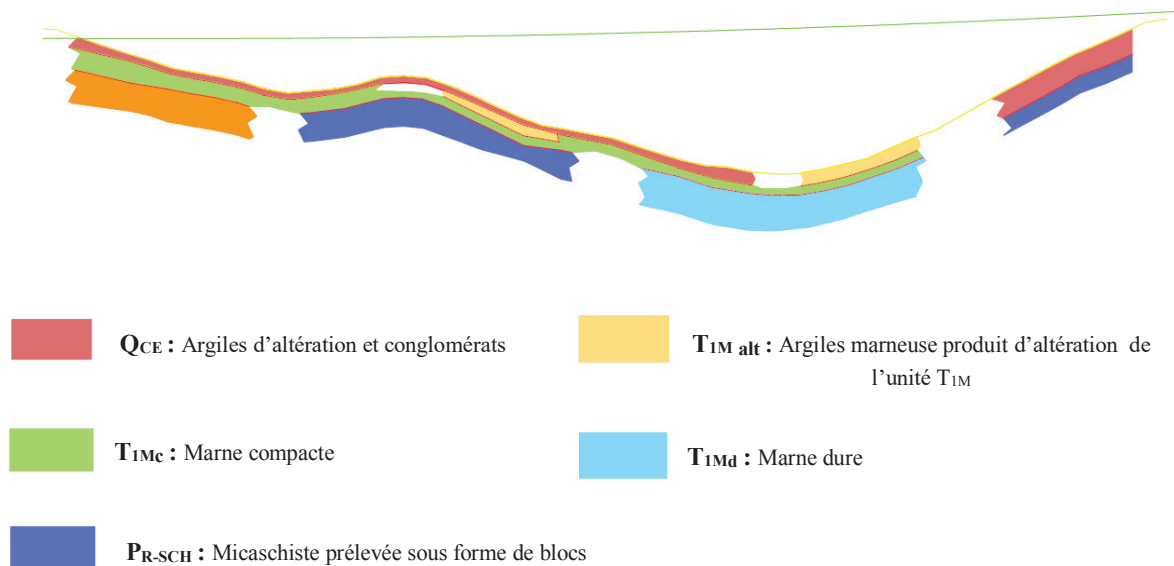


Figure II. 5 Vue en élévation des caractéristiques géologiques du terrain naturel.

II.3.2.3. Les données hydrologiques

En plus du terrain accidenté surmonté par l'ouvrage, ce dernier franchi aussi le oued « Guechtona », dont le bassin versant présente les caractéristiques suivantes :

- L'exutoire : PK 14+150 ;
- Longueur : 4.063 Km ;
- Pente : 0.175 ;
- Superficie : 6.228 Km² ;
- Le temps de concentration : $T_c = 0.758$ h ;
- Paramètres de Montana correspondant à la période de retour centennale : $a=45.00$, $b=0.59$;
- Intensité centennale de la pluie : $I=53.001$ mm/h ;
- Débit centennal : $Q_{100}=60.17$ m³/s.

II.3.2.4. Les données sismologiques

D'après le règlement parasismique des ouvrages d'art Algérien (RPOA 2008), la wilaya de Tizi-Ouzou où se situe notre ouvrage est une zone de sismicité moyenne (zone IIa).

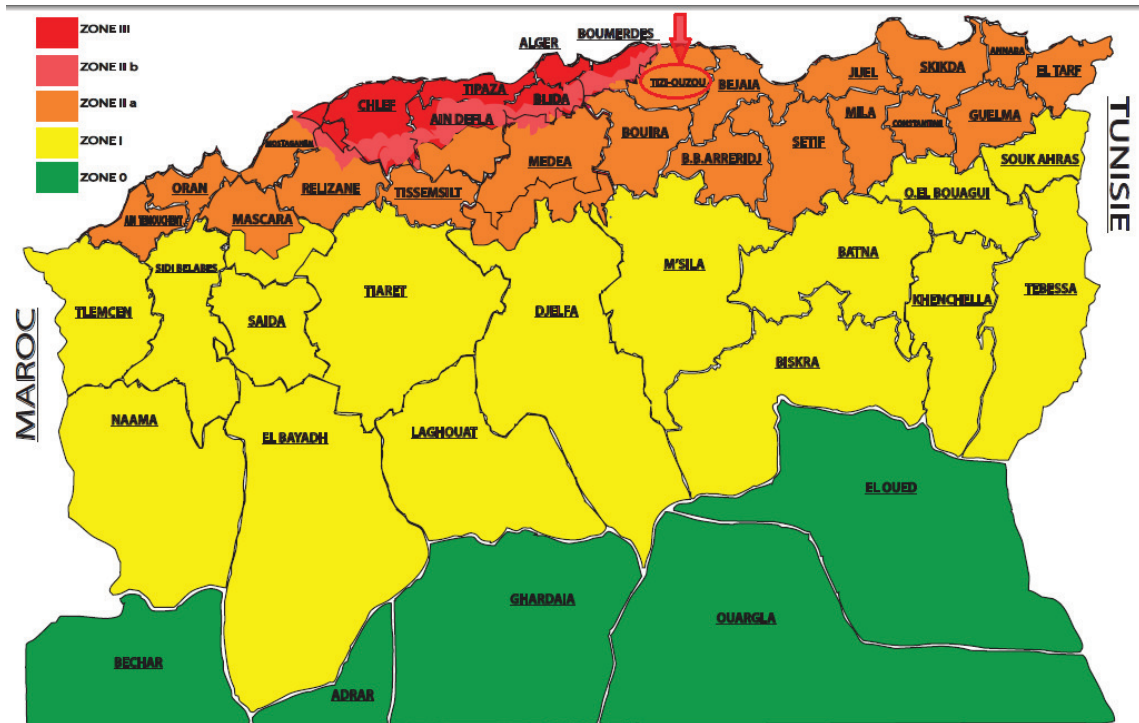


Figure II. 6 Carte de zonage sismique de l'Algérie

L'ouvrage s'inscrit dans une route nationale de fort trafic, donc d'après art.2.2 de l'RPOA 2008, le pont est considéré comme un ouvrage important, donc classifié dans le de groupe 2, ce qui donne un coefficient d'accélération de séisme $A = 0.2$

II.3.2.5. Les données climatiques

II.3.2.5.1. Température

Les effets de la température interviennent au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appuis, pour cela ils sont pris en compte dans les calculs d'ouvrages.

Dans la période hivernale, la wilaya de Tizi-Ouzou atteint au moyen une température de 10 °C dans la journée, et la nuit une moyenne de 0 °C.

Dans la période d'été, les températures dans la wilaya atteignent une moyenne de 40 °C dans la journée et 23 °C la nuit.

II.3.2.5.2. Vent

D'après le règlement des charges des ponts routiers (RCPR 2010), les effets du vent sont considérés comme des pressions horizontales appliquées aux surfaces de la structure et qui valent 2.00 KN/m² pour les ouvrages en service. Pour les ouvrages en cours de construction les pressions valent 1.25 KN/m²

II.3.2.5.3. Neige

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans la construction des ponts

II.4. CONCLUSION

Les données du projet qui sont traitées durant ce chapitre, donnent une vision globale sur la conception de l'ouvrage, les variantes à proposer et la conception la plus adaptée pour franchir les contraintes du site.

CHAPITRE III

Conception générale

III.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont est le plus souvent, résultat d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage. En effet, la conception vise à concilier diverses contraintes imposées, notamment, les contraintes naturelles et fonctionnelles, tout en tenant compte de l'aspect architectural (esthétique) de l'ouvrage.

Pour cela, il faut connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages envisageables.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution jugée optimale, qui fera ensuite l'objet d'une étude plus approfondie. C'est une opération de synthèse qui fait appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur, dans laquelle interviennent de nombreux critères et paramètres, à savoir :

- L'obstacle franchi.
- La voie portée : pont routier, pont rail, ...etc.
- La fonction mécanique de l'ouvrage : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droit, biais ou courbe.
- La durée de vie de l'ouvrage : provisoire ou définitive.
- Le profil de la chaussée : profil en long, travers et en plan.
- Nature du sol des fondations.
- Les positions possibles des appuis.
- Le gabarit à respecter lors de franchissement d'une ou plusieurs voies de circulation routière, ferroviaire ou maritime.
- La brèche de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécutions et d'accès à l'ouvrage.

III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

Dans ce qui suit, on se propose trois variantes qui sont :

- Pont à poutres précontraintes du type VIPP.
- Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.
- Pont mixte acier-béton bipoutre.

III.2.1. Variante 1 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP

Ce sont des viaducs à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension. Ce type de ponts permet d'atteindre des portées allant de 30 à 50 mètres.

III.2.1.1. Conception longitudinale

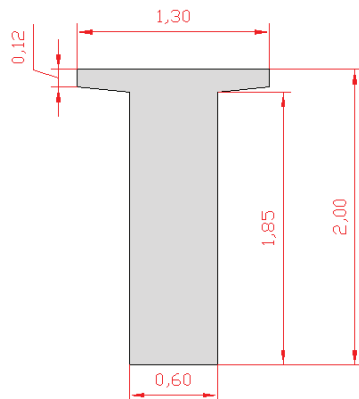
On se propose dans cette variante un pont de 13 travées équidistantes, de 36.60 mètres de longueur pour chacune, ce qui résulte une longueur totale du pont de 475.80 mètres.

III.2.1.2. Conception transversale

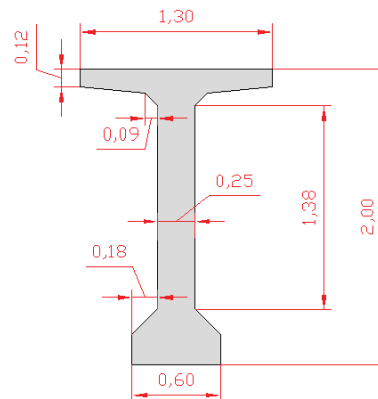
Le pré-dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA intitulé « Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension » (Février 1996) de ponts VIPP

Tableau III. 1 Récapitulatif du pré-dimensionnement de la variante VIPP (Variante 1)

Elément	Ratio usuel	Valeur retenu
Hauteur de la poutre H_p	$\frac{L}{22} < H_p < \frac{L}{16}$	2.00 m
Epaisseur de la dalle e_d	$20 \text{ cm} \leq e_d \leq 30 \text{ cm}$	25 cm
Hauteur totale du tablier H_t	$H_t = H_p + e_d$	2.25 m
Entraxe des poutres λ	$1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.70 m
Entraxe des poutres de rives L_a	L_a	11.90 m
Nombre de poutres	$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$	8
Largeur de la table de compression b	$b \geq 0.6 \times H_p$	1.30 m
Epaisseur de la table de compression e_c	$10 \text{ cm} \leq e_c \leq 15 \text{ cm}$	12 cm
Largeur du talon L_t	L_t	60 cm
Epaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Epaisseur de l'âme en travée	-	25 cm
Epaisseur de l'âme en zone d'about	-	60 cm
Gousset du talon en travée	$1 \leq \text{tg} \alpha \leq 1.5$	$\alpha = 54.46^\circ$ $e = 0.175 \text{ m}$



Section de la poutre en zone d'about



Section de la poutre en travée

Figure III. 1 Conception transversales des poutres

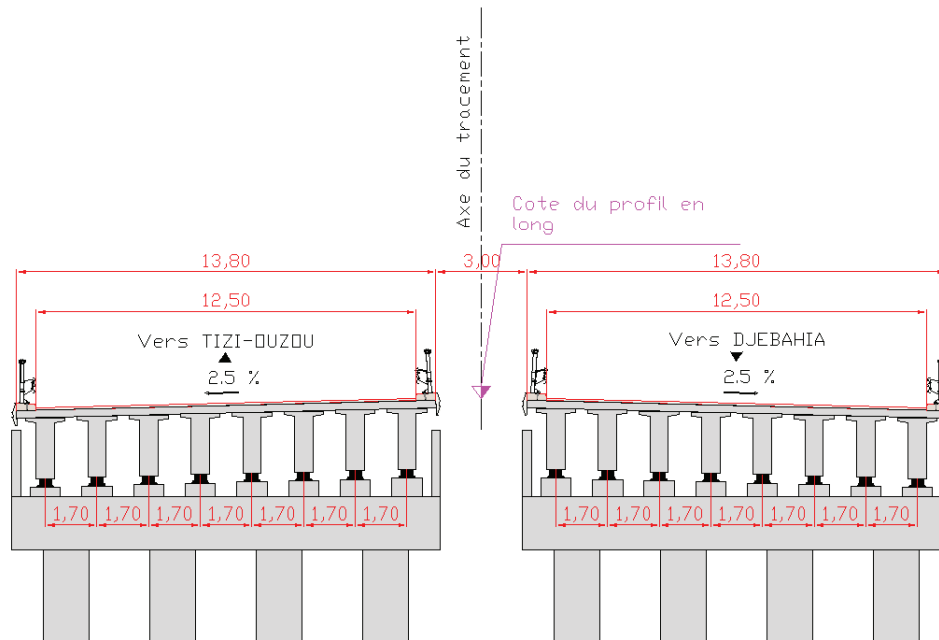


Figure III. 2 Coupe transversale des poutres sur piles

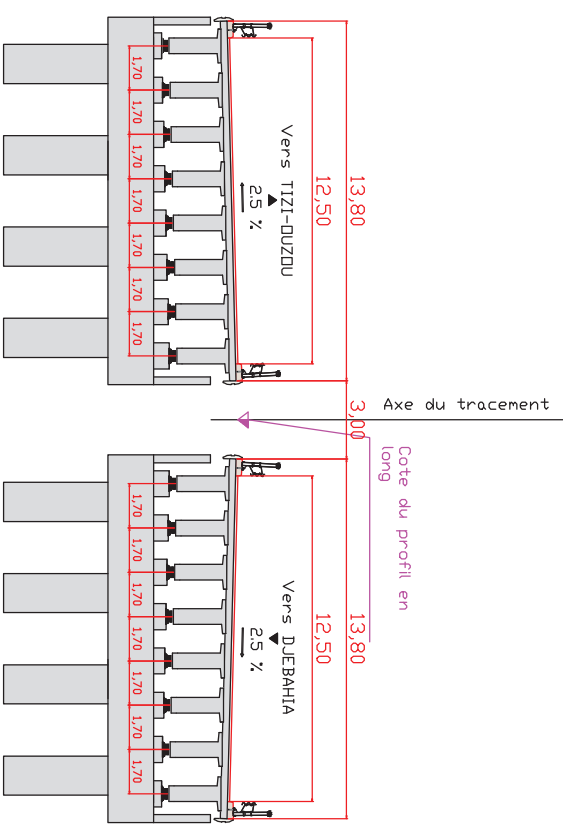
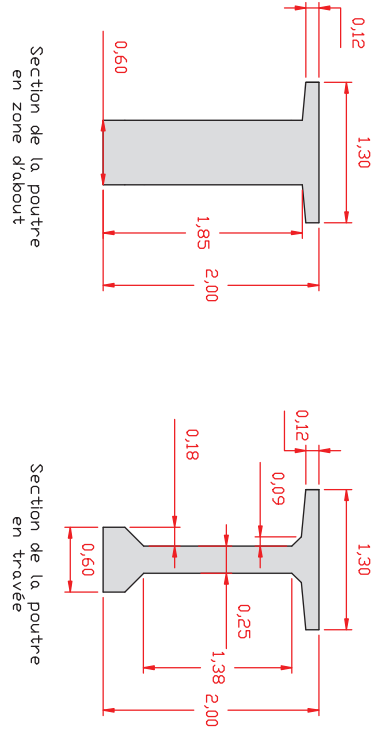
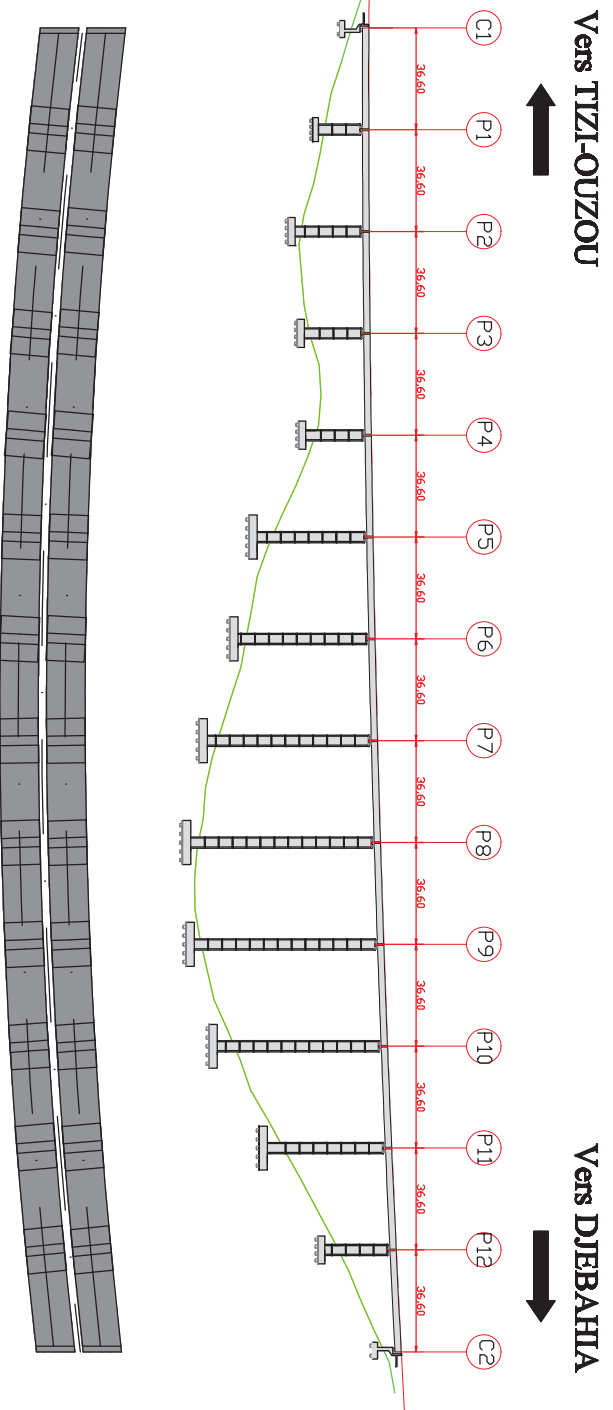
III.2.1.3. Avantages et inconvénients

III.2.1.3.1. Avantages

- Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol, qui présente le principal avantage. On s'affranchit ainsi de nombreuses contraintes liées aux brèches pour la réalisation du tablier.
- Le recours à la préfabrication apporte un intérêt évident, tant sur le plan technique qu'économique.
- Réduction de délais d'exécution de fait de la possibilité de rendre indépendante la préfabrication des poutres de reste de chantier
- Une meilleure maîtrise de coulage de béton dans des ateliers que sur place, qui permet envisager des formes plus difficiles à coffrer de sorte à faire travailler au mieux la matière, avec une éventuelle amélioration de la qualité des poutres.
- Le fonctionnement isostatique de la structure qui la rend pratiquement insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique

III.2.1.3.2. Inconvénients

- La hauteur considérable des poutres ainsi le poids important du tablier qui nécessite des piles et fondations importante.
- Ce type de tablier s'adapte difficilement aux franchissements biaisés et courbes, de fait qu'il est constitué de poutres rectilignes.
- La préfabrication peut constituer un handicap dans la conception, car il est souhaitable d'implanter les appuis à intervalles réguliers pour réaliser des travées équidistantes.
- La nécessités de recours à l'implantation de nombreux appuis lorsqu'il s'agit d'un pont de longueur importante vu la portée limitée à 50 m
- La sensibilité des tabliers aux chocs des véhicules hors gabarit.
- L'inconfort ressenti par l'usagé au passage de chaque joint.
- Ce type de structure est souvent inesthétique.



III.2.2. Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successif

La construction par encorbellements successifs est la méthode la plus utilisée pour la construction des grands ponts ayant des portées importantes.

Ce mode de construction consiste à exécuter le tablier d'un pont sans contact avec le sol, d'où sans recours à l'utilisation des cintres ni d'échafaudages continus au sol, en opérant par tançons successifs, dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construits en encorbellement par rapport à ceux qui le précèdent. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontraintes qui aboutissent à son extrémité sont mis en tension.

III.2.2.1. Conception longitudinale

On se propose dans cette variante de projeter un pont voussoirs de hauteur variable composé de six travées, dont quatre travées principales de longueurs égales, chacune vaut 92.00 mètres, et deux travées de rive de longueurs égales où chacune vaut 57.20 mètres. La longueur totale de l'ouvrage égal à 482.40 mètres.

- **Découpage en voussoirs :**

Le découpage en voussoirs d'un ouvrage est dicté par son mode de construction, dans notre cas, nous avons un viaduc constitué de voussoirs coulés sur place. En se référant au guide de conception SETRA intitulé « Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs (Juin 2003) » on distingue trois types de voussoirs :

Tableau III. 2 Récapitulatif de découpage en voussoirs

Type de voussoirs	Description	Valeur retenu
Voussoirs sur piles	Un voussoir sur pile mesure en général au moins 8 mètres, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs	8 m
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2.5 mètres à 4 mètres voire 5 mètres, selon l'ouvrage. Les deux principaux critères de choix sont le temps de bétonnage et la réduction de nombre de cycles et donc de voussoirs.	4.1 m
Voussoirs de clavages	La longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution. Toutefois, le voussoir de clavage ne doit pas être trop petit pour pouvoir démonter sans trop de difficulté le coffrage intérieur de l'équipage, il doit aussi permettre le recouvrement des armatures longitudinales et la mise en tension des câbles de fléau des derniers voussoirs. Leur longueur minimale est ainsi d'environ 2 mètres.	2 m

De ce fait, le nombre total de voussoirs est :

- 5 voussoirs sur pile.
- 4 voussoirs sur culée.
- 6 voussoirs de clavage.
- 100 voussoirs courants.

III.2.2.2. Conception transversale

Le pré-dimensionnement des différents éléments de voussoirs, montrés dans le tableau « III.3 » est fait en se référant au guide de conception SETRA intitulé « Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs (Juin 2003) »

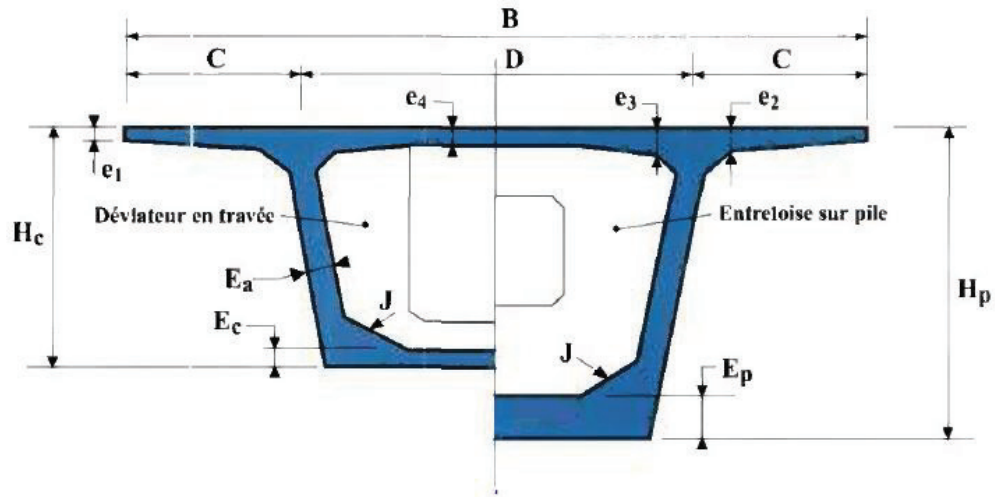


Figure III. 4 notations des dimensions VSP et VSC

Tableau III. 3 Récapitulatif du pré-dimensionnement des éléments des voussoirs VSP et VSC (Variante 2)

Éléments	Ratio usuel	Valeur retenu
Hauteur du voussoir sur pile	$\frac{L}{18} \leq h_p \leq \frac{L}{16}$	5.75 m
Hauteur du voussoir à la clef	$\frac{L}{35} \leq h_p \leq \frac{L}{30}$	2.80 m
Largeur du voussoir	B	13.80 m
C	$\frac{B}{4}$	3.45 m
D	$B - 2C$	6.90 m
e_1	$e_1 \geq 0.16 \text{ à } 0.18 m$	0.25 m
e_2	$\frac{C}{7} \leq e_2 \leq \frac{C}{8}$	0.45 m
e_4	$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$	0.25 m
e_3	$e_3 > e_2 - 0.10 m$ et $e_3 > 1.5 e_4$	0.40 m
Épaisseur des âmes E_a	$E_a \geq 0.26 + \frac{L}{500}$	0.48 m
Inclinaison de l'âme β	$10 \% \leq \beta \leq 30 \%$	10 %
Épaisseur de hourdis inférieur sur pile E_p	$0.35 m \leq E_p \leq 0.80 m$	0.60 m

Epaisseur du hourdis inférieur à la clef E_c	$E_c \geq 0.18 \text{ à } 0.22 \text{ m}$	0.30 m
Gousset supérieur α_{sup}	$30^\circ \leq \alpha_{sup} \leq 45^\circ$	40°
Gousset inférieur α_{inf}	$40^\circ \leq \alpha_{inf} \leq 45^\circ$	40°
Loi de la variation parabolique	$h(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{l}\right) + (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$ <p>Avec l est la demi-longueur de la travée</p>	

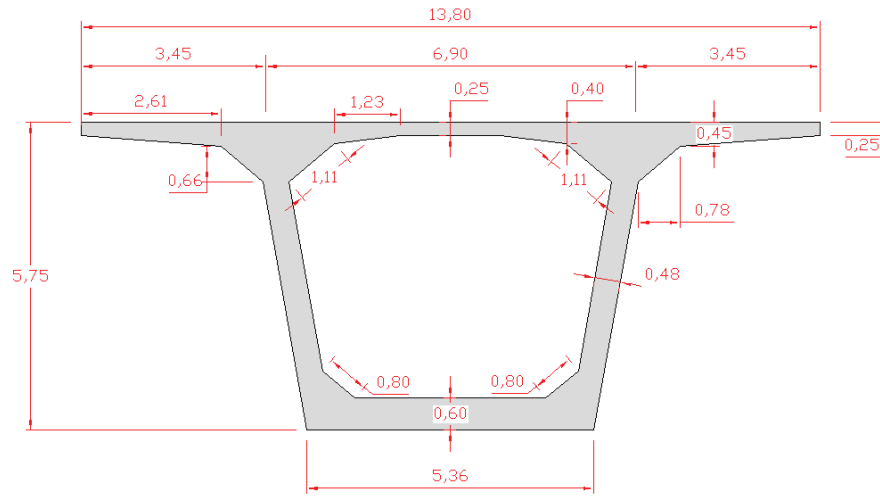


Figure III. 5 Coupe transversale du voussoir sur pile (VSP)

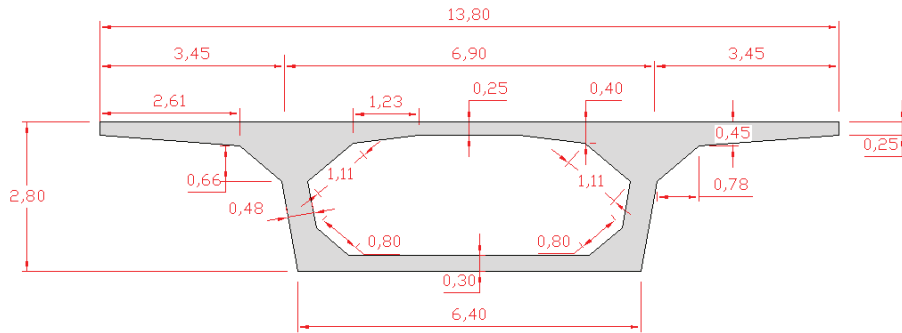


Figure III. 6 Coupe transversale du voussoir à la clé (VSC)

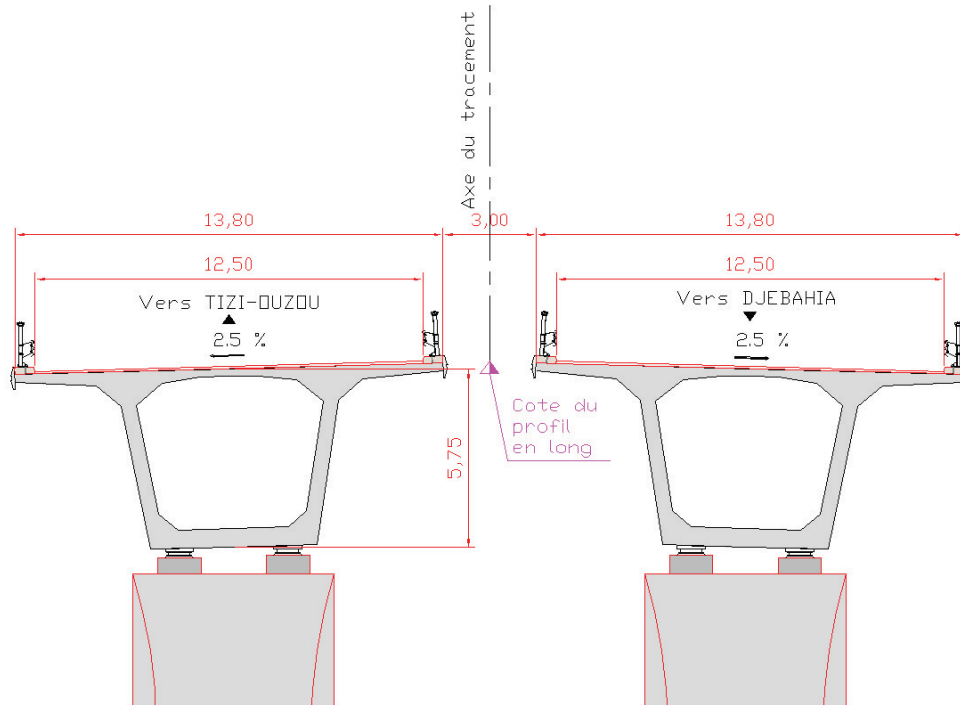


Figure III. 7 Coupe transversale sur pile

III.2.2.3. Avantages et inconvénients

III.2.2.3.1. Avantages

- L'exécution du tablier de pont sans cintres ni échafaudages continus au sol. Permettant ainsi le franchissement des rivières à fortes crues et des vallées très accidentées et très profondes.
- Cette méthode permet d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses
- Diminution de nombres d'appuis grâce aux portées importantes que peut atteindre ce type de structures.
- Un bon amortissement des outils de coffrage du tablier qui sont limités à la longueur du voussoir
- Rapidité d'exécution dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
- Augmentation du rendement de la main-d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ
- L'ouvrage est souvent esthétique.

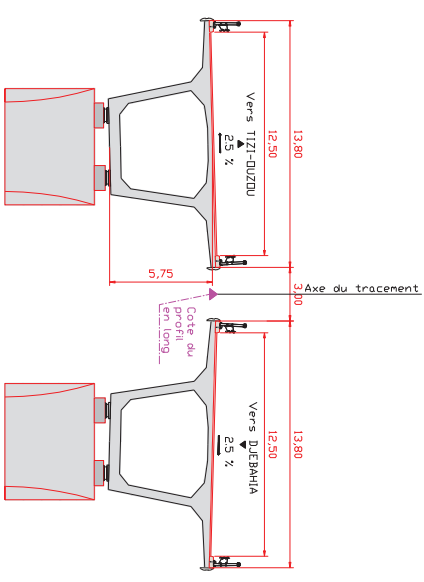
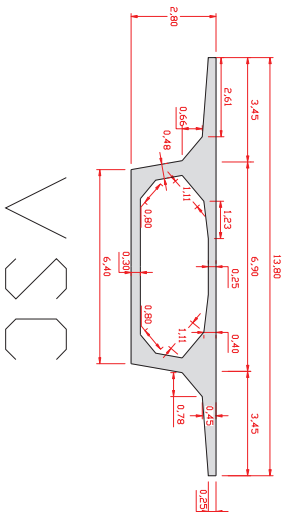
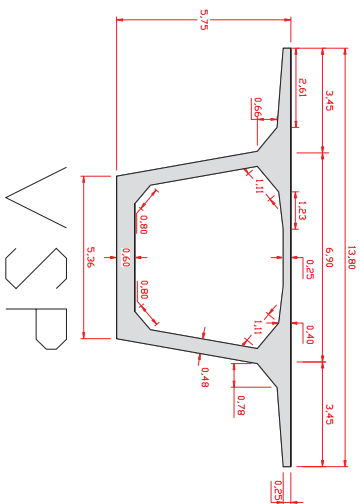
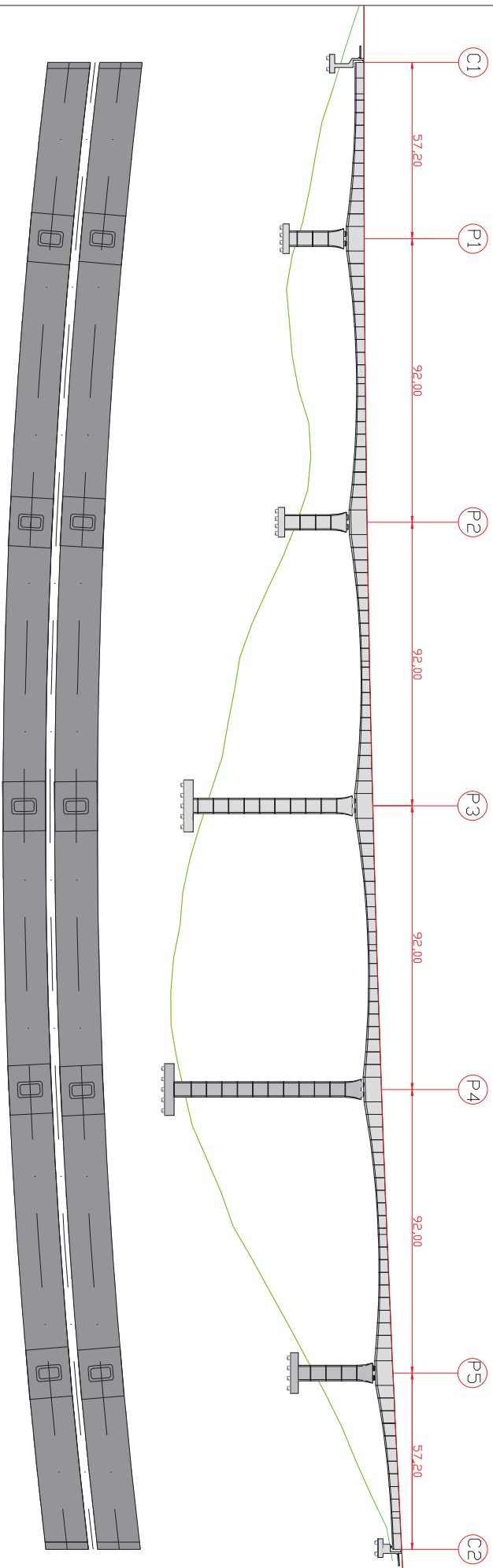
III.2.2.3.2. Inconvénients

- Ces ouvrages sont plus lourds en comparaison aux ouvrages mixtes.
- Présence des effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers de précontrainte.
- La nécessité de disposer de personnels qualifiés pour la réalisation et l'entretien.
- la répartition du poids propre entraîne des ouvrages épais sur appuis

Vers TIZI-OUZOU



Vers DJERBAHIA



III.2.3. Variante 3 : Pont mixte acier-béton bipoutre

Le tablier d'un pont mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé ou éventuellement en béton précontraint par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

L'ossature métallique d'un pont mixte à bipoutre est constituée transversalement de deux poutres en forme de « I » à hauteur variable ou constante, espacée entre elles et solidarises par des entretoises ou des pièces de pont afin de maintenir leurs écartement et résister aux moments de torsion.

Le domaine de portée des ponts mixtes va jusqu'à 110m ou 120m pour les travées continues, jusqu'à 80m ou 90m pour les travées indépendantes. Au delà de ces portées, il est plus économique d'adopter d'autres solutions.

III.2.3.1. Conception longitudinale

Dans cette variante on se propose de projeter un pont mixte acier-béton bipoutre à hauteur variable de longueur totale de 480.00 mètres, composé au total de sept (07) travées dont cinq (05) travées principale équidistantes chacune est de longueur de 75 mètres et deux (02) travées de rive ou chacune vaut 52.50 mètres.

III.2.3.2. Conception transversale

III.2.3.2.1. Conception transversale des poutres principales

Le profilé des poutres est en « I », comportant deux semelles connectées entre elles avec une âme. Le tableau « III. 4 » montre le pré-dimensionnement des différentes sections de la poutre principale.

Tableau III. 4 Récapitulatif du pré-dimensionnement des poutres principales (Variante 3)

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
Elancement sur pile	$H = \frac{L}{25}$	3.00 m
Elancement à la clef	$\frac{L}{50} \leq H' \leq \frac{L}{40}$	1.70 m
Epaisseur de la semelle supérieure sur pile	$20 \text{ mm} \leq t_s \leq 150 \text{ mm}$	60 mm
Largeur de la semelle supérieure sur pile	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	1000 mm
Epaisseur de la semelle inférieure sur pile	$20 \text{ mm} \leq t_i \leq 150 \text{ mm}$	80 mm
Largeur de la semelle inférieure sur pile	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	1200 mm
Epaisseur de la semelle supérieure à la clef	$20 \text{ mm} \leq t_s \leq 150 \text{ mm}$	50 mm
Largeur de la semelle supérieure à la clé	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	800 mm
Epaisseur de la semelle inférieure à la clef	$20 \text{ mm} \leq t_i \leq 150 \text{ mm}$	50 mm
Largeur de la semelle inférieure à la clef	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	1000 mm
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005 H_w$ $t_w \geq 12 \text{ mm}$	50 mm
Epaisseur de la dalle	$200 \text{ mm} \leq e_d \leq 240 \text{ mm}$	220 mm

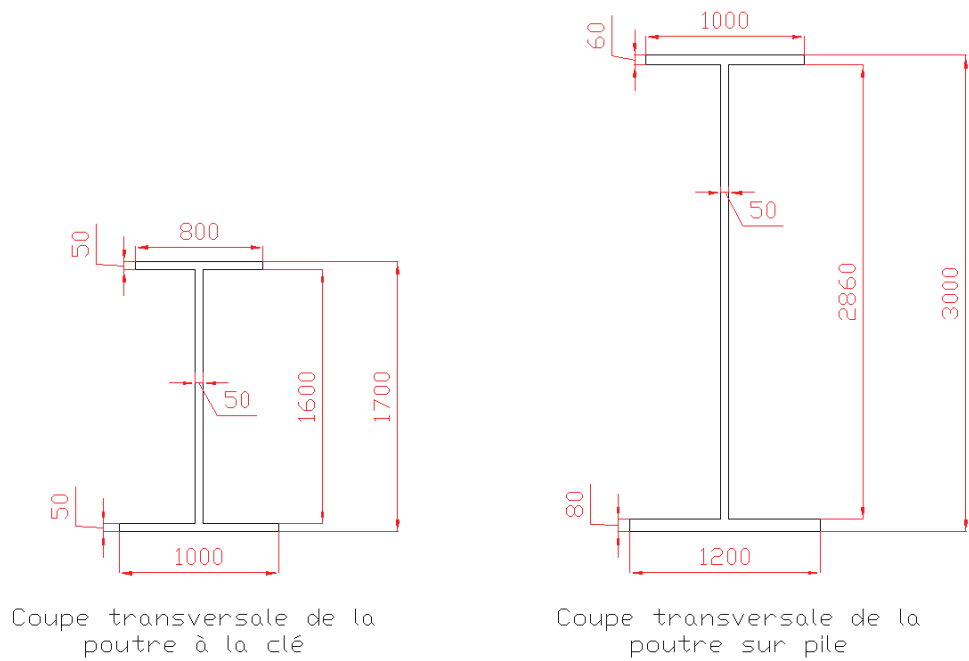


Figure III. 9 Coupe transversale des différentes sections

III.2.3.2.2. Conception transversale des pièces du pont

La largeur du tablier est plutôt importante (13.80 m), de ce fait nous allons connecter transversalement les deux poutres à des pièces de pont espacées de 4 mètres.

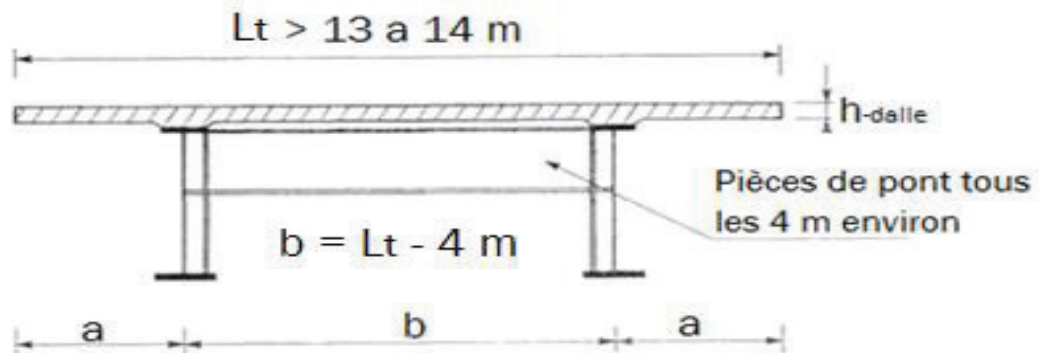


Figure III. 10 Notations des dimensions

Le pré-dimensionnement des pièces du pont fait en se référant au guide de conception SETRA intitulé « Ponts mixtes acier-béton bipoutres » est montré dans le tableau « III. 5 »

Tableau III. 5 Récapitulatif du pré-dimensionnement des pièces de pont

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
b	$b = L_T - 4$	9.80 m
a	$a = \frac{L_T - b}{2} ; a < 2.5 m$	2.00 m
Hauteur de la pièce du pont H_{pp}	$\frac{L_T}{15} \leq H_{pp} \leq \frac{L_T}{10}$	1.00 m
Epaisseur de l'âme t_{w-pp}	$10 mm \leq t_{w-pp} \leq 12 mm$	12 mm
Largeur de la semelle b_{s-pp}	$220 mm \leq b_{s-pp} \leq 300 mm$	250 mm
Epaisseur de la semelle t_{s-pp}	t_{s-pp} est environ 20 mm	20 mm

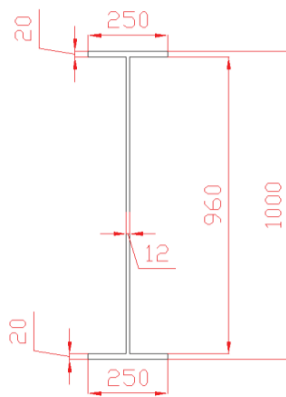


Figure III. 11 Coupe transversale des pièces du pont

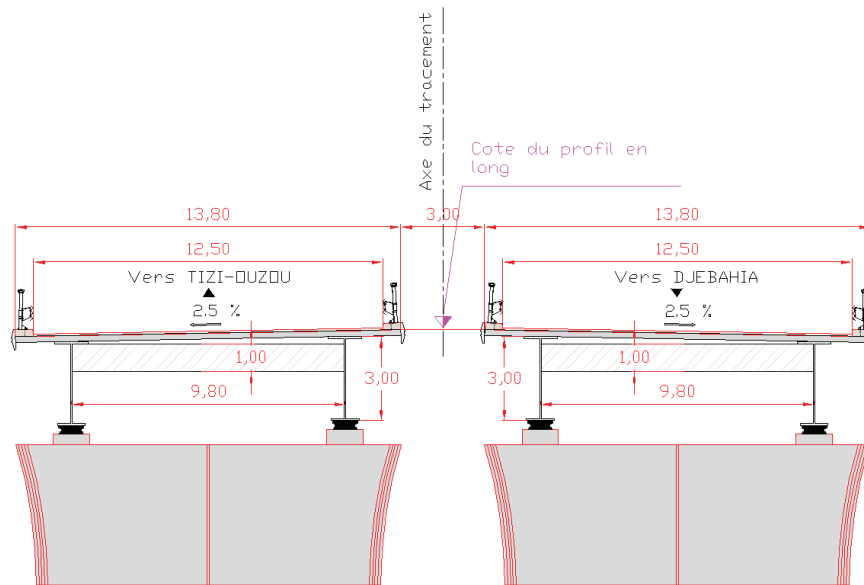
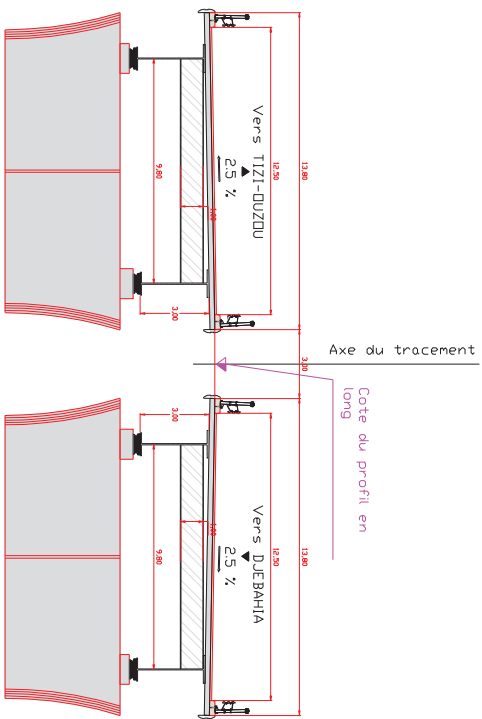
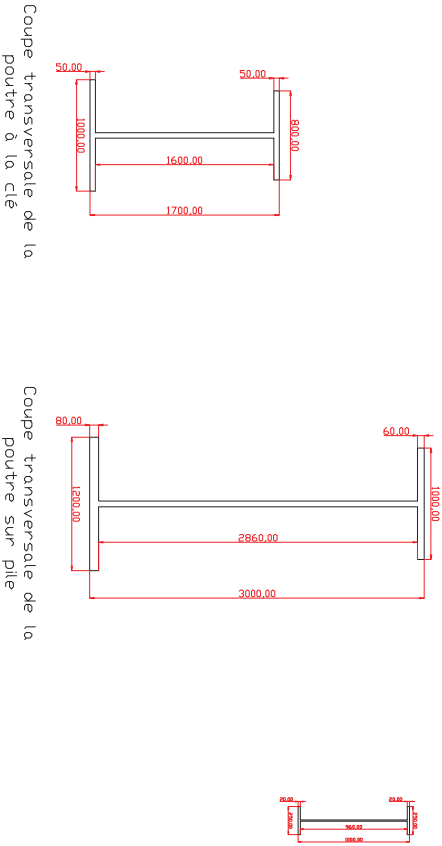
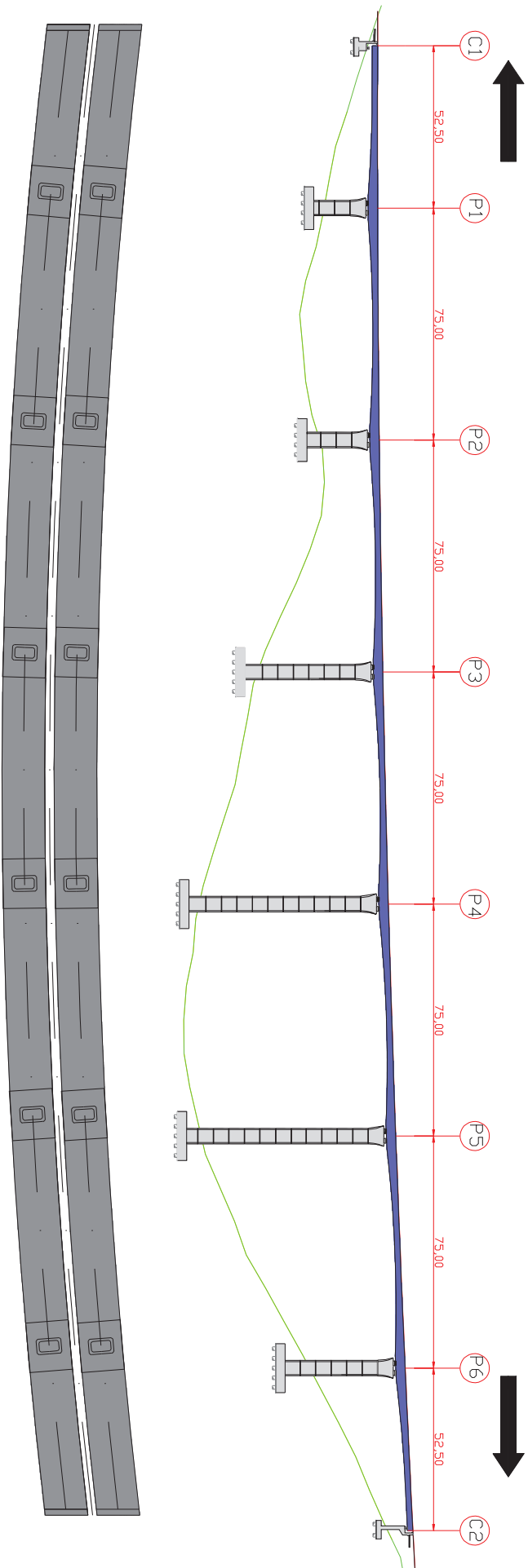


Figure III. 12 Coupe transversale sur pile de la variante 3

Vers TIZI-OUZOU

Vers DJERBAHIA



II.3. ANALYSE DES VARIANTES

Tableau III.6 Analyse des variantes

Variantes	Avantages	Inconvénients
<p>Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post tension VIPP.</p>	<p>1-Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. 2-Une bonne réutilisation des coffrages. 3-Maîtriser de la préfabrication des poutres. 4-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.</p>	<p>1-Il s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes. 2-Nombre d'appuis très importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage. 3-Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peut provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.</p>
<p>Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.</p>	<p>1-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées. 2-La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier. 3-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. 4-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</p>	<p>1-Le poids est très important (tablier assez épais). 2-L'exécution nécessite une main-d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. 3-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).</p>
<p>Variante N°03 : Pont mixte bipoutre.</p>	<p>1-La possibilité de franchir des grandes portées. 2-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. 3-La rapidité d'exécution.</p>	<p>1-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier. 2-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage. 3-Un cout très élevé. 4-Entretien périodique. 5-La corrosion en raison de forte humidité de l'environnement de l'ouvrage.</p>

Tableau III.7. Devis estimatif des trois variantes proposées

Variante 1 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP				
Matériaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Béton				
Béton pour le tablier	m ³	4 818.90	35 000.00	168 661 584.00
Béton pour l'infrastructure	m ³	6 265.59	22 000.00	137 842 980.00
Acier				
Acier actif	t	234.32	450 000.00	105 444 000.00
Acier passif	t	657.18	150 000.00	98 577 000.00
Cout finale du pont				510 525 564.00

Variante 2 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.				
Matériaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Béton				
Béton pour le tablier	m ³	5 657.24	35 000.00	198 003 351.00
Béton pour l'infrastructure	m ³	4 749.25	22 000.00	104 483 425.20
Acier				
Acier actif	t	254.37	450000	114 466 500.00
Acier passif	t	601.13	150000	90 169 500.00
Cout finale du pont				507 122 776.20

Variante 3 : Pont mixte acier-béton à bipoutre				
Matériaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Béton				
Béton pour le tablier	m ³	1 656.00	22 000.00	36 432 000.00
Béton pour l'infrastructure	m ³	3 496.53	22 000.00	76 923 660.00
Acier				
Acier PRS	t	1 435.20	400000	574 080 000.00
Acier passif	t	328.59	150000	49 288 500.00
Cout finale du pont				736 724 160.00

II.4. CONCLUSION

L'analyse muletère effectuée pour les trois variantes proposées, fait ressortir **la variante 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs**, comme la solution la plus avantageuse.

La variante 02 fera désormais, l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

CHAPITRE IV

Hypothèses de calcul et charges

IV.1. INTRODUCTION

Durant sa phase de service, l'ouvrage doit résister aux efforts résultants de son poids propre, ainsi qu'aux différentes actions qui lui sont appliquées, notamment les surcharges routières. En effet, l'objet du présent chapitre consiste à la définition des matériaux de construction de l'ouvrage et les charges à lui appliquer pour le calcul, afin d'assurer son bon fonctionnement.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99** : « règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites » ;
- **Règles B.P.E.L. 91** : « règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites » ;
- **RCPR 2010** : « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes » ;
- **RPOA 2008** : « Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art » ;
- **Document SETRA** : « Service d'étude technique des routes et autoroutes ».

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1 Béton

La densité du béton armé est de 25KN/m³

IV.3.1.1 Résistance caractéristique

➤ Résistance à la compression

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré, évaluée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

➤ Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est obtenue par un essai triaxial, elle est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} , \text{ dans laquelle } f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ sont exprimés en MPa}$$

NB : Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

Les caractéristiques du béton utilisé dans notre cas sont définies dans le tableau suivant

Tableau IV. 1 Caractéristiques du béton

	Superstructure	Infrastructure
$f_{c28} \text{ (MPa)}$	35	27
$f_{t28} \text{ (MPa)}$	2.7	2.22
Type de ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage (Kg/m^3)	450	350

IV.3.1.2 Contraintes admissibles

IV.3.1.2.1 Contrainte admissibles à la compression

➤ Etat limite ultime

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

γ_b étant le coefficient de sécurité qui tient compte de la réduction de la résistance du béton et éventuellement les défauts localisés. Les valeurs de ce coefficient sont prises dans les calculs comme suit :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{En situation durable ou transitoire} \\ 1.15 & \text{En situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } h > 24h \\ 0.9 & \text{Lorsque cette durée est } 1h \leq h \leq 24h \\ 0.85 & \text{Lorsque cette durée est } h < 1h \end{cases}$$

➤ Etat limite de service

$$\sigma = 0.6 \times f_{c28}$$

Dans notre cas, en prenant $\theta = 1$, nous aurons les valeurs montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2 Contraintes admissibles du béton à la compression

Etat limite	Contrainte admissible	Superstructure	Infrastructure	
ELU	$f_{bu} \text{ (MPa)}$	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.30
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.97
ELS	$\sigma = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa)}$	21	16.20	

IV.3.1.3 Déformations longitudinales du béton

➤ Module de déformation longitudinale instantanée (courte durée < 24h)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [MPa]$$

f_{cj} est exprimée en MPa

➤ Module de déformation longitudinale différée (longue durée)

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

On considère alors un module de déformation différée E_{ij} à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), son expression est la suivante :

$$E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [MPa]$$

f_{cj} est exprimée en MPa

IV.3.1.4 Déformation transversale

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

ν : est le coefficient de poisson qui représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Sauf cas particulier, le coefficient de poisson d'un béton est pris égal à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations et à 0.2 pour le calcul des déformations.

IV.3.2 Armatures

On distingue deux types d'armatures :

- Aciers passifs : pour reprendre l'effort tranchant et limiter les fissures.
- Aciers actifs : pour la précontrainte.

IV.3.2.1 Aciers passifs

Dans notre cas, les aciers passifs utilisés sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe 500, avec une limite d'élasticité $f_e = 500\,MPa$ et un module de déformation élastique $E_s = 200\,000\,MPa$

Les diamètres commerciaux des barres HA (Haute adhérence) (en mm) sont :

$$\Phi 8, \Phi 10, \Phi 12, \Phi 14, \Phi 16, \Phi 20, \Phi 25, \Phi 32, \Phi 40$$

Les longueurs courantes de livraison sont :

- 12 ml pour les barres droites.
- Sous forme de panneaux de dimensions 2.4×6.0 (m × m) pour les treillis soudés.

IV.3.2.1.1 Limite élastique

IV.3.2.1.1.1 Etat limite ultime

Un coefficient γ_s est introduit dans le calcul à l'ELU, telle que :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{En situation durable ou transitoire} \\ 1 & \text{En situation accidentelle} \end{cases}$$

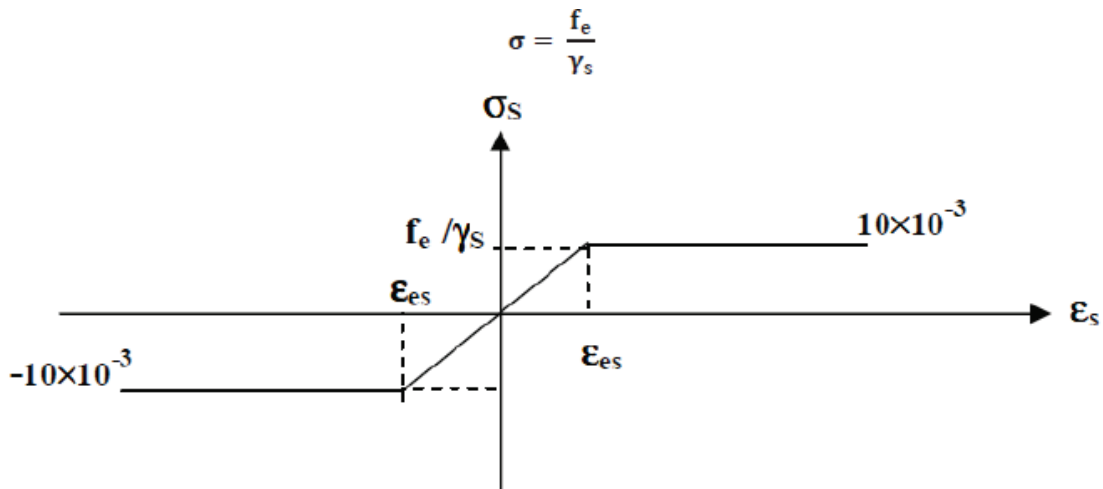


Figure IV. 1 Diagramme de comportement des aciers

IV.3.2.1.1.2 Etat limite de service

Les contraintes de l'acier ne sont limitées qu'en état limite d'ouverture des fissures.

➤ Fissuration peu nuisible

Pas de limitation de contraintes

➤ Fissurations préjudiciables

On juge les fissurations préjudiciables, dans le cas où la pièce est soumise aux intempéries ou à des condensations. Le cas échéant, la limite de la contrainte de traction est donnée par la loi suivante :

$$\sigma_{st} = \max\{0.5 \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\}$$

Avec :

$\eta = 1$ pour les treillis soudés et les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

➤ **Fissurations très préjudiciables**

Les fissurations sont jugées très préjudiciables, dans le cas où la pièce est soumise à un milieu agressif. Le cas échéant, la contrainte de traction est limitée par la loi suivante :

$$\sigma_{st} = \max\{0.4 \times f_e ; 88 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\}$$

Avec :

$\eta = 1$ pour les treillis soudés et les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

Le tableau suivant montre les contraintes admissibles de traction des armatures passives dans notre cas :

Tableau IV. 3 Contraintes admissibles des aciers à la traction

fissuration	Contrainte limite (MPa)	Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$	$\gamma_s = 1.15$	434.78
		$\gamma_s = 1$	500
Préjudiciable	$\sigma_{st} = \max\left\{0.5 \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right\}$ $\eta = 1.6$	250	250
Très préjudiciable	$\sigma_{st} = \max\left\{0.4 \times f_e ; 88 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right\}$ $\eta = 1.6$	200	200

IV.3.2.2 Aciers actifs

Les armatures de précontrainte utilisées sont des torons de 19T15 TBR (très basse relaxation)

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\,770\text{ MPa}$
- Limite élastique : $f_{peg} = 1\,583\text{ MP}$
- Module d'élasticité : $E_p = 190\,000\text{ MPa}$
- Section droite d'un toron : $A_{p1\text{ toron}} = 139\text{ mm}^2$
- Section d'un câble : $A_{p\text{ câble}} = 1668\text{ mm}^2$
- Diamètre de la gaine : $\Phi = 100\text{ mm}$
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5\%$
- Coefficient de recule de l'ancrage : $g = 2\text{ mm}$

Classe de justification de la précontrainte

La classe la plus courante est la classe II, elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

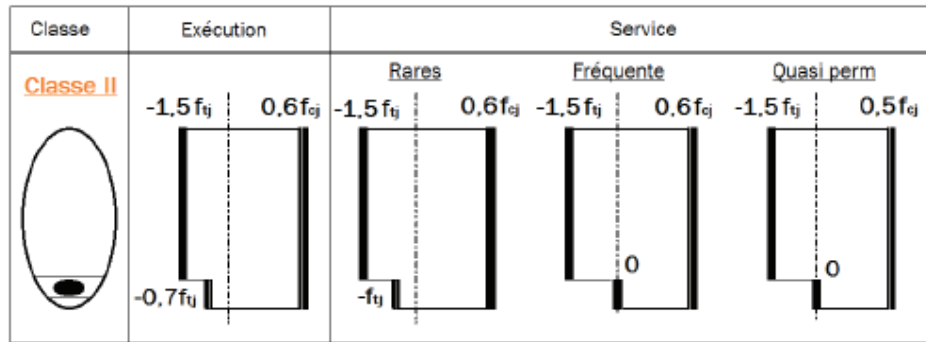


Figure IV. 2 Limitation des contraintes des sections en béton précontraint.

IV.4. EVALUATION DES ACTIONS

IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.1. Actions permanentes

IV.4.1.1.1 Poids des voussoirs

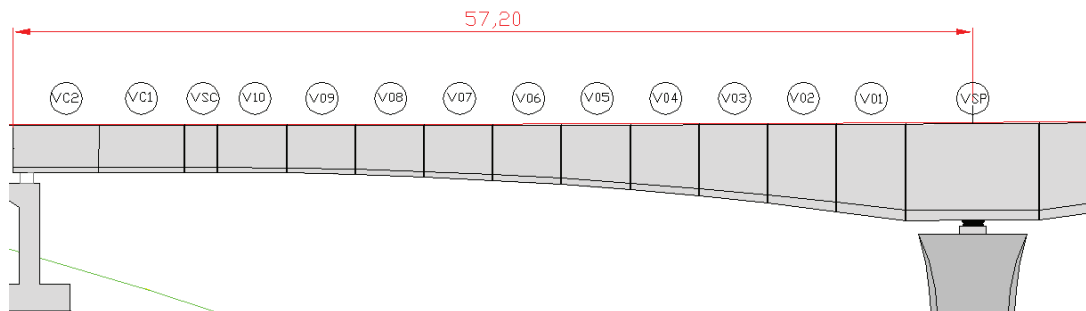


Figure IV. 3 Numérotation des voussoirs.

Le tableau ci-dessous montre l'estimation de poids des voussoirs :

Tableau IV. 4 Poids des voussoirs

Voussoirs	Section (m ²)	Longueur (m)	Poids (KN)
Demi-VSP	14.177	4.000	1 417.700
VS01	13.833	4.100	1 417.883
VS02	13.115	4.100	1 344.288
VS03	12.540	4.100	1 285.350
VS04	11.993	4.100	1 229.283
VS05	11.508	4.100	1 179.570
VS06	11.105	4.100	1 138.263
VS07	10.774	4.100	1 104.335
VS08	10.523	4.100	1 078.608
VS09	10.354	4.100	1 061.285

VS10	10.266	4.100	1 052.265
VSC	10.249	2.000	512.450
VC01	10.249	5.100	1 306.748
VC02	10.249	5.100	1 306.748

- Le poids propre d'un seul fléau est : 26 625.855 *KN*
- Le poids propre de tous les fléaux est : 133 129.275 *KN*
- Le poids propre de tous les clavages est : 3 074.700 *KN*
- Le poids propre de tous les voussoirs sur culée est : 5 226.990 *KN*
- Le poids propre total du tablier est : 141 430.965 *KN*

IV.4.1.1.2 Les compléments de charges permanentes (CCP)

➤ Revêtement

Le revêtement est la couche de béton bitumineux ayant une densité de 24 KN/m^3 , étendu sur la largeur roulable tout au long du pont, sur une épaisseur de 8 cm.

$$G_{\text{revêtement}} = 24 \times 12.5 \times 0.08 = 24 \text{ KN/ml}$$

➤ Etanchéité

La densité de l'étanchéité vaut 15 KN/m^3 , étendu sur la largeur roulable tout au long du pont avec une épaisseur de 3 cm

$$G_{\text{Etanchéité}} = 15 \times 12.5 \times 0.03 = 5.625 \text{ KN/ml}$$

➤ Trottoirs

La largeur d'un trottoir est 0.65 m et son épaisseur est de 0.25 m, donc le poids des deux trottoirs est :

$$G_{\text{Trottoir}} = 2 \times 25 \times 0.65 \times 0.25 = 8.125 \text{ KN/ml}$$

➤ Glissières de sécurité

Le poids d'une glissière de sécurité est de 0.6 KN/ml , donc pour les deux cotés on aura :

$$G_{\text{Glissières}} = 0.6 \times 2 = 1.200 \text{ KN/ml}$$

➤ Corniches

Le type de corniche utilisé pour notre pont est illustré dans la figure ci-dessous, et sa section est $A = 0.089 \text{ m}^2$, d'où le poids des corniches de deux cotés est :

$$G_{\text{corniche}} = 0.089 \times 25 \times 2 = 4.450 \text{ KN/ml}$$



Figure IV. 4 Corniche

IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

IV.4.2.1. Les systèmes de charges à considérer

Le RCPR définit les surcharges à prendre en compte, qui sont :

- Système de charge A(l).
- Système de charge B (Bc, Br, Bt).
- Le système de charge militaire Mc120.
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges des trottoirs.

IV.4.2.2. Les caractéristiques du pont

IV.4.2.2.1 Largeur roulable

La largeur roulable est la largeur comprise entre deux dispositifs de bordure. Dans notre cas la largeur roulable est : $l_r = 12.50 \text{ m}$

IV.4.2.2.2 Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la charge roulable en enlevant deux bandes de 0.5 m

$$l_c = l_r - 2 \times 0.5 = 12.5 - 2 \times 0.5 = 11.50 \text{ m}$$

IV.4.2.2.3 Nombre de voies

D'après le RCPR, le nombre de voies de circulation d'une chaussée égal à la partie entière du quotient de sa largeur chargeable exprimée en mètres par 3.

$$N_v = E\left(\frac{l_c}{3}\right) = E\left(\frac{11.50}{3}\right) = E(3.833) = 3 \text{ Voies.}$$

E : étant la fonction mathématique « partie entière. ».

IV.4.2.2.4 Largeurs des voies

D'après le RCPR, les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs, notées v , égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$v = \frac{l_c}{N_v} = \frac{11.50}{3} = 3.83 \text{ m}$$

IV.4.2.2.5 Classe du pont

La classe de pont est fonction de la largeur roulable. Le tableau ci-dessous montre les trois classes de pont d'après le RCPR :

Tableau IV. 5 Classe du pont

Largeur roulable	Classe du pont
$l_r > 7 \text{ m}$	Pont de première classe
$5.5 \text{ m} \leq l_r \leq 7 \text{ m}$	Pont de deuxième classe
$l_r < 5.5 \text{ m}$	Pont de troisième classe

Dans notre cas nous avons la largeur roulable est $l_r = 12.5 \text{ m}$, Donc le pont est de première classe

IV.4.2.3. Cas de charge

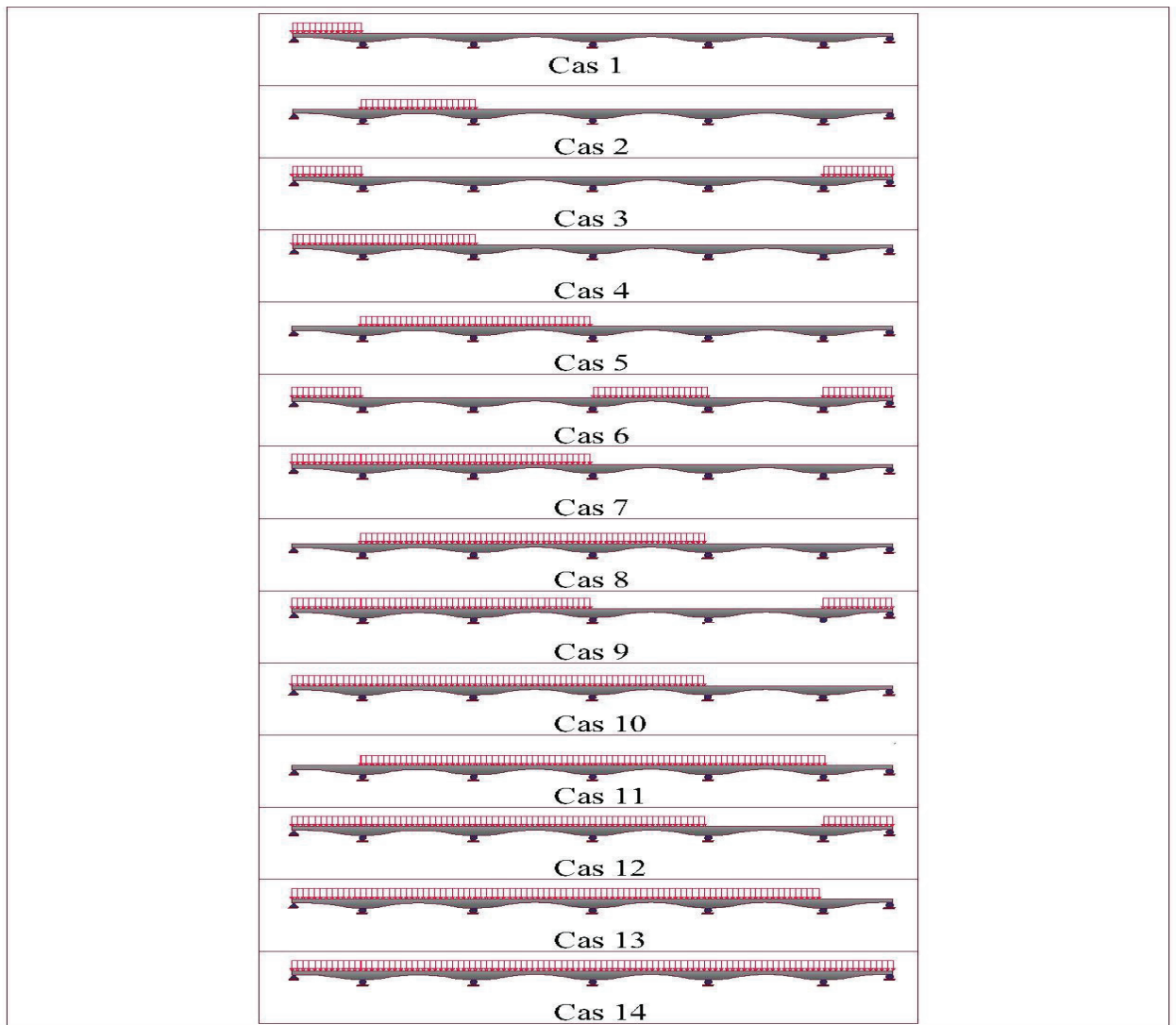


Figure IV. 5 Cas de charge de la charge A1

IV.4.2.4. Système de charge A

Le système de charge A est une charge répartie $A(l)$ tout au long de la longueur chargeable :

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

La valeur de $A(l)$ est multipliée par les coefficients a_1 et a_2 comme suit :

$$A_1 = \max\{a_1 \times A(l); 4 - 0.002L\}$$

$$A_2 = a_1 \times a_2 \times A(l)$$

- Le coefficient a_1 est obtenu en fonction de la classe du pont et de nombres de voies chargées comme le montre le tableau suivant :

Tableau IV. 6 Valeurs du coefficient a_1

Nombres de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

- Le coefficient a_2 est donnée par :

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

v : est la largeur d'une voie

La valeur de v_0 est donnée en fonction de la classe du pont comme le montre le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 7 Valeurs de v_0 .

Classe du pont	v_0
Première classe	3.50 m
Deuxième classe	3.00 m
Troisième classe	2.75 m

Dans notre cas, nous avons un pont de première classe d'où $v_0 = 3.50 \text{ m}$

$$a_2 = \frac{3.50}{3.83} = 0.914$$

Tableau IV. 8 Valeurs de $A(l)$ pour les 14 cas possibles.

Cas de charge	$L \text{ (m)}$	$A(l) \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$A(l)$ en fonction de nombre de voies chargées en (KN/ml)		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	57.2	7.502	26.263	52.525	70.971

Cas 2	92.	5.762	20.169	40.338	54.504
Cas 3	149.2	4.533	15.869	31.738	42.884
Cas 4	114.4	5.148	18.022	36.043	48.701
Cas 5	184	4.137	14.481	28.962	39.133
Cas 6	241.2	3.722	13.029	26.057	35.208
Cas 7	276	3.550	12.427	24.854	33.583
Cas 8	206.4	3.948	13.822	27.643	37.351
Cas 9	351.2	3.291	11.521	23.042	31.134
Cas 10	298.4	3.460	12.111	24.223	32.729
Cas 11	368	3.247	11.368	22.736	30.720
Cas 12	390.4	3.195	11.183	22.366	30.221
Cas 13	425.2	3.123	10.934	21.868	29.547
Cas 14	482.4	3.028	10.600	21.201	28.646

IV.4.2.5. Système de charges B

On distingue (3) trois types de sous-système dans le système B

- Système B_c : il se compose de camions de 300 KN.
- Système B_t : il se compose de deux essieux tandems de 160 KN chacun.
- Système B_r : il se compose d'une roue isolée de 100 KN.

IV.4.2.5.1 Système de charges B_c

Le système B_c se compose de camions type comportant trois essieux. Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est égal à deux. Dans le sens transversal on dispose sur la chaussée autant de files de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour élément considéré, comme le montre la figure suivante :

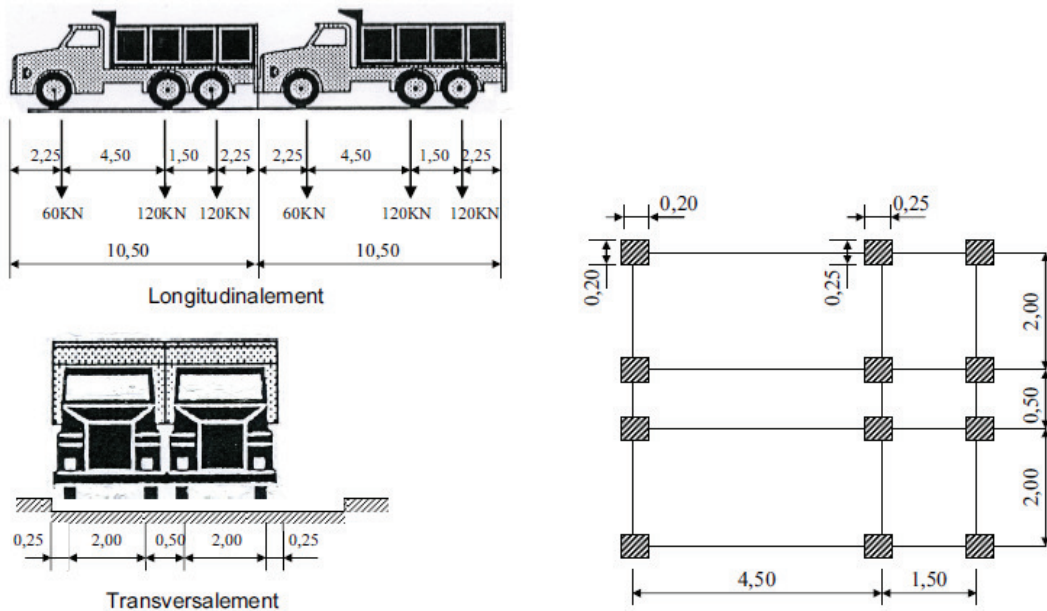


Figure IV. 6 Système de charges Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient b_c comme montré dans le tableau suivant :

Tableau IV. 9 Valeurs de coefficient b_c

Nombres de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	Deuxième	1	1	-	-	-
	Troisième	1	0.80	-	-	-

IV.4.2.5.2 Système de charges Bt

Il se compose de deux essieux tandems, comme le montre la figure suivante :

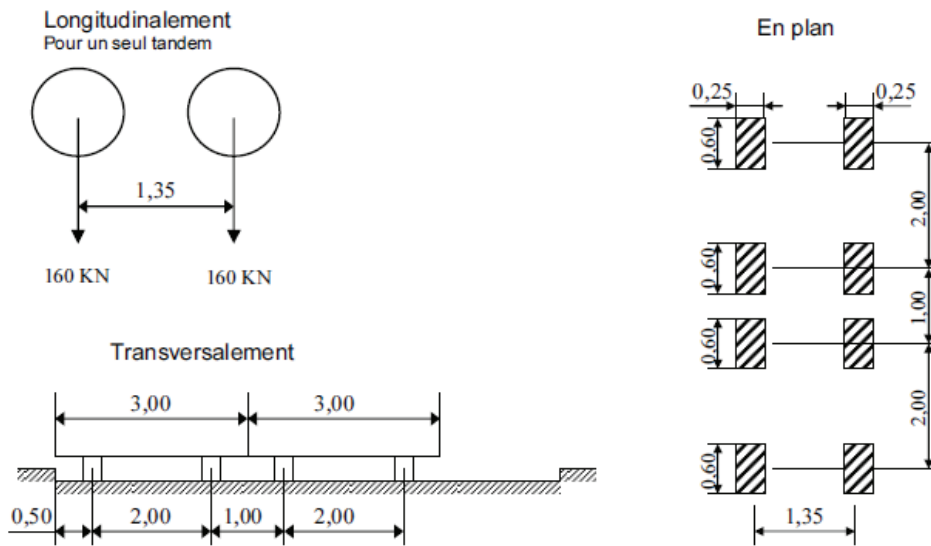


Figure IV. 7 Système de charges Bt

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient $b_t = 1.20$ comme le montre le tableau suivant :

Tableau IV. 10 Valeurs de coefficient b_t

Classe du pont	b_t
Première classe	1.20
Deuxième classe	1

IV.4.2.5.3 Système de charges Br

C'est une charge de 100 KN portée par une roue isolée, avec une surface d'impact rectangulaire uniformément chargée sur une longueur transversale de 0.6 m et le côté longitudinal 0.3 m, ce système doit être placé à une position sur la largeur roulable auquel on aura le cas le plus défavorable.

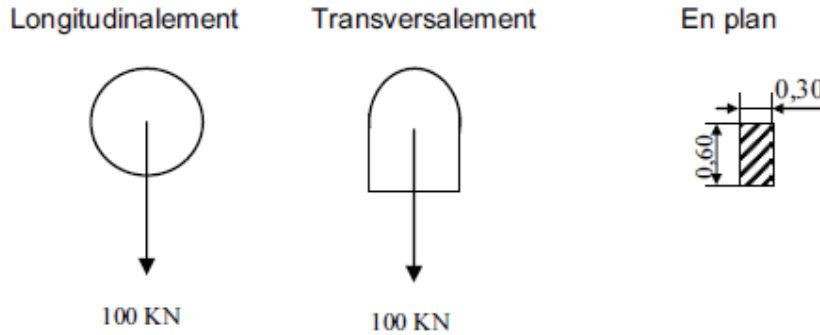
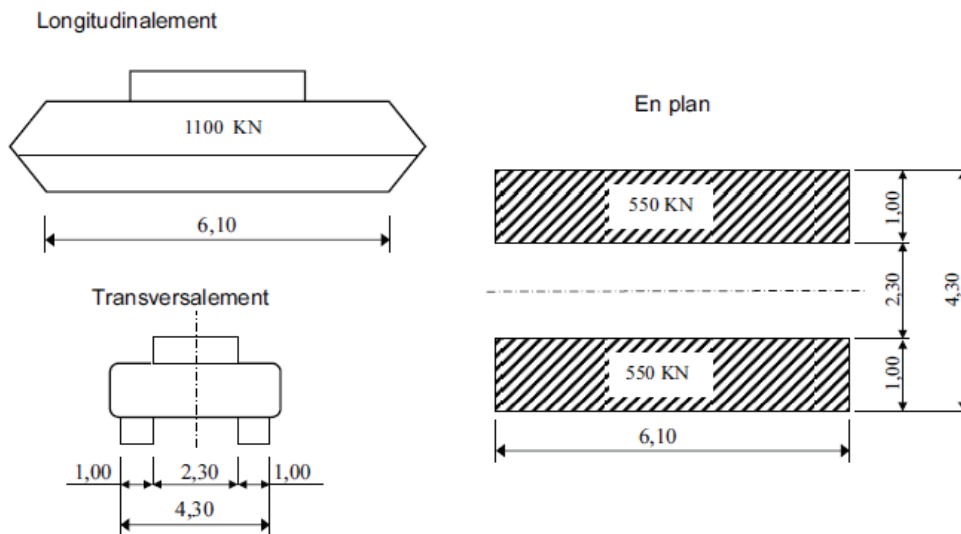


Figure IV. 8 Système de charges Br

IV.4.2.6. Système de charges militaires Mc 120

Les véhicules de types militaires sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B, on distingue particulièrement le convoi Mc 120 qui comporte deux chenilles. Le rectangle d'impacte de chaque chenille est supposé chargé uniformément, avec une charge totale des deux chenilles qui vaut 1 100 KN, d'une longueur de chenille égale à 6.10 m et d'une largeur de 1.00 m. La distance entraxe entre les deux chenilles vaut 3.30 m.

Dans le sens transversal, on dispose d'un seul convoi quelle que soit la largeur, et dans le sens longitudinal le nombre de convois n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable avec un espacement longitudinal d'au moins 30.5 m, comme le montre dans la figure suivante :



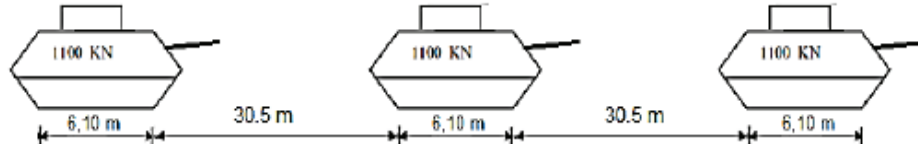


Figure IV. 9 Système de charges militaires Mc120

IV.4.2.7. Système de charges Exceptionnelles D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de (3) trois éléments et (4) quatre lignes a deux essieux de poids totale de 2400 KN. Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de largeur de 3,20 m et 18,60 m de long. Ce type de charge n'est pas majoré par un coefficient de majoration dynamique du fait qu'il est lent.

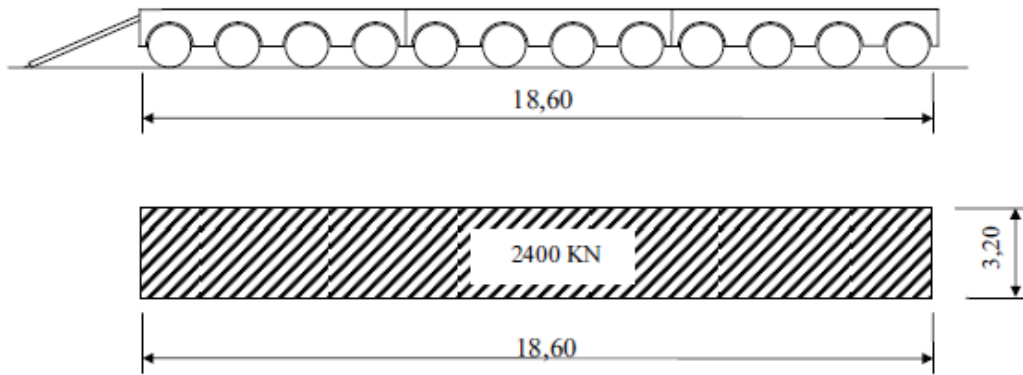


Figure IV. 10 Système de charges exceptionnelles D240

IV.4.2.8. Efforts de freinage

Les charges des systèmes A et B_c sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

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

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \quad [KN]$$

S : étant la surface chargée en m²

Tableau IV. 11 Valeurs de l'effort de freinage de A(l)

Cas de charges	S(m ²)	A(KN/m ²)	F(KN)
Cas 1	657.800	7.502	221.279
Cas 2	1 058.000	5.762	257.170
Cas 3	1 715.800	4.533	299.099
Cas 4	1 315.600	5.148	275.267
Cas 5	2 116.000	4.137	319.395
Cas 6	2 773.800	3.722	347.497
Cas 7	3 174.000	3.550	362.201

Cas 8	2 373.600	3.948	331.070
Cas 9	4 038.800	3.291	389.399
Cas 10	3 431.600	3.460	370.897
Cas 11	4 232.000	3.247	394.774
Cas 12	4 489.600	3.195	401.601
Cas 13	4 889.800	3.123	411.510
Cas 14	5 547.600	3.028	426.191

➤ **Effort de freinage correspondant au système de charge B_c**

Le système de charge B_c est susceptible de développer un effort de freinage égal à son poids, c'est-à-dire 300 KN

IV.4.2.8. Coefficients de majoration dynamique

Les charges des systèmes B et Mc 120 sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique. Le coefficient applicable aux (3) trois charges B_c, B_t et B_r ainsi que la charge militaire Mc 120 est le même pour chaque élément de l'ouvrage et s'exprime par la formule suivante :

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

G: étant la charge permanente (Poids propre et CPP).

L : portée de la travée.

S : surcharge maximale.

Tableau IV. 12 Valeurs du coefficient de majoration dynamique δ pour la longueur totale du pont

	L (m)	Système de charge	δ		
			1 VC	2VC	3VC
Cas 1	482.400	Bc	1.0047	1.0054	1.0060
		Bt	1.0044	1.0059	—
		Br	1.0042	—	—
		Mc120	1.0053	—	—

NB : Les autres valeurs de δ se trouvent dans l'**annexe C**

IV.5. CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre est de définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR).

En effet, il est possible d'évaluer la sécurité de l'ouvrage grâce à une meilleure connaissance des charges qui le sollicitent.

CHAPITRE V

Etude longitudinale

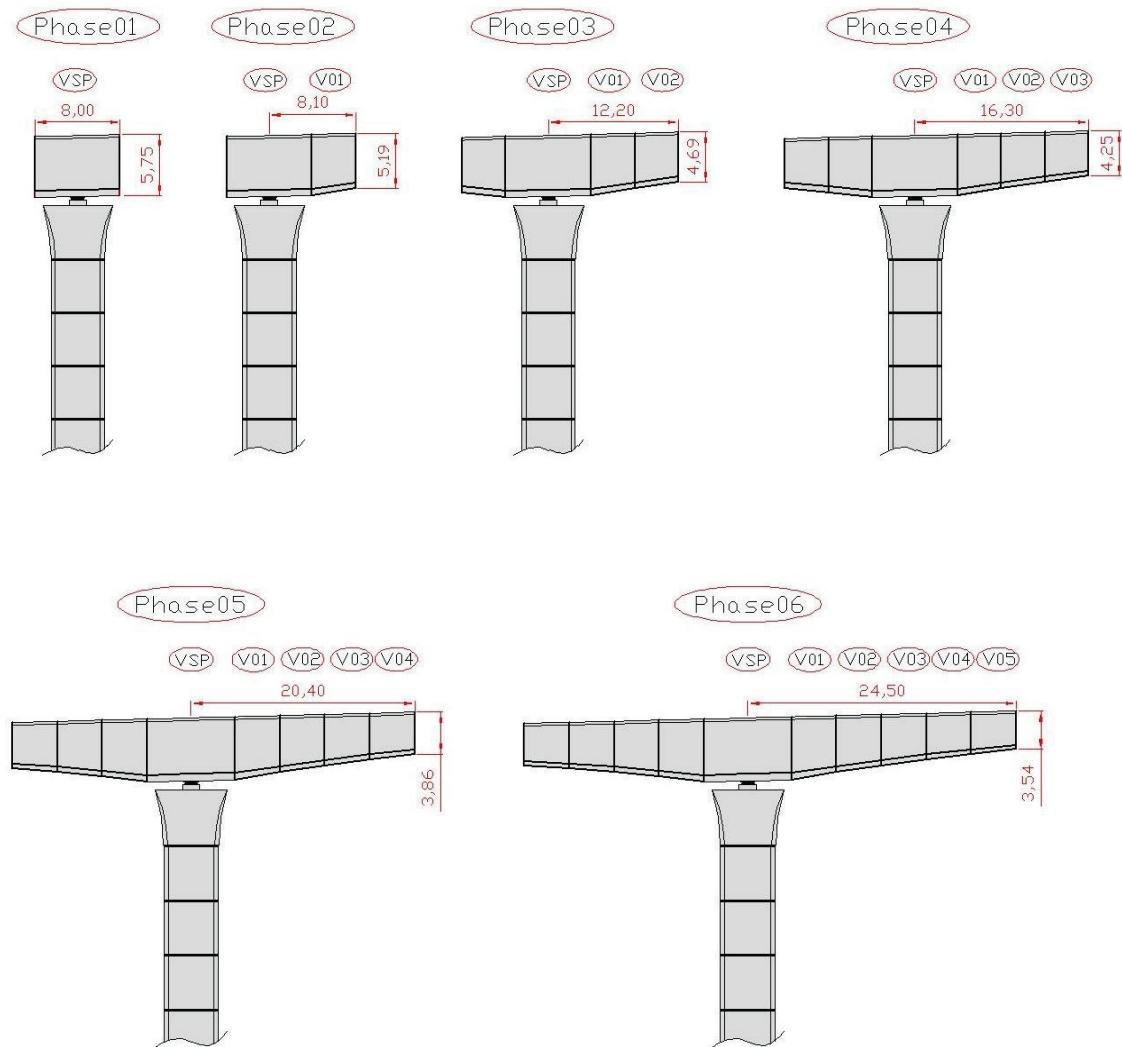
V.1 INTRODUCTION

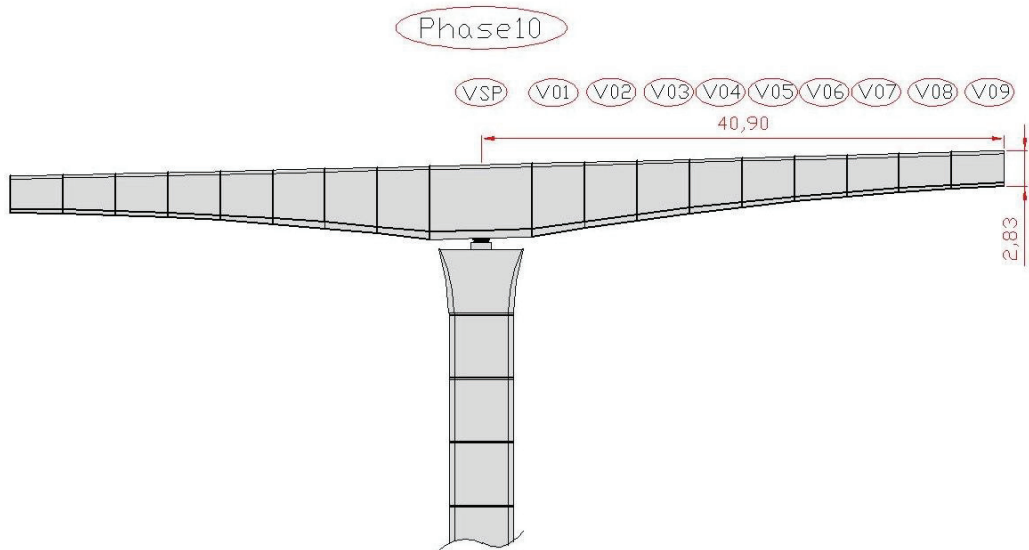
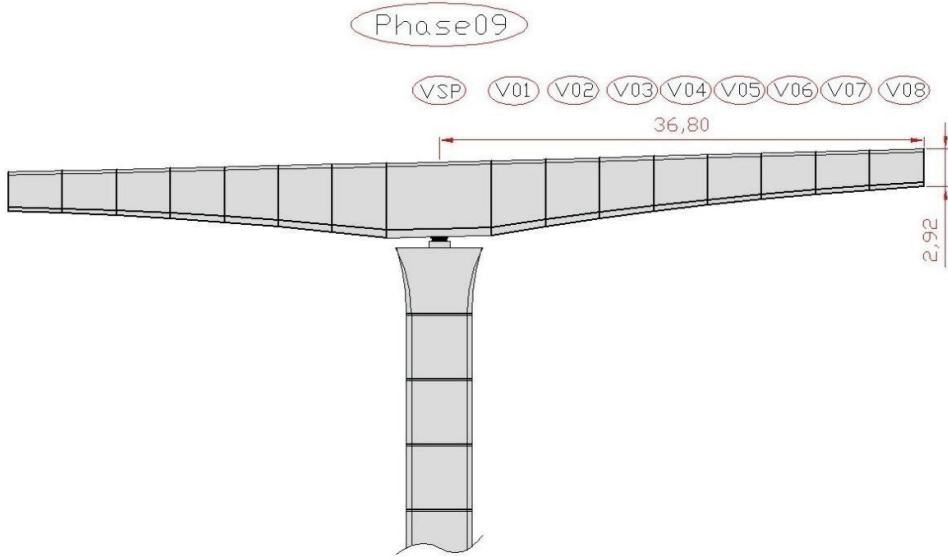
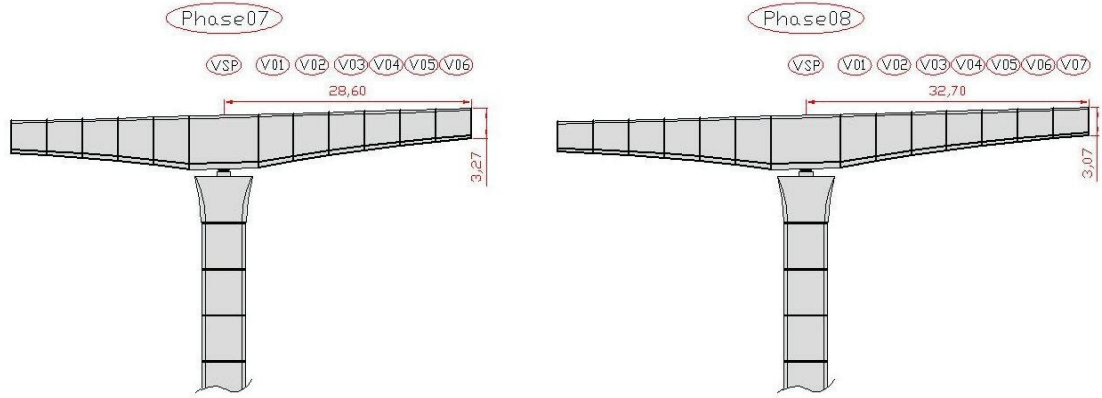
La particularité de procéder à l'exécution de l'ouvrage par encorbellement successif, est de construire par fléaux, ces derniers, constituent des bi-soles, avant leurs clavages. En effet, pendant la construction, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles vis-à-vis du poids propre, les charges du chantier connues, les charges du chantier aléatoires ainsi que les actions accidentelles. Cette stabilité est assurée par des câbles de précontrainte, appelés « Précontrainte du fléau », qui sont mis en œuvre au fur et à mesure de l'avancement de la mise en œuvre des voussoirs.

Après la mise en place du dernier clavage et assurer la continuité de l'ouvrage, il est nécessaire d'assurer ainsi la stabilité vis-à-vis des charges du poids propre et les surcharges routières, qui est assurée par des câbles de précontraintes de continuité.

V.2 STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

V.2.1 Différentes phases de construction d'un fléau





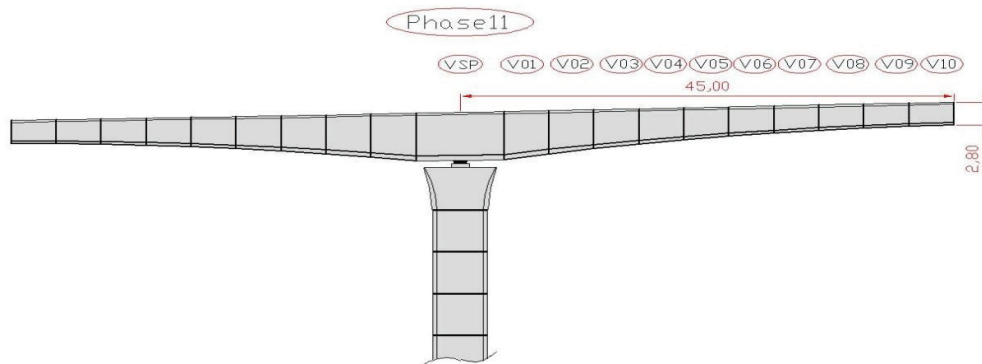


Figure V. 1 Différentes phases de construction du fléau.

V.2.2 Charges à prendre en compte

Afin de justifier la stabilité d'un fléau, on se réfère au document SETRA où sont définies les différentes charges à prendre en compte, qui sont :

- Le poids propre.
- Les charges de chantier connues.
- Les charges de chantier aléatoires.
- Les actions accidentelles.

Ces charges, seront ensuite combinées entre elles afin d'obtenir le cas le plus défavorable.

V.2.2.1 Poids propre du fléau

Dans le tableau suivant, il est montré le poids d'un demi-fléau, avec un détail du poids de chaque voussoir.

Avec un poids volumique du béton égal à $25 \text{ KN}/\text{m}^3$

Tableau V. 1 Evaluation du poids du demi-fléau.

N° du voussoir	Longueur (m)	Section (m ²)	Poids (KN)
Demi-VSP	4.000	14.177	1 417.700
VS01	4.100	13.833	1 417.883
VS02	4.100	13.115	1 344.288
VS03	4.100	12.540	1 285.350
VS04	4.100	11.993	1 229.283
VS05	4.100	11.508	1 179.570
VS06	4.100	11.105	1 138.263
VS07	4.100	10.774	1 104.335
VS08	4.100	10.523	1 078.608
VS09	4.100	10.354	1 061.285
VS10	4.100	10.266	1 052.265
Poids total du demi-fléau $G = 13\,308.828 \text{ KN}$			

Dans se qui suit, le poids propre du fléau situé dans le coté de déséquilibre sera majoré de 2 % pour obtenir G_{max} , alors que celui du coté opposé sera minoré de 2 % pour avoir G_{min} .

$$G_{max} = 1.02 \times G \quad ; \quad G_{min} = 0.98 \times G$$

Avec, G étant le poids propre du demi-fléau.

V.2.2.2 Charges de chantier connues

Les charges connues sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction.

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté Q_{PRC1} . Au stade du dégrossissage, on considère que le poids de l'équipage peut être égal à la moitié du poids du voussoir le plus lourd, donc celui du voussoir sur pile (VSP). Cette charge est représentée par une force concentrée.

Dans les calculs, ces charges doivent être majorées de 6 % du côté du demi-fléau le plus lourd pour avoir $Q_{PRC1 max}$ et minorées de 4 % du côté opposé pour avoir $Q_{PRC1 min}$, selon le même principe que pour le poids propre des fléaux. On aura donc :

$$Q_{PRC1} = \frac{\gamma_b \times S_{VSP} \times L_{VSP}}{2} = \frac{25 \times 14.177 \times 8}{2} = 1417.700 \text{ KN}$$

Avec :

γ_b : poids volumique du béton

S_{VSP} : section du voussoir sur pile (VSP)

L_{VSP} : longueur du voussoir sur pile (VSP)

$$Q_{PRC1 max} = 1.06 \times Q_{PRC1} = 1.06 \times 1417.700 = 1502.762 \text{ KN}$$

$$Q_{PRC1 min} = 0.96 \times Q_{PRC1} = 0.96 \times 1417.700 = 1360.992 \text{ KN}$$

V.2.2.3 Charges de chantier aléatoires

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier et aux personnels. Afin de couvrir ces charges on utilise :

- une charge répartie notée Q_{pra1} de 200 N/m^2 sur un demi-fléau dans les cas courants (portée inférieure à 120 m); cette charge, qui inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé, s'applique sur les voussoirs terminés et sur l'équipage mobile ;

$$Q_{pra1} = b \times 0.2 = 13.80 \times 0.2 = 2.76 \text{ KN/ml} \quad ; \quad b \text{ étant la largeur du tablier}$$

- une charge concentrée notée Q_{pra2} de $(50 + 5 \times b) \text{ KN}$ appliquée en bout du fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé; cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel,...etc.

$$Q_{pra2} = 50 + 5 \times 13.80 = 119 \text{ KN}$$

V.2.2.4 Actions accidentelles

Les actions accidentelles sont traduites par la chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide, ce qui engendre une force dans le sens contraire du poids propre, notée F_A , prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage $Q_{PRC1\ max}$

$$F_A = -Q_{PRC1\ max} = -1502.762\ KN$$

V.2.3 Combinaisons d'actions

La justification du fléau doit être faite vis-à-vis l'état limite ultime d'équilibre statique, ou l'on vise à assurer la stabilité des fléaux sur les piles, et l'état limite ultime de résistance pour les différents organes mis en place spécifiquement pour assurer la stabilité, ainsi que pour les éléments sollicités au cours de ces phases, en particulier les piles et têtes de pile et leurs fondations.

Pour chaque état limite, compte tenu de la nature des actions, on distingue la situation temporaire de construction, qui relève d'une justification sous combinaison fondamentale, et la situation accidentelle, qui relève d'une justification sous combinaison accidentelle. (Selon le document SETRA, 2003)

V.2.3.1 Combinaisons en situation temporaire de construction (fondamentale de type A)

Pour la vérification aux états limites ultimes d'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses appuis provisoires.

Pour les ouvrages coulés en place, au niveau du pré-dimensionnement, on peut considérer que la phase dimensionnante est le coulage de la dernière paire de voussoirs. On suppose que les deux équipages ont été avancés, que l'un des deux voussoirs a été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire.

Les combinaisons d'action à étudier sont donc les suivantes :

- Combinaison A_1 :

$$1.1(G_{max} + G_{min}) + 1.25(Q_{PRC1\ max} + Q_{PRC1\ min} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$$
- Combinaison A_2 :

$$0.9(G_{max} + G_{min}) + 1.25(Q_{PRC1\ max} + Q_{PRC1\ min} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$$

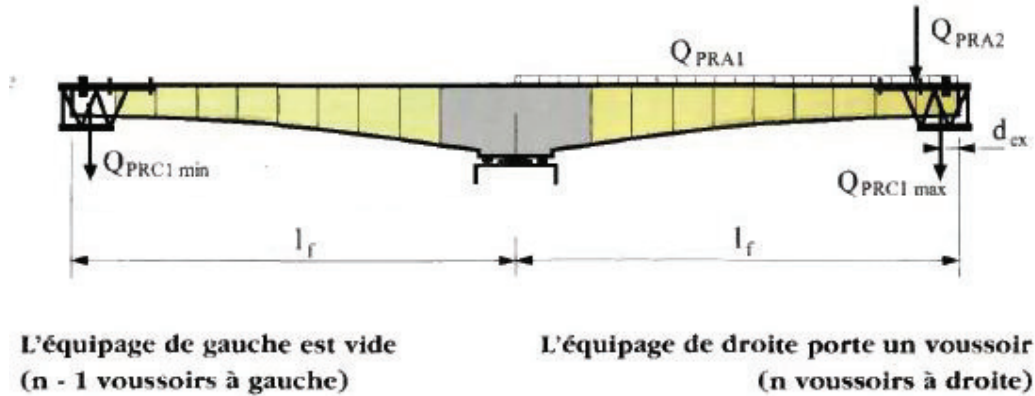


Figure V. 2 Situation temporaire à considérer.

V.2.3.2 Combinaisons accidentelles de construction (type B)

Ces combinaisons sont utilisées pour la justification vis-à-vis des états limites ultimes de résistance sous combinaison accidentelle des organes destinés à assurer l'encastrement provisoire ainsi que des appuis et fondations supportant les fléaux.

En situation accidentelle, l'ouvrage doit pouvoir résister à la chute d'un équipage mobile dans le cas d'un ouvrage coulé en place.

Les combinaisons d'action à étudier sont :

- Combinaison B₁ : $1.1(G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1 max} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$
- Combinaison B₂ : $0.9(G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1 max} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$

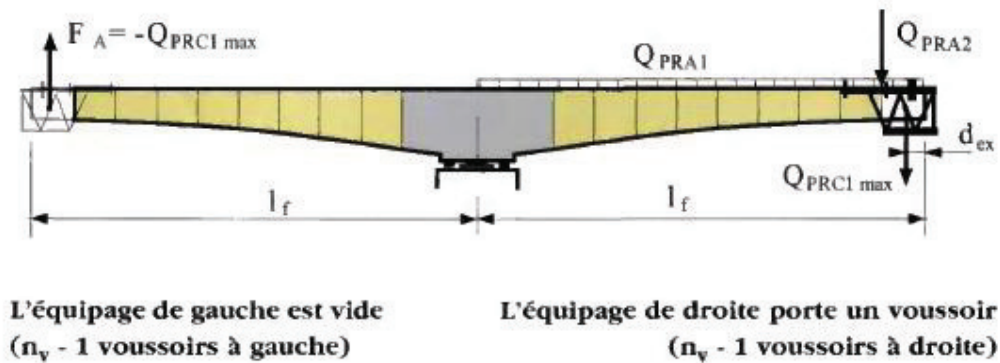


Figure V. 3 Situation accidentelle à considérer.

V.2.4 Evaluation des efforts

En utilisant un logiciel à base d'éléments finis (ROBOT), on effectue un modèle de calcul, dans lequel on considère que le tablier du pont travaille comme une demi-console.

La modélisation est effectuée sur la « phase 11 (Figure V. 1) » de construction du fléau, qui donnera les maximums des efforts. Les résultats sont montrés dans le tableau ci-après.

Tableau V. 2 Evaluation des efforts maximums.

Effort	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
$M_{max} (KN.m)$	398 988.59	342 855.49	331 179.80	284 093.51
$T_{max} (KN)$	16 838.77	14 173.98	15 243.78	12 789.63

V.2.5 Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

Cette méthode s'adapte avec les ouvrages en caisson ayants une portée principale inférieure a 120 m. C'est une méthode de stabilisation la plus économique, elle consiste à tendre les armatures verticales pour plaquer provisoirement le voussoir et ses appuis.

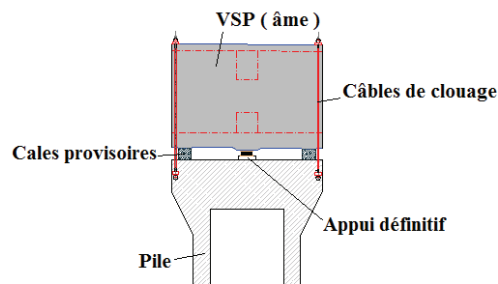


Figure V.4 Stabilité du fléau avec clouage

V.2.5.1 Calcul du nombre de câbles

Pour calculer le nombre de câbles en situation de construction, on utilise les sollicitations M et N résultantes des combinaisons du type **A** et **B**. On note e la distance entre axes des deux files de cales d'appuis provisoires. (Voir figure V.4)

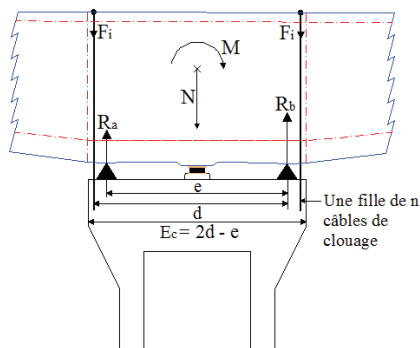


Figure V.5 Efforts dans les câbles et réactions d'appui

Nous calculons tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts M/N .

- Dans le cas où $M/N < e/2$, le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires ; on dispose toutefois, par sécurité, au minimum de deux paires de câbles.

- Dans le cas où $M/N > e/2$, des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau. Pour calculer le nombre de câbles à disposer, nous utilisons la formule suivante :

$$n = \frac{\frac{\Delta M}{e} - \frac{\Delta N}{2}}{(1 - \rho) \times F_{p0}}$$

ρ : représente l'estimation initiale des pertes, environ de **25%** ;

F_{p0} : Effort de précontrainte d'un câble 12T15 classe 1770, $F_{p0} = \min (0,8F_{prg} ; 0,9F_{peg})$.

$$F_{p0} = 2361.60 \text{ KN}$$

$$e = 5.10 \text{ m}$$

Tableau V. 3 Calcul de nombre de câbles de clouage.

Combinaisons	ΔM_{\max} (KN.m) sur pile	ΔN_{\max} (KN.m) sur pile	$\frac{\Delta M}{\Delta N}$ (m)	$\frac{e}{2}$ (m)	Nombre de câbles
A1	76 080.45	31 283.99	2.43	2.55	-
A2	65 372.78	26 302.12	2.49	2.55	-
B1	146 810.86	26 506.60	5.54	2.55	8.77
B2	144 981.39	21 731.43	6.67	2.55	9.91

Nous retenons le nombre maximal de câbles par file résultant des calculs précédents en arrondissant au nombre pair supérieur, compte tenu de la nécessité de placer les paquets de câbles pré de chaque âme. Donc on opte pour **12 câbles** de 12T15 avec une disposition de 3 câbles dans chaque côté.

V.2.5.2 Calcul de la surface des cales

La surface des cales est telle qu'elles sont comprimées à f_{bu} sous la réaction maximale R_b . Comme le béton des cales est fretté, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée à une contrainte f_{cf} .

La combinaison prise en considération pour le dimensionnement de la surface des cales est celle de la situation accidentelle, qui donne des réactions maximales dans les appuis provisoires.

$$f_{cf} = f_{cj} \times \left(1 + 2 + \rho_t \times \frac{f_\theta}{f_{cj}} \right)$$

ρ_t : Pourcentage d'acier du seul noyau fretté < 4% ;

Pour 2% de frettage, ce qui représente une valeur courante $f_{cf} = f_{c28} + 20$

$$f_{cf} = 35 + 20 = 55 \text{ Mpa}$$

D'autre part, pour les cales placées sur des bossages d'appuis, la contrainte de compression dans le béton du bossage est limitée pour éviter le fendage de la pile.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs limites issues de ce calcul, en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer est donné par le guide SETRA :

Tableau V. 4 Valeurs limites de la contrainte de compression

Type de combinaison à L'ELU	$f_c \text{ lim}$
Combinaison ne comportant pas des actions permanentes	0,61 à 0,65 f_{cj}
Combinaison fondamentale	0,72 à 0,75 f_{cj}
Combinaison accidentelle	0,94 à 0,98 f_{cj}

- On opte pour : $f_c \text{ lim} = 0.94 f_{c28} \rightarrow f_c \text{ lim} = 32.90 \text{ MPa}$
- La contrainte à ne pas dépasser est alors : $f_c \text{ max} = \min(f_c \text{ lim}, f_{cf}) = 32.90 \text{ Mpa}$

En supposant qu'on a deux cales de dimensions $a \times b$ par ligne d'appui, d'où :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_c \text{ max}} ; R_b = \frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{e} + F_i ; F_i = (1 - \rho) \times n \times F_{p0}$$

Application numérique

$\Delta N = 26\,506.60 \text{ KN}$

$\Delta M = 146\,810.86 \text{ KN}$

$F_{p0} = 2362.60 \text{ KN}$

$\rho = 25 \%$

$e = 5.10 \text{ m}$

$F_i = 21254.4 \text{ KN}$ Donc $R_b = 63.29 \text{ MN}$ Et $S = 1.92 \text{ m}^2$

On opte donc pour 4 cales de dimensions $(2.4 \times 0.8) \text{ m}^2$

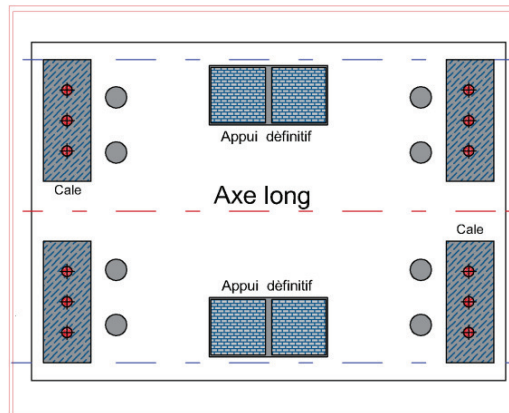


Tableau V. 6 Vue en plan des câbles de clouage

V.3 EVALUATION DES EFFORT EN SERVICE

V.3.1 Phases de réalisation du tablier

- **Phase 1** : Construction du fléau sur la pile n°1
- **Phase 2** : Construction du fléau sur la pile n°5
- **Phase 3** : Construction du fléau sur la pile n°2
- **Phase 4** : Clavage des fléaux de la pile n°1 et n°2
- **Phase 5** : Construction du fléau sur la pile n°4
- **Phase 6** : Clavage des fléaux de la pile n°4 et n°5
- **Phase 7** : Construction du fléau sur la pile n°3
- **Phase 8** : Clavage des fléaux de la pile n°2 et n°3 et Clavage des fléaux de la pile n°3 et n°4
- **Phase 9** : Construction des voussoirs sur culée et leurs clavage ; fin d'exécution

V.3.2 Modélisation

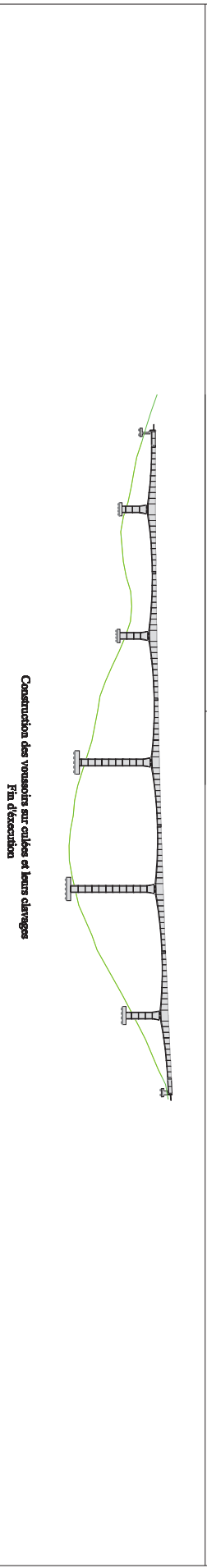
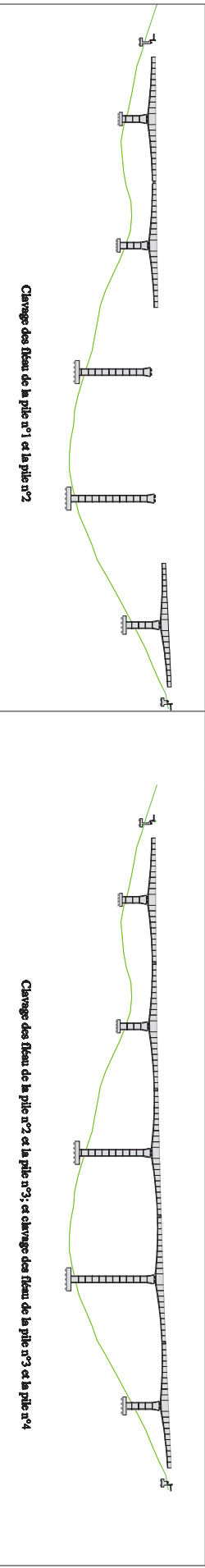
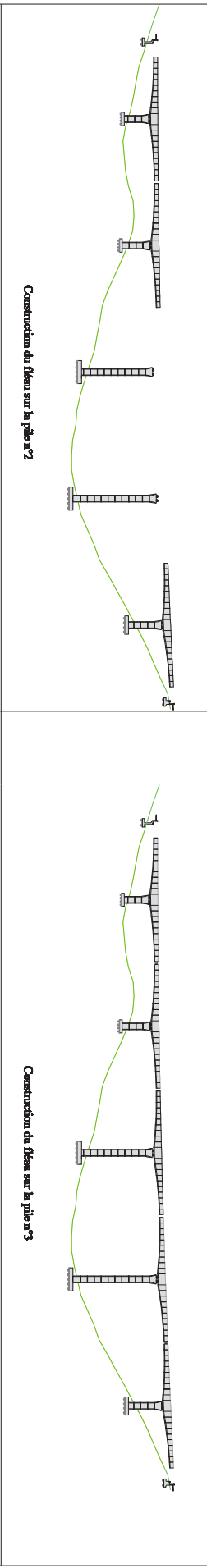
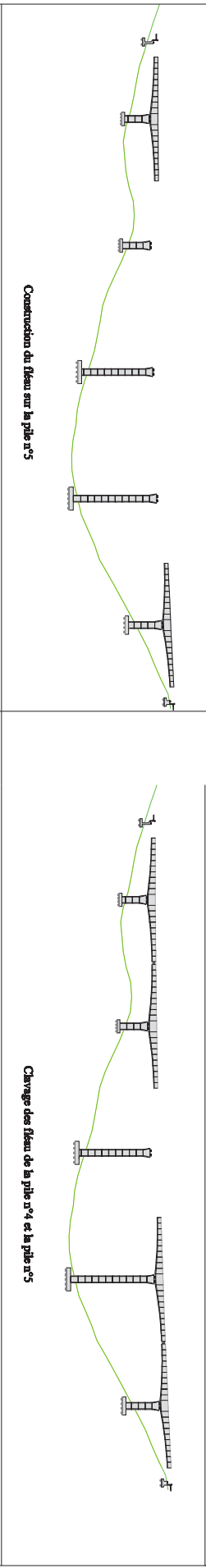
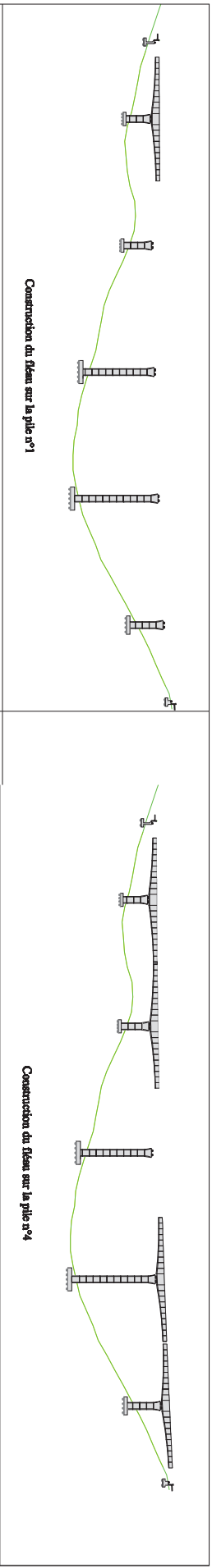
La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis, comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres à lesquelles nous avons affecté les sections de voussoirs réalisés par le logiciel de dessin Autocad puis exporté vers le logiciel de calcul.
- Les voussoirs sont modélisés par leurs dimensions réelles.
- Les appuis au niveau de la culée C1 sont des appuis doubles, au niveau de la pile P1, P2, P3 et la culée C2 sont des appuis simples et au niveau des piles P4 et P5 sont des encastremets vu leurs hauteurs importantes.
- Les charges, surcharges et leurs combinaisons son définies dans le **CHAPITRE IV** selon le RCPR.

V.3.3 Les combinaisons d'action

Tableau V. 5 Combinaisons de charges en phase de service.

Combinaisons		<i>G</i>	<i>A(L)</i>	<i>Bc</i>	<i>Bt</i>	<i>Mc120</i>	<i>D240</i>
ELS	COMB1	1	1.2	0	0	0	0
	COMB2	1	0	1.2	0	0	0
	COMB3	1	0	0	1.2	0	0
	COMB4	1	0	0	0	1	0
	COMB5	1	0	0	0	0	1
ELU	COMB1	1.35	1.6	0	0	0	0
	COMB2	1.35	0	1.6	0	0	0
	COMB3	1.35	0	0	1.6	0	0
	COMB4	1.35	0	0	0	1.35	0
	COMB5	1.35	0	0	0	0	1.35



V.3.4 Résultats

Après avoir procédé au calcul de la structure à l'ELS et à l'ELU, les résultats des combinaisons les plus défavorables sont dans les figures ci-dessous :

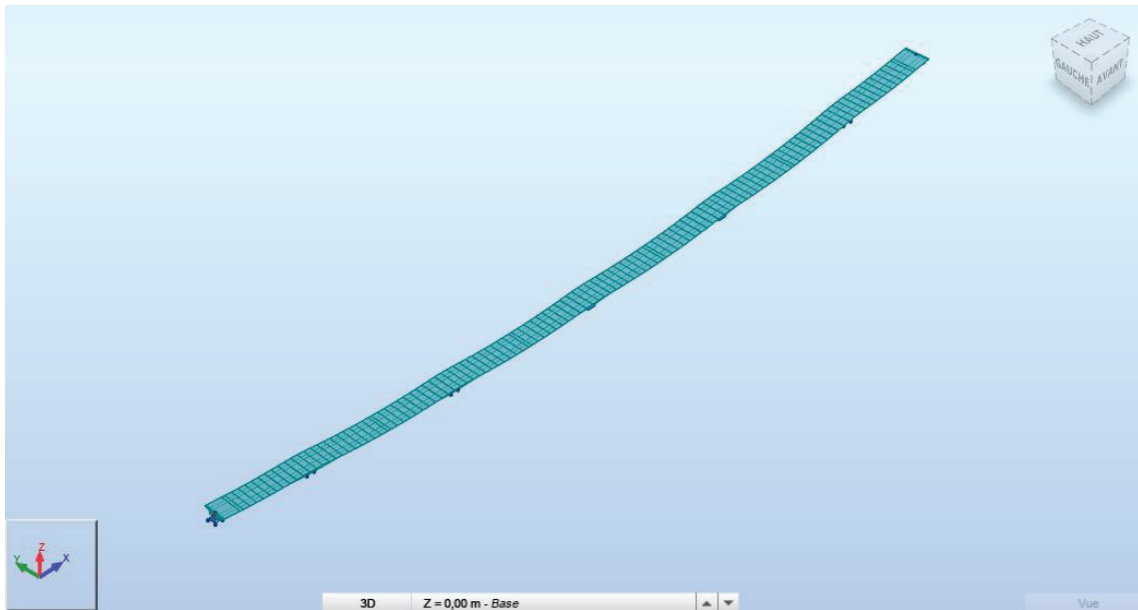


Figure V. 8 Model de calcul.



Figure V. 9 M_{max} à l'ELS (G + D240).

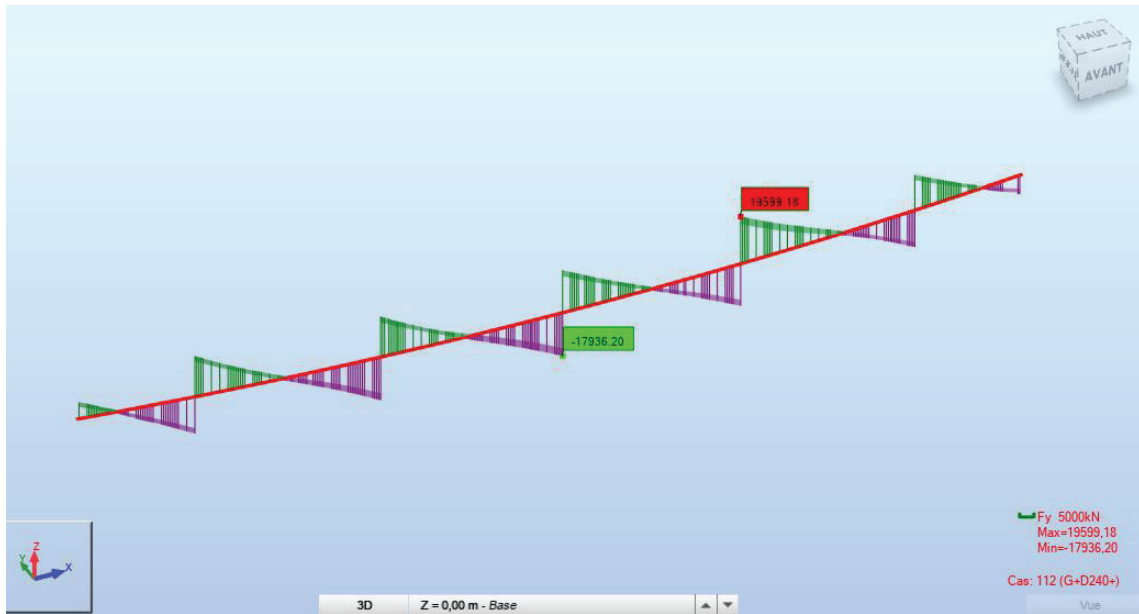


Figure V. 10 Tmax à l'ELS (G + D240).

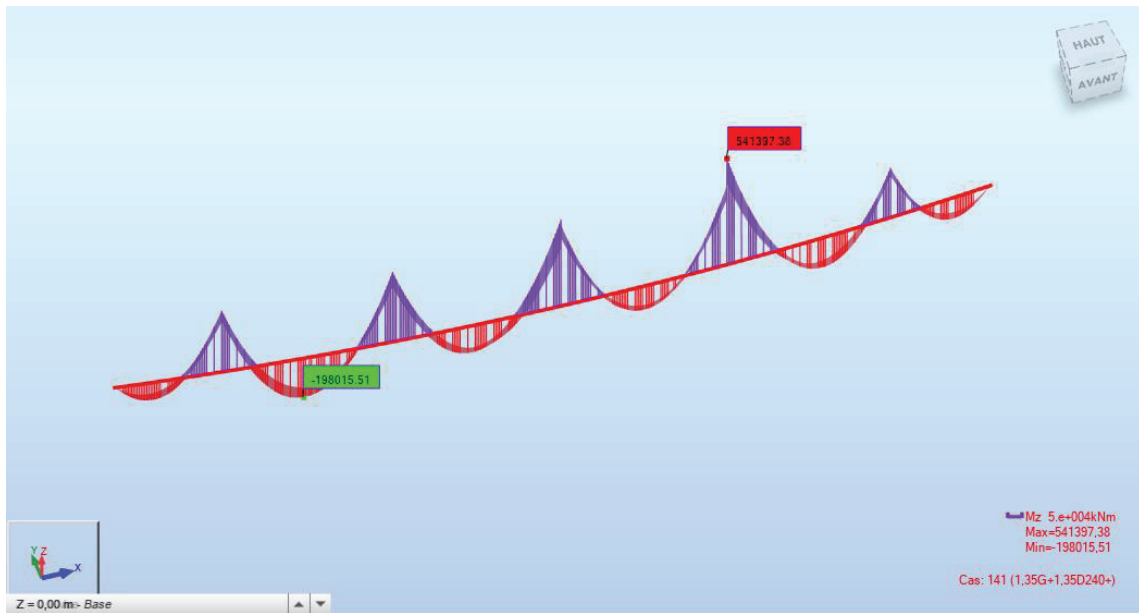


Figure V. 11 Mmax à l'ELU (1.35 G + 1.35 D240).

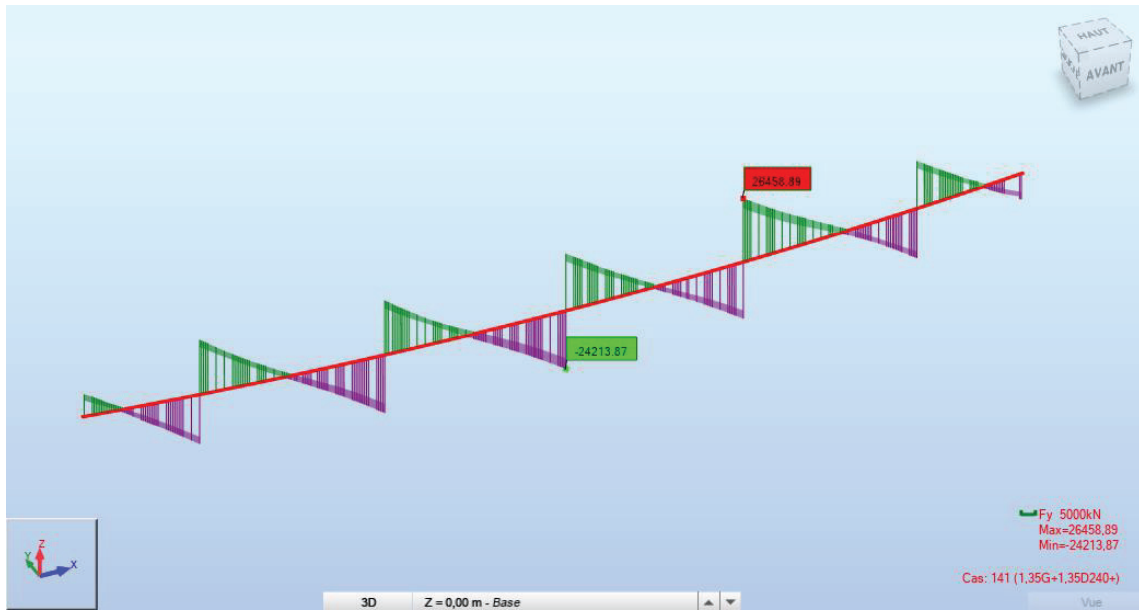


Figure V. 12 Tmax à l'ELU (1.35 G + 1.35 D240).

V.4 CONCLUSION

On a procédé dans ce chapitre au calcul des sollicitations dues aux charges permanentes, aux surcharges routières et à l'aide du logiciel. Toutes les sollicitations étant connues à travers les combinaisons d'actions que nous avons définies dans ce chapitre.

En utilisant les résultats des calculs effectués, nous allons procéder dans le chapitre qui suit l'étude de la précontrainte nécessaire au tablier pour résister à ces sollicitations.

CHAPITRE VI

Etude de la précontrainte

VI.1. INTRODUCTION

Les ponts construits en encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clef pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

La stabilité de cette phase est assurée par des câbles de précontrainte dit du fléau qui sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension au fur et à mesure de l'avancement du fléau et qui ont pour rôle :

- Assurer la résistance aux moments négatifs dus au poids propre des voussoirs et les surcharges de chantier.
- Assurer la stabilité du fléau.

Les étapes suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage, celle-ci s'obtient par coulage, entre les extrémités des fléaux adjacents, des voussoirs dits de clavage.

La stabilité de cette phase est assurée par des câbles de précontrainte dit de continuité. Ils sont enfilés au voisinage de la clef de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. La plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

VI.2.1. Détermination de nombre de câbles de fléau

Les câbles de précontrainte de fléau ont un double rôle :

- En construction: afin de reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges du chantier.
- En service : afin de participer avec les câbles de précontrainte de continuité à reprendre les moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

Le nombre de câbles de précontrainte du fléau sont déterminé par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P}{(1-\Delta P) \times P_0}$$

Avec :

P : La force de précontrainte

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 19T15 peut créer

ΔP : Perte de précontrainte estimée à 25%

VI.2.1.1. Evaluation de l'effort de précontrainte P_0

$$P_0 = \sigma_{P_0} \times S_{câble\ 19T15}$$

Avec

$$\sigma_{P_0} = \min(0.8 \times f_{prg} ; 0.9 \times f_{peg}) = \min(1415.83 ; 1424.46) = 1415.83 \text{ Mpa}$$

$$S_{c\grave{a}ble\ 19T15} = 19 \times 139 = 2641 \text{ mm}^2$$

Donc

$$P_0 = 1415.83 \times 2641 \times 10^{-6} = 3.47 \text{ MN}$$

VI.2.1.2. Evaluation de l'effort de précontrainte P

$$P_0 = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}} ; e = v - d$$

M : Le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges du chantier.

v : Distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.

S : Section du voussoir.

I : Le moment d'inertie de la section.

e : Excentricité du câble par rapport au centre de gravité de la section.

Application numériques

Tableau VI. 1 Estimation de nombre de câbles du fléau.

Voussoirs	$X(m)$	$M(KN.m)$	$v'(m)$	$v(m)$	$I(m^4)$	$S(m^2)$	$e(m)$	$P(MN)$	N câbles	N retenus
Axe VSP	0.00	395 669.74	3.38	2.38	69.26	14.18	2.21	93.62	33.38	36
Fin VSP	4.00	334 782.52	3.38	2.38	69.26	14.18	2.21	78.55	28.00	36
Fin V01	8.10	275 427.99	3.09	2.11	53.26	13.48	1.94	72.24	25.75	32
Fin V02	12.20	222 374.47	2.82	1.86	40.97	12.83	1.69	65.26	23.27	28
Fin V03	16.30	175 322.94	2.59	1.66	31.65	12.22	1.49	57.49	20.50	24
Fin V04	20.40	134 004.62	2.38	1.48	24.67	11.73	1.31	49.07	17.50	20
Fin V05	24.50	98 180.58	2.21	1.33	19.54	11.29	1.16	39.88	14.22	16
Fin V06	28.60	67 645.41	2.06	1.21	15.85	10.92	1.04	30.20	10.77	12
Fin V07	32.70	42 229.51	1.94	1.12	13.31	10.63	0.95	20.42	7.28	8
Fin V08	36.80	21 798.35	1.86	1.06	11.64	10.42	0.89	11.21	4.00	6
Fin V09	40.90	62 54.75	1.81	1.02	10.71	10.29	0.85	3.34	1.19	4
Fin V10	45.00	0.000	1.79	1.01	10.40	10.25	0.84	0.00	0.00	2

VI.2.2. Position et enrobage des câbles

- L'espace horizontal entre axes de deux câbles : $e_h = 2 \times \Phi_g \rightarrow e_h \geq 20 \text{ cm}$
- L'espace vertical entre axes de deux câbles : $e_v = 2 \times \Phi_g \rightarrow e_h \geq 20 \text{ cm}$

VI.2.3 Tracé des câbles

VI.2.3.1. Tracé des câbles en élévation

Les câbles de fléau accrochent tous les voussoirs qui constituent le fléau, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale. Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente.

Il est avantageux d'utiliser des unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre, toutefois le nombre de câbles doit être égal dans chaque âme.

Le tracé du câble devra satisfaire les conditions suivantes :

- Il faut éviter les croisements des câbles au maximum, en particulier au niveau des âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

➤ Allure en élévation des câbles du fléau

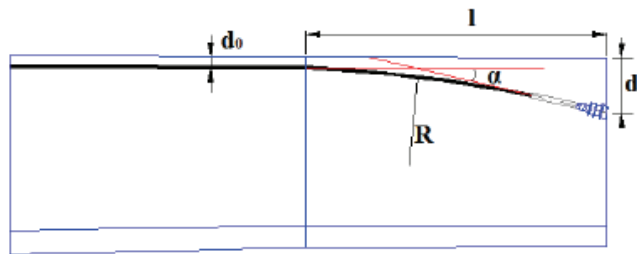


Figure VI. 1 Allure en élévation des câbles du fléau.

Le câble suit l'allure parabolique suivante : $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$

Le rayon de courbure en un point d'une distance x est défini par l'expression :

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}$$

L'angle de déviation verticale : $\alpha_n = \arctg(2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{x}{l^2}$

Avec :

d_0 : Distance du centre de gravité du câble à la fibre supérieure.

d_1 : Distance du point d'encrage à la fibre supérieure.

l : Distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir)

R_{min} : Rayon minimal pour les câbles.

VI.2.3.2. Tracé des câbles en plan

Le tracé en plan suit une parabole qui commence au début du voussoir jusqu'à l'encrage mais avec une variation très lente car le câble suit en même temps deux courbures : en plan et en élévation, qui pose des problèmes au niveau de l'exécution. Le câble prend une trajectoire sous forme de « S », toutefois, il est possible de garder le tracé rectiligne.

➤ Allure en plan des câbles du fléau

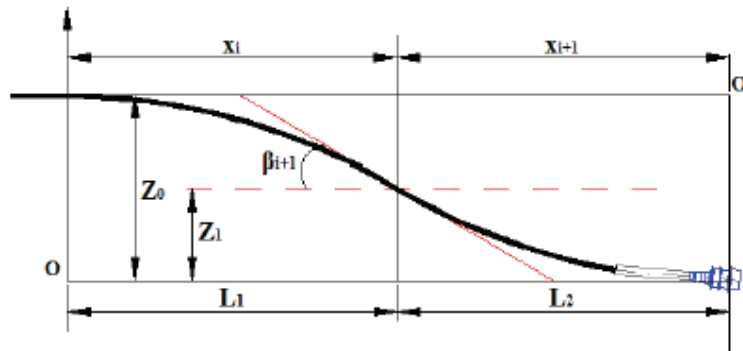


Figure VI. 2 Allure en plan des câbles du fléau

L'équation de la parabole est : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$

Les rayons de courbure sont :

$$R_i(x) = \frac{(X_i)^2}{2 \times (Z_i - Z_{i+1})} ; R_{i+1}(x) = \frac{(X_{i+1})^2}{2 \times (Z_{i+1} - Z_{i+2})}$$

L'inclinaison dans la section intermédiaire est :

$$\beta_i(X) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}{X_i}$$

L'inclinaison dans la section d'ancrage est :

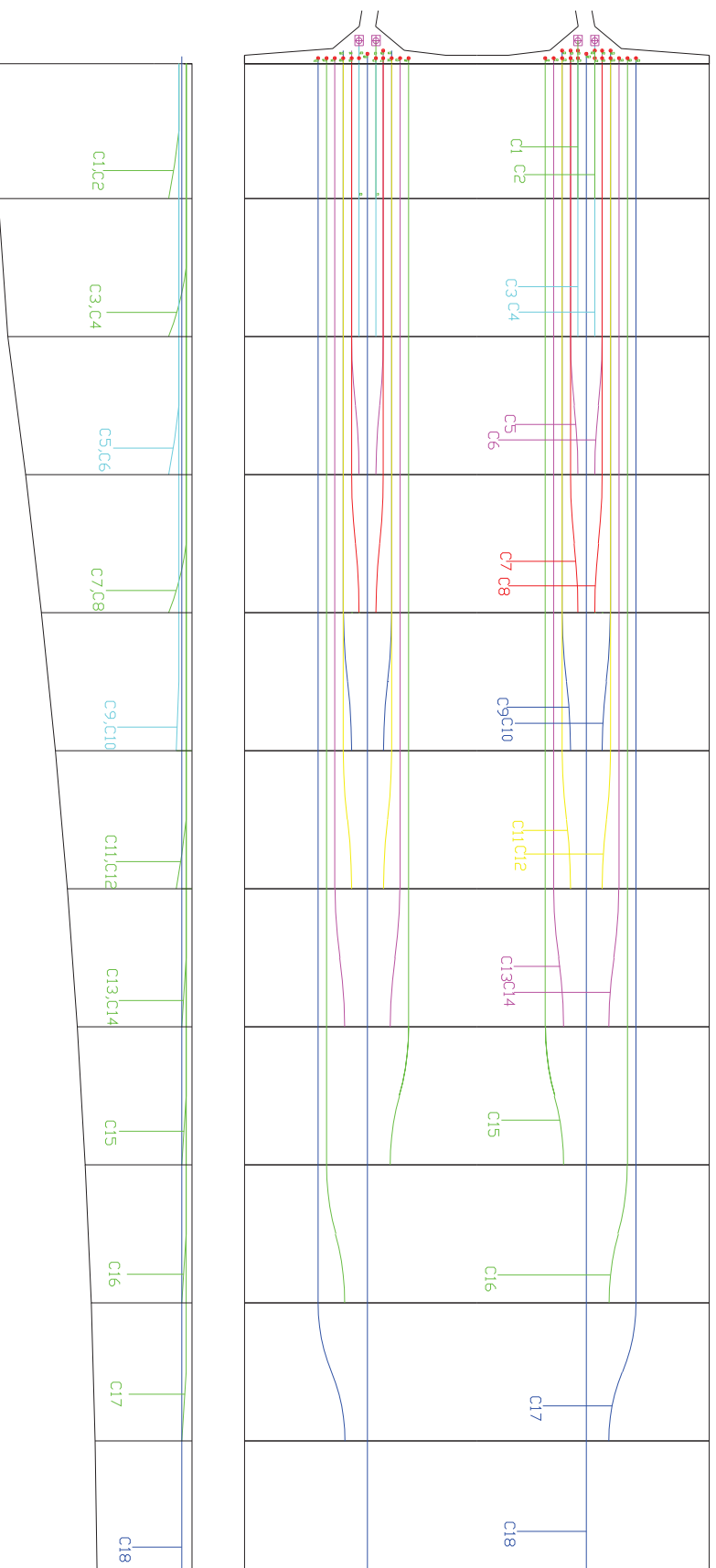
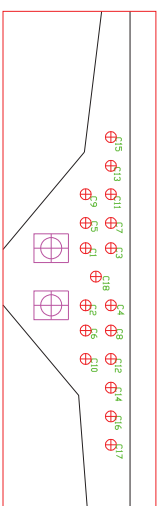
$$\beta_i(X) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Z_{i+1})}{X_{i+1}}$$

Tableau VI. 2 Paramètres du tracé en elevation des câbles du fleau

	Câbles	$L(m)$	$d_0(m)$	$d_1(m)$	$R_{i\min}(m)$	$\alpha(rad)$	Equation
½ VSP	C1	4.000	0.390	0.690	26.667	0.135	$0.390 + 0.075 x^2$
	C2	4.000	0.390	0.690	26.667	0.135	$0.390 + 0.075 x^2$
VS01	C3	4.100	0.170	0.690	16.163	0.196	$0.170 + 0.127 x^2$
	C4	4.100	0.170	0.690	16.163	0.196	$0.170 + 0.127 x^2$
VS02	C5	4.100	0.390	0.690	28.017	0.132	$0.390 + 0.073 x^2$
	C6	4.100	0.390	0.690	28.017	0.132	$0.390 + 0.073 x^2$
VS03	C7	4.100	0.170	0.690	16.163	0.196	$0.170 + 0.127 x^2$
	C8	4.100	0.170	0.690	16.163	0.196	$0.170 + 0.127 x^2$
VS04	C9	4.100	0.390	0.470	105.063	0.039	$0.390 + 0.020 x^2$
	C10	4.100	0.390	0.470	105.063	0.039	$0.390 + 0.020 x^2$
VS05	C11	4.100	0.170	0.470	28.017	0.132	$0.170 + 0.073 x^2$
	C12	4.100	0.170	0.470	28.017	0.132	$0.170 + 0.073 x^2$
VS06	C13	4.100	0.170	0.300	64.654	0.062	$0.170 + 0.032 x^2$
	C14	4.100	0.170	0.300	64.654	0.062	$0.170 + 0.032 x^2$
VS07	C15	4.100	0.170	0.300	64.654	0.062	$0.170 + 0.032 x^2$
VS08	C16	4.100	0.170	0.300	64.654	0.062	$0.170 + 0.032 x^2$
VS09	C17	4.100	0.170	0.300	64.654	0.062	$0.170 + 0.032 x^2$
VS10	C18	4.100	0.300	0.300	Rectiligne	-	$0.300 + 0.000 x^2$

Tableau VI. 3 Paramètres du tracé en plan des câbles du fleau.

	Câbles	$L_1(m)$	$L_2(m)$	$Z_0(m)$	$Z_1(m)$	$\beta_i(rad)$ $\beta_{i+1}(rad)$	$R_i(m)$ $R_{i+1}(m)$	Equation
½ VSP	C1	2.000	2.000	0.000	0.000	0.000	Rectiligne	$0.000 + 0.000 x^2$
	C2	2.000	2.000	0.000	0.000	0.000	Rectiligne	$0.000 + 0.000 x^2$
VS01	C3	2.050	2.050	0.000	0.000	0.000	Rectiligne	$0.000 + 0.000 x^2$
	C4	2.050	2.050	0.000	0.000	0.000	Rectiligne	$0.000 + 0.000 x^2$
VS02	C5	2.050	2.050	0.220	0.110	0.107	19.102	$0.220 - 0.026 x^2$
	C6	2.050	2.050	0.220	0.110	0.107	19.102	$0.220 - 0.026 x^2$
VS03	C7	2.050	2.050	0.220	0.110	0.107	19.102	$0.220 - 0.026 x^2$
	C8	2.050	2.050	0.220	0.110	0.107	19.102	$0.220 - 0.026 x^2$
VS04	C9	2.050	2.050	0.250	0.125	0.121	16.810	$0.250 - 0.030 x^2$
	C10	2.050	2.050	0.250	0.125	0.121	16.810	$0.250 - 0.030 x^2$
VS05	C11	2.050	2.050	0.250	0.125	0.121	16.810	$0.250 - 0.030 x^2$
	C12	2.050	2.050	0.250	0.125	0.121	16.810	$0.250 - 0.030 x^2$
VS06	C13	2.050	2.050	0.300	0.150	0.145	14.008	$0.300 - 0.036 x^2$
	C14	2.050	2.050	0.300	0.150	0.145	14.008	$0.300 - 0.036 x^2$
VS07	C15	2.050	2.050	0.550	0.275	0.262	7.641	$0.550 - 0.065 x^2$
VS08	C16	2.050	2.050	0.550	0.275	0.262	7.641	$0.550 - 0.065 x^2$
VS09	C17	2.050	2.050	0.800	0.400	0.372	5.253	$0.800 - 0.095 x^2$
VS10	C18	2.050	2.050	0.000	0.000	0.000	Rectiligne	$0.000 + 0.000 x^2$



VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITÉ

Les câbles de continuité reprendront les moments positifs, en effet, afin de déterminer le nombre de câbles de continuité on utilise le moment positif maximal engendré par la combinaison de charges la plus défavorable.

Le nombre de câbles est déterminé par les formules suivantes :

$$n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P) \times P_0}; \quad \Delta P = 21.844 \%$$

$$P_0 = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}}; \quad e = v' - d$$

VI.3.1. Détermination de nombre de câbles de continuité en travée principale

Dans le tableau ci-après, est résumée l'estimation de nombres de câbles en travée principale

Tableau VI. 4 Estimation de nombre de câbles de continuité en travée principale.

vousoir	X(m)	M(KN.m)	v'(m)	v(m)	I(m ⁴)	S(m ²)	e(m)	P(MN)	N câbles	N retenus
Fin V2	0.00	-28 627.50	2.82	1.86	40.97	12.83	2.65	-6.56	-2.24	0
Fin V3	4.10	15 539.55	2.59	1.66	31.65	12.22	2.42	3.90	1.33	2
Fin V4	8.20	52 127.87	2.38	1.48	24.67	11.73	2.21	14.33	4.90	6
Fin V5	12.30	82 038.94	2.21	1.33	19.54	11.29	2.04	24.58	8.41	10
Fin V6	16.40	107 456.80	2.06	1.21	15.85	10.92	1.89	34.80	11.91	14
Fin V7	20.50	126 016.97	1.94	1.12	13.31	10.63	1.77	43.60	14.92	18
Fin V8	24.60	138 727.75	1.86	1.06	11.64	10.42	1.69	50.59	17.31	18
Fin V9	28.70	144 819.09	1.81	1.02	10.71	10.29	1.64	54.52	18.65	22
Fin V10	32.80	146 678.15	1.79	1.01	10.40	10.25	1.62	55.84	19.10	22
Fin V10	38.90	145 725.93	1.79	1.01	10.40	10.25	1.62	55.48	18.98	22
Fin V9	43.00	108 373.51	1.86	1.02	10.70	10.29	1.64	40.80	13.96	22
Fin V8	47.10	98 492.00	1.81	1.06	11.64	10.42	1.69	35.92	12.29	18
Fin V7	51.20	82 655.230	1.94	1.12	13.31	10.63	1.77	28.60	9.78	18
Fin V6	55.30	61 717.37	2.06	1.21	15.85	10.92	1.89	19.99	6.84	14
Fin V5	59.40	35 616.51	2.21	1.33	19.54	11.29	2.04	10.67	3.65	10
Fin V4	63.50	1 496.03	2.38	1.48	24.67	11.73	2.21	0.41	0.14	6
Fin V3	67.60	-3 8695.00	2.59	1.66	31.65	12.22	2.42	-9.71	-3.32	2
Fin V2	71.70	-84 712.23	2.82	1.86	40.97	12.83	2.65	-19.40	-6.64	0

VI.3.2 Détermination de nombre de câbles de continuité en travée de rive

Dans le tableau ci-après, est résumée l'estimation de nombres de câbles en travée de rive

Tableau VI. 5 Estimation de nombre de câbles de continuité en travée de rive.

vousoir	$X(m)$	$M(KN.m)$	$v'(m)$	$v(m)$	$I(m^4)$	$S(m^2)$	$e(m)$	$P(MN)$	N câbles	N retenus
Fin V3	4.10	-3 632.42	2.59	1.66	31.65	12.22	2.42	-0.91	-0.31	2
Fin V4	8.20	16 584.92	2.38	1.48	24.67	11.73	2.21	4.56	1.54	4
Fin V5	12.30	31 866.44	2.21	1.33	19.54	11.29	2.04	9.55	3.22	6
Fin V6	16.40	42 488.21	2.06	1.21	15.85	10.92	1.89	13.76	4.65	10
Fin V7	20.50	48 635.42	1.94	1.12	13.31	10.63	1.77	16.83	5.68	10
Fin V8	24.60	50 403.90	1.86	1.06	11.64	10.42	1.69	18.38	6.21	10
Fin V9	28.70	47 806.61	1.81	1.02	10.71	10.29	1.64	18.00	6.08	10
Fin V10	32.80	41 014.21	1.79	1.01	10.40	10.25	1.62	15.61	5.27	10
Fin VSC	34.80	36 169.39	1.79	1.01	10.40	10.25	1.62	13.77	4.65	6
Fin VC1	38.90	15 043.35	1.79	1.01	10.71	10.25	1.62	5.66	1.91	4
Fin VC2	43.00	-80.70	1.79	1.01	11.64	10.25	1.62	-0.03	-0.01	2

VI.3.3 Tracé des câbles

Tableau VI. 6 Paramètres du tracé en elevation des câbles de continuité dans la travée principale.

	Câbles	$L(m)$	$d_0(m)$	$d_1(m)$	$R_{i\min}(m)$	$\alpha(rad)$	Equation
VS03	C11	4.100	0.300	1.020	11.674	0.235	$0.300 + 0.176x^2$
VS04	C10	4.100	0.260	0.990	11.514	0.237	$0.260 + 0.178x^2$
	C9	4.100	0.260	0.610	24.014	0.149	$0.260 + 0.085x^2$
VS05	C8	4.100	0.230	0.580	24.014	0.149	$0.230 + 0.085x^2$
	C7	4.100	0.450	0.960	16.480	0.194	$0.450 + 0.124x^2$
VS06	C6	4.100	0.200	0.550	24.014	0.149	$0.200 + 0.085x^2$
	C5	4.100	0.420	0.930	16.480	0.194	$0.420 + 0.124x^2$
VS07	C4	4.100	0.180	0.530	24.014	0.149	$0.180 + 0.085x^2$
	C3	4.100	0.400	0.910	16.480	0.194	$0.400 + 0.124x^2$
VS08	C4	4.100	-	-	Rectiligne	-	-
	C3	4.100	-	-	Rectiligne	-	-
VS09	C2	4.100	0.160	0.510	24.014	0.149	$0.160 + 0.085x^2$
	C1	4.100	0.590	0.880	28.983	0.128	$0.950 + 0.171x^2$
VS10	C2	4.100	-	-	Rectiligne	-	-
	C1	4.100	-	-	Rectiligne	-	-
VS10	C1	4.100	-	-	Rectiligne	-	-
	C2	4.100	-	-	Rectiligne	-	-
VS09	C1	4.100	0.590	0.880	28.983	0.128	$0.950 + 0.171x^2$
	C2	4.100	0.160	0.510	24.014	0.149	$0.160 + 0.085x^2$
VS08	C3	4.100	-	-	Rectiligne	-	-
	C4	4.100	-	-	Rectiligne	-	-
VS07	C3	4.100	0.400	0.910	16.480	0.194	$0.400 + 0.124x^2$
	C4	4.100	0.180	0.530	24.014	0.149	$0.180 + 0.085x^2$
VS06	C5	4.100	0.420	0.930	16.480	0.194	$0.420 + 0.124x^2$
	C6	4.100	0.200	0.550	24.014	0.149	$0.200 + 0.085x^2$
VS05	C7	4.100	0.450	0.960	16.480	0.194	$0.450 + 0.124x^2$

VS04	C8	4.100	0.230	0.580	24.014	0.149	$0.230 + 0.085x^2$
	C9	4.100	0.260	0.610	24.014	0.149	$0.260 + 0.085x^2$
	C10	4.100	0.260	0.990	11.514	0.237	$0.260 + 0.178x^2$
VS03	C11	4.100	0.300	1.020	11.674	0.235	$0.300 + 0.176x^2$

Tableau VI. 7 Paramètres du tracé en plan des câbles de continuité dans la travée principale.

	Câbles	$L_1(m)$	$L_2(m)$	$Z_0(m)$	$Z_1(m)$	$\beta_i (rad)$ $\beta_{i+1}(rad)$	$R_i (m)$ $R_{i+1}(m)$	Equation
VS03	C11	2.050	2.050	0.440	0.220	0.211	9.551	$0.440 - 0.052x^2$
VS04	C10	2.050	2.050	0.220	0.110	0.107	19.102	$0.220 - 0.026x^2$
	C9	2.050	2.050	0.450	0.225	0.216	9.339	$0.450 - 0.054x^2$
VS05	C8	2.050	2.050	0.440	0.220	0.211	9.551	$0.440 - 0.052x^2$
	C7	2.050	2.050	0.440	0.220	0.211	9.551	$0.440 - 0.052x^2$
VS06	C6	2.050	2.050	0.220	0.110	0.107	19.102	$0.220 - 0.026x^2$
	C5	2.050	2.050	0.220	0.110	0.107	19.102	$0.220 - 0.026x^2$
VS07	C4	2.050	2.050	0.000	0.000	0.000	Rectiligne	-
	C3	2.050	2.050	0.000	0.000	0.000	Rectiligne	-
VS08	C4	2.050	2.050	-	-	-	Rectiligne	-
	C3	2.050	2.050	-	-	-	Rectiligne	-
VS09	C2	2.050	2.050	0.225	0.113	0.109	18.678	$0.225 - 0.027x^2$
	C1	2.050	2.050	0.225	0.113	0.109	18.678	$0.225 - 0.027x^2$
VS10	C2	2.050	2.050	-	-	-	Rectiligne	-
	C1	2.050	2.050	-	-	-	Rectiligne	-
VS10	C1	2.050	2.050	-	-	-	Rectiligne	-
	C2	2.050	2.050	-	-	-	Rectiligne	-
VS09	C1	2.050	2.050	0.225	0.113	0.109	18.678	$0.225 - 0.027x^2$
	C2	2.050	2.050	0.225	0.113	0.109	18.678	$0.225 - 0.027x^2$
VS08	C3	2.050	2.050	-	-	-	Rectiligne	-
	C4	2.050	2.050	-	-	-	Rectiligne	-
VS07	C3	2.050	2.050	0.000	0.000	0.000	Rectiligne	-
	C4	2.050	2.050	0.000	0.000	0.000	Rectiligne	-
VS06	C5	2.050	2.050	0.220	0.110	0.107	19.102	$0.220 - 0.026x$
	C6	2.050	2.050	0.220	0.110	0.107	19.102	$0.220 - 0.026x$
VS05	C7	2.050	2.050	0.440	0.220	0.211	9.551	$0.440 - 0.052x^2$
	C8	2.050	2.050	0.440	0.220	0.211	9.551	$0.440 - 0.052x^2$
VS04	C9	2.050	2.050	0.450	0.225	0.216	9.339	$0.450 - 0.054x^2$
	C10	2.050	2.050	0.220	0.110	0.107	19.102	$0.220 - 0.026x^2$
VS03	C11	2.050	2.050	0.440	0.220	0.211	9.551	$0.440 - 0.052x^2$

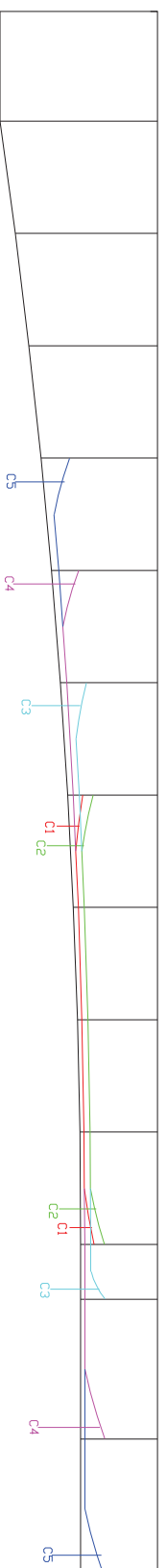
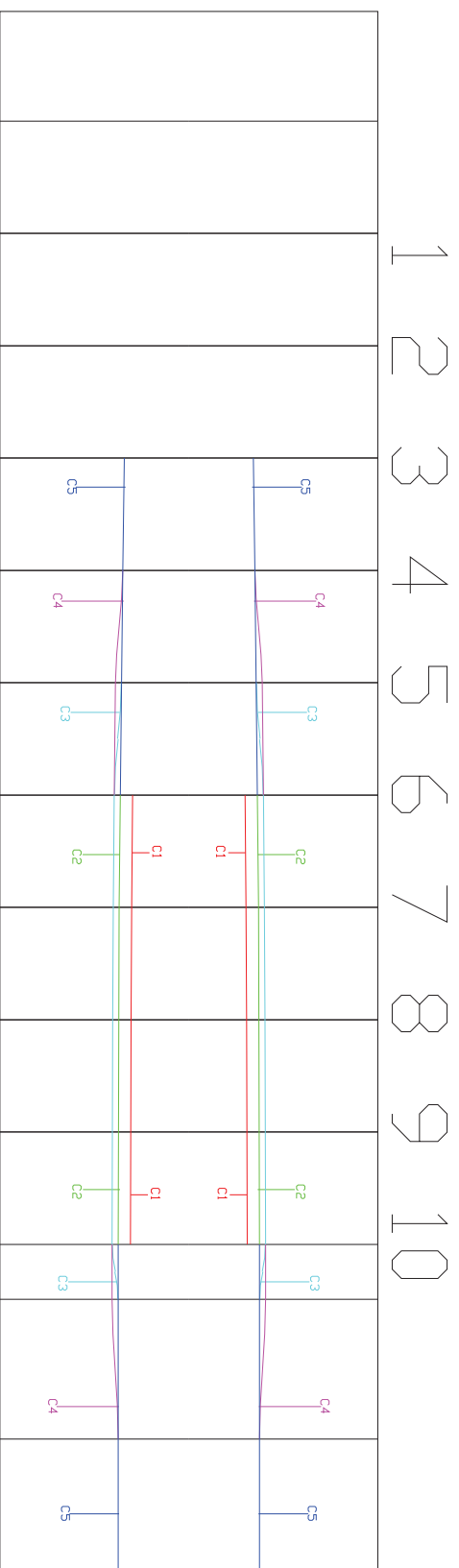
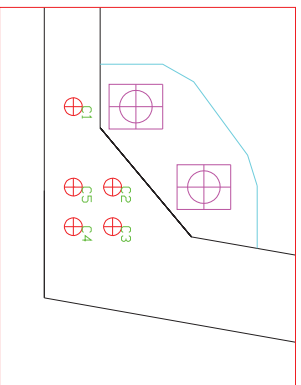
Tableau VI. 8 Paramètres du tracé en elevation des câbles de continuité dans la travée rive.

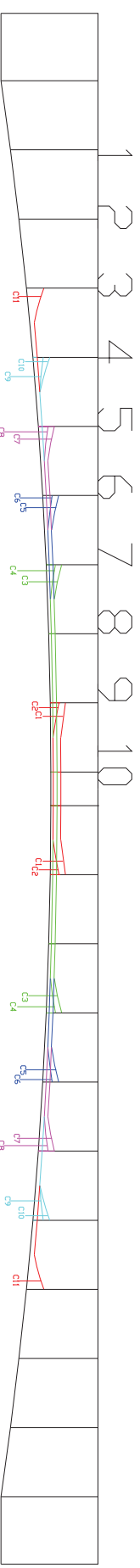
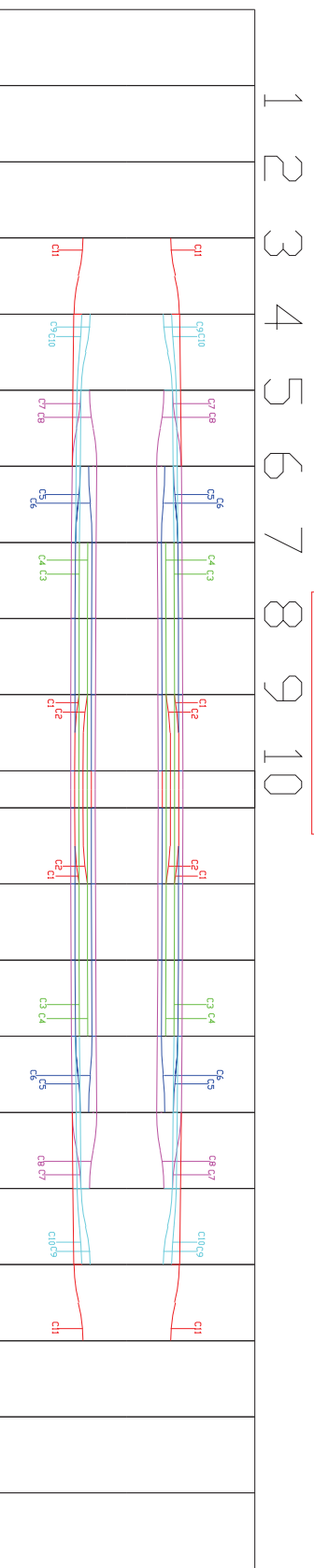
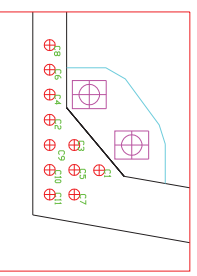
	Câbles	$L(m)$	$d_0(m)$	$d_1(m)$	$R_{i \min}(m)$	$\alpha(rad)$	Equation
VS03	C5	4.100	0.300	1.030	11.514	0.237	$0.300 + 0.178 x^2$
VS04	C4	4.100	0.260	0.990	11.514	0.237	$0.260 + 0.178 x^2$
VS05	C3	4.100	0.450	0.950	16.810	0.192	$0.450 + 0.122 x^2$
VS06	C2	4.100	0.420	0.930	16.480	0.194	$0.420 + 0.124 x^2$
	C1	4.100	0.200	0.550	24.014	0.149	$0.200 + 0.085 x^2$
VS07	C2	4.100	-	-	Rectiligne	-	-
	C1	4.100	-	-	Rectiligne	-	-

VS08	C1,C2	4.100	-	-	Rectiligne	-	-
VS09	C1	4.100	-	-	Rectiligne	-	-
	C2	4.100	-	-	Rectiligne	-	-
VS10	C1	4.100	0.150	0.500	24.014	0.149	$0.150 + 0.085 x^2$
	C2	4.100	0.370	0.880	16.480	0.194	$0.370 + 0.124 x^2$
VSC	C3	2.000	0.150	0.880	2.740	0.485	$0.150 + 0.365 x^2$
VC01	C4	5.100	0.150	0.880	17.815	0.190	$0.150 + 0.143 x^2$
VC02	C5	5.100	0.150	0.880	17.815	0.190	$0.150 + 0.143 x^2$

Tableau VI. 9 Paramètres du tracé en plan des câbles de continuité dans la travée rive.

	Câbles	$L_1(m)$	$L_2(m)$	$Z_0(m)$	$Z_1(m)$	$\beta_i (rad)$ $\beta_{i+1}(rad)$	$R_i (m)$ $R_{i+1}(m)$	Equation
VS03	C5	2.050	2.050	0.000	0.000	0.000	rectiligne	$0.000 + 0.000 x^2$
VS04	C4	2.050	2.050	0.220	0.110	0.107	19.102	$0.220 - 0.026 x^2$
VS05	C3	2.050	2.050	0.220	0.110	0.107	19.102	$0.220 - 0.026 x^2$
VS06	C2	2.050	2.050	0.000	0.000	0.000	rectiligne	$0.000 + 0.000 x^2$
	C1	2.050	2.050	0.000	0.000	0.000	rectiligne	$0.000 + 0.000 x^2$
VS07	C2	2.050	2.050	-	-	-	rectiligne	-
	C1	2.050	2.050	-	-	-	rectiligne	-
VS08	C1,C2	2.050	2.050	-	-	-	rectiligne	-
VS09	C1	2.050	2.050	-	-	-	rectiligne	-
	C2	2.050	2.050	-	-	-	rectiligne	-
VS10	C1	2.050	2.050	0.000	0.000	0.000	rectiligne	$0.000 + 0.000 x^2$
	C2	2.050	2.050	0.000	0.000	0.000	rectiligne	$0.000 + 0.000 x^2$
VSC	C3	1.000	1.000	0.220	0.110	0.217	4.545	$0.220 - 0.110 x^2$
VC01	C4	2.550	2.550	0.220	0.110	0.086	29.557	$0.220 - 0.017 x^2$
VC02	C5	2.550	2.550	0.000	0.000	0.000	rectiligne	$00.000 + 0.000 x^2$





VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

La perte de la précontrainte désigne toutes déférences entre l'effort exercé par le vérin sur l'armature lors de sa mise en tension, et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En poste tension l'effort de la précontrainte varie à la fois, dans l'espace, avec l'abscisse et le long du câble, du fait de frottement et dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et la relaxation des aciers.

Les pertes de tension constatées sont généralement de l'ordre de 20 % à 30 % de la tension initiale. On distingue deux types de pertes :

- Les pertes de tension instantanées, qui se produisent lors de mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées, qui se produisent dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

VI.4.1. Pertes de tension instantanées

On distingue :

- Les pertes de tension par frottement ;
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension, qui est dû à la déviation en élévation et en plan du câble et d'éventuelles déviations parasites dans sa partie rectiligne.

De ce fait, la tension appliquée à l'origine, notée σ_{p0} , diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donnée par la relation suivante :

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

La perte est alors évaluée comme suit

$$\Delta\sigma_{p_{frot}}(x) = \sigma_{p0} - \sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \theta + \varphi \times x)})$$

Avec :

σ_{p0} : La tension a l'origine.

e : La base des logarithmes népériens.

f : Coefficient de frottement en courbe (rad^{-1}).

θ : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rad).

φ : Coefficient de frottement droit (m^{-1}).

x : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage (m)

Tableau VI. 10 Valeurs numériques des coefficients de frottement en post-tension

Cas	Nature d'armature	f		φ (m^{-1})
		$3 \leq R \leq 6$ en (m)	$R \geq 6$ en (m)	
Câbles ne traversant pas des joints ou des surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0.16	0.002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0.18	
Câbles traversant de nombreux joints ou des surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0.18	0.003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0.20	

VI.4.1.2. Perte de tension par recul de l'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Le glissement dépend du type de l'ancrage.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

La perte de tension par recul de l'ancrage régit à la relation suivante :

$$\Delta\sigma_P(x) = 2 \times \sigma_{P0} \times K(d - x) ; \text{ Avec } K = \frac{f \times \theta}{l} + \varphi ; \text{ Et } d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{P0} \times K}}$$

VI.4.1.3. Perte de tension par déformations instantanées du béton

Ce type de perte de tension résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes. Toute action permanente appliquée postérieurement à la réalisation de l'ancrage d'un câble de précontrainte provoque dans le béton adjacent une variation de contrainte.

Du fait que les N câbles ne sont pas tendus en même temps (il faudrait pour cela disposer d'au moins N vérins sur le chantier), le n^{eme} câble mis en tension subit le raccourcissement dû aux $(N - n)$ câbles tendus après lui, et cette perte de tension est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_e = \frac{N - n}{N} \times \frac{E_p \times \sigma_b}{E_{bi}}$$

Par simplification on aura :

$$\Delta\sigma_e = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b ; \text{ et } \frac{E_p}{E_{bi}} = \frac{190\,000}{35\,981.729} = 5.280 ; \text{ Avec } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_P \times e}{I_G}$$

E_p : Module d'élasticité des câbles précontraints.

E_{bi} : Module de déformation instantanée du béton

σ_b : Contrainte finale du béton (après stabilisation des pertes) au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes.

P : Effort de précontrainte $P = P_0 \times (1 - \Delta P)$; avec $\Delta P = (\Delta P_{frot} + \Delta P_{recul})$

VI.4.2. Pertes de tensions différées

On distingue :

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due a la relaxation d'acier.

VI.4.2.1. Perte de tension due au retrait du béton

Le retrait est une diminution de volume liée à la dessiccation du béton, au moment de la mise en œuvre puis au cours du vieillissement de l'ouvrage. Cette diminution crée des contraintes de traction dans le matériau qui peuvent se traduire par d'éventuelles fissures.

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

La perte finale de la tension due au retrait du béton est exprimée par la formule suivante

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

Le terme « $\varepsilon_r \times [1 - r(t_0)]$ » désigne la partie non encore effectuée du retrait

Avec

ε_r : Le retrait total du béton.

t_0 : L'âge du béton au moment de la mise en tension.

$r(t)$: Une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

Très souvent, on peut négliger $r(t_0)$ devant 1, se qui conduit à la formule simplifiée suivante :

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

VI.4.2.2. Perte de tension due au fluage du béton

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

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f ; \quad \text{Avec} \quad \varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{ij}}$$

Avec :

ε_f : Déformation finale du fluage.

σ_M : Contrainte maximale dans le béton, après les pertes instantanées, supportée par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte, $\sigma_M \leq 1.5\sigma_b$

σ_b : Contrainte finale dans le béton, supportée par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte

E_{ij} : Module de déformations instantanées du béton.

D'après le BPEL, si $\sigma_M \leq 1.5\sigma_b$, il serait loisible, à titre de simplification, d'évaluer la perte finale de tension due au fluage du béton à :

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

VI.4.2.3. Perte de tension due à la relaxation des aciers

La relaxation des aciers est une sorte de relâchement de la tension qui dépend de l'acier lui-même et son traitement

La perte de tension finale due à la relaxation des aciers est estimée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma_{pi}(x) ; \text{ Avec } \mu = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$$

ρ_{1000} (%) : Relaxation garantie à 1 000 heures.

μ_0 : Coefficient égal à 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section de l'abscisse x.

VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Les conditions à vérifier sont les suivantes

$$\overline{\sigma_{bt1}} < \overline{\sigma_c} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{dans la fibre supérieure ;}$$

$$\overline{\sigma'_{bt1}} < \overline{\sigma'_c} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{dans la fibre inférieure.}$$

$$\text{Avec : } \sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0 + M}{I_G} y$$

P : Effort de la précontrainte.

B : Surface de la section considérée.

e_0 : Excentricité du câble de précontrainte moyen.

I : Inertie de la section considérée.

M : Moment extérieur.

y : Les distances du centre de gravité de la section aux fibres extrêmes.

VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 2.7 = 4.05 \text{ MPa} ; \text{ Hors section d'enrobage.}$$

$$\sigma_{bt2} = 0.7 \times f_{t28} = 0.7 \times 2.7 = 1.89 \text{ MPa} ; \text{ Section d'enrobage.}$$

Tableau VI. 11 Contraintes des fibres extrêmes en phase de construction

	$M(MN.m)$	$v'(m)$	$v(m)$	$I(m^4)$	$S(m^2)$	$e(m)$	$P(MN)$	N câbles	$\sigma_{sup}(MPa)$	$\sigma_{inf}(MPa)$	Obs
Axe VSP	398.99	3.38	2.38	69.26	14.18	2.21	93.62	36	1.08	15.72	✓
Fin VSP	334.78	3.38	2.38	69.26	14.18	2.21	78.55	36	3.28	12.59	✓
Fin V01	275.43	3.09	2.11	53.26	13.48	1.94	72.24	32	2.64	12.55	✓
Fin V02	222.37	2.82	1.86	40.97	12.83	1.69	65.26	28	2.06	12.28	✓
Fin V03	75.32	2.59	1.66	31.65	12.22	1.49	57.49	24	1.57	11.67	✓
Fin V04	134.00	2.38	1.48	24.67	11.73	1.31	49.07	20	1.15	10.64	✓
Fin V05	98.18	2.21	1.33	19.54	11.29	1.16	39.88	16	0.84	9.18	✓
Fin V06	67.65	2.06	1.21	15.85	10.92	1.04	30.20	12	0.59	7.32	✓
Fin V07	42.23	1.94	1.12	13.31	10.63	0.95	20.42	8	0.35	5.16	✓
Fin V08	21.80	1.86	1.06	11.64	10.42	0.89	11.21	6	0.99	2.70	✓
Fin V09	6.25	1.81	1.02	10.71	10.29	0.85	3.34	4	1.41	0.53	✓
Fin V10	0.00	1.79	1.01	10.40	10.25	0.84	0.00	2	1.00	-0.26	✓

VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service

On distingue deux états de vérification qui sont :

- Etat à vide : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- Etat en charge : On prend en considération les charges et surcharges.

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 2.7 = 4.05 \text{ MPa} ; \text{ Hors section d'enrobage}$$

$$\sigma_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 1.0 \times 2.7 = 2.7 \text{ MPa} ; \text{ Section d'enrobage.}$$

Les résultats sont montrés dans **l'Annexe C**

VI.5.2. Armature de zones tendues

Il est nécessaire de disposer d'une section d'armature passive minimale dans la zone où on a une traction du béton.

La section d'armature est définie par la formule suivante selon le BPEL :

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

Avec

B_t : Aire nette de la section du béton en traction ;

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

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

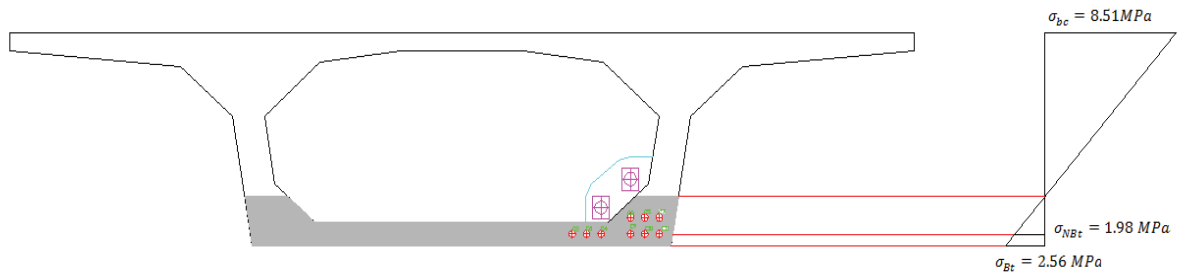


Figure VI. 6 Diagramme des contraintes à x= 462.00 m (VS9)

D'après la figure ci-dessus et le tableau de vérification des contraintes (**Annexe C**) on aura :

$$B_t = 2.2971 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{Bt} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$N_{Bt} = 4.5483 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{2.2971}{1000} + \left(\frac{4.5483}{500} \times \frac{2.7}{2.56} \right) = 118.91 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

On prend **2 nappes de 30 HA 16**

➤ **L'espacement des barres : $S_t = 25 \text{ cm}$**

VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

L'âme est la partie la plus sollicitée par l'effort tranchant, les membrures supérieures et inférieures sont des éléments travaillant en flexion vu leurs inerties par rapport au centre de gravité

VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

➤ Effort tranchant dû aux charges extérieures

Expérimentalement, on peut constater que plus les charges génératrices de l'effort tranchant sont proches de l'appui, plus le comportement de la poutre est meilleur, le cas échéant, les charges se transmettent directement à cet appui.

De ce fait, il est jugé inutile de vérifier les sections situées à une distance inférieure à $h/2$ d'un appui intermédiaire d'une poutre continue.

➤ Effort tranchant dû à la précontrainte

$$V_p = P \sin \alpha_{moy}$$

$$P = N_{câbles} \times P_0 (1 - \Delta P)$$

Avec :

$N_{câbles}$: Nombre de câbles ayant une déviation en élévation.

ΔP : Perte totale de tension égale

$$V_p = 11.503 \text{ MN}$$

α_{moy} : Angle moyenne de déviation en élévation.

Application numérique

$$N_{câbles} = 34 ; \Delta P = 20.844 \%$$

$$P_0 = 3.739 \text{ MN}$$

$$\alpha_{moy} = 0.116 \text{ rad}$$

$$V_p = 11.503 \text{ MN}$$

➤ Effet hyperstatique

A l'aide de logiciel à base des éléments finis, nous trouverons l'effort tranchant hyperstatique maximal sous une combinaison de charge qui donne le cas le plus défavorable à l'ELS.

$$V_{ser} = 19.559 \text{ MN}$$

➤ **Effort tranchant dû à la courbure du caisson (effet RESAL)**

L'effet Resal se réfère à la manière dont la force de compression agissant sur une bride d'une conique faisceau réduit l'efficacité de la force de cisaillement agissant sur la poutre.

Notre ouvrage présente une variation parabolique de la hauteur de l'intrados en fonction de l'abscisse.

Dans le cas des poutres continues, l'intrados est comprimé près des appuis, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces externes sera réduit suivant la composante verticale de cet effort de compression.

L'effort tranchant dû la courbure du caisson est calculée par formule suivante :

$$V_R = \frac{M}{z} \times \frac{dh}{dx}$$

Toutefois, on ne tient en compte cet effort sauf si les contraintes de cisaillement ne soient pas vérifiées, vu que cet effet à tendance à diminuer la valeur de l'effort tranchant.

De ce fait, pour un premier moment, la valeur de l'effort tranchant réduit sera comme montré dans la formule suivante :

$$V_{red} = V_{ser} - V_p = 19.559 - 11.503 = 8.096 \text{ MN}$$

VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{max} < \min(\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2) , \text{ avec : } \tau_{max} = \frac{V_{red}}{z \times b_n}$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6 \times f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

Avec :

Z : Le bras de levier $Z = \frac{I}{S}$, donné aussi par la formule simplifiée suivante : $Z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \times h$

ρ : Le rendement mécanique de la section, qui vaut : $Z = \frac{I}{B \times v \times v'}$

b_n : L'épaisseur nette de l'âme $b_n = 2 \times (e_a - m \times \Phi_g)$

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

Application numérique

$$\begin{aligned}
 f_{c28} &= 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.7 \text{ Mpa} \\
 P_0 &= 3.739 \text{ MN} ; \Delta P = 20.844 \% \\
 \rho &= 60.935\% ; \sigma_x = 7.421 \text{ Mpa} \\
 Z &= 4.627 \text{ m} ; V_{red} = 8.096 \text{ MN} \\
 b_n &= 0.760 \text{ m} \\
 m &= 1 ; b_n = 0.760 \text{ m} \\
 \tau_{max} &= 2.302 \text{ Mpa} \\
 \bar{\tau}_1 &= 2.906 \text{ Mpa} ; \bar{\tau}_2 = 4.604 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée vu que $\tau_{max} < \min(\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2)$, Donc on ne tient pas compte de l'effet RESAL.

VI.6.2. Vérification vis-à-vis de l'ELU

Les justifications des éléments d'une pièce vis-à-vis de l'état limite ultime comporte les vérifications suivantes :

- Des bielles de compression
- La résistance des armatures transversales.

VI.6.2.1. Les bielles de compression

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 la formule suivante :

$$tg(2 \times \beta_u) = \frac{2 \times \tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} ; \beta_u \geq 30^\circ$$

$\sigma_x ; \sigma_y$: Représentent les contraintes normales au niveau de CDG

τ_u : Contrainte de cisaillement ultime : $\tau_u = \frac{V_{u red}}{Z + b_n}$ et $V_{u red} = V_{u max} - V_p$

Application numérique

$$\begin{aligned}
 V_{u max} &= 26.459 \text{ MN} ; V_p = 11.503 \text{ MN} \text{ donc } V_{u red} = \mathbf{14.956 \text{ MN}} \\
 \sigma_x &= 7.421 \text{ Mpa} & \tau_u &= \mathbf{4.253 \text{ Mpa}} \\
 Z &= 4.627 \text{ m} & \beta_u &= \mathbf{24.46^\circ} < 30^\circ \\
 b_n &= 0.760 \text{ m} & \text{Donc on prend } \beta_u &= \mathbf{30^\circ}
 \end{aligned}$$

VI.6.2.2. La résistance des armatures transversales

Cette partie consiste à déterminer la section des armatures transversales A_t , donné par la formule ci-dessous :

$$A_t \times \frac{f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \times t g \beta_u$$

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier ;

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

$\gamma_s = 1.15$ pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

Application numérique

$$V_{u\text{red}} = 14.956 \text{ MN} ; \tau_u = 4.253 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 500 \text{ Mpa}$$

$$b_n = 0.760 \text{ m} ; \beta_u = 30^\circ$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 33.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➤ Le pourcentage minimum à déposer

Le pourcentage minimum à disposer est donné comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \times \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 10.488 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée suivante :

$$\tau < \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.833 \text{ Mpa}$$

Donc c'est vérifié

VI.7 CONCLUSION

L'étude de la précontrainte est une étape indispensable dans la conception d'un pont construit par encorbellement successif.

A partir des moments à l'équilibre, les différents types de câbles sont déterminés. D'une part, la décroissance des moments du fléau permet d'arrêter les câbles du fléau correspondant à chaque voussoir, d'autre part, la décroissance des moments à mi-travée permet d'arrêter les câbles de continuité correspondant à chaque voussoir. Enfin une vérification des contraintes est faite au droit des joints, afin de déterminer les sections qui nécessitent les armatures passives pour compenser la traction dans le béton et assurer la sécurité de l'ouvrage.

CHAPITRE VII

Etude transversale

VII.1. INTRODUCTION

Après avoir effectué l'étude longitudinale et déterminé les armatures actives (précontrainte) en phase de construction et exploitation, le présent chapitre s'intéresse à l'étude transversale, afin de déterminer les armatures passives (aciers) transversales ainsi que longitudinales.

Pour ce faire, nous allons effectuer cette étude pour deux voussoirs, le voussoir sur pile et le voussoir de clavage, puisque les voussoirs sont à hauteurs variables.

VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRNSVERAUX

VII.2.1. Modélisation

En utilisant un logiciel à base d'éléments finis (ROBOT), nous avons modélisé le voussoir sur pile et le voussoir de clavage par un portique fermé appuyé par deux appuis simples dans la partie inférieure des âmes (au niveau des goussets inférieures).

Les sections des éléments des voussoirs sont des sections équivalentes et la largeur est prise égale à 1 mètre

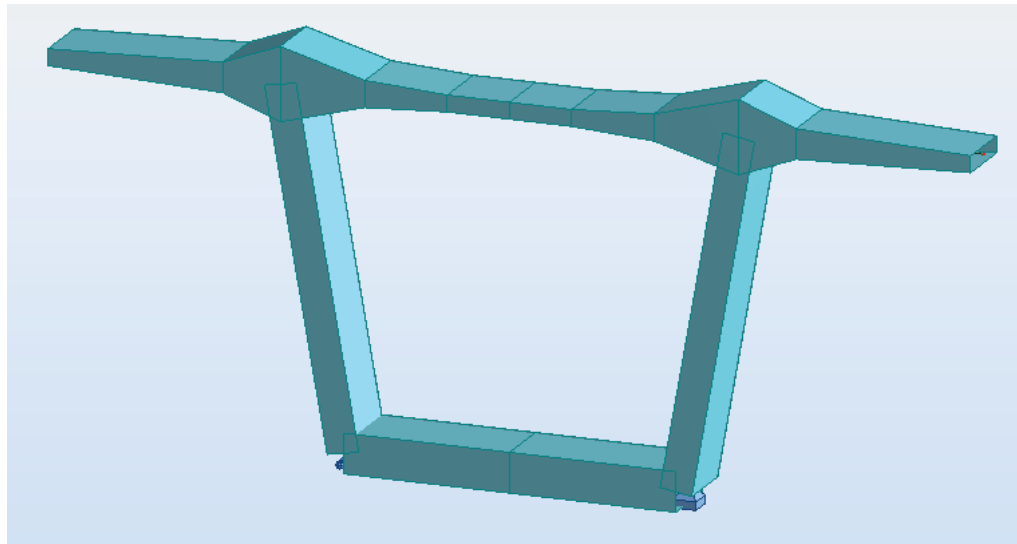


Figure VII. 1 Vue en 3D du voussoir sur pile.

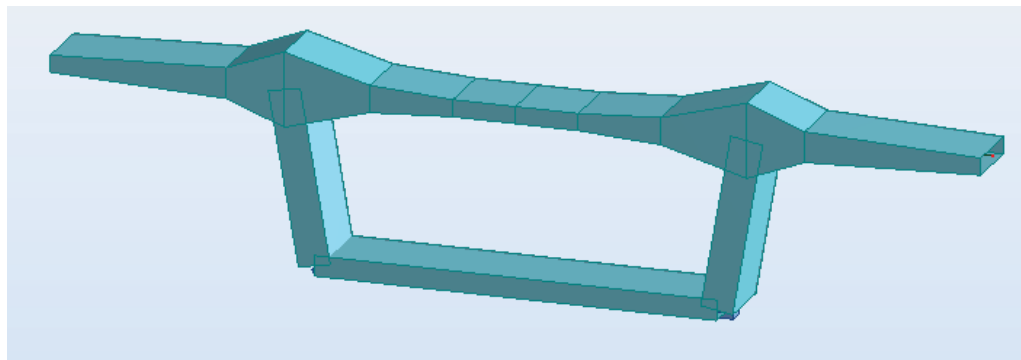


Figure VII. 2 Vue en 3D du voussoir à la clé.

VII.2.2. Combinaisons de charges

Pour avoir le ferrailage des voussoirs, on doit avoir la combinaison des charges définies dans le **CHAPITRE IV**, qui donne la situation la plus défavorable.

Dans le tableau ci-après, sont présentées les différentes combinaisons à faire.

Tableau VII. 1 Combinaisons des charges.

Combinaisons		<i>G</i>	<i>A(L)</i>	<i>Bc</i>	<i>Bt</i>	<i>Mc120</i>	<i>D240</i>
ELS	COMB1	1	1.2	0	0	0	0
	COMB2	1	0	1.2	0	0	0
	COMB3	1	0	0	1.2	0	0
	COMB4	1	0	0	0	1	0
	COMB5	1	0	0	0	0	1
ELU	COMB1	1.35	1.6	0	0	0	0
	COMB2	1.35		1.6	0	0	0
	COMB3	1.35	0	0	1.6	0	0
	COMB4	1.35	0	0	0	1.35	0
	COMB5	1.35	0	0	0	0	1.35

VII.2.3. Résultats

Tableau VII. 2 Moments extrêmes dans le voussoir sur pile à l'ELS et l'1°ELU.

	<i>M_{max}(KN.m)</i>		<i>M_{min}(KN.m)</i>	
	<i>M_{ult}</i>	<i>M_{ser}</i>	<i>M_{ult}</i>	<i>M_{ser}</i>
Hourdis supérieur	180.96	133.85	-674.24	-488.38
Hourdis inférieur	270.47	155.03	-226.21	-164.19
Ame	546.86	405.08	-309.70	-193.14

Tableau VII. 3 Moments extrêmes dans le voussoir à la clé à l'ELS et l'1°ELU.

	<i>M_{max}(KN.m)</i>		<i>M_{min}(KN.m)</i>	
	<i>M_{ult}</i>	<i>M_{ser}</i>	<i>M_{ult}</i>	<i>M_{ser}</i>
Hourdis supérieur	205.58	112.65	-674.65	-499.52
Hourdis inférieur	67.54	37.92	-108.65	-62.82
Ame	562.20	416.25	-318.03	-189.86

VII.3. FERRAILLAGE

VII.3.1. Ferrailage transversal

Les éléments qui constituent les voussoirs travaillent différemment vis-à-vis des sollicitations, telle que :

- La dalle inférieure et la dalle supérieure, travaillent en flexion simple ;
- Les âmes, travaillent en flexion composée.

Tableau VII. 4 Ferrailage passif transversal du VSP et VSC.

	Elément	Ferrailage transversal		
		Section d'armature (cm ²)	Barres d'acier par mètre linéaire	
VSP	Hourdis supérieur	Nappe supérieur	58.1	8HA32
		Nappe inférieur	32.1	8HA25
	Hourdis inférieur	Nappe supérieur	12.9	8HA16
		Nappe inférieur	12.2	8HA14
	Ame	Extérieur	32.4	8HA25
Intérieur		8.0	8HA12	
VSC	Hourdis supérieur	Nappe supérieur	59.5	8HA32
		Nappe inférieur	26.6	8HA25
	Hourdis inférieur	Nappe supérieur	11.2	8HA14
		Nappe inférieur	6.6	8HA12
	Ame	Extérieur	35.2	8HA25
		Intérieur	9.1	8HA14

VII.3.2. Ferrailage longitudinal

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3}$$

A_{sl} : Section d'armatures longitudinales.

A_{st} : Section d'armatures transversales.

➤ **Condition de non-fragilité (CNF)**

$$A_s(CNF) = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d \leq A_{sl}$$

f_{tj} : Résistance du béton à la traction au jour « j ».

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

b : Largeur de la section du béton.

$d = 0.9h$: Hauteur utile.

Tableau VII. 5 Ferrailage passif longitudinale du VSP et VSC.

	Elément	Ferrailage longitudinale		
		Section théorique d'armature (cm ²) $A_{sl} = \frac{A_{st}}{3}$		Barres d'acier par mètre linéaire
VSP	Hourdis supérieur	Nappe supérieur	19.4	7HA20
		Nappe inférieur	10.7	7HA14
	Hourdis inférieur	Nappe supérieur	4.3	7HA12
		Nappe inférieur	4.1	7HA12
	Ame	Extérieur	10.8	6HA16
Intérieur		2.7	6HA12	
VSC	Hourdis supérieur	Nappe supérieur	19.8	7HA20
		Nappe inférieur	8.9	7HA14
	Hourdis inférieur	Nappe supérieur	3.7	7HA12
		Nappe inférieur	2.2	7HA12
	Ame	Extérieur	11.7	6HA16
		Intérieur	3.0	6HA12

NB : Le détail du ferrailage se trouve dans l'ANNEXE E, et les diagrammes des moments et ceux des efforts tranchants se trouve dans l'ANNEXE B.

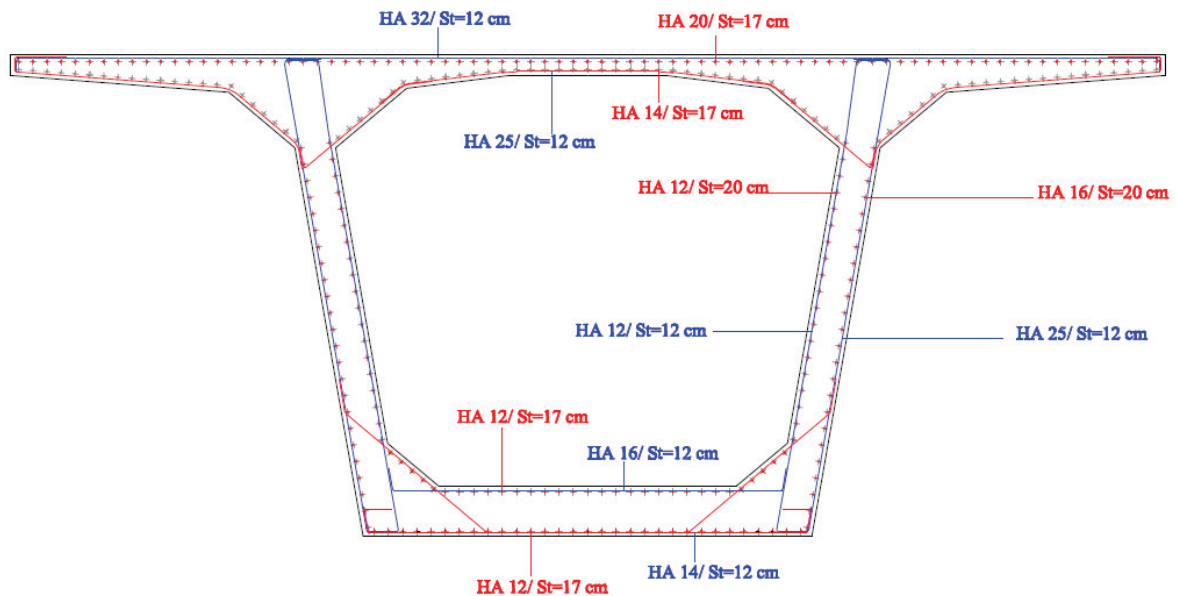


Figure VII. 3 Ferrailage du voûte sur pile.

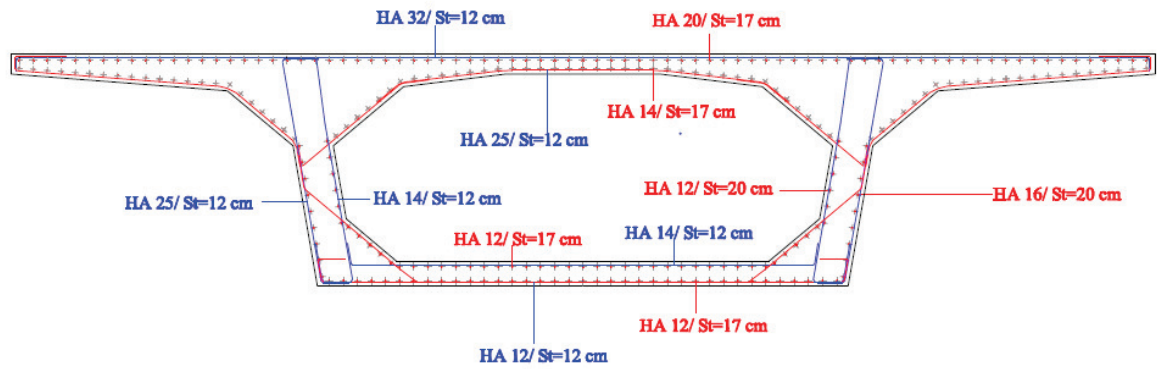


Figure VII. 4 Ferrailage du voussoir de clavage

VII.4. EFFET DE LA TORSION

Le rayon de courbure du pont est très grand, d'où la négligence de l'effet de la torsion

VII.5. CONCLUSION

Le ferrailage de la dalle supérieure et les porte-à-faux est conséquent, vu l'importance des charges routières qui sollicitent plus la dalle et qui à tendance à fléchir. Les autres éléments des voussoirs (âmes et dalle inférieure) sont par contre moins sollicités.

Le ferrailage a, en effet, pour but de rigidifier la section transversale du caisson, afin d'assurer la transmission des charges verticales aux piles et de leurs part aux fondations.

CHAPITRE VIII

Equipement du tablier

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont généralement pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions.

Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers, de protéger la structure et ses abords tout en favorisant son bon fonctionnement de la structure.

VIII.2. APPAREILS D'APPUI

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation et parfois accompagnés d'efforts horizontaux. Aussi ils permettent les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton).

VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, cout, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives.

La norme NF EN 1337-3 publiée par SETRA présente les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Dans notre cas on a choisi un appareil d'appui en élastomère fretté qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception.

VIII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions, ainsi que les efforts normaux appliqués seront calculées à l'ELU :

Tableau VIII.1 Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Combinaisons	R _{max} culée (MN)	R _{max} pile (MN)	F _z sur culée (MN)	F _z sur pile (MN)
1,35G + 1,6A(l)	10,00	42,65	5,00	10,66
1,35G + 1,6Bc	10,33	46,40	5,16	11,60
1,35G + 1,6Bt	9,45	44,88	4,72	11,22
1,35G + 1,35Mc120	9,60	45,15	4,80	11,29
1,35G + 1,35D240	10,56	46,95	5,28	11,74

VIII.2.3. Dimensionnement d'appareil d'appuis de type B

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B de la norme NF EN 1337-3 (§ 5.3.2) est donnée sur la figure «figure VIII.1» dans laquelle a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire, D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire. a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

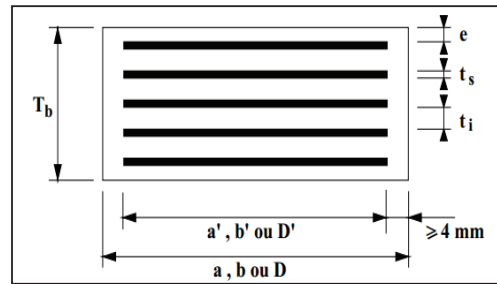


figure VIII.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui

Ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 mm (avec une tolérance de - 0, + 2 mm).

VIII.2.3.1. Aire l'appareil d'appui :

Sauf prescriptions particulières et sous réserve de justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui.

La condition de non-cheminement :

$$\frac{N_{\max}}{a \times b} \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{MPa}$$

Avec,

$$N_{\max} = \frac{R_{\max}}{4} \text{ sur pile et } N_{\max} = \frac{R_{\max}}{2} \text{ sur culée}$$

VIII.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

Avec,

a : est le grand côté de l'élastomère.

VIII.2.3.3. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

- $t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}$
- $t_s \geq 2 \text{mm}$

Tel que : $\sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2$ $\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b}$ $\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}$

Les résultats et le choix sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau VIII.2. Les dimensions de l'appareil d'appui.

	Cas de la pile	Cas de la culée
R_{\max} (MN)	46,95	10,56
N_{\max} (MN)	11,74	5,28
$a \times b$ (mm ²)	$a \times b \geq 5870 \text{cm}^2 \rightarrow (a \times b) = (800 \times 800)$	$a \times b \geq 2640 \text{cm}^2 \rightarrow (a \times b) = (500 \times 600)$
T_q (mm)	$80 \leq T \leq 160 \rightarrow T_q = 160$	$60 \leq T \leq 120 \rightarrow T_q = 72$
t_s (mm)	>2,81	>2,97
Choix des épaisseurs (mm)	9 Feuilles d'élastomère : $t_i = 16 \text{ mm}$. 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $e = t_i/2 = 8 \text{ mm}$. 10 Frettes métalliques de : $t_s = 6 \text{ mm}$. Enrobage des chants : 10 mm. Enrobage extérieur : 8 mm. $T_d = 9 \times (16+6) + 6 + 2 \times 16/2 = 220 \text{ mm}$	5 Feuilles d'élastomère: $t_i = 12 \text{ mm}$. 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $e = t_i/2 = 6 \text{ mm}$. 6 Frettes métalliques de : $t_s = 4 \text{ mm}$. Enrobage des chants : 10 mm. Enrobage extérieur : 6 mm. $T_d = 5 \times (12+4) + 4 + 2 \times 12/2 = 100 \text{ mm}$
$(a \times b \times T_d)$ (mm ³)	(800×800×220)	(500×600×100)
Nombre d'appareils d'appuis par appuis	4	2

VIII.2.4. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

VIII.2.4.1. Actions statiques :

Les actions statiques se calculent comme suit :

$$H_s = |X_i| \times K_i \times \epsilon$$

Avec,

X_i : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité,

$$X_{CR} : \text{centre de rigidité, avec } X_{CR} = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i}$$

K_i : la rigidité des appuis (Voir chapitre IX),

ϵ_T : coefficient de la température. $\epsilon_T = \lambda \times \Delta T$; avec $\Delta T = 40^\circ\text{C}$ et $\lambda = 10^{-5}$,

ϵ_f : coefficient du fluage $\epsilon_f = K_f \times 10^{-4}$, où K_f : vaut à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3 donc $K_f = 2.5$,

$\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$: coefficient de retrait.

VIII.2.4.2. Actions dynamiqués :

Il y a une seule action dynamique c'est celle de l'effort de freinage maximal induite par le système A(l) avec la combinaison la plus défavorable à ELU (**Voir Chapitre IV**), cet effort sera distribué aux proratas des rigidités ;

F freinage = 1,6×426,19 → **F freinage** = 681,91 KN.

VIII.2.4.3. Déplacement horizontale :

$$V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr}$$

Avec,

V_{xT} : déplacement dû à la température, donnée par : $V_{xT} = L \times \epsilon_T$,

V_{xf} : le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $V_{xf} = L \times \epsilon_f$,

V_{xr} : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation : $V_{xr} = L \times \epsilon_r$,

L : longueur de délitation (entre les joints de chaussée) qui vaut 482,40 m,

V_{xfr} : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$V_{xfr} = \frac{F_{fr} \times T_q}{2 \times G \times a \times b} \leq 1$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui **G = 0,9 MPa** cas statique, et **1,2 MPa** cas dynamique ;

T_q : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Tableau VIII.3 Déplacement horizontal du tablier.

	$ X_i $ (m)	K_i (MN/m)	$K_i / \sum K_i$	H_T	H_{flu}	H_r	H_{fr}	V_{xT} (m)	V_{xf} (m)	V_{xr} (m)	V_{xfr} (m)
C1	230,03	10,00	0,10	0,920	0,575	0,460	0,042	0,092	0,057	0,046	0,005
P1	172,83	18,85	0,19	1,303	0,814	0,651	0,080	0,069	0,043	0,034	0,005
P2	80,83	18,69	0,19	0,600	0,380	0,302	0,080	0,032	0,020	0,020	0,005
P3	11,17	13,12	0,13	0,058	0,036	0,029	0,056	0,004	0,002	0,002	0,003
P4	103,17	10,96	0,11	0,452	0,282	0,226	0,047	0,041	0,025	0,020	0,003
P5	195,17	18,34	0,18	1,431	0,894	0,715	0,078	0,078	0,048	0,039	0,005
C2	252,37	10,00	0,10	1,009	0,630	0,504	0,042	0,101	0,063	0,050	0,005

Donc

$V_{x \text{ pile max}} = 0.171 \text{ m.}$

$V_{x \text{ culée max}} = 0.22 \text{ m.}$

Et d'après l'étude sismique (*voire chapitre IX*),

$V_{x \text{ pile dynamique}} = V_{x \text{ culée dynamique}} = 0.18 \text{ m.}$

Donc

$$V_{x \text{ pile max}} = 0.351 \text{ m.}$$

$$V_{x \text{ culée max}} = 0.40 \text{ m.}$$

VIII.2.5. Vérifications du dimensionnement

Selon le (RPOA 2008), il y a (4) quatre types de vérification à l'ELA doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

a. Résistance à la compression :

On doit vérifier :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{MPA}$$

Application numérique :

- Pour la pile : $\sigma_{ap} = \frac{11,74}{0,80 \times 0,80} = 18,34 \text{MPA} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{MPA} \rightarrow \text{vérifiée.}$
- Pour la culée : $\sigma_{ap} = \frac{5,28}{0,50 \times 0,60} = 17,60 \text{MPA} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{MPA} \rightarrow \text{vérifiée.}$

b. Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s \times P_u < P_c$

Avec,

$\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité,

P_u : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limites ultime,

$P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$: la charge critique de flambement ;

Avec,

B : l'aire nominale de l'appui, tel que ($B = a \times b$),

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère,

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui,

G : module de cisaillement de l'élastomère,

S : facteur de forme, tel que ($S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)}$),

Application numérique :

Cas de la pile :

$$P_u = 11,74 \text{MN.}$$

$$B = 0,80 \times 0,80 = 0,64 \text{m}^2.$$

$$d = 0,022 \text{m.}$$

$$h = 0,22 \text{m.}$$

$$G = 0,9 \text{MPA.}$$

$$S = \frac{0,80 \times 0,80}{2 \times 0,016 \times (0,80 + 0,80)} = 12,50.$$

Cas de la culée :

$$P_u = 5,28 \text{MN.}$$

$$B = 0,50 \times 0,60 = 0,30 \text{m}^2.$$

$$d = 0,016 \text{m.}$$

$$h = 0,100 \text{m.}$$

$$G = 0,9 \text{MPA.}$$

$$S = \frac{0,50 \times 0,60}{2 \times 0,012 \times (0,50 + 0,60)} = 11,36.$$

$$P_c = 4 \times 0,9 \times 0,64 \times 12,50^2 \times 0,022 / 0,22 = 36 \text{ MN.}$$

Donc,

$$\gamma_s \times P_u < P_c \rightarrow 35,22 \text{ MN} < 36 \text{ MN.}$$

→ Condition vérifiée.

$$P_c = 4 \times 0,9 \times 0,3 \times 11,36^2 \times 0,016 / 0,1 = 22,30 \text{ MN.}$$

donc,

$$\gamma_s \times P_u < P_c \rightarrow 15,84 \text{ MN} < 22,30 \text{ MN.}$$

→ Condition vérifiée.

c. Limitation de la distorsion :

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

- Pour : $p = P_u/P_c \leq 0,25$, $\delta_c \leq 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7) (0,25 - p)$.

Avec,

$$\delta_0 = b/T, \text{ borné par } [0,7 < \delta_0 < 2].$$

Tel que :

b : petit côté de l'appui ;

T : épaisseur totale d'élastomère.

- Pour : $p \geq 0,25$, $\delta_c \leq 1,4 \times (1 - 2 \times p)$.

Application numérique :

Cas de la pile :

$$p = P_u/P_c = \frac{11,74}{36} = 0,33 > 0,25$$

$$\delta_c \leq 1,4 \times (1 - 2 \times p) = 0,467$$

$$\delta = V_x/T = 1,59 > \delta_c$$

→ Condition non vérifiée.

Cas de la culée :

$$p = P_u/P_c = \frac{5,28}{22,30} = 0,23 < 0,25$$

$$b = 500 \text{ mm} ; T = 100 \text{ mm}$$

$$\delta_0 = 5 \rightarrow \text{on prend, } \delta_0 = 2$$

$$\delta_c \leq 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7) (0,25 - p) = 0,804$$

$$\delta = V_x/T = 4 > \delta_c$$

→ Condition non vérifiée.

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau de la pile et à la culée.

d. Condition de non glissement :

On doit vérifier : $H < f \times N$

Avec,

H : est l'effort horizontal,

N : est l'effort de compression vertical,

f : est le coefficient de frottement, tel que $f = 0,10 + 0,60 / \sigma_m$,

où, σ_m : est la contrainte moyenne de compression exprimé en MPA.

Application Numérique :

➤ Cas de la pile :

$$H = (4,765 + 0,4 \times 1,386 + 0,814 + 0,651 + 0,2 \times 0,081) / 4 = 1,70 \text{ MN,}$$

$$N = (28,07 + 1,53 + 0,2 \times 46,95) / 4 = 9,75 \text{ MN,}$$

$$\sigma_m = 15,23 \text{ MPa,}$$

$$f = 0,13.$$

$$1,70 \text{ MN} < 0,13 \times 9,75 = 1,27 \text{ MN.}$$

→ **Condition vérifiée.**

➤ Cas de la culée :

$$H = (2,419 + 0,4 \times 1,031 + 0,605 + 0,484 + 0,2 \times 0,041) / 2 = 1,96 \text{ MN,}$$

$$N = (5,2 + 1,3 + 0,2 \times 10,56) / 2 = 4,31 \text{ MN,}$$

$$\sigma_m = 14,35 \text{ MPa,}$$

$$f = 0,14.$$

$$1,96 \text{ MN} < 0,14 \times 4,31 = 0,60 \text{ MN.}$$

→ **Condition vérifiée.**

VIII.3. DÉ S D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier. Il a pour but aussi de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile

$$A = b + 200 \rightarrow A = 800 + 200, \text{ donc } A = 1000 \text{ mm} = 1 \text{ m.}$$

$$B = a + 200 \rightarrow B = 800 + 200, \text{ donc } B = 1000 \text{ mm} = 1 \text{ m.}$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0,$$

Avec,

$$B_0 = A \times B = 1 \text{ m}^2.$$

$$P_0 = 2 (A + B) = 4 \text{ m.}$$

Donc, on aura **h = 0.5 m.**

VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

➤ **Armatures de chainage**

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

$$A_c = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times 11,74}{434,78} = 67,51 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 30\text{HA}16$$

➤ **Armatures horizontale**

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

$$A_h = \frac{0,125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,125 \times 11,74}{434,78} = 33,75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 22\text{HA}14$$

➤ **Frette supérieure**

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

$$A_s = \frac{0,04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,04 \times 11,74}{434,78} = 10,80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 10\text{HA}12$$

➤ **Frette inférieure**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0,10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,10 \times 11,74}{434,78} = 27,00 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 14\text{HA}16$$

VIII.3.3. dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la culée

$$A = b + 200 \rightarrow A = 600 + 200, \text{ donc } A = 800 \text{ mm.}$$

$$B = a + 200 \rightarrow B = 500 + 200, \text{ donc } B = 700 \text{ mm.}$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0,$$

Avec,

$$B_0 = A \times B = 0.56 \text{ m}^2.$$

$$P_0 = 2 (A + B) = 3.2 \text{ m.}$$

Donc, $h \geq 0.37 \text{ m}$. On prend $h = 0.4 \text{ m}$.

VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE

Un tablier subit des variations longitudinales dues à la variation de la température, au déplacement ou déformation par les charges d'exploitation, ainsi qu'au retrait et au fluage.

Posé sur les appareils d'appui, le tablier est librement dilatable à travers un jeu aménagé pour cet effet. Ce jeu est ensuite couvert par un joint de chaussée dont le rôle est d'assurer la continuité de la chaussée et du trottoir et ainsi permettre le confort et la sécurité des véhicules.

VIII.4.1. Dimensionnement du joint de chaussée

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- La température.
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_s}{3}$$

W : souffle total du joint.

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

W_T : souffle thermique.

W_s : souffle sismique.

Les souffles W_T , W_D sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques ($W_s = 18,81 \text{ cm}$).

Donc : $W = 19,8 \text{ cm}$.

VIII.4.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 19,80 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle, La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.

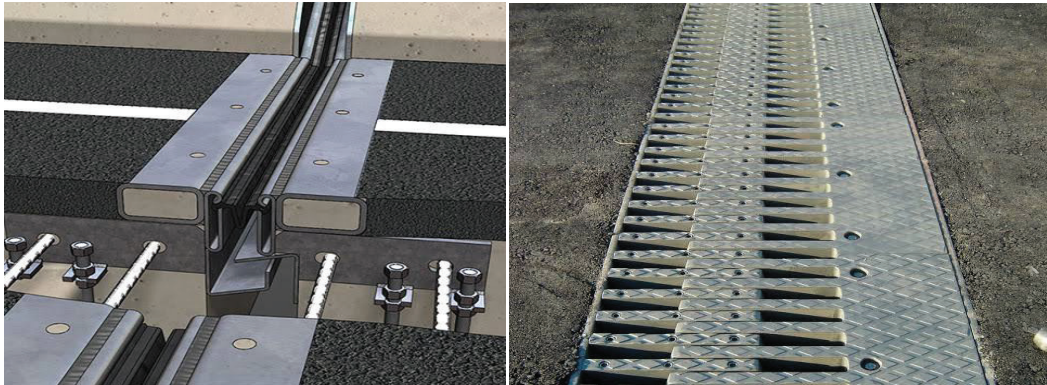


Figure VIII.3. Joint du type Wd.

Tableau VIII.4. Modèles des joints Wd.

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	30 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **Wd230**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

V.III.5. CONCLUSION

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IX

Etude de l'infrastructure

IX.1.INTRODUCTION

L'infrastructure est composée d'éléments interconnectés (fondations, appuis) d'un ouvrage, qui a comme rôle la transmission des charges de la superstructure vers le sol de fondation, c'est l'une des options fondamentales du projet. Cependant l'étude de cette étape s'avère indispensable vu son importance pour l'étude de notre ouvrage.

Dans le présent chapitre, nous allons étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

La pile est une partie indissociable d'un pont, elle sert d'appui intermédiaire au tablier et permet de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges appliquées sur le tablier jusqu'au sol de fondations.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire pour assurer le bon fonctionnement mécanique du tablier et la résistance globale du pont.

IX.2.1. Conception de la pile

La conception des piles est en fonctions de plusieurs paramètres :

- contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.
- mode de construction du tablier.
- type et du mode d'exécution des fondations.

Tableau IX.1 Implantation et hauteurs des piles

Pile	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅
Hauteur(m)	17,66	20,08	51,58	60,58	24,08
Position	13+901.300	13+993.300	14+085.300	14+177.300	14+269.300

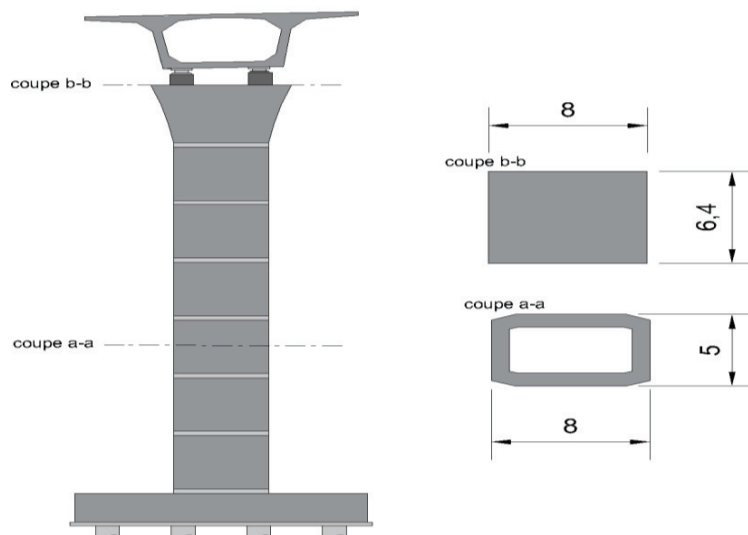


Figure IX.1. Dimensions de la pile.

IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis.

$$K_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T} \qquad K_{pile} = \frac{3EI}{h^3} \qquad K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{K_{A-App}} + \frac{1}{K_{pile}}}$$

Avec,

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MP en cas dynamique ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : **f_{c28}** = 27 MPa.

Tableau IX.2. Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	h(m)	K Appareils d'appuis		K pile		K Appuis longitudinale	
		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)	Ks (MN/m)	Kd (MN/m)	Ks (MN/m)	Kd (MN/m)
Culée 1	6,01	7,50	10	infinie	infinie	7,50	10
Pile 1	17,66	14,40	19,20	766,80	2300,41	14,34	19,04
Pile 2	20,08	14,40	19,20	521,63	1564,90	14,01	18,97
Pile 3	51,58	14,40	19,20	30,78	92,33	9,81	15,89
Pile 4	60,58	14,40	19,20	19,00	56,99	8,19	14,36
Pile 5	24,08	14,40	19,20	302,47	907,42	13,75	18,80
Culée 2	2,43	7,50	10	infinie	infinie	7,50	10

Tableau IX.3. Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

Appuis	h(m)	K Appareils d'appuis		K pile		K Appuis longitudinale	
		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)	Ks (MN/m)	Kd (MN/m)	Ks (MN/m)	Kd (MN/m)
Culée 1	6,01	7,50	10	infinie	infinie	7,50	10
Pile 1	17,66	14,40	19,20	343,92	1031,75	13,82	18,85
Pile 2	20,08	14,40	19,20	233,96	701,87	13,57	18,69
Pile 3	51,58	14,40	19,20	13,80	41,41	7,05	13,12
Pile 4	60,58	14,40	19,20	8,52	25,56	5,35	10,96
Pile 5	24,08	14,40	19,20	135,66	406,98	13,02	18,34
Culée 2	2,43	7,50	10	infinie	infinie	7,50	10

IX.2.3. Etude sismique

IX.2.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le **RPOA 2008** les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le présent pont est de 2eme groupe,
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble),
- l'ouvrage est classé en zone IIa,
- L'accélération de zone $A=0,2$.

IX.2.3.2 Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire des conditions, permis ces conditions :

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental**

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, autrement dit, la masse des piles **MP** doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : **$M_T (M_T = G + \alpha Q)$** .

G : le poids propre du tablier (voir **Chapitre III**) ;

Q : charge d'exploitation (charge routière type A(l) pour 3 voies chargées) ;

α : 0% des charges d'exploitations routières pour les ponts routiers non urbains.

Application Numérique :

$$M_P = \rho \times \Sigma (s_i \times h_i) = 25 \times (17,45 \times (12,66 + 15,08 + 46,58 + 55,58 + 19,08) + 5 \times 174,24)$$

$$\rightarrow M_P = 86772,525 \text{ KN}$$

$$M_T = G + \alpha Q \rightarrow M_T = 141430,96 + 0 \times (70,97 \times 482,40)$$

$$\rightarrow M_T = 141430,96 \text{ KN}$$

$$M_P \leq 0,43 M_T \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc, on utilise **la méthode du spectre de réponse**.

IX .2.3.3. Définition de la méthode du spectre de réponse.

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels.

IX.2.3.4. Spectre de réponse :

On réutilisera le modèle longitudinal pour faire notre calcul multimodal en utilisant un logiciel de calcul à base d'éléments finis.

On a considéré dans le calcul des modes propres, la masse du tablier, des piles et la masse des équipements.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

- **Spectre de réponse horizontale**

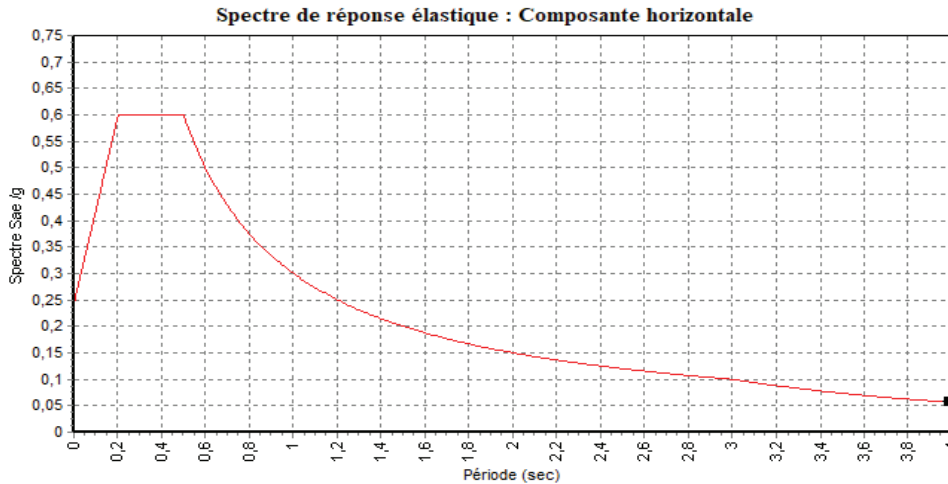


Figure IX.2. Spectre de réponse horizontale.

- **Spectre de réponse verticale**

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée (I) ou (IIa) selon le RPOA, est négligeable ; donc on n'a pas besoin d'un spectre de réponse verticale.

IX.2.3.5. Période propre :

Après le calcul des modes propres (voir Annexe A) :

- T= 2,54s pour le sens longitudinal,
- T= 1,83s pour le sens transversal.

IX.2.3.6. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times S_a(T)$$

Avec,

M_T : est la masse effective totale de la structure : $M_T = 141430,96 / 9,81 = 14417,02 \text{ t}$;

S_a(T) : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 0,3s \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$(T_1, T_2) = f(S_3) \rightarrow (T_1, T_2) = (0,20 ; 0,50)$ et $S = 1,2$.

g : accélération de la pesanteur = **9,81 m/s²** ;

ξ : taux d'amortissement 5 % ;

η : facteur de correction de l'amortissement : **$\eta=1$** ;

S : coefficient du site ;

$T = 2,54s$: période fondamentale de l'ouvrage ;

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique **IIa** et de l'importance du pont (**Groupe de pont 2**) $\rightarrow A = 0,20$.

Application Numérique :

$$\left| \begin{array}{lll} T_2 < T < 3.00 \text{ s} & \rightarrow Sa(T ; \xi) = 2.5\eta AgS (T_2/T) & \rightarrow \mathbf{Sa = 1,16 m/s^2} ; \\ FL = MT \times Sa (T) & \rightarrow FL = 14417,02 \times 1,16 & \rightarrow \mathbf{FL = 17513,17 KN.} \end{array} \right.$$

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile 4:

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F \qquad dl_{(tablier)} = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 Sa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau IX.4. Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

Appuis	C0	P1	P2	P3	P4	P5	C2
FL (KN)	1653,73	3114,60	3102,53	2599,93	2349,15	3075,52	1653,73
Déplacement du tablier (cm)	18,93	18,93	18,93	18,93	18,93	18,93	18,93

IX.2.3.7. Evaluation de l'effort sismique transversal

$L/B = 482,40/13,8 = 34,96 \geq 5 \rightarrow$ L'utilisation d'un modèle à tablier flexible aura lieu.

Le calcul des déplacements transversaux sera établi à l'aide d'un outil informatique de calcul, en utilisant un modèle validé et recommandé par l'R.P.O.A.

La période fondamentale de la structure, dans la direction transversale étudiée, peut être estimée par la méthode de Rayleigh en utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté comme suit :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum f_i u_i}}$$

m_i : est la masse concentrée au i -ème point nodal.

u_i : le déplacement dans la direction transversale étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces $f_i = m_i g$.

La masse totale du tablier est discrétisée comme suit :

$$M_i = G_i + \alpha Q_i$$

$$\begin{aligned}
 m_1 = m_{13} &= 6454,58 + 0 \times (70,97 \times 57,20/2) && \rightarrow m_{1,13} = 6454,58 \text{ KN} \\
 m_2 = m_{12} &= 6454,58 + 0 \times (70,97 \times 57,20/2) && \rightarrow m_{2,12} = 6454,58 \text{ KN} \\
 m_3 = m_{11} &= 14922,98 + 0 \times (70,97 \times (57,20/2) + (92/2)) && \rightarrow m_{3,11} = 14922,98 \text{ KN} \\
 m_4 = m_{10} &= 8468,4 + 0 \times (70,97 \times 92/2) && \rightarrow m_{4,10} = 8468,4 \text{ KN} \\
 m_5 = m_9 &= 16544,23 + 0 \times (70,97 \times 92/2) && \rightarrow m_{5,9} = 16544,23 \text{ KN} \\
 m_6 = m_8 &= 8272,12 + 0 \times (70,97 \times 92/2) && \rightarrow m_{6,8} = 8272,12 \text{ KN} \\
 m_7 &= 16740,52 + 0 \times (70,97 \times 92/2) && \rightarrow m_7 = 16740,52 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Tableau IX.5. Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.

Appuis	C0	P1	P2	P3	P4	P5	C2
FT (KN)	1153,94	5028,79	5527,66	3925,96	3242,89	4891,61	1967,22
Déplacement du tablier (cm)	9,70	15,60	17,90	12,60	11,40	14,10	10,90

IX.2.3.8. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

D'après le RPOA, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile 4 (détail de calcul voir Annexe B).

Tableau IX.6. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Effort sismique (pile 4) KN
Ex (Longitudinal)	1	0,3	0,3	3322,01
Ey (Transversal)	0,3	1	0,3	3947,63

IX.2.4. Descend des charges

IX.2.4.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système de forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

Tableau IX.7. Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Désignations			
G_{max} Pile	28602,78	-	-
Dé d'appui	50	-	-
G_{max} Tablier	28071,24	-	-
A(l) 3 Voies	3223,48	-	-
Bc 3Voies	1714,68	-	-
Bt 2Voies	771,72	-	-
Mc 120	1113,42	-	-
D240	2489,39	-	-
Freinage Bc 3Voies	-	40,24	2457,91
Freinage A(l) 3 Voies	-	57,17	3491,79
H_T	-	592,67	36200,29
H_{flv} (Ret + flu)	-	666,75	40725,33
Séisme longitudinal	-	3237,97	197775,14
Séisme transversal	-	3667,49	224010,06

IX.2.4.2. Combinaison des efforts

Tableau IX.8. Combinaison des efforts.

Cas	Combinaisons	Cas	Combinaisons
ELS	$G + 1.2 A(l) 3V_s + 0.6H_T + F_{flv}$	ELA longitudinal	$G + E_x + 0.2A(l) 3V_s + 0.4 H_T + H_{flv}$
ELU	$1.35G + 1.6A(l) 3V_s + 0.9H_T + H_{flv}$	ELA longitudinal	$G + E_y + 0.2A(l) 3V_s + 0.4 H_T + H_{flv}$

IX.2.5. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus haute « Pile 4 » :

$$I_x=127,98 \text{ m}^2 ; I_y=57,40 \text{ m}^2 ; S=17,45 \text{ m}^2 ; h=60,58 \text{ m}$$

L'élanement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = l_f/i \leq 70$$

Avec,

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 0,5 \times h = 30,29 \text{ m}$;

i : rayon de giration.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 1,81 \text{ m} \rightarrow \lambda_x = 16,70 < 70, \text{ pas de risque de flambement autour de x-x (longitudinal),}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 2,71 \text{ m} \rightarrow \lambda_y = 11,18 < 70, \text{ pas de risque de flambement autour de y-y (transversal).}$$

IX.2.6. Ferrailage de la pile

IX.2.6.1. Sollicitations les plus défavorables

Les sollicitations les plus défavorables pour la pile sont présentées dans le **tableau IX.9** et le **tableau IX.10** (détail de calcul voir **Annexe D**).

Tableau IX.9. Sollicitations maximales à l'ELS et l'ELU

Cas	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
G+1.2Al+ 0.6HT + Fflv	60592,20	1090,96	66635,65
1.35G+1.6Al+ 0.9HT + Fflv	81735,00	1524,99	93146,32

Tableau IX.10. Sollicitations maximales à l'ELA

Cas	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
G + Ex + 0.2A(I) 3Vs + 0.4 HT + Hflv	57368,72	4153,22	253678,94
G + Ey + 0.2A(I) 3Vs + 0.4 HT + Hflv	57368,72	4582,74	279913,86

IX.2.6.2. Ferrailage de la pile en phase de réalisation

Les réactions des combinaisons de charges accidentelles B1 qui sollicitent la pile en phase de réalisation du fléau sont les suivantes :

$$M_y = 146\,904.64 \text{ KN.m} ; N = 26\,709.51 \text{ KN}$$

L'orientation de la section est de telle sorte à satisfaire les conditions suivantes :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$$

Avec :

t_x : L'épaisseur de la section dans la direction transversale ;

t_y : L'épaisseur de la section dans la direction longitudinale ;

b, h : Les grandes dimensions de la section

Application numérique

$$\left| \begin{array}{l} t_x = 0.8 \text{ m} ; t_y = 0.8 \text{ m} \\ b = 5 \text{ m} ; h = 8 \text{ m} \\ \frac{t_y}{h} = 0.10 ; \quad \frac{t_x}{b} = 0.16 \\ \frac{t_y}{h} < \frac{t_x}{b} \end{array} \right.$$

La condition d'orientation est donc vérifiée

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec :

ω : Le degré mécanique d'armature totale, qui est trouvé par l'abaque de RENE WALTHER en fonction des deux paramètres n et η et m qui sont calculés respectivement comme suit :

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}}$$

$$\eta = \frac{m_y}{m_x}$$

$m_x ; m_y$: Efforts internes relatifs.

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}}$$

NB. Les abaques de RENE WALTHER se trouvent dans l'ANNEXES D

Application numérique

$$\left| \begin{array}{l} m_x = 0 \\ m_y = \frac{146\,904.64 \times 10^{-3}}{5^2 \times 8 \times 27} = 0.027 \\ \eta = \infty \\ n = \frac{26\,709.51 \times 10^{-3}}{5 \times 8 \times 27} = 0.025 \end{array} \right.$$

En utilisant l'abaque de WALTHER on aura $\omega = 0.09$

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0.09 \times 5 \times 8 \times 27}{500} = 1944 \text{ cm}^2$$

On aura donc les sections d'armatures suivantes :

- Coté b : $A_s = 0.2 \times F_a = 388.8 \text{ cm}^2$ Soit : 50HA32
- Coté h : $A_s = 0.3 \times F_a = 583.2 \text{ cm}^2$ Soit : 74HA32

IX.2.6.3. Ferrailage de la pile en phase de service

La réaction des efforts (L'effort normal N et les moments de flexion M_x et M_y) aux quels est soumise la pile sont les suivant :

$$N = 57\,368.72 \text{ KN} ; M_x = 279\,913.86 \text{ KN.m} ; M_y = 253\,678.94 \text{ KN.m}$$

Application numérique

$$m_x = \frac{279913.86 \times 10^{-3}}{5 \times 8^2 \times 27} = 0.032$$

$$m_y = \frac{253678.94 \times 10^{-3}}{5^2 \times 8 \times 27} = 0.046$$

$$n = \frac{57368.72 \times 10^{-3}}{5 \times 8 \times 27} = 0.053$$

➤ **Direction longitudinale :**

Application numérique

$$\eta = \infty$$

En utilisant l'abaque de WALTHER on aura $\omega = 0.16$

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0.16 \times 5 \times 8 \times 27}{500} = 3456,00 \text{ cm}^2$$

On aura donc les sections d'armatures suivantes :

- **Coté b : $A_s = 0.2 \times F_a = 691,2 \text{ cm}^2$; Soit : 2 nappes de 43HA32**
- **Coté h : $A_s = 0.3 \times F_a = 1036,8 \text{ cm}^2$; Soit : 2 nappes de 65HA32**

➤ **Direction transversal :**

Application numérique

$$\eta = 0$$

En utilisant l'abaque de WALTHER on aura $\omega = 0.12$

$$F_a = \frac{0.12 \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0.12 \times 5 \times 8 \times 27}{500} = 2592 \text{ cm}^2$$

On aura donc les sections d'armatures suivantes :

- **Coté b : $A_S = 0.2 \times F_a = 518.4 \text{ cm}^2$; Soit : 2 nappes de 33HA32**
- **Coté h : $A_S = 0.3 \times F_a = 777.6 \text{ cm}^2$; Soit : 2 nappes de 49HA32**

➤ **Choix des barres**

La section de ferrailage à prendre en compte est la section maximale entre les deux cas de charges : construction et service.

On aura donc

- **Coté b : 2 nappes de 41HA32**
- **Coté h : 2 nappes de 61HA32**

IX.2.6.4. Condition de non-fragilité

$$A_{S,min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 5 \times 0.9 \times 8 \times 2.22}{500} = 367.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{S,min} > 367.63 \text{ cm}^2$$

IX.2.6.5. Ferrailage transversal

Les armatures transversales doivent assurer la condition suivante donnée par le RPOA :

$$A_t \geq \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(mm)}{100}$$

A_t : Section totale des armatures transversales

A_l : Section totale des armatures longitudinales

f_{el} ; f_{et} : Caractéristiques des aciers respectivement longitudinaux et transversaux.

S_t : Espacement des armatures transversales en zone critique (en mm)

$$S_t = \min(24\Phi_t ; 8\Phi_l ; 0.25d)$$

Avec

Φ_t : Diamètre des armatures transversales

Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales

d : Hauteur utile ($d = 0.9 \times h$)

$$S_t = \min(24 \times 1.6 ; 8 \times 3.2 ; 0.25 \times 0.9 \times 800) = 25.6 \text{ cm}$$

Donc les sections des armatures transversales sont :

- Coté b : $A_t = \frac{691,2 \times 500 \times 256}{16 \times 500 \times 100} = 110.59 \text{ cm}^2$
- Coté h : $A_t = \frac{1036,8 \times 500 \times 256}{16 \times 500 \times 100} = 165.88 \text{ cm}^2$
- **Coté b : 34HA20**
- **Coté h : 34HA25**

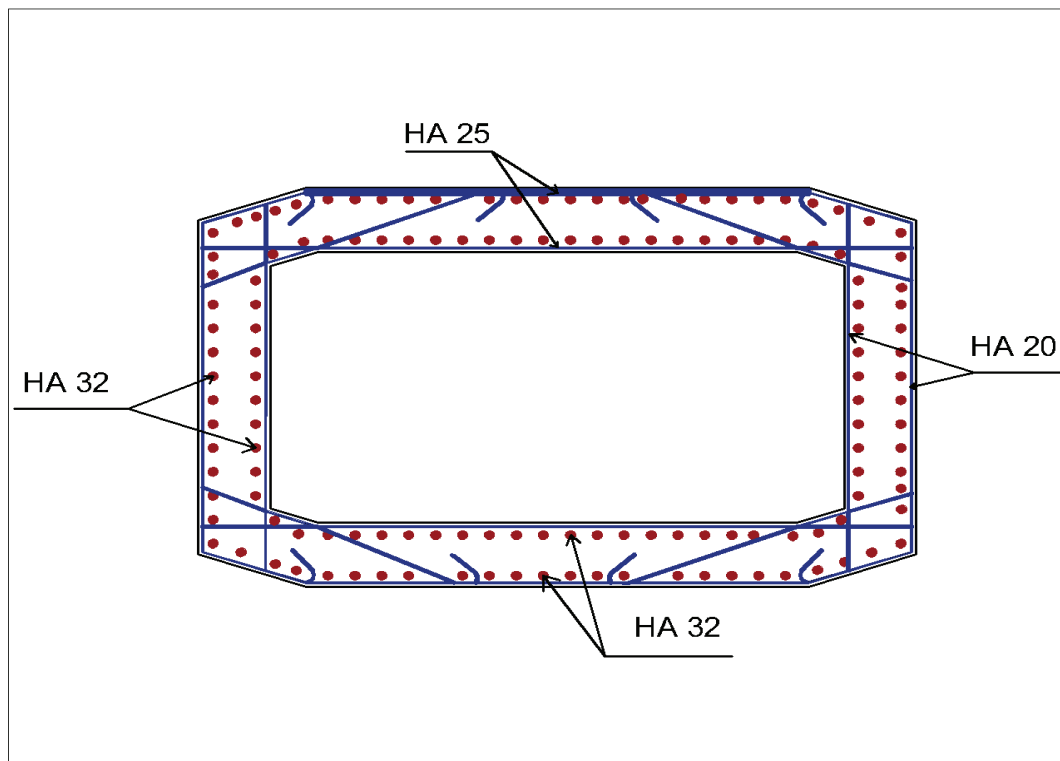


Figure IX.3.Ferrailage de la pile

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée 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 mais aussi, elle assure la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Il existe trois types de culées :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui),
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais),
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier,
- Les contraintes naturelles du site,
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Pour notre cas, on a opté pour une culée remblayée.

IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée

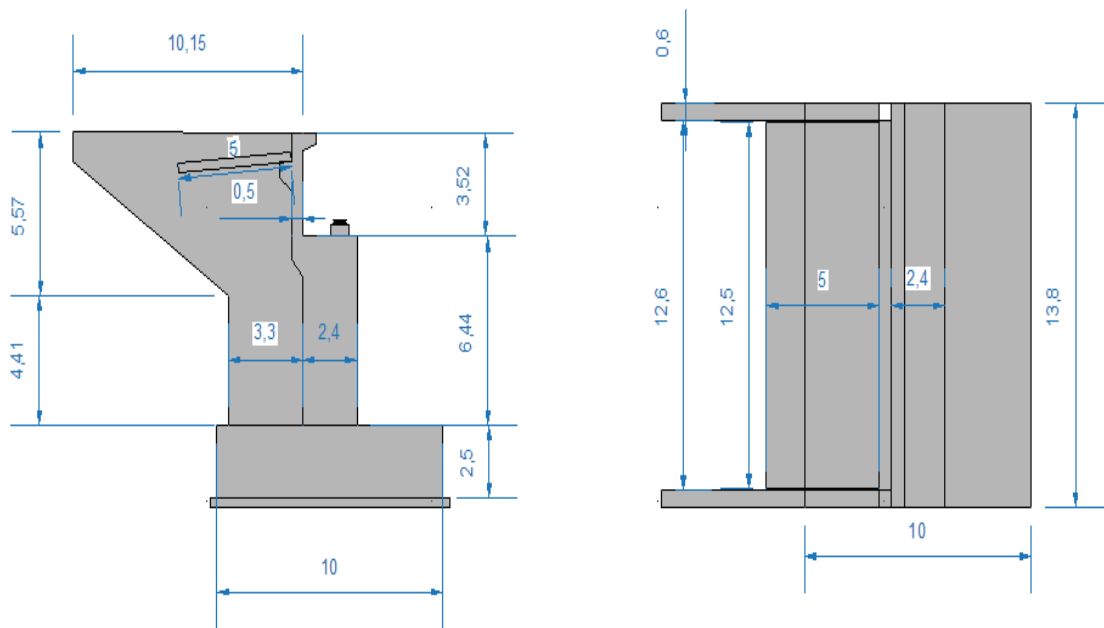


Figure IX.4. Pré-dimensionnement de la culée.

Tableau IX.11. Les dimensions des éléments de la culée.

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	Longueur : 13,8m Epaisseur : 0,5 m Hauteur : 3,52 m
Mur de front	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	Longueur : 13,8m Epaisseur : 2,4 m Hauteur : 6,44 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	Surface : 55,3 m ² Epaisseur : 0,6 m
Corbeau (arrière)	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	Longueur : 12,6 m Surface : 0,37 m ²
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide	Longueur : 12,5 m Epaisseur : 0,3 m Largeur : 5 m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	Longueur : 13,8 m Epaisseur : 2.5 m Largeur : 10 m

IX.3.2. Evaluation des efforts dus à la culée

• **Calcul du coefficient de poussée**

- Dans les conditions normales :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

- Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de

MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

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

Avec :

H : est la hauteur du mur,

γ : est le poids des terres, $\gamma_r = 20 \text{ KN/m}$,

$\varphi = 35^\circ$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion,

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale,

$$\theta = \arctg \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right).$$

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_h ; k_v :

k_h : Coefficient sismique horizontal,

k_v : Coefficient sismique vertical,

$k_h = \pm 0.2$ ($k_h = A$: accélération du séisme dans le sens horizontale),

$k_v = \pm 0.3 \times k_h = \pm 0.06$,

- L'effort sismique horizontal : $H_s = k_h \times G$,
- L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm k_v) \times G$.

Les coefficients de poussée sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.12. Calcul du coefficient de poussée K_{ad}

Conditions		k_h	k_v	θ (°)	K_{ad} (rad)
Conditions normales		0	0	-	0,27
Conditions sismiques	Horizontal +↓ Vertical	0,2	0,06	10,68	0,39
	Horizontal +↑ Vertical	0,2	-0,06	12,01	0,41

Tableau IX.13. Evaluations des efforts agissant sur la culée.

Sollicitations	Efforts verticaux N (KN)	Efforts horizontaux H (KN)	Levier « v » (m)	Levier « h » (m)	Moment stabilisant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)
Semelle	8625,00	/	0,00	1,25	0,00	/
Mur frontal	5332,32	/	0,00	5,71	0,00	/
Dalle de transition	468,75	/	4,21	11,45	1973,44	/
Mur en retour	1659,00	/	4,58	8,73	7598,22	/
Corbeau	116,55	/	1,92	11,07	223,78	/
Mur garde grève	607,20	/	1,44	10,14	874,37	/
Poids des terres	7948,08	/	3,20	6,73	25433,86	/
Poids des terres sur dalle de transition	544,32	/	4,40	12,02	2395,01	/
Poussée des terres	/	2731,18	/	5,49	/	14985,07
Poussée de la semelle	/	2088,42	/	1,25	/	2610,53
Poussée de la dalle de transition	/	16,67	/	11,99	/	199,93
Poids des surcharges	478,80	/	3,12	/	1493,86	/
Poussée des surcharges	/	423,89	/	6,23	/	2640,83
Somme	25780,02	5260,16	/	/	39992,52	20436,36
Gmax tablier	4774,52	/	0,25	/	1193,63	/
A(l) 3voies	1672,14	/	0,25	/	418,04	/
Bc 3voies	1440,37	/	0,25	/	360,09	/
Mc120	1042,51	/	0,25	/	260,63	/
D240	1880,05	/	0,25	/	470,01	/
H (fluage+retrait)	/	1030,00	/	8,94	/	9208,20
H température	/	920,10	/	8,94	/	8225,69
Freinage Al	/	39,81	/	8,94	/	355,87
Freinage Bc	/	28,02	/	8,94	/	250,50

NB1 : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :

- Bas de la semelle;
- Centre de la semelle.

Les combinaisons et les sollicitations sont montrés dans l'Annexe D

IX.3.3. Ferrailage des éléments de la culée

IX.3.3.1. Ferrailage du mur garde grève

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, on cite :

- Poussée des terres.

- Poussée de la surcharge de remblais.
- Effort de freinage.

a) Evaluation des efforts

➤ **Moment des poussées des terres :**

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

Avec

H : hauteur des remblais, **H = 3,52 m**,

K_a : coefficient de poussée des terres, **K_a = 0.27**,

γ: poids volumique des terres **γ_r = 20 KN/m²**,

L : longueur des remblais, **L = 1m**.

→ **M_{P-ELS} = 39,25 KN.m/ml**.

→ **M_{P-ELU} = 52,99 KN.m/ml**.

➤ **Moment due à la force de freinage M_{F Bc}:**

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

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

Avec

μ : coefficient de pondération, **μ = 1.6 à l'E.L.U** et **μ = 1.2 à l'E.L.S** ;

P = 60 KN.

→ **M_{F-ELS} = 69,53 KN.m/ml**.

→ **M_{F-ELU} = 92,71 KN.m/ml**.

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

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

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \text{ et } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec

γ : coefficient de pondération. **γ = 1,6 à ELU** et **1,2 à ELS**,

B_c : coefficient de pondération du système **B_c**,

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai,

h : hauteur de mur garde grève.

→ $M_{P-ELS} = 40,35 \text{ KN.m/ml}$.

→ $M_{P-ELU} = 53,80 \text{ KN.m/ml}$.

b) Combinaison d'actions sur le mur garde grève

→ $M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 149,14 \text{ KN.m/ml}$.

→ $M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 199,50 \text{ KN.m/ml}$.

c) Ferrailage de mur garde-grève

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : avec Robot expert on trouve $A_s = 14,6\text{cm}^2$, on prend **7HA20/ml**, avec $St=15\text{cm}$,

Armatures longitudinales : $A_{st} = A_s/4$, soit : **7H12/ml** avec $St=15\text{cm}$,

Armature de construction : $A's = A_s/3$, soit : **7HA10/ml**, avec $St = 15\text{cm}$.

IX.3.3.2. Dalle de transition

a) Evaluation des efforts

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.

- Remblais : $G_{remblais} = 20 \times 0,70$ → $G_{remblais} = 14 \text{ KN/ml}$;
- Poids propre de la dalle : $G_{P.Dalle} = 25 \times 0,30$ → $G_{P.dalle} = 7,5 \text{ KN/ml}$;
- Revêtement : $G_{Revêtement} = 24 \times 0,08$ → $G_{Revêtement} = 1,92 \text{ KN/ml}$;
- Surcharge d'exploitation : → $Q = 10 \text{ KN/ml}$.

Tableau IX.14. Evaluation des efforts sur la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poids propre	7,5	23,4375	18,75
Revêtement	1,92	6	4,8
Remblai	14	43,75	35
Surcharges	10	31,25	25

b) Combinaison d'actions sur la dalle de transition

A P.E.L.U : $M_u = 1,35 M_G + 1,6 M_Q$ $V_u = 1,35 V_G + 1,6 V_Q$

A P.E.L.S : $M_{ser} = M_G + 1,2 M_Q$ $V_{ser} = V_G + 1,2 V_Q$

Les résultats de calcul des combinaisons sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IX.15. Résultats de calcul des combinaisons.

Etat	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELS	110,59	88,55
ELU	145,68	116,54

c) Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : avec Robot expert on trouve $A_s = 20,3\text{cm}^2$, on prend **7HA20/ml**, avec $St = 15\text{cm}$,

Armatures longitudinales : **7HA12** avec $St = 15\text{cm}$ (nappe supérieur et nappe inférieur),

Armature de construction : $A's = A_s/3$; Soit : **7HA10/ml** avec $St = 15\text{ cm}$.

IX.3.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau arrière sert d'appui à la dalle de transition, il se présente comme une console courte, il est soumis à des efforts verticaux.

a) Evaluation des efforts

❖ Réaction due au poids des remblais :

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

$$R_{\text{Rem}} = \frac{ql}{2}$$

Avec

L : longueur de la dalle de transition,

q : charges des remblais, $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_{\text{poids dalle}}$.

$$R_{\text{Rem}} = \frac{23,42 \times 5}{2} = 58,55 \text{ KN/ml.}$$

❖ Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{\text{Dal-T}} = \frac{ql}{2}$$

Avec

L : longueur de la dalle de transition,

q : charge due au poids de la dalle de transition.

$$R_{\text{Dal-T}} = \frac{10 \times 5}{2} = 25 \text{ KN/ml.}$$

b) Combinaison d'actions sur le corbeau

→ $R_{\text{ELS}} = M_G + 1,2 \times M_Q = 88,55 \text{ KN/ml.}$

→ $R_{\text{ELU}} = 1,35 \times M_G + 1,6 \times M_Q = 116,54 \text{ KN/ml.}$

c) Ferrailage du corbeau

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

Section d'acier : avec Robot expert on trouve $A_s = 12 \text{ cm}^2$, on prend **6HA16/ml**, avec $St = 16,5 \text{ cm}$,

Armature de construction : $A's = A_s/3$; Soit : **6HA12/ml** avec $St = 16,5 \text{ cm}$.

IX.3.3.4. Mur en frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitations).

a) Combinaison d'actions

La combinaison la plus défavorable est comme suit :

Tableau IX.16. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

Cas	Combinaisons	N (KN)	T (KN)	M (KN.m)
ELS max	G + 1,2 A(l) 3voies	13850,23	4377,68	22593,80
ELU max	1.35 G + 1.6 A(l) 3voies	24260,49	8066,74	42213,11

b) Ferrailage mur frontal

Section d'acier : Avec Robot expert on trouve $A_s = 27,1 \text{ cm}^2$, on prend **8HA25/ml**, avec $St = 12,5 \text{ cm}$.

Armatures longitudinales : $A_s = A_s/4$, soit **8HA12/ml**, avec $St = 12,5 \text{ cm}$.

Armature de construction : $A's = A_s/3$, soit : **8HA12/ml**, avec $St = 12,5 \text{ cm}$.

IX.3.3.5. Mur en retour

a) Evaluation des efforts

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle de calcul d'élément fini. Le mur en retour est supposé encastrier au niveau de la semelle ainsi qu'au niveau de mur d du frontal, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres : $P_{terres} = 0,5 \times (0,27 \times 20 \times 9,98^2 \times 1) = 268,92 \text{ KN/ml}$;
- Poussée des surcharges de remblais : $P_{sur} = 2,70 \text{ KN/m}^2$;
- Poids de CCP : $P_{eq} = 7 \text{ KN/ml}$;
- Poids propre du mur (calcul automatiquement).

b) Combinaisons des efforts

→ **E.L.S** : $M_{ELS} = (M_t + M_{pp} + M_{CCP}) + 1,2 (M_{sur})$.

→ **E.L.U** : $M_{ELU} = 1,35(M_t + M_{pp} + M_{CCP}) + 1,6 (M_{sur})$.

c) Résultat et ferrailage

Tableau IX.17. Résultats et ferrailage du mur en retour.

		M _{ELU} (KN.m/ml)	M _{ELS} (KN.m/ml)	N _{ELU} (KN/ml)	N _{ELS} (KN/ml)	As (cm ²)	Armatures
Sens verticale	coté remblais	360	260	269,05	199,29	16,90	9HA16
	coté extérieure	180	130	153,24	113,51	7,90	5HA16
Sens horizontale	coté remblais	294	220,46	188,08	139,32	17,60	9HA16
	coté extérieure	94,74	71,05	307,51	227,79	5,50	5HA16

IX.4. ETUDE DES FONDATION

IX.4.1. Etude de la semelle

La semelle a pour rôle la transmission des différentes charges au sol support par l'intermédiaire des pieux.

Tableau IX.18. Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

Dimensions	Semelle sous la culée	Semelle sous la pile
Longueur (m)	13,8	13,2
Largeur (m)	10	16,8
Epaisseur (m)	2,5	3,5

Les résultats des efforts agissant sur la semelle sous la culée et sous la pile sont récapitulés dans l'annexe D

IX.4.1.1. Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations les plus défavorables obtenues avec les combinaisons de charges (détail de calcul voir annexe D

Tableau IX.19. Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

Etat	Semelle sous la culée			Semelle sous la pile		
	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	32082,31	6466,10	7827,75	79996,25	1090,95	70454
ELU	57488,46	11872,89	13230,16	107930,46	1524,99	98483,78
ELA	27676,77	5401,02	10630,05	59425,05	7047,70	281843,18

IX.4.1.2. Nombre des pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier.

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

Avec

N_{max} : l'effort normal maximal,

Q_p : capacité portante d'un pieu.

Tableau IX.20. Résultats des calculs des nombres de pieux pour la pile et la culée

Etat	Cas de la culée			Cas de la pile		
	N_{max} (KN)	Q_p (KN)	n_p	N_{max} (KN)	Q_p (KN)	n_p

ELS	32082,31	6591	4,87	79996,25	7195	11,12
ELU	57488,46	8056	7,14	107930,46	8794	12,27
ELA	27676,77	10990	2,52	59425,05	11833	5,02

D'après le calcul, on a choisit de prendre un nombre de pieux égale à 12 pour la culée (soit trois files de quatre pieux) et 20 pour la pile (soit quatre files de cinq pieux), cela pour des raisons de sécurité ainsi que pour la disposition des pieux sur les semelles.

IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{My_i}{\sum y_i^2}$$

Avec

N : effort normal sollicitant le pieu,

n : nombres des pieux,

M : moments maximal sollicitant le pieu,

y_i : la position de chaque file des pieux par rapport à l'axe de la semelle :

Cas de la culée :

y₁ = 3,6 ; nombre de pieux par file = 4

y₂ = 0 ; nombre de pieux par file = 4

y₃ = -3,6 ; nombre de pieux par file = 4

Cas de la pile :

y₁ = 5,4 ; nombre de pieux par file = 5

y₂ = 1,8 ; nombre de pieux par file = 5

y₃ = -1,8 ; nombre de pieux par file = 5

y₄ = -5,4 ; nombre de pieux par file = 5

Tableau IX.21. Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	Cas de la culée			Cas de la pile		
	N _{max} (KN)	N _{min} (KN)	Q _p (KN)	N _{max} (KN)	N _{min} (KN)	Q _p (KN)
ELS	2948,51	2237,11	6591	5174,05	2706,01	7195
ELU	5790,22	3045,80	8056	7037,92	3595,70	8794
ELA	3407,05	972,46	10990	8646,13	584,45	11833

❖ Cas de la culée :

N_{max-els} = 2948,51KN < 6591 KN, → pas de risque de poinçonnement.

N_{max-elu} = 5790,22KN < 8056 KN, → pas de risque de poinçonnement.

N_{max-ela} = 3407,05 KN < 10990 KN. → pas de risque de poinçonnement.

$N_{\min} > 0 \rightarrow$ pas de risque de soulèvement.

❖ Cas de la pile :

$N_{\max-els} = 5174,05 \text{ KN} < 7195 \text{ KN}, \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement.

$N_{\max-elu} = 7037,92 \text{ KN} < 8794 \text{ KN}, \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement.

$N_{\max-ela} = 8646,13 \text{ KN} < 11833 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement.

$N_{\min} > 0 \rightarrow$ pas de risque de soulèvement.

IX.4.1.4. Ferrailage de la semelle

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

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

Avec :

$$h = H - d',$$

H : épaisseur de la semelle,

L : entraxe entre les pieux,

b : épaisseur du voile de la pile ou le mur frontal de la culée.

Tableau IX.22. La vérification des conditions de la méthode des bielles.

	Cas de la culée	Cas de la pile
L (m)	3,6	3,6
b (m)	2,4	0,8
H (m)	2,5	3,5
d' (m)	0,1	0,1
h (m)	2,4	3,4
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$	1,2	1,6
$\alpha_1 = \alpha_2 = \arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right) (^\circ)$	63,47	64,83
Conditions	vérifiées	vérifiées

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Avec,

N_{\max} : effort maximale sur un pieu,

$\bar{\sigma}_a$: la contrainte admissible de l'acier.

Application Numérique :

Cas de la culée

$$N_{\max-ELS} = 2,94 \text{ MN},$$

$$N_{\max-ELA} = 3,40 \text{ MN},$$

$$\bar{\sigma}_a \text{ (ELS)} = \frac{2}{3} \sigma_e = 333,33 \text{ MPa},$$

$$\bar{\sigma}_a \text{ (ELA)} = \sigma_e = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{S-ELS} = 44,10 \text{ cm}^2,$$

$$A_{S-ELA} = 34 \text{ cm}^2.$$

Cas de la pile

$$N_{\max-ELS} = 5,17 \text{ MN},$$

$$N_{\max-ELA} = 8,64 \text{ MN},$$

$$\bar{\sigma}_a \text{ (ELS)} = \frac{2}{3} \sigma_e = 333,33 \text{ MPa},$$

$$\bar{\sigma}_a \text{ (ELA)} = \sigma_e = 500 \text{ MPa},$$

$$A_{S-ELS} = 72,99 \text{ cm}^2,$$

$$A_{S-ELA} = 81,32 \text{ cm}^2.$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 2,5 + 1,2 = 3,7 \text{ m}$.

❖ Pour la semelle sous la culée

Armatures transversales inférieure :

$$A_s = A_{S-ELS}/3 = 14,70 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit : } 6\text{HA}25, \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}.$$

Armatures transversales supérieure :

$$A_{s2} = A_s/4 = 11,03 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit : } 6\text{HA}16, \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}.$$

Armatures longitudinales inférieure :

$$A_{s1} = A_s/3 = 14,70 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit : } 5\text{HA}20, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm}.$$

Armatures longitudinales supérieure :

$$A_{s3} = A_s/10 = 4,41 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit : } 5\text{HA}12, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm}.$$

Armatures latérales :

$$A_{s4} = A_s/10 = 4,41 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit : } 5\text{HA}12, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm}.$$

❖ Pour la semelle sous la pile

Armatures transversales inférieure :

$A_s = A_{s-ELA} / 3 = 27,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit : 8HA25, avec un espacement de 12.5 cm.

Armatures transversales supérieure :

$A_{s2} = A_s / 4 = 20,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit : 8HA20, avec un espacement de 12.5 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

$A_{s1} = A_s / 3 = 27,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit : 6HA25, avec un espacement de 15 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

$A_{s3} = A_s / 10 = 8,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit : 6HA14, avec un espacement de 15 cm.

Armatures latérales :

$A_{s4} = A_s / 10 = 8,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit : 6HA14, avec un espacement de 15 cm.

IX.4.2. Etude des pieux

IX.4.2.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{d^4 x} + C_u b y = 0$$

Avec :

b : diamètre du pieu ;

C_u : module de réaction du sol ;

y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

Avec

α : Longueur élastique du pieu.

E : module d'élasticité du béton,

I : moment d'inertie d'un pieu, tel que $I = \frac{\pi D^4}{64}$.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

❖ **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Application Numérique :

$C_u = 30 \text{ MN/m}^3;$

$E = 33\,000 \text{ MPa},$

$b = 1,20 \text{ m},$

$I = 0,1017 \text{ m}^4,$

$\lambda = 0.228 ;$

D'où : $\lambda L = 3,64.$

D'où, en tire les valeurs de (X_{ϕ}^H, X_{ϕ}^M) à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 3,78 \rightarrow \begin{cases} X_{\phi}^H = 1,24 \\ X_{\phi}^M = 1,53 \end{cases}$$

❖ **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

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

Tableau IX.23. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

Etat	Cas de la culée			Cas de la pile		
	H _{max} (KN)	P (KN/pieu)	M (KN.m)	H _{max} (KN)	P (KN/pieu)	M (KN.m)
ELS	6927	346,35	1188,04	1090,96	54,55	187,11
ELU	12847,43	642,37	2203,45	1524,99	76,25	261,55
ELA	14722,73	736,14	2525,08	7047,70	352,39	1208,74

IX.4.2.2. Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

➤ **Cas de la culée**

$A_s = 257,7 \text{ cm}^2$, donc : on prend **32HA32**. Voir Figure IX.5.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles **HA16** avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.

➤ **Cas de la pile**

$A_s = 89,5 \text{ cm}^2$, donc : on prend **20HA25**. Voir Figure **IX.6**.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles **HA16** avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.

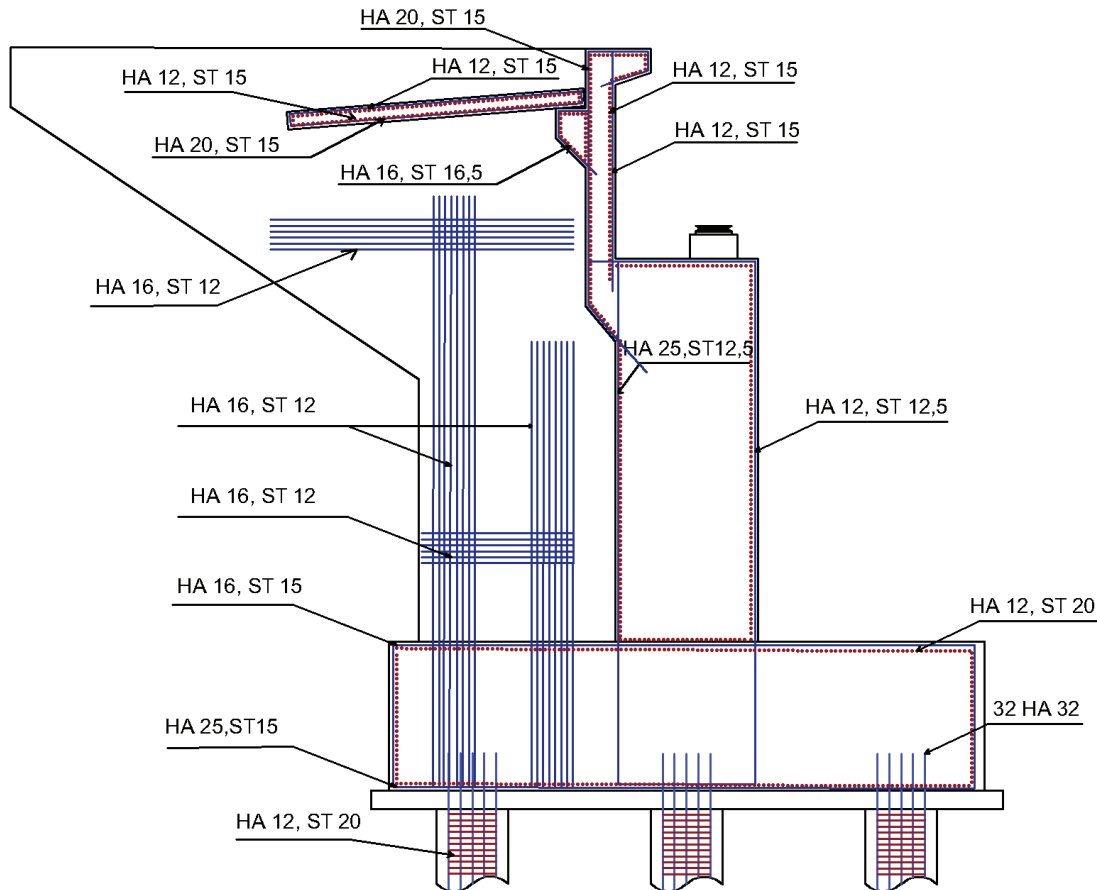


Figure IX.5 Ferrailage de la culée

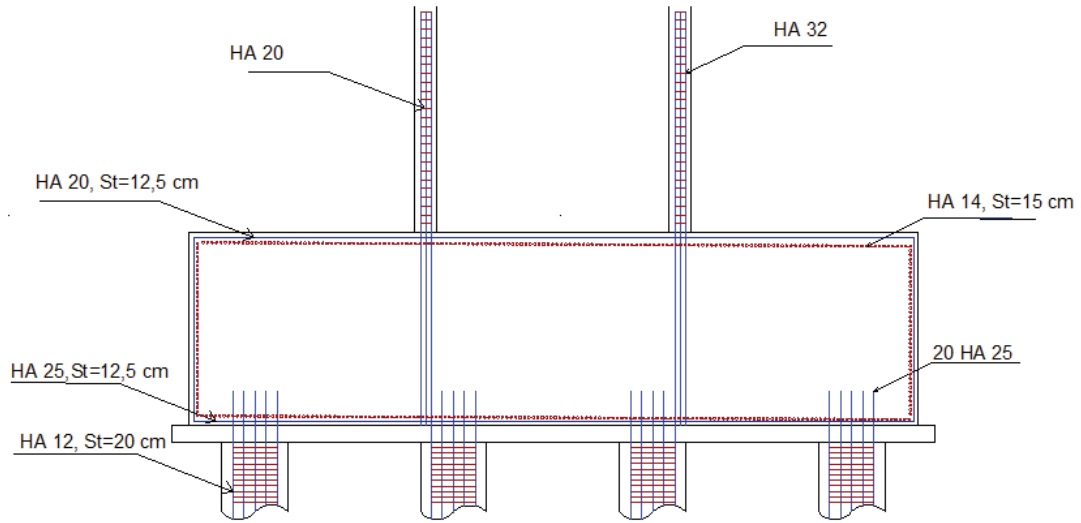


Figure IX.6 Ferrailage de la pile

IX.5 CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont doit tenir compte de l'effet sismique qui est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de l'étudiant, c'est d'ailleurs la meilleure occasion pour lui de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant sa formation.

L'élaboration d'un projet nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, d'autre part des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures.

Ce projet vient concrétiser trois années de formation à l'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES TRAVAUX PUBLICS de KOUBA. Il porte la conception et l'étude d'un viaduc situé au 13+844.100, qui s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia sur 48Km.

Ce travail nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte à travers d'outils informatiques (**AUTOCAD**, **ROBOT**,...etc), la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art notamment l'Eurocode, **BPEL**, **BAEL**, et documents **SETRA**, aussi bien que le règlement parasismique Algérien **RPOA 2008** et **RCPR 2010**.

Le travail mené met en évidence les difficultés et les exigences de la conception et l'étude d'un ouvrage d'art vu l'importance des vérifications du comportement de chaque pièce à plusieurs sections et pour toutes les possibilités de chargement susceptibles de ce produire pendant la réalisation et l'exploitation de l'ouvrage.

Enfin, en espérant avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour tous les utilisateurs.

BIBLIOGRAPHIE

AMIEUR Mohamed, (2018-2019) « *Cours de Ponts et cours de Béton Précontraint* ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

BELAOURA .Mebarek , (2018-2019) « *Cours de Béton Armé et cours de Béton Précontraint* ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

BENREDHOUANE Mustapha, (2017) « *Cours de Béton Armé* ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

JEAN-PAUL Lebet et MANFRED A.Hirt, (2009) « *PONT EN ACIER-Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixte acier –béton* ». Ecole polytechnique fédérale de Lausanne : Volume 12, (Suisse).

CHAUSSIN. R. *Béton précontraint*. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), (1992)

Calgaro,J.A & Bernard-Gély, A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).

Document SETRA, (septembre 2009) « *Ponts mixtes acier-béton* ». Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).

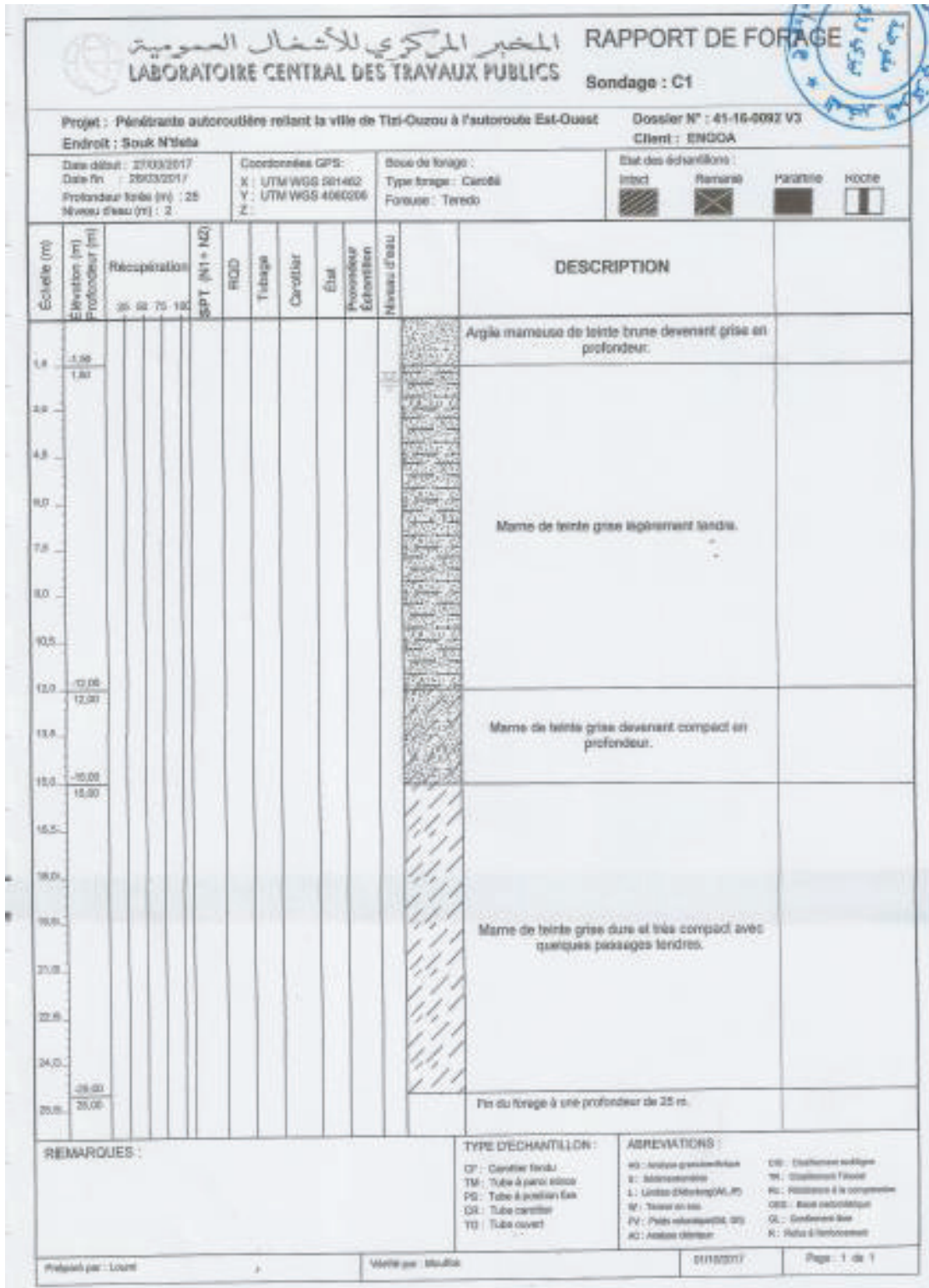
Document SETRA, (juin 2003) « *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs* ». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).

Document SETRA, (Février 1996) « *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension* ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).

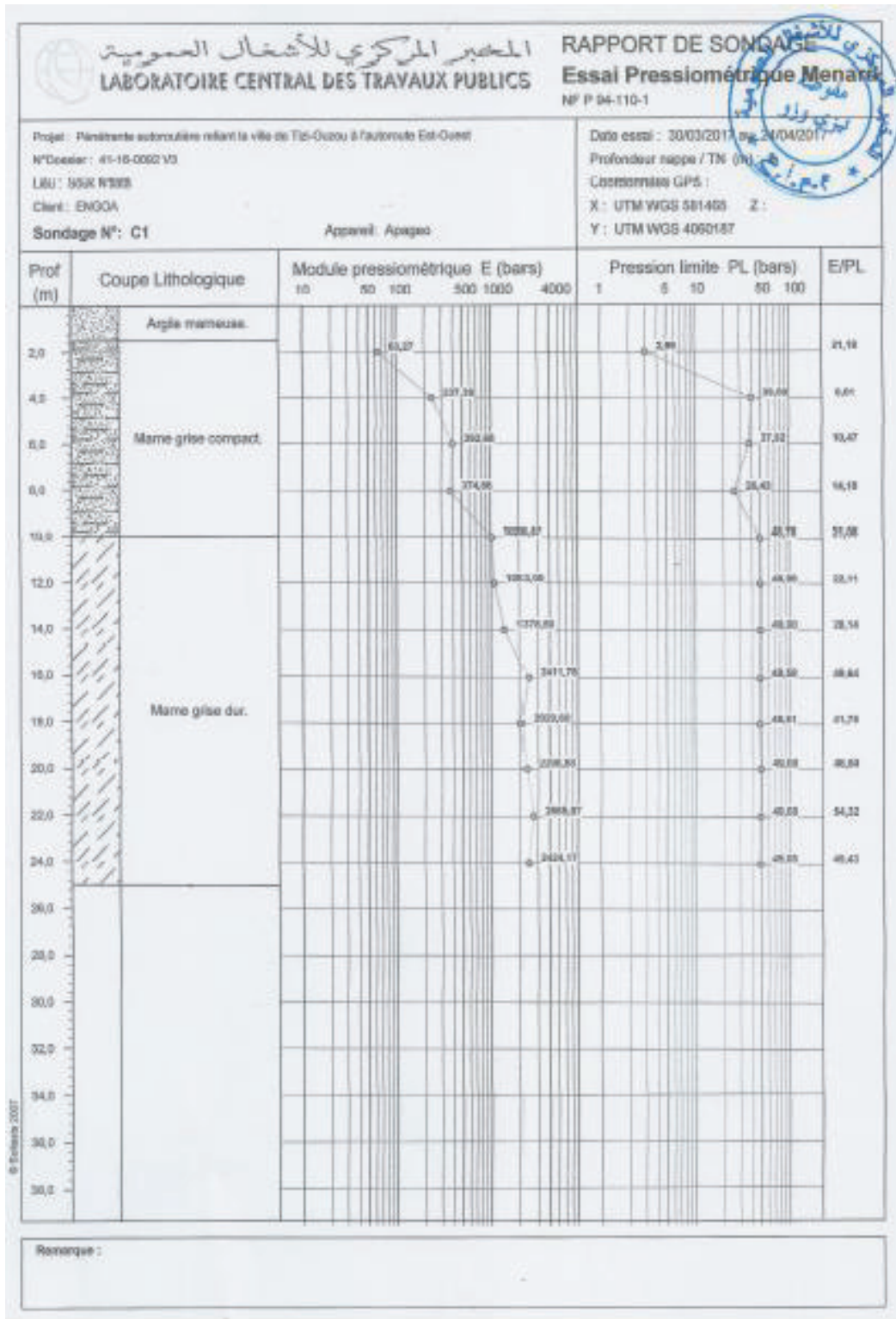
Document SETRA, (Juillet 2007). Appareils d'appui en élastomère fretté. Guide technique. Référence 0716.

Document SETRA, (Août 2007). Les appareils d'appui à pot. Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires. Guide technique. - Réf. 0734

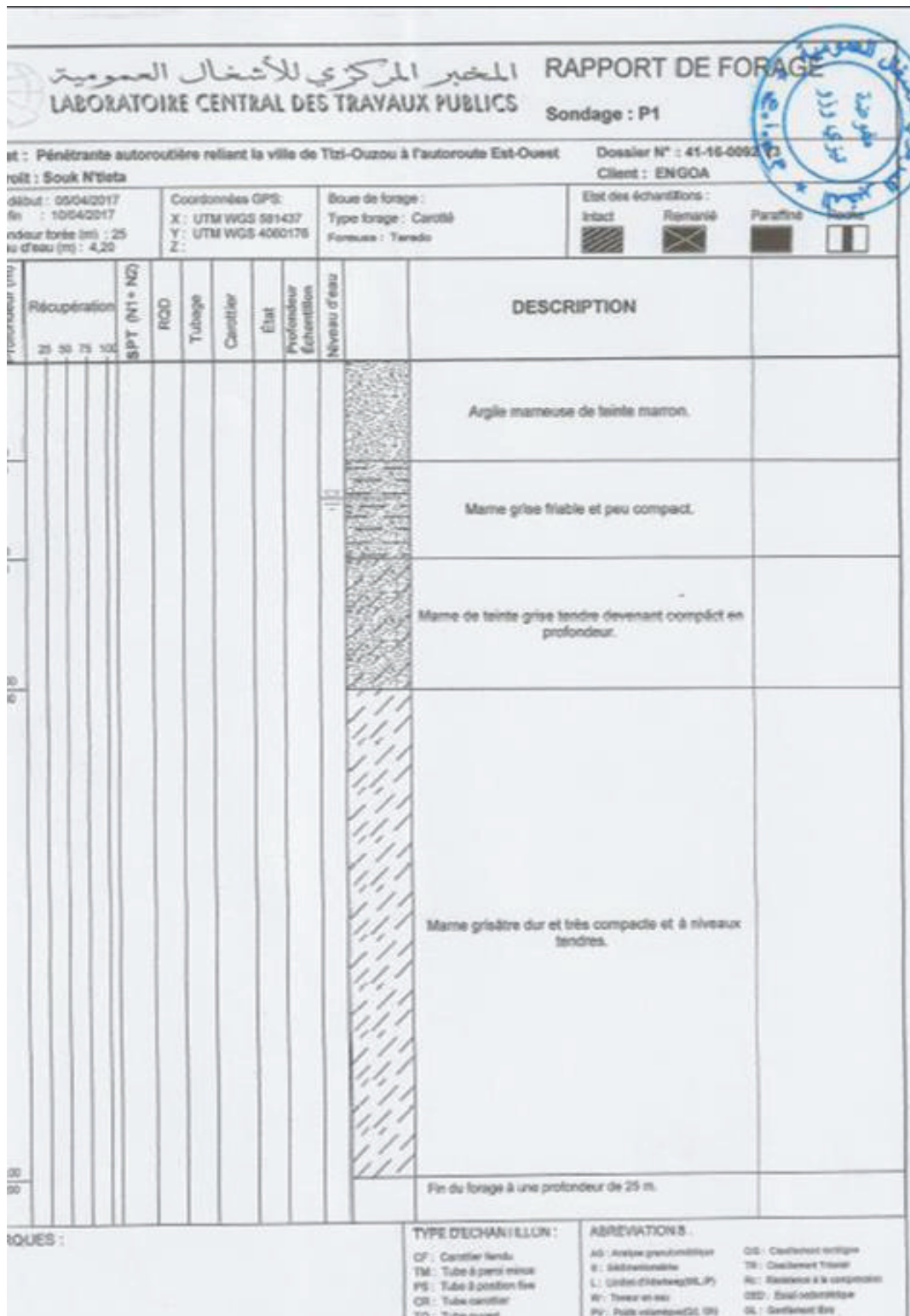
ANNEXE A



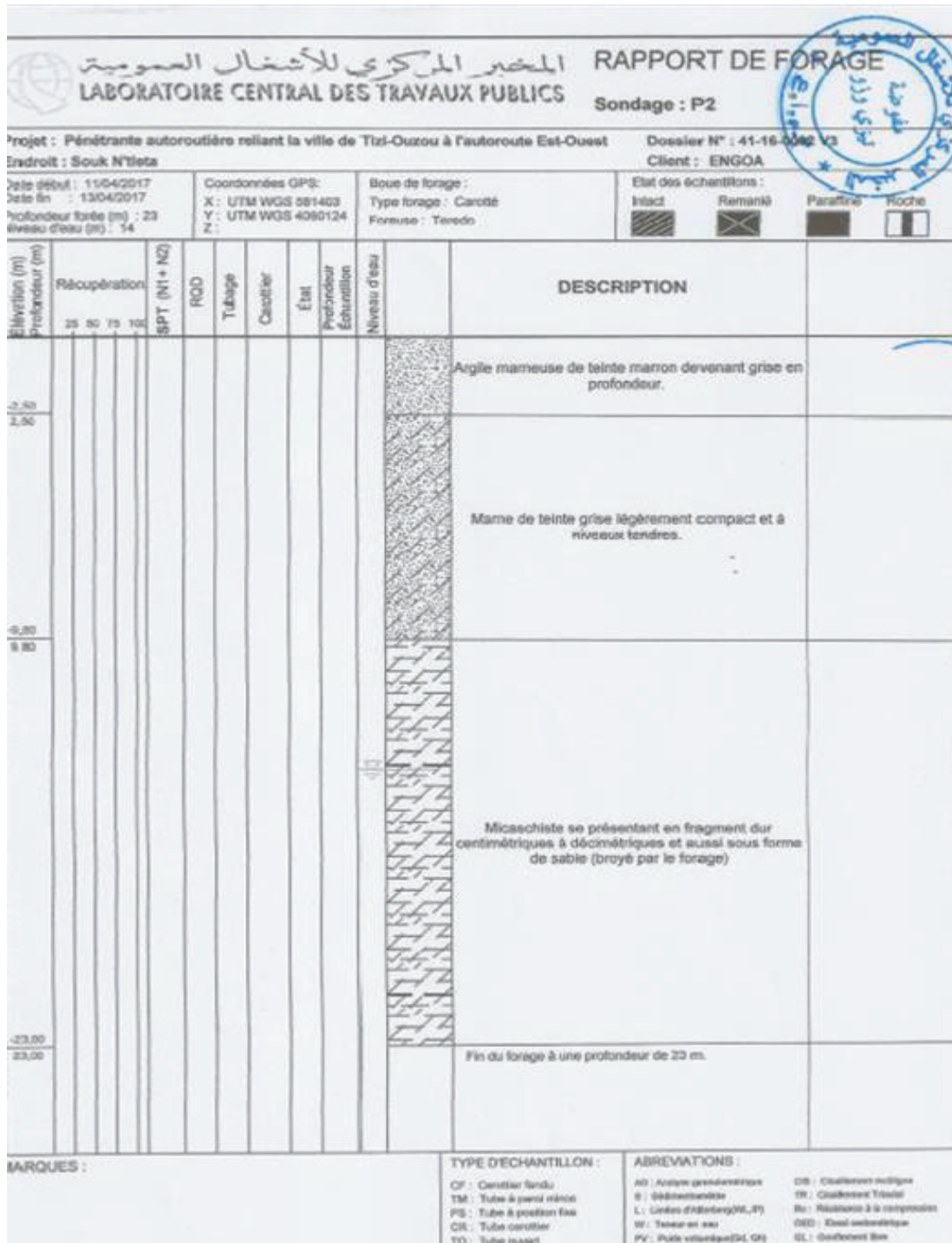
Annexe A.1. Résultats du sondage carotté SC-C1.



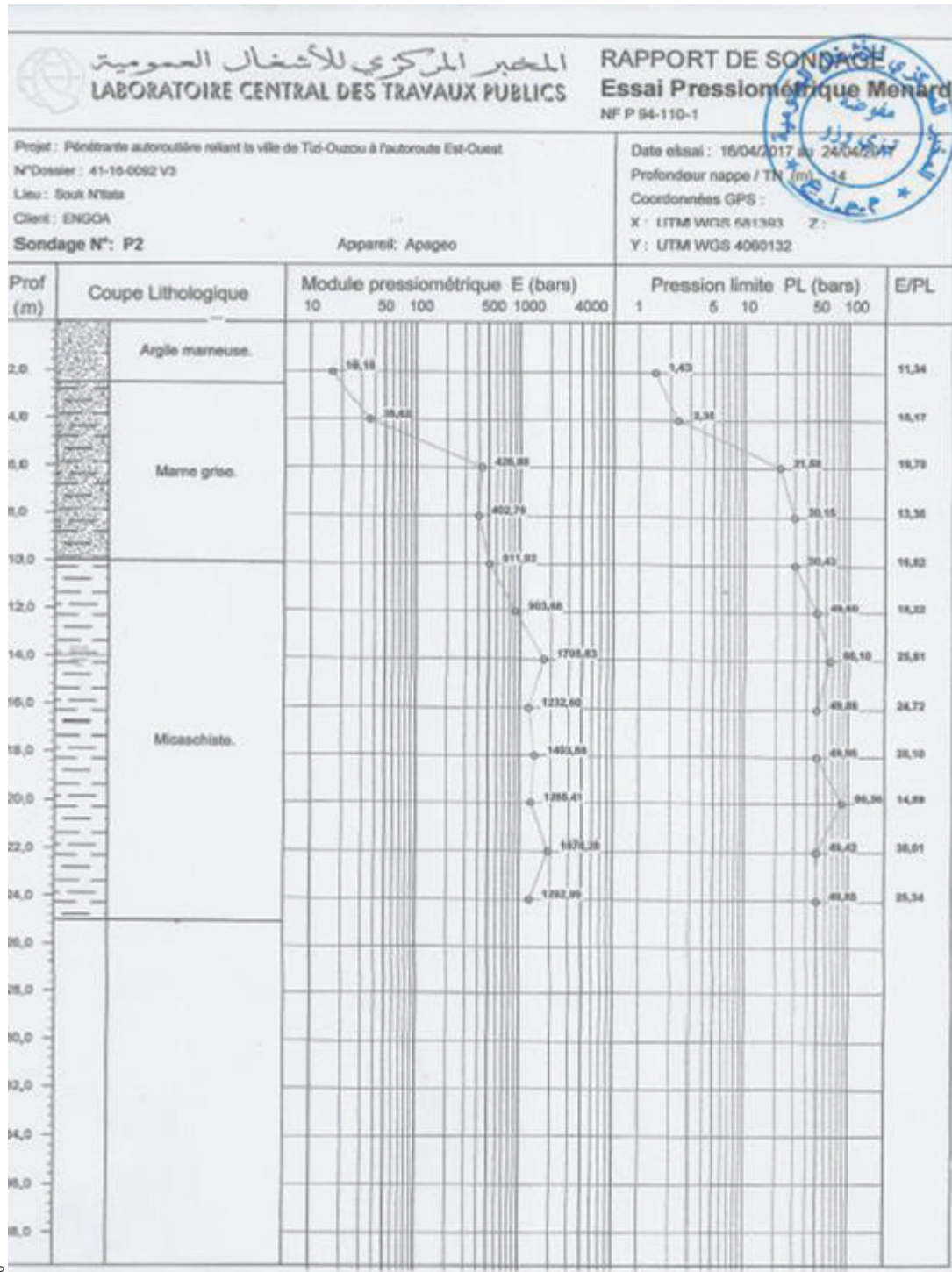
Annexe A.2. Résultats de l'essai Pressiométrique Menard SP-C1.



Annexe A.3. Résultats du sondage carotté SC-P1.

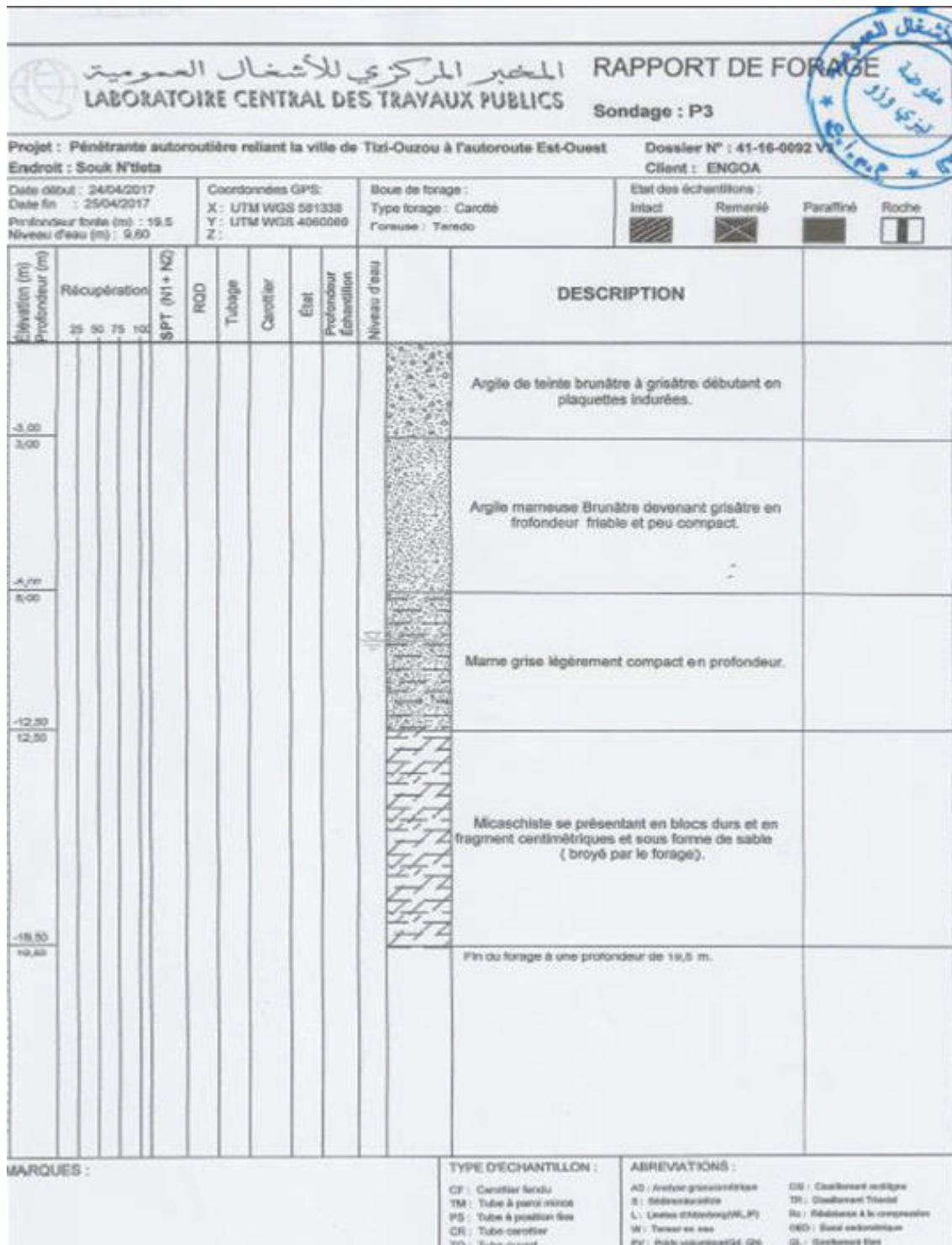


Annexe A.4. Résultats du sondage carotté SC-P2.

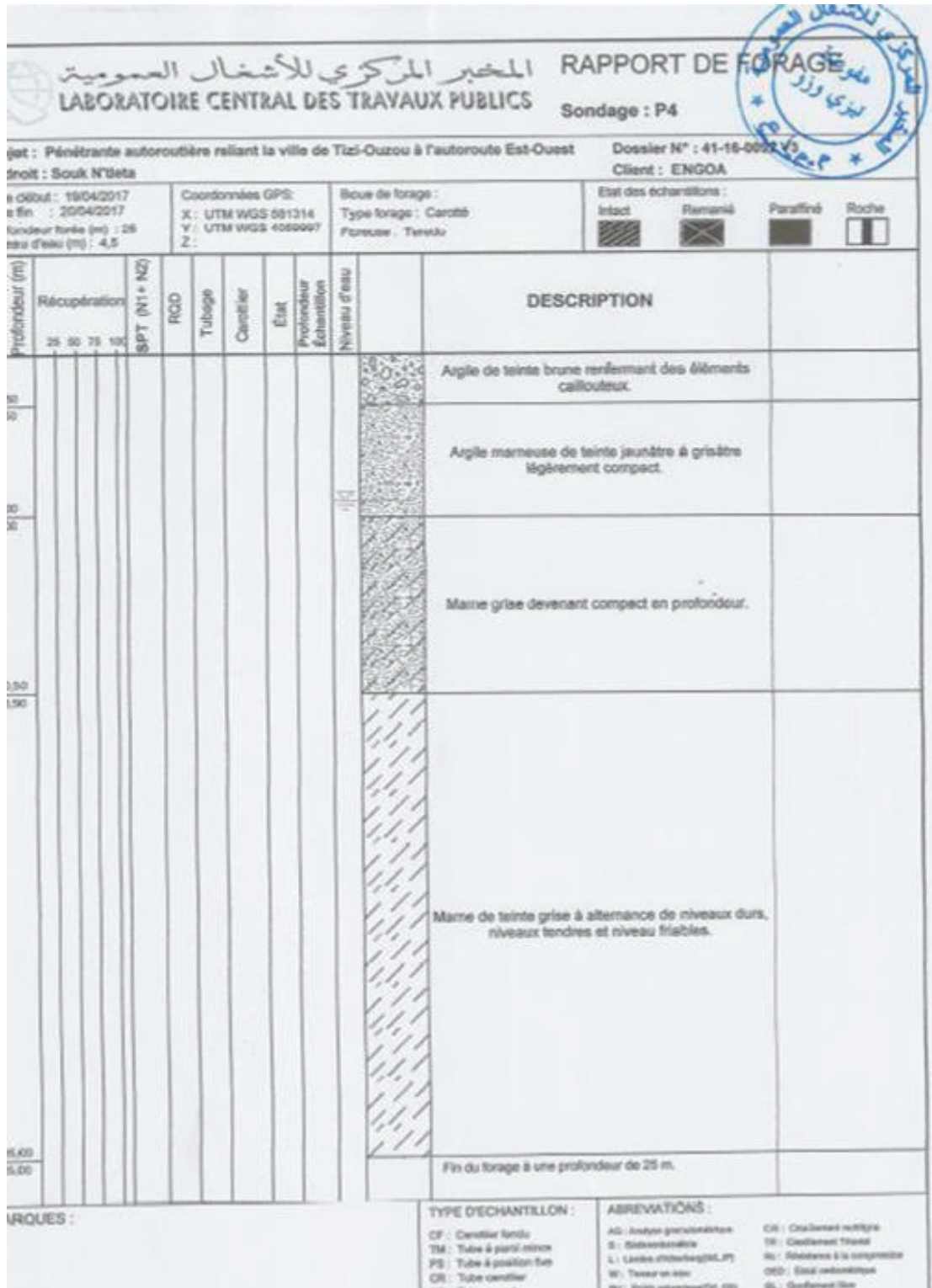


Annexe A.5 Résultats de l'essai Pressiométrique Menard SP-P2.

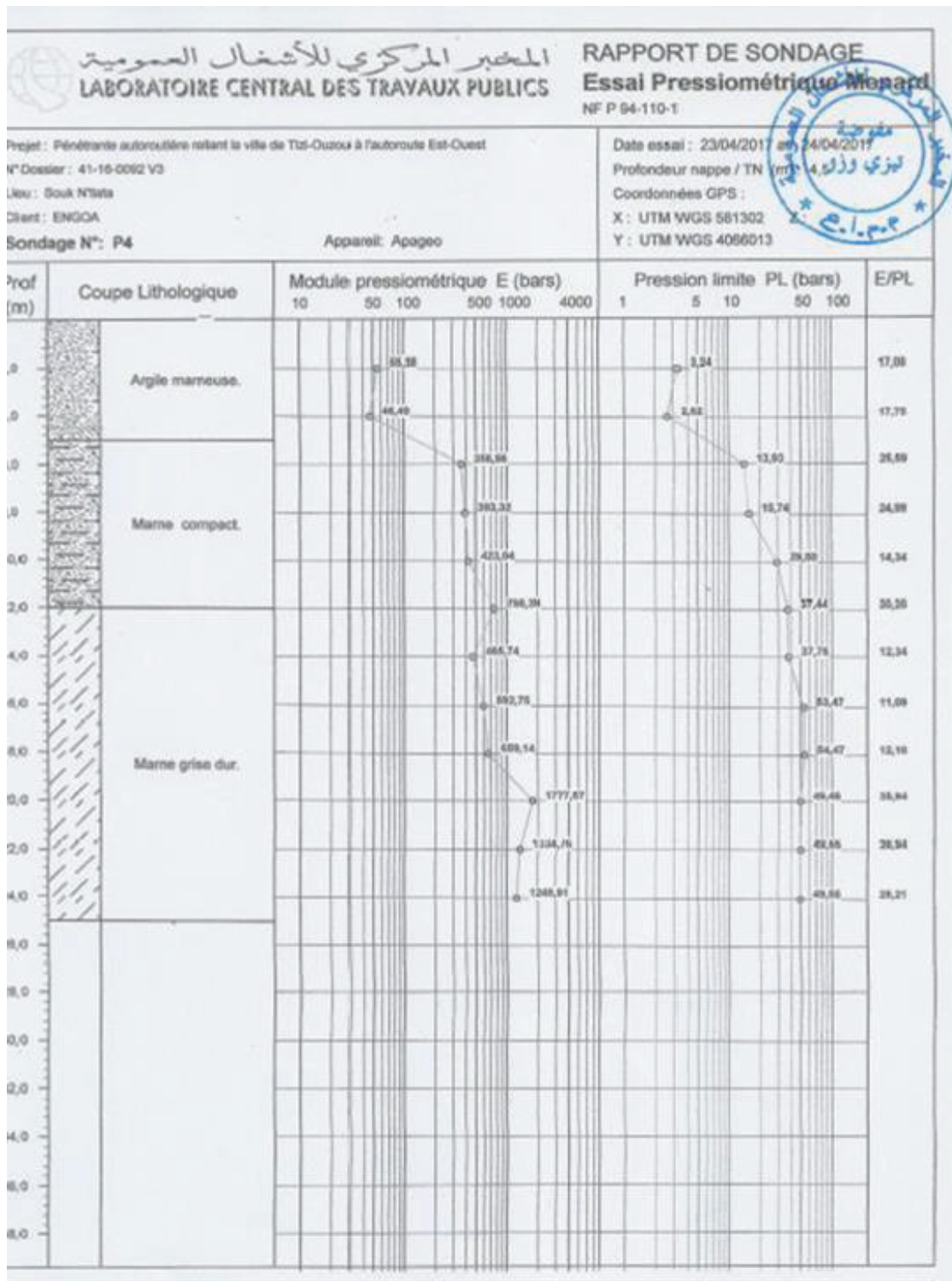
ANNEXES A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUE



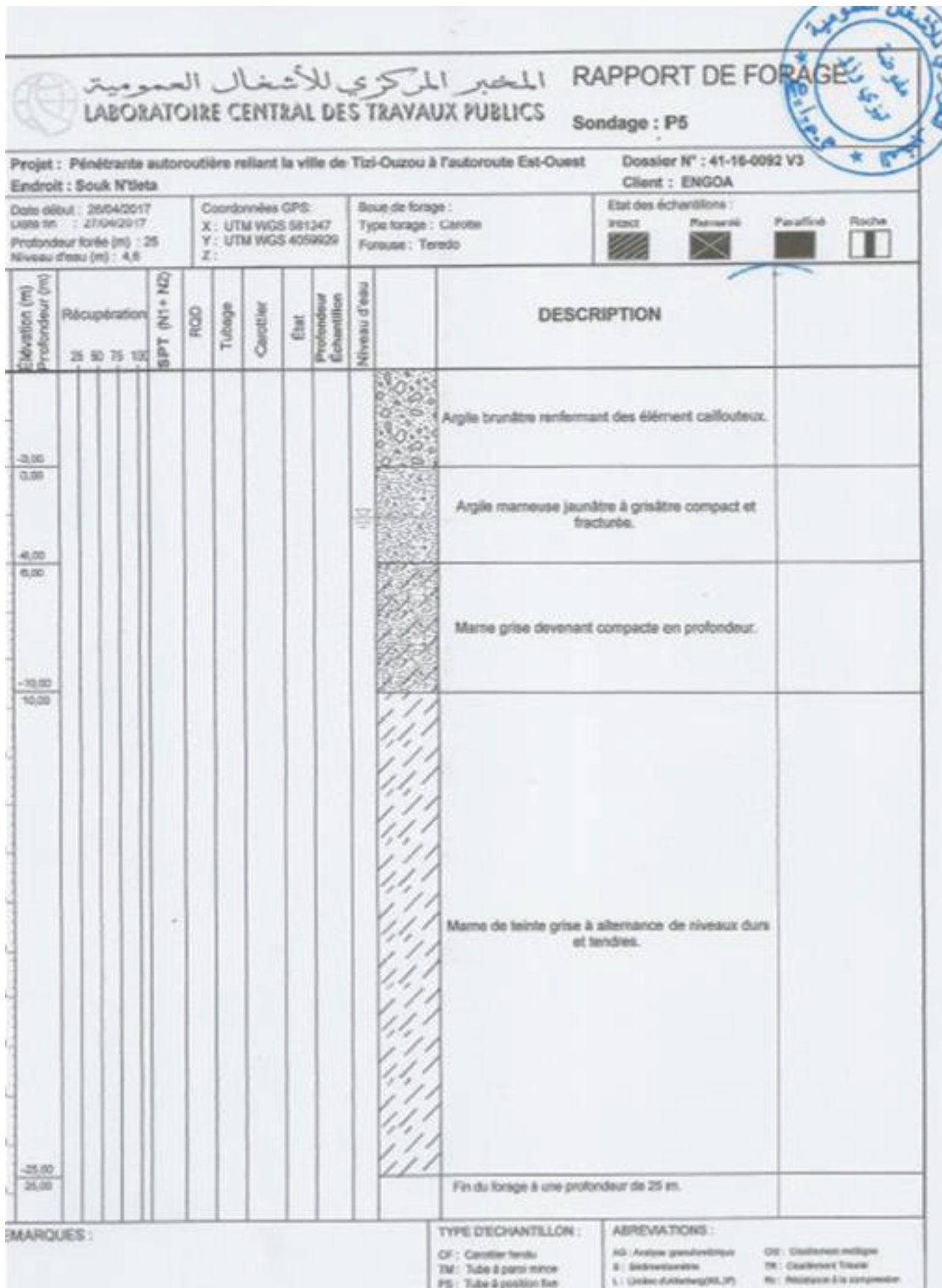
Annexe A.6 Résultats du sondage carotté SC-P3.



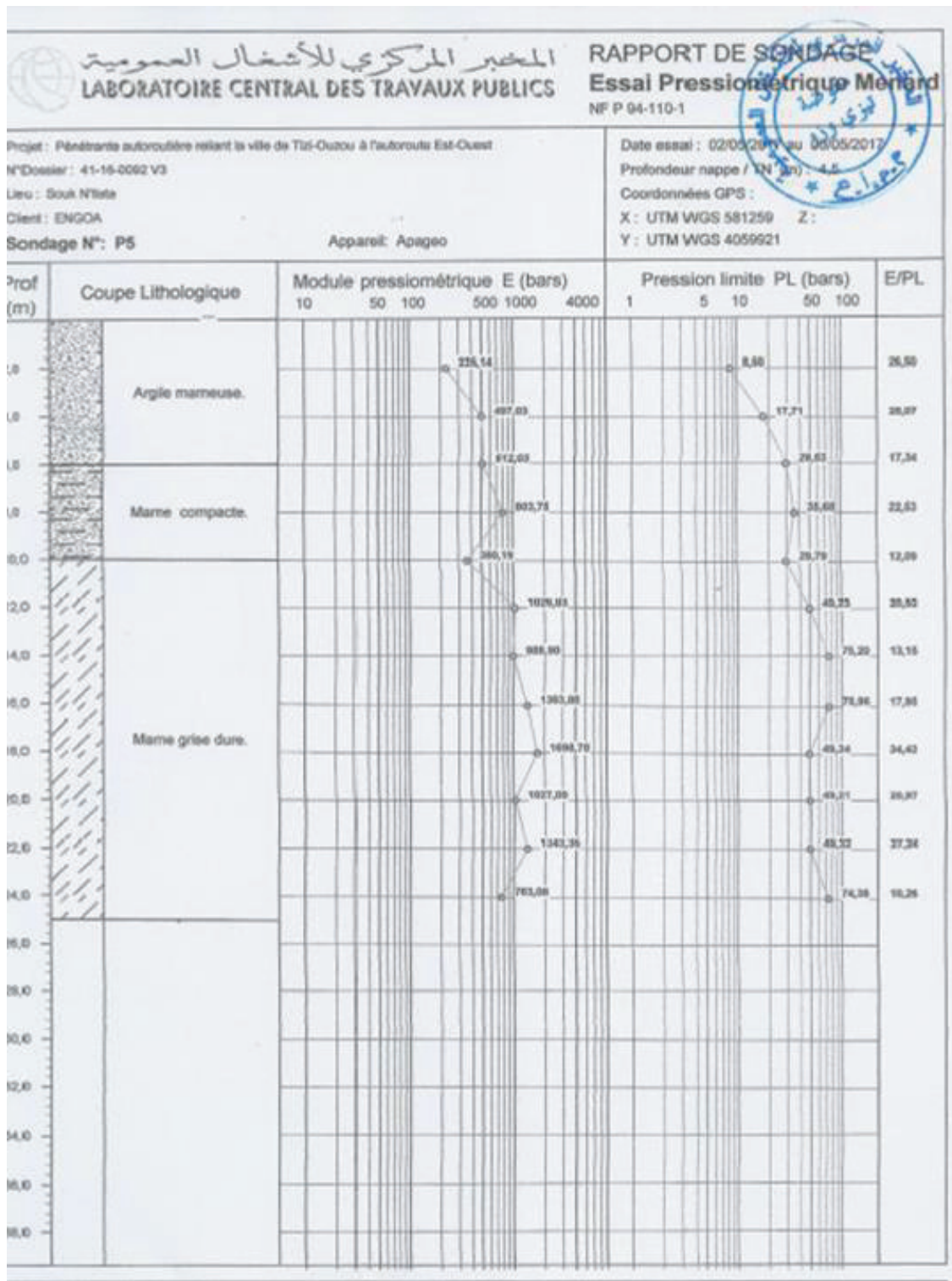
Annexe A.7 Résultats du sondage carotté SC-P4.



Annexe A.8 Résultats de l'essai Pressiométrique Menard SP-P4.



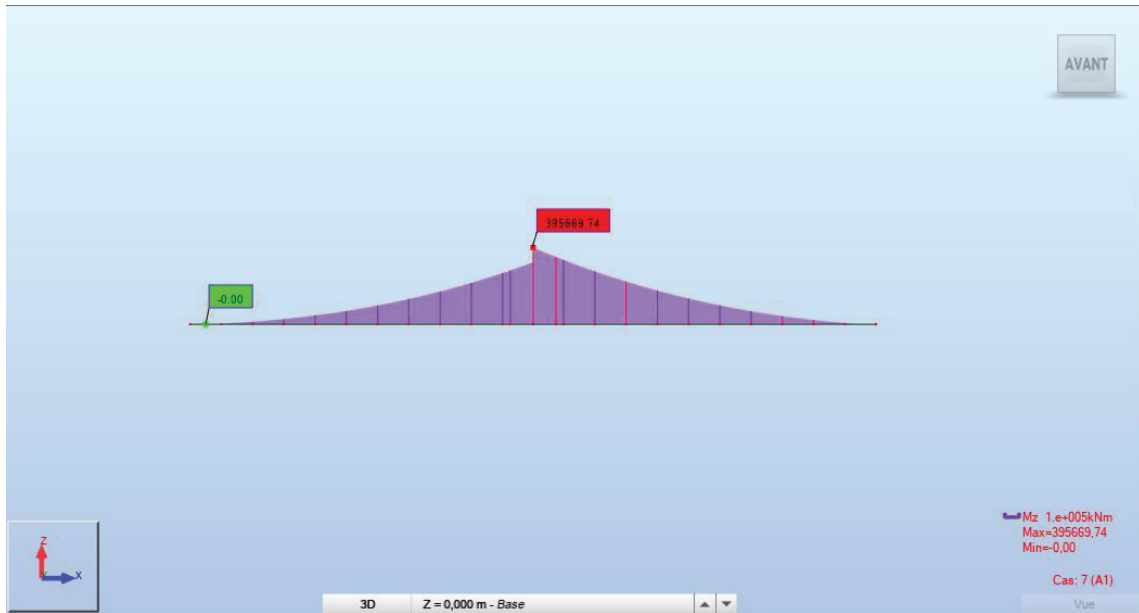
Annexe A.9 Résultats du sondage carotté SC-P5.



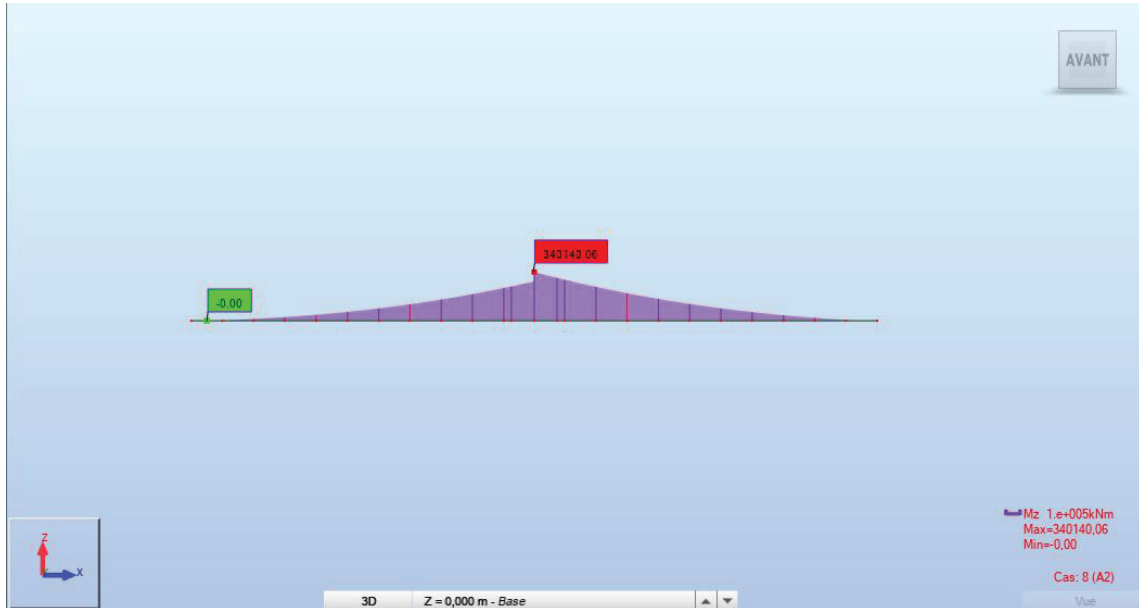
Annexe A.10 Résultats de l'essai Pressiométrique Ménard SP-P5.

ANNEXE B

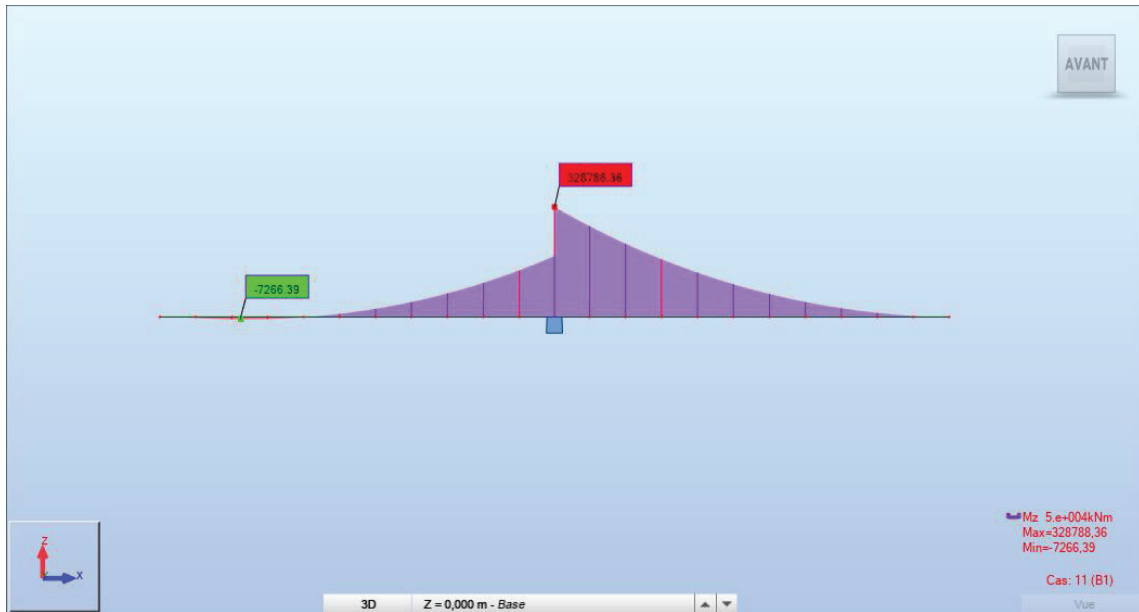
ANNEXE C



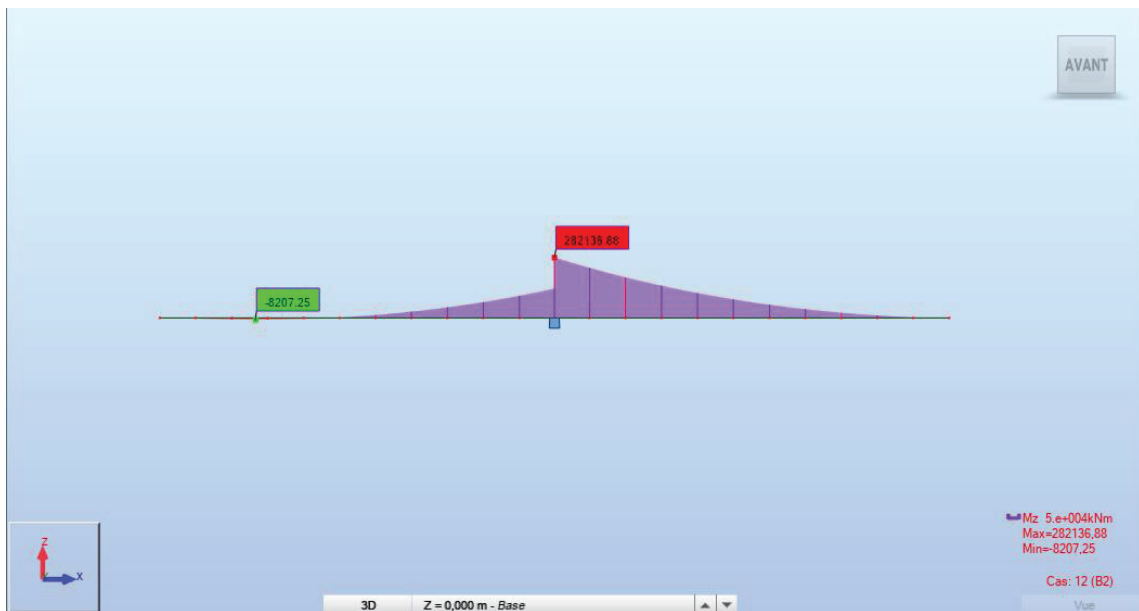
Annexe B.1. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1.



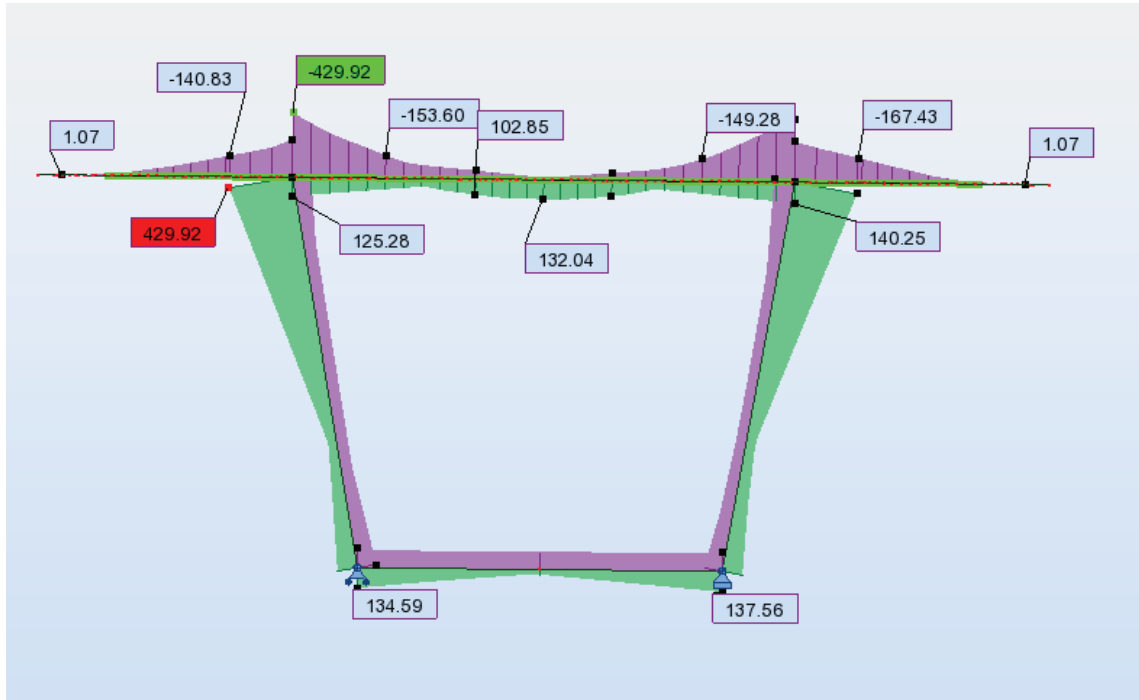
Annexe B.2. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2.



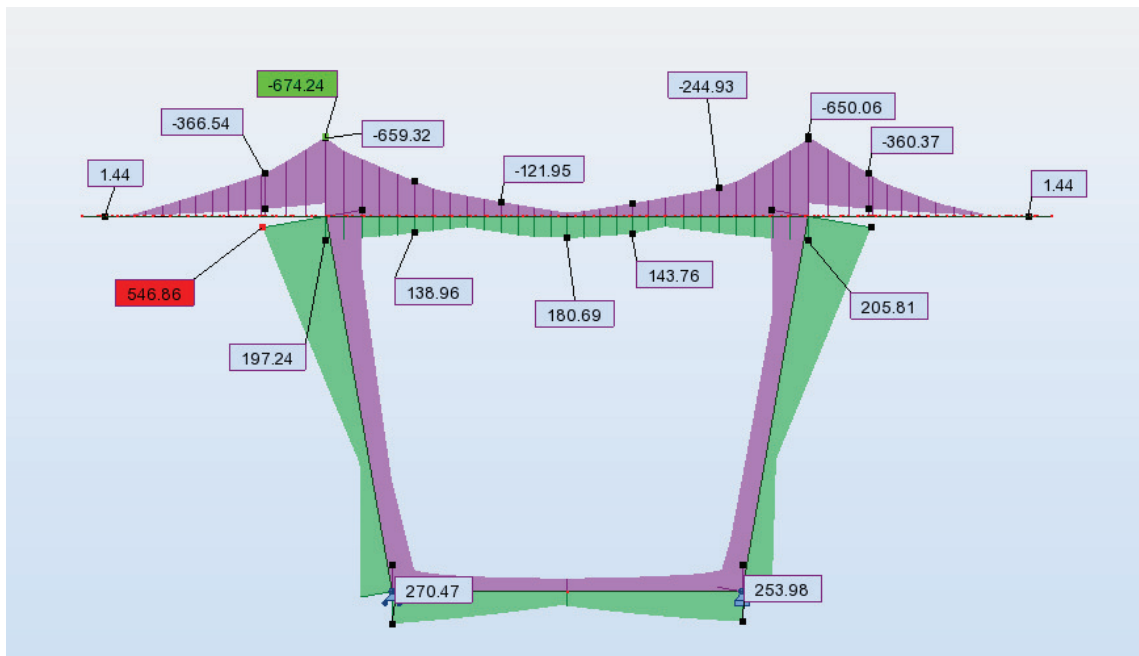
Annexe B.3. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1.



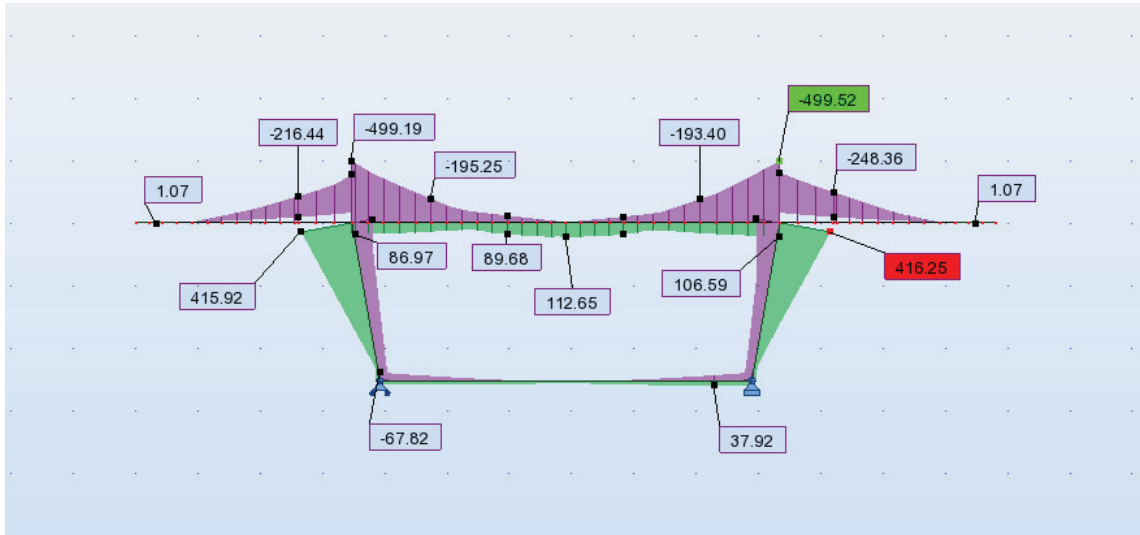
Annexe B.4. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2.



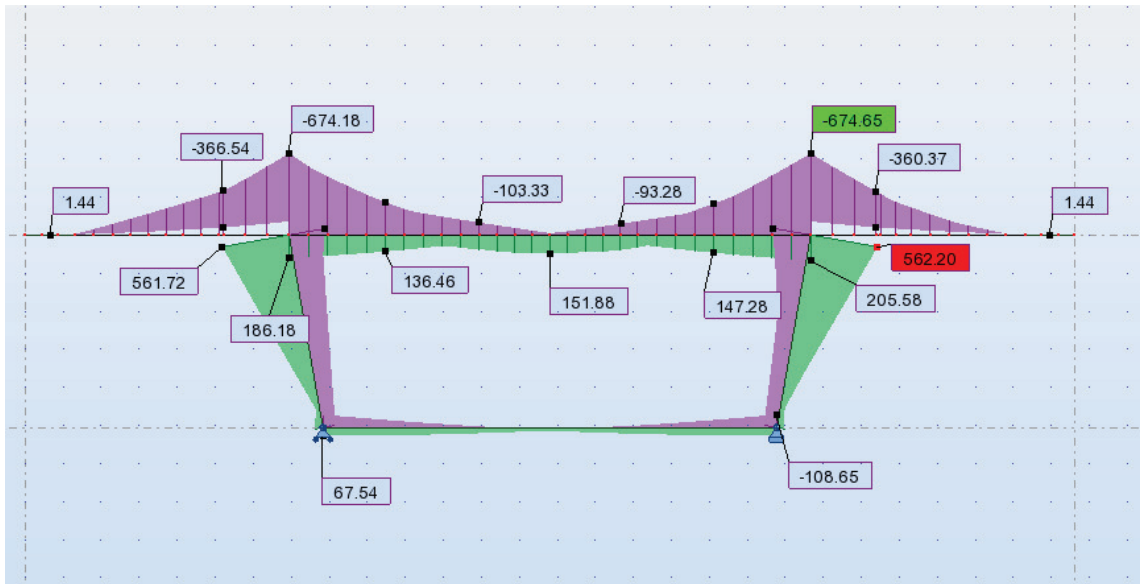
Annexe B.5 Moment fléchissant maximal dans le voussoir sur pile à l'ELS.



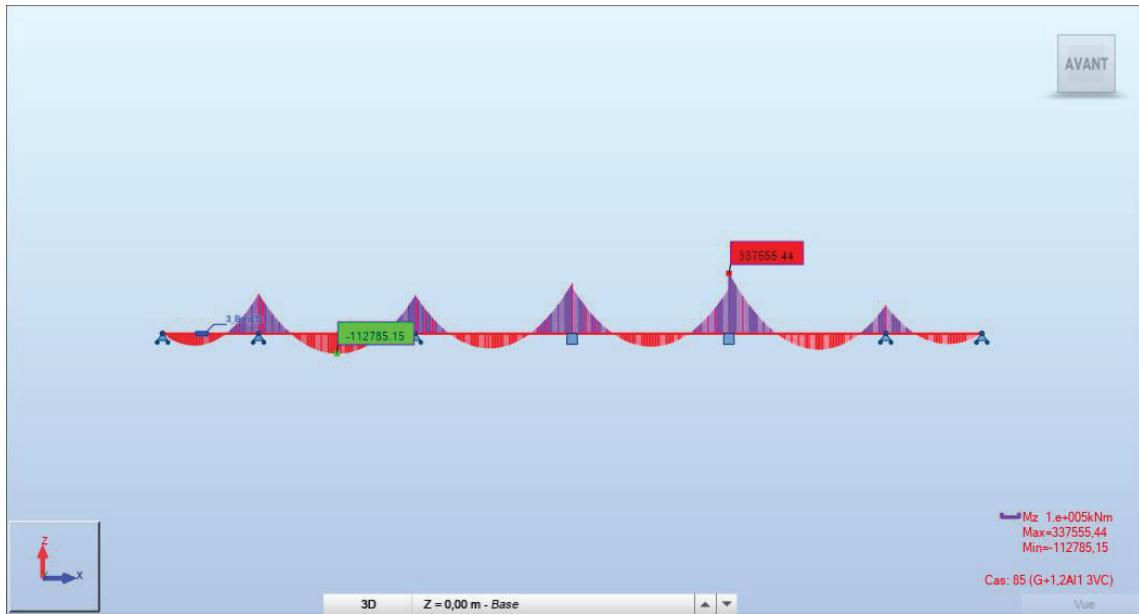
Annexe B.6 Moment fléchissant maximal dans le voussoir sur pile à l'ELU.



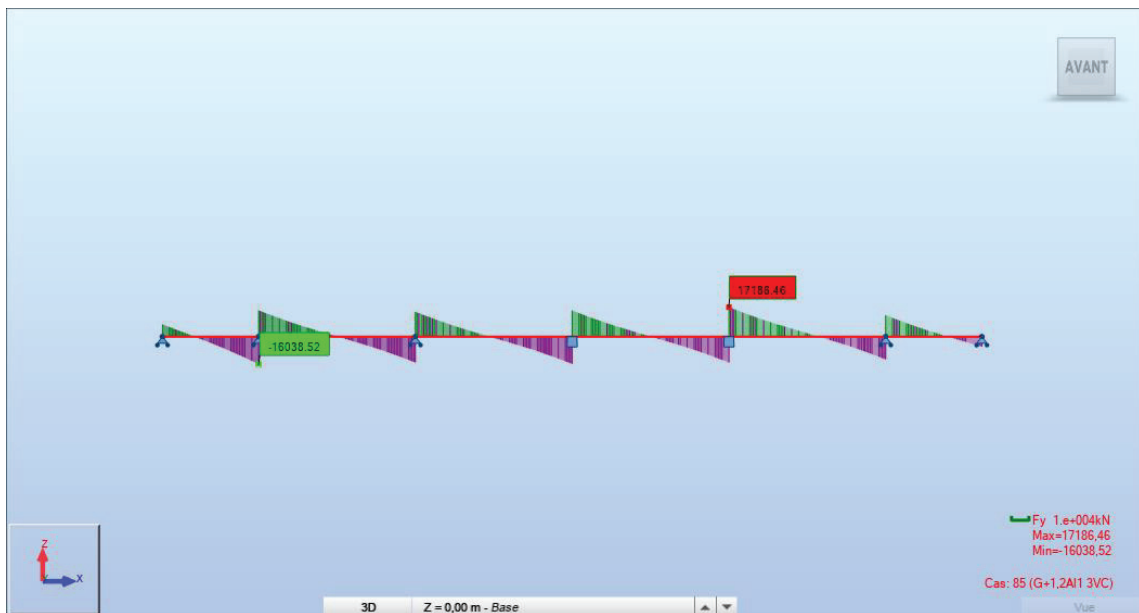
Annexe B.7 Moment fléchissant maximal dans le voussoir à la clef à l'ELS.



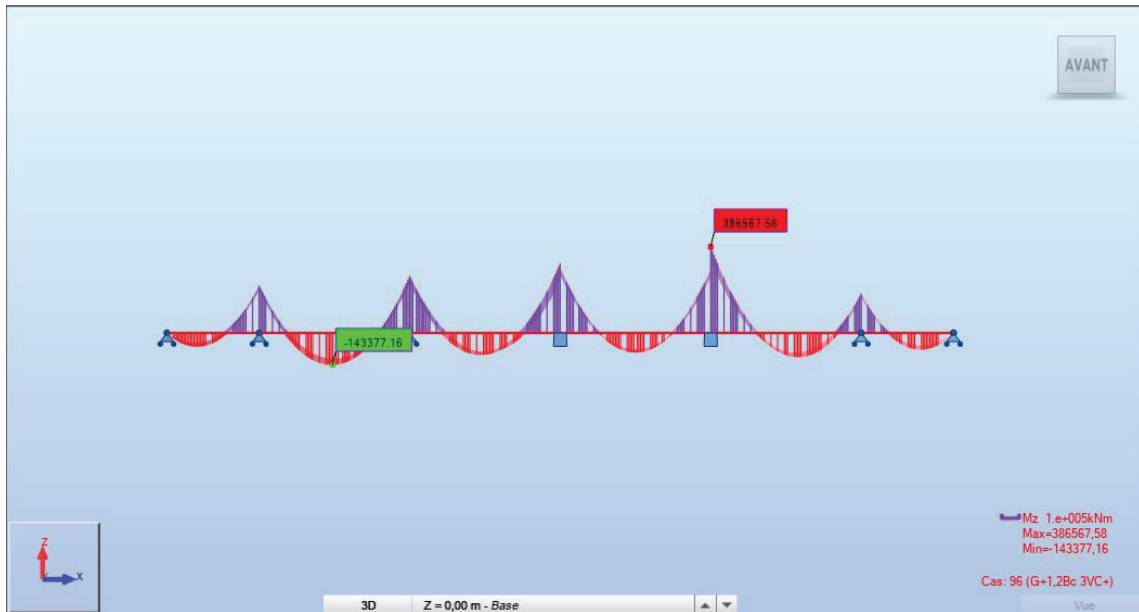
Annexe B.8 Moment fléchissant maximal dans le voussoir à la clef à l'ELU.



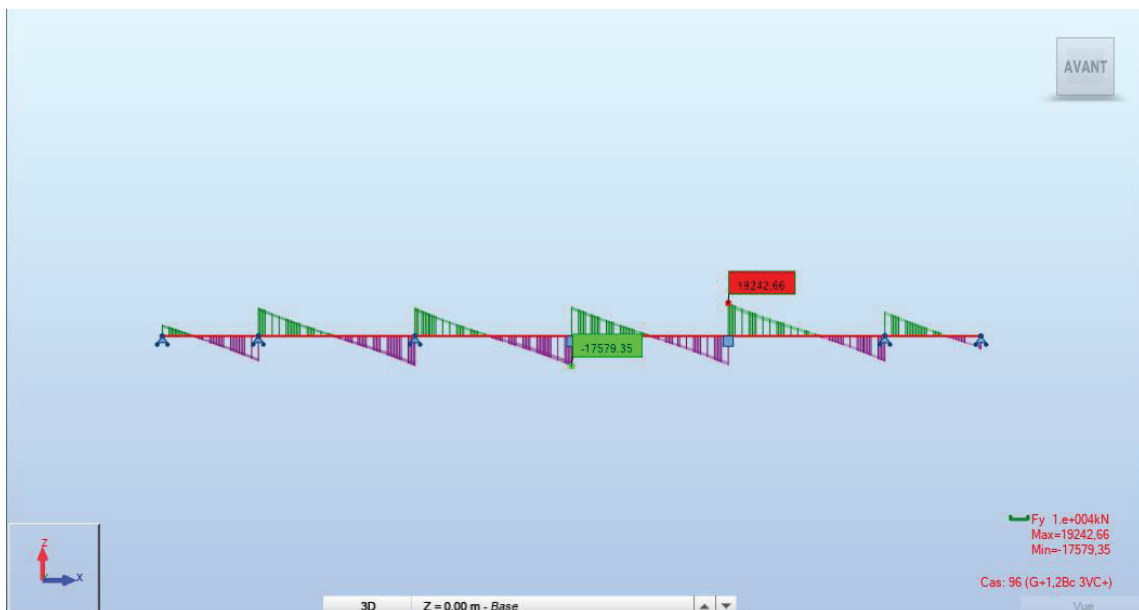
Annexe B.9. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1,2A1.



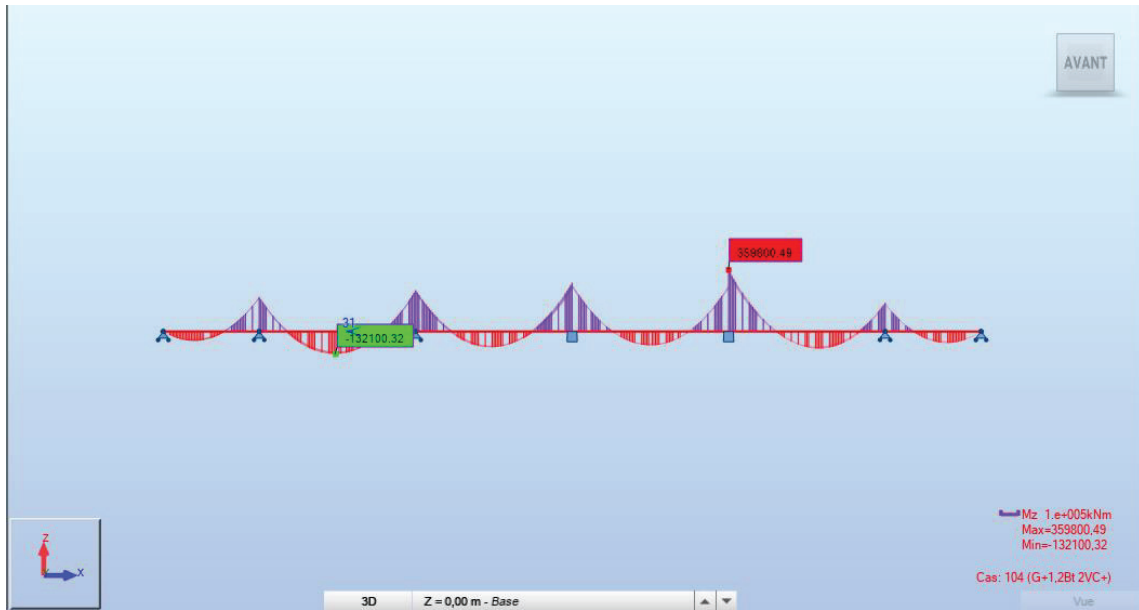
Annexe B.10. Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1,2A1.



Annexe B.11. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1,2Bc.



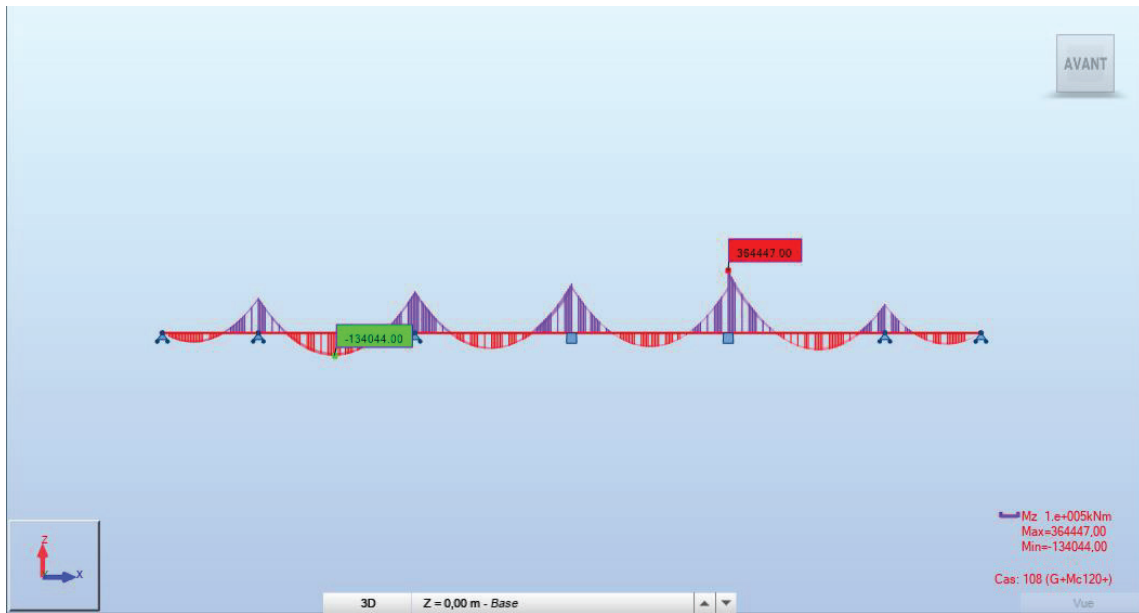
Annexe B.12. Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1,2Bc.



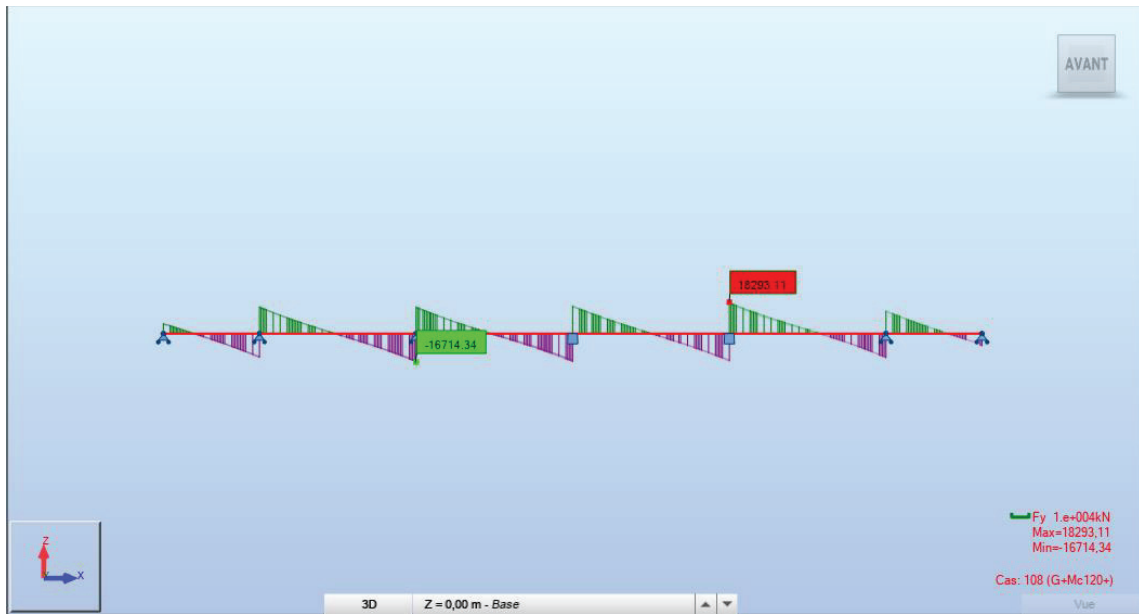
Annexe B.13. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1,2Bt.



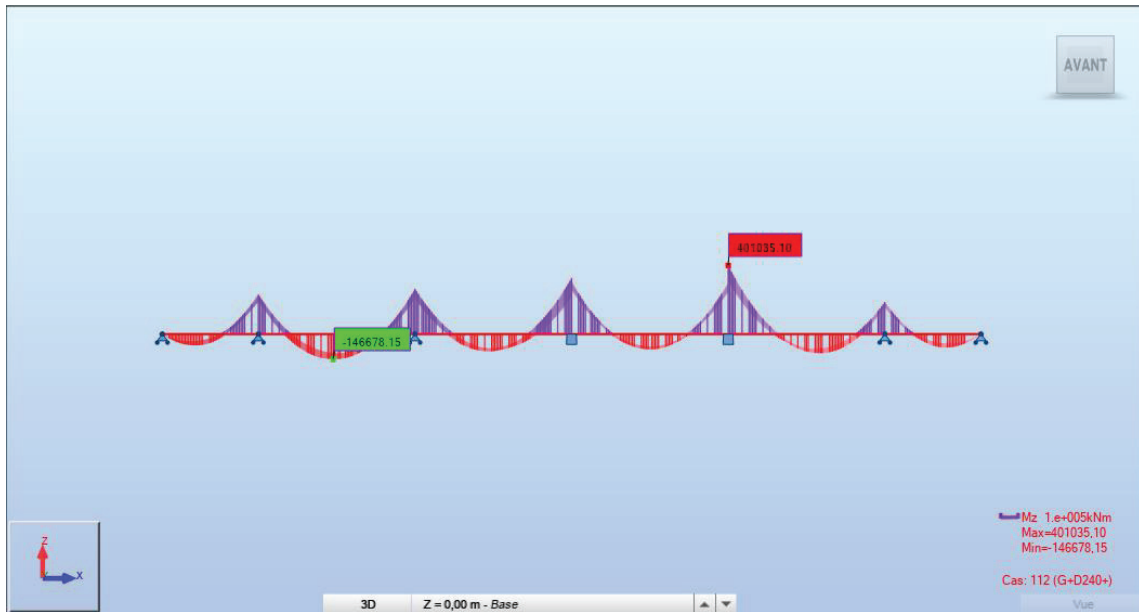
Annexe B.14. Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1,2Bt.



Annexe B.15. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.



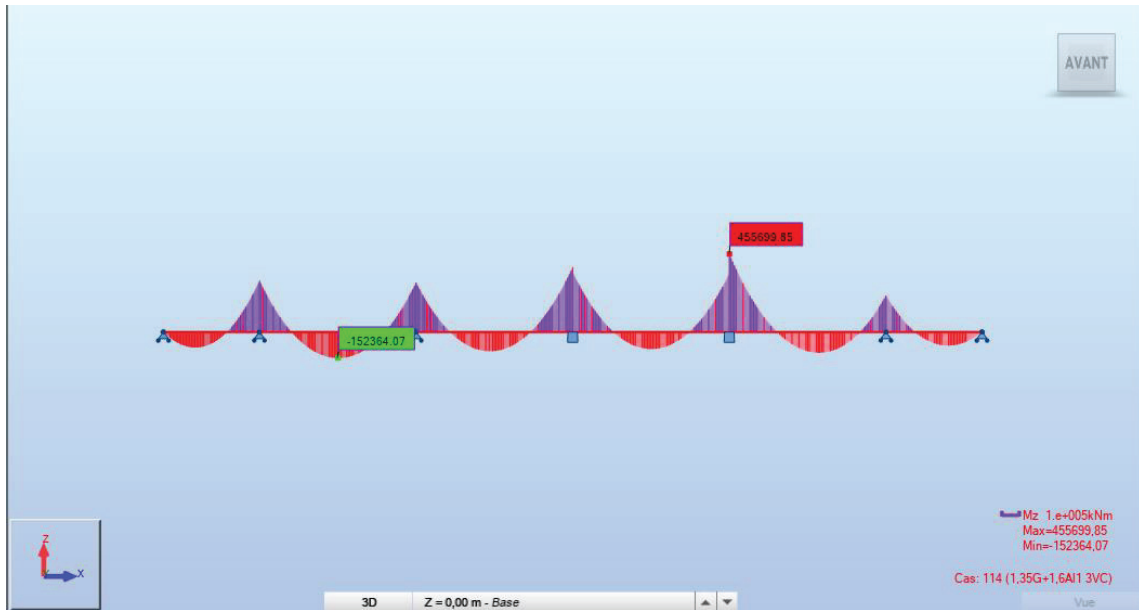
Annexe B.16. Effort tranchant maximal sous la combinaison G+Mc120.



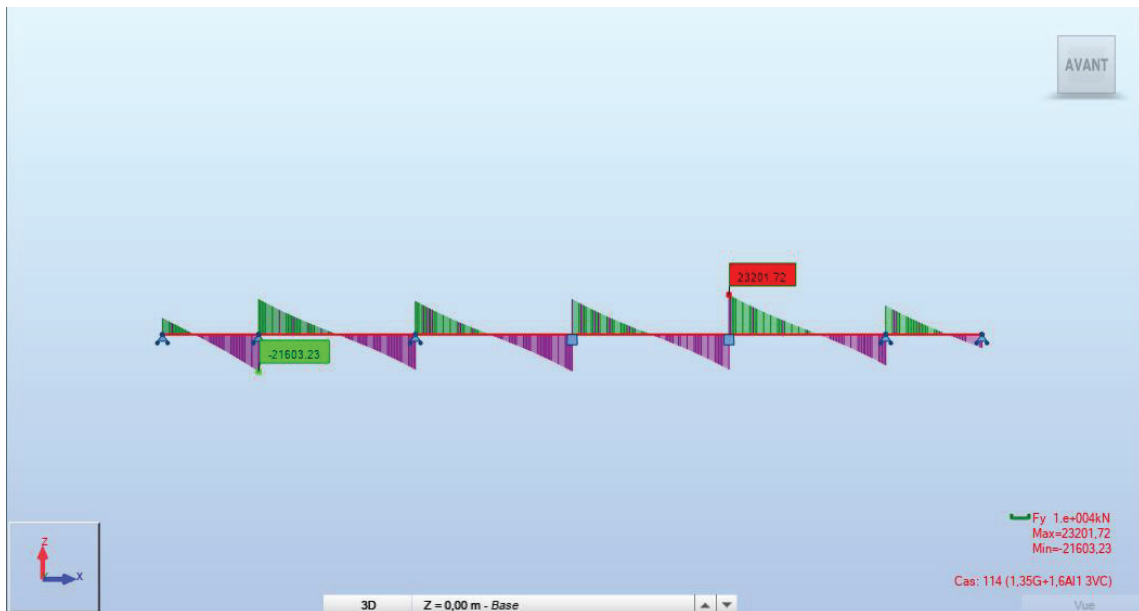
Annexe B.17. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.



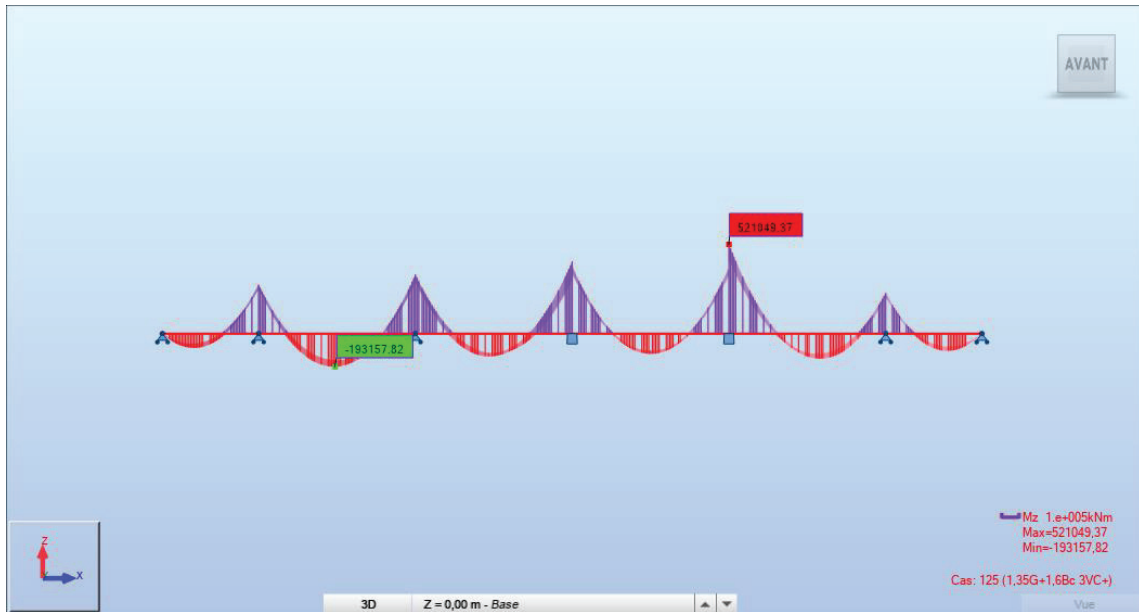
Annexe B.18. Effort tranchant maximal sous la combinaison G+D240.



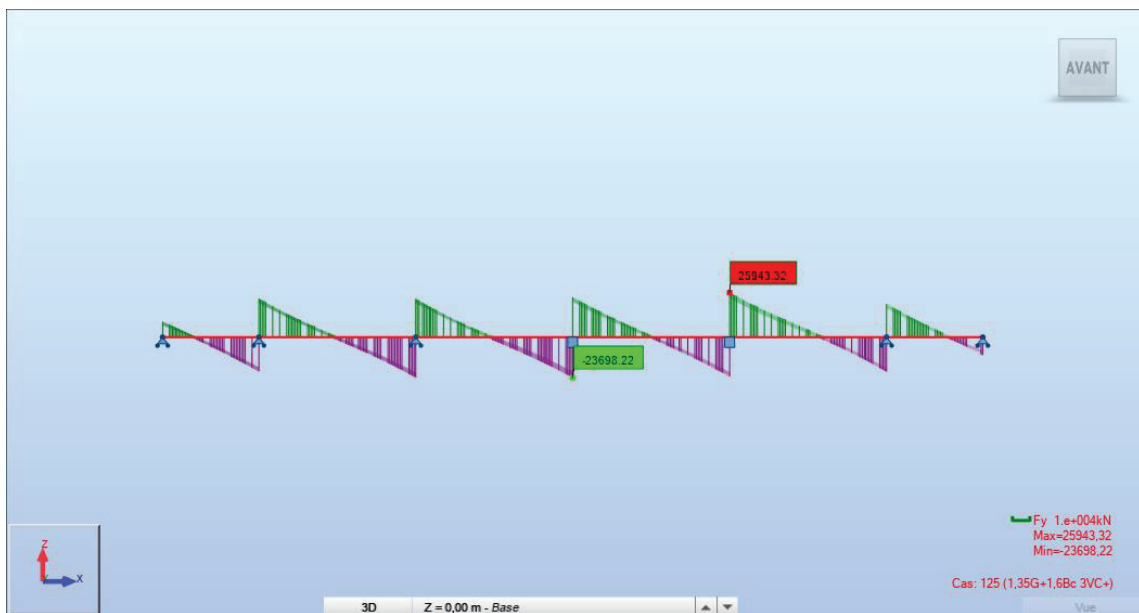
Annexe B.19. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,6A1.



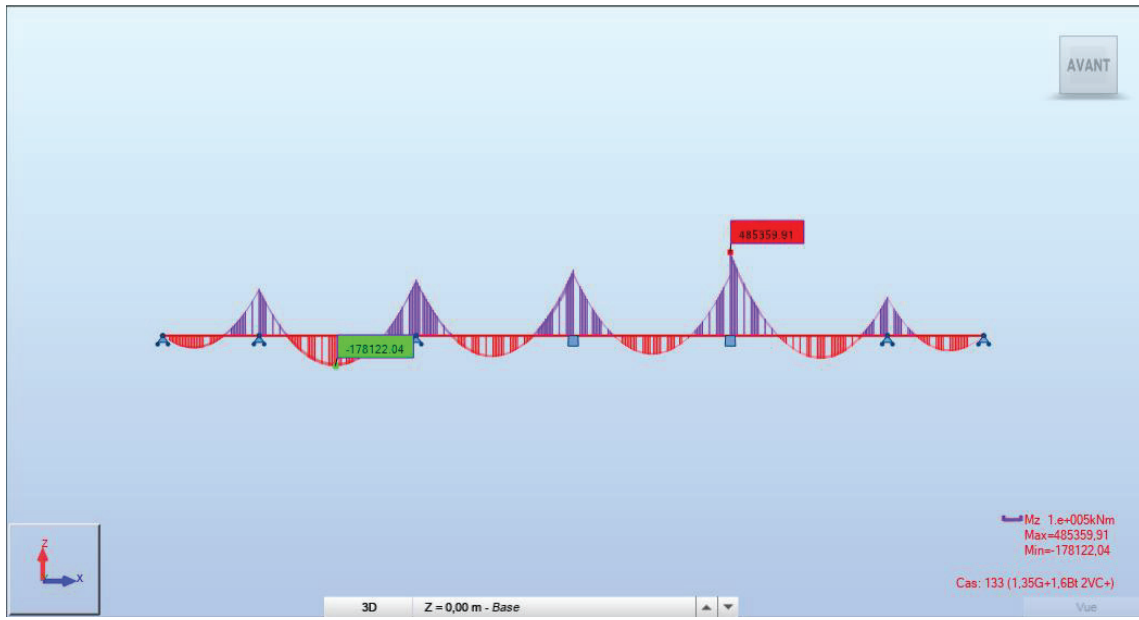
Annexe B.20. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G+1,6A1.



Annexe B.21. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,2Bc.



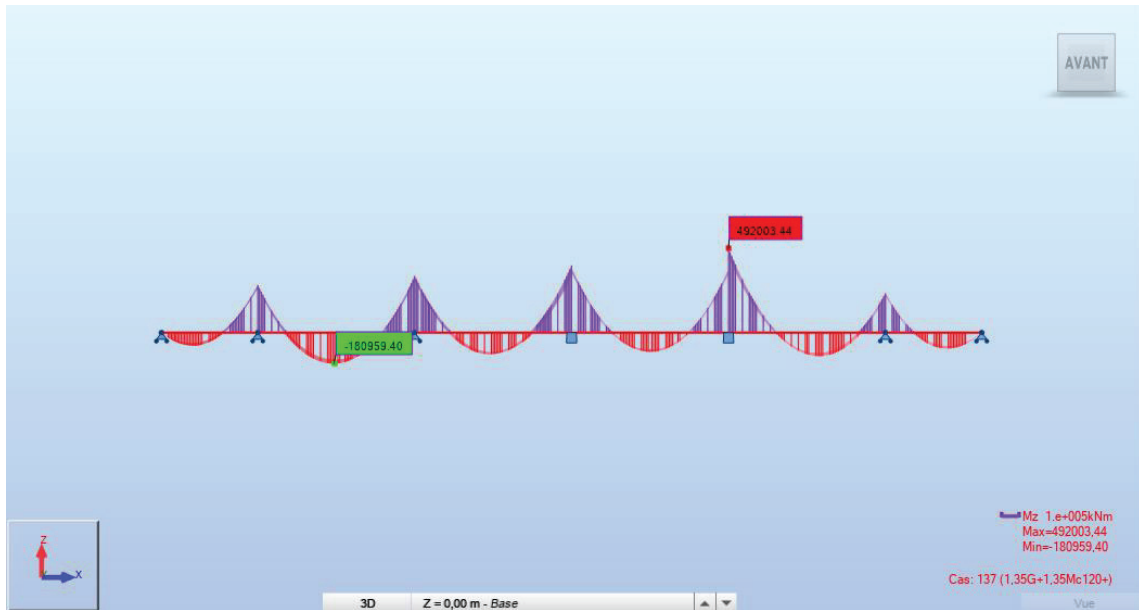
Annexe B.22. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G+1,2Bc.



Annexe B.23. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,2Bt.



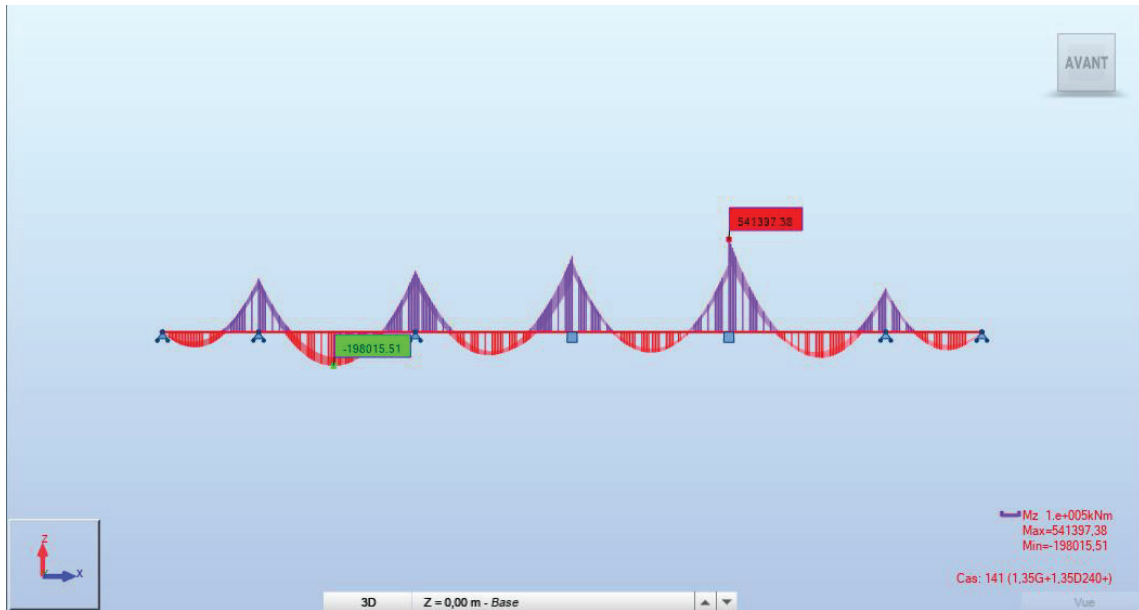
Annexe B.24. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G+1,2Bt.



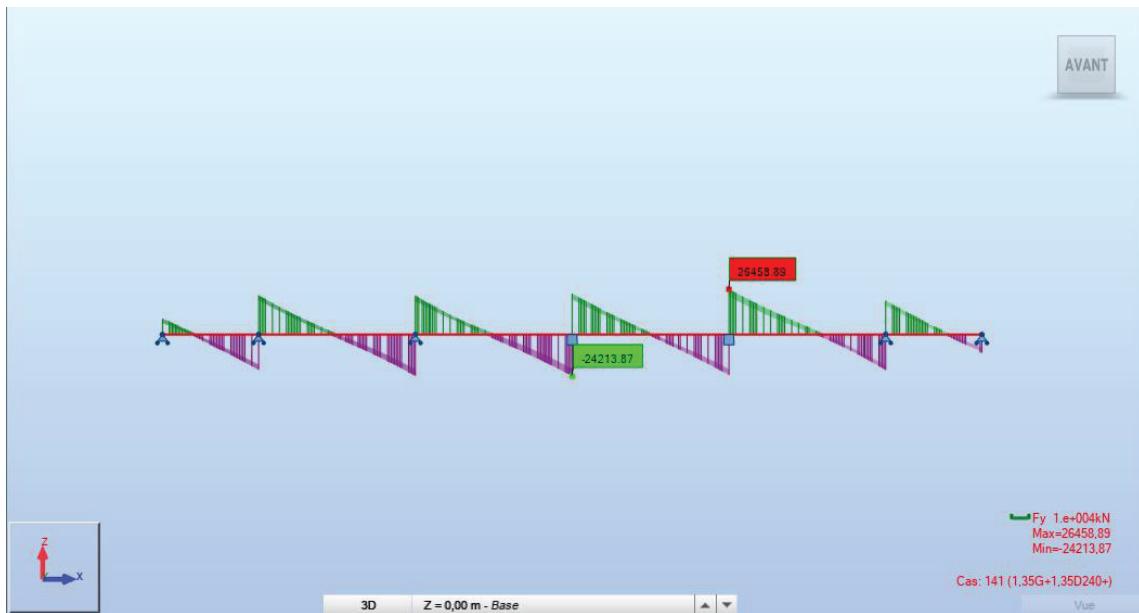
Annexe B.25. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,35Mc120.



Annexe B.26. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G+1,35Mc120.



Annexe B.27. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G+1,35D240.



Annexe B.28. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G+1,35D240.

Annexe C.1 Coefficient de majoration dynamique pour les différents systèmes de charges

Cas de charge	L(m)	Système de charge	δ		
			1VC	2VC	3VC
Cas 1	57.2	Bc	1.033	1.033	1.034
	57.2	Bt	1.032	1.033	1.033
	57.2	Br	1.032	-	-
	57.2	Mc120	1.033	-	-
Cas 2	92	Bc	1.021	1.022	1.023
	92	Bt	1.021	1.021	1.02
	92	Br	1.021	-	-
	92	Mc120	1.022	-	-
Cas 3	149.2	Bc	1.014	1.014	1.015
	149.2	Bt	1.013	1.014	1.014
	149.2	Br	1.013	-	-
	149.2	Mc120	1.014	-	-
Cas 4	114.4	Bc	1.017	1.018	1.019
	114.4	Bt	1.017	1.017	1.017
	114.4	Br	1.017	-	-
	114.4	Mc120	1.018	-	-
Cas 5	184	Bc	1.011	1.012	1.012
	184	Bt	1.011	1.011	1.011
	184	Br	1.011	-	-
	184	Mc120	1.012	-	-
Cas 6	241.2	Bc	1.009	1.009	1.010
	241.2	Bt	1.008	1.009	1.009
	241.2	Br	1.008	-	-
	241.2	Mc120	1.009	-	-
Cas 7	276	Bc	1.008	1.008	1.009
	276	Bt	1.007	1.008	1.008
	276	Br	1.007	-	-
	276	Mc120	1.008	-	-
Cas 8	206.4	Bc	1.010	1.011	1.011
	206.4	Bt	1.010	1.010	1.010
	206.4	Br	1.010	-	-
	206.4	Mc120	1.011	-	-
Cas 9	351.2	Bc	1.006	1.007	1.008
	351.2	Bt	1.006	1.006	1.006
	351.2	Br	1.006	-	-
	351.2	Mc120	1.007	-	-
Cas 10	368	Bc	1.007	1.008	1.008
	368	Bt	1.007	1.007	1.007
	368	Br	1.007	-	-

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

	368	Mc120	1.008	-	-
Cas 11	368	Bc	1.006	1.007	1.007
	368	Bt	1.006	1.006	1.006
	368	Br	1.005	-	-
	368	Mc120	1.007	-	-
Cas 12	390.4	Bc	1.006	1.006	1.007
	390.4	Bt	1.005	1.006	1.006
	390.4	Br	1.005	-	-
	390.4	Mc120	1.006	-	-
Cas 13	425.2	Bc	1.005	1.006	1.007
	425.2	Bt	1.005	1.005	1.005
	425.2	Br	1.005	-	-
	425.2	Mc120	1.006	-	-
Cas 14	482.4	Bc	1.0047	1.005	1.006
	482.4	Bt	1.0044	1.005	1.005
	482.4	Br	1.0042	-	-
	482.4	Mc120	1.0053	-	-

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Annexe C.2 Récapitulatif des pertes intantonnées par frottement.

Câbles	L(m)	X(m)	$\theta(rad)$ ($\alpha + \beta$)	Pertes de tension											
				Axe VSP	Fin VSP	Fin VS01	Fin VS02	Fin VS03	Fin VS04	Fin VS05	Fin VS06	Fin VS07	Fin VS08	Fin VS09	Fin VS10
C1	4.000	4.000	0.135	45.026	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C2	4.000	4.000	0.135	45.026	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C3	4.100	8.100	0.196	71.125	60.325	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C4	4.100	8.100	0.196	71.125	60.325	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C5	4.100	12.200	0.239	92.241	81.610	70.624	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C6	4.100	12.200	0.239	92.241	81.610	70.624	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C7	4.100	16.300	0.303	118.211	107.788	97.018	86.160	-	-	-	-	-	-	-	-
C8	4.100	16.300	0.303	118.211	107.788	97.018	86.160	-	-	-	-	-	-	-	-
C9	4.100	20.400	0.160	95.202	84.595	73.634	62.582	51.440	-	-	-	-	-	-	-
C10	4.100	20.400	0.160	95.202	84.595	73.634	62.582	51.440	-	-	-	-	-	-	-
C11	4.100	24.500	0.253	127.757	117.411	106.721	95.942	85.074	74.117	-	-	-	-	-	-
C12	4.100	24.500	0.253	127.757	117.411	106.721	95.942	85.074	74.117	-	-	-	-	-	-
C13	4.100	28.600	0.207	127.698	117.352	106.661	95.881	85.013	74.056	63.008	-	-	-	-	-
C14	4.100	28.600	0.207	127.698	117.352	106.661	95.881	85.013	74.056	63.008	-	-	-	-	-
C15	4.100	32.700	0.324	164.800	154.752	144.368	133.899	123.344	112.702	101.973	91.155	-	-	-	-
C16	4.100	36.800	0.324	175.016	165.050	154.752	144.368	133.899	123.344	112.702	101.973	91.155	-	-	-
C17	4.100	40.900	0.434	209.266	199.575	189.560	179.464	169.284	159.020	148.672	138.239	127.719	117.113	-	-
C18	4.100	45.000	0.000	121.859	111.465	100.726	89.897	78.980	67.973	56.875	45.686	34.404	23.030	11.562	0.000
Moyenne (Mpa)				112.526	110.563	107.052	102.397	94.856	94.923	91.040	94.263	84.426	70.072	11.562	0.000
Moyenne en %				7.948	7.809	7.561	7.232	6.700	6.704	6.430	6.658	5.963	4.949	0.817	0.000

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Annexe C.3 Récapitulatif des pertes intantannées par recule d'ancrage.

Câbles	L(m)	K	d(m)	Pertes de tension													
				Axe VSP	Fin VSP	Fin VS01	Fin VS02	Fin VS03	Fin VS04	Fin VS05	Fin VS06	Fin VS07	Fin VS08	Fin VS09	Fin VS10		
C1	4.000	0.0081	5.764	40.348	131.864	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C2	4.000	0.0081	5.764	40.348	131.864	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C3	8.100	0.0082	5.734	-	37.768	132.547	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C4	8.100	0.0082	5.734	-	37.768	132.547	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C5	12.200	0.0105	5.056	-	-	28.426	150.309	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C6	12.200	0.0105	5.056	-	-	28.426	150.309	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C7	16.300	0.0148	4.254	-	-	-	6.465	178.658	-	-	-	-	-	-	-	-	
C8	16.300	0.0148	4.254	-	-	-	6.465	178.658	-	-	-	-	-	-	-	-	
C9	20.400	0.0065	6.439	-	-	-	-	42.873	118.040	-	-	-	-	-	-	-	
C10	20.400	0.0065	6.439	-	-	-	-	42.873	118.040	-	-	-	-	-	-	-	
C11	24.500	0.0114	4.855	-	-	-	-	-	24.348	156.533	-	-	-	-	-	-	
C12	24.500	0.0114	4.855	-	-	-	-	-	24.348	156.533	-	-	-	-	-	-	
C13	28.600	0.0087	5.544	-	-	-	-	-	-	35.706	137.083	-	-	-	-	-	
C14	28.600	0.0087	5.544	-	-	-	-	-	-	35.706	137.083	-	-	-	-	-	
C15	32.700	0.0164	4.040	-	-	-	-	-	-	-	-	188.107	-	-	-	-	
C16	36.800	0.0164	4.040	-	-	-	-	-	-	-	-	-	188.107	-	-	-	
C17	40.900	0.0266	3.177	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	239.252	-	
C18	45.000	0.0020	11.584	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19.167	42.386	65.606	
Moyenne (Mpa)				4.483	18.848	16.568	22.396	36.922	28.478	48.060	45.694	47.027	69.091	140.819	65.606		
Moyenne en %				0.317	1.331	1.170	1.582	2.608	2.011	3.394	3.227	3.322	4.880	9.946	4.634		

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Annexe C.4 Perte par déformations instantanées du béton

Abcisse	N câbles	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	d (m)	e_{moy} (m)	M_g (MN.m)	$\Delta\sigma_{pfrot}$ (%)	$\Delta\sigma_{recul}$ (%)	$\Sigma\Delta\sigma$ (%)	P (MN)	σ_b (Mpa)	$\Delta\sigma_e$ (Mpa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	36	2.375	69.256	14.177	0.251	2.124	398.989	7.948	0.317	8.264	3.431	4.522	11.939	0.843
Fin VSP	36	2.377	69.256	14.177	0.284	2.093	334.783	7.809	1.331	9.140	3.398	6.250	16.499	1.165
Fin VS01	32	2.105	53.263	13.476	0.298	1.807	275.428	7.561	1.170	8.731	3.413	5.457	14.408	1.018
Fin VS02	28	1.864	40.970	12.829	0.285	1.579	222.374	7.232	1.582	8.814	3.410	4.684	12.366	0.873
Fin VS03	24	1.656	31.652	12.224	0.304	1.352	175.323	6.700	2.608	9.308	3.392	3.872	10.221	0.722
Fin VS04	20	1.478	24.666	11.731	0.243	1.235	134.005	6.704	2.011	8.716	3.414	3.333	8.800	0.622
Fin VS05	16	1.331	19.543	11.286	0.261	1.070	98.181	6.430	3.394	9.825	3.373	2.567	6.776	0.479
Fin VS06	12	1.212	15.850	10.917	0.235	0.977	67.645	6.658	3.227	9.885	3.370	1.971	5.202	0.367
Fin VS07	8	1.122	13.310	10.626	0.235	0.887	42.230	5.963	3.322	9.285	3.393	1.344	3.549	0.251
Fin VS08	6	1.060	11.639	10.418	0.257	0.803	21.798	4.949	4.880	9.829	3.372	1.560	4.117	0.291
Fin VS09	4	1.022	10.707	10.291	0.300	0.722	6.255	0.817	9.946	10.763	3.337	1.525	4.027	0.284
Fin VS10	2	1.009	10.400	10.248	0.300	0.709	0.000	0.000	4.634	4.634	3.567	1.041	2.748	0.194

Annexe C.5 Total des pertes instantanées

	Axe VSP	Fin VSP	Fin VS01	Fin VS02	Fin VS03	Fin VS04	Fin VS05	Fin VS06	Fin VS07	Fin VS08	Fin VS09	Fin VS10
$\Delta\sigma_{frot}$ (%)	7.948	7.809	7.561	7.232	6.700	6.704	6.430	6.658	5.963	4.949	0.817	0.000
$\Delta\sigma_{recul}$ (%)	0.317	1.331	1.170	1.582	2.608	2.011	3.394	3.227	3.322	4.880	9.946	4.634
$\Delta\sigma_e$ (%)	0.843	1.165	1.018	0.873	0.722	0.622	0.479	0.367	0.251	0.291	0.284	0.194
Total des pertes instantanées (%)	9.108	10.306	9.749	9.688	10.029	9.337	10.303	10.253	9.535	10.120	11.047	4.828

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Annexe C.6 Perte par fluage

Abscisse	N° câbles	v (m)	d (m)	e_{moy} (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	M_g (MN.m)	$\Delta\sigma_{instantanées}$ (%)	P (MN)	σ_b (Mpa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
Axe VSP	36	2.375	0.251	2.124	69.256	14.177	398.989	9.108	3.399	4.368	57.659	4.072
Fin VSP	36	2.377	0.284	2.093	69.256	14.177	334.783	10.306	3.355	6.040	79.725	5.631
Fin VS01	32	2.105	0.298	1.807	53.263	13.476	275.428	9.749	3.375	5.292	69.859	4.934
Fin VS02	28	1.864	0.285	1.579	40.970	12.829	222.374	9.688	3.378	4.557	60.152	4.249
Fin VS03	24	1.656	0.304	1.352	31.652	12.224	175.323	10.029	3.365	3.781	49.911	3.525
Fin VS04	20	1.478	0.243	1.235	24.666	11.731	134.005	9.337	3.391	3.265	43.096	3.044
Fin VS05	16	1.331	0.261	1.070	19.543	11.286	98.181	10.303	3.355	2.525	33.325	2.354
Fin VS06	12	1.212	0.235	0.977	15.850	10.917	67.645	10.253	3.357	1.946	25.681	1.814
Fin VS07	8	1.122	0.235	0.887	13.310	10.626	42.230	9.535	3.383	1.333	17.595	1.243
Fin VS08	6	1.060	0.257	0.803	11.639	10.418	21.798	10.120	3.362	1.550	20.457	1.445
Fin VS09	4	1.022	0.300	0.722	10.707	10.291	6.255	11.047	3.327	1.519	20.054	1.416
Fin VS10	2	1.009	0.300	0.709	10.400	10.248	0.000	4.828	3.559	1.039	13.711	0.968

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Annexe C.7 Perte par relaxation des aciers

Abscisse	N° câbles	$\Delta\sigma_{p0i}$ (%)	$\Delta\sigma_{instantanées}$ (%)	$\Delta\sigma_{Pi}$ (%)	μ_0	μ	$\Delta\sigma_p$ (Mpa)	$\Delta\sigma_p$ (%)
Axe VSP	36	1415.827	9.108	1286.880	0.430	0.727	57.340	4.050
Fin VSP	36	1415.827	10.306	1269.917	0.430	0.717	54.759	3.868
Fin VS01	32	1415.827	9.749	1277.800	0.430	0.722	55.952	3.952
Fin VS02	28	1415.827	9.688	1278.669	0.430	0.722	56.085	3.961
Fin VS03	24	1415.827	10.029	1273.828	0.430	0.720	55.350	3.909
Fin VS04	20	1415.827	9.337	1283.627	0.430	0.725	56.841	4.015
Fin VS05	16	1415.827	10.303	1269.952	0.430	0.717	54.764	3.868
Fin VS06	12	1415.827	10.253	1270.667	0.430	0.718	54.872	3.876
Fin VS07	8	1415.827	9.535	1280.825	0.430	0.724	56.413	3.984
Fin VS08	6	1415.827	10.120	1272.547	0.430	0.719	55.156	3.896
Fin VS09	4	1415.827	11.047	1259.419	0.430	0.712	53.186	3.757
Fin VS10	2	1415.827	4.828	1347.474	0.430	0.761	66.960	4.729

Annexe C.8 Total des pertes différée.

	Axe VSP	Fin VSP	Fin VS01	Fin VS02	Fin VS03	Fin VS04	Fin VS05	Fin VS06	Fin VS07	Fin VS08	Fin VS09	Fin VS10
$\Delta\sigma_r$ (%)	2.684	2.684	2.684	2.684	2.684	2.684	2.684	2.684	2.684	2.684	2.684	2.684
$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	4.072	5.631	4.934	4.249	3.525	3.044	2.354	1.814	1.243	1.445	1.416	0.968
$\Delta\sigma_p$ (%)	4.050	3.868	3.952	3.961	3.909	4.015	3.868	3.876	3.984	3.896	3.757	4.729
Total des pertes différées (%)	10.131	11.538	10.911	10.234	9.467	9.073	8.261	7.727	7.247	7.375	7.231	7.594

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Annexe C.9 Perte totale

	Axe VSP	Fin VSP	Fin VS01	Fin VS02	Fin VS03	Fin VS04	Fin VS05	Fin VS06	Fin VS07	Fin VS08	Fin VS09	Fin VS10
pertes instantanées (%)	9.029	10.140	9.785	10.039	9.416	9.179	10.303	10.232	9.507	10.128	11.067	4.833
pertes différées (%)	10.155	11.587	11.327	10.197	9.668	9.110	8.261	7.731	7.252	7.374	7.228	7.593
pertes totales (%)	19.184	21.727	21.112	20.236	19.083	18.289	18.564	17.964	16.759	17.502	18.295	12.425

La perte de tension maximale est constatée dans la fin du VSP et vaut 21.727 % de la précontrainte initiale.

Annexe C.10 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service (Etat de pont à vide)

voussoirs	x (m)	M(MN.m)	CF	CC	PF (MN)	PC (MN)	S (m ²)	I (m ⁴)	v'(m)	v(m)	ef (m)	ec (m)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	Vérfiée
Début VC1	0.00	0.09	0	2	0.00	5.85	10.25	10.40	1.79	1.01	0.00	0.91	0.05	1.50	oui
début VC2	5.10	-21.85	0	4	0.00	11.69	10.25	10.40	1.79	1.01	0.00	1.28	1.81	-0.05	oui
Début VSC CI-P1	10.20	-36.33	0	6	0.00	17.54	10.25	10.40	1.79	1.01	0.00	1.40	2.86	-0.32	oui
Début V01	12.20	-40.72	2	10	5.85	29.23	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.38	3.86	2.65	oui
Début V02	16.30	-46.00	4	10	11.69	29.23	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.57	4.79	2.53	oui
Début V03	20.40	-46.33	6	10	17.54	29.23	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.63	5.64	2.47	oui
Début V04	24.50	-41.61	8	10	23.38	29.23	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.68	6.08	3.00	oui
Début V05	28.60	-31.74	12	10	35.08	29.23	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.60	7.36	3.39	oui
Début V06	32.70	-16.67	16	6	46.77	17.54	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.74	8.17	1.61	oui
Début V07	36.80	3.78	20	4	58.46	11.69	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	8.85	1.36	oui
Début V08	40.90	29.92	24	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.56	9.14	1.65	oui
Début V09	45.00	61.93	28	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	9.44	1.74	oui
Début V10	49.10	99.99	32	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	9.67	2.94	oui
Début VSP1	53.20	144.38	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	10.02	3.72	oui
AXE VSP 1	57.20	193.92	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.12	0.00	8.44	5.98	oui
Début V11	61.20	137.41	32	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	10.26	3.39	oui

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Début V12	65.30	85.91	28	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	10.23	2.13	oui
Début V13	69.40	40.74	24	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	10.41	0.28	oui
Début V14	73.50	1.61	20	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	10.61	-0.66	oui
Début V15	77.60	-31.66	16	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	10.85	-0.57	oui
Début V16	81.70	-59.26	12	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	10.67	0.21	oui
Début V17	85.80	-81.47	8	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	10.57	0.82	oui
Début V18	89.90	-98.51	6	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	10.13	1.99	oui
Début V19	94.00	-110.43	4	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	10.29	0.50	oui
Début V20	98.10	-117.32	2	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	10.19	2.42	oui
Début VSC P1-P2	102.20	-119.32	0	20	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	9.21	2.65	oui
Début V21	104.20	-118.46	2	22	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	9.13	2.80	oui
Début V22	108.30	-113.14	4	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	9.79	3.13	oui
Début V23	112.40	-102.88	6	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	9.60	1.71	oui
Début V24	116.50	-87.61	8	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	9.21	3.58	oui
Début V25	120.60	-67.24	12	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	9.48	2.67	oui
Début V26	124.70	-41.70	16	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	9.48	2.19	oui
Début V27	128.80	-10.82	20	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	9.60	1.44	oui
Début V28	132.90	25.71	24	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	9.35	1.31	oui
Début V29	137.00	68.06	28	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	9.16	2.16	oui
Début V30	141.10	116.42	32	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	9.02	3.90	oui
Début VSP 2	145.20	171.07	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	9.11	5.03	oui
AXE VSP 2	149.20	230.60	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.12	0.00	7.18	7.77	oui
Début V31	153.20	174.14	32	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	9.00	5.18	oui
Début V32	157.30	122.63	28	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	8.77	4.25	oui
Début V33	161.40	77.41	24	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	8.74	2.81	oui
Début V34	165.50	38.20	20	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	8.70	2.33	oui
Début V35	169.60	4.82	16	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	8.66	2.96	oui
Début V36	173.70	-22.92	12	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	8.20	4.31	oui
Début V37	177.80	-45.33	8	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	7.81	5.52	oui

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Début V38	181.90	-62.58	6	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	7.10	7.24	oui
Début V39	186.00	-74.74	4	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	7.04	6.20	oui
Début V40	190.10	-81.90	2	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	6.81	8.41	oui
Début VSC P2-P3	194.20	-84.16	0	22	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	5.80	8.70	oui
Début V41	196.20	-83.48	2	22	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	5.73	8.82	oui
Début V42	200.30	-78.46	4	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	6.48	8.99	oui
Début V43	204.40	-68.54	6	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	6.47	7.19	oui
Début V44	208.50	-53.62	8	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	6.35	8.55	oui
Début V45	212.60	-33.61	12	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	6.91	7.04	oui
Début V46	216.70	-8.46	16	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	7.21	5.94	oui
Début V47	220.80	22.02	20	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	7.63	4.62	oui
Début V48	224.90	58.14	24	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	7.66	3.97	oui
Début V49	229.00	100.07	28	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	7.71	4.37	oui
Début V50	233.10	147.99	32	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	7.77	5.72	oui
Début VSP 3	237.20	202.19	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	8.04	6.54	oui
Axe VSP 3	241.20	261.27	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.12	0.00	6.13	9.26	oui
Début V51	245.20	201.44	32	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	8.07	6.51	oui
Début V52	249.30	148.34	28	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	7.76	5.74	oui
Début V53	253.40	101.51	24	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	7.64	4.47	oui
Début V54	257.50	60.68	20	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	7.52	4.17	oui
Début V55	261.60	25.67	16	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	7.41	4.97	oui
Début V56	265.70	-3.72	12	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	6.89	6.48	oui
Début V57	269.80	-27.77	8	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	6.47	7.80	oui
Début V58	273.90	-46.67	6	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	5.76	9.56	oui
Début V59	278.00	-60.49	4	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	5.74	8.47	oui
Début V60	282.10	-69.31	2	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	5.61	10.53	oui
Début VSC P3-P4	286.20	-73.24	0	22	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	4.74	10.59	oui
Début V61	288.20	-73.37	2	22	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	4.75	10.56	oui
Début V62	292.30	-70.01	4	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	5.67	10.41	oui

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Début V63	296.40	-61.76	6	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	5.86	8.27	oui
Début V64	300.50	-48.50	8	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	5.91	9.30	oui
Début V65	304.60	-30.14	12	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	6.65	7.50	oui
Début V66	308.70	-6.64	16	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	7.09	6.15	oui
Début V67	312.80	22.21	20	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	7.62	4.64	oui
Début V68	316.90	56.69	24	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	7.73	3.85	oui
Début V69	321.00	97.01	28	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	7.85	4.16	oui
Début V70	325.10	143.33	32	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	7.96	5.45	oui
Début VSP 4	329.20	195.94	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	8.26	6.24	oui
Axe VSP 4	333.20	337.56	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.12	0.00	3.51	12.98	oui
Début V71	337.20	271.84	32	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	5.65	9.94	oui
Début V72	341.30	210.85	28	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	5.29	9.36	oui
Début V73	345.40	165.14	24	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	4.75	8.85	oui
Début V74	349.50	107.44	20	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	5.08	8.00	oui
Début V75	353.60	64.56	16	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	5.08	8.73	oui
Début V76	357.70	27.34	12	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	4.77	9.98	oui
Début V77	361.80	-4.55	8	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	4.69	10.82	oui
Début V78	365.90	-31.27	6	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	4.46	11.81	oui
Début V79	370.00	-52.89	4	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	5.05	9.69	oui
Début V80	374.10	-69.48	2	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	5.62	10.50	oui
Début VSC P4-P5	378.20	-81.19	0	22	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	5.51	9.22	oui
Début V81	380.20	-85.10	2	22	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	5.89	8.54	oui
Début V82	384.30	-89.48	4	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	7.53	7.13	oui
Début V83	388.40	-88.94	6	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	8.33	3.93	oui
Début V84	392.50	-83.37	8	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	8.85	4.20	oui
Début V85	396.60	-72.68	12	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	9.90	1.97	oui
Début V86	400.70	-56.81	16	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	10.50	0.48	oui
Début V87	404.80	-35.57	20	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	11.08	-0.95	oui
Début V88	408.90	-8.66	24	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	11.15	-1.50	oui

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Début V89	413.00	24.12	28	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	11.16	-0.87	oui
Début V90	417.10	62.94	32	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	11.13	0.80	oui
Début VSP 5	421.20	108.08	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	11.27	1.96	oui
Axe VSP 5	425.20	158.40	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.12	0.00	9.66	4.25	oui
Début V91	429.20	111.35	32	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	11.16	2.12	oui
Début V92	433.30	69.54	28	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	10.87	1.18	oui
Début V93	437.40	34.07	24	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	10.71	-0.18	oui
Début V94	441.50	4.64	20	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.56	10.46	-0.42	oui
Début V95	445.60	-18.92	16	4	58.46	11.69	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	10.21	-0.84	oui
Début V96	449.70	-36.80	12	6	46.77	17.54	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.74	9.54	-0.67	oui
Début V97	453.80	-49.29	8	10	35.08	29.23	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.60	8.70	1.11	oui
Début V98	457.90	-56.97	6	10	23.38	29.23	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.68	7.37	0.76	oui
Début V99	462.00	-58.73	4	10	17.54	29.23	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.63	6.77	0.49	oui
Début V100	466.10	-55.79	2	10	11.69	29.23	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.57	5.73	0.88	oui
Début VSC P5-C2	470.20	-47.91	0	10	5.85	29.23	10.25	10.40	1.79	1.01	0.00	1.38	4.15	2.12	oui
Début VC3	472.20	-42.23	0	6	0.00	17.54	10.25	10.40	1.79	1.01	0.00	1.40	3.43	-1.34	oui
Début VC4	477.30	-31.96	0	4	0.00	11.69	10.25	10.40	1.79	1.01	0.00	1.28	2.79	-1.79	oui
Fin VC4	482.40	0.09	0	2	0.00	5.85	10.25	10.40	1.79	1.01	0.00	0.91	0.04	1.50	oui

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Annexe C.11 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service (Etat de pont en service)

voussoirs	x (m)	M_1 (MN.m)	M_2 (MN.m)	CF	CC	PF (MN)	PC (MN)	S (m ²)	I (m ⁴)	v' (m)	v (m)	ef (m)	ec (m)	σ_{sup1} (MPa)	σ_{inf1} (MPa)	σ_{sup2} (MPa)	σ_{inf2} (MPa)	Vérfiée
début VC1	0.00	0.41	-0.09	0	2	0.00	5.85	10.25	10.40	1.79	1.01	0.00	0.91	0.01	1.56	0.06	1.47	oui
début VC2	5.10	-19.86	-30.06	0	4	0.00	11.69	10.25	10.40	1.79	1.01	0.00	1.28	1.62	0.29	2.61	-1.47	oui
Début VSC C1-P1	10.20	-33.54	-47.98	0	6	0.00	17.54	10.25	10.40	1.79	1.01	0.00	1.40	2.59	0.16	3.99	-2.33	oui
Début V01	12.20	-37.33	-56.93	2	10	5.85	29.23	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.38	3.53	3.23	5.43	-0.14	oui
Début V02	16.30	-41.40	-65.32	4	10	11.69	29.23	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.57	4.35	3.31	6.64	-0.73	oui
Début V03	20.40	-40.52	-67.29	6	10	17.54	29.23	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.63	5.11	3.40	7.55	-0.88	oui
Début V04	24.50	-34.58	-62.76	8	10	23.38	29.23	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.68	5.48	4.03	7.86	-0.09	oui
Début V05	28.60	-23.49	-52.49	12	10	35.08	29.23	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.60	6.73	4.46	8.95	0.69	oui
Début V06	32.70	-7.20	-35.35	16	6	46.77	17.54	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.74	7.52	2.68	9.44	-0.50	oui
Début V07	36.80	14.47	-10.79	20	4	58.46	11.69	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	8.21	2.39	9.72	-0.05	oui
Début V08	40.90	41.82	19.50	24	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.56	8.51	2.63	9.68	0.80	oui
Début V09	45.00	79.70	54.63	28	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	8.63	2.97	9.77	1.24	oui
Début V10	49.10	124.64	96.91	32	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	8.69	4.37	9.79	2.76	oui
Début VSP1	53.20	175.89	141.38	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	8.94	5.26	10.13	3.58	oui
AXE VSP 1	57.20	232.13	190.22	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.12	0.00	7.13	7.84	8.57	5.80	oui
Début V11	61.20	173.00	134.74	32	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	9.04	5.12	10.36	3.25	oui
Début V12	65.30	118.81	79.51	28	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	8.92	4.03	10.48	1.76	oui
Début V13	69.40	70.96	28.63	24	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	9.03	2.36	10.96	-0.55	oui
Début V14	73.50	29.15	-15.54	20	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	9.17	1.59	11.51	-2.06	oui
Début V15	77.60	-6.82	-52.13	16	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	9.36	1.83	12.07	-2.55	oui
Début V16	81.70	-37.09	-82.04	12	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	9.16	2.71	12.22	-2.37	oui
Début V17	85.80	-61.99	-107.46	8	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	9.08	3.36	12.56	-2.55	oui
Début V18	89.90	-78.44	-118.46	6	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	8.44	4.92	11.81	-0.92	oui
Début V19	94.00	-91.50	-129.02	4	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	8.56	3.52	11.98	-2.47	oui

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Début V20	98.10	-105.89	-144.82	2	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	9.10	4.36	12.81	-2.22	oui
Début VSCP1-P2	102.20	-110.54	-146.50	0	20	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	8.36	4.16	11.85	-2.03	oui
Début V21	104.20	-110.86	-145.73	2	22	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	8.39	4.11	11.77	-1.90	oui
Début V22	108.30	-108.37	-139.49	4	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	9.33	3.94	12.30	-1.32	oui
Début V23	112.40	-98.49	-127.89	6	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	9.20	2.41	11.88	-2.28	oui
Début V24	116.50	-82.66	-109.71	8	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	8.79	4.31	11.07	0.36	oui
Début V25	120.60	-61.72	-86.02	12	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	9.06	3.39	10.92	0.23	oui
Début V26	124.70	-35.62	-57.39	16	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	9.06	2.87	10.54	0.42	oui
Début V27	128.80	-1.50	-23.70	20	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	9.04	2.35	10.37	0.20	oui
Début V28	132.90	38.70	14.39	24	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	8.67	2.37	9.95	0.39	oui
Début V29	137.00	84.71	54.07	28	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	8.41	3.31	9.80	1.20	oui
Début V30	141.10	138.55	99.75	32	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	8.14	5.18	9.68	2.93	oui
Début VSP2	145.20	199.33	151.72	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	8.14	6.40	9.77	4.08	oui
AXE VSP 2	149.20	264.85	208.95	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.12	0.00	6.01	9.43	7.92	6.71	oui
Début V31	153.20	205.15	154.28	32	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	7.94	6.69	9.69	4.21	oui
Début V32	157.30	150.33	104.94	28	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	7.68	5.86	9.47	3.23	oui
Début V33	161.40	101.80	61.88	24	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	7.63	4.49	9.44	1.74	oui
Début V34	165.50	59.28	22.58	20	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	7.60	4.06	9.52	1.06	oui
Début V35	169.60	22.58	-13.79	16	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	7.60	4.67	9.78	1.16	oui
Début V36	173.70	-8.47	-43.01	12	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	7.21	5.94	9.56	2.04	oui
Début V37	177.80	-34.19	-66.22	8	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	6.96	6.97	9.41	2.81	oui
Début V38	181.90	-54.75	-83.52	6	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	6.44	8.38	8.87	4.18	oui
Début V39	186.00	-70.22	-94.21	4	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	6.63	6.92	8.81	3.09	oui
Début V40	190.10	-80.06	-99.82	2	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	6.63	8.72	8.52	5.38	oui
Début VSC P2-P3	194.20	-81.11	-100.55	0	22	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	5.50	9.23	7.39	5.88	oui
Début V41	196.20	-80.67	-98.55	2	22	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	5.46	9.31	7.19	6.23	oui
Début V42	200.30	-73.48	-90.87	4	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	6.00	9.83	7.66	6.89	oui
Début V43	204.40	-60.63	-80.60	6	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	5.75	8.45	7.57	5.26	oui

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Début V44	208.50	-41.81	-67.27	8	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	5.35	10.7	7.50	6.56	oui
Début V45	212.60	-16.79	-50.57	12	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	5.63	9.23	8.21	4.84	oui
Début V46	216.70	14.92	-28.73	16	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	5.62	8.58	8.59	3.65	oui
Début V47	220.80	52.13	-1.55	20	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	5.83	7.53	9.04	2.34	oui
Début V48	224.90	94.98	31.25	24	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	5.73	6.98	9.06	1.77	oui
Début V49	229.00	144.44	69.87	28	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	5.69	7.43	9.08	2.29	oui
Début V50	233.10	199.93	114.49	32	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	5.72	8.73	9.10	3.78	oui
Début VSP3	237.20	261.69	165.38	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	6.00	9.44	9.30	4.75	oui
Axe VSP 3	241.20	328.27	212.48	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.12	0.00	3.83	12.53	7.80	6.88	oui
Début V51	245.20	239.81	200.20	32	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	6.75	8.38	8.11	6.45	oui
Début V52	249.30	177.48	147.27	28	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	6.61	7.43	7.80	5.68	oui
Début V53	253.40	124.61	100.62	24	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	6.59	6.06	7.68	4.41	oui
Début V54	257.50	77.85	58.88	20	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	6.63	5.58	7.62	4.03	oui
Début V55	261.60	36.92	21.39	16	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	6.74	6.06	7.67	4.56	oui
Début V56	265.70	2.50	-12.00	12	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	6.47	7.18	7.45	5.54	oui
Début V57	269.80	-22.49	-38.97	8	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	6.06	8.49	7.32	6.35	oui
Début V58	273.90	-42.09	-59.01	6	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	5.37	10.23	6.80	7.76	oui
Début V59	278.00	-56.61	-74.23	4	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	5.39	9.09	6.99	6.28	oui
Début V60	282.10	-66.13	-85.32	2	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	5.30	11.07	7.13	7.83	oui
Début VSC P3-P4	286.20	-70.76	-89.21	0	22	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	4.50	11.01	6.29	7.83	oui
Début V61	288.20	-70.98	-88.91	2	22	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	4.52	10.97	6.26	7.89	oui
Début V62	292.30	-68.58	-85.61	4	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	5.54	10.66	7.16	7.78	oui
Début V63	296.40	-60.16	75.08	6	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	5.71	8.53	7.07	6.15	oui
Début V64	300.50	-46.28	-59.50	8.00	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	5.73	9.62	6.84	7.69	oui
Début V65	304.60	-26.06	-39.23	12	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	6.34	8.03	7.34	6.31	oui
Début V66	308.70	1.37	-14.29	16	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	6.54	7.05	7.61	5.28	oui
Début V67	312.80	34.13	17.94	20	6.00	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	6.91	5.79	7.88	4.22	oui
Début V68	316.90	73.70	53.92	24	2.00	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	6.84	5.24	7.88	3.62	oui

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Début V69	321.00	119.99	93.53	28	0.00	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	6.80	5.74	8.00	3.92	oui
Début V70	325.10	174.22	139.16	32	0.00	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	6.74	7.24	8.12	5.21	oui
Début VSP 4	329.20	234.73	191.06	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	6.93	8.13	8.42	6.00	oui
Axe VSP 4	333.20	401.04	302.12	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.12	0.00	1.34	16.07	4.73	11.25	oui
Début V71	337.20	326.92	244.51	32	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	3.76	12.62	6.59	8.60	oui
Début V72	341.30	257.75	186.19	28	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	3.43	12.08	6.26	7.94	oui
Début V73	345.40	195.06	134.16	24	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	3.38	10.92	6.16	6.72	oui
Début V74	349.50	138.45	88.13	20	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	3.46	10.54	6.09	6.42	oui
Début V75	353.60	89.72	47.93	16	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	3.57	11.16	6.08	7.12	oui
Début V76	357.70	46.64	13.37	12	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	3.46	12.16	5.72	8.41	oui
Début V77	361.80	8.90	-15.88	8	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	3.66	12.57	5.56	9.35	oui
Début V78	365.90	22.24	-39.88	6	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	-0.05	19.63	5.19	10.56	oui
Début V79	370.00	-47.20	-63.18	4	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	4.53	10.60	5.99	8.04	oui
Début V80	374.10	-67.14	-84.06	2	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	5.40	10.90	7.01	8.04	oui
Début VSC P4-P5	378.20	-79.85	-98.67	0	22	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	5.38	9.45	7.21	6.21	oui
Début V81	380.20	-83.85	-103.91	2	22	5.85	64.31	10.25	10.40	1.79	1.01	0.71	1.54	5.77	8.76	7.71	5.30	oui
Début V82	384.30	-85.66	-109.89	4	22	11.69	64.31	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.50	7.17	7.77	9.48	3.68	oui
Début V83	388.40	-82.78	-111.31	6	18	17.54	52.61	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.62	7.77	4.92	10.37	0.36	oui
Début V84	392.50	-74.55	-106.47	8	18	23.38	52.61	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.60	8.11	5.49	10.80	0.83	oui
Début V85	396.60	-61.20	-95.15	12	14	35.08	40.92	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.67	9.02	3.46	11.62	-0.95	oui
Début V86	400.70	-42.67	-77.70	16	10	46.77	29.23	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.76	9.54	2.08	11.93	-1.88	oui
Début V87	404.80	-18.79	-48.79	20	6	58.46	17.54	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	10.08	0.67	11.87	-2.23	oui
Début V88	408.90	10.82	-22.99	24	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.57	10.13	0.09	11.90	-2.14	oui
Début V89	413.00	46.27	11.95	28	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	10.15	0.66	11.72	-1.70	oui
Début V90	417.10	87.77	55.29	32	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	10.15	2.24	11.44	0.35	oui
Début VSP 5	421.20	135.60	105.44	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	10.33	3.30	11.36	1.83	oui
Axe VSP 5	425.20	188.52	156.97	36	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.12	0.00	8.62	5.72	9.71	4.18	oui
Début V91	429.20	134.85	109.96	32	0	105.23	0.00	14.18	69.26	3.38	2.38	2.09	0.00	10.35	3.26	11.20	2.05	oui

ANNEXE C TABLEAUX DE CALCUL

Début V92	433.30	86.23	66.51	28	0	93.54	0.00	13.48	53.26	3.09	2.11	1.81	0.00	10.21	2.15	10.99	1.00	oui
Début V93	437.40	43.96	27.72	24	0	81.84	0.00	12.83	40.97	2.82	1.86	1.58	0.00	10.26	0.50	11.00	-0.62	oui
Début V94	441.50	12.13	-4.82	20	2	70.15	5.85	12.22	31.65	2.59	1.66	1.35	1.56	10.07	0.20	10.95	-1.19	oui
Début V95	445.60	-12.20	-30.64	16	4	58.46	11.69	11.73	24.67	2.38	1.48	1.24	1.76	9.80	-0.19	10.91	-1.97	oui
Début V96	449.70	-30.85	-52.32	12	6	46.77	17.54	11.29	19.54	2.21	1.33	1.07	1.74	9.13	0.00	10.59	-2.42	oui
Début V97	453.80	-44.10	-68.18	8	10	35.08	29.23	10.92	15.85	2.06	1.21	0.98	1.60	8.31	1.78	10.15	-1.35	oui
Début V98	457.90	-52.15	-76.63	6	10	23.38	29.23	10.63	13.31	1.94	1.12	0.89	1.68	6.97	1.46	9.03	-2.11	oui
Début V99	462.00	-53.23	-78.59	4	10	17.54	29.23	10.42	11.64	1.86	1.06	0.80	1.63	6.27	1.37	8.51	-2.56	oui
Début V100	466.10	-52.89	-73.89	2	10	11.69	29.23	10.29	10.71	1.81	1.02	0.72	1.57	5.45	1.37	7.46	-2.18	oui
Début VSCP5-C2	470.20	-45.78	-62.30	0	10	5.85	29.23	10.25	10.40	1.79	1.01	0.00	1.38	3.95	2.49	5.55	-0.35	oui
Début VC3	472.20	-40.51	-49.73	0	6	0.00	17.54	10.25	10.40	1.79	1.01	0.00	1.40	3.26	-1.04	4.16	-2.63	oui
Début VC4	477.30	-19.55	-27.28	0	4	0.00	11.69	10.25	10.40	1.79	1.01	0.00	1.28	1.59	0.34	2.34	-0.99	oui
Fin VC4	482.40	0.45	0.14	0	2	0.00	5.85	10.25	10.40	1.79	1.01	0.00	0.91	0.01	1.56	0.04	1.51	oui

ANNEXE D

ANNEXE D RESULTATS DE CALCUL D'INFRASTRUCTURE

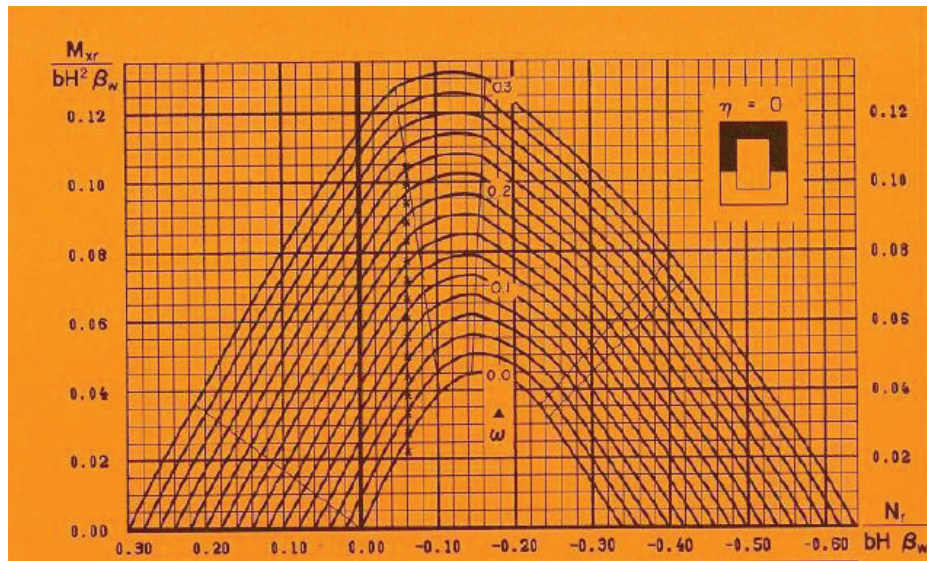
Annexe D.1 Modes propres.

Cas mode propre	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masses UX (%)	Masses UY (%)	Masses UZ (%)
1	0,03	28,62	0,00	0,00	0,00
2	0,05	19,72	0,00	0,00	0,47
3	0,08	12,24	0,00	0,00	0,78
4	0,11	8,90	0,00	0,00	11,65
5	0,16	6,10	0,00	0,00	26,00
6	0,18	5,53	0,00	0,00	62,46
7	0,32	3,09	0,00	0,00	62,56
8	0,37	2,74	0,00	0,00	62,82
9	0,39	2,56	0,06	82,21	62,82
10	0,40	2,53	93,56	82,27	62,82
11	0,44	2,28	93,56	82,27	62,94
12	0,45	2,24	93,57	84,39	62,94
13	0,55	1,82	93,57	92,35	62,94
14	0,56	1,79	93,57	92,35	63,01
15	0,83	1,20	93,58	92,37	63,01

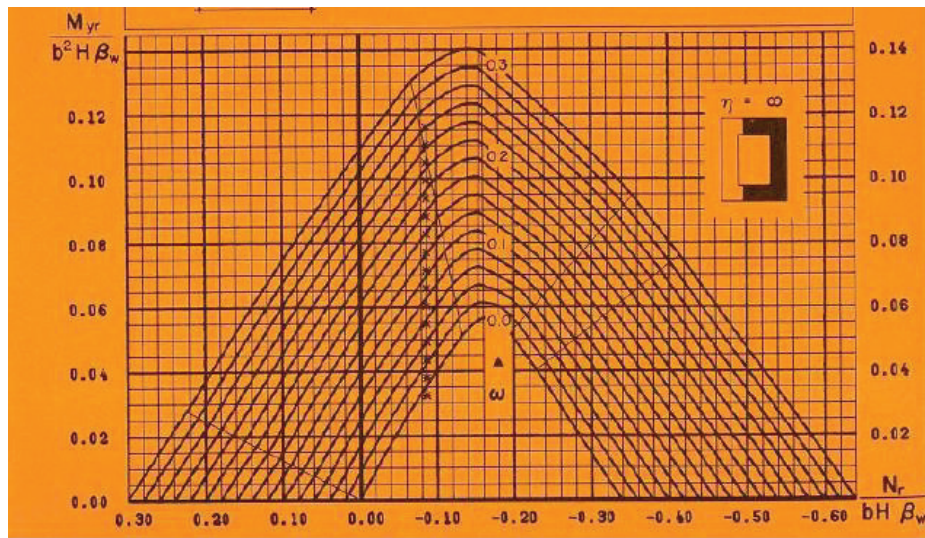
Annexe D.2 Effort sismique combiné par RPOA pour chaque appui.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1752,11	2 504,25	0	2 503,38	3 029,88	1 276,91
P1	3302,59	4 768,36	0	4 733,09	5 759,13	2 421,28
P2	3274,47	4 749,88	0	4 699,43	5 732,22	2 407,30
P3	2298,38	3 980,41	0	3 492,51	4 669,93	1 883,64
P4	1921,02	3 596,47	0	2 999,96	4 172,78	1 655,25
P5	3212,49	4 708,53	0	4 625,05	5 672,28	2 376,31
C2	1752,11	2 504,25	0	2 503,38	3 029,88	1 276,91

Annexe D.3 abaque de RENE WALTHER ($\eta = 0$)



Annexe D.4 abaque de RENE WALTHER($\eta = \infty$)



Annexe D.5 Evaluation des efforts sismiques agissant sur la pile la plus sollicitée.

	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Sollicitations	28602,78	-	-
Dé d'appui	50.00	-	-
Gmax Tablier	28071,24	-	-
A(l) 3 Voies	3223,48	-	-
Bc 3Voies	1714,68	-	-
Bt 2Voies	771,72	-	-
Mc 120	1113,42	-	-
D240	2489,39	-	-
Freinage Bc 3Voies	-	40,24	2457,91
Freinage A(l) 3Voies	-	57,17	3491,79
H_T	-	592,67	36200,29
H_{flv} (Ret + flu)	-	666,75	40725,33
Séisme longitudinal	-	3237,97	197775,14
Séisme transversal	-	3667,49	224010,06

ANNEXE D RESULTATS DE CALCUL D'INFRASTRUCTURE

Annexe D.6 Combinaisons des efforts agissant sur la pile la plus sollicitée

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _V (KN.m)	M (KN.m)
ELS	G	56724,07	1022,36	66023,75	0,00	66023,75
	G+1.2A1+0.6HT +H _{flv}	60592,25	1090,96	70454,00	0,00	70454,00
	G+1.2Bc+0.6HT +H _{flv}	58781,69	1070,64	69142,25	0,00	69142,25
	G+1.2Bt+0.6HT +H _{flv}	57650,13	1022,36	66023,75	0,00	66023,75
	G+Mc120+0.6HT +H _{flv}	57837,49	1022,36	66023,75	0,00	66023,75
	G+D240+0.6HT +H _{flv}	59213,46	1022,36	66023,75	0,00	66023,75
ELU	1,35G	76577,49	1433,52	92576,78	0,00	92576,78
	1.35G+1.6A1+0.9HT +H _{flv}	81735,06	1524,99	98483,78	0,00	98483,78
	1.35G+1.26B+0.9HT +H _{flv}	79320,98	1497,91	96734,78	0,00	96734,78
	1.35G+1.26Bt+0.9HT +H _{flv}	77812,25	1433,52	92576,78	0,00	92576,78
	1.35G+1.35Mc120+0.9HT+H _{flv}	78080,61	1433,52	92576,78	0,00	92576,78
	1.35G+1.35D240+0.9HT +H _{flv}	79938,17	1433,52	92576,78	0,00	92576,78

Annexe D.7 Evaluation des efforts sismiques agissants sur la pile la plus sollicitée.

Désignation	N (KN)	V _L (KN)	V _T (KN)	Levier <H> (m)	Levier <V> (m)	M _{FV/o} (KN.m)	M _{FHL/o} (KN.m)	M _{FHT/o} (KN.m)
Pile 4	2442,6 8	3314,0 9	4599,89	0,00	30,29	0,00	100383,90	139330,66
Séisme Tablier	1593,5 7	3237,9 7	3667,49	0,00	60,58	0,00	196156,15	222176,32

ANNEXE D RESULTATS DE CALCUL D'INFRASTRUCTURE

Annexe D.8 Evaluation des efforts statiques agissants sur la pile la plus sollicitée suivants les coefficients des combinaisons sismiques.

Combinaisons	N (MN)	V _L (MN)	V _T (MN)	MFV/o (KN.m)	MFHL/o (KN.m)	MFHT/o (KN.m)	M (KN.m)
G+0,2(AI)+0,4H _T +H _{nv}	28715,94	915,26	0,00	0,00	55446,17	0,00	55446,17
G+0,2(Bc)+0,4H _T +H _{nv}	28414,18	911,87	0,00	0,00	55241,09	0,00	55241,09
G+0,2(Mc120)+0,4H _T +H _{nv}	28293,92	903,82	0,00	0,00	54753,53	0,00	54753,53
G+0,2(D240)+0,4H _T +H _{nv}	28569,12	903,82	0,00	0,00	54753,53	0,00	54753,53

Annexe D.9 Combinaisons des efforts sismiques agissants sur la pile la plus sollicitée.

	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6
V _L (KN)	6959,12	2728,41	2728,41	5131,99	901,29	901,29
V _T (KN)	2114,31	7047,70	2114,31	2114,31	7047,70	2114,31
M _L (KN.m)	143202,52	340492,75	143202,52	25903,39	223193,61	25903,39
M _T (KN.m)	84552,95	281843,18	84552,95	84552,95	281843,18	84552,95
N (KN)	59425,05	59425,05	61623,27	57540,86	57540,86	55342,64

Annexe D.10 Evaluation des efforts statiques agissant sur la fondation de la pile la plus sollicitée.

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Gmax Pile	28602,78	-	-
Dé d'appui	50,00	-	-
Gmax Tablier	28071,24	-	-
Semelle	19404	-	-
A(l) 3 Voies	3223,48	-	-
Bc 3Voies	1714,68	-	-
Bt 2Voies	771,72	-	-
Mc 120	1113,42	-	-
D240	2489,39	-	-
Freinage Bc 3Voies	-	40,24	2457,91
Freinage A(l) 3Voies	-	57,17	3491,79
Hr	-	592,67	36200,29
Hflv (Ret + flu)	-	666,75	40725,33
Séisme longitudinal	-	3237,97	197775,14
Séisme transversal	-	3667,49	224010,06

ANNEXE D RESULTATS DE CALCUL D'INFRASTRUCTURE

Annexe D.11 Combinaison des efforts statiques agissants sur la fondation de la pile la plus sollicitée.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _v (KN.m)	M(KN.m)
ELS	G	76128,07	1022,36	66023,75	0,00	66023,75
	G+1.2Al+0.6HT +H _{flv}	79996,25	1090,96	70454,00	0,00	70454,00
	G+1.2Bc+0.6HT +H _{flv}	78185,69	1070,64	69142,25	0,00	69142,25
	G+1.2Bt+0.6HT +H _{flv}	77054,13	1022,36	66023,75	0,00	66023,75
	G+Mc120+0.6HT +H _{flv}	77241,49	1022,36	66023,75	0,00	66023,75
	G+D240+0.6HT +H _{flv}	78617,46	1022,36	66023,75	0,00	66023,75
ELU	1,35G	102772,89	1433,52	92576,78	0,00	92576,78
	1.35G+1.6Al+0.9HT +H _{flv}	107930,46	1524,99	98483,78	0,00	98483,78
	1.35G+1.26Bc+0.9HT +H _{flv}	105516,38	1497,91	96734,78	0,00	96734,78
	1.35G+1.26Bt+0.9HT +H _{flv}	104007,65	1433,52	92576,78	0,00	92576,78
	1.35G+1.35Mc120+0.9HT+H _{flv}	104276,01	1433,52	92576,78	0,00	92576,78
	1.35G+1.35D240+0.9HT +H _{flv}	106133,57	1433,52	92576,78	0,00	92576,78

Annexe D.12 Combinaison des efforts statiques agissants sur la fondation de la pile la plus sollicitée.

Désignation	N (KN)	V _L (KN)	V _T (KN)	Levier <H> (m)	Levier <V> (m)	M _{FV/o} (KN.m)	M _{FHL/o} (KN.m)	M _{FHT/o} (KN.m)
Pile 4	2442,67	3314,09	4599,89	0,00	33,79	0,00	111983,22	155430,27
Semelle	1164,24	3880,80	3880,80	0,00	1,75	0,00	6791,40	6791,40
Séisme Tablier	1593,56	3237,96	3667,48	0,00	64,08	0,00	207489,04	235012,51

ANNEXE D RESULTATS DE CALCUL D'INFRASTRUCTURE

Annexe D.13 Evaluation des efforts statiques agissants sur la fondation de la pile la plus sollicitée suivants les coefficients les combinaisons sismiques.

Combinaisons	N (MN)	V _L (MN)	V _T (MN)	M _{FV/o} (KN.m)	M _{FHL/o} (KN.m)	M _{FHT/o} (KN.m)	M (KN.m)
G+0,2(AI)+0,4HT +H _{nv}	28715,94	915,26	0,00	0,00	58649,57	0,00	58649,57
G+0,2(Bc)+0,4HT +H _{nv}	28414,18	911,87	0,00	0,00	58432,63	0,00	58432,63
G+0,2(Mc120)+0,4HT +H _{nv}	28293,92	903,82	0,00	0,00	57916,91	0,00	57916,91
G+0,2(D240)+0,4HT +H _{nv}	28569,12	903,82	0,00	0,00	57916,91	0,00	57916,91

Annexe D.14 Effort sismique combiné selon le RPOA sur la fondation de la pile la plus sollicitée.

	E _L	E _T	E _V	E ₁	E ₂	E ₃
V _L (KN)	4633,32	0,000	0,000	4633,32	1390,00	1390,00
V _T (KN)	0,000	5882,98	0,000	1,64,89	5882,98	1764,89
M _L (KN.m)	220350,09	0,000	0,000	220350,09	66105,03	66105,03
M _T (KN.m)	0,000	262250,54	0,000	78675,16	262250,54	78675,16
N (KN)	0,000	0,000	2916,53	874,96	874,96	2916,53

ANNEXE D RESULTATS DE CALCUL D'INFRASTRUCTURE

Annexe D.15 Combinaisons des efforts sismiques agissants sur la fondation de la pile la plus sollicitée.

	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6
V_L (KN)	6959,12	2728,41	2728,41	5131,99	901,29	901,29
V_T(KN)	2114,31	7047,70	2114,31	2114,31	7047,70	2114,31
M_T(KN.m)	143202,52	340492,75	143202,52	25903,39	223193,61	25903,39
M_T(KN.m)	84552,95	281843,18	84552,95	84552,95	281843,18	84552,95
N (KN)	59425,05	59425,05	61623,27	57540,86	57540,86	55342,64

Annexe D.16 Combinaisons des efforts sismiques agissants sur la fondation de la pile la plus sollicitée.

	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6
N (MN)	59,42505	59,42505	61,62327	57,54086	57,54086	55,34264
H_{max}(MN)	6,95912	7,04770	2,72841	5,13199	7,04770	2,11431
M_{max}(MN.m)	143,20252	340,49275	143,20252	84,55295	281,84318	84,55295

Annexe D.17 Réactions des pieux de la fondation de la pile la plus sollicité à l'ELS.

			1ère file	2ème file	3ème file	4ème file
Combinaisons	N (KN)	M(KN.m)	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)	R ₄ (KN)
G+1.2A1+0.6HT +H_{nv}	79996,25	70454,00	2825,58	3608,40	4391,22	5174,05
G+1.2Bc+0.6HT +H_{nv}	78185,69	69142,25	2756,91	3525,16	4293,41	5061,66
G+1.2Bt+0.6HT +H_{nv}	77054,13	66023,75	2752,31	3485,91	4219,51	4953,10
G+Mc120+0.6HT +H_{nv}	77241,49	66023,75	2761,68	3495,28	4228,87	4962,47
G+D240+0.6HT +H_{nv}	78617,46	66023,75	2830,48	3564,07	4297,67	5031,27

ANNEXE D RESULTATS DE CALCUL D'INFRASTRUCTURE

Annexe D.18 Réactions des pieux de la fondation de la pile la plus sollicité à l'ELU.

			1ère file	2ème file	3ème file	4ème file
Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)	R ₄ (KN)
1.35G+1.6A ₁ +0.9H _T +H _{flv}	107930,46	98483,78	5396,52	5396,52	5396,52	5396,52
1.35G+1.6B _c +0.9H _T +H _{flv}	105516,38	96734,78	5275,82	5275,82	5275,82	5275,82
1.35G+1.6B _t +0.9H _T +H _{flv}	104007,65	92576,78	5200,38	5200,38	5200,38	5200,38
1.35G+1.35M _c 120+0.9H _T +H _{flv}	104276,01	92576,78	5213,80	5213,80	5213,80	5213,80
1.35G+1.35D240+0.9H _T +H _{flv}	106133,57	92576,78	5306,68	5306,68	5306,68	5306,68

Annexe D.19 Réactions des pieux de la fondation de la pile la plus sollicité dans les conditions sismiques.

Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	1ère file R1(KN)	2ème file R2 (KN)	3ème file R3 (KN)	4ème file R4 (KN)
COMB 1	59,42505	143,20252	0,584544	2,175683	3,766822	5,357961
COMB 2	59,42505	340,49275	-2,703627	1,079626	4,862879	8,646132
COMB 3	61,62327	143,20252	0,694455	2,285594	3,876733	5,467872
COMB 4	57,54086	84,55295	1,467827	2,407304	3,346782	4,286259
COMB 5	57,54086	281,84318	-1,820343	1,311248	4,442838	7,574429
COMB 6	55,34264	84,55295	1,357916	2,297393	3,236871	4,176348

ANNEXE D RESULTATS DE CALCUL D'INFRASTRUCTURE

Annexe D.20 Evaluation des efforts agissants sur la culée.

Sollicitations	N (KN)	H (KN)	Levier « v » (m)	Levier « h » (m)	Moment stabilisant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)
Semelle	8625,00	/	0,00	1,25	0,00	/
Mur frontal	5332,32	/	0,00	5,71	0,00	/
Dalle de transition	468,75	/	4,21	11,45	1973,44	/
Mur en retour	1659,00	/	4,58	8,73	7598,22	/
Corbeau	116,55	/	1,92	11,07	223,78	/
Mur garde grève	607,20	/	1,44	10,14	874,37	/
Poids des terres	7948,08	/	3,20	6,73	25433,86	/
Poids des terres sur la dalle de transition	544,32	/	4,40	12,02	2395,01	/
Poussée sur le mur frontal	/	2731,18	/	5,49	/	14985,07
Poussée sur la semelle	/	2088,42	/	1,25	/	2610,53
Poussée de la dalle de transition	/	16,67	/	11,99	/	199,93
Poids des Surcharges	478,80	/	3,12	/	1493,86	/
Poussée des Surcharges	/	423,89	/	6,23	/	2640,83
Gmax tablier	4774,52	/	0,25	/	1193,63	/
A(l) 3voies	1672,14	/	0,25	/	418,04	/
Bc 3voies	1440,37	/	0,25	/	360,09	/
Mc120	1042,51	/	0,25	/	260,63	/
D240	1880,05	/	0,25	/	470,01	/
H (fluage+retrait)	/	1030,00	/	8,94	/	9208,20
H température	/	920,10	/	8,94	/	8225,69
Freinage Al	/	39,81	/	8,94	/	355,87
Freinage Bc	/	28,02	/	8,94	/	250,50

ANNEXE D RESULTATS DE CALCUL D'INFRASTRUCTURE

Annexe D.21 Combinaisons de charges statiques agissantes sur la culée.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _V (KN.m)	M (KN.m)
ELS	G+1.2Q	30650,30	6927,00	35108,14	41484,92	6376,78
	G+1.2A(l) +0.6H _T +H _{flv}	32082,31	6466,10	32366,19	40193,94	7827,75
	G+1.2Bc+0.6H _T +H _{flv}	31804,18	6451,957	32239,74	40124,41	7884,66
	G+Mc120+0.6H _T +H _{flv}	31118,25	6418,33	31939,15	39952,92	8013,78
	G+D240+0.6H _T +H _{flv}	31955,79	6418,33	31939,15	40162,31	8223,16
ELU	1.35G+1.6Q+0.9H _T +H _{flv}	41368,33	12487,43	63433,84	74729,38	11295,54
	1.35G+1.6A(l) +0.9H _T +H _{flv}	57488,46	11872,89	59777,90	73008,06	13230,16
	1.35G+1.6Bc+0.9H _T +H _{flv}	57117,63	11854,04	59609,31	72915,36	13306,04
	1.35G+1.35Mc120+0.9H _T +H _{flv}	56220,42	8747,56	43858,16	72691,06	28832,90
	1.35G+1.35D240+0.9H _T +H _{flv}	57351,10	8747,56	43858,16	72973,73	29115,57

Annexe D.22 Evaluation de charges sismiques agissantes sur la culée.

Sollicitations	N (KN)	H (KN)	Levier « v » (m)	Levier « h » (m)	Moment stabilisant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)
Semelle	517,50	1725,00	0,00	1,25	0,00	2156,25
Mur frontal	319,94	1066,46	0,00	5,71	0,00	6089,51
Dalle de transition	28,13	93,75	4,21	11,45	118,41	1073,44
Mur en retour	99,54	331,80	4,58	8,73	455,89	2896,61
Corbeau	6,99	23,31	1,92	11,07	13,43	258,04
Mur garde grève	36,43	121,44	1,44	10,14	52,46	1231,40
Poids des Terres	476,88	1589,62	3,20	6,73	1526,03	10698,12
Poids des terres sur la dalle de transition	32,66	108,86	4,40	12,02	143,70	1308,55
Somme	1518,07	5060,24	/	/	2309,92	25711,92

ANNEXE D RESULTATS DE CALCUL D'INFRASTRUCTURE

Annexe D.23 Evaluation de charges sismiques du a la poussée dynamique et au tablier agissants sur la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	Levier « v » (m)	Levier « h » (m)	Moment stabilisant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)
Pad (1+Kv)	/	8029,85	/	4,153	/	33350,63
Pad (1-Kv)	/	7450,90	/	4,153	/	30946,09
Séisme Tablier	1301,39	2446,39	0,25	8,94	325,35	21870,77

Annexe D.24 Combinaisons d'efforts sismiques dus à la culée.

Cas	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
Cas de séisme «horizontal ; 1+kv»	0,00	13316,73	62981,86
Cas de séisme «horizontal ; 1-kv »	0,00	12748,09	60732,69
Cas de séisme «vertical»	1999,54	0,00	2286,89

Annexe D.25 Combinaisons d'actions sismiques sur la culée.

Combinaisons	N	V	M
Pmax - H + 0,3V	26277,09	14722,73	-35058,07
Pmin - H - 0,3V	24909,86	14151,73	-34243,99
Pmax + V - 0,3H	27676,77	5401,02	10630,05
Pmin - V - 0,3H	23510,18	5228,07	6668,07

ANNEXE D RESULTATS DE CALCUL D'INFRASTRUCTURE

Annexe D.26 Réactions des pieux de la fondation de la culée à l'ELS.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	1ère file	2ème file	3ème file
				R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)
ELS	G+1.2Q	30650,30	6927,00	2775,61	2554,19	2332,78
	G+1.2A(l) +0.6HT +Hflv	32082,31	6466,10	2945,32	2673,53	2401,73
	G+1.2Bc+0.6HT +Hflv	31804,18	6451,957	2924,12	2650,35	2376,58
	G+Mc120+0.6HT +Hflv	31118,25	6418,33	2871,44	2593,19	2314,93
	G+D240+0.6HT +Hflv	31955,79	6418,33	2948,51	2662,98	2377,46

Annexe D.27 Réactions des pieux de la fondation de la culée à l'ELU.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	1ère file	2ème file	3ème file
				R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)
ELU	1.35G+1.6Q+0.9HT +Hflv	41368,33	12487,43	3839,57	3447,36	3055,15
	1.35G+1.6A(l) +0.9HT +Hflv	57488,46	11872,89	5250,09	4790,71	4331,32
	1.35G+1.6Bc+0.9HT +Hflv	57117,63	11854,04	5221,82	4759,80	4297,79
	1.35G+1.35Mc120+0.9HT +Hflv	56220,42	8747,56	5686,18	4685,04	3683,89
	1.35G+1.35D240+0.9HT +Hflv	57351,10	8747,56	5790,22	4779,26	3768,30

Annexe D.28 Réactions des pieux de la fondation de la culée dans les conditions sismiques.

Combinaisons	N (KN)	H (KN)	1ère file	2ème file	3ème file
			R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)
Pmax - H + 0,3V	26277,09	-35058,07	972,46	2189,76	3407,05
Pmin - H - 0,3V	24909,86	-34243,99	886,79	2075,82	3264,85
Pmax + V - 0,3H	27676,77	10630,05	2675,50	2306,40	1937,30
Pmin - V - 0,3H	23510,18	6668,07	2190,71	1959,18	1727,65

ANNEXE E

FERAILLAGE DE VOUSOIR SUR PILE

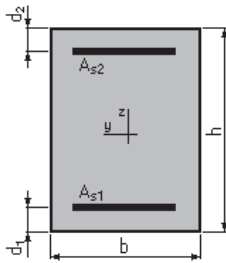
➤ Hourdis supérieure nappe supérieure (Flexion simple)

1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa) ; Acier : FeHA500 ; $f_e = 500.0$ (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:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (KN.m)	M_{min} (KN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	488.38	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{S1} = 58.1$ (cm ²)	Section théorique $A_{S2} = 0.00$ (cm ²)
Section minimum	$A_{Smin} = 5.1$ (cm ²)
Théorique $\rho = 1.45$ (%)	
Minimum $\rho_{min} = 0.13$ (%)	

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 488.3$ (KN.m) $M_{min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 19.1(cm)$

Bras de levier: $Z = 33.6(cm)$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15.2(MPa)$

Contrainte limite: $0.6f_{cj} = 21(MPa)$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0 (MPa)$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250.0 (MPa)$

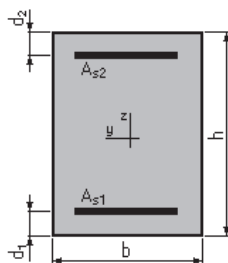
➤ Hourdis supérieure nappe inférieure (Flexion simple)

1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 35.0 (MPa)$; **Acier :** FeHA500 ; $f_e = 500.0 (MPa)$;

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0 (cm)$

$h = 25.0 (cm)$

$d_1 = 5.0 (cm)$

$d_2 = 5.0 (cm)$

3. Moments appliqués:

	$M_{max} (KN. m)$	$M_{min} (KN. m)$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	133.85	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{S1} = 32.1 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{S2} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{S \text{ min}} = 3.1 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Théorique $\rho = 1.6 \text{ (\%)}$
 Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.16 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 133.85 \text{ (KN.m)}$ $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (KN.m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 9.9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 16.7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0.6f_{cj} = 21 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

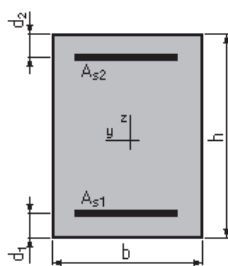
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

➤ **Hourdis inférieure nappe supérieure (Flexion simple)**

1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 35.0 \text{ (MPa)}$; **Acier :** FeHA500 ; $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$;

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 100.0 \text{ (cm)}$

$h = 60.0 \text{ (cm)}$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (KN.m)	M_{min} (KN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	164.19	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{S1} = 12.9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique $A_{S2} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_{Smin} = 6.5 \text{ (cm}^2\text{)}$	
Théorique $\rho = 0.24 \text{ (\%)}$	
Minimum $\rho_{min} = 0.12 \text{ (\%)}$	

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 164.19 \text{ (KN.m)}$ $M_{min} = 0.00 \text{ (KN.m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 12.8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 50.7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0.6f_{cj} = 21 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250.0 \text{ (MPa)}$

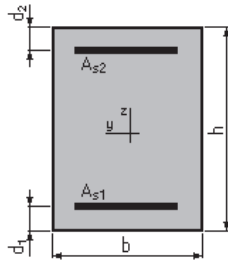
➤ Hourdis inférieure nappe inférieure (Flexion simple)

1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 35.0 \text{ (MPa)}$; **Acier :** FeHA500 ; $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$;

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (KN. m)	M_{min} (KN. m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	155.03	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 12.2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique $A_{s2} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_{s \text{ min}} = 6.5 \text{ (cm}^2\text{)}$	
Théorique $\rho = 0.22 \text{ (\%)}$	
Minimum $\rho_{min} = 0.12 \text{ (\%)}$	

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 155.03 \text{ (KN. m)}$ $M_{min} = 0.00 \text{ (KN. m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 12.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 50.8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2.5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0.6f_{cj} = 21 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 29.5 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

➤ **Fibres extérieures de l'âme (Flexion composée)**

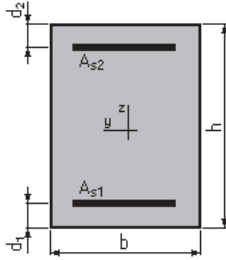
1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa) ;

Acier : FeHA500 ; $f_e = 500.0$ (MPa) ;

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 48.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (KN)	M (KN.m)
1.	ELS	637.50	405.05

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 32.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Théorique $\rho = 0.75 \text{ (\%)}$
 Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.12 \text{ (\%)}$

Section théorique $A_{s2} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $N = 637.50 \text{ (KN)}$ $M = 405.05 \text{ (KN.m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 20.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 36.3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 14.5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0.6f_{cj} = 21 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

➤ **Fibres intérieures de l'âme (Flexion composée)**

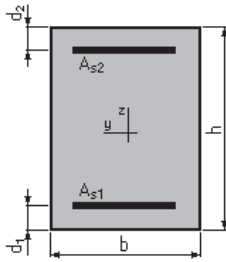
1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 35.0 \text{ (MPa)}$;

Acier : FeHA500 ; $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$;

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 48.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	$N \text{ (KN)}$	$M \text{ (KN.m)}$
1.	ELS	637.50	193.14

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 8.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Théorique $\rho = 0.19 \text{ (\%)}$
 Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.12 \text{ (\%)}$

Section théorique $A_{s2} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS	$N = 637.50 \text{ (KN)}$	$M = 193.14 \text{ (KN.m)}$
----------------	---	---

Coefficient de sécurité: 1.00
 Position de l'axe neutre: $y = 16.4 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 37.5 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10.2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0.6f_{cj} = 21 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

FERAILLAGE DE VOUSOIR ED CLAVAGE

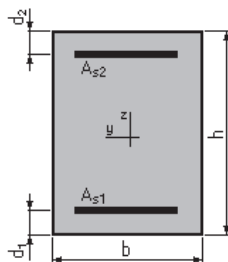
➤ Hourdis supérieure nappe supérieure (Flexion simple)

1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 35.0 \text{ (MPa)}$; Acier : FeHA500 ; $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$;

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{max} \text{ (KN.m)}$	$M_{min} \text{ (KN.m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00

Etat Limite de Service	499.52	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 59.5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique $A_{s2} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5.1 \text{ (cm}^2\text{)}$	
Théorique $\rho = 1.49 \text{ (\%)}$	
Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.13 \text{ (\%)}$	

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 499.52 \text{ (KN.m)}$ $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (KN.m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 19.2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 33.6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15.5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0.6f_{cj} = 21 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

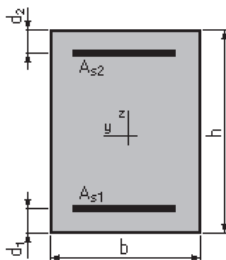
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

➤ **Hourdis supérieure nappes inférieure (Flexion simple)**

1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 35.0 \text{ (MPa)}$; **Acier :** FeHA500 ; $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$;

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (KN. m)	M_{min} (KN. m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	112.65	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{S1} = 26.6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique $A_{S2} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_{S\ min} = 3.1 \text{ (cm}^2\text{)}$	
Théorique $\rho = 1.33 \text{ (\%)}\text{)}$	
Minimum $\rho_{min} = 0.16 \text{ (\%)}\text{)}$	

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 112.65 \text{ (KN. m)}$ $M_{min} = 0.00 \text{ (KN. m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 9.3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 16.9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 14.4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0.6f_{cj} = 21 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

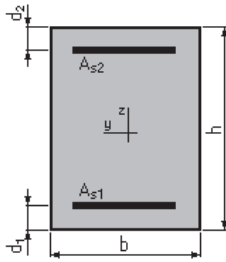
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250.0 \text{ (MPa)}$

➤ **Hourdis inférieure nappe supérieure (Flexion simple)**

1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 35.0 \text{ (MPa)}$; **Acier :** FeHA500 ; $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$;

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (KN.m)	M_{min} (KN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	62.82	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{S1} = 11.2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{S2} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{S \text{ min}} = 3.6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0.45 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{min} = 0.14 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 62.82 \text{ (KN.m)}$

$M_{min} = 0.00 \text{ (KN.m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 7.6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 22.5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7.3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0.6f_{cj} = 21 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

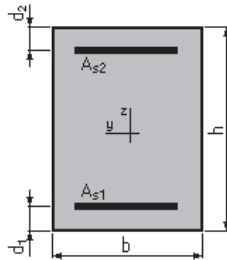
tendue: $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

➤ **Hourdis inférieure nappe inférieure (Flexion simple)**

1. Hypothèses:**Béton :** $f_{c28} = 35.0$ (MPa) ;**Acier :** FeHA500 ; $f_e = 500.0$ (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:

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (KN.m)	M_{min} (KN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	37.92	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{S1} = 6.6$ (cm²)
 Section minimum $A_{S\ min} = 3.6$ (cm²)
 Théorique $\rho = 0.26$ (%)
 Minimum $\rho_{min} = 0.14$ (%)

Section théorique $A_{S2} = 0.00$ (cm²)

Analyse par Cas:**Cas ELS** $M_{max} = 37.92$ (KN.m) $M_{min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 6.1$ (cm)Bras de levier: $Z = 23.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2.5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0.6f_{cj} = 21 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 23.4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

➤ **Fibres extérieures de l'âme (Flexion composée)**

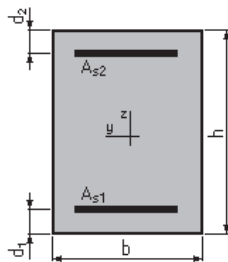
1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 35.0 \text{ (MPa)}$;

Acier : FeHA500 ; $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$;

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 48.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	$N \text{ (KN)}$	$M \text{ (KN.m)}$
1.	ELS	556.88	416.25

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 35.2 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5.4 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0.82 \text{ (\%)}$
 Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $N = 556.88 \text{ (KN)}$ $M = 416.25 \text{ (KN.m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 19.9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 36.4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 14.4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0.6f_{cj} = 21 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

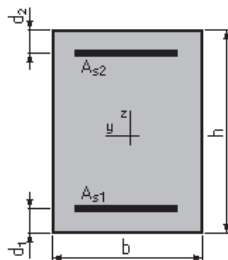
➤ **Fibres intérieures de l'âme (Flexion composée)**

1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 35.0 \text{ (MPa)}$; **Acier :** FeHA500 ; $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$;

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0 \text{ (cm)}$

$h = 48.0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	$N \text{ (KN)}$	$M \text{ (KN.m)}$
1.	ELS	556.88	189.86

4. Résultats:**Sections d'Acier:**Section théorique $A_{S1} = 9.1 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{S2} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section minimum $A_{S \text{ min}} = 5.4 \text{ (cm}^2\text{)}$ Théorique $\rho = 0.21 \text{ (\%)}$ Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.12 \text{ (\%)}$ **Analyse par Cas:****Cas ELS** $N = 556.88 \text{ (KN)}$ $M = 189.86 \text{ (KN.m)}$

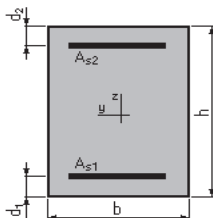
Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 16.0 \text{ (cm)}$ Bras de levier: $Z = 37.7 \text{ (cm)}$ Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9.8 \text{ (MPa)}$ Contrainte limite: $0.6f_{cj} = 21 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$ Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$ **FERRAILLAGE DE LA CULEE****MUR FRONTAL (CALCUL DE SECTION VERTICAL EN FLEXION COMPOSEE)****1. Hypothèses:****Béton: fc28 = 27,0 (MPa)****Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 100,0$ (cm)
 $h = 240,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	350,62	1872,27
2.	ELU	629,08	3372,31

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 27,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 27,1$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 48,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 1200,0$ (cm ²)
	$\rho = 0,23$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 350,62 (kN) M = 1872,27 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 44,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 220,0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 23,5$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 27,8$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU N = 629,08 (kN) M = 3372,31 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,02 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 13,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 229,7$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,60$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 74,2$ (MPa)

MUR FRONTAL (CALCUL DU FERRAILLAGE HORIZONTAL EN FLEXION SIMPLE)

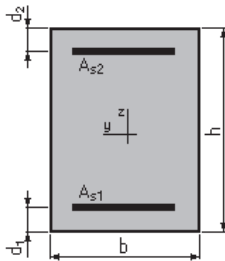
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées

- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 240,0$ (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)	3372,31	0,00
Etat Limite de Service	1872,27	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 34,0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)
 Section minimum $A_{s\ min} = 23,5$ (cm²)
 théorique $\rho = 0,14$ (%)
 minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 3372,31$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,01 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 12,1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 230,2$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,54$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 1872,27$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 44,1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 220,3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 25,9$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

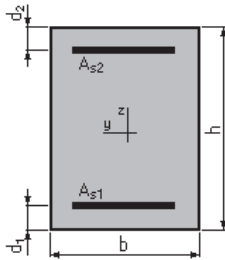
MUR GARDE GREVE (CALCUL DE SECTION EN FLEXION SIMPLE)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 50,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	199,50	0,00
Etat Limite de Service	149,14	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 14,6$ (cm ²)	Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum $A_{s\ min} = 4,6$ (cm ²)	
théorique $\rho = 0,32$ (%)	
minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)	

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 199,50$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 5,2$ (cm)	
Bras de levier: $Z = 42,9$ (cm)	
Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,30$ (‰)	
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:	
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = 149,14$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00	
Position de l'axe neutre: $y = 12,0$ (cm)	

Bras de levier: $Z = 41,0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,1$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

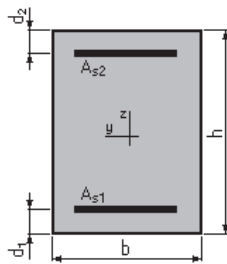
DALLE DE TRANSITION (CALCUL DE SECTION EN FLEXION SIMPLE)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 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)	145,68	0,00
Etat Limite de Service	110,59	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 20,3$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,0$ (cm²)
 théorique $\rho = 0,81$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELUM $M_{\max} = 145,68$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 7,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 22,1$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 8,63$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 110,59$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 9,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 21,8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,5$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

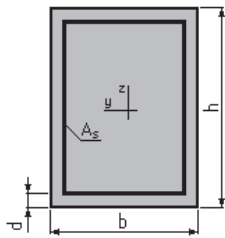
CORBEAU (CALCUL D'UNE SECTION COMPRIMEE)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 50,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	116,54
Etat Limite de Service	88,55
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 5000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 4704,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 1041666,7$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 4166666,7$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 14,4$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 20,8$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,79$		N_u (béton seul)	$= 7469,94$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
 $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Acier:

Section théorique	$A_s = 12,0$	(cm ²)	
Section minimum	$A_{s\ min} = 12,0$	(cm ²)	
Section maximum			$A_{s\ max} = 250,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,36$	(%)	
minimum	$\rho_{min} = 0,24$	(%)	
maximum	$\rho_{max} = 5,00$	(%)	

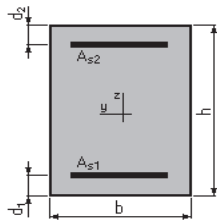
MUR EN RETOUR (CALCUL DU FERRAILLAGE VERTICAL EN FLEXION COMPOSEE)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$	(cm)
$h = 60,0$	(cm)
$d_1 = 5,0$	(cm)
$d_2 = 5,0$	(cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	199,29	260,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 16,9 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum théorique	$A_{s \text{ min}} = 12,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 300,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
	$\rho = 0,56 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,21 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 199,29 (kN) M = 260,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 15,5 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 49,8 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,6 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
comprimée:	$\sigma_s' = 66,7 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

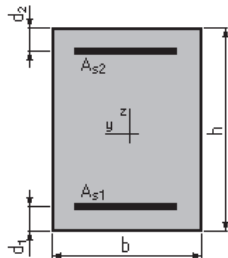
MUR EN RETOUR (CALCUL DU FERRAILLAGE HORIZONTAL EN FLEXION SIMPLE)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 60,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$

$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$

Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	220,46	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 17,6$ (cm ²)	Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum $A_{s\ min} = 5,5$ (cm ²)	
théorique $\rho = 0,32$ (%)	
minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)	

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 220,46$ (kN*m)	$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 14,6$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 50,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,0$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)