République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AUTOROUTIER : PENETRANTE DE TIZI-OUZOU - VIADUC N°10

Présenté par :

HADJ RABIA Lilia
TITA (eps. ASSEFSAF) Sabrina

Encadré par :

Mr BOUDAA Slimane
Mme CHIALI Soumiya

Promotion 2018 /2019

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIEMENTS

Nous tenons avant tout, à exprimer notre reconnaissance à notre encadreur M. Slimane BOUDAA, directeur technique de la société OZGUN, pour son aide, sa disponibilité et ses précieux conseils qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous remercions notre co-encadreur Mme Soumiya CHIALI, professeur, pour ses conseils méthodologiques, ses encouragements ainsi que pour l'intérêt incontestable apporté à l'élaboration de ce projet.

Un grand merci à Mme Mounira BENKHARFELLAH, pour sa collaboration, son implication ainsi que sa bienveillance.

Merci à nos enseignants pour le savoir qu'ils nous ont transmis, durant notre cursus au sein de l'E.N.S.T.P.

Merci aux membres du jury d'avoir pris le temps de lire et d'évaluer notre travail.

Une petite pensée à Mlle Ines ASSEFESAF et M. Mohamed ELMOKERTAR pour leur contribution et leur disponibilité.

Etant dans l'impossibilité de citer tous les noms, nous adressons nos sincères remerciements à toute personne qui, de près ou de loin, aurait contribué à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Sabrina TITA

Autant de phrases ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance à vous chers parents de m'avoir rendu la personne que je suis aujourd'hui, de m'avoir inculqué les bonnes valeurs et de me pousser à toujours donner le maximum dans tout ce que j'entreprends, à toi mon cher époux d'être la dans les moments difficiles, à m'encourager vers la voie de la réussite et me rendre autant heureuse au quotidien, à toi ma sœur et ma meilleure amie Soumia de me donner toujours la raison de sourire , à toi cher grande sœur Meriem pour ton soutiens remarquable dans chaque étape de ma vie , à toi amine mon frère et ma deuxième figure paternel Amine , sur ce je vous prie de recevoir ce travail comme signe de ma vive reconnaissance et mon profond estime..

Dédicace

Lilia HADJ RABIA

Je dédie ce mémoire aux personnes les plus chères à mon cœur,

A ma très chère mère, pour ses encouragements, sa patience, son soutien infaillible, sa confiance et son amour,

A mon père, pour ses conseils, sa bienveillance et sa présence,

A mon frère, pour son aide, sa gentillesse et sa générosité,

A ma tante préférée, Kafia, qui a toujours cru en moi,

A ma grand mère Youma, pour sa douceur, sa force, son courage et son grand cœur.

La vie ne serait pas la même sans vous.

ملخص

هذه المذكرة تهتم بتصميم و دراسة جسر في الطريق السريع "V10" يتواجد على مستوى المقطع الرابط بين تيزي وزو و الطريق السريع شرق غرب.
تبتدأ هذه المذكرة بتصميم و تحليل متعدد المعايير لثلاث متغيرات مختلفة من أجل الإجابة على متطلبات المشروع. المتغيرة التي سنقوم بالتطرق لها هي التي تهتم بطريقة البناء عن طريق الدعامة التسلسلية . دراسة الجسر "V10"سوف ترتكز حول مجموعة المعايير المتعلقة بالموقع، تقدير الحمولة و فائق الحمولة و تغيير المعايير الهندسية لدعامة الجسر، تقييم البنيات الكامنة و الفعالة و المعدات البنى التحتية .
تم استعمال تطبيقين في التصميم و هما CSI BRIDGE للدراسة الطولية **و** ROBOT STRUCTURAL ANALYSISللدراسة العرضية.

الكلمات الرئيسية : جسر، دعامة تسلسلية ، معايير الهندسية ، الحمولة و فائق الحمولة، البنيات الكامنة و الفعالة، معدات البنى التحتية**.**

Résumé

Le présent mémoire traite de la conception et de l'étude d'un viaduc autoroutier « V10 » se trouvant au niveau de la pénétrante reliant Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest.
La rédaction de ce mémoire débutera par la conception et l'analyse multicritères de 3 variantes distinctes répondant aux besoins du projet. La variante retenue sera celle qui traitera de la méthode de construction par « encorbellement successif ». L'étude du Viaduc N°10 sera basée sur l'ensemble des caractéristiques propres au site, l'estimation des charges et surcharges ainsi que la variation des caractéristiques géométriques du tablier du pont, l'évaluation des armatures passives, actives, des équipements et de l'infrastructure.
La modélisation a été établie à l'aide de deux logiciels : CSI BRIDGE pour l'étude longitudinale et ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS pour l'étude transversale.

Mots clés : viaduc, encorbellement successif, caractéristiques géométriques, charges et surcharges, armature active et passive, équipements, infrastructure.

Abstract

This essay treats the study and design of a viaduct motorway linking Tizi Ouzou's East-West highway.

This essay addresses the design and multi-criteria analysis of three distinct variants prepared to meet this project's needs. The adopted variant is the one concerning the method of construction by ″successive corbel″. The Viaduct N°10 study on all site-specific characteristics, the load's and overload's estimation, the geometrical characteristic's variation of the deck's bridge, the evaluation of passive and active frames as well as the equipments and the different parts of the insfrastructure.
The modeling was done employing two software packages: CSI BRIDGE for the longitudinal study and ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS for the cross-sectional study.

Keywords : viaduct, successive corbel, geometric characteristics, loads and overloads, active and passive reinforcement, equipment, infrastructure.

SOMMAIRE

CHAPITRE I. TECHNIQUE DE L'ENCORBELLEMENT SUCCESSIF 1
I.1 INTRODUCTION 1
I.2 CLASSIFICATION DES PONTS 1
I.3 PRINCIPE DE LA CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF 2
I.4 HISTORIQUE 2
I.5 CINEMATIQUE DE CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF 5
I.5.1 Exemple de cinétique de construction courante 6
I.6 AVANTAGES DU PROCEDE 6
I.7 OUVRAGES CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF EN ALGERIE 7
I.8 CONCLUSION 7

CHAPITRE II. PRESENTATION GENERALE 8
II.1 INTRODUCTION 8
II.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE 9
II.3 CARACTERISTIQUES DU SITE 10
II.3.1 Données géologiques 10
II.3.1.1 Stratigraphie 10
II.3.1.2 Gneiss et granito-gneiss : proterozoïque supérieur (PR-GN) 10
II.3.1.3 Graviers, sables et limons : quaternaire (QA) 10
II.3.1.4 Argiles rouges caillouteuses : quaternaire (QCE) 10
II.3.2 Données climatiques 11
II.3.3 Données sismologiques 11
II.3.3.1 Classification de la zone sismique 11
II.3.4 Classification du V10 11
II.3.5 Coefficient d'accélération de zone « A » 12
II.3.6 Données géotechniques 12
II.3.7 Classification du site 12
II.4 CONCLUSION 13

CHAPITRE III. CONCEPTION DE L'OUVRAGE 14
III.1 INTRODUCTION 14
III.2 PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 14
III.2.1 Variante 1 : Viaduc à poutres préfabriqués précontraintes par post-tension 14
III.2.2 Variante 2 : Viaduc mixte acier-béton bipoutres 16
III.2.3 Variante 3 :Viaduc poutre caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif 18
III.3 ANALYSE MULTICRITERES 20
III.4 CONCLUSION 21

CHAPITRE IV. MATERIAUX 22
IV.1 INTRODUCTION 22
IV.2 BETON 22
IV.2.1 Poids volumique 22
IV.2.2 Classe du béton et résistance à la compression 22
IV.2.3 Résistance à la traction 22
IV.2.4 Contrainte de calcul à l'ELU 22
IV.2.5 Contrainte de calcul à l'ELS 23
IV.2.6 Module d'élasticité longitudinale 23
IV.2.7 Module d'élasticité transversale 23
IV.3 ARMATURES PASSIVES 24
IV.3.1 Type d'armatures 24
IV.3.2 Limite d'élasticité 24
IV.3.3 Densité 24
IV.3.4 Module d'élasticité 24
IV.3.5 Module de poisson 24
IV.3.6 Contrainte limite à l'ELU 24
IV.3.7 Contrainte limite à l'ELS 24
IV.4 ARMATURES ACTIVES 24
IV.4.1 Câbles de fléau 12T15S 25
IV.4.1.1 Nombre de torons par câble 25
IV.4.1.2 Diamètre nominale 25
IV.4.1.3 Section du câble 25
IV.4.1.4 Les caractéristiques mécanique de l'acier des torons 25
IV.4.2 Câbles de continuité 19T15 25
IV.4.2.1 Nombre de torons par câble 25
IV.4.2.2 Section 25
IV.4.2.3 Les caractéristiques mécaniques de l'acier des torons 25
IV.5 CONCLUSION 25

CHAPITRE V. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES 26
V.1 INTRODUCTION 26
V.2 DECOUPAGE DES VOUSSOIRS 26
V.2.1 Les voussoirs sur pile (VSP) 26
V.2.2 Les voussoirs courants (VC) 26
V.2.3 Les voussoirs de clavage (VSC) 26
V.3 LOIS DE VARIATION DES DIFFERENTS PARAMETRES DU VOUSSOIR 27
V.3.1 Hauteur du voussoir 27
V.3.2 Epaisseur de l'hourdis inférieur 27
V.3.3 Section du voussoir 28
V.3.4 Centre de gravité du voussoir 28
V.3.5 Inertie du voussoir 28
V.3.6 Les caractéristiques mécaniques des voussoirs 28
V.4 CONCLUSION 29

CHAPITRE VI. CHARGES ET SURCHARGES 30
VI.1 INTRODUCTION 30
VI.2 CARACTERISTIQUES DU PONT 30
VI.2.1 Largeur roulable 30
VI.2.2 Largeur chargeable 30
VI.2.3 Nombre de voies 30
VI.2.4 Classe du pont 32
VI.3 DEFINITION DES CHARGES 32
VI.3.1 Charges permanentes 32
VI.3.2 Les charges permanentes (CP) 32
VI.3.2.1 Poids du voussoir sur pile 32
VI.3.2.2 Poids du voussoir sur clé 32
VI.3.2.3 Poids des voussoirs dont les hauteurs sont variables 33
VI.3.2.4 Poids des éléments porteurs de la travée centrale 33
VI.3.2.5 Poids des éléments porteurs de la travée de rive 33
VI.3.2.6 Poids propre total du tablier 33
VI.3.3 Les charges complémentaires permanentes 33
VI.3.4 La charge permanente totale 34
VI.4 SURCHARGES 34
VI.4.1 Surcharge type A(l) 34
VI.4.1.1 Calcul des valeurs de $A(l)_{iv}$ 35
VI.4.2 Le système de charge B 35
VI.4.2.1 Système B_c 36
VI.4.2.2 La charge maximale du système 37
VI.4.2.3 Système B_r 38
VI.4.2.4 Système B_t 38
VI.4.3 Surcharge militaire M_c120 39
VI.4.4 Convoi type D240 41
VI.4.5 Autres charges 41
VI.4.5.1 Vent 41
VI.4.5.2 Température 41
VI.4.5.3 Les forces de freinage 41
VI.4.5.3.1 Effort de freinage résultant du système A 41
VI.4.5.3.2 Effort de freinage résultant du système de charge B_c 42
VI.5 COMBINAISONS D'ACTION 42
VI.6 CONCLUSION 43

CHAPITRE VII. STABILITE DES FLEAUX 44
VII.1 INTRODUCTION 44
VII.2 CHARGES APPLIQUEES A LA CONSOLE EN PHASE DE CONSTRUCTION 44
VII.2.1 Le poids propre du tablier 44
VII.2.2 Les surcharges réparties de chantier 45
VII.2.3 Les surcharges concentrées de chantier 46
VII.2.3.1 Les surcharges concentrées Q_{cc} 46

VII.2.3.2 Surcharges d'équipage mobile Q_{EM} 46
VII.2.3.3 L'effet des surcharges concentrées de chantier Q_P 47
VII.2.4 Force accidentelle 47
VII.2.5 Le vent 47
VII.3 RECAPITULATIF DES EFFETS DES CHARGES SUR LE FLEAU 48
VII.4 COMBINAISONS D'ACTION 49
VII.5 CONCLUSION 49

CHAPITRE VIII. PRECONTRAINTE DE FLEAUX 50
VIII.1 INTRODUCTION 50
VIII.2 PRECONTRAINTE DE FLEAU 50
VIII.3 DETERMINATION DU NOMBRE DE CÂBLES DE FLEAU 51
VIII.4 TRACE DES CÂBLES EN ELEVATION 52
VIII.5 TRACE DES CÂBLES EN PLAN 54
VIII.6 CALCUL DES PERTES DE TENSION DES CÂBLES DE PRECONTRAINTE 56
VIII.6.1 Pertes instantanées 56
VIII.6.1.1 Pertes de tension par frottement 56
VIII.6.1.2 Pertes par recul d'ancrage 56
VIII.6.1.3 Pertes dues à la non simultanéité de la mise en tension 57
VIII.6.1.4 La somme des pertes instantanées 57
VIII.6.2 Pertes différées 57
VIII.6.2.1 Perte de tension due au retrait du béton 58
VIII.6.2.2 Perte de tension due au fluage du béton 58
VIII.6.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers 58
VIII.6.2.4 La somme des pertes différées 59
VIII.6.3 La perte totale 59
VIII.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES EN PHASE DE CONSTRUCTION 59
VIII.8 CONCLUSION 60

CHAPITRE IX. PRECONTRAINTE DE CONTINUITE 61
IX.1 INTRODUCTION 61
IX.2 PRECONTRAINTE DE CONTINUITE 61
IX.3 DETERMINATION DU NOMBRE DE CÂBLES DE CONTINUITE 62
IX.3.1 Travée centrale 62
IX.3.1.1 Exemple de calcul 62
IX.3.2 Travée de rive 63
IX.3.2.1 Exemple de calcul 63
IX.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES EN PHASE DE SERVICE 65
IX.4.1 Cas à vide 65
IX.4.2 Etat de charge 66
IX.5 CONCLUSION 67

CHAPITRE X. EFFORT TRANCHANT 68
X.1 INTRODUCTION 68
X.2 DETERMINATION DE L'EFFORT TRANCHANT 68
X.2.1 Effet isostatique 68
X.2.2 Effet hyperstatique 68
X.2.3 Effet RESAL 69
X.3 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT 69
X.3.1 Section à vérifier 69
X.3.2 Calcul de l'effort tranchant dû à la précontrainte 70
X.3.3 Calcul du moment dû à la précontrainte 70
X.3.4 Calcul de l'effort tranchant RESAL 70
X.3.5 Calcul de l'effort tranchant réduit 71
X.3.6 Calcul de la contrainte de cisaillement 71
X.3.7 Vérification de la contrainte de cisaillement 71
X.4 CONCLUSION 71

CHAPITRE XI. ETUDE TRANSVERSALE 72
XI.1 INTRODUCTION 72
XI.2 MODELISATION DES VOUSSOIRS 72
XI.3DETERMINATION DES EFFORTS 73
XI.3.1 Voussoir sur pile 73
XI.3.2 Voussoir sur clé 73
XI.4 FERRAILLAGE DES VOUSSOIRS 74
XI.5 EFFET DE TORSION 74
XI.5.1 Voussoir sur clé 75
XI.5.2 Voussoir sur pile 75
XI.6 CONCLUSION 75

CHAPITRE XII. EQUIPEMENTS 76
XII.1 INTRODUCTION 76
XII.2 LES APPAREILS D'APPUI 76
XII.3 LES APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE 76
XII.3.1 Aire de l'appareil d'appui 77
XII.3.2 Hauteur de l'élastomère 77
XII.3.3 Dimensions de l'appareil d'appui 78
XII.3.4 Vérification des appareils d'appui 78
XII.3.4.1 Résistance à la compression 78
XII.3.4.2 Résistance sous force horizontale 78
XII.3.4.3 Vérification de l'épaisseur des frettes 79
XII.3.4.4 La condition de non-soulèvement 80
XII.4 LES DES D'APPUI 80
XII.4.1 Les dimensions des dés d'appui 80
XII.4.2 Ferraillage du dé d'appui 80
XII.4.2.1 Armature de chaînage 80

XII.4.2.2 Armatures de profondeur 80
XII.4.2.3 Armatures de diffusion 81
XII.4.2.4 Ferraillage intérieur ou d'éclatement 81
XII.5 JOINTS DE CHAUSSEE 81
XII.6 DILATATION THERMIQUE 81
XII.7 RETRAIT 81
XII.8 FLUAGE 82
XII.9 ROTATION D'EXTREMITE SOUS CHARGEMENT 82
XII.10 CALCUL DU SOUFFLE DES JOINTS 82
XII.10.1 Choix des joints de chaussée 82
XII.11 CONCLUSION 83

CHAPITRE XIII. INFRASTRUCTURE 84
XIII.1 INTRODUCTION 84
XIII.2 LES PILES 84
XIII.2.1 Définition 84
XIII.2.2 Calcul des piles 84
XIII.2.2.1 Vérification de la condition d'orientation 84
XIII.2.2.2 Les raideurs des piles 85
XIII.2.2.3 Vérification de la stabilité au flambement 85
XIII.2.2.3.1 Vérification dans le sens longitudinal 86
XIII.2.2.3.2 Vérification dans le sens transversal 86
XIII.2.2.4 La raideur des culées 86
XIII.2.2.5 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'effort sismique 86
XIII.2.2.6 Méthode de calcul 86
XIII.2.2.7 Analyse spectrale monomodale 87
XIII.2.2.7.1 Principe 87
XIII.2.2.7.2 Domaine d'application 87
XIII.2.2.7.3 Spectre de dimensionnement 88
XIII.2.2.7.4 Effet du séisme longitudinal 88
XIII.2.2.7.5 Calcul de la force horizontale statique équivalente 89
XIII.2.3 Etude du ferraillage de la pile 89
XIII.2.3.1 Evaluation des efforts agissant sur la pile 89
XIII.2.3.2 Conclusion 90
XIII.3 FERRAILLAGE DE LA PILE 91
XIII.3.1 Armature transversale 92
XIII.4 ETUDE DES FONDATIONS SOUS PILE 92
XIII.4.1 Disposition des files des pieux 92
XIII.4.2 L'effet de groupe des pieux 93
XIII.4.2.1 Les dimensions de la semelle 93
XIII.4.3 Evaluation des efforts 94
XIII.4.3.1 Effort revenant sur chaque pieu 94
XIII.5 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE 95
XIII.5.1 Armatures de répartition 95

XIII.5.1.1 Armatures longitudinales inférieures de la semelle 95
XIII.5.1.2 Armatures de construction 96
XIII.5.1.2.1 Armatures transversales supérieures 96
XIII.5.1.2.2 Armatures longitudinales supérieures 96
XIII.5.1.2.3 Ferraillage latéral 96
XIII.6 ETUDE DES PIEUX 96
XIII.6.1 Actions sur les pieux 96
XIII.6.2 Effort tranchant en tête de pieu 97
XIII.6.3 Calcul des pieux par la formule de WARNER 97
XIII.7 FERRAILLAGE DES PIEUX 98
XIII.7.1 Armature minimal 100
XIII.8 LES CULEES 101
XIII.8.1 Définition 101
XIII.8.2 Choix de la morphologie 101
XIII.8.3 Eléments constitutifs de la culée 101
XIII.8.4 Pré-dimensionnement de la culée 102
XIII.8.4.1 Le mur garde-grève 102
XIII.8.4.2 Le mur frontal 102
XIII.8.4.3 Les murs en retour 102
XIII.8.4.4 La dalle de transition 103
XIII.8.4.5 Le corbeau 103
XIII.8.4.6 Le sommier d'appui 103
XIII.8.4.7 La semelle 103
XIII.8.5 Evaluation des coefficients 104
XIII.8.5.1 Le coefficient de poussée dans les conditions normales 104
XIII.8.5.2 Le coefficient de poussée dans les conditions sismiques 105
XIII.8.5.3 Résultats 105
XIII.8.6 Evaluation des efforts sollicitant de la culée 105
XIII.8.6.1 Les sollicitations dues au poids des terres 105
XIII.8.6.2 Les sollicitations dues aux poids propres des éléments de la culée 106
XIII.8.6.3 Les poussées dues au poids des terres 107
XIII.8.6.4 Les poussées dues aux surcharges 107
XIII.8.6.5 Les sollicitations sous différentes charges 108
XIII.8.7 Etude de la stabilité de la culée 108
XIII.9 CONCLUSION 108

LISTES DES FIGURES

Figure I.1 Pont Gaulois 2
Figure I.2 Voûtes Maya 2
Figure I.3 Pont de Pirmil 3
Figure I.4 Viaduc de Garabit 3
Figure I.5 Pont Albert-Louppe 3
Figure I.6 Pont de Donzère en 1952 4
Figure I.7 Le pont de Nibelung 4
Figure I.8 Construction symétrique depuis une pile 5
Figure I.9 Construction en surencorbellement 5
Figure I.10 Construction par encorbellement successif à partir de travées contrepoids 5
Figure II.1 Les grandes axes du réseau routier en Algérie 8
Figure II.2 Vue en situation du projet 9
Figure II.3 Plan de situation du projet 9
Figure II.4 Vue en plan du V10 9
Figure II.5 Carte du zonage sismique en Algérie 11
Figure III.1 Coupe longitudinale de la 1ère variante 14
Figure III.2 Coupe transversale de 1ère variante 15
Figure III.3 Coupe transversale de la poutre en zone d'appui 15
Figure III.4 Coupe transversale de la poutre à mi-travée 15
Figure III.5 Coupe longitudinale de la 2ème variante 16
Figure III.6 Coupe transversale de la 2ème variante 17
Figure III.7 Dimensions de la poutre de la 2ème variante 17
Figure III.8 Les différents paramètres caractéristant les voussoirs sur pile et sur clé 18
Figure III.9 Coupe longitudinale de la 3ème variante 19
Figure III.10 Section du voussoir sur pile 19
Figure III.11 Section du voussoir de clavage 19
Figure V.1 Découpage des voussoirs 26
Figure V.2 Découpage des voussoirs au niveau du demi-fléau 27
Figure V.3 Variation de la hauteur des voussoirs 27
Figure V.4 Variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur 27
Figure V.5 Variation de la section des voussoirs 28
Figure VI.1 Coupe transversale de l'ouvrage avec le nombre de voies 30
Figure VI.2 Section transversale du voussoir sur pile 31
Figure VI.3 Section transversale du voussoir sur clé 31
Figure VI.4 Les différents cas de charges considérés 35
Figure VI.5 Vue en plan de la charge b_c 36
Figure VI.6 Disposition de la charge b_c dans le sens transversal 37
Figure VI.7 Disposition de la charge b_c dans le sens longitudinal 37
Figure VI.8 Disposition de la charge b_r 38
Figure VI.9 Disposition de la charge b_t 39
Figure VI.10 Disposition de la surcharge M_c120 dans le sens transversal 40
Figure VI.11 Disposition de la surcharge M_c120 dans le sens longitudinal 40
Figure VI.12 Vue en plan de la surcharge M_c120 40
Figure VI.13 Disposition longitudinale et en plan du convoi type D240 41
Figure VII.1 Effet dû au poids propre du demi-fléau 44
Figure VII.2 Surcharges réparties de chantier 45
Figure VII.3 Surcharges concentrées 46
Figure VII.4 Surcharges de l'équipage mobile 46

Figure VII.5 Effet dû à la force accidentelle 47
Figure VII.6 Surcharge répartie du vent 48
Figure VIII.1 Découpage des voussoirs au niveau du demi-fléau 52
Figure VIII.2 Disposition des câbles au niveau du gousset du voussoir sur pile 52
Figure VIII.3 Tracé des câbles en élévation 54
Figure VIII.4 Tracé en plan des câbles de précontrainte 54
Figure IX.1 Modélisation du pont sur CSI BRIDGE 61
Figure IX.2 Disposition des câbles de précontrainte en travée centrale 63
Figure IX.3 Disposition des câbles de précontrainte au niveau du gousset gauche dans la travée centrale 63
Figure IX.4 Disposition des câbles de précontrainte en élévation dans la travée de rive 64
Figure IX.5 Disposition des câbles de précontrainte au niveau du gousset gauche de la travée de rive 64
Figure X.1 Effet isostatique 68
Figure X.2 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS 69
Figure X.3 Effet RESAL 69
Figure XI.1 Modélisation du voussoir sur pile 72
Figure XI.2 Modélisation du voussoir sur clé 72
Figure XII.1 Paramètres de l'appareil d'appui 77
Figure XII.2 Joint de chaussée de type Wd 83
Figure XIII.1 Coupe transversale de la pile 85
Figure XIII.2 Abaque de WALTER 91
Figure XIII.3 Ferraillage de la semelle 96
Figure XIII.4 Abaque de WARNER 98
Figure XIII.5 Ferraillage des pieux 100
Figure XIII.6 Section transversale de la culée 104

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Ouvrages construits par encorbellement successif, en Algérie 7
Tableau II.1 Classification des ponts 11
Tableau II.2 Coefficient d'accélération 12
Tableau II.3 Résultats des essais pressiométriques 12
Tableau II.4 Pression et module pressiométriques moyennes 12
Tableau II.5 Caractéristiques géotechniques des sites 13
Tableau II.6 Récapitulatif des caractéristiques du site 13
Tableau III.1 Pré-dimensionnement de la 1ère variante proposée 14
Tableau III.2 Pré-dimensionnement de la 2ème variante proposée 16
Tableau III.3 Pré-dimensionnement de la 3ème variante proposée 18
Tableau III.4 Avantages et inconvénients de chacune des variantes 20
Tableau III.5 Evaluation des variantes 21
Tableau IV.1 Caractéristiques du béton de chaque élément structurel 22
Tableau IV.2 Contrainte limite de chaque élément structurel 23
Tableau IV.3 Etat limite de service 24
Tableau V.1 Récapitulatif des caractéristiques géométriques du tablier 29
Tableau VI.1 Classe du pont 32
Tableau VI.2 Le poids des charges complémentaires permanentes 33
Tableau VI.3 Coefficient a_1 en fonction de la classe du pont 34
Tableau VI.4 Valeurs V_0 en fonction de la classe du pont 34
Tableau VI.5 Valeurs des coefficients a_1 et a_2 considérés 35
Tableau VI.6 Calcul des différents $A(l)_{iv}$ selon les cas de charges 35
Tableau VI.7 Disposition de la charge b_c 37
Tableau VI.8 Les valeurs de b_c 37
Tableau VI.9 Les coefficients de majoration dynamique du système b_c 38
Tableau VI.10 Les coefficients de majoration dynamique du système b_r 38
Tableau VI.11 Les valeurs de b_t considérées 39
Tableau VI.12 Les coefficients de majoration dynamique du système b_t 39
Tableau VI.13 Disposition de la surcharge M_c120 40
Tableau VI.14 Les coefficients de majoration dynamique de M_c120 40
Tableau VI.15 Efforts de freinage du système A 42
Tableau VI.16 Les coefficients de majoration de chacune des actions considérées 42
Tableau VI.17 Les combinaisons d'action considérées 42
Tableau VII.1 Valeurs de l'effort tranchant 48
Tableau VII.2 Valeurs du moment de flexion 49
Tableau VII.3 Combinaisons type A et B 49
Tableau VIII.1 Les différents paramètres du calcul de la précontrainte 50
Tableau VIII.2 Le nombre de câbles de fléau 51
Tableau VIII.3 Le nombre de câbles arrêtés pour chaque voussoir 51
Tableau VIII.4 Paramètres de calcul de l'équation des câbles en élévation 53
Tableau VIII.5 Equations des câbles en élévation 53
Tableau VIII.6 Les paramètres du tracé en plan 55
Tableau VIII.7 Paramètres de calcul des pertes de tension par frottement 56
Tableau VIII.8 Paramètres de calcul des pertes dues au recul d'ancrage 57
Tableau VIII.9 Paramètres de calcul des pertes dues au raccourcissement du béton 57
Tableau VIII.10 Paramètres de calcul des pertes dues à la relaxation des aciers 58
Tableau VIII.11 Paramètres de calcul des contraintes sup et inf 59
Tableau VIII.12 Vérification des contraintes en phase de construction 59

Tableau IX.1 Paramètres de calcul de l'effort de précontrainte 61
Tableau IX.2 Paramètres de calcul du moment de fluage 62
Tableau IX.3 Caractéristiques du caisson situé à l'axe de la travée centrale 62
Tableau IX.4 Le nombre de câbles en travée centrale 62
Tableau IX.5 Caractéristiques du caisson situé à l'axe de la travée de rive 63
Tableau IX.6 Le nombre de câbles en travée de rive 64
Tableau IX.7 Vérification des contraintes, à vide, dans la travée centrale 65
Tableau IX.8 Vérification des contraintes, à vide, dans la travée de rive 65
Tableau IX.9 Vérification des contraintes, dans la travée centrale pour le cas chargé 66
Tableau IX.10 Vérification des contraintes, dans la travée de rive pour le cas chargé 66
Tableau X.1 Caractéristiques de la section 70
Tableau XI.1 Combinaisons d'action à considérer 73
Tableau XI.2 Moments maximaux des éléments du VSP 73
Tableau XI.3 Moments maximaux des éléments du VSC 73
Tableau XI.4 Sections de ferraillage des VSP et VSC 74
Tableau XII.1 Réactions d'appuis au niveau des culées 76
Tableau XII.2 Détermination de l'aire de l'élastomère 77
Tableau XII.3 Détermination de la hauteur de l'élastomère 77
Tableau XII.4 Gamme des joints CIPEC 82
Tableau XIII.1 Caractéristiques mécaniques des piles 85
Tableau XIII.2 Caractéristiques relatives à l'effort sismique 86
Tableau XIII.3 Paramètres du spectre de dimensionnement 88
Tableau XIII.4 Valeurs T_1,T_2 et S pour la composante horizontale 88
Tableau XIII.5 Force horizontale de chacun des appuis 89
Tableau XIII.6 Efforts verticaux 90
Tableau XIII.7 Efforts verticaux et horizontaux 90
Tableau XIII.8 Valeurs des efforts maximaux 90
Tableau XIII.9 Paramètres de calcul des paramètres de WALTER 91
Tableau XIII.10 Paramètres de calcul de l'armature transversale 92
Tableau XIII.11 Paramètres de calcul du rendement des pieux 93
Tableau XIII.12 Efforts appliqués à la semelle 94
Tableau XIII.13 Paramètres de calcul de l'espacement 95
Tableau XIII.14 Paramètres de l'équation différentielle 96
Tableau XIII.15 Paramètres de calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER 97
Tableau XIII.16 Paramètres de calcul des coordonnées de l'abaque de WARNER 99
Tableau XIII.17 Valeurs des différents paramètres 105
Tableau XIII.18 Efforts et moments dus au poids des terres 106
Tableau XIII.19 Efforts et moments dus au poids propre de la culée 106
Tableau XIII.20 Efforts et moments dus à la poussée des terres 107
Tableau XIII.21 Efforts et moments dus aux surcharges 107
Tableau XIII.22 Efforts et moments dus aux sollicitations sous différentes charges 108
Tableau XIII.23 Vérification de la stabilité de la culée 108

INTRODUCTION GENERALE

Le réseau routier est un ensemble de routes interconnectées au sein d'une région/territoire visant l'intégration et l'unification. Jouant un rôle important dans une économie par son action de mise en connexion de toutes les zones, le réseau routier constitue un des secteurs porteurs de croissance en ayant des effets d'entraînement sur d'autres secteurs.

En d'autres termes, le processus de développement économique en tous lieux nécessite l'établissement d'un réseau routier adéquat car l'insuffisance et la non connexion des routes constituent un des éléments principaux qui entravent le développement des pays.

L'augmentation colossale du nombre de véhicules en Algérie, notamment depuis le début des années 2000 a été traduite par une insuffisance du secteur routier à satisfaire les exigences liées à la circulation automobile et aux attentes des usagers de la route.

Dans ce sens, le projet de la pénétrante autoroutière reliant la wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia à travers le massif du Djurdjura a vu le jour pour favoriser les échanges entre l'ensemble des wilayas du pays.

Ce projet, comptant 37 ouvrages jouera un rôle clé dans le développement sociaux-économique de la wilaya de Tizi-Ouzou et des régions avoisinantes.

Un des ces ouvrages, dont fait l'objet ce projet de fin d'étude, est le viaduc N°10 se situant entre le PK 20+500 et le PK 20+750.

Le présent mémoire portera sur « la conception et l'étude d'un viaduc autoroutier-Pénétrante de Tizi-Ouzou-Viaduc N°10 ».

Le travail effectué s'articule autour de quatre axes principaux :

1- Présentation de la technique de l'encorbellement successif (chapitre Master),
2- Présentation générale du projet ainsi que l'ensemble des données nécessaires à la conception, la proposition de variantes et l'établissement de l'analyse multicritères,
3- L'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la stabilité des différentes parties du pont en phase de stabilité et de service ainsi que le dimensionnement de l'ensemble des composantes du tablier suivi des vérifications qui en découlent,
4- L'étude de l'infrastructure (piles ; culée) en fonction des caractéristiques du sol.

CHAPITRE 1

TECHNIQUE DE L'ENCORBELLEMENT SUCCESSIF

CHAPITRE I

I.1 INTRODUCTION

Le développement économique d'un pays englobe plusieurs paramètres et touche à divers secteurs dont celui des transports. La liaison entre les différents pôles économiques ne peut être assurée que par des infrastructures de transport répondant à toutes les exigences de qualité, de confort, de durabilité et de sécurité.

Ces infrastructures couvrent trois réseaux principaux, à savoir : le réseau routier ferroviaire et fluvial.

La continuité de l'un de ces réseaux passe, généralement, par la réalisation d'ouvrages d'art tout le long du tracé selon les caractéristiques du site.

La maîtrise et la diversité des techniques de construction de ces ouvrages de franchissement a connu un développement considérable et un réel succès à travers le monde.

Dans le cadre de la recherche bibliographique menée pour l'obtention du diplôme de Master ; un long travail d'investigation a été fait au sujet d'une technique de construction qui a fait ses preuves durant de nombreuses décennies, à savoir la technique de l'encorbellement successif.

Dans le présent chapitre, plusieurs aspects couvrant ce principe de construction seront abordés et illustrés.

I.2 CLASSIFICATION DES PONTS

Un pont est une structure spatiale dont la fonction est le franchissement d'un obstacle (vallée, cours d'eau, autre voie de communication) par une voie de communication [16].

Les ponts peuvent être classés selon :

- La structure porteuse longitudinale: les ponts à poutres, les arcs et les ponts à câbles (ponts suspendus et ponts à haubans).
- Le ou les éléments constitutifs de leurs sections transversales : ponts-dalles, ponts à poutres-caissons, ponts à poutres en té…
- La position relative des éléments constitutifs de leurs sections transversales par rapport à la voie portée : ponts à poutres sous chaussée, ponts à poutres latérales.

Cependant, ces classifications ne conviennent pas aux grands ponts en béton précontraint pour lesquels la méthode de construction conditionne généralement la conception et le calcul. Il est donc habituel de rassembler les grands ponts en béton précontraint en quatre familles principales correspondants chacune à un procédé constructif type, qui sont :

- Les ponts à poutres préfabriquées lancées,
- Les ponts poussés,
- Les ponts construits sur cintres autoporteurs et autolanceurs,
- Les ponts construits par encorbellement successif.

I.3 PRINCIPE DE LA CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

La stabilité de la console ainsi constituée est assurée à chaque étape de la construction par des câbles de précontrainte, de longueur croissante, disposés dans la membrure supérieure de la poutre.

Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles. Ils peuvent également être préfabriqués, transportés et mis en place au moyen de dispositifs appropriés.

I.4 HISTORIQUE

La construction par encorbellement successif, dont le principe de base est l'exécution d'un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol, est une technique très ancienne.

Dès l'antiquité, elle fut appliquée à la construction des voûtes en Europe et en Amérique du Sud (notamment pour la construction des voûtes Maya) et celle de ponts en bois.



Figure I. 1 Pont gaulois



Figure I. 2 Voûtes Maya

Au XIXème siècle et au début du XXème siècle, elle fut appliquée à la construction de ponts métalliques en arc, comme les viaducs de Garabit et du Viaur, ou en poutre-treillis comme les ponts sur le Firth of Forth, le pont Bénodet ou encore l'ancien pont de Pirmil à Nantes [16].

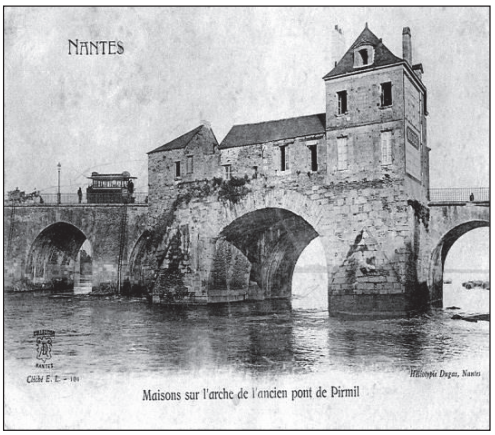


Figure I.3 Pont de Pirmil



Figure I.4 Viaduc de Garabit

Dès la venue du béton armé, l'application de cette technique même de façon partielle, à ce nouveau matériau suscita l'intérêt de nouveaux constructeurs.

Déjà, en 1928 Freyssinet exécutait en porte-à-faux les amorces des arcs de 185m de portée du pont Albert-Louppe (anciennement appelé pont de Plougastel) qui devait supporter un moment de renversement élevé (45.000KN.m) dû au poids du cintre en cours de montage.



Figure I.5 Pont Albert-Louppe

Pour équilibrer ce moment, Freyssinet imagina la réunion de deux consoles adjacentes par des tirants métalliques réalisant une sorte de précontrainte provisoire. Ces tirants composés de câbles, étaient mis en tension par déviation à l'aide de vérin s'appuyant sur une charpente disposée dans l'axe des piles.

On doit à Cacquot les plus grands ponts français en béton armé construits par encorbellement, notamment le pont de Donzère dont la portée de la travée centrale atteint les 100m.



Figure I.6 Pont de Donzère en 1952

N'ayant pas connu un grand développement en raison du nombre élevé des armatures nécessaires pour assurer la résistance des consoles et de la fissuration importante de l'extrados du tablier ; **la précontrainte** apparut comme la solution idéale à la construction par encorbellement.

En 1952-1953, les premiers ouvrages réalisés avec précontrainte à barres au moyen d'équipage mobile de bétonnage soutenu par les consoles en construction ont vu le jour.

Le premier pont construit selon cette technique fut achevé à Worms en Allemagne en 1952, avec une portée principale respectable de l14m. Il s'agit du pont de Nibelung.



Figure I.7 Le pont de Nibelung

La construction par encorbellement à l'aide de voussoirs préfabriqués a marqué l'évolution de cette dernière en 1962.

I.5 CINEMATIQUE DE CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF

La construction s'effectue :

- En général, symétriquement, de part et d'autre d'une pile de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution ; la double console obtenue est alors dénommée fléau.

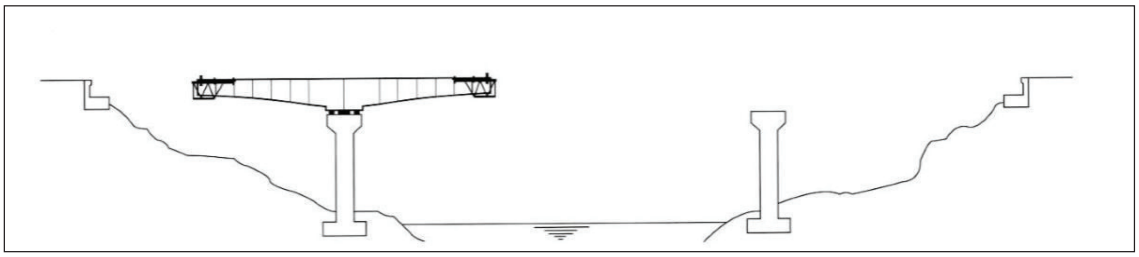


Figure I.8 Construction symétrique depuis une pile

- Parfois, dissymétriquement d'un seul côté d'un fléau, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente.

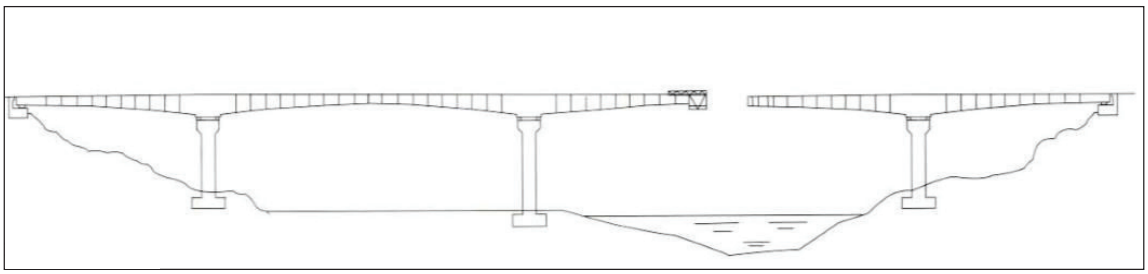


Figure I.9 Construction en surencorbellement

- Exceptionnellement, à partir d'une culée, le moment de renversement apporté par la console étant alors équilibré par un contrepoids dimensionné en conséquence et faisant partie du tablier lui-même [16].

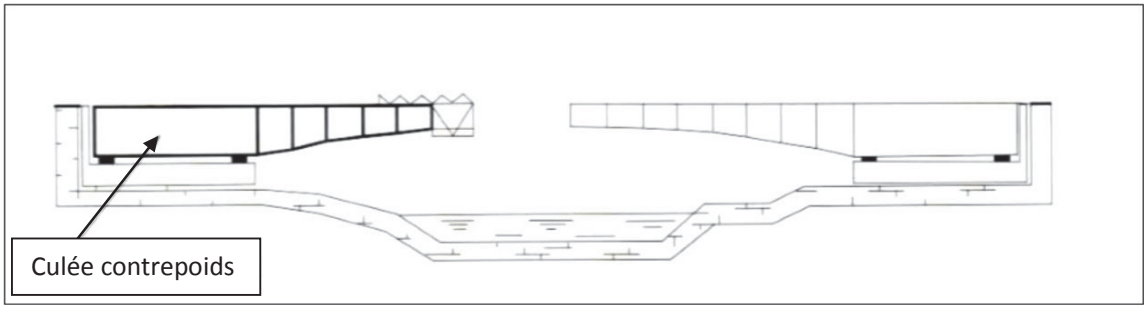


Figure I.10 Construction par encorbellements successifs à partir de travées contrepoids

I.5.1 Exemple de cinétique de construction courante

Les ouvrages sont construits, en général, par fléau les uns après les autres. Mais, dans une optique de réduction des délais d'exécution, les fléaux peuvent être construits simultanément. Ainsi, dès qu'un fléau est terminé, il est solidarisé par clavage avec le fléau précédent.

En pratique, pour un ouvrage à trois travées la cinétique de construction courante est la suivante [W2] :

- Réalisation des parties coulées sur cintres au niveau des culées
- Réalisation des deux fléaux
- Clavage de chaque fléau avec la partie coulée sur cintre de rive
- Clavage des fléaux au milieu de l'ouvrage

I.6 AVANTAGES DU PROCEDE

a) L'avantage principal de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et échafaudages ce qui permet de libérer l'espace situé au-dessous de l'ouvrage. C'est donc, un procédé particulièrement adapté aux conditions locales suivantes [16] :

- Rivières à crues violentes et soudaines (cintres dangereux)
- Ouvrages comportant des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (cintre onéreux)
- Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction (cintre gênant)

b) La réduction et la meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir ;

c) L'exécution d'ouvrages de géométrie très diverses ;

d) L'augmentation du rendement de la main-d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif ;

e) La souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ ;

f) La rapidité de construction dans le cas d'ouvrages à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.

I.7 OUVRAGES CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIFS, EN ALGERIE

Une collecte de données auprès de la direction des travaux publics d'Alger (D.T.P) ainsi que l'entreprise nationale des grands ouvrages d'art (E.N.G.O.A) a permis l'obtention de statistiques se rapportant à la technique de l'encorbellement successif en Algérie.

La principale information tirée de cette collecte de données est le fait que 20% des ouvrages construits par encorbellement successif sur le territoire Algérien a été réalisé par l'ENGOA.

Des exemples d'ouvrages d'art réalisés par cette méthode sont cités dans le tableau (I.1).

Tableau I.1 Ouvrages construits par encorbellement successif, en Algérie

N°	Nom de l'ouvrage	Caractéristiques	Maître de l'ouvrage	Année
1	O.A. sur Oued Fergoug/Mascara	Construction par voussoirs coulés en place	D.T.P. Mascara	1985-1988
2	O.A. sur Val d'Hydra/Alger		D.T.P. Alger	1991-1994
3	Viaduc sur Oued Rhummel/Mila		D.T.P. Mila	1996-2003
4	O.A. sur le barrage de Taksebt/Tizi Ouzou		A.N.B. Alger	1998-2003
5	O.A. sur Oued Sébaou/ RN 72, Tizi Ouzou au Pk 34+200		D.T.P. Tizi Ouzou	2002-2003
6	Viaduc sur Oued DAR EL OUED/Jijel		D.T.P. Jijel	2005
7	O.A. sur Oued Soummam/Bejaïa	Construction par voussoirs préfabriqués	D.T.P. Béjaïa	2007
8	O.A. sur Oued Sébaou/ RN12 au CW224-Tizi Ouzou		D.T.P. Tizi Ouzou	2007

I.8 CONCLUSION

Le travail effectué pour la rédaction de ce chapitre a permis d'en apprendre davantage sur une technique de construction qui a révolutionné le monde des travaux publics. L'intérêt porté sur cette méthode a mené à la proposition d'une variante propre à l'étude du V10, dont fait l'objet le présent mémoire.

CHAPITRE 2

PRESENTATION GENERALE

CHAPITRE II

II.1 INTRODUCTION

La modernisation du réseau routier Algérien permettrait de structurer le territoire et de contribuer au développement du pays tant sur le plan économique que social. C'est dans cette optique qu'une multitude de projets routiers ont vu le jour, ces dernières années sur tout le territoire national.

Le réseau routier Algérien s'appuie sur deux axes transversaux, à savoir : l'autoroute Est-Ouest et l'autoroute des hauts plateaux. Une multitude de pénétrantes ont été réalisées ces dernières années comme point de liaison entre ces deux Autoroutes dans l'optique de favoriser les échanges entre le Nord et le Sud de l'Algérie. (cf. figure II.1)

Une de ces pénétrantes est celle reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia à travers le massif du Djurdjura.

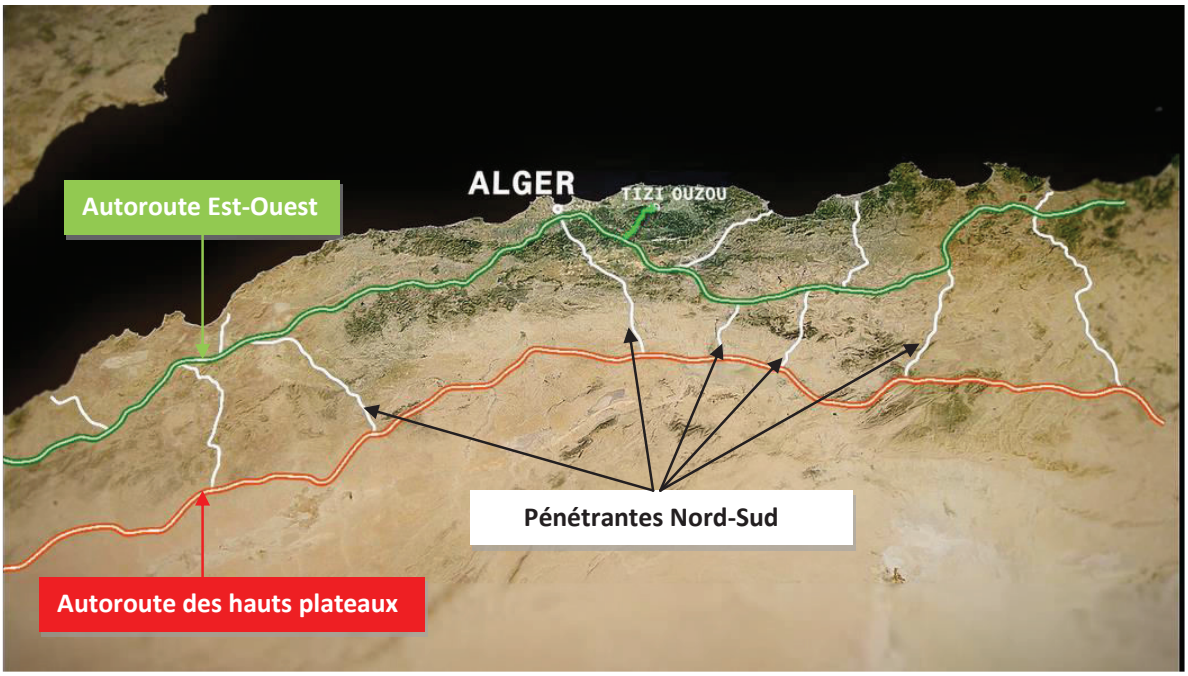


Figure II.1 Les grandes axes du réseau routier en Algérie

La pénétrante autoroutière, longue de 48 km, traverse les wilayas de Bouira et de Tizi Ouzou avec un profil en 2x3 voies, 21 viaducs et deux tunnels de 950 m et 710 m traversant respectivement les communes de Draâ El Mizan et Aït Yahia Moussa.

Elle compte aussi 25 km de routes secondaires, 7 échangeurs, 37 ouvrages d'art, dont 16 sont situés sur la partie prévue dans la Wilaya de Tizi Ouzou.

II.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le présent travail est consacré à la conception et à l'étude de l'un des 21 Viaducs, à savoir le Viaduc n°10 se trouvant dans la commune de Draa el Mizane devant franchir un obstacle long de 250m, entre le PK20+500 et le PK20+750. (cf. figures II.2 ; II.3 et II.4)

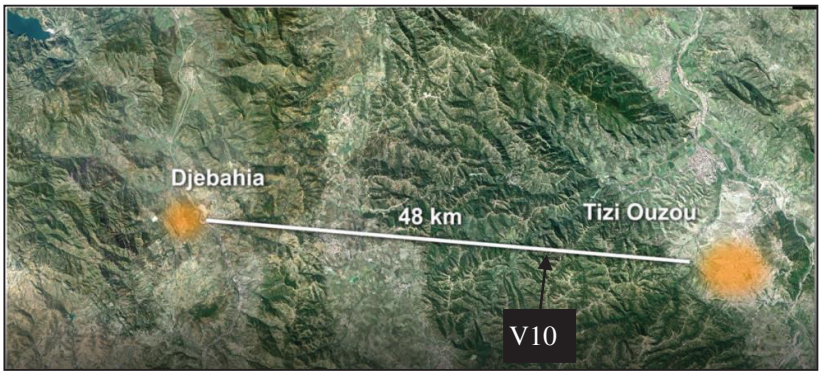


Figure II.2 Vue en situation du projet

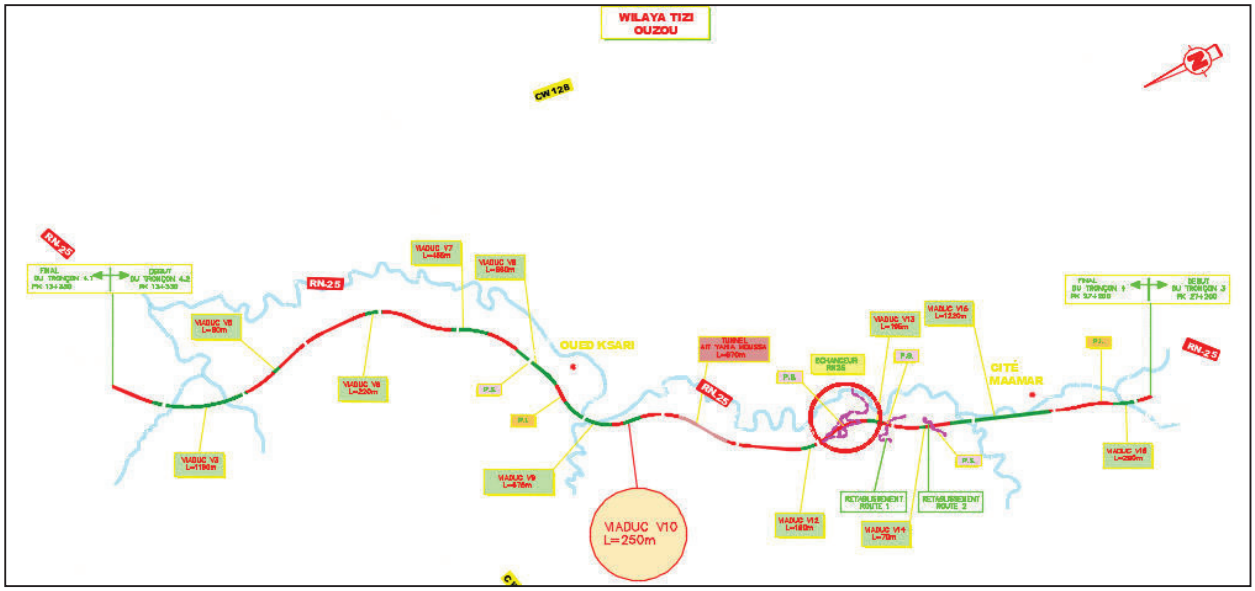


Figure II.3 Plan de situation de la pénétrante

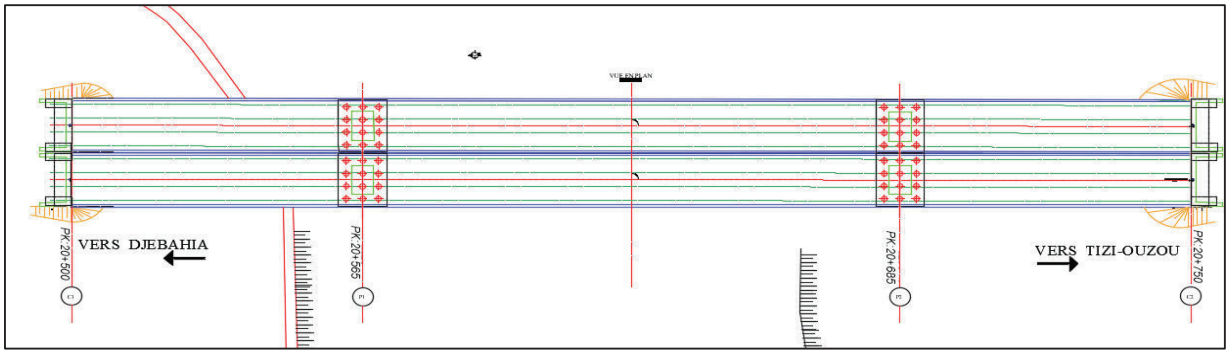


Figure II.4 Vue en plan du V10

II.3 CARACTERISTIQUES DU SITE

II.3.1 Données géologiques

Le V10 est situé dans le domaine géodynamique nord algérien, plus précisément le domaine Kabyle.

Le domaine Kabyle se compose d'une couverture sédimentaire comportant du Paléozoïque, du Mésozoïque, du Cénozoïque et une série cristallophyllienne.

Le socle cristallophyllien se distingue par deux ensembles lithologiques qui sont :

- Un complexe inférieur composé de gneiss, de quartzites et de paragneiss migmatitiques.
- Un complexe supérieur à micaschistes, marbres et sericitoschistes.

Des blastomylonites, des pegmatites et des granites traversent éventuellement les deux séries précédentes.

Il est possible d'observer des dépôts quaternaires jalonnant les lits des grands oueds et dépressions.

II.3.1.1 Stratigraphie

La stratigraphie est une branche de la géologie qui étudie la succession des différentes couches géologiques ou strates. Elle permet de dater les roches et de les corréler entre elles.

La région dont laquelle se situe le V10 est constitué principalement de gneiss d'âge protérozoïque.

Les couches stratigraphiques sont composées de :

II.3.1.2 Gneiss et granito-gneiss : proterozoïque supérieur (PR-GN)

Le degré de fracturation étant très élevé, les sondages de Gneiss sont souvent récupérés sous forme de sable.

On peut trouver l'unité PR-GN en surface entre le Pk 20+500 et le 20+800.

II.3.1.3 Graviers, sables et limons : quaternaire (QA)

Ce sont des dépôts granulaires non consolidés caractérisés par une grande variabilité de tailles de taille de grains.

Cette unité est située dans le lit actuel des oueds des plaines alluviales.

II.3.1.4 Argiles rouges caillouteuses : quaternaire (QCE)

Ce sont des argiles rougeâtres caillouteuses et graveleuses liées aux roches du substrat métamorphique, du Pk15+500 jusqu'à la fin du tronçon.

Les matériaux de cette unité ne sont pas consolidés et sont très sensibles à la variation en teneur en eau.

II.3.2 Données climatiques

La température annuelle moyenne de la zone où se situe le V10 est de 17°C. Les précipitations, quant à elle, sont d'une moyenne de 776mm.

II.3.3 Données sismologiques

La sismicité est déterminée selon les règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

II.3.3.1 Classification de la zone sismique

La carte de zonage sismique, révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la zone IIa.

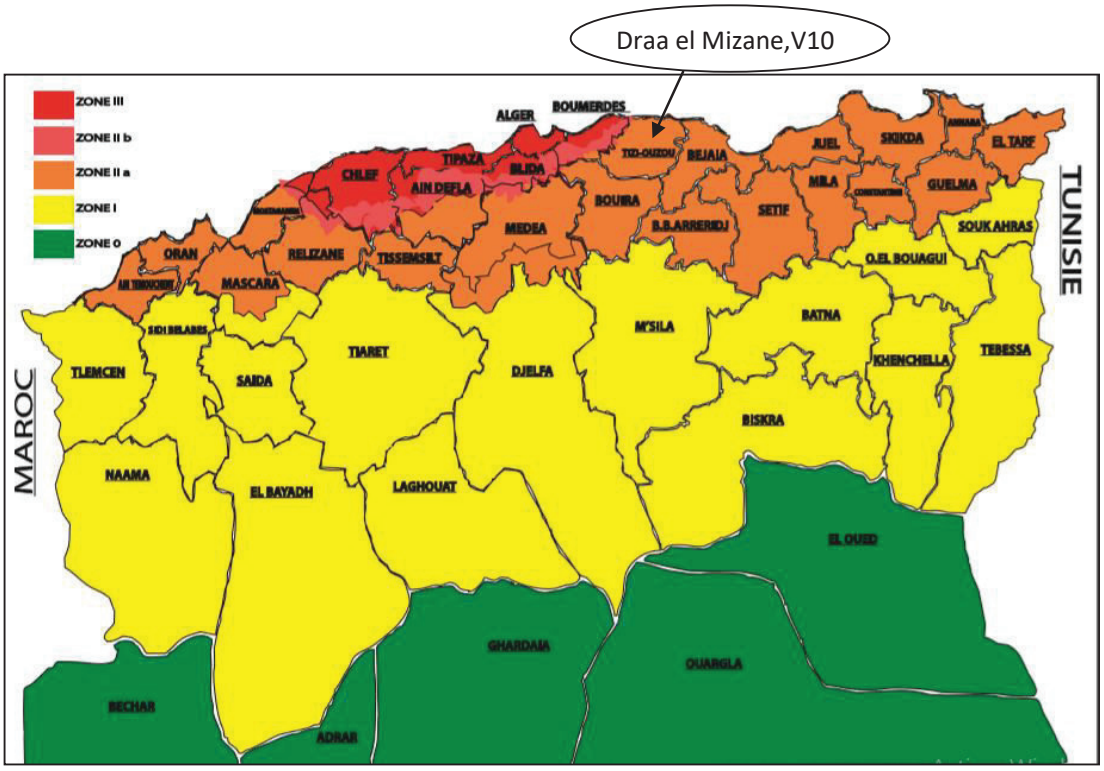


Figure II.3 Carte du zonage sismique en Algérie

II.3.4 Classification du V10

Selon la norme citée les ponts franchissant ou longeant une autoroute, route express ou voie à grande circulation sont classés dans le groupe 2, à savoir des ponts importants.

Tableau II.1 Classification des ponts

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importante moyenne

II.3.5 Coefficient d'accélération de zone « A »

Le coefficient d'accélération de zone « A » est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance de pont

Tableau II.2 Coefficient d'accélération

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

II.3.6 Données géotechniques

Trois (3) sondages pressiométriques ont été effectués afin de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol.

Les résultats des essais sont dans le tableau (II.3).

Tableau II.3 Résultats des essais pressiométriques

Sondage	PK	Unité	Tronçon	Profondeur (m)	Ep (bars)	Pl (bars)	Pf (bars)
SCP-V10-P2	20+685	PR-GN	4,2	5,00	253,33	32,55	15,73
SCP-V10-P2	20+685	PR-GN	4,2	8,00	416,09	42,24	18,26
SCP-V10-P2	20+685	PR-GN	4,2	11,00	337,2	25,78	26,42
SCP-V10-P2	20+685	PR-GN	4,2	14.00	758,93	50,59	18,47
SCP-V10-P1	20+ 565	PR-GN	4,2	5,00	160,04	23,77	12,20
SCP-V10-P1	20+ 565	PR-GN	4,2	8,00	546,33	39,14	19,62
SCP-V10-P1	20+ 565	PR-GN	4,2	11,00	118,09	54,25	27,68
SCP-V10-P1	20+ 565	PR-GN	4,2	14,00	595,69	52,63	27,68
SC-C1	20+ 500	PR-GN	4,2	3,70	810,49	60,47	24,97
SC-C2	20+ 750	PR-GN	4,2	12,00	86,26	8,21	3,21

II.3.7 Classification du site

Les résultats des essais pressiométriques à différents endroits et profondeurs visibles dans le tableau (II.4) , ont permis le calcul de la pression limite moyenne (Pl) ainsi que le module pressiométrique moyen (Ep).

Tableau II.4 Pression et module pressiométrique moyennes

Nombre d'essais	Ep (MPa)	Pl (MPa)
10	51,453	3,896

Ces valeurs permettent de définir la catégorie de sol comme indiqué dans le RPOA 2008.

Tableau II.5 Caractéristiques géotechniques des sites

Cat	Description		$\overline{q_c}$ (MPa)	$\overline{N}$	$\overline{p_l}$ (MPa)	$\overline{E_p}$ (MPa)	$\overline{q_u}$ (MPa)	$\overline{V_S}$ (m/s)
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/Gravier	>15	>50	>2	>20	--	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/Gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	$200 \leq V_s < 400$
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/Gravier	<5	<10	<1	<5	--	$100 \leq V_s < 200$
		Argile	<1,5	--	<0,5	<5	<0,1	

La catégorie du sol est : S2 (ferme).

II.4 CONCLUSION

Une parfaite connaissance des caractéristiques du site sur lequel sera réalisé un ouvrage est primordial pour le bon dimensionnement de ce dernier.

De ce fait, la conception et l'étude du V10 sera exclusivement basée sur les spécificités du site et leur influence sur l'ouvrage.

Tableau II.6 Récapitulatif des caractéristiques du site

Caractéristiques	Classe/ catégorie
Zone sismique	IIa
Classification du V10	Groupe 2
Coefficient d'accélération	0,2
Catégorie du sol	S2 (ferme)

CHAPITRE 3

CONCEPTION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE III

III.1 INTRODUCTION

La conception est l'étape clé qui permettra l'optimisation d'un ouvrage projeté d'un point de vue technique, économique et environnemental. Divers paramètres sont pris en compte pour aboutir à la conception qui répondra au mieux aux besoins et exigences déterminées en amont du projet.

Dans ce qui suivra, il sera question de procéder à une analyse multicritères entre 3 variantes minutieusement pré-dimensionnées.

III.2 PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1 Variante 1 : Viaduc à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension

Les caractéristiques géométriques de la poutre principale sont déterminées suivant le guide SETRA VIPP.

Tableau III.1 Pré-dimensionnement de la 1ère variante proposée

Nombre et longueur de travée	5 travées de 50m de longueur chacune
L'élancement $\frac{L}{22}<h<\frac{L}{17}$	h=2,5m
Epaisseur de l'hourdis	0,25m
La hauteur des poutres	h_p= 2,25m
Le nombre de poutres	9 poutres
L'entraxe entre les poutres	e=1,56m
La largeur de la table de compression	0,6*h_p=0,6*2,25=1,35m
L'épaisseur de la table de la table de compression	0,15m
La largeur du talon	0,9m
L'épaisseur du talon	0,2m
L'épaisseur de l'âme à mi-travée	0,22m
L'épaisseur de l'âme à l'about	0,3m
Les goussets du talon -En zone d'appui -A mi-travée	 0,3m 0,34m
Les goussets de la table de compression	0,15*0,15=0,0225m

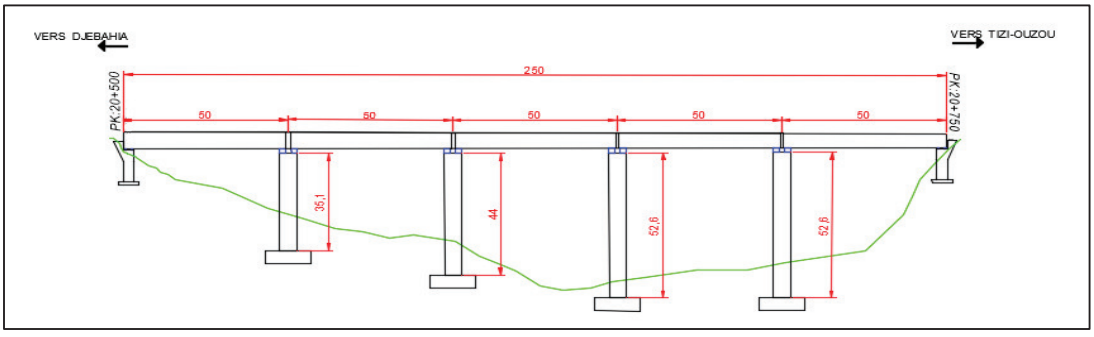


Figure III.1 Coupe longitudinale de la 1ère variante

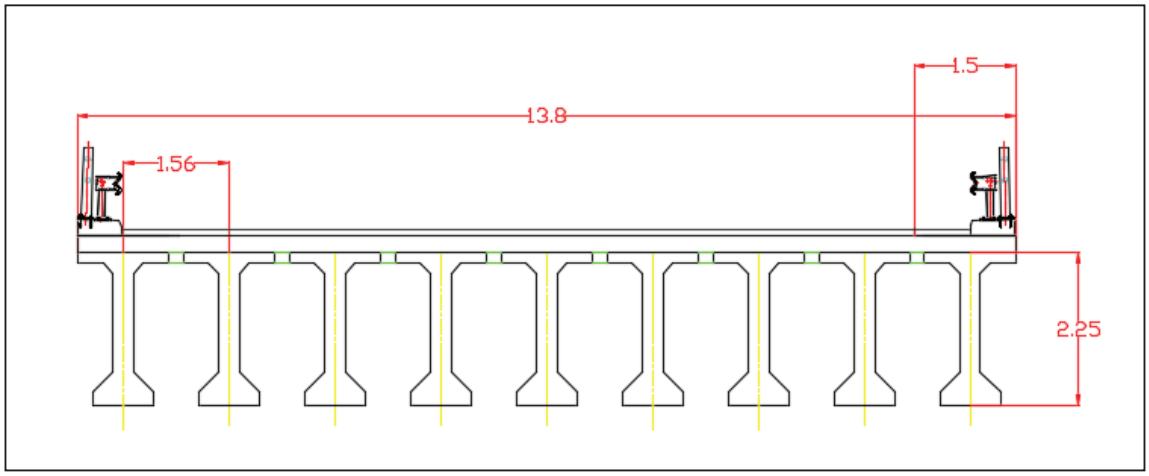


Figure III.2 Coupe transversale de la 1ère variante

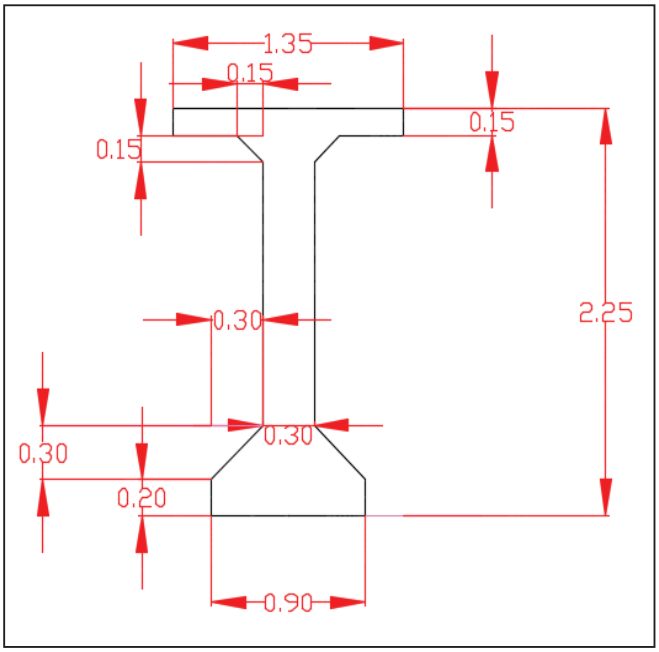


Figure III. 3 Coupe transversale de la poutre en zone d'appui

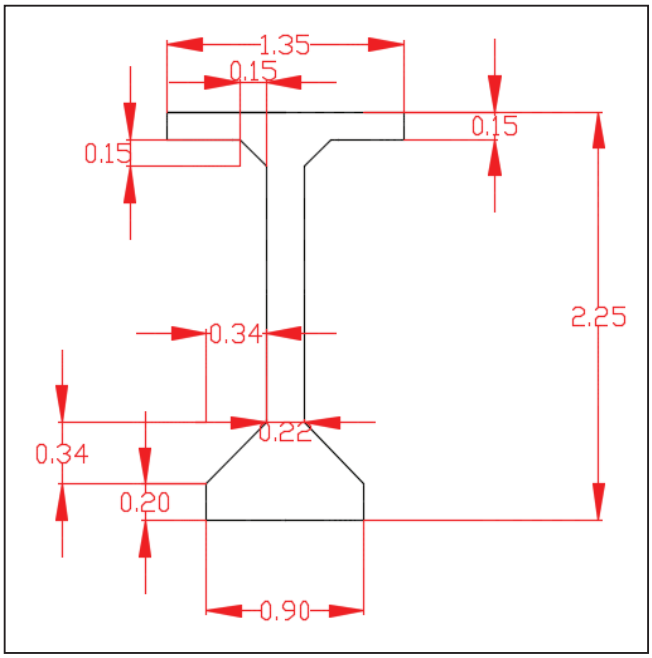


Figure III. 4 Coupe transversale de la poutre à mi-travée

III.2.2 Variante 2 : Viaduc mixte acier-béton bipoutres

Les caractéristiques de la poutre ont été déterminées par le guide SETRA 2010.

Selon la norme NF en 10025, les semelles de poutres principales sont de tôles en acier S355. (K2 OU N).

Tableau III.2 Pré-dimensionnement de la 2ème variante proposée

Nombre et longueur de travée	4 travées de 62,51m
La hauteur de la poutre	h=2,9m
Entraxe des poutres	e=0,55L_T=7,6m
La largeur de la semelle inférieure	1,10m
La largeur de la semelle supérieure	0,90m
L'épaisseur de la semelle inférieure	50,25mm
L'épaisseur de la semelle supérieure	41,11mm
L'épaisseur de l'âme	20mm
L'épaisseur de la dalle au droit des poutres principales	0,368m
L'épaisseur de la dalle au centre du tablier	0,254m
Entretoise en zone courante	IPE 600 tout les 7m
Entretoise sur pile	PRS 700 tout les 7m
Tonnage de charpente	206,6Kg/m²

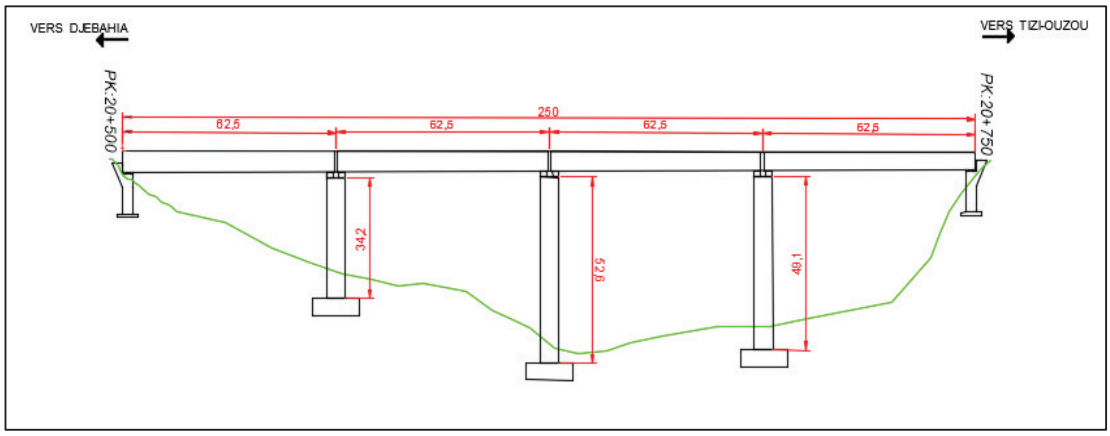


Figure III.5 Coupe longitudinale de la 2ème variante

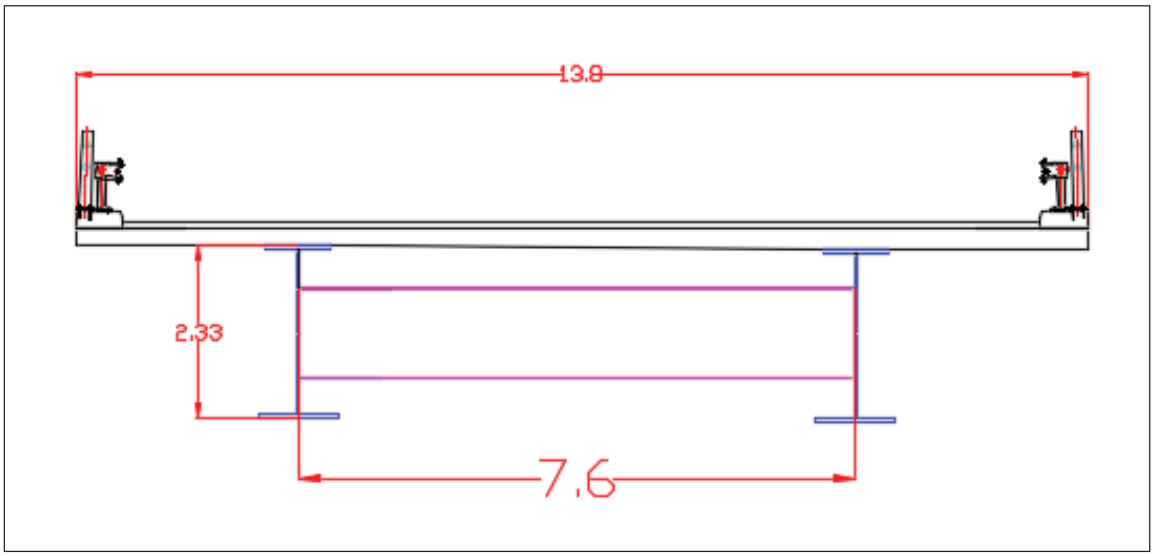


Figure III.6 Coupe transversale de la 2ème variante

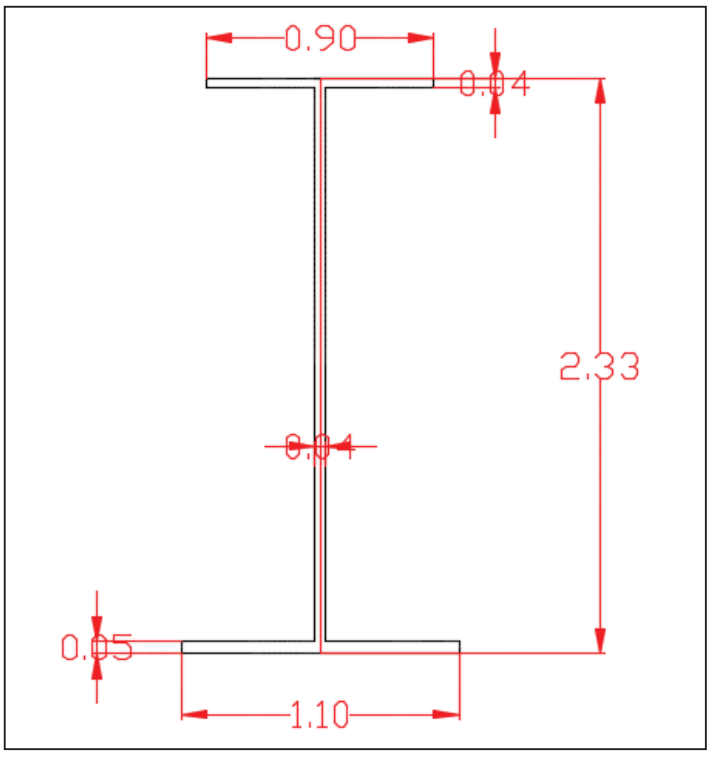


Figure III.7 Dimensions de la poutre de la 2ème variante

III.2.3 Variante 3 : Viaduc poutre caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif

La détermination des caractéristiques géométriques du caisson de la travée principale se fait suivant le guide SETRA 2003. (monocaisson largeur entre 18 et 25m)

-Goussets inférieurs : $\propto = 45°$

-Goussets supérieurs : $\propto = 45°$

Tableau III.3 Pré-dimensionnement de la 3ème variante proposée

Nombre et longueur de travée	2 travées de rive de 65m de longueur et une travée centrale de 120m
Hauteur du voussoir sur pile	h_p=7m
Hauteur du voussoir sur culée	h_c=3.45m
L'épaisseur de l'hourdis supérieur	e_1= 17cm e_2=0.45m e_3=0.38m e_4=0.25m
L'épaisseur de l'hourdis inférieur sur pile	E_p=40cm
L'épaisseur de l'hourdis inférieur à mi-travée	E_c=20cm
Goussets inférieurs	$\propto = 45°$
Goussets supérieurs	$\propto = 45°$
Entraxe des âmes	D=6.9m
Epaisseur des âmes	E_a=45cm

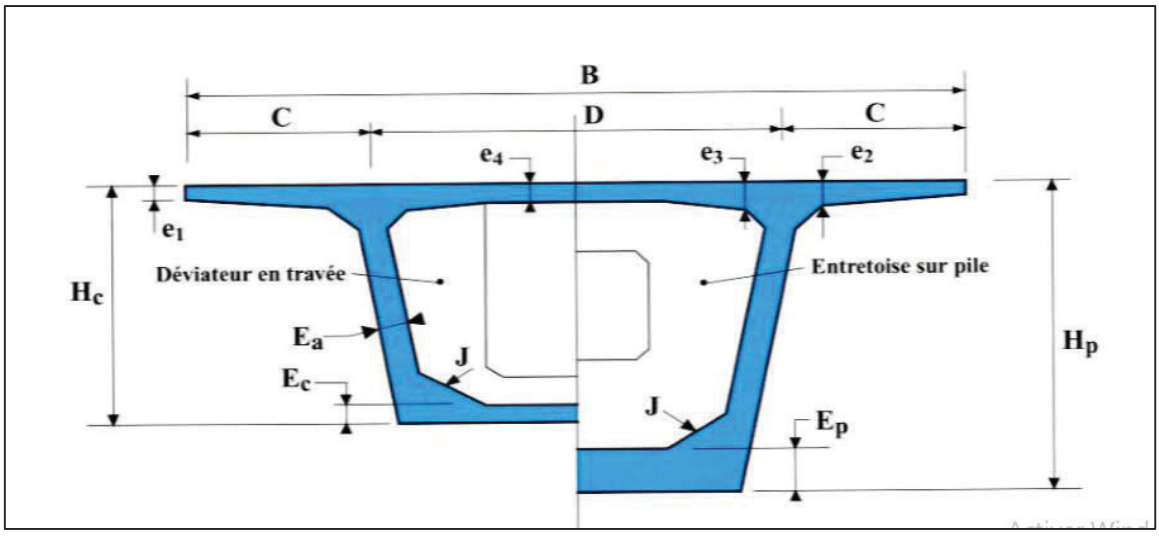


Figure III.8 Les différents paramètres caractérisant les voussoirs sur pile et sur clé

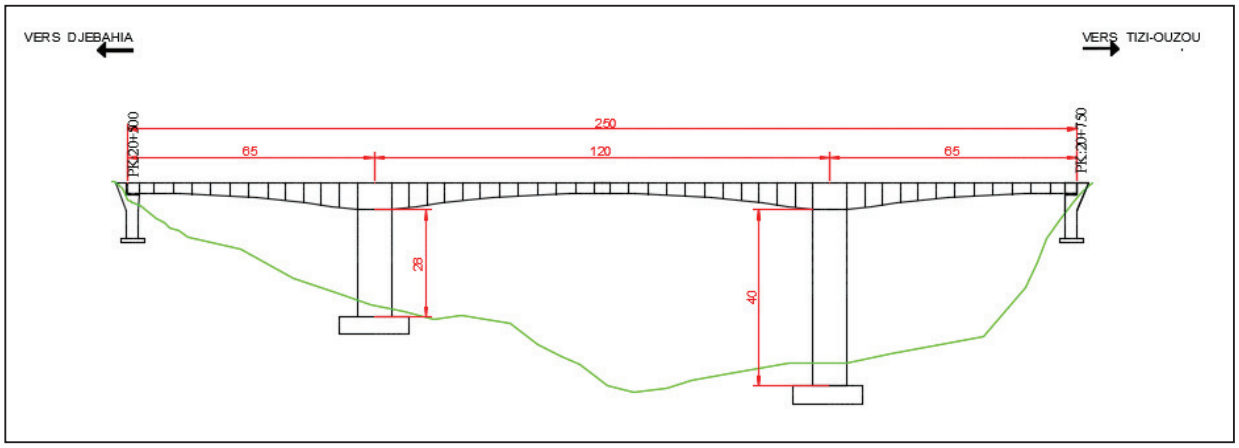


Figure III.9 Coupe longitudinale de la 3ème variante

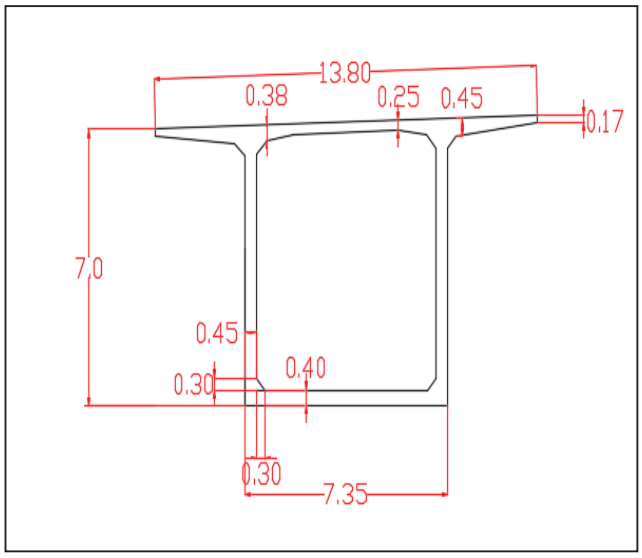


Figure III.10 Section du voussoir sur pile

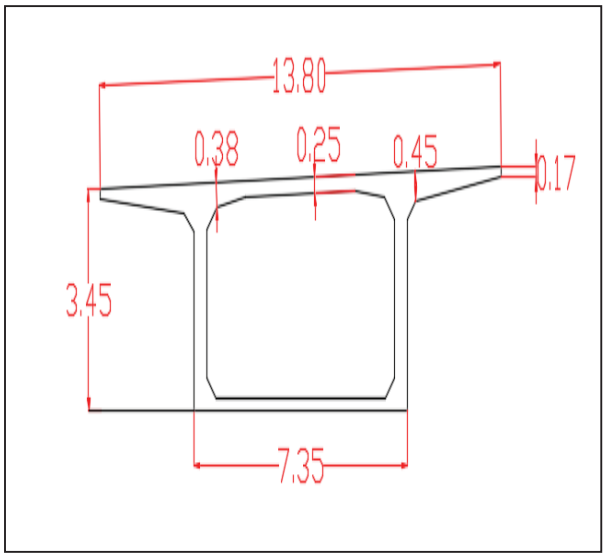


Figure III.11 Section du voussoir de clavage

III.3 ANALYSE MULTICRITERES

L'analyse multicritères est un outil d'aide à la décision pour comparer les différentes options sur la base de critères convenus préalablement.

Chacune des trois variantes proposées feront, donc, l'objet d'une comparaison selon des critères d'entretien, d'exécution, d'esthétique et de durée de réalisation.

Tableau III.4 Avantages et inconvénients de chacune des variantes

Variante	Avantages	Inconvénients
N°1 Viaduc à poutres préfabriquées par post-tension	-Maîtrise de la méthode d'exécution -Possibilité d'assemblage d'éléments préfabriqués sans l'utilisation d'échafaudage	-Sensibilité au tassement différentiel -Une des piles intermédiaires se trouve dans le nid d'Oued - Nombre important de piles (4)
N°2 Viaduc mixte acier-béton bipoutres	-La possibilité de franchir de grandes portées -La rapidité d'exécution globale -La précision dimensionnelle des structures	-Nécessite une main d'œuvre qualifiée (pour les soudures) -Entretien régulier pour éviter la corrosion et la fatigue des éléments d'assemblage -Risque de voilement -Risque de flambement des membrures de poutres
N°3 Viaduc caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif	-Rapidité d'exécution -Adapté aux ouvrages comportant des piles très hautes -Diversification de la géométrie des ouvrages - La réduction et la meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir -Suppression de cintres et d'échafaudages permettant de libérer l'espace se trouvant au-dessous de l'ouvrage	-Nécessite un personnel qualifié -Volume de calcul nécessaire conséquent -Eléments structuraux de dimensions importantes -La répartition du poids propre entraîne des ouvrages épais sur appuis

Le choix de la variante est évalué selon un système binaire. Pour chaque critère favorable une note de 1 est attribuée.

La variante ayant la note la plus élevée sera celle retenue dans le cadre de ce projet.

Tableau III.5 Evaluation des variantes

Variante	Entretien	Esthétique	Exécution	Durée	Total
1	1	0	1	1	3
2	0	1	0	1	2
3	1	1	1	1	4

III.4 CONCLUSION

La technique de construction ayant répondu, le mieux, aux besoins de ce projet et aux critères définis est la technique de construction par encorbellement successif.

CHAPITRE 4

MATERIAUX

CHAPITRE IV

IV.1 INTRODUCTION

La conception et le calcul des éléments d'un pont sont, en grande partie, conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction.

S'agissant d'un viaduc construit par encorbellement successif, ce chapitre sera axé sur les trois matériaux essentiels sur lesquels reposera le reste de l'étude ; à savoir : le béton ainsi les armatures actives et passives.

IV.2 BETON

Béton est un terme générique qui désigne un matériau Monolithique de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, graves) agglomérés par un liant.

IV.2.1 Poids volumique : ρ=2,5 t/m^3

IV.2.2 Classe du béton et résistance à la compression

Tableau IV.1 Caractéristiques du béton de chaque élément structurel

Elément structurel	Classe du béton	Résistance à la compression (MPa)
Propreté	C16/20	f_{c28}= 16
Pieux	C30/37	f_{c28}=30
Fondations	C35/45	f_{c28}=35
Piles P1-P2	C40/50	f_{c28}=40
Culées	C30/37	f_{c28}=30
Tablier	C40/50	f_{c28}=40

Quand l'âge du béton est inférieur à 28 jours, la formule utilisée est la suivante :

$$\begin{cases} f_{cj}=\frac{j}{4,76+0,83j}*f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj}=\frac{j}{1,4+0.95j}*f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

IV.2.3 Résistance à la traction

Elle est déduite de la résistance caractéristique à la compression, à savoir : $f_{tj}=0,6+0,06f_{cj}$.

IV.2.4 Contrainte de calcul à l'ELU

Selon les règles de BAEL 91, la contrainte à l'état limite ultime est calculée à l'aide de la formule suivante : $f_{bu}=\frac{0,85}{\theta\gamma b}*f_{c28}$.

Il est à noter que le coefficient θ dépend de la durée d'application de la combinaison de charge, tel que :

$$\begin{cases} \Theta=1 & \text{si} \quad t > 24h \\ \Theta= 0,9 & \text{si} \quad 1h \leq t \leq 24h \end{cases}$$

Aussi, le coefficient γ_b étant un coefficient réducteur de résistance, prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \Upsilon_b=1,5 \quad \text{en situation durable} \\ \Upsilon_b=1,15 \text{ en situation accidentelle} \end{cases}$$

IV.2.5 Contrainte de calcul à l'ELS

$$\begin{cases} 0,5\ f_{c28} \quad \text{en service} \\ 0,6\ f_{c28} \quad \text{en construction} \end{cases}$$

IV.2.6 Module d'élasticité longitudinale

Module instantané : $E_{ij}=11000*(f_{c28})^{1/3}$

Module différé : $E_{vj}=3700*(f_{c28})^{1/3}$

IV.2.7 Module d'élasticité transversale

Selon la loi de Hooke, la formule du module d'élasticité transversale est : $G=\frac{E}{2(1+\upsilon)}$.

Avec ν étant le coefficient de poisson représenté par le rapport entre la déformation latérale et déformation longitudinale, tel que :

$$\begin{cases} \nu = 0,2 \ \text{(Etat-Limite de service)} \\ \nu = 0,3 \ \text{(Etat-Limite ultime - plasticité)} \end{cases}$$

Tableau IV.2 Contrainte limite de chaque élément structurel

Elément structurel	**f_{t28} (MPa)**	**f_{bu}(MPa)**		**Contrainte limite de service (MPa)**	
		Situation durable	**Situation accidentelle**	**En service**	**En construction**
Tablier	3	22,67	29,56	20	24
Culées	2,4	17	22,17	15	18
Piles P1-P2	3	22,67	29,56	20	24
Fondations	2,7	19,83	25,87	17,5	21
Pieux	2,4	17	22,17	15	18
Propreté	1,56	9,06	11,82	8	9,6

IV.3 ARMATURES PASSIVES

La fonction de l'armature passive consiste à fournir au béton la résistance nécessaire à la flexion et la traction pour que la structure agisse d'une façon appropriée dans n'importe quelle situation de sollicitation mécanique (mouvements du sol, charge élevée sur les planchers, fort vent…).

IV.3.1 Type d'armatures : FeE500

IV.3.2 Limite d'élasticité : f_e= 500MPa

IV.3.3 Densité : 7,85T/m^3

IV.3.4 Module d'élasticité : Es =210000 MPa

IV.3.5 Module de poisson : ν=0,3

IV.3.6 Contrainte limite à l'ELU :

La formule de la contrainte admissible à la traction est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

γ_s est le coefficient de sécurité dont la valeur varie, tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1{,}15 & \text{combinaison fondamentale} \\ \gamma_s = 1{,}00 & \text{combinaison accidentelle E} \end{cases}$$

IV.3.7 Contrainte limite à l'ELS

Tableau IV.3 Etat limite de service

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation de contraintes
Fissuration préjudiciable	σ_{st}= Max (0,5 f_e ; 110$\sqrt{\eta * f_{tj}}$) ou η=1 pour RL et η=1,6 pour HA
Fissuration très préjudiciable	σ_{st}= Max (0,4 f_e ; 88$\sqrt{\eta * f_{tj}}$)

IV.4 ARMATURES ACTIVES

Les armatures actives sont des câbles à très haute résistance dont la fabrication nécessite différents traitements thermomécaniques ainsi qu'une augmentation du taux de carbone par rapport aux aciers classiques.

Les câbles Freysinnet sont définis comme suit :

-Un chiffre indiquant le nombre de torons constituant le câble,

-La lettre T signifiant qu'il s'agit d'un câble à torons,

-Un second chiffre définissant le type de torons.

IV.4.1 Câbles de fléau 12T15S

IV.4.1.1 Nombre de torons par câble : 12

IV.4.1.2 Diamètre nominale : 15,7 mm

IV.4.1.3 Section du câble : $A_p = 1800*10^{-6}\ m^2$

IV.4.1.4 Les caractéristiques mécaniques de l'acier des torons :

F_{prg}= 1770 MPa (Câble T15S)

F_{peg}= 1573 MPa (Câble T15S)

$\sigma_{po} = \min(0{,}8*F_{prg} ; 0{,}9*F_{peg}) = 1416$ MPa

$E_p = 19*10^4$ MPa

$\sigma_{po} = \frac{P_0}{S} \rightarrow P_0 = \sigma_{po} * S$

P_0= 1416*1,8= 2548,8 KN

IV.4.2 Câbles de continuité 19T15

IV.4.2.1 Nombre de torons par câble : 19

IV.4.2.2 Section : 2641 mm²

IV.4.2.3 Les caractéristiques mécaniques de l'acier des torons :

F_{prg}= 1660 MPa (Câble T15)

F_{peg}= 1860 MPa (Câble T15)

$\sigma_{po} = \min(0{,}8*F_{prg} ; 0{,}9*F_{peg}) = 1488$ MPa

$E_p = 19*10^4$ MPa

$\sigma_{po} = \frac{P_0}{S} \rightarrow P_0 = \sigma_{po} * S$

P_0= 1488*2,6= 3930 KN

La mise en tension sera effectuée lorsque le béton aura une résistance caractéristique de 40MPa.

IV.5 CONCLUSION

Les caractéristiques propres aux matériaux utilisés dans le cadre de la construction du V10 seront pris en compte pour les calculs nécessaires à son étude.

CHAPITRE 5

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

CHAPITRE V

V.1 INTRODUCTION

Dans les ouvrages construits par encorbellement, le poids propre du tablier représente une portion importante de la charge globale.

Les sections en travée, étant beaucoup moins sollicitées que celles se trouvant au niveau des piles, sont dimensionnées en conséquence.

Le tablier qui sera l'objet de cette étude est constitué de voussoirs à hauteur décroissante de la pile vers la clé et dont les caractéristiques sont évaluées dans le suivant chapitre.

Il est à noter que les sections, centre de gravité et inertie des voussoirs sur piles et des voussoirs de clavage ont été extraits du logiciel Autocad 2015 à la suite de leur schématisation sur ce dernier.

V.2 DECOUPAGE DES VOUSSOIRS

La longueur des voussoirs dépend essentiellement de la géométrie longitudinale de l'ouvrage ainsi que du mode de construction.

Le découpage des voussoirs se fait conformément au règlement du SETRA 2003.

Les voussoirs du V10 sont coulés sur place et suivant une variation parabolique.

On distingue 3 types de voussoirs :

V.2.1 Les voussoirs sur piles (VSP)

S'agissant de voussoirs coulés sur place, la longueur d'un VSP est d'au moins 8m afin de supporter les 2 équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

La longueur des VSP du V10 : 9,00m

V.2.2 Les voussoirs courants (VC)

La longueur des voussoirs courants peuvent varier de 2,5 à 5m.

Les longueurs des VC du V10 sont de 4,70m et 5,00m

V.2.3 Les voussoirs de clavage (VSC)

La longueur des voussoirs de clavage doit être légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution.

La longueur minimale d'un voussoir de clavage est de 2m.

La longueur des voussoirs de clavage du V10 est de : 4m

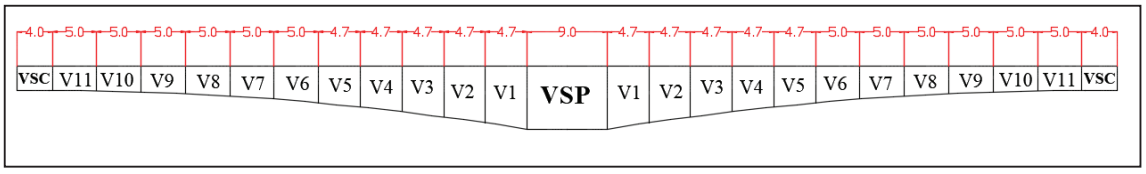


Figure V.1 Découpage des voussoirs

V.3 LOIS DE VARIATION DES DIFFERENTS PARAMETRES DU VOUSSOIR

Chacune des expressions permettant de calculer les variations des paramètres des voussoirs est valable pour des valeurs de x variant de 0 à l.

En sachant l, la longueur cumulée des 11 voussoirs séparant le voussoir sur pile du voussoir sur clé.

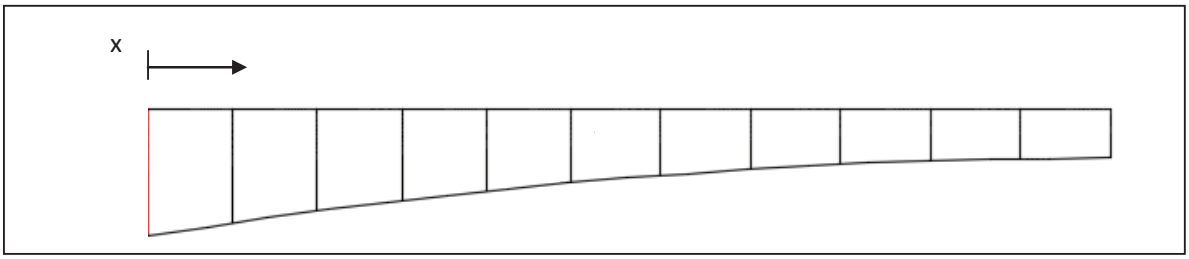


Figure V.2 Découpage des voussoirs au niveau du demi-fléau

V.3.1 Hauteur du voussoir

$$h(x)=h_p-2(h_p-h_c)*\left(\frac{x}{l}\right)+(h_p-h_c)\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

$$h(x)=7-2*(3,55)*\left(\frac{x}{53.5}\right)+3,55*\left(\frac{x}{53.5}\right)^2$$

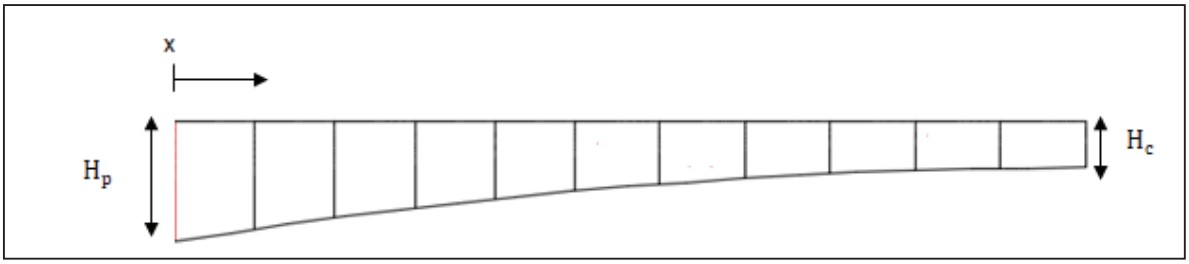


Figure V.3 Variation de la hauteur des voussoirs

V.3.2 Epaisseur de l'hourdis inférieur

$$e(x)=e_p-2(e_p-e_c)*\left(\frac{x}{l}\right)+(e_p-e_c)\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

$$e(x)=0,4-0,4*\left(\frac{x}{l}\right)+0,2*\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

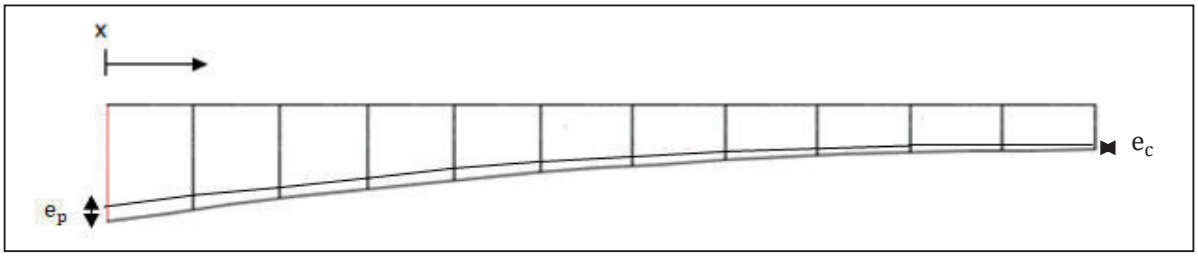


Figure V.4 Variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur

V.3.3 Section du voussoir

$$s(x)=s_p-2(s_p-s_c)*\left(\frac{x}{l}\right)+(s_p-s_c)\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

$$s(x)=13{,}226-8{,}888*\left(\frac{x}{53{,}5}\right)+4{,}444*\left(\frac{x}{53{,}5}\right)^2$$

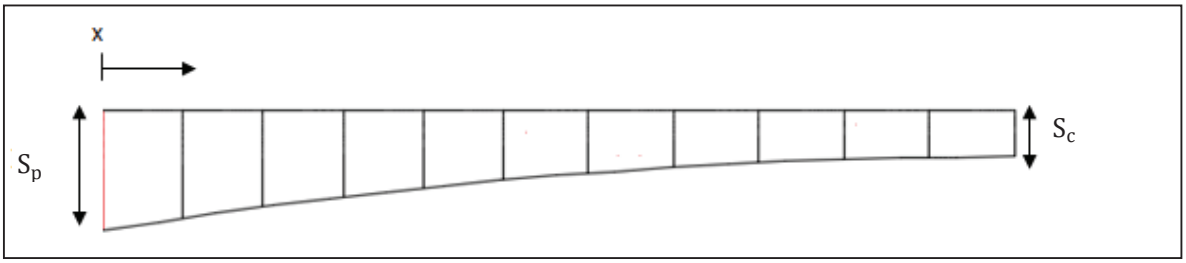


Figure V.5 Variation de la section des voussoirs

V.3.4 Centre de gravité du voussoir

$$Y_G(x)=Y_{GP}-2(Y_{GP}-Y_{GC})*\left(\frac{x}{l}\right)+(Y_{GP}-Y_{GC})*\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

$$Y_G(x)=3{,}971-3{,}314*\left(\frac{x}{53{,}5}\right)+1{,}657*\left(\frac{x}{53{,}5}\right)^2$$

V.3.5 Inertie du voussoir

$$I(x)=I_c*[1+k(1-\frac{x}{l})^2]^{5/2}$$

$$I(x)=16{,}432*[1+1{,}093(1-\frac{x}{53{,}5})^2]^{5/2}$$

V.3.6 Les caractéristiques mécaniques des voussoirs

G : le centre de gravité de la section

V : la distance G à la fibre supérieure

V' :la distance G à la fibre inférieure

h=V+V' : la hauteur totale du voussoir

S : l'aire de la section

I_y : Le moment d'inertie de la section par rapport à un axe horizontal passant par G

ρ : le rendement géométrique de la section tel que : $\rho=\frac{I_y}{S.V.V'}$

Tableau V.1 Récapitulatif des caractéristiques géométriques du tablier

X(m)	H(x)	S(x)	V(m)	V' (m)	$I_y(m^4)$	e(m)	ρ
0,000	7,000	13,226	3,029	3,971	104,260	0,400	0,655
4,700	6,404	12,479	2,711	3,693	82,868	0,366	0,663
9,400	5,862	11,802	2,422	3,440	65,938	0,336	0,671
14,100	5,375	11,192	2,163	3,213	52,656	0,308	0,677
18,800	4,943	10,651	1,932	3,011	42,338	0,284	0,683
23,500	4,566	10,179	1,731	2,835	34,409	0,263	0,689
28,500	4,225	9,752	1,549	2,676	28,071	0,244	0,694
33,500	3,946	9,403	1,401	2,546	23,451	0,228	0,700
38,500	3,729	9,131	1,285	2,444	20,196	0,216	0,704
43,500	3,574	8,937	1,202	2,372	18,047	0,207	0,708
48,500	3,481	8,821	1,153	2,328	16,827	0,202	0,711
53,500	3,450	8,782	1,136	2,314	16,432	0,200	0,712

V.4 CONCLUSION

Les caractéristiques géométriques ont été calculées manuellement en se basant sur les équations paraboliques définissant les variations de chaque élément.

L'outil informatique (Autocad 2015) a, quant à lui, permis la détermination des caractéristiques géométriques des deux principaux voussoirs (VSP et VSC) utiles au reste des calculs.

CHAPITRE 6

CHARGES ET SURCHARGES

CHAPITRE VI

VI.1 INTRODUCTION

Les calculs menés dans le cadre de l'étude d'un pont ont pour objectif de vérifier que le dimensionnement adopté confère à ce dernier le niveau de fiabilité initial requis tout au long de sa durée de vie.

Cet ouvrage doit être apte à assurer sa fonction en résistant, avec les marges adéquates, aux efforts engendrés par son poids propre et ceux dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelles qui lui seront appliquées.

VI.2 CARACTERISTIQUES DU PONT

VI.2.1 Largeur roulable

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou les bordures. En plus de la chaussée, elle comprend toutes les surlageurs éventuelles (bande dérasée, bande d'arrêt).

La largeur roulable L_r= 12.5 m.

VI.2.2 Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit en retranchant une bande de 0,5m le long de chaque dispositif de retenue.

La largeur chargeable L_c=11,5 m.

VI.2.3 Nombre de voies

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

Le nombre de voies : $n = \frac{L_c}{3} = \frac{11.5}{3} = 3$ voies.

Aussi, les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

La largeur de chaque voie : $L_v = \frac{L_c}{3} = \frac{11,5}{3} = 3.833$m. Nous considérons 3 voies de 3,5 m et 2 bandes dérasées (BDD/BDG) de 1m chacune.

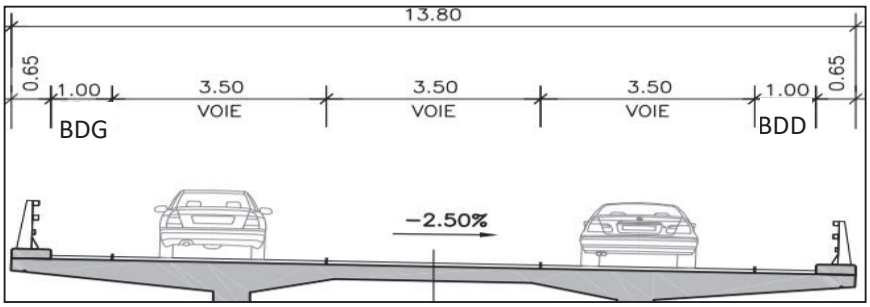


Figure VI.1 Coupe transversale de l'ouvrage avec le nombre de voies

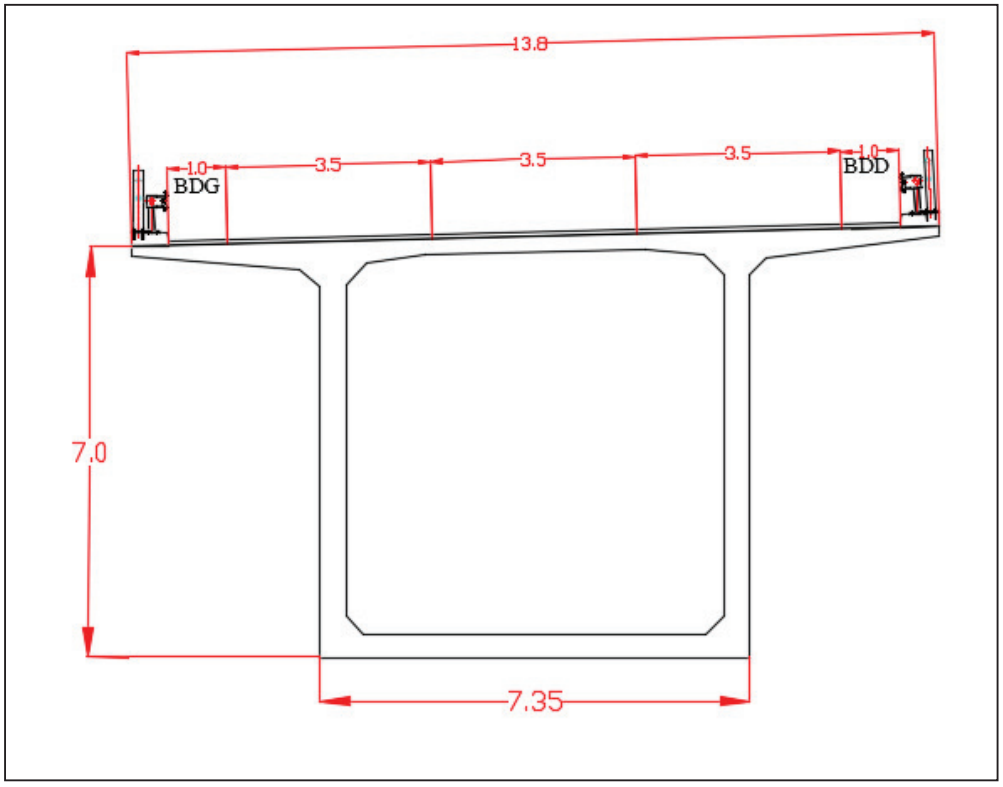


Figure VI.2 Section transversale du voussoir sur pile

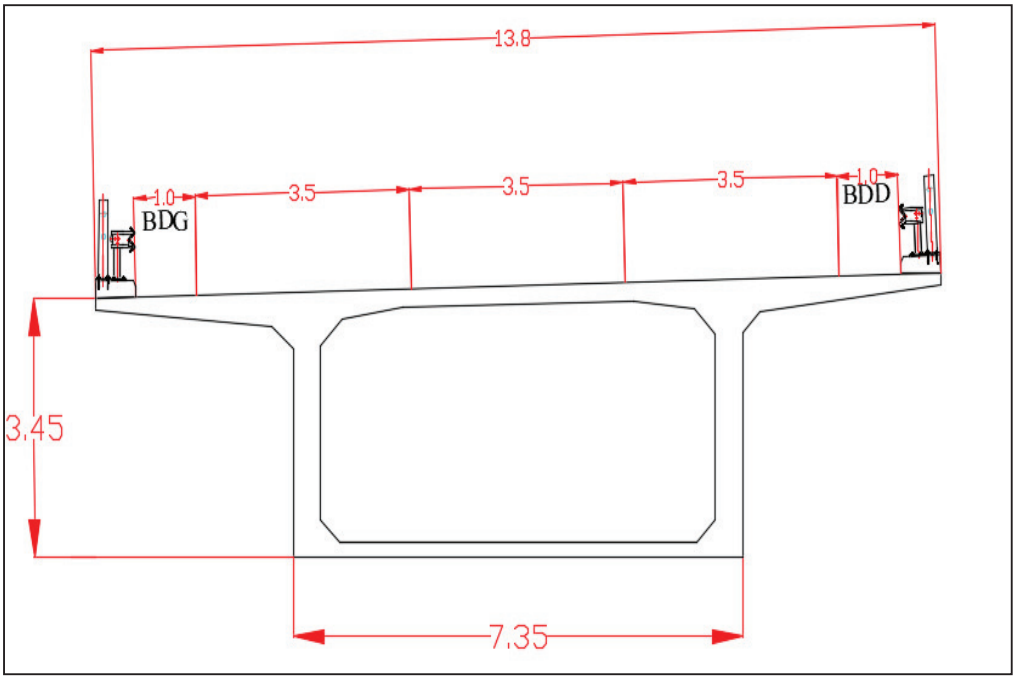


Figure VI.3 Section transversale du voussoir sur clé

VI.2.4 Classe du pont

Les ponts routiers sont divisés en 3 classes, en fonction de leur largeur roulable et de leur destination.

Tableau VI.1 Classe du pont

Classe 1	Classe 2	Classe 3
Pour les ponts : -Dont $L_r \geq 7m$ -Dont $L_r \leq 7m$ désignés par le CCTP -Urbains ou en zone industrielle quelque soit leur largeur -Supportant des bretelles d'accès	Pour les ponts : -Ne faisant pas partie de la classe 1 -Comportant des chaussées à 2 voies dont $5,5m < L_r < 7m$	Pour les ponts : -Ne faisant partie des classes 1 et 2 -Comportant des chaussées à 1 ou 2 voies dont $L_r \leq 5,5m$

VI.3 DEFINITION DE CHARGES

VI.3.1 Charges permanentes

Toute action appliquée sur le pont pendant toute sa durée de service est considérée comme action permanente dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps.

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

VI.3.2 Les charges permanentes (CP)

La hauteur des caissons étant parabolique, le poids propre de chaque caisson est calculé à l'aide de la formule suivante : $P(x) = \gamma_b * V(x) = \gamma_b * \int_0^l S(x)dx$

Sachant que :

$S(x) = S_p - 2(S_p - S_c)*(\frac{x}{l}) + (S_p - S_c)*(\frac{x}{l})^2$

V : volume des voussoirs

γ_b : masse volumique du béton (2,5 t/m^3)

S_p : surface du voussoir sur pile tel que $S_p = 13,226$ m²

S_c : surface du voussoir sur clef tel que $S_c = 8,782$ m²

l : longueur d'un demi fléau tel que l = 53,5 m

VI.3.2.1 Poids du voussoir sur pile

$P_{VSP} = L_{VSP} * S_{VSP} * \gamma_b = 9*13,226*2,5 = 297,585$ t

VI.3.2.2 Poids du voussoir sur clé

$P_{VSC} = L_{VSC} * S_{VSC} * \gamma_b = 8,782*4*2,5 = 87,82$ t

VI.3.2.3 Poids des voussoirs dont les hauteurs sont variables

$$P(x)= \gamma_b * \int_0^l S(x)dx = \gamma_b * \int_0^l (S_p - 2(S_p - S_c) * \frac{x}{l} + (S_p - S_c) * \left(\frac{x}{l}\right)^2)dx$$

$$= \gamma_b \left[S_p*x - \frac{2(S_p-S_c)}{l} * \frac{x^2}{2} + \left(\frac{S_p-S_c}{l^2}\right)*\frac{x^3}{3}\right]_0^l$$

$$= \gamma_b \left[S_p*l - \frac{2(S_p-S_c)}{l} * \frac{l^2}{2} + \left(\frac{S_p-S_c}{l^2}\right)*\frac{l^3}{3}\right]$$

$$= 2{,}5 \left[13{,}226*53{,}5 - \frac{0{,}166*53{,}5^2}{2} + \frac{0{,}0015*53{,}5^3}{3}\right]$$

$$= 1366{,}47 \text{ t}$$

VI.3.2.4 Poids des éléments porteurs de la travée centrale

$$P_{\text{Travée centrale}} = 2\,P(x) + P_{VSC} + 2\left(\frac{1}{2}\,P_{vsp}\right)$$

$$= 2*1366{,}47 + 87{,}82 + 2*\left(\frac{297{,}585}{2}\right)$$

$$= 3118{,}345 \text{ t}$$

VI.3.2.5 Poids des éléments porteurs de la travée de rive

$$P_{rive} = \left(\frac{1}{2}\,P_p\right) + P(x) + P'$$

$$= \left(\frac{1}{2}\,P_p\right) + P(x) + 2{,}5*S_c*7$$

$$= \frac{297{,}585}{2} + 1366{,}47 + 2{,}5*8{,}782*7$$

$$= 148{,}79 + 1366{,}47 + 153{,}685$$

$$= 1668{,}945 \text{ t}$$

VI.3.2.6 Poids propre totale du tablier

$$CP = P_{\text{Travée centrale}} + 2*P_{rive}$$

$$= 3118{,}345 + 2*1668{,}945$$

$$= 6456{,}235 \text{ t}$$

VI.3.3 Les charges complémentaires permanentes

Les charges complémentaires permanentes représentent le poids de la superstructure composé de plusieurs éléments. A savoir : le revêtement, les trottoirs, la corniche, le garde-corps et la glissière de sécurité.

Tableau VI.2 Le poids des charges complémentaires permanentes

Eléments	Surface (m^2)	Poids volumique (t/m^3)	Poids (t/ml)
Les trottoirs	0,65*0,2=0,13	2,5	0,13*2,5*2=0,65
Les garde-corps	/	/	0,1*2=0,2
Le revêtement	0,08*12,5= 1	2,4	1*2,4=2,4
Les glissières de sécurité	/	/	0,06*2= 0,12
Total (CCP)	/	/	3,37

VI.3.4 La charge permanente totale

La formule de la charge permanente totale est comme suit : G=CP+CCP*L.

Application numérique : G=6456,235 + 3,37*250= 7298,735 t

VI.4 Surcharges

D'après le RCPR les surcharges à considérer pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge type A(l),
- Le système de charges B,
- La surcharge militaire,
- Les convois exceptionnels,
- Autres charges.

VI.4.1 Surcharge type A(l)

Le système de charge A(l) est une surcharge donnée en fonction de la longueur chargée l appliquée sur la surface roulable du pont.

La formule considérée est : $A(l)=0,23+\frac{36}{l+12}$ KN/m²

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A est multipliée par les coefficients a_1 du tableau (VI.3).

Tableau VI.3 Coefficient a_1 en fonction de la classe du pont

Nombre de voies		**1**	**2**	**3**	**4**	**>5**
Classe de pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	/	/	/
	Troisième	0,9	0,8	/	/	/

Si la valeur de la charge répartie, trouvée après l'application des coefficients ci-dessus, est inférieure à (4-0.002l) kN/m² (expression dans laquelle la longueur chargée l est exprimée en mètres) il faudra la prendre en compte pour le reste du calcul.

La charge A_1 est obtenue par : $A_1 = \max \begin{cases} a_1 \quad A(l) \\ 4\text{-}0,002l \end{cases}$

Finalement la charge A_1 est multipliée par un coefficient a_2 afin d'obtenir la valeur de A_2 soit : $A_2(l)= A_1(l)*a_2$.

Tel que : $a_2=\frac{V_0}{V_1}$

Avec :

V_1 : la largeur d'une voie

V_0 : le coefficient pris du suivant tableau

Tableau VI.4 Valeurs V_0 en fonction de la classe du pont

Classe de pont	**V_0**
Première classe	3,5m
Deuxième classe	3m
Troisième classe	2,75m

La valeur finale de A(l) est obtenue par la formule suivante : $A(l)_{iv} = A_2(l) * l_c$.

Avec l_c étant le nombre de voies chargées

Tableau VI.5 Valeurs des coefficients a_1 et a_2 considérés

Coefficient	Valeur
a_1	0,9
a_2	1

VI.4.1.1 Calcul des valeurs de $A(l)_{iv}$

Les valeurs de $A(l)_{iv}$ sont calculées suivants les différents cas de charges montrées dans la figure (VI.4).

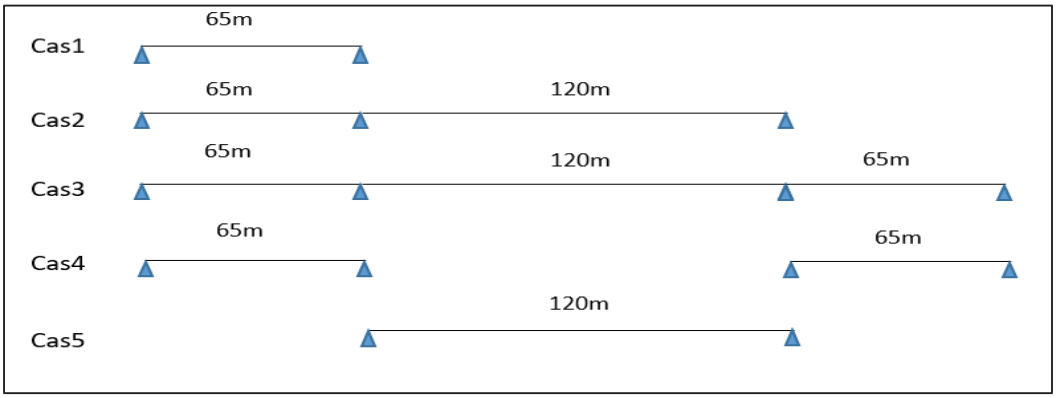


Figure VI.4 Les différents cas de charge considérés

Tableau VI.6 Calcul des différents $A(l)_{iv}$ selon les cas de charges

Cas	L (m)	A(l) KN/m²	$A_1(l)$ KN/m²	$A_2(l)$ KN/m²	$A(l)_{1v}$ KN/ml	$A(l)_{2v}$ KN/ml	$A(l)_{3v}$ KN/ml
1	65	6,975	6,2775	6,2775	21,971	43,942	65,913
2	185	4,127	3,7143	3,7143	13,000	26,000	39,000
3	250	3,674	3,5	3,5	12,25	24,500	36,750
4	130	4,835	4,3515	4,3515	15,23	30,460	45,690
5	120	5,027	4,5243	4,5243	15,835	31,670	47,505

VI.4.2 Le système de charges B

Le système de charges B comprends trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système B_c qui se compose de camions types (30 t),
- Le système B_t qui se compose de camions (32 t),
- Le système B_r qui se compose d'une roue isolée (10 t).

Il faut noter que chaque système de charge de type B est majoré par le coefficient de majoration dynamique suivant : $\delta = 1 + \frac{0.4}{1+(0,2*L)} + \frac{0.6}{1+4*\frac{G}{S}}$

Tel que :

L : la longueur de la travée

G : la charge permanente de l'ouvrage

S : la charge B maximale

VI.4.2.1 Système B_c

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivantes :

Charge totale…….300KN
Charge portée par chacun des essieux arrière……..…….120KN
Charge portée par l'essieu avant……...60 KN
Longueur d'encombrement……..10,50m
Largeur d'encombrement…….……2,5m
Distance des essieux arrière…….……....1,5m
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière……..……..4,5m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu……..…….2m
Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25m de côté.
Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,20m de côté.

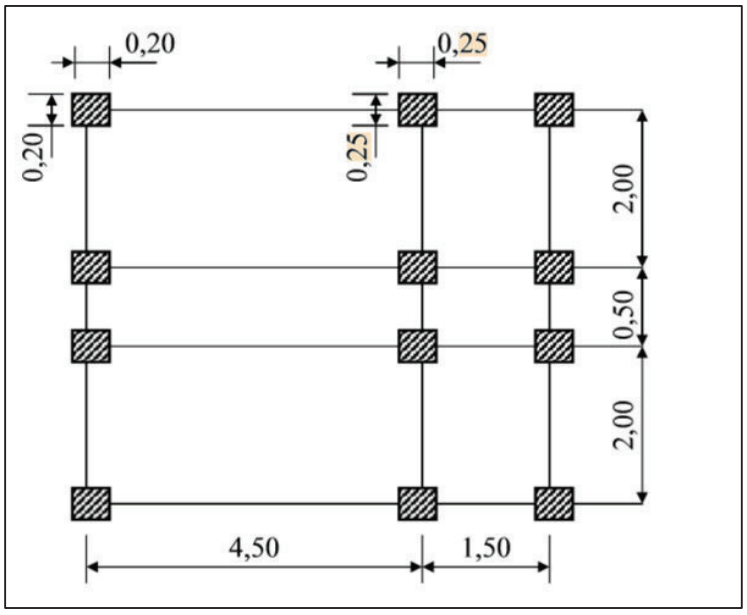


Figure VI.5 Vue en plan de la charge b_c

Tableau VI.7 Disposition de la charge b_c

Disposition dans le sens transversal	Disposition dans le sens longitudinal
Le nombre maximal de files à disposer est égal au nombre de voies de circulation. Il ne convient pas de considérer plus de files même si cela est géométriquement possible. Les files sont placées de telle sorte que l'élément considéré soit dans la situation la plus défavorable.	Le nombre de camions étant limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les deux camions doivent circuler dans le même sens.

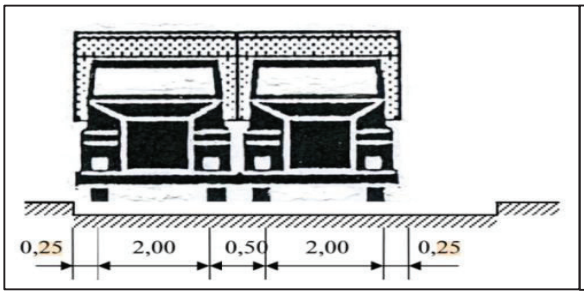


Figure VI.6 Disposition de la charge b_c dans le sens transversal

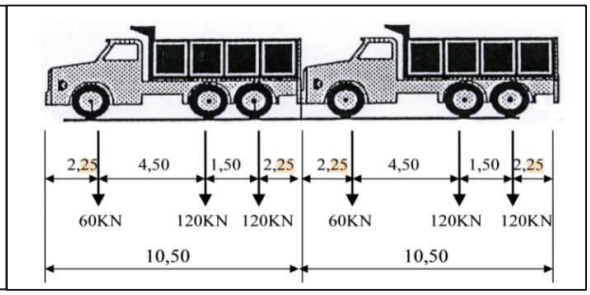


Figure VI.7 Disposition de la charge b_c dans le sens longitudinal

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_c prises en compte sont multipliées par les coefficients b_c du tableau (VI.8).

Tableau VI.8 Les valeurs de b_c

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	≥5
1	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
2	1	1	-	-	-
3	1	0,8	-	-	-

VI.4.2.2 La charge maximale du système

$S=n_{camion}*P_{camion}*b_c$

Tel que :

n_{camion} : nombre de camions par voie chargée

P_{camion} : poids du camion (30 t)

- Pour une voie chargée : S = 2 * 30 * 1,2 = 72 t
- Pour deux voies chargées : S = 4* 30*1,1 = 132 t
- Pour trois voies chargées : S = 6*30*0,95=171 t

Tableau VI.9 Les coefficients de majoration dynamique du système b_c

			Une voie chargée		Deux voies chargées		Trois voies chargées	
Cas	**L (m)**	**G (t)**	**S (t)**	**δ**	**S (t)**	**δ**	**S (t)**	**δ**
1	65	1866,87	72	1,0352	132	1,0406	171	1,0441
2	185	5335,39	72	1,0128	132	1,0147	171	1,0160
3	250	7217,485	72	1,0095	132	1,0110	171	1,0119
4	130	3733,74	72	1,0181	132	1,0209	171	1,0226
5	120	3483,745	72	1,0195	132	1,0225	171	1,0243

VI.4.2.3 Système B_r

La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une charge de 100 KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont les dimensions sont 0,3m x 0,6m.

Le rectangle d'impact de la roue B_r disposé normalement à l'axe longitudinale de la chaussée peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

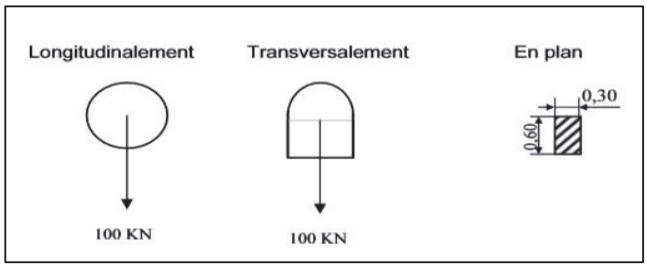


Figure VI.8 Disposition de la charge b_r

Tableau VI.10 Les coefficients de majoration dynamique du système b_r

Cas	**L (m)**	**G (t)**	**S (t)**	**δ**
1	65	1866,87	10	1,0295
2	185	5335,39	10	1,0108
3	250	7217,485	10	1,0080
4	130	3733,74	10	1,0152
5	120	3483,745	10	1.0164

VI.4.2.4 Système B_t

Un tandem du système B_t comporte deux essieux, tout deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

Charge portée par chaque essieu……160KN

Distance des deux essieux……...1,35m

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu……..2m

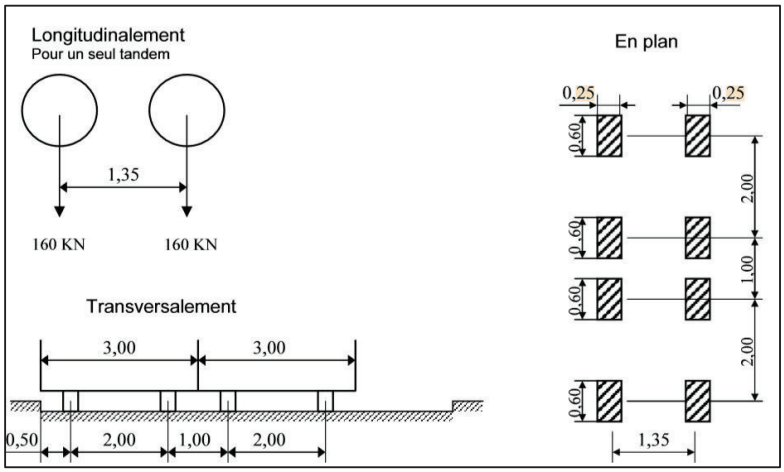


Figure VI.9 Disposition de la charge b_t

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

Tableau VI.11 Les valeurs de b_t considérées

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

Tableau VI.12 Les coefficients de majoration dynamique du système b_t

			Une voie chargée		**Deux voies chargées**	
Cas	**L(m)**	**G (t)**	**S (t)**	***δ***	**S (t)**	***δ***
1	65	1866.87	32*1,2=38,4	1,0321	64*1,2=76,8	1,0356
2	185	5335,39	32*1,2=38,4	1,0117	64*1,2=76,8	1,0130
3	250	7217,485	32*1,2=38,4	1,0087	64*1,2=76,8	1,0096
4	130	3733,74	32*1,2=38,4	1,0166	64*1,2=76,8	1,0183
5	120	3483,745	32*1,2=38,4	1,0179	64*1,2=76,8	1,0198

VI.4.3 Surcharge militaire M_c120

Les véhicules des systèmes M_c peuvent circuler en convoi et comportent deux chenilles répondant aux caractéristiques suivantes :

Charge totale……..……..1100KN

Longueur d'une chenille……..…….….6,10m

Largeur d'une chenille…….….1,00m

Distance d'axe en axe des deux chenilles……..……...3,30m

Il faut noter que chaque système de charge de type B est majoré par le coefficient de majoration dynamique citée précédemment.

Tableau VI.13 Disposition de la surcharge M_c120

Disposition dans le sens transversal	Disposition dans le sens longitudinal
Un seul convoi est supposé circuler quelque soit la largeur de la chaussée.	Le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Aussi, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée doit être au moins égale à 30,50m

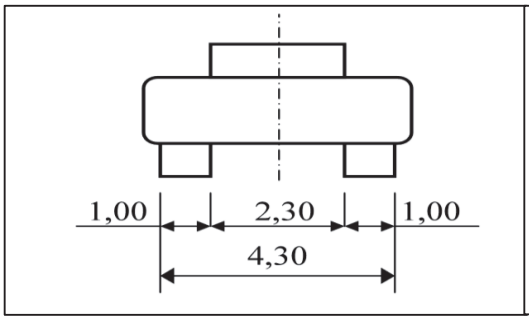


Figure VI.10 Disposition de la surcharge M_C120 dans le sens transversal

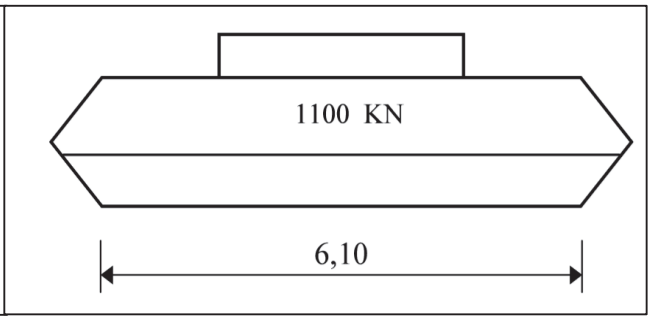


Figure VI.11 Disposition de la surcharge M_C120 dans le sens longitudinal

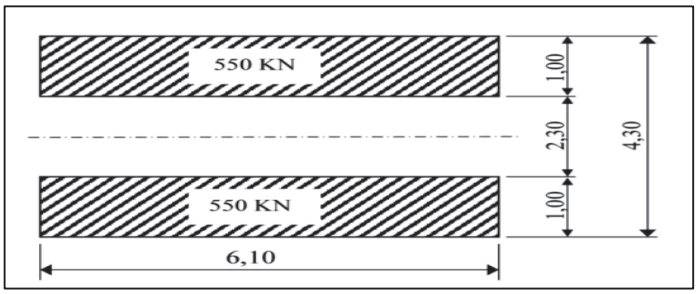


Figure VI.12 Vue en plan de la surcharge M_{c120}

Tableau VI.14 Les coefficients de majoration dynamique de M_c120

Cas	L (m)	G (t)	$N_{convois}$	S (t)	δ
1	65	1866,87	2	220	1,0484
2	185	5335,39	5	550	1,0278
3	250	7217,485	8	880	1,0283
4	130	3733,74	4	440	1,0346
5	120	3483,745	4	440	1,0371

VI.4.4 Convoi type D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400KN de poids total.

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

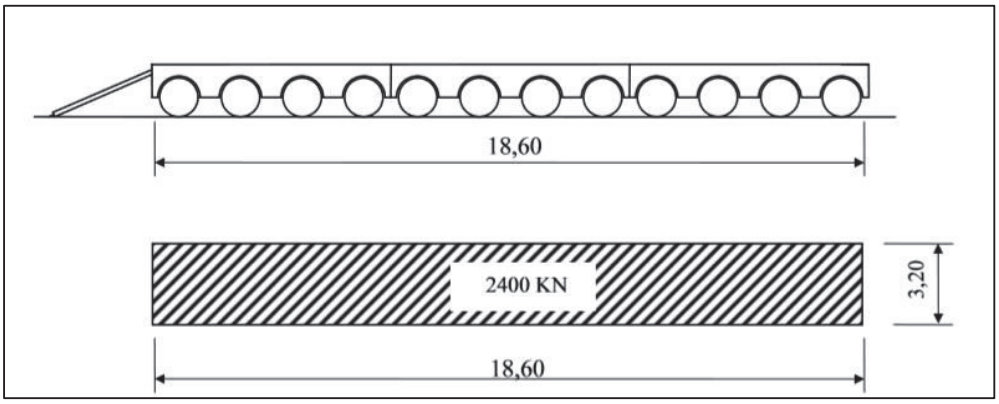


Figure VI.13 Disposition longitudinale et en plan du convoi type D240

VI.4.5 Autres charges

VI.4.5.1 Vent

Les efforts engendrés par les actions dues au vent sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces concernées.

Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

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

VI.4.5.2 Température

Le gradient thermique est le résultat d'un changement de température (échauffement ou refroidissement) unilatéral de courte durée sur la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère à la température moyenne du lieu, soit pour la région de Tizi-Ouzou :

$$\Delta T = \mp 10°C$$

VI.4.5.3 Les forces de freinage

Les forces de freinage appliquées sur la chaussée sont celles qui résultent du système de charge A et du système B_c.

VI.4.5.3.1 Effort de freinage résultant du système A

L'effort de freinage résultant du système de charge A est obtenu par la formule suivante :

$$F_A = \frac{1}{20+0,0035*S} * A(l)$$

Avec S étant la surface chargée en mètre carré

La valeur A(l) prise en compte dans la formule est celle correspondant au cas le plus défavorable. Soit :

Tableau VI.15 Effort de freinage du système A

L (m)	A(l) (KN/m²)	S (m²)	F (KN)
65	6,975	3,5*3*65 = 682,5	212,6263

VI.4.5.3.2 Effort de freinage résultant du système de charge Bc

Pour le système B_c la force de freinage à considérer est celle d'un seul camion, l'effort développé sur le pont est égale à son poids (30t).

VI.5 COMBINAISON

Les coefficients de majoration sont énumérés dans le tableau (VI.16).

Tableau VI.16 Les coefficients de majoration de chacune des actions considérées

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A(l)	1,6	1,2
Système B_C	1,6	1,2
Système B_t	1,6	1,2
Système M_{C120}	1,35	1
D_{240}	1,35	1
Gradient thermique ΔT	0	0,5

D'après le RCPR, les combinaisons d'actions à prendre en compte dans le reste des calculs de l'étude, notamment concernant la précontrainte, sont dans le tableau (VI.17).

Tableau VI.17 Les combinaisons d'actions considérées

Action prépondérante	N° de la combinaison	Combinaisons
ELU	1	1,35 G +1,6 A(L)
	2	1,35 G +1,6 B_C
	3	1,35 G +1,6 B_t
	4	1,35 G + 1,35 M_{c120}
	5	1,35 G + 1,35 D_{240}
ELS	6	G + 1,2 A(l)
	7	G+1,2Bc
	8	G+Mc120
	9	G+D240
	10	G+1,2 A(l)+0,5ΔT
	11	G+1,2 Bc +0,5ΔT
	12	G+Mc120+0,5ΔT
	13	G+D240+0,5ΔT

VI.6 CONCLUSION

Les charges et les surcharges ainsi que leurs effets et dispositions jouent un rôle clé dans la modélisation du pont et dans l'évaluation des efforts et réactions qui lui sont propres. Cela servira, par la suite, au calcul du dimensionnement des différentes parties du pont.

CHAPITRE 7

STABILITE DES FLEAUX

CHAPITRE VII

VII.1 INTRODUCTION

La construction par encorbellement successif nécessite d'assurer, à tout moment, la stabilité des fléaux dont sera constitué le pont et ce afin d'éviter leur basculement.

L'évaluation du risque de basculement se fait en simulant deux types de situations (situation temporaire de construction et situation accidentelle) selon lesquelles des déséquilibres sont envisagés.

Dans ce chapitre, il sera question du calcul des charges appliquées à la console tout au long de la phase de construction, conformément au règlement du SETRA 2003, et de déterminer le moment de flexion maximal qui permettra d'effectuer le calcul de la précontrainte de fléau.

VII.2 CHARGES APPLIQUEES A LA CONSOLE EN PHASE DE CONSTRUCTION

VII.2.1 Le poids propre du tablier

Le poids propre du tablier (par mètre linéaire) dépend de la variation de la section des voussoirs de l'ouvrage.

Le poids propre du tablier est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$G(x)= \gamma_b * S(x)= \gamma_b [S_p-2(S_p-S_c)*(\frac{x}{l})+(S_p-S_c)*(\frac{x}{l})^2]$$

γ_b : La masse volumique du béton (2,5 t/m^3)

S_p : La surface du voussoir sur pile ; tel que S_p = 13,226 m²

S_c : La surface du voussoir de clavage ; tel que S_c= 8,782 m²

l : La longueur du demi fléau en partant de l'axe de la pile, l= 58 m

$G_{pile}= S_p * \gamma_b$= 13,226*2,5 = 33,065 t/ml = 330,65 KN/ml

$G_{courant}= S_c * \gamma_b$= 8,782*2,5=21,955t/ml = 219,55 KN/ml

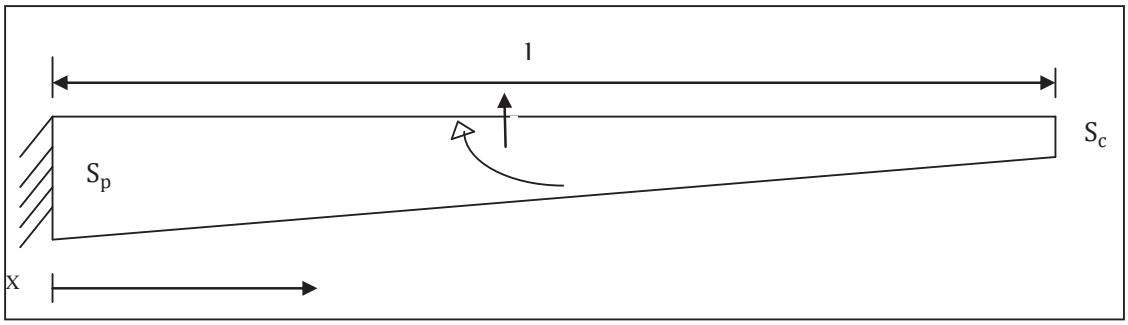


Figure VII.1 Effet dû au poids propre du demi-fléau

La variation de l'effort tranchant est donnée par la formule suivante :

$$V(x)=\gamma_b[S_p\,(l-x) - (S_p- S_c)\,\frac{l^2-x^2}{l} + (S_p- S_c)\,\frac{l^3-x^3}{3l^3}\,]$$

$$V(x)=25\,[13{,}226*(58-x) - (13{,}226-8{,}782)\,\frac{58^2-x^2}{58} + (13{,}226-8{,}782)\,\frac{58^3-x^3}{585336}]$$

$$=25\,[13{,}226*(58-x)-4{,}444*\frac{58^2-x^2}{58} + 4{,}444 * \frac{58^3-x^3}{585336}]$$

La variation du moment de flexion est donnée par la formule suivante :

$$M(x)= \gamma_b[-\frac{S_p\,(l-x)^2}{2} + (S_p- S_c)*(l-x)^2 * \frac{2l+x}{3l} - (S_p- S_c)*\,(l-x)^2 * \frac{(3l^2+2lx+x^2)}{12l^2}]$$

$$= 25\,[-\frac{13{,}226\,(58-x)^2}{2} + 4{,}444*(58-x)^2 * \frac{116+x}{174} - 4{,}444*\,(58-x)^2 * \frac{(3*58^2+116x+x^2)}{12*58^2}]$$

VII.2.2 Les surcharges réparties de chantier

Il s'agit là d'une charge répartie Q_{RC}=200 N/m² sur un demi-fléau incluant l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé.

La largeur du hourdis supérieur étant égal à 13,8m, la valeur de Q_{RC}= 2,76 KN/ml

Calcul de M_a et V_a :

$$M_a= - Q_{RC}* \frac{l^2}{2} = - 2{,}76* \frac{58^2}{2}= -4642{,}32\ KN.m$$

$$V_a= Q_{RC} * l = 2{,}76* 58= 160{,}08\ KN$$

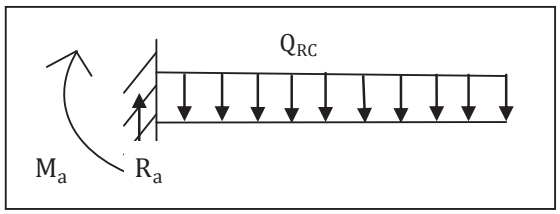


Figure VII.2 Surcharges réparties de chantier

La variation de l'effort tranchant est donnée par la formule suivante :

$$V(x)= V_a - Q_{RC}*x$$

$$=160{,}08-2{,}76*x$$

La variation du moment de flexion est donnée par la formule suivante :

$$M(x)= M_a+V_a*x - (Q_{RC}* \frac{x^2}{2})$$

$$= - 4642{,}32 + 160{,}08 * x - 1{,}38 * x^2$$

VII.2.3 Les surcharges concentrées de chantier

VII.2.3.1 Les surcharges concentrées Q_{CC}

Une charge concentrée Q_{cc} = 50+5b KN appliquée en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé. Cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel, etc.

La largeur du hourdis supérieur étant égal à 13.8m, la valeur de Q_{CC}=50+5*13,8=119 KN

Calcul de M_a et V_a :

M_a= - Q_{CC}* l = - 119* 58= - 6902 KN.m

V_a= Q_{CC} = 119 KN

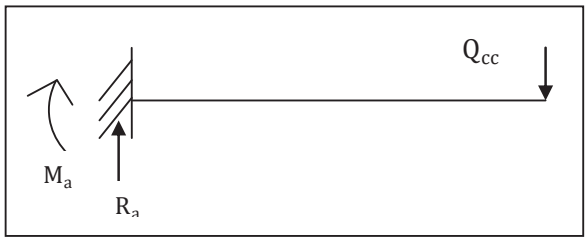


Figure VII.3 Surcharges concentrées

La variation de l'effort tranchant est donnée par la formule suivante :

V(x)= V_a = 119 KN

La variation du moment de flexion est donnée par la formule suivante :

M(x)= M_a+V_a*x

= - 6902 + 119* x

VII.2.3.2 Surcharges d'équipage mobile Q_{EM}

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage dont la valeur courante varie entre 0,3 et 0,9 MN suivant la longueur des voussoirs et la largeur du tablier.

On considère, dans le cas du V10 que Q_{EM} a une valeur de 0,5MN.

Q_{EM}= 0,5 MN = 500 KN

M_a = - Q_{EM}* 58 = - 500* 58= - 29000 KN.m

V_a= Q_{EM} = 500 KN

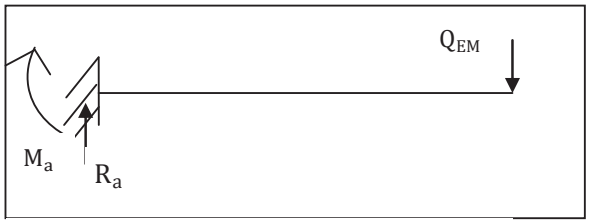


Figure VII.4 Surcharge de l'équipage mobile

La variation de l'effort tranchant est donnée par la formule suivante :

V(x) = V_a = 500 KN

La variation du moment de flexion est donnée par la formule suivante :

M(x) = M_a + V_a*x

=-259000+500*x

VII.2.3.3 L'effet des surcharges concentrées de chantier Q_P

$Q_P = Q_{EM} + Q_{CC} = 500+119=619$ KN

$M_a = -Q_p * L = -619*58 = -35902$ KN.m

$R_a = Q_p = 619$ KN

La valeur de l'effort tranchant est la suivante :

$V(x) = R_a = 619$ KN

La variation du moment de flexion est donnée par la formule suivante :

$M(x) = M_a + R_a * x$

$M(x) = -35902 + 619 * x$

VII.2.4 Force accidentelle

Au cours de l'exécution, une multitude d'incidents tel que la chute d'un équipage peut subvenir ; il est donc nécessaire de prendre en compte cette possibilité et ce, en représentant cette chute sous forme d'une force verticale déstabilisante notée F_a.

Calcul de M_a et V_a :

$M_a = F_A * l = 500*58 = 29000$ KN.m

$V_a = -F_A = -500$ KN

La valeur de l'effort tranchant est la suivante :

$V(x) = -F_A = -500$ KN



Figure VII.5 Effet dû à la force accidentelle

La variation du moment de flexion est donnée par la formule suivante :

$M(x) = M_a + F_A * x$

$= 29000 - 500 * x$

VII.2.5 Le vent

Si la phase de construction dépasse un mois, le fascicule 61 prescrit une charge de 125Kg/m².

$Q_v = 1{,}25$ KN/m² * B = 1,25*13,8= 17,25 KN/ml

Calcul de M_a et V_a :

$M_a = Q_V * \frac{l^2}{2} = 17{,}25 * \frac{58^2}{2} = 29014{,}5$ KN.m

$V_a = Q_V * l = 17{,}25*58 = 1000{,}5$ KN

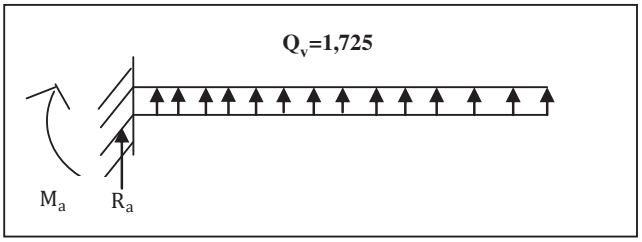


Figure VII.6 Surcharge répartie du vent

La variation de l'effort tranchant est donnée par la formule suivante :

$V(x) = V_a + Q_V * x$

$= 1000,5 – 17,25 * x$

La variation du moment de flexion est donnée par la formule suivante :

$M(x) = -M_a + V_a * x - Q_v * \frac{x^2}{2}$

$= -29014,5 + 1000,5 * x – 17,25 * \frac{x^2}{2}$

VII.3 RECAPITULATIF DES EFFETS DES CHARGES SUR LE FLEAU

Les résultats des efforts des différentes charges citées dans ce chapitre permettront de calculer les valeurs de l'effort tranchant ainsi que ceux du moment de flexion nécessaire au calcul de la précontrainte.

Tableau VII.1 Valeurs de l'effort tranchant

X (m)	G	Q_{RC}	Q_{CC}	Q_{EM}	Q_p	F_A	Surcharge du vent
	V(t)	V(t)	V(t)	V(t)	V(t)	V(t)	V(t)
0	1277,09	16,00	11,9	50	61,9	-1000	100,0
4,5	1132,17	14,76	11,9	50	61,9	-1000	92,28
9,2	989,09	13,46	11,9	50	61,9	-1000	84,18
13,9	854,44	12,17	11,9	50	61,9	-1000	76,07
18,6	728,23	10,87	11,9	50	61,9	-1000	67,96
23,3	610,4	9,57	11,9	50	61,9	-1000	59,85
28	501,03	8,28	11,9	50	61,9	-1000	51,75
33	393,86	6,9	11,9	50	61,9	-1000	43,12
38	296,18	5,52	11,9	50	61,9	-1000	34,5
43	207,96	4,14	11,9	50	61,9	-1000	25,87
48	129,20	2,76	11,9	50	61,9	-1000	17,25
53	59,89	1,38	11,9	50	61,9	-1000	8,625
58	0,000	0,000	11,9	50	61,9	-1000	0,00

Tableau VII.2 Valeurs du moment de flexion

X (m)	G	Q_{RC}	Q_{CC}	Q_{EM}	Q_p	F_A	Surcharge du vent
	M (t.m)	M (t.m)	M (t.m)	M(t.m)	M(t.m)	M (t.m)	M (t.m)
0	-40042,81	-464,23	-690,2	-2900	-3590,2	-58000	-2901,45
4,5	-33675,06	-394,99	-636,6	-2675	-3311,65	-53500	-2468,69
9,2	-27703,08	-328,63	-580,72	-2440	-3020,72	-48800	-2053,99
13,9	-22390,10	-268,38	-524,79	-2205	-2729,79	-44100	-1677,39
18,6	-17704,25	-214,22	-468,86	-1970	-2438,86	-39400	-1338,91
23,3	-13616,91	-166,16	-412,93	-1735	-2147,93	-34700	-1038,52
28	-10102,67	-124,2	-357,0	-1500	-1857,0	-30000	-776,25
33	-6968,44	-86,25	-297,5	-1250	-1547,5	-25000	-539,06
38	-4435,03	-55,2	-238,0	-1000	-1238,0	-20000	-345,0
43	-2483,87	-31,05	-178,5	-750	-928,5	-15000	-194,06
48	-1100,50	-138	-119,0	-500	-619,0	-10000	-86,25
53	-274,60	-3,45	-59,5	-250	-309,5	-5000	-21,56
58	0,000	0	0,000	0,000	0,000	0	0,00

VII.4 COMBINAISONS D'ACTION

S'agissant d'un ouvrage coulé en place, les combinaisons correspondantes sont celles énumérées dans le tableau (VII.3).

Tableau VII.3 Combinaisons type A et B

N°	Combinaisons en situation temporaire de construction (Type A)	Combinaisons accidentelles de construction (Type B)
1	$1,1\ (G_{max})+1,25\ (Q_{RC}+Q_P+Q_V)$	$1,1\ (G_{min})+(F_A+Q_{RC}+Q_P)$
2	$0,9\ (G_{max})+1,25\ (Q_{RC}+Q_P+Q_V)$	$0,9\ (G_{min})+(F_A+Q_{RC}+Q_P)$

Les résultats de calcul de chacun de l'effort tranchant et du moment fléchissant suivant chacune des combinaisons d'actions citées est en annexe. (C.f annexe 1 et 2)

Le moment maximum, selon lequel le calcul de la précontrainte sera effectué s'élève à -527419,472 KN.m.

VII.5 CONCLUSION

Les calculs effectués tout au long de ce chapitre ont permis la détermination du moment le plus défavorable permettant de calculer la précontrainte de fléau nécessaire à la stabilisation de l'ouvrage en cours de construction.

CHAPITRE 8

PRECONTRAINTE DE FLEAU

CHAPITRE VIII

VIII.1 INTRODUCTION

Les moments résultant de la réalisation du fléau engendrent des contraintes de traction au niveau des fibres supérieures et des contraintes de compression au niveau des fibres inférieures des voussoirs.

L'effort de précontrainte intervient alors, pour contrer ces contraintes naissantes en disposant des câbles de fléau au fur et à mesure de l'avancement du procédé de construction des fléaux.

VIII.2 PRECONTRAINTE DE FLEAU

Les câbles de fléau permettent de créer des contraintes de compression dans les fibres supérieures et des contraintes de traction dans les fibres inférieures du voussoir.

$$\begin{cases} \sigma_{psup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \\ \sigma_{pinf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} \end{cases}$$

Tel que :

σ_{psup} : La contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte

σ_{pinf} : La contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte

La formule utilisée pour déterminer l'effort de précontrainte est :

$$\frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} = \frac{MV}{I} \rightarrow P\left(\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}\right) = \frac{MV}{I} \rightarrow P = \frac{M\frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

Tableau VIII.1 Les différents paramètres du calcul de la précontrainte

P	L'effort de la précontrainte
V	La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure
V'	La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure
I	Le moment d'inertie longitudinale de la section
e	L'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité
d	La distance d'enrobage
M	Le moment maximal dû au poids propre et surcharges de chantier
S	La section du voussoir

VIII.3 DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES DE FLEAU

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante : $N \geq \frac{P}{(1-\alpha)*P_0}$

Avec : α représentant les pertes de tension, estimées à 25% à ce stade.

$$N \geq \frac{P}{0,75*P_0}$$

Tableau VIII.2 Le nombre de câbles de fléau

X	M (KN.m)	I (m^4)	S (m^2)	V (m)	e (m)	P(KN)	P_0(KN)	N
0	-527419,47	104,26	13,226	3,029	2,879	-96218,177	2548,8	56
4,5	-447617,36	104,26	13,226	3,029	2,879	-81659,721	2548,8	50
9,2	-372275,87	82,868	12,479	2,711	2,561	-74299,136	2548,8	44
13,9	-304735,81	65,938	11,802	2,422	2,272	-66553,943	2548,8	40
18,6	-244646,79	52,656	11,192	2,163	2,013	-58414,436	2548,8	36
23,3	-191693,87	42,338	10,651	1,932	1,782	-49927,212	2548,8	30
28	-145597,57	34,409	10,179	1,731	1,581	-41200,783	2548,8	26
33	-103813,05	28,071	9,752	1,549	1,399	-31871,017	2548,8	20
38	-69262,884	23,451	9,403	1,401	1,251	-22850,359	2548,8	14
43	-41742,731	20,196	9,131	1,285	1,135	-14614,524	2548,8	10
48	-21093,649	18,047	8,937	1,202	1,052	-7720,960	2548,8	6
53	-7202,1108	16,827	8,821	1,153	1,003	-2710,136	2548,8	2
58	0	16,432	8,782	1,136	0,986	0,000	2548,8	0

Tableau VIII.3 Le nombre de câbles arrêtés pour chaque voussoir

N° de voussoir	X (m)	N^{bre} de câbles	N^{bre} de câbles par âme	N^{bre} de câbles arrêtés par âme
½ VSP	0	56	28	0
	4,5	50	25	3
V1	9,2	44	22	3
V2	13,9	40	20	2
V3	18,6	36	18	2
V4	23,3	30	15	3
V5	28	26	13	2
V6	33	20	10	3
V7	38	14	7	3
V8	43	10	5	2
V9	48	6	3	2
V10	53	2	1	2
V11	58	0	0	1

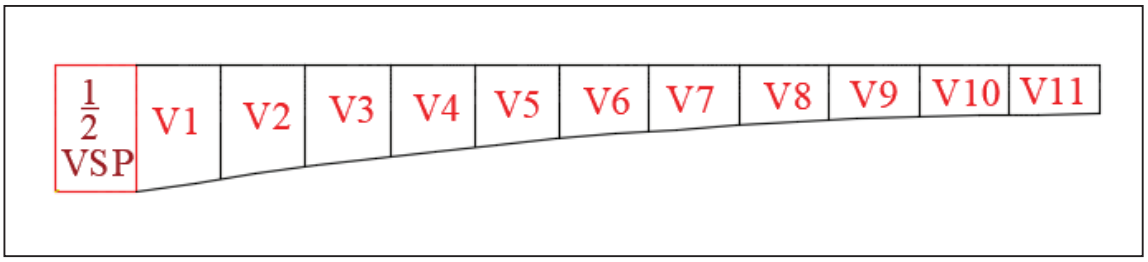


Figure VIII.1 Découpage des voussoirs au niveau du demi-fléau

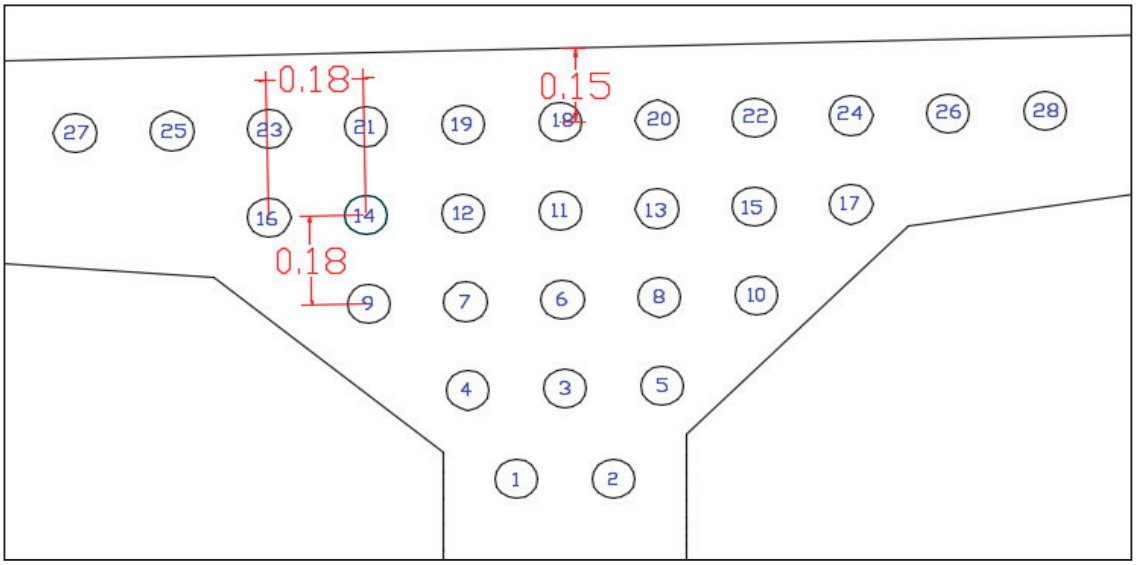


Figure VIII.2 Disposition des câbles au niveau du gousset du voussoir sur pile

VIII.4 TRACE DES CABLES EN ELEVATION

Il est conseillé de faire descendre une partie des câbles de fléau dans les âmes, pour réduire les contraintes de cisaillement, sachant que leurs points de départ étant les goussets supérieurs, et leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,25m de part et d'autre du centre gravité de la section (la demi-longueur de la plaque d'ancrage).

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le tracé devient parabolique dont l'équation est : $d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) * \frac{x^2}{L^2}$

Tableau VIII.4 Paramètres de calcul de l'équation des câbles en élévation

d_0	La distance à la face supérieure du câble filant
d_1	La distance à la face supérieure du point d'ancrage
L	La longueur sur laquelle s'effectue la courbure
$R_c(x)$	Le rayon de courbure en un point, tel que : $R_c(x) = \frac{x^2}{2*(d_1-d_0)} \geq R_{min}$
R_{min}	Le rayon minimal pour les câbles 12T15S, tel que : R_{min}= 6m
α_n	La déviation verticale α_n d'un câble, tel que : α_n= artcg $(2(d_1-d_0)* \frac{d_0}{l^2})$

Tableau VIII.5 Equations des câbles en élévation

N° VS	N° de câble	X (m)	V (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	Y (m)	R_C (m)	R_v (m)	tan α	α (rad)	d (x)
½ VP	1	4,5	3,029	0,87	3,529	2,659	3,808	6,212	0,724	0,627	$0,87+1,63x^2$
	2	4,5	3,029	0,87	3,029	2,159	4,690	6,212	0,724	0,627	$0,87+1,63x^2$
	3	4,5	3,029	0,69	2,529	1,839	5,506	6,289	0,716	0,621	$0,69+1,61x^2$
V1	4	4,7	2,711	0,69	3,211	2,521	4,381	6,102	0,770	0,656	$0,69+1,81x^2$
	5	4,7	2,711	0,69	2,711	2,021	5,465	6,102	0,770	0,656	$0,69+1,81x^2$
	6	4,7	2,711	0,51	2,211	1,701	6,493	6,493	0,724	0,627	$0,51+1,701x^2$
V2	7	4,7	2,422	0,51	2,922	2,412	4,579	6,170	0,762	0,651	$0,51+1,79x^2$
	8	4,7	2,422	0,51	2,422	1,912	5,777	6,170	0,762	0,651	$0,51+1,79x^2$
V3	9	4,7	2,163	0,51	2,413	1,903	5,804	6,170	0,762	0,651	$0,51+1,79x^2$
	10	4,7	2,163	0,51	1,913	1,403	7,872	7,872	0,597	0,538	$0,51+1,403x^2$
V4	11	4,7	1,932	0,33	1,922	1,592	6,938	6,938	0,677	0,595	$0,33+1,592x^2$
	12	4,7	1,932	0,33	2,182	1,852	5,964	6,240	0,753	0,646	$0,33+1,77x^2$
	13	4,7	1,932	0,33	1,682	1,352	8,169	8,169	0,575	0,522	$0,33+1,352x^2$
V5	14	4,7	1,731	0,33	1,981	1,651	6,690	6,690	0,703	0,612	$0,33+1,651x^2$
	15	4,7	1,731	0,33	1,481	1,151	9,596	9,596	0,490	0,455	$0,33+1,151x^2$
V6	16	5	1,549	0,33	2,049	1,719	7,272	7,272	0,688	0,602	$0,33+1,719x^2$
	17	5	1,549	0,33	1,549	1,219	10,254	10,254	0,488	0,454	$0,33+1,219x^2$
	18	5	1,549	0,15	1,049	0,899	13,904	13,904	0,360	0,345	$0,15+0,899x^2$
V7	19	5	1,401	0,15	1,901	1,751	7,139	7,139	0,700	0,611	$0,15+1,751x^2$
	20	5	1,401	0,15	1,401	1,251	9,992	9,992	0,500	0,464	$0,15+1,251x^2$
	21	5	1,401	0,15	0,901	0,751	16,644	16,644	0,300	0,292	$0,15+0,751x^2$
V8	22	5	1,285	0,15	1,535	1,385	9,025	9,025	0,554	0,506	$0,15+1,385x^2$
	23	5	1,285	0,15	1,035	0,885	14,124	14,124	0,354	0,340	$0,15+0,885x^2$
V9	24	5	1,202	0,15	1,452	1,302	9,601	9,601	0,521	0,480	$0,15+1,302x^2$
	25	5	1,202	0,15	0,952	0,802	15,586	15,586	0,321	0,310	$0,15+0,802x^2$
V10	26	5	1,153	0,15	1,403	1,253	9,976	9,976	0,501	0,465	$0,15+1,253x^2$
	27	5	1,153	0,15	0,903	0,753	16,600	16,600	0,301	0,293	$0,15+0,753x^2$
V11	28	5	1,136	0,15	1,136	0,986	12,677	12,677	0,394	0,376	$0,15+0,986x^2$

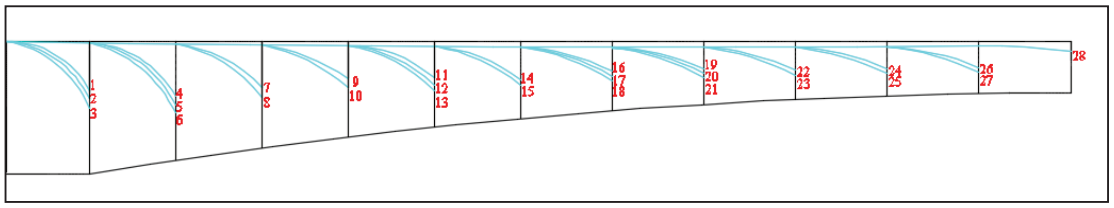


Figure VIII.3 Tracé des câbles en élévation

VIII.5 TRACE DES CABLES EN PLAN

Les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Ces mêmes câbles prennent une trajectoire en plan de forme de « S » pour s'ancrer dans l'axe de l'âme sur toute la longueur du voussoir.

Le tracé suit une équation parabolique de la forme suivante : $Z(x)=Z_{i+1}+(Z_{i+1}+Z_i)(\frac{X^2}{L^2})$

Les expressions des rayons de courbure sont sous les formes suivantes :

$R_i = \frac{X_i^2}{Z_i - Z_{i+1}}$ et $R_{i+1}=\frac{X_{i+1}^2}{Z_{i+1}}$

Les angles d'inclinaison des tangentes sont : $\tan(\beta_i) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{X_i}$ et $\tan(\beta_{i+1})= \frac{2Z_{i+1}}{X_{i+1}}$

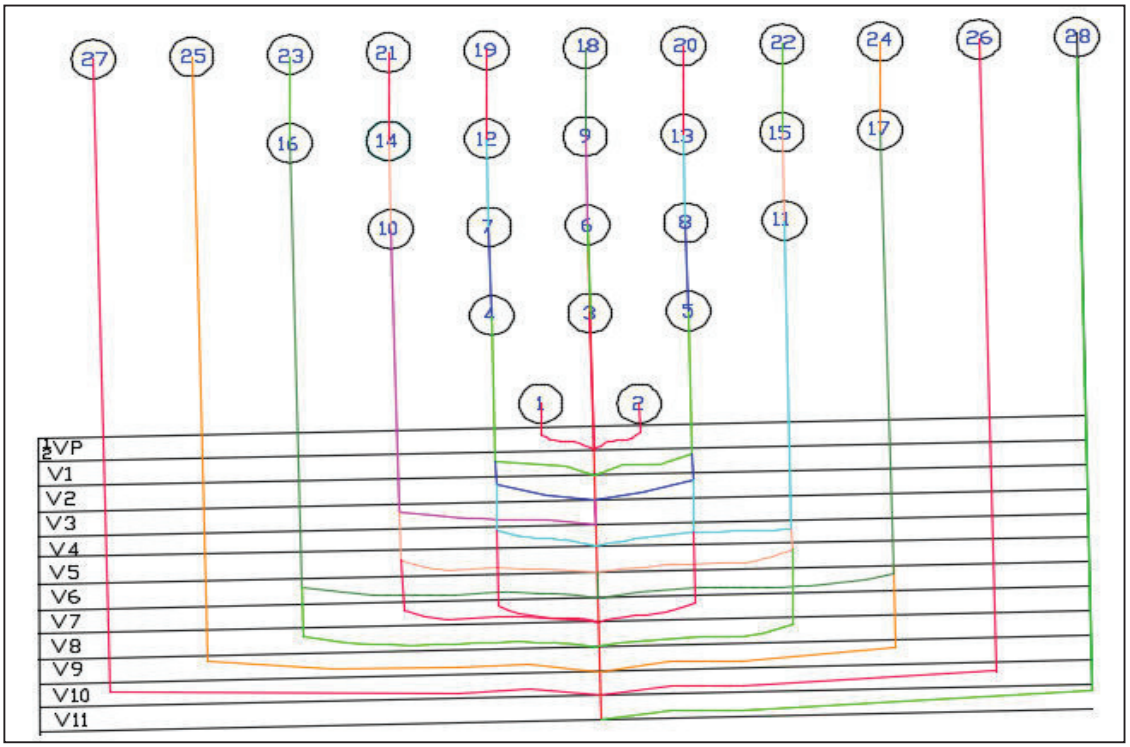


Figure VIII.4 Tracé en plan des câbles de précontrainte

Les câbles 3,6, 9 et 18 ne subissent aucune déviation en plan.

Tableau VIII.6 Les paramètres du tracé en plan

N°	N° de câble	X (m)	Z_i	Z_{i+1}	X_i	X_{i+1}	R_i	R_{i+1}	β_i	β_{i+1}	Z(x)
½ VP	1	4,5	-0,09	-0,045	2,25	2,25	-56,25	-56,25	-0,040	-0,040	-0,045+0,006x²
	2	4,5	0,09	0,045	2,25	2,25	56,25	56,25	0,040	0,040	0,045+0,135x²
	3	4,5	0	0	0	0	0	0	0,000	0,000	/
V1	4	4,7	-0,18	-0,09	2,35	2,35	-30,681	-30,681	-0,076	-0,076	-0,09-0,012x²
	5	4,7	0,18	0,09	2,35	2,35	30,681	30,681	0,076	0,076	0,09+0,012x²
	6	4,7	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	/
V2	7	4,7	-0,18	-0,09	2,35	2,35	-30,681	-30,681	-0,076	-0,076	-0,09-0,012x²
	8	4,7	0,18	0,09	2,35	2,35	30,681	30,681	0,076	0,076	0,09+0,012x²
V3	9	4,7	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	-0,152	/
	10	4,7	-0,36	-0,18	2,35	2,35	-15,340	-15,340	-0,152	0,152	-0,18-0,024x²
V4	11	4,7	0,36	0,18	2,35	2,35	15,340	15,340	0,152	0,000	0,18+0,024x²
	12	4,7	-0,18	-0,09	2,35	2,35	-30,681	-30,681	-0,076	-0,076	-0,09-0,012x²
	13	4,7	0,18	0,09	2,35	2,35	30,681	30,681	0,076	0,076	0,09+0,012x²
V5	14	4,7	-0,36	-0,18	2,35	2,35	-15,340	-15,340	-0,152	-0,152	-0,18-0,024x²
	15	4,7	0,36	0,18	2,35	2,35	15,340	15,340	0,152	0,152	0,18+0,024x²
V6	16	5	-0,54	-0,27	2,5	2,5	-11,574	-11,574	-0,213	-0,213	-0,27-0,034x²
	17	5	0,54	0,27	2,5	2,5	11,574	11,574	0,213	0,213	0,27+0,034x²
	18	5	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	/
V7	19	5	-0,18	-0,09	2,5	2,5	-34,722	-34,722	-0,072	-0,072	-0,09-0,010x²
	20	5	0,18	0,09	2,5	2,5	34,722	34,722	0,072	0,072	0,09+0,010x²
	21	5	-0,36	-0,18	2,5	2,5	-17,361	-17,361	-0,143	-0,143	-0,18-0,021x²
V8	22	5	0,36	0,18	2,5	2,5	17,361	17,361	0,143	0,143	0,18+0,021x²
	23	5	0,54	0,27	2,5	2,5	11,574	11,574	0,213	0,213	0,27+0,032x²
V9	24	5	-0,72	-0,36	2,5	2,5	-8,681	-8,681	-0,280	-0,280	-0,36-0,043x²
	25	5	0,72	0,36	2,5	2,5	8,681	8,681	0,280	0,280	0,36+0,043x²
V10	26	5	-0,9	-0,45	2,5	2,5	-6,944	-6,944	-0,346	-0,346	-0,45-0,054x²
	27	5	0,9	0,45	2,5	2,5	6,944	6,944	0,346	0,346	0,45+0,054x²
V11	28	5	0,45	0,25	2,5	2,25	6,944	6,944	0,346	0,346	0,25+0,028x²

VIII.6 CALCUL DES PERTES DE TENSION DES CABLES DE PRECONTRAINTE

VIII.6.1 Pertes instantanées

Les pertes instantanées sont celles qui se produisent au moment de la mise en tension et de la mise de précontrainte.

Ces dernières sont dues aux phénomènes suivants :

- Frottement du câble dans sa gaine,
- Tassement des organes d'ancrage (recul d'ancrage),
- Non simultanéité des mises en tension des différents câbles.

VIII.6.1.1 Pertes de tension par frottement

Ce sont des pertes par frottement du câble sur la gaine lors de la mise en tension de celui-ci dans les zones où il y a contact entre ces éléments c'est à dire dans les parties courbes et aux points où le tracé présente des irrégularités.

La tension $\sigma_p(x)$ (contrainte exercée lors de la mise en tension) d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de la mise en tension, s'obtient compte tenu des frottements, à partir de la tension σ_{p0} à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

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

Tableau VIII.7 Paramètres de calcul des pertes de tension par frottement

X(m)	Distance de la section considérée
θ	Somme arithmétique des déviations angulaires du câble sur la distance, x
f(rad^{-1})	Coefficient de frottement en courbe dont la valeur 0,2
φ(m^{-1})	Coefficient de perte de tension par unité de longueur dont la valeur 0,003
σ_{p0}	La contrainte initiale 1416 MPa

La somme des pertes dues aux frottements des câbles est **$\Sigma\Delta\sigma_{p0}$= 4579,344 MPa.**
(C.f annexe 3).

VIII.6.1.2 Pertes par recul d'ancrage

Les ancrages sont bloqués après la mise en tension. Le jeu existant dans l'ancrage permet un léger glissement avant le blocage définitif. Ce léger glissement est la déformation propre des pièces d'ancrage lorsque l'effort appliqué par le vérin leur est transféré, il entraîne ainsi un raccourcissement du câble et donc, une perte de tension.

La formule à partir de laquelle on peut calculer la longueur du recul d'ancrage est :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g^* E_p}{\sigma_{p0}{}^* k}} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} \lambda > x & \text{les pertes existent} \\ \lambda < x & \text{les pertes n'existent pas} \end{cases}$$

$$\Delta\sigma_{recul}= 2^* \lambda {}^* k$$

Tableau VIII.8 Paramètres de calcul des pertes dues au recul d'ancrage

E_p	Le module d'élasticité des aciers. E_p= 190000 MPa (selon B.P.E.L.91)
g	L'intensité du recul, dont la valeur est 6mm
Δσ	La perte de tension

La somme des pertes dues au recul d'ancrage est **$\Sigma\Delta\sigma_{recul}$ = 4,800 MPa**. (C.f annexe 4)

VIII.6.1.3 Pertes dues à la non simultanéité de la mise en tension

Les pertes dues à la non simultanéité de la mise en tension résultent des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures précontraintes.

La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, un raccourcissement au niveau du deuxième câble une fois sa mise en tension effectuée entrainera un raccourcissement des câbles suivants. Cette opération sera répétée au fur et à mesure de la mise en tension de la totalité des câbles.

La formule permettant le calcul de la perte de tension due au raccourcissement élastique du béton est la suivante : $\Delta\sigma_{rac}=\frac{n-1}{2n} * \sigma_b * \frac{E_p}{E_{ij}}$

Tableau VIII.9 Paramètres de calcul des pertes dues au raccourcissement du béton

E_{ij}	Module instantané du béton
σ_b	Contrainte de compression dans le béton, dont la valeur est de 40MPa
n	Nombre de câbles

$\frac{E_p}{E_{ij}}=\frac{190000}{11000\sqrt[3]{40}}=5{,}05$ et on considère $\frac{E_p}{E_{ij}}=6$

$\Delta\sigma_{rac}=\frac{56-1}{2*56} * 40 * 6 = 0{,}49* 40*6 =$ **117,6 MPa**

VIII.6.1.4 La somme des pertes instantanées

$\Delta\sigma_{inst}=\Delta\sigma_{p0}+\Delta\sigma_{recul}+\Delta\sigma_{rac}$=117,6+4,800+4579,344 =**4701,744MPa**

VIII.6.2 Pertes différées

Les pertes de tension différées sont celles qui se produisent pendant une période plus ou moins longue après la précontrainte de la structure. Elles proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes.

Les pertes différées sont dues :

-Au retrait et fluage du béton,

-A la relaxation des aciers.

VIII.6.2.1 Perte de tension due au retrait du béton

La perte de tension due au retrait du béton est donnée par la formule suivante :

$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r * E_p$

Avec :

ε_r : Le retrait final du béton, dont la valeur est $2*10^{-4}$ en climat humide.

$\Delta\sigma_r = 2*10^{-4}*19*10^4 =$ **38 MPa.**

VIII.6.2.2 Perte de tension due au fluage du béton

La perte de tension finale due au fluage du béton, dans les cas des conditions thermo hygromètriques constantes, est fonction de la contrainte maximale ainsi que de la condition finale supportées par le béton dans la section considérées et aussi de l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

La formule permettant le calcul de la perte de tension due au fluage du béton est la suivante : $\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} * (\sigma_b + \sigma_{max})$

Où : σ_b et σ_{max} sont, respectivement, la contrainte finale et la contrainte maximale supportées par le béton dans la section considérées (au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les actions précédentes, y compris celles dues à la précontrainte).

La somme des pertes dues au fluage du béton est **$\Sigma\Delta\sigma_{fl}$ = 3774,737 MPa.** (C.f annexe 5)

VIII.6.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers

L'évaluation de la relaxation finale d'une armature tendue à sa tension initiale est donnée par la relation suivante : $\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} * \rho_{1000} * (\mu - \mu_0) * \sigma_{pi}(x)$

Tableau VIII.10 Paramètres de calcul des pertes dues à la relaxation des aciers

μ	$\frac{\sigma_{pi}(x)}{F_{prg}}$
μ_0	0,43 pour les aciers TBR
$\Sigma\sigma_{inst}$	La somme des pertes instantanées
$\sigma_{pi}(x)$	La contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x, dont la formule est $\sigma_{pi}(x) = \sigma_0 - \Sigma\sigma_{inst}$
σ_0	1416 MPa
ρ_{1000}	2,5%
F_{prg}	La contrainte de rupture garantie 1770 KN

La somme des pertes due à la relaxation câbles de précontrainte est de **1009,994 MPa.**(C.f annexe 6)

VIII.6.2.4 La somme des pertes différées

$\Delta\sigma_{diff}=\frac{5}{6}\Delta\sigma_p+\Delta\sigma_{fl}+\Delta\sigma_r=\frac{5}{6}*1009,994+3774,737+38=$**4654,3986MPa**

VIII.6.3 La perte totale

$\Delta\sigma_{totales}=\Delta\sigma_{diff}+\Delta\sigma_{inst}=4701,774+4654,3986=9356,1726$**MPa**

On a donc un pourcentage de pertes égal à : $100*\frac{9356,1726}{28*1416}=23,59\ \% < 25\%$

Ce qui vérifie notre hypothèse de calcul.

VIII.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES EN PHASE DE CONSTRUCTION

Les vérifications à faire en phase de construction sont :

$$\begin{cases} \sigma_{sup}=\frac{P}{S}-\frac{MV}{I}+\frac{PeV}{I}\geq\sigma_{bt} \\ \sigma_{inf}=\frac{P}{S}+\frac{MV'}{I}-\frac{PeV'}{I}\leq\sigma_{bc} \end{cases}$$

Tableau VIII.11 Paramètres de calcul des contraintes sup et inf

σ_{sup}	La contrainte créée dans la fibre supérieure de la section
σ_{inf}	La contrainte créée dans la fibre inférieure de la section
P	L'effort de précontrainte
S	La section transversale du voussoir
M	Le moment généré par application des charges
V	La distance du centre de gravité à la fibre supérieure
V'	La distance du centre de gravité à la fibre inférieure
σ_{bt}	La contrainte admissible de traction ; tel que $\sigma_{bt}= 0$ car il s'agit de la classe I
σ_{bc}	La contrainte admissible de compression ; tel que $\sigma_{bc} = 0,6*f_{c28}= 0,6*\ 40= 24$ MPa

Tableau VIII.12 Vérification des contraintes en phase de construction

X (m)	S (m^2)	P (KN)	M (KN.m)	V (m)	V' (m)	I (m^4)	e (m)	σ_{inf}	σ_{sup}	Condition
0	13,226	107049,6	527419,47	3,029	3,971	104,260	2,879	16,444	1,725	Vérifiée
4,5	13,226	95580	447617,36	3,029	3,693	104,260	2,879	13,335	2,217	Vérifiée
9,2	12,479	84110,4	372275,87	2,711	3,440	82,868	2,561	13,252	1,608	Vérifiée
13,9	11,802	76464	304735,81	2,422	3,213	65,938	2,272	12,863	1,667	Vérifiée
18,6	11,192	68817,6	244646,79	2,163	3,011	52,656	2,013	12,217	1,790	Vérifiée
23,3	10,651	57348	191693,87	1,932	2,835	42,338	1,782	11,377	1,300	Vérifiée
28	10,179	49701,6	145597,57	1,731	2,676	34,409	1,581	10,095	1,511	Vérifiée
33	9,752	38232	103813,05	1,549	2,546	28,071	1,399	8,485	1,143	Vérifiée
38	9,403	26762,4	69262,884	1,401	2,444	23,451	1,251	6,575	0,708	Vérifiée
43	9,131	19116	41742,731	1,285	2,372	20,196	1,135	4,448	0,818	Vérifiée
48	8,937	11469,6	21093,649	1,202	2,328	18,047	1,052	2,448	0,682	Vérifiée
53	8,821	3823,2	7202,1108	1,153	2,314	16,827	1,003	0,897	0,203	Vérifiée
58	8,782	0	0	1,136	3,693	16,432	0,986	0,000	0,000	Vérifiée

VIII.8 CONCLUSION

Les câbles de fléau permettant de créer des contraintes de compression dans les fibres supérieures et des contraintes de traction dans les fibres inférieures du voussoir ont été évaluées au nombre de 56.

Les contraintes engendrées par la disposition de ces câbles ont, par la suite, été vérifiées afin de confirmer leur efficacité.

Les pertes de tension résultant de la mise en place de la précontrainte, qui sont de différents types, ont été évaluées et jugées adéquates au vue de l'hypothèse de base.

CHAPITRE 9

PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

CHAPITRE IX

IX.1 INTRODUCTION

Les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure en phase de service après la réalisation des fléaux.

Ils sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

IX.2 PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

Les câbles de continuité sont dimensionnés selon les moments positifs résultant de la combinaison d'action la plus défavorable, à savoir : G+1,2 A(l)+0,5ΔT. Ces moments ont été déterminées après la modélisation de l'ouvrage sur le logiciel CSI BRIDGE.

(C.f annexe 7 et 8)

Avec :

G : Le poids propre du tablier

A(l) : La surcharge routière dominante

ΔT : Le gradient thermique (∓10°C)

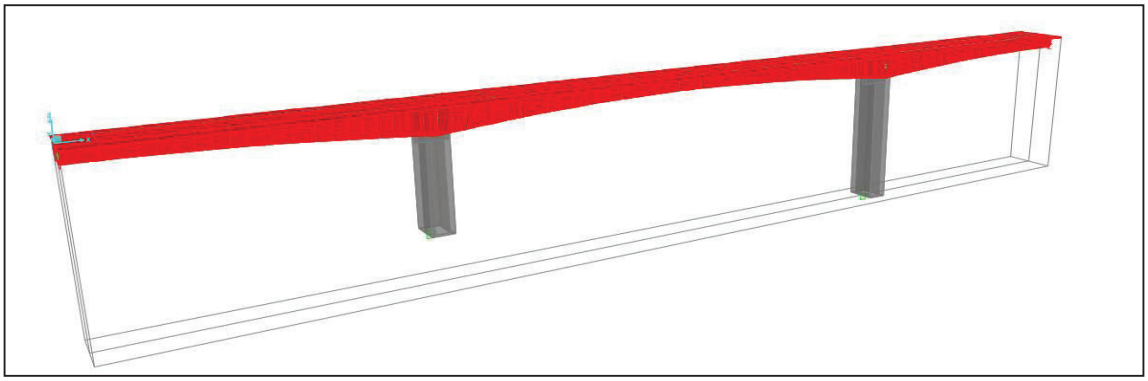


Figure IX.1 Modélisation du pont sur CSI BRIDGE

L'effort de précontrainte pour chaque travée sera calculé à partir du moment maximum déterminé selon la formule suivante : $P = \frac{\frac{MV'}{I}}{\frac{1}{S}+\frac{e_0 V'}{I}}$

Tableau IX.1 Paramètres de calcul de l'effort de précontrainte

P	L'effort de précontrainte
M	Le moment fléchissant maximum, soit $M_{max} = M_{comb} + M_{fl}$
V'	La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure
I	Le moment d'inertie longitudinale de la section
S	L'aire de la section
e	L'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité

Effet du fluage du béton :

Les moments dus au fluage du béton sont calculés à l'aide de la formule suivante :

$$M_{FL}=\frac{I_i}{V_i}\sigma^*$$

Figure IX.2 Paramètres de calcul du moment de fluage

I_i	L'inertie du voussoir
V_i	La distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure
σ^*	{ 1 MPa pour les voussoirs préfabriqués {1,5MPa pour les voussoirs coulés en place

IX.3 DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE

Le nombre de câbles de continuité est donné par la relation suivante :$N = \frac{P}{0,75\ P_0}$

IX.3.1 Travée centrale

IX.3.1.1 Exemple de calcul

La section située à l'axe de la travée centrale (section à la clé) a pour caractéristiques celles citées dans le tableau (IX.2).

Tableau IX.3 Caractéristiques du caisson situé à l'axe de la travée centrale

S (m^2)	I_y (m^4)	V (m)	V' (m)	e(m)	M_{max} (KN.m)
8,782	16,432	1,136	2,314	2,164	6682,057

Le nombre de câbles propres à chacun des voussoirs de la travée centrale est représenté dans le tableau (IX.3).

Tableau IX.4 Le nombre de câbles en travée centrale

	X (m)	S (m^2)	I_y (m^4)	V (m)	V' (m)	e (m)	M_{comb} (t.m)	M_{fluage} (t.m)	M_{max} (t.m)	P (t)	N^{bre} de câbles
V7	98	9,752	28,071	1,549	2,676	2,526	2009,234	2718,302	4727,536	1312,596	4
V8	103	9,403	23,451	1,401	2,546	2,396	6131,565	2510,814	8642,379	2560,271	8
V9	108	9,131	20,196	1,285	2,444	2,294	9412,344	2357,510	11769,85	3679,236	12
V10	113	8,937	18,047	1,202	2,372	2,222	11867,51	2252,121	14119,63	4594,244	16
V11	118	8,821	16,827	1,153	2,328	2,178	13401,46	2189,115	15590,58	5201,335	18
VSC	123	8,782	16,432	1,136	2,314	2,164	14132,97	2169,718	16302,69	5484,321	18
	125	8,782	16,432	1,136	2,314	2,164	14235,37	2169,718	16405,08	5518,768	18
	127	8,782	16,432	1,136	2,314	2,164	14122,029	2169,718	16291,747	5480,639	18
V11	132	8,821	16,827	1,153	2,328	2,178	13363,160	2189,115	15552,275	5188,556	18
V10	137	8,937	18,047	1,202	2,372	2,222	11801,846	2252,121	14053,967	4572,878	16
V9	142	9,131	20,196	1,285	2,444	2,294	9319,318	2357,510	11676,828	3650,156	12
V8	147	9,403	23,451	1,401	2,546	2,396	6011,209	2510,814	8522,023	2524,616	8
V7	152	9,752	28,071	1,549	2,676	2,526	1861,488	2718,302	4579,790	1271,575	4

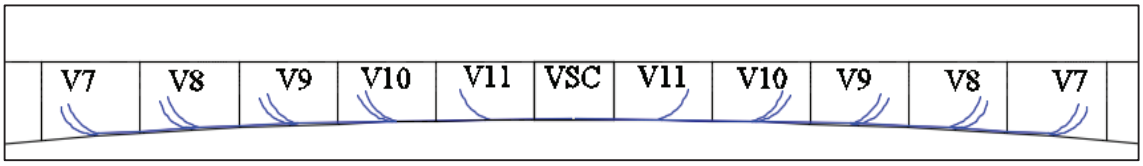


Figure IX.2 Disposition des câbles de précontrainte en élévation en travée centrale

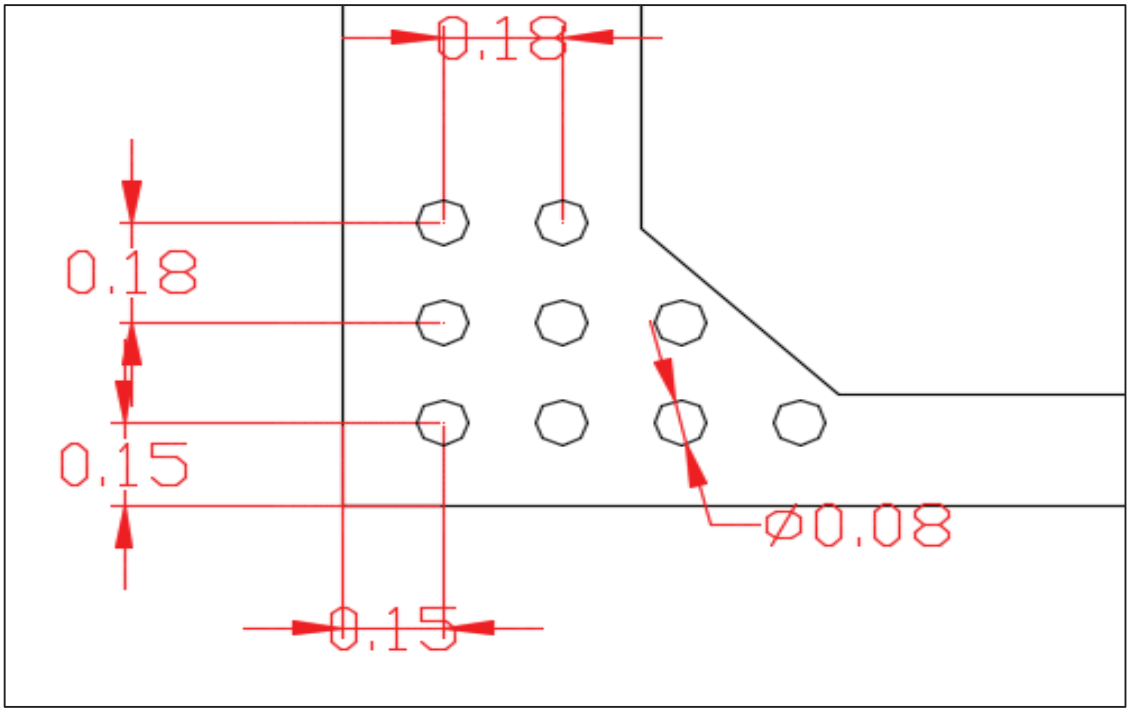


Figure IX.3 Disposition des câbles de précontrainte au niveau du gousset gauche dans la travée centrale

IX.3.2 Travée de rive

IX.3.2.1 Exemple de calcul

La section située à l'axe de la travée de rive a pour caractéristiques celles citées dans le tableau (IX.4).

Tableau IX.5 Caractéristiques du caisson situé dans l'axe de la travée de rive

S (m^2)	I_y (m^4)	V (m)	V' (m)	e' (m)	M_{max} (KN.m)
8,782	16,432	1,136	2,314	2,164	2692,879

Le nombre de câbles propres à chacun des voussoirs de la travée centrale est représenté dans le tableau (IX.5).

Tableau IX.6 Le nombre de câbles en travée de rive

	X (m)	S (m^2)	I_y (m^4)	V (m)	V' (m)	e (m)	M_{comb} (t.m)	M_{fluage} (t.m)	M_{max} (t.m)	P (t)	N^{bre} de câbles
V7	218	9,752	28,071	1,549	2,676	2,526	278,177	2718,302	2996,480	831,970	4
V8	223	9,403	23,451	1,401	2,546	2,396	2652,434	2510,814	5163,248	1529,592	6
V9	228	9,131	20,196	1,285	2,444	2,294	4086,883	2357,510	6444,393	2014,506	8
V10	233	8,937	18,047	1,202	2,372	2,222	4650,486	2252,121	6902,607	2245,969	8
V11	238	8,821	16,827	1,153	2,328	2,178	4337,922	2189,115	6527,037	2177,553	8
VSC	243	8,782	16,432	1,136	2,314	2,164	3101,611	2169,718	5271,329	1773,306	6
C1	247	8,782	16,432	1,136	2,314	2,164	1540,076	2169,718	3709,794	1247,996	4

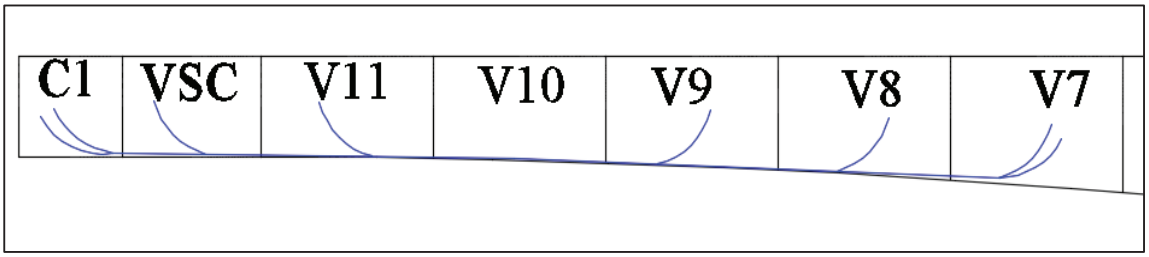


Figure IX.4 Disposition des câbles de précontrainte en élévation dans la travée de rive

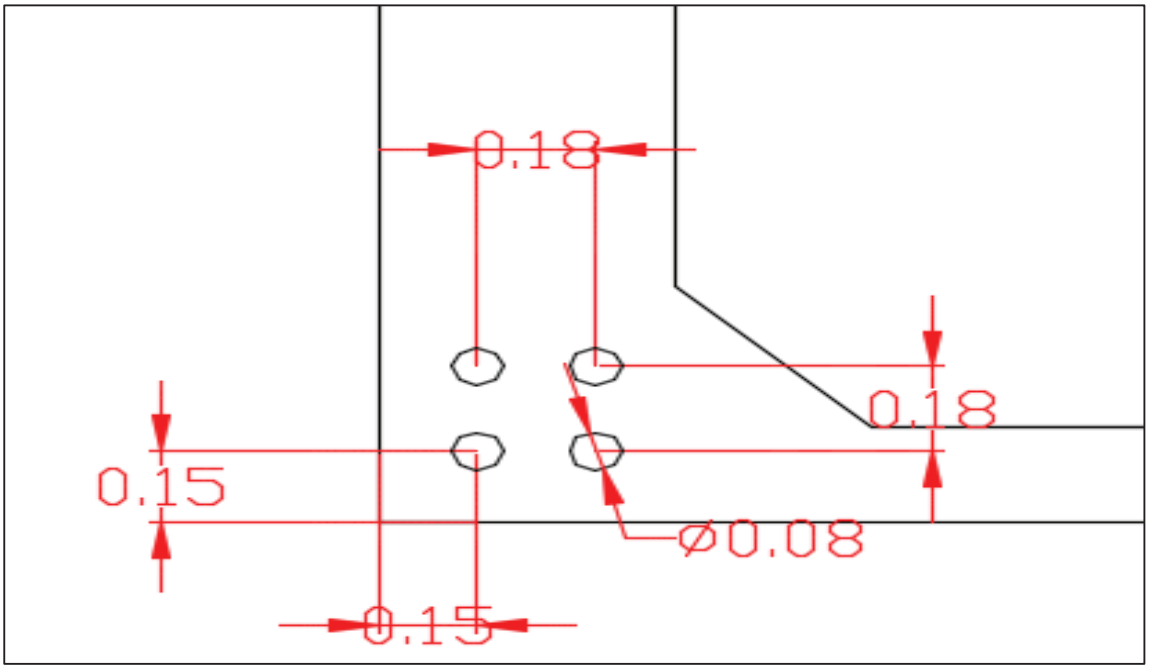


Figure IX.5 Disposition des câbles de précontrainte au niveau du gousset gauche dans la travée de rive

IX.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES EN PHASE DE SERVICE

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a lieu de faire une vérification des contraintes pour chacun de l'état à vide et de l'état de charge.

La vérification se fait pour la travée centrale et la travée de rive séparément, au vue de la différence de nombre de câbles contenue dans chacune.

IX.4.1 Cas à vide

En phase de service, et dans le cas à vide, on est amené à vérifier les deux conditions ci-dessous, en prenant en considération le poids du tablier uniquement.

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{PeV}{I} + \frac{|M|V}{I} \geq 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{PeV'}{I} - \frac{|M|V'}{I} \leq 24 \text{ MPa}$$

Tableau IX.7 Vérification des contraintes, à vide, dans la travée centrale

X (m)	M_{tot} (t.m)	V' (m)	V (m)	I (m^4)	e (m)	S (m^2)	P_0 (t)	N	P(t)	σ_{sup}	σ_{inf}	Condition
98	4172,426	2,676	1,549	28,071	2,526	9,752	393	4	1179	1,868	0,070	Vérifiée
103	6778,242	2,546	1,401	23,451	2,396	9,403	393	8	2358	3,182	1,283	Vérifiée
108	8857,320	2,444	1,285	20,196	2,294	9,131	393	12	3537	4,347	2,974	Vérifiée
113	10419,762	2,372	1,202	18,047	2,222	8,937	393	16	4716	5,238	5,355	Vérifiée
118	11397,410	2,328	1,153	16,827	2,178	8,821	393	18	5305,5	5,906	6,233	Vérifiée
123	11877,830	2,314	1,136	16,432	2,164	8,782	393	18	5305,5	6,316	5,483	Vérifiée
125	11952,976	2,314	1,136	16,432	2,164	8,782	393	18	5305,5	6,368	5,377	Vérifiée
127	11877,816	2,314	1,136	16,432	2,164	8,782	393	18	5350,5	6,316	5,483	Vérifiée
132	11397,359	2,328	1,153	16,827	2,178	8,821	393	18	4716	6,118	3,789	Vérifiée
137	14667,239	2,372	1,202	18,047	2,222	8,937	393	16	3537	8,492	-4,990	Vérifiée
142	8857,196	2,444	1,285	20,196	2,294	9,131	393	12	2358	4,776	-1,590	Vérifiée
147	6778,082	2,546	1,401	23,451	2,396	9,403	393	8	1179	3,616	-3,038	Vérifiée
152	4172,229	2,676	1,549	28,071	2,526	9,752	393	4	0	2,302	-3,977	Vérifiée

Tableau IX.8 Vérification des contraintes, à vide, dans la travée de rive

X (m)	M_{tot} (t.m)	V' (m)	V (m)	I (m^4)	e (m)	S (m^2)	P_0(t)	N	P(t)	σ_{sup}	σ_{inf}	Condition
218	1098,756	2,676	1,549	28,071	2,526	9,752	393	4	1179	1,151	1,310	Vérifiée
223	2786,346	2,546	1,401	23,451	2,396	9,403	393	6	1768,5	1,912	1,823	Vérifiée
228	3822,875	2,444	1,285	20,196	2,294	9,131	393	8	2358	2,395	2,939	Vérifiée
233	4254,022	2,372	1,202	18,047	2,222	8,937	393	8	2358	2,739	2,439	Vérifiée
238	4073,225	2,328	1,153	16,827	2,178	8,821	393	8	2358	2,659	2,702	Vérifiée
243	3248,057	2,314	1,136	16,432	2,164	8,782	393	8	2358	2,101	3,874	Vérifiée
247	2192,952	2,314	1,136	16,432	2,164	8,782	393	6	1768,5	1,582	2,892	Vérifiée

IX.4.2 Etat de charge

En phase de service, et dans le cas chargé, il est impératif de vérifier les deux conditions ci-dessous, en prenant en considération le poids du tablier ainsi que celui des surcharges de service.

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{PeV}{I} + \frac{MV}{I} < \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{PeV'}{I} - \frac{MV'}{I} < \sigma_{bt}$$

On doit vérifier que :

$\sigma_{sup} <$ 24 MPa et $\sigma_{inf} <$ 0 MPa

Tableau IX.9 Vérification des contraintes, dans la travée centrale pour le cas chargé

X (m)	M_{tot} (t.m)	V' (m)	V (m)	I (m^4)	e (m)	S (m^2)	P_0(t)	N	P(t)	σ_{sup}	σ_{inf}	Condition
98	4727,536	2,676	1,549	28,071	2,526	9,752	393	4	1179	2,174	-0,459	Vérifiée
103	8642,379	2,546	1,401	23,451	2,396	9,403	393	8	2358	4,296	-0,741	Vérifiée
108	11769,854	2,444	1,285	20,196	2,294	9,131	393	12	3537	6,200	-0,551	Vérifiée
113	14119,633	2,372	1,202	18,047	2,222	8,937	393	16	4716	7,702	0,492	Vérifiée
118	15590,580	2,328	1,153	16,827	2,178	8,821	393	18	5305,5	8,780	0,432	Vérifiée
123	16302,691	2,314	1,136	16,432	2,164	8,782	393	18	5305,5	9,375	-0,749	Vérifiée
125	16405,089	2,314	1,136	16,432	2,164	8,782	393	18	5305,5	9,445	-0,893	Vérifiée
127	16291,747	2,314	1,136	16,432	2,164	8,782	393	18	5305,5	9,367	-0,733	Vérifiée
132	15552,275	2,328	1,153	16,827	2,178	8,821	393	18	5305,5	8,753	0,485	Vérifiée
137	14053,967	2,372	1,202	18,047	2,222	8,937	393	16	4716	7,658	0,578	Vérifiée
142	11676,828	2,444	1,285	20,196	2,294	9,131	393	12	3537	6,141	-0,438	Vérifiée
147	8522,023	2,546	1,401	23,451	2,396	9,403	393	8	2358	4,224	-0,611	Vérifiée
152	4579,790	2,676	1,549	28,071	2,526	9,752	393	4	1179	2,093	-0,318	Vérifiée

Tableau IX.10 Vérification des contraintes, dans la travée de rive pour le cas chargé

X (m)	M_{tot} (t.m)	V' (m)	V (m)	I (m^4)	e (m)	S (m^2)	P_0 (t)	N	P(t)	σ_{sup}	σ_{inf}	Condition
218	2996,480	2,676	1,549	28,071	2,526	9,752	393	4	1179	1,219	-1,192	Vérifiée
223	5163,248	2,546	1,401	23,451	2,396	9,403	393	6	1768,5	2,434	-0,876	Vérifiée
228	6444,393	2,444	1,285	20,196	2,294	9,131	393	8	2358	3,241	-1,330	Vérifiée
233	6902,607	2,372	1,202	18,047	2,222	8,937	393	8	2358	3,746	-0,453	Vérifiée
238	6527,037	2,328	1,153	16,827	2,178	8,821	393	8	2358	3,627	-0,748	Vérifiée
243	5271,329	2,314	1,136	16,432	2,164	8,782	393	6	1768,5	3,012	-0,020	Vérifiée
247	3709,794	2,314	1,136	16,432	2,164	8,782	393	6	1768,5	1,933	-2,179	Vérifiée

IX.5 CONCLUSION

Le rôle des câbles de continuité intervient en phase de service et leur nombre a été évalué pour chacune des travées centrales et travées de rive ; avant d'être vérifié dans deux états distincts (cas à vide et chargé).

CHAPITRE 10

EFFORT TRANCHANT

CHAPITRE X

X.1 INTRODUCTION

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme ; les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au centre de gravité (CDG) de la section sont les éléments résistants à la flexion.

Le dimensionnement de l'âme du caisson aura pour but :

-Résister aux efforts de cisaillement,

-Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes.

X.2 DETERMINATION DE L'EFFORT TRANCHANT

L'effort de la précontrainte provoque trois effets qu'il est nécessaire de prendre en compte, qui sont l'effet isostatique, hyperstatique et Résal.

X.2.1 Effet isostatique

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-après située à gauche de la section étudiée, il est possible de dire que les actions s'exerçant sur l'élément de gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués.

-Un effort tranchant **V** positif.

-Une composante verticale de la précontrainte $P\sin(\alpha)$ qui vient se retrancher de l'effort tranchant. Le câble incliné, pourra ainsi, relever les charges.

De ce fait, T=Psinα car T-Psinα=0

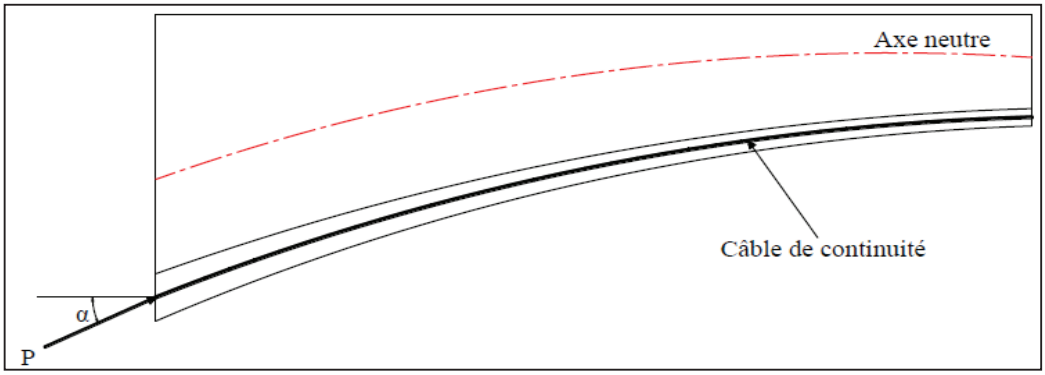


Figure X.1 Effet isostatique

X.2.2 Effet hyperstatique

Pour les ponts hyperstatiques, il convient d'ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, dont l'expression est : $V=\frac{dM}{dX}$.

Il est à noter que l'effort tranchant hyperstatique est calculé à l'aide de l'outil informatique (CSI BRIDGE) sous la combinaison max de charge à l'ELS suivante :

(G+1,2 (Al+St)+0,5ΔT

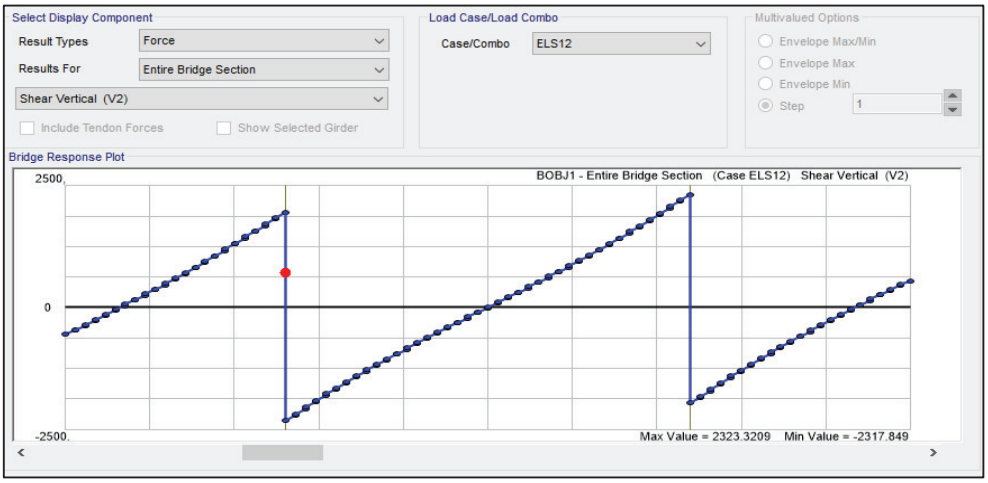


Figure X.2 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

X.2.3 Effet RESAL

C'est une réduction particulière aux sections de hauteur variable, qui consiste à tenir compte de l'inclinaison de la membrure inférieure dont la valeur est $\frac{dh}{dx}$.

Près de l'appui, l'intrados est comprimé signifiant qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures s'annule avec la composante verticale de cet effort de compression valant : $V_{RESAL}=\frac{M}{Z}*\frac{dh}{dx}$.

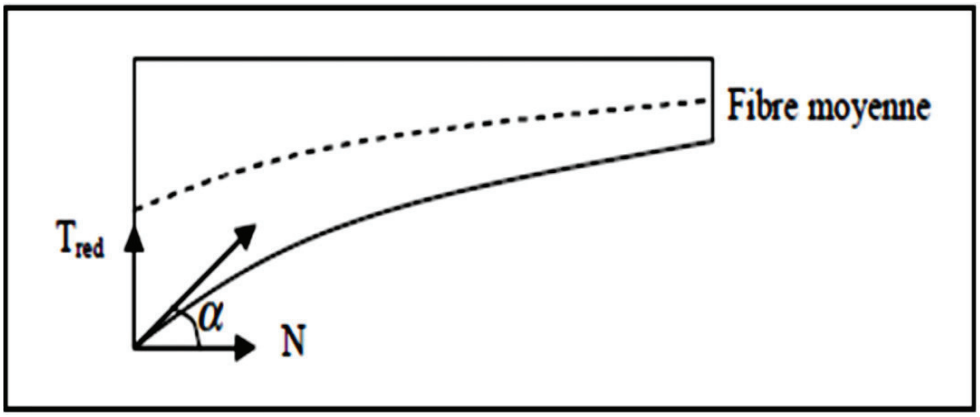


Figure X.3 Effet RESAL

X.3 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

X.3.1 Section à vérifier

L'effort tranchant maximum étant situé au voisinage de l'encastrement, il convient de vérifier une section au voisinage de l'appui. Soit celle située à $\frac{2}{3}V'$.

En d'autres termes, la section se trouvant à $X=\frac{2}{3}*3,971 = 2,647$ m dont les caractéristiques sont énumérées dans le tableau (X.1).

Figure X.1 Caractéristiques de la section

X(m)	H(m)	S(m²)	V(m)	V'(m)	I(m⁴)	e(m)	ρ
2,647	6,657	12,797	2,846	3,811	91,611	0,381	0,660

L'intrados de l'ouvrage est incliné sur l'horizontal d'un angle ϕ dont la tangente est de :

$Tg\phi=\left|\frac{H_P-h}{X_0-X}\right|=|0,129|$ donc $\phi=0,1288$rad

$V_{ser}=2323$ t

$M_{ser}=28785$ t.m

X.3.2 Calcul de l'effort tranchant dû à la précontrainte

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidement liée au tracé du câblage.

On suppose que sur les N câbles de fléau (56), les trois ancrés dans le premier voussoir courant ont subi une inclinaison moyenne $\alpha=0,646$ rad.

L'effort tranchant dû à la précontrainte vaut :

$T_P=N*0,75*P_0\sin\alpha= 6*0,75*254,88* \sin(0,646)=690,25$ t

X.3.3 Calcul du moment dû à la précontrainte

Le moment dû à la précontrainte est calculé grâce à la formule suivante :

$$M_P = P_{SUP}(V-d) - P_{INF}(V-d)$$

Avec : P_{sup} étant la composante verticale de la précontrainte de fléau.

Et P_{inf} étant la composante verticale de la précontrainte de continuité ($P_{inf}=0$ car la section à vérifier ne comprend aucun câble de continuité).

Le moment vaut : $M_P = 0,75 * 53 * 254,8 * (2,846 - 0,15) =27305,8968$ t.m

X.3.4 Calcul de l'effort tranchant RESAL

L'effort tranchant de Résal est calculé grâce à la formule suivante :

$$T_{resal}=\sigma_{inf}*B*\sin\phi$$

-B étant l'aire de la partie comprimée de l'hourdis inférieure. (Cet effort n'est appliqué que sur la part de compression exercée à l'extérieur de l'âme). Sa valeur est B=2,454 m².

-La contrainte $\sigma_{inf} =\sigma_x+\frac{M}{I}*\left(V'-\frac{e}{2}\right)$

Application numérique :

$M= M_{ser} –M_p=287,85-273,05=14,8$MN.m$=1480$ t.m

$\sigma_{inf} =\frac{1480}{91,611}*\left(3,811-\frac{0,381}{2}\right)=58,49$ t/m²

$T_{resal}=18,45$ t

X.3.5 Calcul de l'effort tranchant réduit

L'effort tranchant réduit est calculé à partir des trois efforts tranchants calculés précédemment. Sa formule est : $T_r=T_{ser}-T_p-T_{RESAL}$

Application numérique : $T_r = T_{ser} – T_p-T_{RESAL}=2323-690,25-18,45=1614,3$ t

X.3.6 Calcul de la contrainte de cisaillement

Selon le BPEL, le cisaillement en un point de côte y est donné par la formule suivante : $\tau(y)=\frac{T_r}{Z*b_n}$.

Avec : Z représentant le bras de levier et b_n la largeur de la section à l'ordonnée y.

Selon le BPEL, pour une forme quelconque, on pourra prendre pour Z la valeur suivante approchée : $Z= (\frac{1+\rho}{2})*h= 5,525$ m

Résultat : τ=1,97MPa

X.3.7 Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte admissible τ_b, donnée par l'expression de CHALOS et BETEILLE doit être supérieure à la contrainte de cisaillement calculée précédemment τ soit $\tau<\tau_b$.

L'expression de CHALOS et BETEILLE est la suivante : $\tau_b^2=\frac{\overline{\sigma_b}}{\overline{\sigma_b}'}\left(\overline{\sigma_b}'-\sigma_b'\right)(\overline{\sigma_b}-\sigma_b')$

Application numérique :

$\overline{\sigma}_b'=0,6f_{c28}=24$ MPa

$\overline{\sigma}_b=0,6\left(0,7+\frac{6}{100}f_{c28}\right)=1,86$ MPa

$\sigma_b'=\frac{N*P_0}{S}=\frac{53*0,75*2,5488}{12,797}=7,914$ MPa

Résultat : τ_b=3,49 MPa > τ=1,97 MPa. **La condition est vérifiée.**

X.4 CONCLUSION

La vérification de la contrainte de cisaillement permet d'affirmer que l'épaisseur des âmes est suffisante du point de vue de cisaillement.

CHAPITRE 11

ETUDE TRANSVERSALE

CHAPITRE XI

XI.1 INTRODUCTION

La détermination des armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément constituant un voussoir passe par la modélisation de ce dernier en y appliquant des charges préalablement définies. Le logiciel de modélisation utilisé permettra l'estimation des moments défavorables engendrés par les différents chargements.

Les voussoirs étant de hauteur variable, les sections de ferraillage différent d'un voussoir à un autre tout le long du tablier.

Dans une optique d'optimiser le travail et de synthétiser les résultats obtenus, il est question dans ce chapitre de modéliser deux types de voussoirs : le voussoir sur pile et le voussoir sur clé.

XI.2 MODELISATION DES VOUSSOIRS

La modélisation de chacun des voussoirs sur pile et sur clé a été réalisée sur Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018.

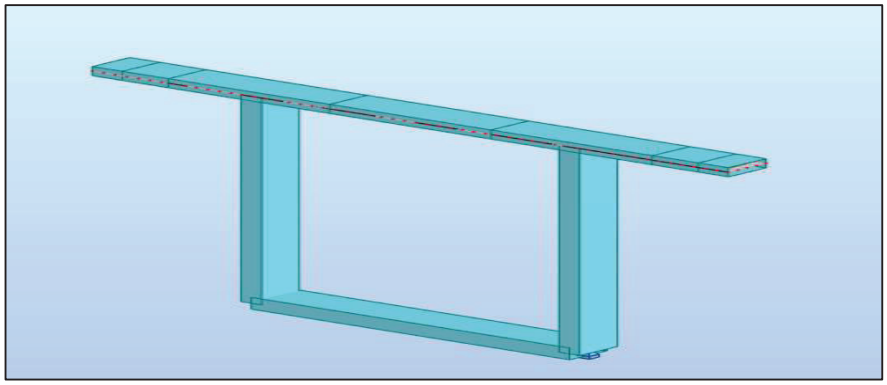


Figure XI.1 Modélisation du voussoir sur pile

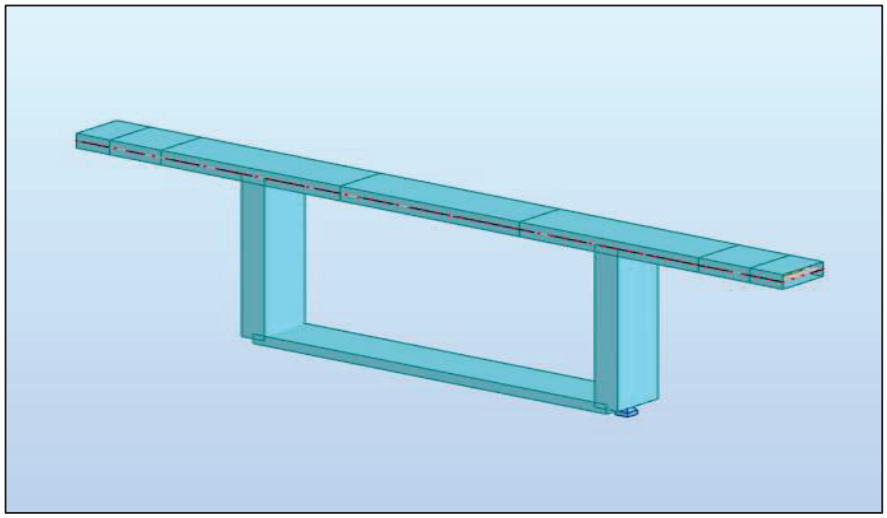


Figure XI.2 Modélisation du voussoir sur clé

XI.3 DETERMINATION DES EFFORTS

Les voussoirs sont ferraillés selon le moment résultant de la combinaison la plus défavorable à l'ELS, donnée par le document technique RCPR. Les diagrammes du moment de flexion de chacun des éléments des voussoirs sont joints en annexe (C.f annexe 9,10,11 et 12).

L'ensemble des combinaisons prises en compte sont énumérées dans le tableau (XI.1).

Il est à noter que chacune des charges a été multipliée par son coefficient de majoration dynamique δ calculé dans le chapitre 6.

Tableau XI.1 Combinaisons d'action à considérer

Combinaison	ELU	ELS
1	1,35G+1,6A(l)	G+1,2A(l)
2	1,35G+1,6B_c	G+1,2B_c
3	1,35G+1,6B_t	G+1,2B_t
4	1,35G+1,35M_{C120}	G+M_{C120}
5	1,35G+1,35D_{240}	G+D_{240}

XI.3.1 Voussoir sur pile

Les moments maximaux, au niveau du VSP, résultants des combinaisons d'action citées dans le tableau (XI.1) sont énumérés dans le tableau (XI.2). (C.f annexe 9 et 10).

Tableau XI.2 Moments maximaux des éléments du VSP

			ELS (KN.m)	ELU (KN.m)
HOURDIS	**Hourdis Sup**	M_{max}	293,68	396,47
		M_{min}	-381,68	-510
	Hourdis Inf	M_{max}	65,46	87,73
		M_{min}	-87,84	-118,58
ÂME	**Âme**	M_{max}	277,84	375,08
		M_{min}	-87,84	-118,58

XI.3.2 Voussoir sur clé

Les moments maximaux, au niveau du VSC, résultants des combinaisons d'action citées dans le tableau (XI.1) sont énumérés dans le présent tableau (XI.3). (C.f annexe 11 et 12).

Tableau XI.3 Moments maximaux des éléments du VSC

			ELS (KN.m)	ELU (KN.m)
HOURDIS	**Hourdis Sup**	M_{max}	272,78	368,25
		M_{min}	-381,65	-510
	Hourdis Inf	M_{max}	19	25,41
		M_{min}	-43,9	-58,84
AME	**Ame**	M_{max}	293,01	395,57
		M_{min}	-43,9	-58,84

XI.4 FERRAILLAGE DES VOUSSOIRS

Afin de ferrailler les voussoirs, il est impératif de le subdiviser en plusieurs éléments n'étant pas forcément soumis à une même sollicitation.

-La dalle supérieure ainsi que la dalle inférieure du voussoir travaillent en flexion simple.

-Les deux âmes travaillent en flexion composée.

Le détail de calcul des sections de ferraillage de chaque élément est joint en annexe. (C.f annexe notes de calcul).

Tableau XI.4 Sections de ferraillage des VSP et VSC

Elément			**Armature longitudinale**	**Armature transversale**
Voussoir sur pile	Hourdis supérieur	Nappe supérieure	6HA25	16HA25
		Nappe inférieure	10HA16	12HA25
	Hourdis inférieur	Nappe supérieure	5HA14	6HA16
		Nappe inférieure		6HA16
	Âme	Nappe supérieure	8HA14	8HA20
		Nappe inférieure		8HA20
Voussoir sur clé	Hourdis supérieur	Nappe supérieure	6HA25	16HA25
		Nappe inférieure	4HA25	11HA25
	Hourdis inférieur	Nappe supérieure	7HA14	6HA20
		Nappe inférieure		7HA16
	Âme	Nappe supérieure	7HA14	7HA16
		Nappe inférieure		7HA16

XI.5 EFFET DE TORSION

L'effort de la torsion sera ajouté au niveau des âmes, et ce en rajoutant des armatures longitudinales et transversales en plus des armatures déjà déterminées.

Le moment de torsion $M_t=M_{max}$= 395,57 KN.m est engendré par la combinaison donnant la valeur maximum au moment de flexion au niveau des âmes.

La contrainte de cisaillement due à cette torsion est : $\tau = \frac{M_t}{\Omega b}$

M_t : Le moment de torsion (M_t =395,57 KN.m)

b : L'épaisseur des deux âmes (b=2*0,45=0,9 m)

Ω_c : La section du voussoir sur clé (Ω_c=8,782 m²)

Ω_p : La section du voussoir sur clé (Ω_p=13,226 m²)

U_c : Le périmètre de la section sur clé (U_c=52,194 m)

U_p : Le périmètre de la section sur pile (U_P=65,994 m)

S_t : L'espacement entre les armatures (S_t=15 cm)

$\bar{\tau}$ =0,1* f_{c28}= 4 MPa

XI.5.1 Voussoir sur clé

$\tau = \frac{M_t}{\Omega b} = \frac{0,39557}{8,782*0,9} = 0,05 < 4$ MPa

$Al^+ = \frac{M_t}{2\Omega} * \frac{U\gamma_s}{f_e} = \frac{0,39557}{2*8,782} * \frac{52,194}{500} = 23,50$ cm²

$At^+ = \frac{M_t}{2\Omega} * \frac{S_t\gamma_s}{f_e} = \frac{0,39557}{2*8,782} * \frac{0,15*1,15}{500} = 0,077$ cm²

Il faudra donc ajouter 23,50 cm² par âme longitudinalement soit 8HA20 avec une armature transversale négligeable.

XI.5.2 Voussoir sur pile

$\tau = \frac{M_t}{\Omega b} = \frac{0,39557}{13,226*0,9} = 0,03 < 4$ MPa

$Al^+ = \frac{M_t}{2\Omega} * \frac{U\gamma_s}{f_e} = \frac{0,39557}{2*13,226} * \frac{65,994}{500} = 19,73$ cm²

$At^+ = \frac{M_t}{2\Omega} * \frac{S_t\gamma_s}{f_e} = \frac{0,39557}{2*13,226} * \frac{0,15*1,15}{500} = 0,051$ cm²

Il faudra donc ajouter 19,73 cm² par âme longitudinalement soit 7HA20 avec une armature transversale négligeable.

XI.6 CONCLUSION

La détermination des sections de ferraillage au niveau des VSP et VSC a permis la rigidification de leurs sections transversales et ainsi, la transmission des charges verticales aux appuis.

CHAPITRE 12

LES EQUIPEMENTS DU TABLIER

CHAPITRE XII

XII.1 INTRODUCTION

Les équipements conditionnent le bon fonctionnement et la durabilité de la structure. Ils doivent faire l'objet d'une étude très fine au stade de l'avant-projet car leur modification au stade de construction de l'ouvrage est, impossible.

Les équipements sont, par conséquent, des éléments qui jouent un rôle important dans la durée de vie d'un pont car ils assurent la durabilité, le confort et le fonctionnement optimal de ce dernier.

Dans ce chapitre, il sera question de la conception et du dimensionnement de l'ensemble des équipements qui constituent le tablier.

XII.2 LES APPAREILS D'APPUI

Les tabliers de ponts reposent, en général, sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux.

Bien qu'il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui, notre intérêt sera porté sur le type d'appareils d'appui choisi pour ce projet, à savoir : les appareils d'appuis en élastomère fretté.

XII.3 LES APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE

Constitués par un empilage de feuilles d'élastomère, les appareils d'appui en élastomère fretté sont les plus couramment employés.

Leur principal intérêt, en dehors de leur coût relativement modéré, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent.

Selon le soin apporté à leur mise en œuvre, la durée de vie de ces appareils varie de cinq à quinze ans, c'est pourquoi, il est nécessaire d'adopter les dispositions au niveau des appuis, qui permettent ces changements dans les meilleures conditions possibles.

Au vue de l'encastrement des piles au tablier, les appareils d'appuis du V10 sont uniquement positionnés au niveau des culées.

Le dimensionnement de ces derniers se fait à partir des réactions d'appuis obtenus selon les combinaisons (XII.1).

Tableau XII.1 Réactions d'appui au niveau des culées

	Réactions d'appuis (t)	
Combinaison	Culée1	Culée2
1,35G+1,35A(l)+1,5*0,6T	-773,3386	792,0058
1,35G+1,35 BC +1,5*0,6T	-628,5789	646,1411
1,35G+1,35MC_{120} +1,5*0,6T	-624,5692	636,1144
1,35G+1,35D_{240}+1,5*0,6T	-671,2373	669,8978

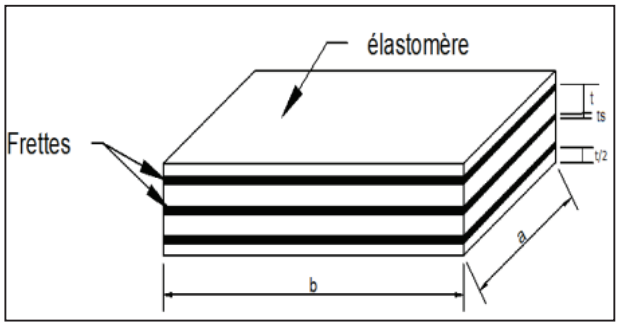


Figure XII.1 Paramètres de l'appareil d'appui

XII.3.1 Aire de l'appareil d'appui

On désigne par a x b l'aire de l'appareil tel que :

- a : coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage
- b : coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage

On considère que a=b.

La vérification de la condition du non-cheminement ainsi que celle du non-écrasement permet la détermination des valeurs de a et b.

Tableau XII.2 Détermination de l'air de l'élastomère

Condition	Non-cheminement $\sigma_{min}=\frac{N_{min}}{a^2}\geq 2MPa$	Non-écrasement $\sigma_{min}=\frac{N_{max}}{a^2}\leq 15MPa$
Application numérique	$N_{min}=\frac{R_{min}}{2}=3{,}1228$ MN	$N_{max}=\frac{R_{max}}{2}=3{,}9600$ MN
Aire de l'appareil d'appui	$\frac{N_{max}}{15}\leq ab\leq\frac{N_{min}}{2}$ $264000\leq ab\leq 1561400 mm^2$	
Résultats	Les dimensions de l'élastomère sont : 950 x 950 mm	

XII.3.2 Hauteur de l'élastomère

La détermination de la hauteur de l'élastomère passe par la vérification de la condition de non flambement.

Tableau XII.3 Détermination de la hauteur de l'élastomère

Condition	Non flambement
Application numérique	$\frac{a}{10}\leq T\leq\frac{a}{5}$
Hauteur de l'élastomère	$95mm\leq T\leq 190mm$
Résultats	T=150mm

XII.3.3 Dimensions de l'appareil d'appui

- 9 feuilles d'élastomère intermédiaire d'épaisseur t=15mm
- 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur $\frac{t}{2}$=7,5mm
- 8 frettes intermédiaires de t_s= 3 mm

Donc (a x b x T) = (950x950x150).

XII.3.4 Vérification des appareils d'appuis

La reprise des charges verticales, horizontales et les rotations de la part des appareils d'appuis mènent à l'apparition de déformation qui s'accompagnent de contraintes qu'il est nécessaire de limiter pour éviter toute dégradation.

XII.3.4.1 Résistance à la compression

La condition à vérifier est : $\sigma_m < 15$ MPa

Application numérique : $\sigma_{ap}=\sigma_m=\frac{N_{max}}{a.b}=\frac{3,96}{0,9025} = 4,3878$ MPa < 15 MPa

XII.3.4.2 Résistance sous force horizontale

Une distorsion apparaît sous l'effet des forces horizontales avec une contrainte de cisaillement résultant de trois calculs distincts.

Les conditions à vérifier sont :

$$\begin{cases} \tau_{H1} \leq 0,5\ G & \text{soit} \quad \tau_{H1} \leq 0,45 \text{ MPa} \ldots\ldots(1) \\ \tau_H \leq 0,8\ G & \text{soit} \quad \tau_H \leq 0,72 \text{ MPa}\ldots\ldots..(2) \\ \tau=\tau_{ap}+\tau_H+\tau_{\alpha T} \leq 5G & \text{soit} \quad \tau \leq 4,5 \text{ MPa}\ldots\ldots\ldots(3) \end{cases}$$

-Sous déformation lente u_1 (effort horizontal H_1 de dilatation, retrait, fluage) la contrainte de cisaillement est donnée par la relation :

$$\tau_{H_1}=\frac{H_1}{a*b} = \frac{G*u_1}{T}$$

Avec :

G : module de cisaillement transversal d'élastomère qui vaut 0,9 MPa

u_1= 12,5 mm (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour les dilatations thermiques, en fin de ce chapitre)

Application numérique : $\tau_{H_1} = \frac{G*u_1}{T} = \frac{0,9*12,5}{150} = 0,075$ MPa

La condition (1) est vérifiée car : $\tau_{H_1} = 0,075 \leq 0,45$ MPa

- Sous effort dynamique H_2 une distorsion u_2 est engendrée et la contrainte de cisaillement est donnée par la relation :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{ab} = 2G\frac{u_2}{T}$$

Avec :

H_2 représentant le freinage de B_C et dont la valeur s'élève à 30t

Application numérique :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{ab} = 2G\frac{u_2}{T} = \frac{0,3}{0,95*0,95} = 0,33\text{MPa}$$

La condition (2) est vérifiée car la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide τ_H vaut : $\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0,075 + \frac{0,33}{2} = 0,24 \leq 0,72$ MPa

-Sous rotation α_T la contrainte de cisaillement est donnée par la relation :

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2}\left(\frac{a}{T}\right)^2\alpha_T$$

Avec :

$\alpha_T = \alpha + \alpha_0$

α_0= 0,02 rad étant la rotation permise par le joint de chaussée

α= 0,003 rad

Application numérique :

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2}\left(\frac{a}{T}\right)^2\alpha_T = \frac{0,9}{2}\left(\frac{950}{150}\right)^2(0,003+0,02) = 0,415 \text{ MPa}$$

La condition (3) est vérifiée car : $\tau = 3,257 + 0,24 + 0,415 = 3,912 \leq 4,5$ MPa

XII.3.4.3 Vérification de l'épaisseur des frettes

La condition à vérifier est :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} * \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

Application numérique :

$$\beta = \frac{ab}{2t\,(a+b)} = \frac{950*950}{2*15*(950+950)} = 15,83 \text{ MPa}$$

$$\frac{a}{\beta} * \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{950}{15,83} * \frac{3,257}{245} = 0,797 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée car la valeur de t_s préalablement définie est supérieure à 0,797mm.

XII.3.4.4 La condition de non-soulèvement

Condition de non soulèvement sur les bords :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta}\left(\frac{T}{3}\right)^2\left(\frac{\sigma_{ap}}{G_{stat}}\right)$$

La condition à vérifier est : $\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} * \frac{T^2}{a^2} * \frac{\sigma_{ap}}{G}$

Application numérique :

$$\beta = \frac{ab}{2t\,(a+b)} = \frac{950*950}{2*15*(950+950)} = 15{,}83 \text{ MPa}$$

$$\frac{3}{\beta} * \frac{T^2}{a^2} * \frac{\sigma_{ap}}{G} = \frac{3}{15{,}83} * \frac{150^2}{950^2} * \frac{4{,}3878}{0{,}9} = 0{,}02303 > 0{,}023$$

XII.4 LES DES D'APPUI

Les dès d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et prévoir d'éventuelles fissures.

XII.4.1 Les dimensions des dès d'appuis

$H \geq \frac{a}{2} = 475$ mm on prend h =500 mm

a' ≥ h+a=500+950=1000 mm

XII.4.2 Ferraillage du dé d'appui

XII.4.2.1 Armature de chaînage

Elles doivent reprendre 25% de la charge localisée la plus importante c'est-à-dire :

N_{max}=3,96MN

Pour fe=500MPa ; $\sigma_s = \frac{500}{1*1{,}15} = 435$ MPa

Donc : $A_u = \frac{0{,}25*3{,}96}{435} = 22{,}75$ cm²

Soit 5HA25= 24,54cm²

XII.4.2.2 Armatures de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures il faut disposer des armatures appelées « armatures de profondeur ».

La section calculée doit reprendre un effort de 0,125 R_{max}

Donc : $A_u = \frac{0{,}125*3{,}96}{435} = 11{,}37$ cm²

Soit 4HA20=12,56 cm²

XII.4.2.3 Armatures de diffusion

Ces armatures sont des frettes : on distingue :

Ferraillage de surface (frettes sup)

Ces armatures sont capables de reprendre 4% N_{max}

Donc : $A_s = \frac{0,04*3,96}{435} = 3,64$ cm²

Soit 4HA14=6,15cm² placées à la face supérieur des dés d'appuis.

XII.4.2.4 Ferraillage intérieur ou d'éclatement

Elles sont disposées sur une profondeur Z tel que : $\frac{H}{3} < Z < H$

La section doit reprendre un effort de 0,1 N_{max}

Soit : $A_u = \frac{0,1*3,96}{435} = 9,10$ cm²

Soit 4HA20= 12,56 cm² disposées dans les deux sens.

XII.5 JOINTS DE CHAUSSEE

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à une de ses extrémités.

XII.6 DILATATION THERMIQUE

La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par : $\Delta L_1 = l \times \lambda \times \Delta T$

Avec :

ΔL : variation de la longueur

L : longueur dilatable

λ : coefficient de dilatation

ΔT : différence de température

Application numérique : $\Delta L_1 = 125 \times 10^{-5} \times 10 = 0,0125 = 1,25$ cm

XII.7 RETRAIT

Les raccourcissements dus au retrait sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation : $\Delta L_2 = \frac{L}{2} * \varepsilon$

Application numérique : $\Delta L_2 = 125 \times 3 \times 10^{-4} = 0,0375$ m = 3,75 cm

XII.8 FLUAGE

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation : $\Delta L_3 = \frac{L}{2} * K_{fl} * 10^{-4}$

Avec :

K_{fl} : Coefficient de fluage variant entre 2 et 3

Application numérique : $\Delta L_3 = 2,5x\ 125\ x\ 10^{-4} = 0,03125$ m = 3,125 cm

XII.9 ROTATION D'EXTREMITE SOUS CHARGEMENT

Un déplacement horizontal des suites d'une rotation d'extrémité, est créé au niveau du joint de chaussée.

La formule permettant de calculer cette rotation est la suivante : $\Delta L_4 = h * \tan\alpha$

Application numérique : $\Delta L_4 = 3,45\ x\ \tan 0,02 = 6,9$ cm

XII.10 CALCUL DU SOUFFLE DES JOINTS

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs, la température, le retrait, le fluage et la rotation sous chargement.

$\Delta L = \Sigma \Delta L_i = \Delta L_1 + \Delta L_2 + \Delta L_3 + \Delta L_4 = 1,25 + 3,75 + 3,125 + 6,9 = 15,025$cm

XII.10.1 Choix des joints de chaussée

Le choix des joints de chaussée adéquat est basé sur la valeur du souffle des joints, qui est de 15,025cm. Ce choix se fait selon des gammes de joints CIPEC (Freyssinet) dont les intervalles sont dans le tableau (XII.2).

Tableau XII.4 Gamme de joints CIPEC

Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤250	S>250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

*Dimensions en mm. *Jusqu'à 1000.*

Les joints correspondants sont de souffle moyen, de type Wd160.

La particularité de cette gamme de joints est sa robustesse jugée exceptionnelle et sa conception connue pour être particulièrement appropriée à une circulation lourde et intense.

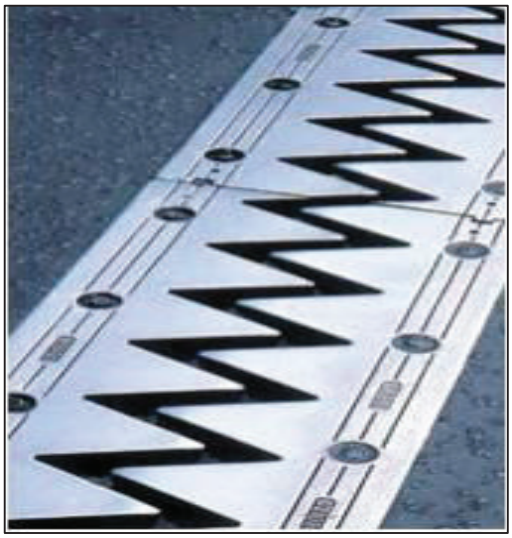


Figure XII.2 Joint de chaussée de type Wd

La longueur réduite des élément de ce type de joint de chaussée facilitent leur entretien et permettent de les disposer sans être contraint d'interrompre la circulation ailleurs que sur la voie concernée.

XII.11 CONCLUSION

Les différents équipements du tablier ont été dimensionnés avec précision de telle sorte à vérifier toutes les conditions nécessaires au bon fonctionnement de la structure durant toute sa durée de vie.

CHAPITRE 13

L’INFRASTRUCTURE

CHAPITRE XIII

XIII.1 INTRODUCTION

Les piles et culées sont des éléments fondamentaux de la structure d'un ouvrage. Ils ont pour rôle la transmission des charges et des surcharges du tablier jusqu'au sol support par l'intermédiaire de la semelle et des pieux en cas de fondations profondes. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion.

Dans ce chapitre, il sera question de présenter l'étude des piles, des culées ainsi que des fondations propre au V10.

XIII.2 LES PILES

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type et du mode d'exécution des fondations, et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

XIII.2.1 Définition

Le rôle de pile est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Le tablier peut être totalement encastré ou simplement appuyé, afin de transmettre toutes les charges qui lui sont appliquées vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et des pieux (en cas de fondations profondes).

Dans le cas du V10, les piles sont encastrées et de section évidée.

XIII.2.2 Calcul des piles

XIII.2.2.1 Vérification de la condition d'orientation

La condition d'orientation stipule que : $\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$.

Application :

-h étant fixée à partir de la largeur de la dalle inférieure du voussoir, sa valeur est de 735cm.

-Choisissant $\frac{t_y}{h} = 0{,}12\ldots$ (1)

il en résulte que $t_y = 0{,}12*735 = 88{,}2$cm.

Soit : $t_y = 90$cm.

-Choisissant $\delta = \frac{\frac{t_x}{b}}{\frac{t_y}{h}} = 1{,}5$ et b=500cm ; il en résulte que $t_x = 1{,}5*0{,}12*500 = 90$ cm.

-Calcul du rapport $\frac{t_x}{b}$: $\frac{t_x}{b} = \frac{162}{500} = 0{,}18\ldots$ (2)

Résultat : (1) < (2) car 0,12<0,18.

La condition d'orientation est donc **vérifiée.**

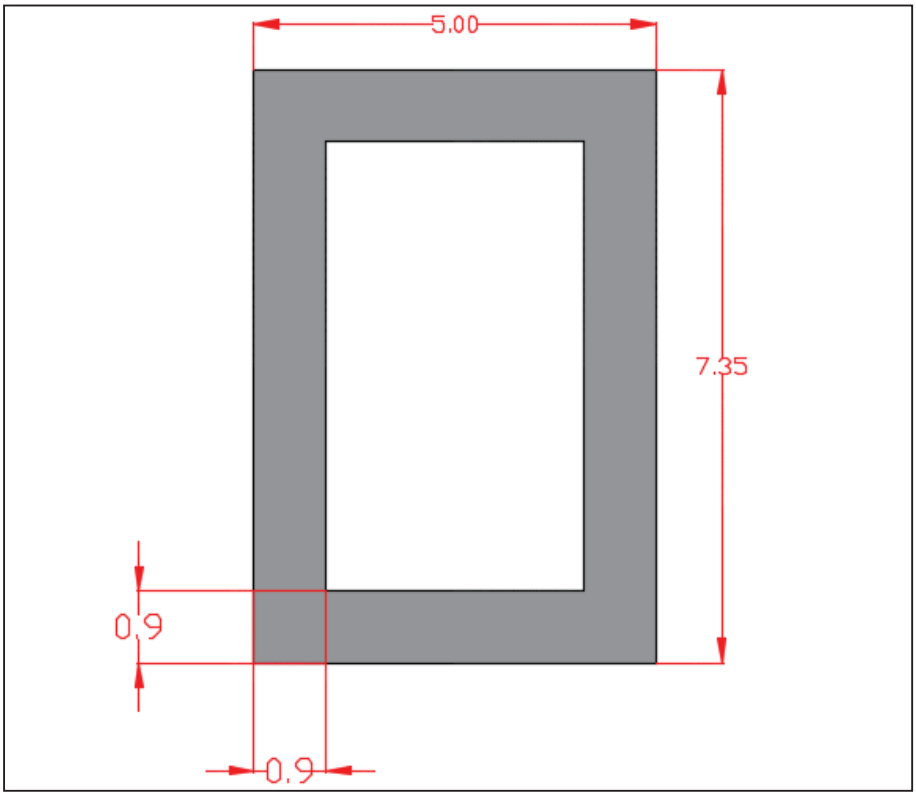


Figure XIII.1 Coupe transversale de la pile

XIII.2.2.2 Les raideurs des piles

La rigidité des piles dépend exclusivement du type de liaison entre le tablier et la pile en question.

La liaison entre le tablier et les piles étant sous forme d'encastrement, l'expression de la rigidité des piles est la suivante : $K_{pile}= \frac{12EI}{h^3}$.

Tableau XIII.1 Caractéristiques mécaniques des piles

	Pile 1 (gauche)	**Pile 2 (droite)**
Hauteur h (m)	28	40
S (m²)	17,76	17,76
Inertie I_y (m^4)	165,44	165,44
Inertie I_x (m^4)	61,40	61,40
K_{pile} (MN.m)	3402,20	1166,95
$K_{pile\ totale}$(MN.m)	4569,15	

XIII.2.2.3 Vérification de la stabilité au flambement

L'intérêt sera porté au cas de la pile la plus élancée du V10 c'est-à-dire « la pile n°2 » dont la hauteur s'élève à 40m.

Pour vérifier qu'une pile est stable face au phénomène de flambement, il faut s'assurer que l'élancement λ de cette dernière est inférieur à 70.

L'élancement est calculé à l'aide de la formule suivante : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec : l_f étant la longueur du flambement ; dont la valeur est $l_f = 2*h = 2*40 = 80m$

Et : i étant le rayon de giration.

XIII.2.2.3.1 Vérification dans le sens longitudinal

Le rayon de giration : $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{165,44}{17,76}} = 3,05m$

Le flambement : $\lambda = \frac{80}{3,05} = 26,23$

Résultat : < 70. **La condition est vérifiée.**

XIII.2.2.3.2 Vérification dans le sens transversal

Le rayon de giration : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{61,40}{17,76}} = 1,85m$

Le flambement : $\lambda = \frac{80}{1,85} = 43,24$

Résultat : < 70. **La condition est vérifiée.**

XIII.2.2.4 La raideur des culées

Etant donné l'absence d'appareils d'appuis au niveau des piles (au vue de leur encastrement), leur rigidité est supposé infinie.

Il s'agira de calculer la rigidité des appareils d'appuis, se trouvant au niveau des culées, uniquement. La rigidité des culées est calculée comme suit : $K_{culées} = 2\frac{G*a*b}{T} = 1083t/m$.

XIII.2.2.5 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'effort sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont énumérées dans le tableau (XIII.2).

Tableau XIII.2 Caractéristiques relatives à l'effort sismique

Groupe	2 (ponts importants)
Zone	IIa
A (coefficient d'accélération de la zone)	0,20
Le site considéré	S2 (site ferme)
Le taux d'amortissement critique	5% (béton armé)

XIII.2.2.6 Méthode de calcul

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 (analyse dynamique linéaire).

L'utilisation d'autres méthodes (spectre de puissance, analyse temporelle linéaire ou non linéaire) doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

Pour le cas présent, la méthode spectrale monomodale est celle qui sera appliquée.

XIII.2.2.7 Analyse spectrale monomodale

XIII.2.2.7.1 Principe

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode exposée ci-après.

XIII.2.2.7.2 Domaine d'application

Cette méthode ne s'applique pas aux ponts spéciaux : arcs, pont à béquilles, pont à câbles (de suspension ou de haubanage), ponts cantilever.

Elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

1. La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).

Autrement dit, la masse des piles $\mathbf{M_P}$ doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier $\mathbf{M_T}$ **($\mathbf{M_T = G+\alpha Q}$)**.

Avec : G étant le poids propre du tablier

Q étant la charge d'exploitation (charge routière type A(l) pour 4 voies chargées)

α : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

Application numérique : MT=7298,735+0,2*16,25=7301,985t.

Résultat : M_P=3019,2t ≤0,43*7301,985=3139,853 t. **La condition est vérifiée.**

2. Le biais (angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne doivent pas varier de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Résultat : le V10 est un ouvrage non biaisé. **La condition est vérifiée.**

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

Résultat : le V10 est un pont droit non courbé. **La condition est vérifiée.**

4. La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

Application numérique :

-Le centre de masse du tablier est de $X_M = \frac{L}{2} = \frac{250}{2} = 125$m

-Le centre de masse des appuis est de 125,22 m car :

$$X_T=\frac{\sum X_i K_{Pi}}{\sum K_{Pi}}=\frac{0*1083+65*3402,20+185*1166,95+250*1083}{5652.15}=125,22\ m$$

Résultat : $|X_M-X_T|=0,22 \leq 5\%L$. **La condition est vérifiée.**

XIII.2.2.7.3 Spectre de dimensionnement

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche de comportement inélastique par un calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement (q) est donné par la formule suivante :

$$Sad(T,\xi)=\begin{cases} 2,5\eta AgS & 0\leq T\leq T_2 \\ 2,5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\leq T\leq 3,0s \\ 2,5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T\geq 3,0s \end{cases}$$

Tableau XIII.3 Paramètres du spectre de dimensionnement

η	Le facteur de correction d'amortissement ($\eta=\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}=1$)
g	L'accélération de la pesanteur (=9,81 m/s²)
T_2	La période caractéristique associée à la catégorie du site
S	Le coefficient de site
A	Le coefficient d'accélération

Tableau XIII.4 Valeurs T_1, T_2 et S pour la composante horizontale

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

XIII.2.2.7.4 Effet du séisme longitudinal

Dans la direction des ponts sensiblement rectilignes à tablier continue, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Calcul :

-La raideur de la structure dans le sens longitudinal : la somme des raideurs totales des appuis et la raideur des appareils d'appui au niveau des culées.

Soit : $K = K_{piles\ total} + K_{culée} = 456915+1083= 457998$ t/m.

-La masse effective totale de la structure M : la somme la masse du tablier et de celle de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

Soit : $M= M_T+0,5M_p=7301,985+0,5*3019,2=8811,585$ t.

-La période fondamentale T du système calculé à partir de la masse totale de la structure M et de sa rigidité longitudinale K.

Soit : $T=2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{8811,585}{457998}} = 0,871$ s.

XIII.2.2.7.5 Calcul de la force horizontale statique équivalente

Une force horizontale statique équivalente F est appliquée au tablier et est calculée à partir de la formule suivante F= M.Sa(T,ξ).

-Calcul du spectre Sa(T, ξ) :

Sachant que $T_2 \leq T \leq 3s$ (car T_1=0,15 s et T_2=0,40 s) alors l'expression de Sa(T, ξ) est écrite sous la forme suivante : $2,5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$Sa(T, \xi)=2,5*1*0,2*1,1*9,81*(\frac{0,4}{0,871})^{\frac{2}{3}}=3,21$ m/s²

-Calcul de la force horizontale F :

F=M*Sa(T, ξ)= 8811,585* 3,21 =28285,187 t.

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i), tel que $F_i = \frac{K_i}{K} * F$.

Le déplacement de chaque appui est calculé comme suit $d_1 = \frac{F}{K_{appui}}$.

Les résultats de la force horizontale et les déplacements répartis sur chaque appui sont citées dans le tableau (XIII.5).

Tableau XIII.5 Force horizontale de chacun des appuis

Appuis	**Culée (1+2)**	**Pile1**	**Pile 2**
Force (t)	66,88	21011,41	7206,88
Rigidité (t/m)	1083	340220	116695
Déplacement (cm)	6,17	6,17	6,17

XIII.2.3 Etude du ferraillage de la pile

La pile est soumise à une flexion composée car elle est sollicitée par un effort normal provenant du tablier et un moment de flexion.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, la pile prise en compte est celle qui est la plus élancée. Sa hauteur est de 40m.

XIII.2.3.1 Evaluation des efforts agissant sur la pile

-Efforts verticaux : Les efforts verticaux listés dans le tableau (XIII.6) ont été calculés à partir du logiciel CSI BRIDGE. (C.f annexe 13)

Tableau XIII.6 Efforts verticaux

Charges	**F_v(t)**
G	2668,91
A(l)	391,860
B_c	173,660
M_{c120}	216,282
D_{240}	201,953

-Efforts horizontaux : Les charges de chaussée des systèmes A et B_c sont susceptibles de développer des réactions de freinage (horizontal) à la surface de la chaussée. Ces efforts ont été calculés dans le chapitre 6 (charges et surcharges).

- Effort de freinage A(l) : $F_{A(l)}=21,262*\frac{K_{P1}}{K}= 21,262*\frac{3402,2}{4579,98}= 15,8$ t
- Effort de freinage B_c : $F_{Bc}=30*\delta_{BC}*b_c*\frac{K_{P1}}{K}= 30*1,0441*0,95*\frac{3402,2}{4579,98}= 22,10$ t
- Charge du vent : W=0,2t/m² (soit 0,9t/ml) pour les ouvrages en service (RPOA2008).

Tableau XIII.7 Efforts verticaux et horizontaux

Les charges	**F_V(t)**	**F_H(t)**	**M(t.m)**
G	2668,91	0	0
A(l)	391,86	15,8	632
Bc	173,66	22,10	884
M_{C120}	216,282	0	0
D_{240}	201,953	0	0
W	0	4,94	197,6
S	0	1348,8517	59954,068

Les valeurs des efforts maximaux sous différentes combinaisons d'actions ont été calculées et notées dans le tableau (XIII.8).

Tableau XIII.8 Valeurs des efforts maximaux

	Combinaison	**F_v(t)**	**F_H(t)**	**M (t.m)**
ELU	1,35G+1,6 A(l)	4230	25,28	1011,2
ELA	G+S	2668,91	1348,8517	59954,068
ELS	G+1,2 A(l)	3139,142	18,96	758,4

XIII.2.3.2 Conclusion

L'évaluation des efforts agissant sur la pile a permis de déterminer les efforts qui serviront au ferraillage de cette dernière.

A savoir : $\begin{cases} M_{max}=59954,068 \text{ t.m} \\ N_{max}= 4230 \text{ t} \end{cases}$

XIII.3 FERRAILLAGE DE LA PILE

La détermination des armatures sous flexion composée se fait en utilisant l'abaque pour le dimensionnement des sections évidées en béton armé de René WALTER.

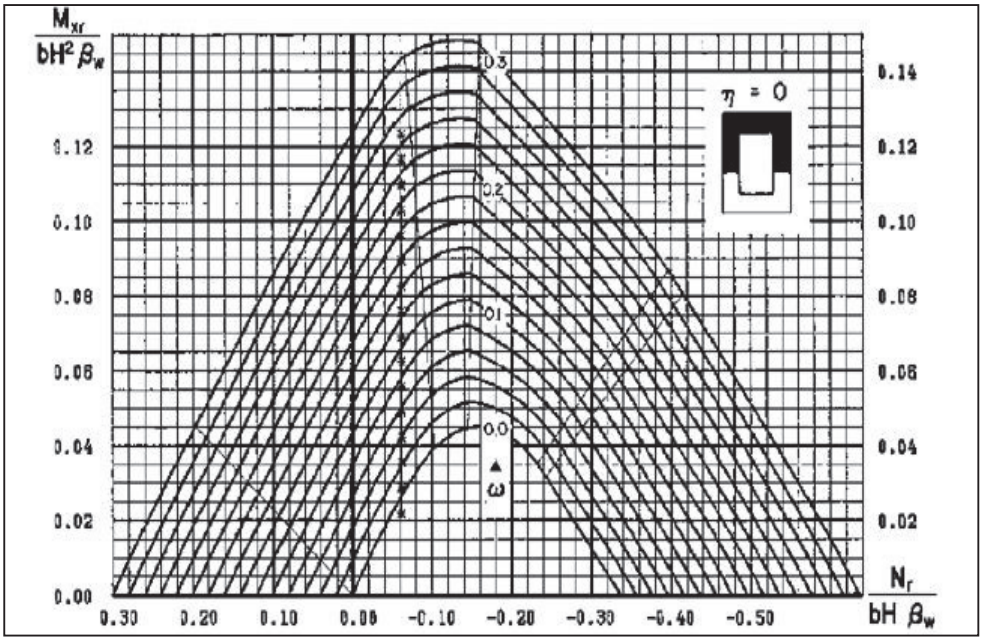


Figure XIII.2 Abaque de WALTER

Pour pouvoir exploiter les données de cette abaque, il faut commencer par déterminer les valeurs de $\frac{M_r}{b*H^2*\beta_\omega}$ et $\frac{N_r}{b*H*\beta_\omega}$.

Tableau XIII.9 Paramètres de calcul des paramètres de WALTER

Mr, Nr	Effort intérieur relatif
b	La longueur de la pile dans le sens transversal du tablier, b=5 m
h	La longueur de la pile dans le sens longitudinal du tablier, h=7,35 m
β_ω	La résistance du béton sur cube à 28jours, β_ω= 30 MPa
ω	Le degré mécanique d'armature totale

Application numérique : $\frac{M_r}{b*H^2*\beta_\omega}=\frac{599,54068}{5*7,35^2*30}= 0,07$

$$\frac{N_r}{b*H*\beta_\omega}=\frac{42,3}{5*7,35*30}= 0,04$$

De l'abaque : Pour σ_f=460 MPa ; ω= 0,22

Et pour σ_f=500 MPa ; $\omega=\frac{0,22*460}{500}= 0,20$

$F_a=\frac{\omega bH\beta_\omega}{2*\sigma_f}=\frac{0,2*5*7,35*30}{2*500}= 2205\ cm^2$

Résultat : 0,25 Fa =551,25 cm² soit 2 nappes de 35HA32.

Vérification de la condition de non fragilité

La condition de non fragilité stipule que : $A_{s,min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$.

Application numérique : d=0,9 h=0,9*7,35=6,615 m

$f_{t28}=0,6+0,06f_{c28}=3$ MPa

Résultat : As, min $\geq 0,23*5*6,615* \frac{3}{500} = 456,435$ cm². **La condition de non fragilité est vérifiée** car 0,25 Fa >As, min.

XIII.3.1 Armature transversale

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_l, doit satisfaire la condition suivante : $A_t \geq \frac{A_l}{16} * \frac{f_{el}}{f_{et}} * \frac{St(mm)}{100}$.

Tableau XIII.10 Paramètres de calcul de l'armature transversale

S_t	L'espacement des armatures transversales, calculée par : S_t= Min [12ϕ_l; 0,5d; 20cm] Tel que : d représente la hauteur utile et ϕ_l représente le diamètre des armatures longitudinales Application numérique : S_t= Min [12ϕ_l; 0,5d; 20cm]= Min [12*3,2 ; 50*(7,35-0,05) ; 20cm]= 20cm
A_l	La section totale des armatures longitudinales
f_{el}	Caractéristiques de l'acier des armatures longitudinales
f_{et}	Caractéristiques de l'acier des armatures transversales

Application numérique : $A_t \geq \frac{562,98}{16} * \frac{500}{500} * \frac{200}{100} = 70,37$ cm²

Résultat : $A_t \geq 70,37$ cm² soit 9HA32.

XIII.4 ETUDE DES FONDATIONS SOUS LA PILE

Le nombre de pieux sous la semelle est déterminé grâce à la formule suivante :

$$N = \frac{\text{Effort max}}{\text{Capacité portante d'un pieu}}.$$

En prenant en considération le poids de la semelle ainsi que le poids des terres au-dessus de la semelle (majoré de 10% de la charge totale), la descente de charge maximale devient comme suit : $R_u' = 1,1*R_u = 1,1*4230 = 4653$ t ; soit $N = \frac{4653}{500} = 9,306$.

Résultat : Il y a lieu de disposer 12 pieux.

XIII.4.1 Disposition des files des pieux

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de files de pieux, il faut vérifier la condition suivante : $e_p > 0,75*2\phi$ soit $e_p > 0,75*2*1,2 = 1,8$ m.

L'espacement retenu vaut $e_p = 3,6$ m.

Le nombre de files, quant à lui, est de 3.

Résultat : Il y a 3 files de 4 pieux.

XIII.4.2 L'effet de groupe des pieux

Dans la pratique les pieux sont toujours forés par groupe, et leur voisinage diminue leur force portante.

Le rendement des pieux est déterminé grâce à la formule de Los-Angeles suivante :

$$C_e=1-\frac{\phi}{e_p}*\frac{1}{\pi*m*n}*[(n-1)+(m-1)+\sqrt{2}*(m-1)(n-1)]$$

Tableau XIII.11 Paramètres de calcul du rendement des pieux

C_e	Le coefficient d'efficacité
m	Le nombre de rangées, soit 3
n	Le nombre de pieux dans chaque rangée, soit 4
L	L'entraxe des pieux

Application numérique : $C_e=1-\frac{1,2}{3,6}*\frac{1}{\pi*3*4}*[(4-1)+(3-1)+\sqrt{2}*(3-1)(4-1)]=0,8 = 80\%$.

Résultat : L'effet de groupe est très important car : $C_e > 30\%$.

XIII.4.2.1 Les dimensions de la semelle

- La largeur :

$B=(N-1)*l+2\phi$

Avec :

N : nombre de files de pieux (N=3 files)

l : la distance entre deux files de pieux ($l = 3\phi = 3,6m$)

ϕ: Diamètre d'un pieux ($\phi=1,2m$)

B= (3-1)*3,6+2*1,2=9,6 m

-La longueur :

$L=(M-1)*l+2\phi$

Avec :

M : nombre de files de pieux (M=4 files)

l : la distance entre deux files de pieux ($l=3\phi=3,6m$)

ϕ: Diamètre d'un pieux ($\phi=1,2m$)

L= (4-1)*3,6+2*1,2 = 13,2m

-La hauteur :

$h\geq\frac{l}{2,5}$

Soit : $h \geq \frac{3,6}{2,5} = 1,44$ m

On prend h= 2m.

XIII.4.3 Evaluation des efforts

L'effort normal maximal résulte de la combinaison la plus défavorable de l'ELU et de l'ELS, à laquelle il faut ajouter le poids de la semelle et le poids des terres se trouvant au-dessus de la semelle.

-Calcul du poids propre de la semelle :

$P_{semelle}=\gamma_b*B*L*H=2,5*9,6*13,2*2=633,6$ t.

-Calcul des poids des terres sur la semelle

L'ancrage de la semelle dans la terre est de 1,1m et la hauteur de la semelle est de 2m.

$P_{Terre}=\gamma_{remblais}*(S_{semelle}-S_{pile})*H_{terre}=1,8*(126,72-17,76)*1,1=215,74$ t.

-Les forces horizontales étant appliquées au niveau de l'extrémité inférieur de l'appareil d'appui, le bras de levier sera égal à la somme des hauteurs des piles, semelle et dès d'appui.

$H=H_{dès\ d'appui}+H_{pile}+H_{semelle}=0,5+40+2=42,5$ m.

Tableau XIII.12 Efforts appliqués à la semelle

	Combinaisons	F_v(t)	$F_{vtotale}$(t)	F_H(t)	M_t (t.m)
ELU	1,35G+1,6 A(l)	4230	5079,34	25,28	1011,2
ELA	G+S	2668,91	3518,25	1348,8517	59954,068
ELS	G+1,2 A(l)	3139,142	3988,482	18,96	758,4

XIII.4.3.1 Effort revenant sur chaque pieu

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide,
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY) l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante : $N_i=\frac{N}{n}\mp\frac{M_x y}{\sum y^2}\mp\frac{M_y x}{\sum x^2}$.

A l'ELU :

$$N_{max}=\frac{5079,34}{12}+\frac{1011,2*8,4}{4*1,8^2+4*4,6^2+4*8,4^2}=445,64\text{ t}$$

$$N_{min}=\frac{5079,34}{12}-\frac{1011,2*8,4}{4*1,8^2+4*4,6^2+4*8,4^2}=400,91\text{ t}$$

A l'ELA :

$$N_{max}=\frac{3518,25}{12}+\frac{59954,068*8,4}{4*1,8^2+4*4,6^2+4*8,4^2}=1619,04\text{ t}$$

$$N_{min}=\frac{3518,25}{12}-\frac{59954,068*8,4}{4*1,8^2+4*4,6^2+4*8,4^2}=-1032,67\text{ t}$$

A L'ELS :

$$N_{max}=\frac{3988,482}{12}+\frac{758,4*8,4}{4*1,8^2+4*4,6^2+4*8,4^2}=349,14\text{ t}$$

$$N_{min}=\frac{3988,482}{12}-\frac{758,4*8,4}{4*1,8^2+4*4,6^2+4*8,4^2}=315,60\text{ t}$$

XIII.5 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

Le ferraillage de la semelle se fait grâce à la méthode des consoles en flexion simple.

-Condition normale :

Calcul du moment : $M=N_{max}(\frac{e_p}{2}-\frac{b}{2})= 445,64*(\frac{3,6}{2}-\frac{1,2}{2})= 534,768$ t.m

Détermination des sections de ferraillage :

$\overline{\sigma_a}=\frac{2}{3}fe= \frac{2}{3}*500 = 333,34$ MPa (Car le cas de fissuration est préjudiciable).

Résultat : $A_1=\frac{M}{\overline{\sigma_a}*h}=\frac{M}{\overline{\sigma_a}*(H-d)} = \frac{5,34768}{333,34*(2-0,05)} = 82,27$ cm² soit 12HA32.

-Condition sismique :

Calcul du moment : $M=N_{max}(\frac{e_p}{2}-\frac{b}{4})=1619,04 *(\frac{3,6}{2}-\frac{1,2}{2})= 1942,848$ t.m

Détermination des sections de ferraillage : $\overline{\sigma_a}=\sigma_e=500$MPa.

Résultat : $A_2=\frac{M}{\overline{\sigma_a}*h}=\frac{M}{\overline{\sigma_a}*(H-d)} = \frac{19,42}{500*(2-0,05)} = 199,17$ cm² soit de 25HA32.

-Détermination de l'espacement : $S_t=\frac{\phi+H-d}{n-1}$.

Tableau XIII. 13 Paramètres de calcul de l'espacement

d	L'enrobage, d'une valeur de 5 cm
Φ	Le diamètre du pieu, valant 1,2 m
n	Le nombre de barres, étant de 25

Application numérique : $S_t = \frac{1,2+2-0,05}{25-1} = 13$ cm

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux pour une largeur « L » tel que :

$L=H+\phi_{pieu}=2+1,2=3,2$m.

XIII.5.1 Armatures de répartition

Entre les différentes bandes de 3,2m, des armatures de répartitions sont placées de telle sorte que :

$A_{S1}=\frac{A_S}{3}=\frac{201,06}{3} = 67,02$ cm² soit 9HA32/ml avec un espacement de 36 cm.

XIII.5.1.1 Armatures longitudinales inférieures de la semelle

Les armatures longitudinales inférieures de la semelle ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux, leur section est calculée comme suit :

$A_{S2}=\frac{A_S}{3}=\frac{201,06}{3}= 67,02$ cm² soit 9HA32/ml avec un espacement de 36cm.

XIII.5.1.2 Armature de construction

XIII.5.1.2.1 Armatures transversales supérieures

$A_{ts} = \frac{A_S}{10} = \frac{201,06}{10} = 20,106$ cm² soit 12HA16 avec un espacement de 27 cm.

XIII.5.1.2.2 Armatures longitudinales supérieures

$A_{ls} = \frac{A_S}{3} = \frac{201,06}{3} = 67,02$ cm² soit 9HA32/ml avec un espacement de 36cm.

XIII.5.1.2.3 Ferraillage latéral

$A_{SL} = \frac{A_S}{10} = \frac{201,06}{10} = 20,106$ cm² soit 12HA16 avec un espacement de 27 cm.

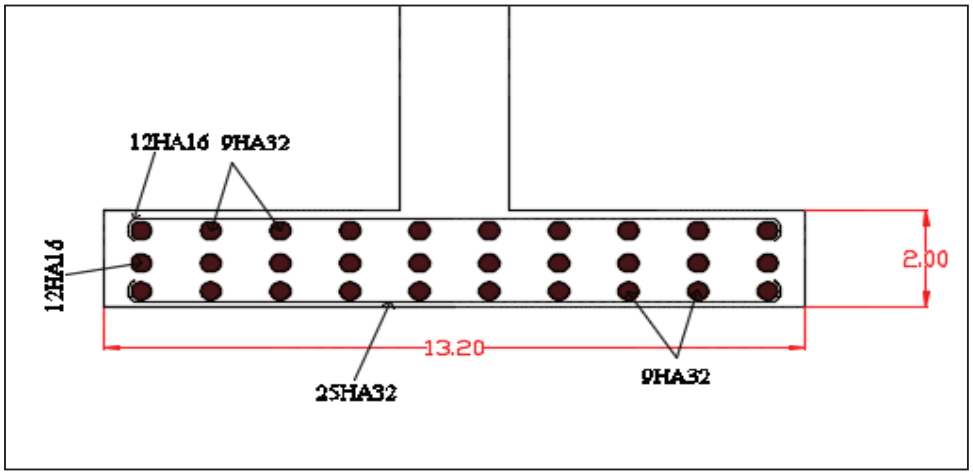


Figure XIII.3 Ferraillage de la semelle

XIII.6 ETUDE DES PIEUX

XIII.6.1 Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème degré : $EI\frac{d^4y}{dx^4} + C_u b_y = 0$ dont la solution s'écrit sous la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$.

Tableau XIII.14 Paramètres de l'équation différentielle

b	Le diamètre des pieux
C_u	Le module de réaction du sol
y	Le déplacement en tête des pieux
α	La longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, qui est déterminé par la méthode de WARNER.

Le pieu étant encastré en tête, cela implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

-Calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER λ : $\lambda=\sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$.

Tableau XIII.15 Paramètres de calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER

E	Le module d'élasticité du béton, tel que $E=11000\sqrt[3]{f_{c28}}=37619,5MPa$
I	Le moment d'inertie du pieu, $I=\frac{\pi D^4}{64}=\frac{\pi*1,2^4}{64}=0,1017\ m^4$
b	Le diamètre du pieu, ϕ_{pieu} = 120 cm
C_u	Le module de réaction du sol, dont la valeur est 3,5 Kg/cm^3
L	La profondeur de la fondation dont la valeur s'élève à 16,6m

Application numérique : $\lambda=\sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}=\sqrt[4]{\frac{35*1,2}{4*34199,55*0,1017}}=0,234$

XIII.6.2 Effort tranchant en tête de pieu

L'effort tranchant en tête de pieu se calcule par la formule suivante : $\bar{P}=\frac{H}{12}$ tel que H représente la somme des forces horizontales.

Condition normale :

H = freinage + vent = 37,9+ 4,94 = 42,84 t

$\bar{P}=\frac{H}{12}=\frac{42,84}{12}=3,57$ t/pieu

Condition sismique :

H=1348,8517 t

$\bar{P}=\frac{H}{12}=\frac{1348,8517}{12}=112,40$ t/pieu

XIII.6.3 Calcul des pieux par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel le pieu est soumis en différents points par la formule suivante : $EI\theta=(\chi_{\theta M}*\frac{\bar{M}}{\lambda})+(\frac{\bar{P}}{\lambda^2}*\chi_{\theta P})$.

-Détermination des coefficients $\chi_{\theta M}$et $\chi_{\theta P}$:

Ces coefficients sont déterminés à partir des abaques de WARNER en fonction de λL après le calcul du moment en tête de pieu.

$M(Z)=(\chi_{\theta M}*\bar{M})+(\frac{\bar{P}}{\lambda}*\chi_{\theta P})$…(1).

$EI\theta=(\chi_{\theta M}*\frac{\bar{M}}{\lambda})+(\frac{\bar{P}}{\lambda^2}*\chi_{\theta P})$…(2).

De (1) et (2) l'expression du moment en tête de pieu s'écrit sous la forme :$\bar{M}= -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} * \frac{\bar{P}}{\lambda}$.

Sachant que $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$ sont en fonction de λL et que la longueur du pieu est de 16,6m λL=0,234*16,6 = 3,8844 m.

$\chi_{\theta P}$=1,246

$\chi_{\theta M}$= 1,531

Condition normale

$$\bar{M}= -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} * \frac{\bar{P}}{\lambda}=\frac{1,246}{1,531} * \frac{3,57}{0,234} = -12,416 \text{ t.m}$$

Condition sismique

$$\bar{M}= -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} * \frac{\bar{P}}{\lambda}=\frac{1,246}{1,531} * \frac{112,40}{0,234} = -390,92 \text{t.m}$$

XIII.7 FERRAILLAGE DES PIEUX

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée et ses sections de ferraillage seront déterminées à l'aide des abaques de WARNER (fig. XIII.4).

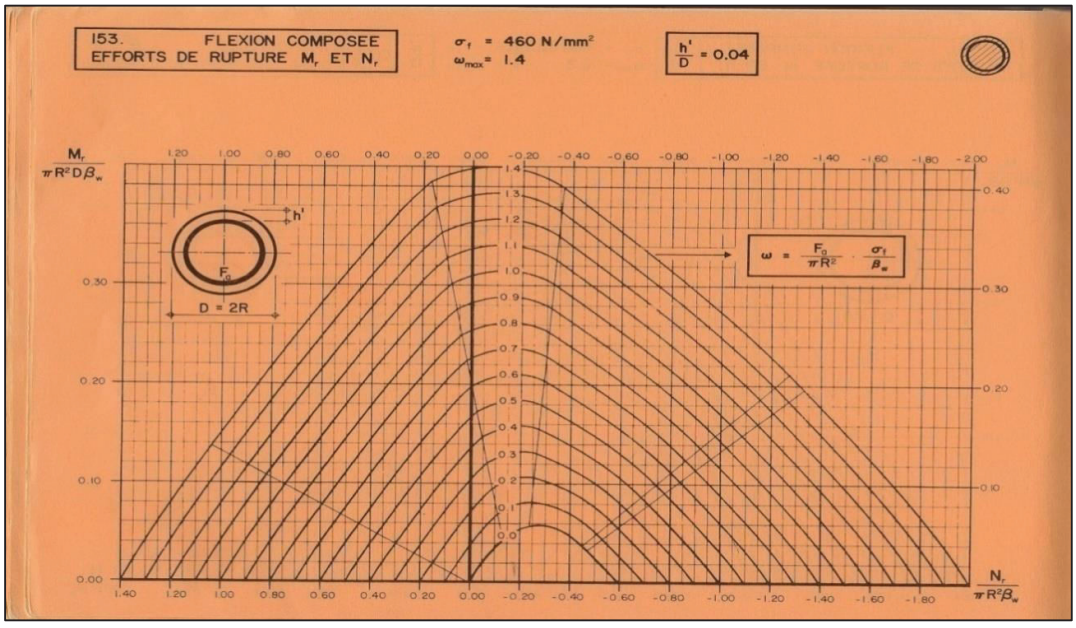


Figure XIII.4 Abaque de Warner

Condition normale

- Données d'entrée de l'abaque : $\begin{cases} N_{max}=445,64t \\ M_{max}=12,416t.m \end{cases}$

-Afin de pouvoir utiliser l'abaque, il faut déterminer le rapport de l'enrobage de l'acier sur le diamètre du pieu, comme suit : $\frac{h'}{D}=\frac{0,05}{1,2}=0,04$

De l'abaque ω=0,1tel que :

$$\begin{cases} \frac{M_r}{\pi R^2 D\beta_w}=0,003 \\ \frac{N_r}{\pi R^2\beta_w}=0,13 \end{cases}$$

Avec :

Tableau XIII.16 Paramètres de calcul des coordonnées de l'abaque de WARNER

β_w	La résistance caractéristique du béton (β_w= 30MPa= 3000t/m²)
R	Le rayon du pieu, soit 0,6m
ω	Le degré mécanique des armatures total

F_a : Section des armatures

Pour σ_f= 500 MPa : ω=0,092

$F_a=\frac{\omega*\pi*R^2*\beta_w}{\sigma_f}=\frac{0,092*\pi*0,6^2*30}{500}=62,43cm^2$.

On prend 8HA32.

Condition sismique

-Données d'entrée de l'abaque :

$$\begin{cases} N_{max}= 1619,04t \\ M_{max}= 390,92t.m \end{cases}$$

-De l'abaque ω=0,68 tel que :

$$\begin{cases} \frac{M_r}{\pi R^2 D\beta_w}=0,096 \\ \frac{N_r}{\pi R^2\beta_w}=0,46 \end{cases}$$

F_a : Section des armatures

Pour σ_f= 500 MPa : ω=0,644

$F_a=\frac{\omega\pi*R^2*\beta_w}{\sigma_f}=\frac{\pi*0,6^2*30}{500}=437,00cm^2$

On prend 56 HA32

XIII.7.1 Armature minimal

-Condition normale : $A_{s,min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 17,13 cm^2$

-Condition sismique : $A_{s,min} \geq 0,5\%S = 0,5*437 = 218,5 cm^2$

-Armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{32}{3} = 10,67 cm^2$ soit 8HA14

Donc, on prendra des cercles de HA12 un espacement de 20cm dans les zones courantes et 15cm dans les zones de jonction.

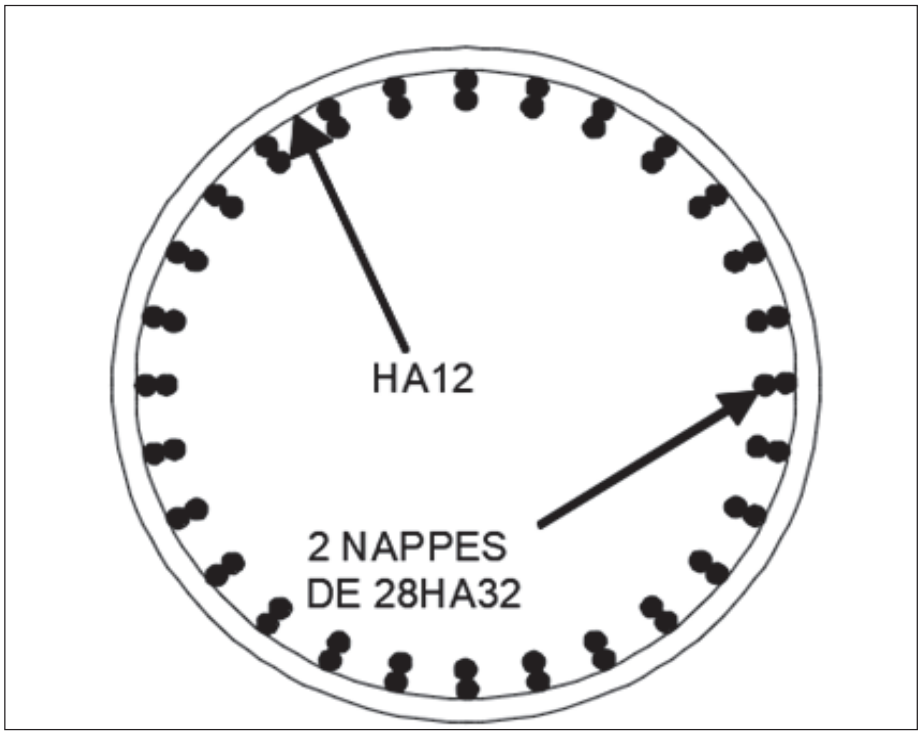


Figure XIII.5 Ferraillage des pieux

XIII.8 LES CULEES

La définition de la culée est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Il est commun qu'un projet de pont débute par l'implantation des appuis extrêmes (les culées) pour déterminer la longueur totale de la brèche à franchir.

Assurant la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception et demande une attention particulière lors de leur dimensionnement.

XIII.8.1 Définition

La culée est un élément fondamental de la structure de tout ouvrage dont le rôle est double. En effet, une culée joue à la fois le rôle d'appui du tablier de part le fait qu'elle soit soumise aux même efforts que les piles, mais aussi le rôle de mur de soutènement car elle subit l'effet résultant de la poussée des terres et des surcharges de remblais.

La culée doit satisfaire à des exigences d'ordre mécanique et technique, à savoir :

-La transmission des efforts au sol de fondation,

-La limitation des déplacements verticaux du tablier (tassement),

-La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui,

-L'accès à l'intérieur de l'ouvrage.

XIII.8.2 Choix de la morphologie

Vu les résultats géotechniques, et les données naturelles du site, le recours à des culées remblayées semblent être la meilleure solution pour le V10.

En règle générale, une culée remblayée est toute culée ayant un aspect extérieur sous la forme d'un mur de front encastré sur une semelle, surmonté par un mur de garde-grève et prolongé par des murs en retour ou en ailes (murs latéraux).

La conception et l'exécution de ce type de culée sont réputées pour être relativement simples.

XIII.8.3 Eléments constitutifs de la culée

-Le mur de front sur lequel s'appuie le tablier de l'ouvrage.

-Deux murs en retour servant à assurer le soutènement des terres de remblais.

-Un mur garde-grève qui protège l'about du tablier en retenant les terres d'une part et qui assure la fixation du joint de chaussée d'autre part.

-Une dalle de transition destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage tout en assurant le confort de l'usager.

XIII.8.4 Pré-dimensionnement de la culée

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.Calgaro intitulé : Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants ».

XIII.8.4.1 Le mur garde-grève

-La hauteur « h » :

h = hauteur du voussoir sur culée + hauteur de l'appareil d'appui + hauteur du dé d'appui

h = 3,45 + 0,15 + 0,5 = 4,1m

-L'épaisseur « e » :

e = max (0,3m ; $\frac{h}{8}$) = max (0,3m ; 0,5125) = 0,52m

-La longueur L :

La longueur est égale à la largeur du tablier

L = 13,8m

XIII.8.4.2 Le mur frontal

-La hauteur « h » :

h= hauteur de la culée – hauteur du mur garde-grève

h= 10-4,1 = 5,9m

-L'épaisseur « e » :

e= 2,5m

-La longueur L :

La longueur est égale à la largeur du tablier

L=13,8m

XIII.8.4.3 Les murs en retour

-L'épaisseur « e » :

Variant de 30 à 45cm ; l'épaisseur des murs en retour est prise égale à 40cm.

-La longueur supérieure « L_{sup} » :

Ne devant pas dépasser 7 à 8m ; la longueur supérieure des murs en retour vaut 7,5m.

-La hauteur h :

h=10m

XIII.8.4.4 La dalle de transition

-La longueur « L » :

L= min [6m ; max (3m ; 0,6h)]= min [6m ; max (3m ; 0,6*10)] = 6m

-L'épaisseur « e » :

e= 0,3m

-La largeur « L » :

L=13,8m

XIII.8.4.5 Le corbeau

-Les hauteurs « H_1 » et « H_2 » :

H_1 = 1m et H_2= 0,5m

-L'épaisseur « e » :

e = 0,5m

-La longueur « L » :

L=13,8-1=12,8m

XIII.8.4.6 Le sommier d'appui

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier. Il est intégré au mur frontal et a une surface devant être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appuis et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

-La longueur « L » :

L= 13,8m

-La largeur du sommier « l » :

l= 2m

XIII.8.4.7 La semelle

-L'épaisseur « e » :

e= 2m

-La largeur « l » :

l=9,2m

-La longueur « L » :

L=14,8m

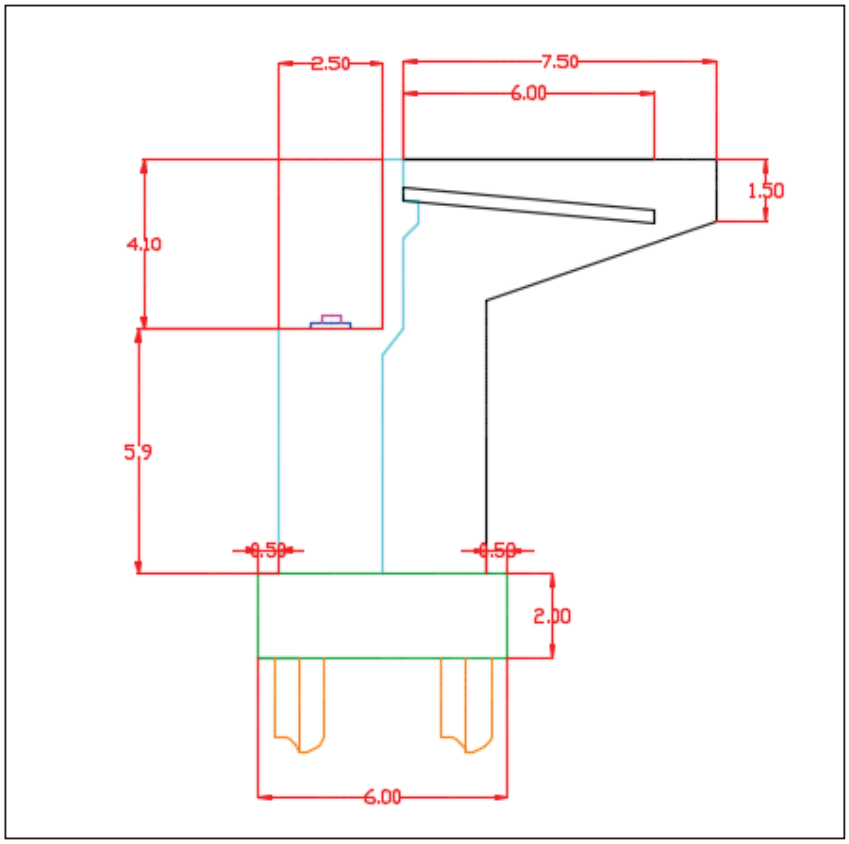


Figure XIII.6 Section transversale de la culée

XIII.8.5 Evaluation des coefficients

En se basant sur le RPOA 2008, les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la terre sont calculés à partir des coefficients sismiques K_H et K_V étant, respectivement, les accélérations sismiques dans le sens horizontal et vertical.

$K_H=A=0,2.$

$K_V=0,3*K_H=0,3*0,2=0,06$

XIII.8.5.1 Le coefficient de poussée dans les conditions normales

$K_a=\tan^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})$.

Avec : φ étant l'angle de frottement interne du remblai dont la valeur est 25°

$$K_a=\tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{25}{2}\right)=0,405$$

XIII.8.5.2 Le coefficient de poussée dans les conditions sismiques

Le coefficient de poussée est déterminépar la formule de MONOBE-OKABE, à savoir :

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

Avec :

β : L'inclinaison de la culée dont la valeur est 0

θ : L'angle entre la direction du séisme et la verticale, tel que $\theta=\text{Arctg}\left(\frac{K_H}{(1\mp K_V)}\right)$

XIII.8.5.3 Résultats

Le calcul des paramètres K_a,K_H et K_V pour les différentes conditions sismiques sont résumées dans le tableau (XIII.16).

Tableau XIII.17 Valeurs des différents paramètres

Condition	K_H	K_V	θ	K_a
Condition normale	0	0	0	0,405
Horizontal+vertical	0,2	0,06	10,68	0,552
Horizontal	0,2	0	11,31	0,563
Horizontal-vertical	0,2	-0,06	12,01	0,576

Les forces d'inertie verticale et horizontale se calculent comme suit :

$$F_{Inertie}=\begin{cases}F_V=P*(1+K_V)\\ F_H=P*K_H\end{cases}$$

XIII.8.6 Evaluation des efforts sollicitant la culée

Les forces d'inertie verticale et horizontale, qui serviront au calcul des sollicitations ci-dessous se calcule comme suit :

$$F_{Inertie}=\begin{cases}F_V=P*(1+K_V)\\ F_H=P*K_H\end{cases}$$

XIII.8.6.1 Les sollicitations dues au poids des terres

$$P= B*L*h*\gamma_r$$

Avec : γ_r = 1,8 t/m^3

Tableau XIII.18 Efforts et moments dus au poids des terres

Elément	Condition	P(t)	F_h(t)	F_v(t)	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical (m)	Mr (t,m)	Ms (t,m)
Dalle de transition	C.N.	160,05	0	160,05	6,5	11,43	0	1829,372
	H+V+	160,05	32,01	169,653	6,5	11,43	208,065	1939,134
	H	160,05	32,01	160,05	6,5	11,43	208,065	1829,372
	H+V-	160,05	32,01	150,447	6,5	11,43	208,065	1719,609
Semelle avant	C.N.	146,556	0	293,112	0,25	2,95	0	864,680
	H+V+	146,556	29,311	155,349	0,25	2,95	7,3278	458,281
	H	146,556	29,311	293,112	0,25	2,95	7,3278	864,680
	H+V-	146,556	29,311	137,763	0,25	2,95	262,335	406,400
Semelle arrière	C.N.	366,39	0	366,39	8,95	3,25	0	1190,768
	H+V+	366,39	73,278	388,373	8,95	3,25	655,838	1262,214
	H	366,39	73,278	366,39	8,95	3,25	655,838	1190,768
	H+V-	366,39	73,278	344,407	8,95	3,25	655,838	1119,321

XIII.8.6.2 Les sollicitations dues aux poids propres des éléments de la culée

$$P=\gamma_b*h*B*L$$

Avec : γ_b= 2,5 t/m^3

Tableau XIII.19 Efforts et moments dus au poids propre de la culée

Elément	Condition	P(t)	F_h(t)	F_v (t)	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical (m)	Mr (t,m)	Ms (t,m)
Mur garde-grève	C.N.	73,554	0	73,554	3	9,95	0	731,862
	H+V+	73,554	14,7108	77,967	3	9,95	44,132	775,774
	H	73,554	14,7108	73,554	3	9,95	44,132	731,862
	H+V-	73,554	14,7108	69,141	3	9,95	44,132	687,950
Mur frontal	C.N.	508,875	0	508,875	1,75	4,95	0	2518,931
	H+V+	508,875	101,775	539,408	1,75	4,95	178,106	2670,067
	H	508,875	101,775	508,875	1,75	4,95	178,106	2518,931
	H+V-	508,875	101,775	478,343	1,75	4,95	178,106	2367,795
Mur en retour	C.N.	70	0	70,000	7	9,15	0	640,5
	H+V+	70	14	74,200	7	9,15	98	678,93
	H	70	14	70,000	7	9,15	98	640,5
	H+V-	70	14	65,800	7	9,15	98	602,07
Dalle de transition	C.N.	62,1	0	62,100	6,5	11,15	0	692,415
	H+V+	62,1	12,42	65,826	6,5	11,15	80,73	733,959
	H	62,1	12,42	62,100	6,5	11,15	80,73	692,415
	H+V-	62,1	12,42	58,374	6,5	11,15	80,73	650,870
Corbeau	C.N.	24	0	24,000	3,25	10,22	0	245,28
	H+V+	24	4,8	25,440	3,25	10,22	15,6	259,996

	H	24	4,8	24,000	3,25	10,22	15,6	245,28
	H+V-	24	4,8	22,560	3,25	10,22	15,6	230,563
Semelle	C.N.	680,8	0	680,8	4,6	1	0	680,8
	H+V+	680,8	136,16	721,648	4,6	1	626,336	721,648
	H	680,8	136,16	680,8	4,6	1	626,336	680,8
	H+V-	680,8	136,16	639,952	4,6	1	626,336	639,952

XIII.8.6.3 Les poussées dues au poids des terres

$$P=\frac{1}{2}K_a*\gamma_r*h^2*L$$

Tableau XIII.20 Efforts et moments dus à la poussée des terres

Elément	Condition	P(t)	F_h (t)	Bras de levier horizontal (m)	Mr (t,m)
Mur garde-grève et mur frontal	C.N.	503,01	503,010	5,3	2665,953
	H+V+	685,584	726,719	5,3	3851,611
	H	699,246	503,010	5,3	2665,953
	H+V-	715,392	672,468	5,3	3564,083
Semelle	C.N.	20,120	20,120	0,66	13,279
	H+V+	27,423	29,069	0,66	19,185
	H	27,969	20,120	0,66	13,279
	H+V-	28,615	26,899	0,66	17,753

XIII.8.6.4 Les poussées dues aux surcharges

$$P=K_a*q*H*L$$

Avec : q= 1t/m² majoré de 20%

S= H.L est la surface de contact

Tableau XIII.21 Efforts et moments dus aux surcharges

Elément	Condition	P(t)	Bras de levier vertical (m)	Mr(t,m)
Mur garde-grève et mur frontal	C.N.	67,068	5,3	355,460
	H+V+	91,411	5,3	484,479
	H	93,233	5,3	494,134
	H+V-	95,386	5,3	505,544
Semelle	C.N.	13,413	0,66	8,853
	H+V+	18,282	0,66	12,066
	H	18,646	0,66	12,307
	H+V-	19,077	0,66	12,591

XIII.8.6.5 Les sollicitations sous différentes charges

Tableau XIII.22 Efforts et moments dus aux sollicitations sous différentes charges

Elément	Condition	P(t)	F_h(t)	F_v(t)	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical (m)	Mr(t,m)	Ms(t,m)
Réaction du tablier	C.N.	366,594	0	366,594	2,2	8,05	0	2951,082
	H+V+	366,594	73,318	388,589	2,2	8,05	161,301	3128,147
	H	366,594	73,318	366,594	2,2	8,05	161,301	2951,082
	H+V-	366,594	73,318	344,598	2,2	8,05	161,301	2774,017
Réaction A(l)	C.N.	97,243	0	97,243	2,2	8,05	0	782,807
Freinage Bc	C.N.	16,5	16,5	0	0	8,05	0	0,000

XIII.8.7 Etude de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

Stabilité au renversement :

$$\begin{cases} \text{Condition normale : } \frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5 \\ \text{Condition sismique : } \frac{M_S}{M_R} \geq 1 \end{cases}$$

Tableau XIII.23 Vérification de la stabilité de la culée

Condition	M_R	M_S	$\frac{M_S}{M_R}$	Commentaire
C.N	3043,545	13245,1883	4,352	Condition vérifiée
H+V+	6442,76	12628,124	1,960	Condition vérifiée
H	5261,1009	12345,687	2,347	Condition vérifiée
H+V-	6175,3962	10198,537	1,651	Condition vérifiée

XIII.9 CONCLUSION

La conception, dimensionnement et la stabilité des différents éléments structuraux dont est composée l'infrastructure ont été établis pour la transmission des charges au sol de fondations et pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage dans les conditions normales et sismiques.

CONCLUSION GENERALE

L'étude d'un pont passe par plusieurs phases nécessitant un calcul laborieux dès la conception.

Dans ce mémoire, ces différentes phases de calcul ont été établies grâce à une bibliographie riche, l'ensemble des cours du cursus à l'ENSTP et à l'utilisation de divers logiciels de calcul et de modélisation, à savoir : AUTOCAD, ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, MICROSOFT OFFICE EXCEL, CSI BRIDGE, ROBOT EXPERT et RPOA2008.

Les différents points abordés dans le cadre de l'étude du viaduc N°10 dont fait l'objet ce mémoire sont les suivants :

-Conception et études des variantes,
-Choix des matériaux adéquats,
-Etude des caractéristiques géométriques,
-Evaluation des charges et surcharges,
-Etude de la stabilité des fléaux,
-Calcul de la précontrainte (fléau et continuité) nécessaire pour assurer la stabilité de l'ouvrage à différentes phases,
-Etude transversale,
-Conception et calcul des équipements du tablier ainsi que l'infrastructure.

La conception et l'étude du viaduc autoroutier « V10 » a été menée avec précision, soin et beaucoup de rigueur.

REFERENCES

[1]CHAUSSIN Robert, *Béton Précontraint, Techniques De L'ingénieur C 2 360 – 1*,(2005).

[2]Document SETRA, *Appareils D'appuis En Elastomère Fretté, Guide De Technique Utilisation Sur Les Ponts Et Viaducs Et Structures Similaires*, Service D'Etude Des Routes Et Des Autoroutes, (juillet2007).

[3]Document SETRA, *Les Ponts Courants En Béton*, Centre D'information Sur le Ciment Et Ses Applications, Syndicat National Du Béton Prêt à L'emploi, Centre D'études Et De Recherches De L'industrie Du Béton, Edition DBG Studios, Collection Techniques CIMBETON Tome I, (juin2005).

[4]Document SETRA, *Les Ponts Courants En Béton*, Centre D'information Sur le Ciment Et Ses Applications, Syndicat National Du Béton Prêt à L'emploi, Centre D'études Et De Recherches De L'industrie Du Béton, Edition DBG Studios, Collection Techniques CIMBETON Tome II, (juin2005).

[5]Document SETRA, *Pont A Poutres Préfabriquées En Béton Précontraint (VIPP*), *Guide De Conception*, Service D'Etude Des Routes Et Des Autoroutes, (Février 1996).

[6]Document SETRA, *Pont En Béton Précontraint Construits Par Encorbellement Successifs*, Ministère De L'équipement, Des Transports, Du Logement, Du Tourisme Et De La Mer, (juin2003).

[7]Document SETRA, *Ponts Mixtes Acier-Béton*, Guides De Conception Durable, Services D'études Sur Les Transports, Les Routes Et Leurs Aménagements, (Septembre 2010).

[8]Fascicule N° 65,*Exécution Des Ouvrages De Génie Civil En Béton Armé Ou Précontraint*, *Cahier Des Clauses Techniques Générales Applicables Aux Marchés Publics De Travaux De Génie Civil*, (30 Mai 2012).

[9]FREYSSNET SUSTANABE TECHNOLOGY, Joints De Chaussée CIPEC, catalogue de conception, (juin 2010).

[10]GUETTAI Rezqi BENTUNSI Abdelaziz : *Etude D'un Pont Construit Par Encorbellement Successif A Partir De Travées Contre Poids (Rectification De La Courbe Sur RN08 PK36+500 Wilaya De Blida*, mémoire de fin d'études sous la direction du Dr .TIGRINE Samir, Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, (2013).

[11] HEBBACHI& AZIL Mahdi Salaheddine : *Etude D'un Pont En Béton Précontraint Construit Par Encorbellement Successif Sur La Liaison Autoroutière SETIF-BARIKA*, mémoire de fin d'études, sous la direction de Dr. TAKI Mohamed, Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, (2018).

[12]JA BERNARD-J.A Bernard-Gély,A Calgaro, *Conception Des Ponts*, Ecole Nationale Des Ponts Et Chaussées De Paris, (1994).

[13]JA BERNARD-J.A Calgaro & VIRLOGEUX, *Projet Et Construction Des Ponts*, Ecole Nationale Des Ponts Et Chaussées De Paris, (1992).

[14]KEDDACHE Ali & HAMMENI Aghiles:*Étude D'un Viaduc Caisson Construit Par Encorbellement Successif Sur Rn73 (Tizi Ouzou)*, mémoire de fin d'études sous la direction de Dr.KIBBOUA Abderrahmane, Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, (2014).

[15]LEBET Jean-Paul et A.HIRT Manfred, *Conception Et Dimensionnement Des Ponts Métalliques Et Mixtes Acier-Béton, Ponts En Acier Volume 12*, Traité De Génie Civile De L'école Polytechniques Fédérale De Lausanne, Presses Polytechniques Et Universitaires Romandes (2009).

[16]MATHIVAT Jaques, *Construction Par Encorbellement Des Ponts En Béton Précontraint*, COURS CHEBAP, EDITIONS EYROLLES, (1979).

[17]MELAHI Lylia & SIGUEL Lydia : *Etude D'un Pont Voussoir Construit Par Encorbellement Successif Sur RN73 (TIZI OUZOU)*, mémoire de fin d'études sous la direction de Dr. HEBICHE Lazher Abdelkader, Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, (2015).

[18]MEDJOUDJ Abderrezak& BOUNAB Sofiane :*Etude D'un Pont Caisson Courbe Construit Par Encorbellement Successif Au Niveau De La Pénétrante Guelma – Autoroute Est-Ouest*, mémoire de fin d'études sous la direction du Dr. TAKI Mohamed, Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, (2013).

[19]MERDOUD Yassin &REBAHI Ilyes: *Conception Et Etude D'un Viaduc En Encorbellement Successif Sur Le Nouvel Axe Autoroutier RN25 TIZI OUZZOU*, Mémoire De Fin D'études Sous La Direction De Monsieur M.CHERIF, Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, (2014).

[20]*Règles B.P.E.L.91*, EYROLLES, (1991).

[21]*Règles B.A.E.L.91*, Révisé En 99, EYROLLES, (1991).

[22]*Règles RCPR, Document Technique Règlementaire DTR*, Ministère Des Travaux Publics, (avril 2009).

[23]*Règles RPOA, Document Technique Règlementaire DTR*, Ministère Des Travaux Publics, (2008).

[24]TEBBAKH Abir: *Conception Et Etude D'un Viaduc V3.02 Sur La Voie Express De SIDI ABDELLAH- ZERALDA*, Mémoire De Fin D'études Sous La Direction De Madame Z.ZAIDI, Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, (2016).

[25]THONIER Henri, *Béton Précontraint Aux Etats Limites*, Presses Polytechniques Et Universitaires Romandes (1985).

[W1]http://www.algerie-monde.com/projets/autoroute-est-ouest/

[W2]http://www.infociments.fr/Pont-et-Passerelles/les_ponts-en-_beton-precontraint_construit par-encorbellement-successif/

Annexe 1

Tableau 1.1 Moment de flexion suivant chacune des 4 combinaisons d'action

Moment de flexion (KN.m)			
A_1	A_2	B_1	B_2
-527419,472	-447333,845	-423015,267	-342929,64
-447617,364	-380267,233	-353992,13	-286641,998
-372275,868	-316869,689	-289427,571	-234021,392
-304735,809	-259955,599	-232172,892	-187392,682
-244646,792	-209238,276	-181877,697	-146469,18
-191693,874	-164460,038	-138227,043	-110993,206
-145597,567	-125392,214	-100941,442	-80736,0892
-103813,046	-89876,157	-67990,3898	-54053,5008
-69262,8837	-60392,8139	-41717,3837	-32847,3139
-41742,7308	-36774,9899	-21918,0745	-16950,3337
-21093,649	-18892,6446	-8433,52398	-6232,51962
-7202,11087	-6652,89185	-1150,20462	-600,985601
0	0	0	0

Annexe 2

Tableau 2.1 Calcul de l'effort tranchant suivant chacune des 4 combinaisons d'action

Effort tranchant (KN)			
A_1	A_2	B_1	B_2
16272,501	15654,995	13827,106	11272,92
14565,877	14216,398	12220,618	9956,262
12874,388	12765,123	10633,716	8655,529
11275,735	11366,150	9139,650	7430,753
9769,788	10019,405	7738,289	6281,826
8356,416	8724,814	6429,504	5208,644
7035,490	7482,304	5213,165	4211,099
5731,589	6217,578	4020,526	3232,794
4532,007	5011,623	2932,207	2339,842
3436,589	3864,351	1948,052	1532,115
2445,1784	2775,673	1067,903	809,4846
1557,617	1745,502	291,6049	171,822
773,75	773,75	-381	-381

Annexe 3

Tableau 3.1 Pertes par frottement dans les câbles de fléau

N°	N° de câble	X(m)	Θ (rad)	$e^{-(f\theta+\varphi x)}$	$\Delta\sigma_{po}$
½ VP	1	4,5	0,587	0,877	174,168
	2	4,5	0,667	0,863	193,992
	3	4,5	0,621	0,871	182,664
V1	4	4,7	0,579	0,878	172,752
	5	4,7	0,733	0,852	209,568
	6	4,7	0,627	0,870	184,08
V2	7	4,7	0,574	0,879	171,336
	8	4,7	0,728	0,852	209,568
V3	9	4,7	0,498	0,893	151,512
	10	4,7	0,691	0,859	199,656
V4	11	4,7	0,595	0,875	177
	12	4,7	0,569	0,880	169,92
	13	4,7	0,599	0,875	177
V5	14	4,7	0,459	0,900	141,6
	15	4,7	0,608	0,873	179,832
V6	16	5	0,386	0,912	124,608
	17	5	0,67	0,862	195,408
	18	5	0,345	0,919	114,696
V7	19	5	0,539	0,884	164,256
	20	5	0,536	0,885	162,84
	21	5	0,148	0,956	62,304
V8	22	5	0,65	0,865	191,16
	23	5	0,556	0,881	168,504
V9	24	5	0,192	0,948	73,632
	25	5	0,598	0,874	178,416
V10	26	5	0,105	0,965	49,56
	27	5	0,653	0,865	191,16
V11	28	5	0,722	0,853	208,152

Annexe 4

Tableau 4.1 Pertes par recul d'ancrage

N° VS	N° de câble	X (m)	L(m)	α	K	d	σ_{recul}
½ VP	1	4,5	4,5	0,627	0,029	5,261	0,305
	2	4,5	4,5	0,627	0,033	4,966	0,328
	3	4,5	4,5	0,621	0,031	5,129	0,318
V1	4	4,7	9,2	0,656	0,016	7,187	0,230
	5	4,7	9,2	0,656	0,019	6,521	0,248
	6	4,7	9,2	0,627	0,017	6,958	0,237
V2	7	4,7	13,9	0,651	0,011	8,456	0,186
	8	4,7	13,9	0,651	0,013	7,730	0,201
V3	9	4,7	18,6	0,651	0,008	9,816	0,157
	10	4,7	18,6	0,538	0,010	8,786	0,176
V4	11	4,7	23,3	0,595	0,008	9,965	0,159
	12	4,7	23,3	0,646	0,008	10,105	0,162
	13	4,7	23,3	0,522	0,008	9,944	0,159
V5	14	4,7	28	0,612	0,006	11,324	0,136
	15	4,7	28	0,455	0,007	10,471	0,147
V6	16	5	33	0,602	0,005	12,279	0,123
	17	5	33	0,454	0,007	10,678	0,149
	18	5	33	0,345	0,005	12,575	0,126
V7	19	5	38	0,611	0,006	11,744	0,141
	20	5	38	0,464	0,006	11,760	0,141
	21	5	38	0,292	0,004	14,596	0,117
V8	22	5	43	0,506	0,006	11,561	0,139
	23	5	43	0,340	0,006	12,005	0,144
V9	24	5	48	0,480	0,004	14,556	0,116
	25	5	48	0,310	0,005	12,108	0,121
V10	26	5	53	0,465	0,003	15,397	0,092
	27	5	53	0,293	0,005	12,138	0,121
V11	28	5	58	0,376	0,005	12,110	0,121

Annexe 5

Tableau 5.1 Pertes de tension dues au fluage du béton

N° VS	N° de câble	X (m)	I_Y (m^4)	P (KN)	S (m^2)	e (m)	M (KN.m)	σ_m (MPa)	$\frac{E_P}{E_{ij}}$	$\Delta\sigma_{fl}$ (Mpa)
½ VP	1	4,5	104,26	96218,177	13,226	2,159	-527419,47	13,89	6	208,42
	2	4,5	104,26	96218,177	13,226	2,159	-527419,47	13,89	6	208,42
	3	4,5	104,26	96218,177	13,226	2,339	-527419,47	14,06	6	210,87
V1	4	4,7	82,868	81659,721	12,479	2,021	-447617,36	13,44	6	201,53
	5	4,7	82,868	81659,721	12,479	2,021	-447617,36	13,44	6	201,53
	6	4,7	82,868	81659,721	12,479	2,201	-447617,36	13,66	6	204,88
V2	7	4,7	65,938	74299,136	11,802	1,912	-372275,87	12,97	6	194,57
	8	4,7	65,938	74299,136	11,802	1,912	-372275,87	12,97	6	194,57
V3	9	4,7	52,656	66553,943	11,192	1,653	-304735,81	12,06	6	180,89
	10	4,7	52,656	66553,943	11,192	1,653	-304735,81	12,06	6	180,89
V4	11	4,7	42,338	58414,436	10,651	1,602	-244646,79	11,20	6	168,01
	12	4,7	42,338	58414,436	10,651	1,602	-244646,79	11,20	6	168,01
	13	4,7	42,338	58414,436	10,651	1,602	-244646,79	11,20	6	168,01
V5	14	4,7	34,409	49927,212	10,179	1,401	-191693,87	9,86	6	147,93
	15	4,7	34,409	49927,212	10,179	1,401	-191693,87	9,86	6	147,93
V6	16	5	28,071	41200,783	9,752	1,219	-145597,57	8,37	6	125,50
	17	5	28,071	41200,783	9,752	1,219	-145597,57	8,37	6	125,50
	18	5	28,071	41200,783	9,752	1,399	-145597,57	8,61	6	129,13
V7	19	5	23,451	31871,017	9,403	1,251	-103813,05	6,80	6	102,01
	20	5	23,451	31871,017	9,403	1,251	-103813,05	6,80	6	102,01
	21	5	23,451	31871,017	9,403	1,251	-103813,05	6,80	6	102,01
V8	22	5	20,196	22850,359	9,131	1,135	-69262,884	4,94	6	74,06
	23	5	20,196	22850,359	9,131	1,135	-69262,884	4,94	6	74,06
V9	24	5	18,047	14614,524	8,937	1,052	-41742,731	3,17	6	47,59
	25	5	18,047	14614,524	8,937	1,052	-41742,731	3,17	6	47,59
V10	26	5	16,827	7720,960	8,821	1,003	-21093,649	1,67	6	25,07
	27	5	16,827	7720,960	8,821	1,003	-21093,649	1,67	6	25,07
V11	28	5	16,432	2710,136	8,782	0,986	-7202,111	0,58	6	8,71

Annexe 6

Tableau 6.1 Pertes dues à la relaxation des aciers dans les câbles de fléau

N° VS	N° de câble	X (m)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_0 (MPa)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)
½ VP	1	4,5	292,073	1416	1123,927	34,559
	2	4,5	311,92	1416	1104,08	32,091
	3	4,5	300,582	1416	1115,418	33,493
V1	4	4,7	290,582	1416	1125,418	34,747
	5	4,7	327,416	1416	1088,584	30,211
	6	4,7	301,917	1416	1114,083	33,326
V2	7	4,7	289,122	1416	1126,878	34,931
	8	4,7	327,369	1416	1088,631	30,217
V3	9	4,7	269,269	1416	1146,731	37,476
	10	4,7	317,432	1416	1098,568	31,418
V4	11	4,7	294,759	1416	1121,241	34,221
	12	4,7	287,682	1416	1128,318	35,113
	13	4,7	294,759	1416	1121,241	34,221
V5	14	4,7	259,336	1416	1156,664	38,774
	15	4,7	297,579	1416	1118,421	33,867
V6	16	5	242,331	1416	1173,669	41,036
	17	5	313,157	1416	1102,843	31,940
	18	5	232,422	1416	1183,578	42,376
V7	19	5	281,997	1416	1134,003	35,837
	20	5	280,581	1416	1135,419	36,018
	21	5	180,021	1416	1235,979	49,741
V8	22	5	308,899	1416	1107,101	32,463
	23	5	286,248	1416	1129,752	35,295
V9	24	5	191,348	1416	1224,652	48,109
	25	5	296,137	1416	1119,863	34,048
V10	26	5	167,252	1416	1248,748	51,606
	27	5	308,881	1416	1107,119	32,465
V11	28	5	325,873	1416	1090,127	30,397

Annexe 7

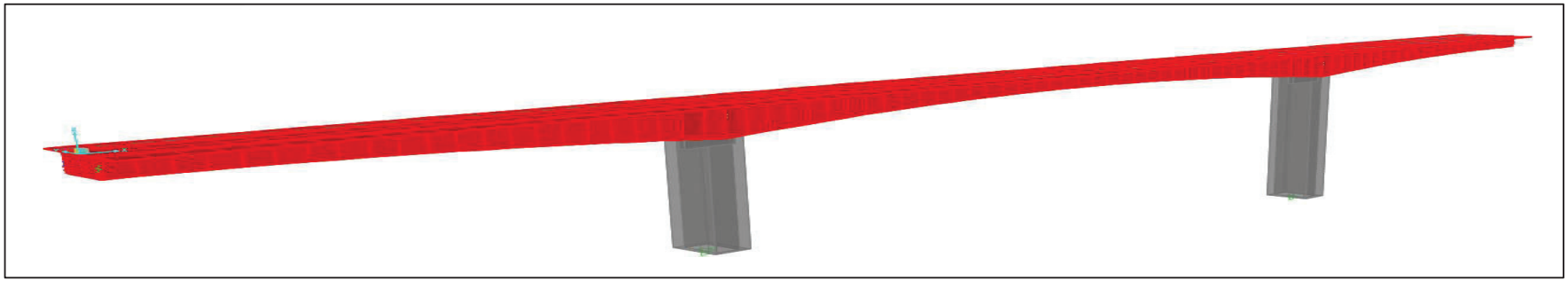


Figure 7.1 : Vue en 3D



Figure 7.2: Vue en élévation

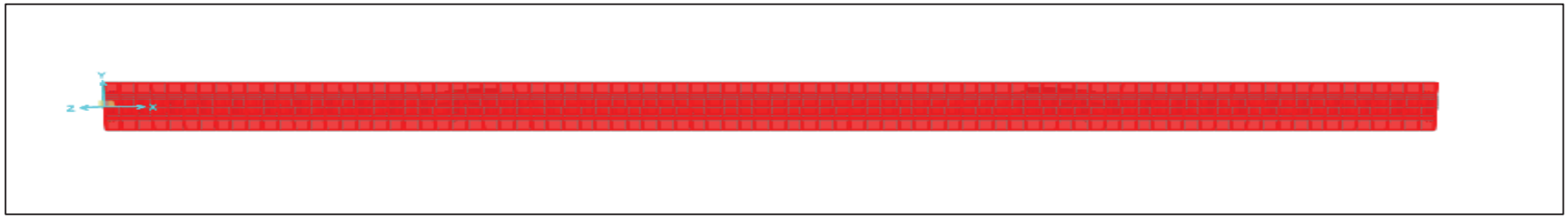


Figure 7. 3:Vue en plan

Annexe 8

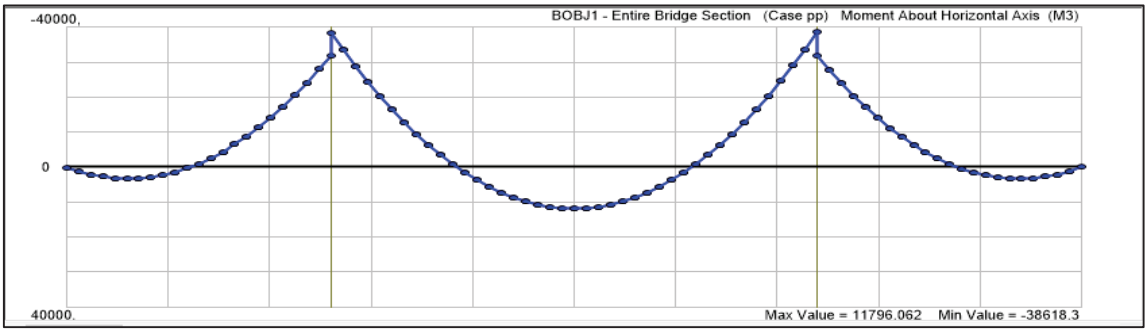


Figure 8.1:Moment sous poids propre

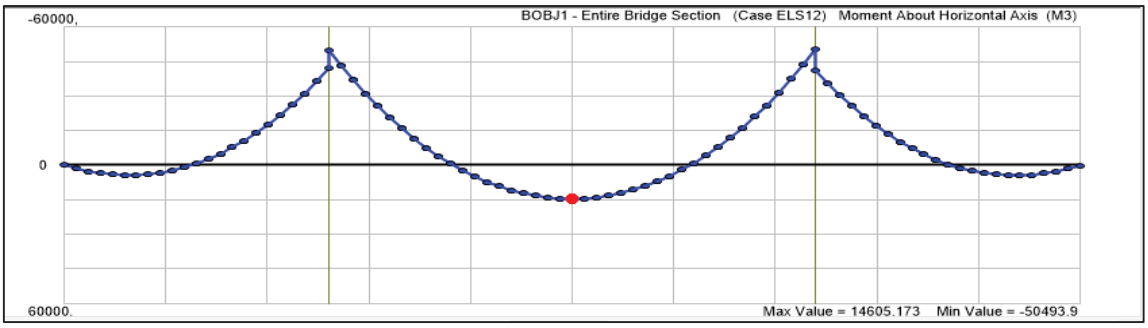


Figure 8. 2: Moment sous la combinaison G+1.2A(l) +0.5Δ*T*

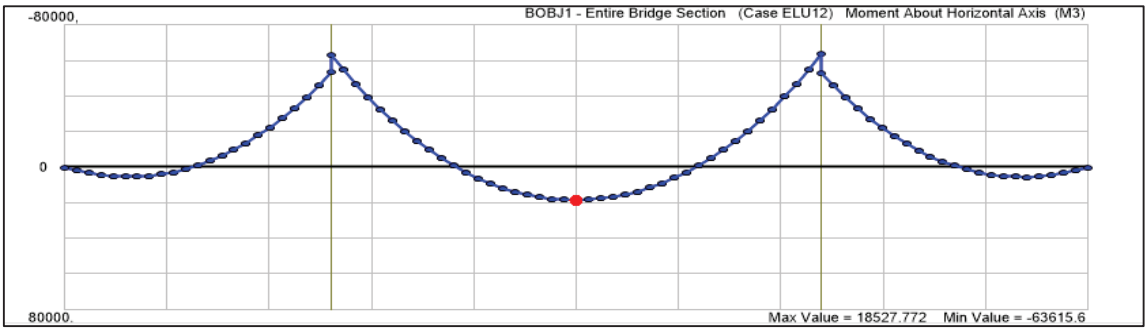


Figure 8.3: Moment sous la combinaison:1.35G+1.6A(l)

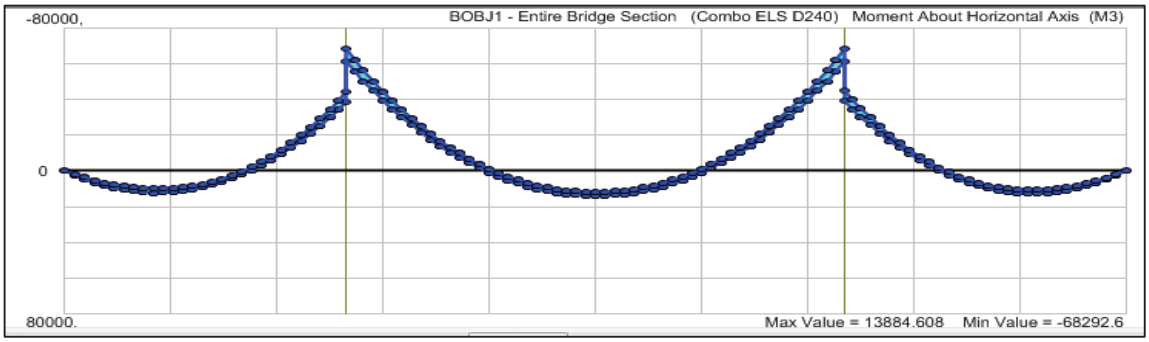


Figure 8.4:Moment sous la combinaison G+D240+0.5ΔT

Annexe 9

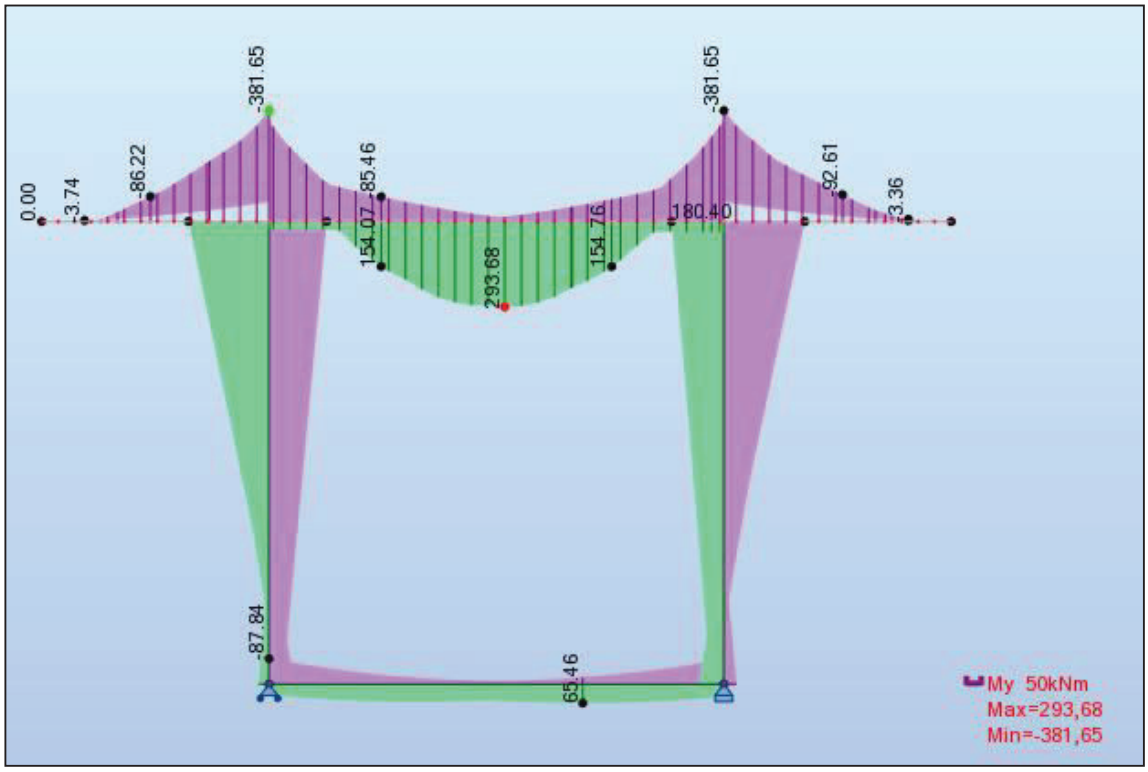


Figure 9.1 Diagramme du moment de flexion maximum à l'ELS-voussoir sur pile

Annexe 10

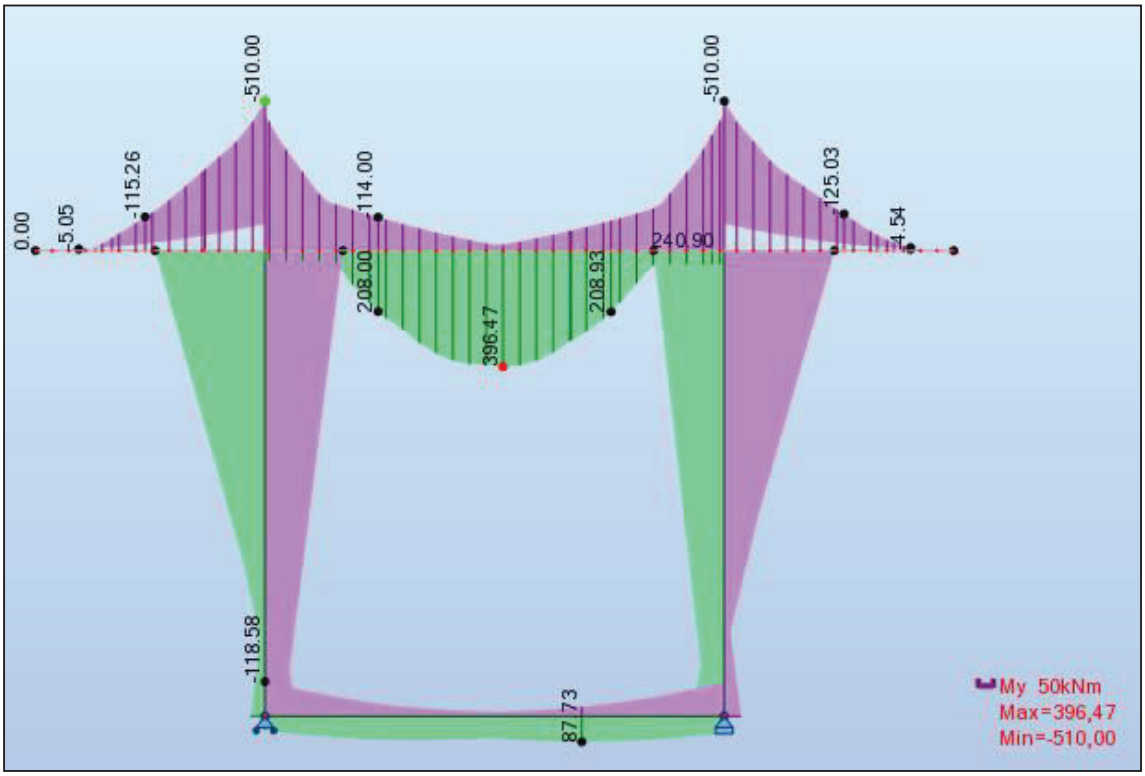


Figure 10.1 Diagramme du moment de flexion maximum à l'ELU-voussoir sur pile

Annexe 11

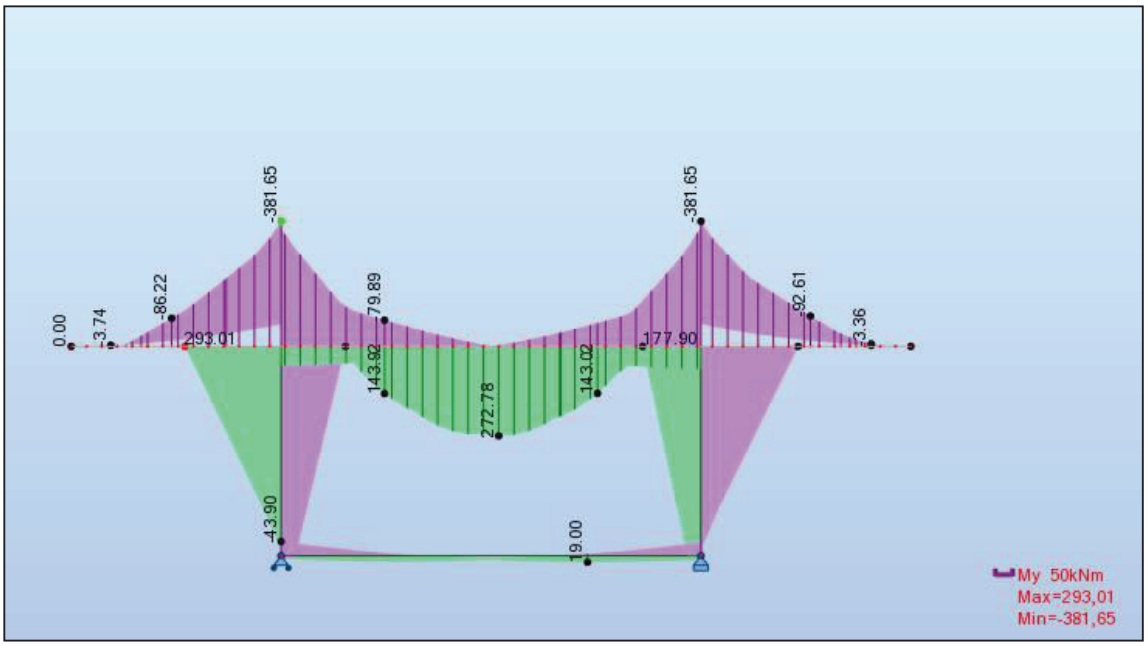


Figure 11.1 Diagramme du moment de flexion maximum à l'ELS-Voussoir sur clé

Annexe 12

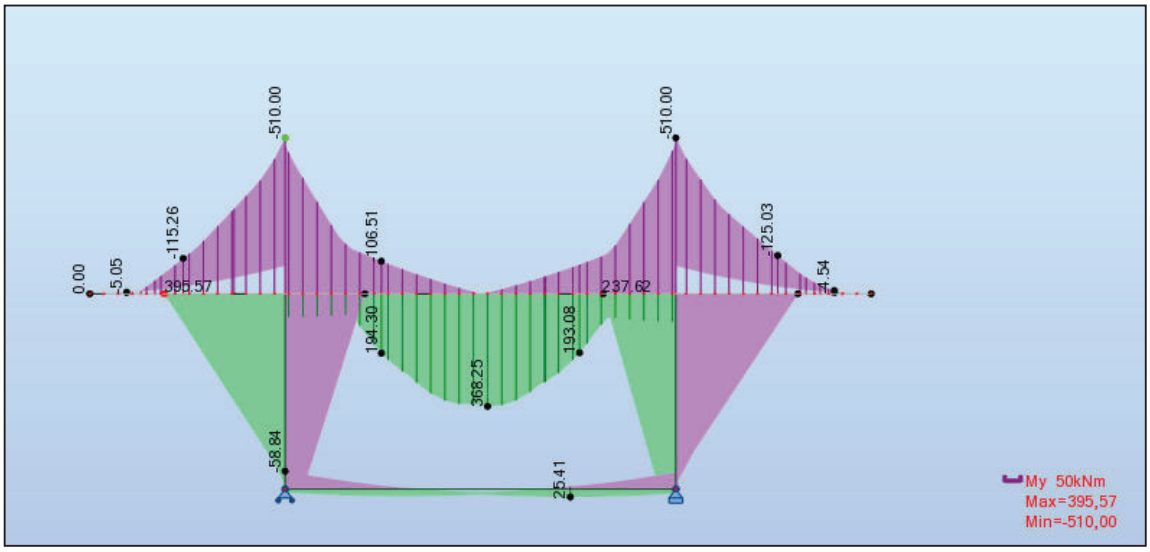


Figure 12.1 Diagramme des moments de flexion maximum à l'ELU-Voussoir sur clé

Annexe 13

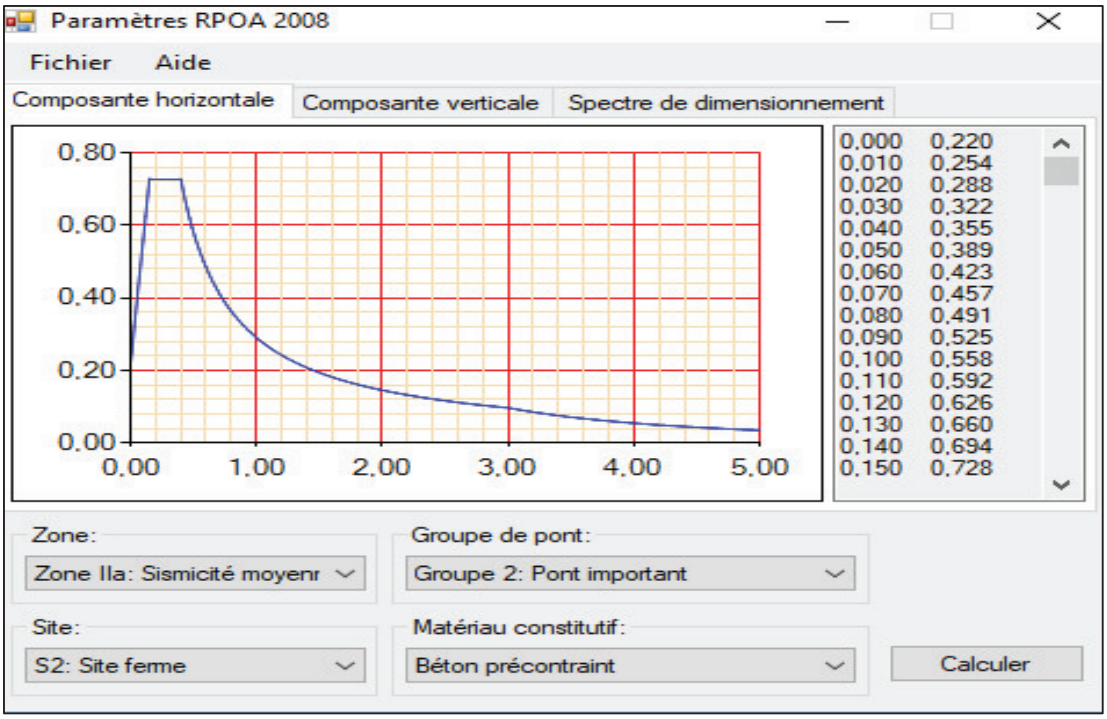


Figure 13.1: Spectre de dimensionnement dans le logiciel RPOA2008

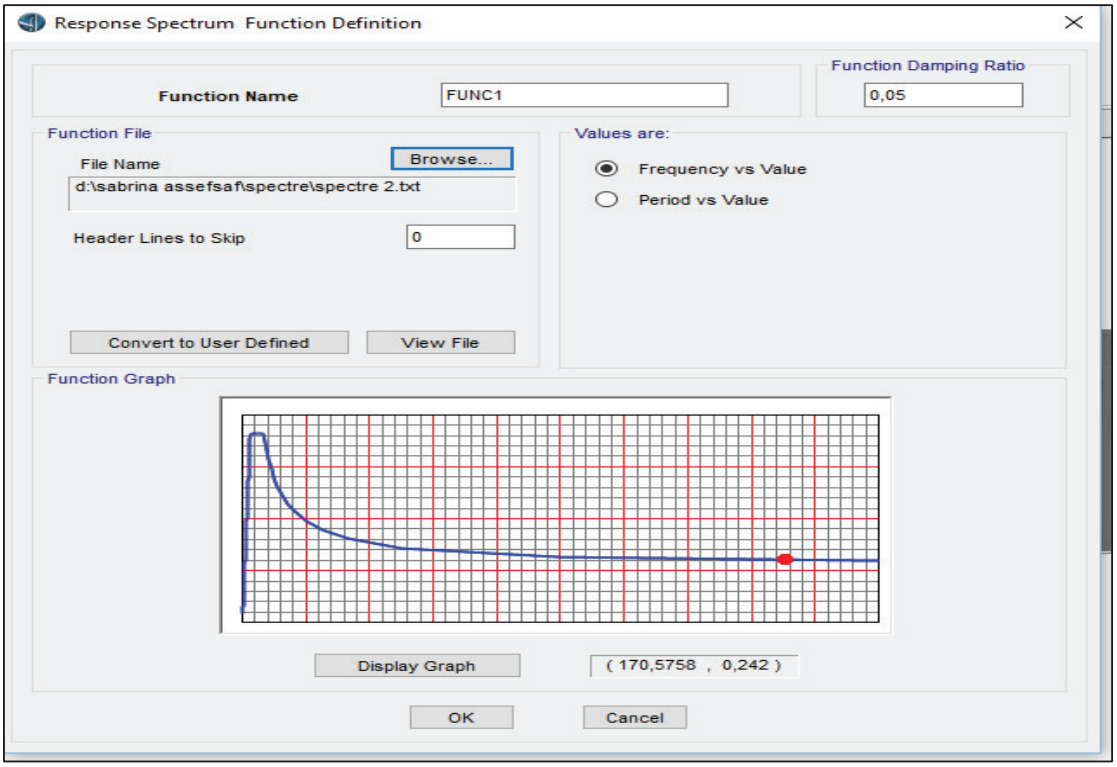


Figure 13. 2: insertion de l'effort sismique dans le logiciel CSI BRIDGE

ANNEXE NOTES DE CALCUL

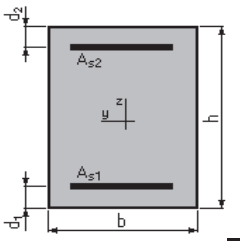
ÂME-VOUSSOIR SUR CLE
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	716,18	395,57
2.	ELU	535,78	293,01

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 12,9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 12,9 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 250,0 (cm2)
théorique ρ = 0,52 (%)
minimum ρ_{min} = 0,24 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 716,18 (kN) M = 395,57 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,5 (cm)
Bras de levier: Z = 42,4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Déformation du béton: ε_b = 1,69 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 77,6 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = 535,78 (kN) M = 293,01 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,5 (cm)
Bras de levier: Z = 42,4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1,70 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 79,9 (MPa)

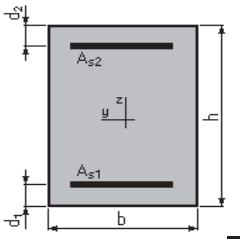
ÂME-VOUSSOIR SUR PILE
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	806,82	375,08
2.	ELS	603,27	277,84

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 20,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 20,8 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 11,6 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 225,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,92 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,26 (%)	maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 806,82 (kN) M = 375,08 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,46	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 8,7	(cm)
Bras de levier:	Z = 36,5	(cm)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Déformation du béton:	ε_b = 2,79	(‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 238,5 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 603,27 (kN) M = 277,84 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 16,1 (cm)
Bras de levier:	Z = 34,6 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 10,8 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:	σ_s = 241,0 (MPa)
comprimée:	σ_s' = 112,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

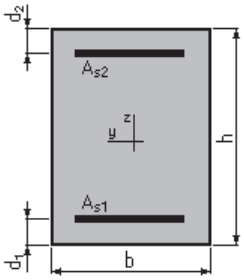
HOURDIS SUPERIEUR-VOUSSOIR SUR CLE
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 31,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	368,25	-510,00
Etat **L**imite de **S**ervice	272,78	-381,65
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 52,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 75,7 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,1 (cm2)
théorique ρ = 4,92 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 368,25 (kN*m) M_{min} = -510,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 9,1 (cm)
Bras de levier: Z = 22,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 6,52 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 314,6 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 272,78 (kN*m) M_{min} = -381,65 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 13,0 (cm)
Bras de levier: Z = 21,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 15,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 235,9 (MPa)
comprimée: σ_s' = 145,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

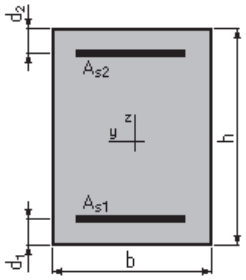
HOURDIS SUPERIEUR-VOUSSOIR SUR PILE
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 31,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	396,47	-510,00
Etat **L**imite de **S**ervice	293,68	-381,68
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 56,3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 75,3 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 4,1 (cm2)		
théorique	ρ = 5,06 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 396,47 (kN*m) M_{min} = -510,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,37	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 8,7	(cm)
Bras de levier:	Z = 22,5	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 6,91	(‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 299,6 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 293,68 (kN*m)** **M_{min} = -381,68 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,8 (cm)
Bras de levier: Z = 21,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 15,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 236,9 (MPa)
comprimée: σ_s' = 141,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

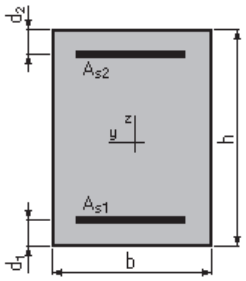
HOURDIS INFERIEUR- VOUSSOIR SUR CLE
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 20,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	25,41	-58,84
Etat **L**imite de **S**ervice	19,00	-43,90
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 5,9 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 14,2 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,0 (cm2)		
théorique	ρ = 1,34 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,20 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 25,41 (kN*m) M_{min} = -58,84 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,47	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 4,0	(cm)
Bras de levier:	Z = 13,4	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 9,68	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 19,00 (kN*m) M_{min} = -43,90 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 6,0 (cm)
Bras de levier:	Z = 13,0 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 10,8 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 241,0 (MPa)
comprimée:	σ_s' = 27,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\ lim}$ = 241,0 (MPa)

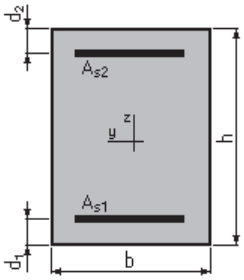
HOURDIS INFERIEUR-VOUSSOIR SUR PILE
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	87,73	-118,58
Etat **L**imite de **S**ervice	65,46	-87,84
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 8,5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 11,5 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5,1 (cm2)		
théorique	ρ = 0,57 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,15 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 87,73 (kN*m) M_{min} = -118,58 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,45 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3,3 (cm)
Bras de levier: Z = 33,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,03 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 65,46 (kN*m) M_{min} = -87,84 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,9 (cm)
Bras de levier: Z = 32,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 240,2 (MPa)
comprimée: σ_s' = 36,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)