

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون



Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering

Francis Jeanson

Code :.....

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état des travaux publics

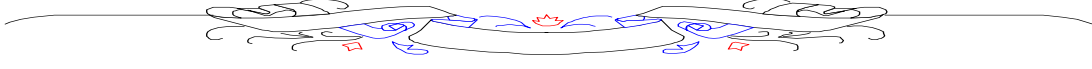
Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème



**ETUDE D'UN PONT A POUTRES EN BETON
PRECONTRAINTS PAR POST-TENSION D'UN
ECHANGEUR SUR LA RN22/RN35
(REMCHI) TLEMCCEN**



Présenté par :

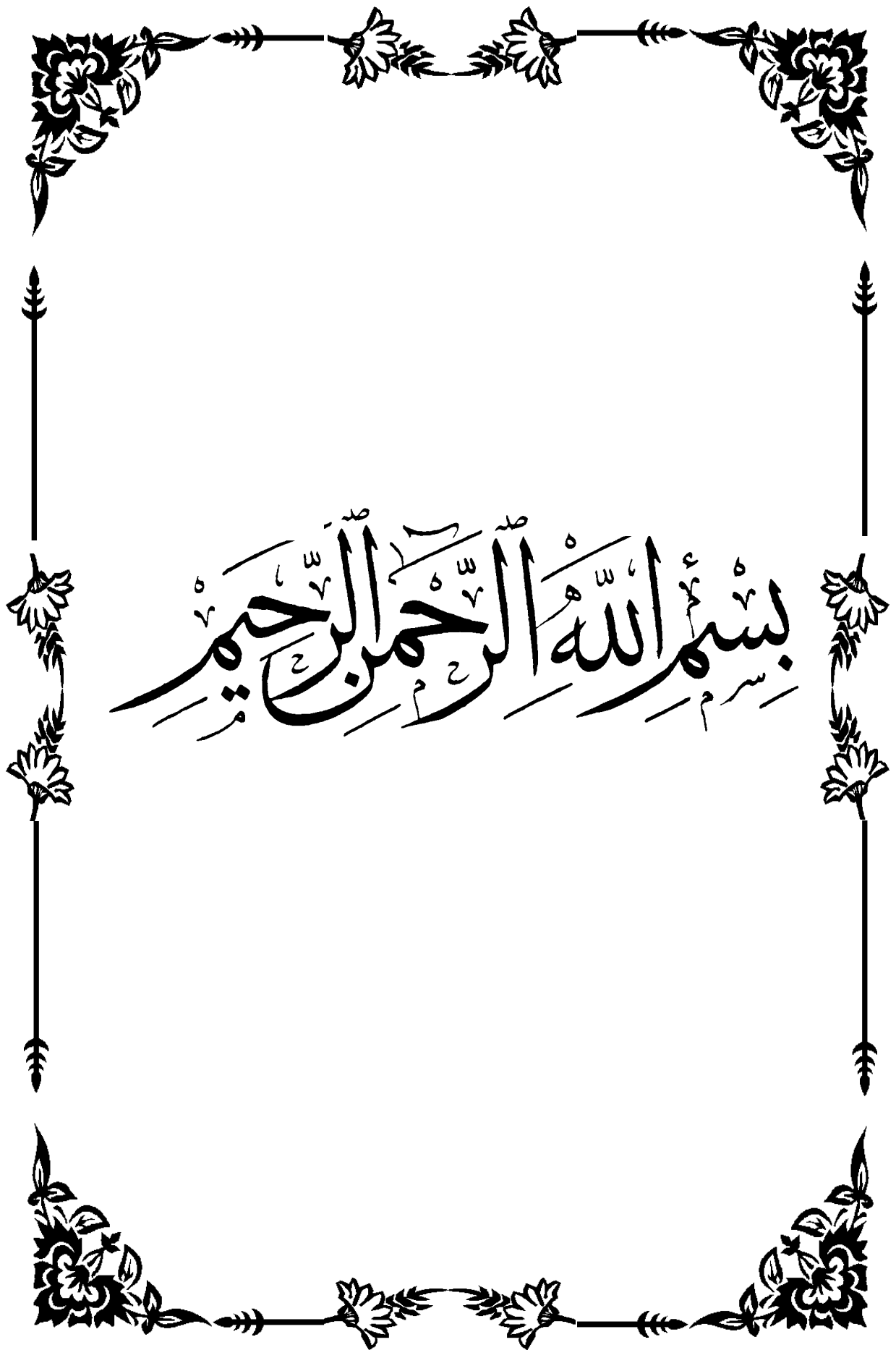
KRELIFA Tarek

KALECHE Khalid

Encadré par :

Dr KAIBBOUA Abderrahmane

Promotion 2018



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDICACE

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont soutenue et encouragée durant toute ma vie.

A mes chers sœurs et frères « Amel, Bahia, Marewa, Rachid, Moundhir »

A mes neveux « Ritedj, Iyed, Tarek Ziad, Koussai, Iline, radjaa, Nadine, Alaa »

A mon meilleure ami d'enfance et de jeunesse Abdel basset ainsi que sa famille dont je leurs dois ma réussite.

A mes meilleures amis Ali, Ayoub, Nadhir, Hani, Abd El Madjid, Redha, Amine, Merouane.

A tous mes profs d'EPST et de l'ENSTP qu'ils m'ont soutenus.

A toute ma promotion 2017-2018

K. Tarek

DEDICACE

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont soutenue et encouragée durant toute ma vie.

A mes chers sœurs et frères

A mon neveu « ABD ELHAKIM »

A mes meilleures amis « bilal 9oraych, ahmed formaga, haithem el3oz, shiva elgat , houari 3ati9a, houari bariza, 9rimzou, mehdi elpichti, hebachi elsaleh, lamgahwal adel, elripa, badhou, khalid elza3im, mouh 205 , wahab 3ab9our , mouda elmajor, ahmed elch3ar, mohsen alghem »

A tous mes profs d'EPST et de l'ENSTP qu'ils m'ont soutenus.

A toute ma promotion 2017-2018

K, Khalid

Remerciements

Avant tout louange à ALLAH qui m'a donné le courage, la détermination, la volonté de réaliser ce modeste travail.

J'exprime ma grande reconnaissance à mes chères enseignantes pour ses générosités et ses disponibilités, je ne peux laisser cette occasion sans exprimer ma profonde gratitude à Monsieur A. KAIBOA notre encadreur pour ces précieux conseils et son soutien pédagogique et Monsieur Dj. ALI le directeur de bureau d'étude ETRHB.

Sans oublier de remercier les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

*J'adresse également ma profonde gratitude au personnel pédagogique de l'école nationale supérieure des travaux publics.
ET à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce PFE.*

Ce mémoire doit beaucoup aux nombreuses personnes qui ont toujours été présentes pour le meilleur et souvent pour le pire.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو إنشاء ودراسة جسر للطرق ضمن مشروع التبادل الطريق الوطني رقم 22 الطريق الوطني رقم 35 الرابط بين مدينة الرمشي ووهران.

المنشأة ذات طول 170م مكونة من جسرين، جسر في كل اتجاه، كل جسر مكون من 5 مقاطع متماثلة مع خرسانة مسبقة الجهد (بعد الجهد). كل مقطع يتكون من ستة رافدات ذات طول 33.4 م وبلاطة عرضها 10 م.

البنية العلوية للجسر موضوعة على ستة ركائز (4 أعمدة ودعامتين) مصنوعة من الخرسانة المسلحة.

الكلمات المفتاحية : جسر، رافده، خرسانة، خرسانة مسبقة الإجهاد، بعد الجهد، عمود، دعامة.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un pont routier qui fait partie du projet de l'échangeur de la RN 22 RN 35 relier la ville de Remchi à Oran.

L'ouvrage est un pont droit d'une longueur de 170 m, il est composé de deux tabliers ; chaque pont est composé de 5 travées en béton précontraint (poste tension). Chaque travée est constituée de six poutres de 33.4 m de portée avec une dalle de largeur 10 m.

Le tablier repose sur 6 appuis (4 piles et 2 culées) en béton armé par l'intermédiaire d'appareils d'appuis.

Mots-clés : Pont, Poutre, Béton, Précontraint, Poste tension, Pile, Culée.

Abstract

The goal of this project is the design and the dimensioning of Road Bridge with one way track made a part of project national rode 22 rode 35 joined Remchi to Oran.

The structure is a right bridge with a length of 170 m and it is composed of tow bridges, bridge in all direction each bridge is of five identical spans made of pre-stressed concrete, identical spans six beams of 33.4 m range with a slab of 10 m width.

The superstructure of bridge is posed on six pillars (4 columns and 2 abutments) made of reinforced concrete.

Key-words: bridge, beam, concrete, pre-stressed concrete, column, abutment.

LISTE DES FIGURES

FIGURE I.1.LOCALISATION DE L'OUVRAGE.....	1
FIGURE I.2.IMPLANTATION DES SONDAGES.....	2
FIGURE I.3.VUE EN PLAN.....	5
FIGURE I.4. PROFIL EN LONG.....	5
FIGURE I.5. PROFIL EN TRAVERS.....	6
FIGURE II.1.SYSTEME BC (RCPR 2008)	10
FIGURE II.2.L'EFFORT TRANCHANT.....	12
FIGURE II.3.SYSTEME BT (RCPR 2008)	12
FIGURE II.4. SYSTEME MC120 (RCPR 2008)	12
FIGURE II.5. SYSTEME D240 (RCPR 2008)	15
FIGURE II.6.: POSITIONS ACTIVES DES POUTRES.....	17
FIGURE II.7. SECTION DE LA POUTRE EQUIVALENTE EN (M)	19
FIGURE III. 1. LE TRACE DES CABLES.....	29
FIGURE III.2. SCHEMA DES CONTRAINTES A L'ELS.....	29
FIGURE III.3. ZONE DE CONCENTRATION DES CONTRAINTES.....	42
FIGURE IV.1. VUE 3D.....	45
FIGURE IV.2. COUPE LONGITUDINAL.....	46
FIGURE IV.3. COUPE TRANSVERSALE.....	46
FIGURE IV.4. CARTOGRAPHIE DU MOMENT LONGITUDINAL A L'ELU.....	46
FIGURE IV.5. CARTOGRAPHIE DU MOMENT LONGITUDINAL A L'ELS.....	47
FIGURE IV.6. CARTOGRAPHIE DU MOMENT TRANSVERSAL A L'ELU.....	47
FIGURE IV.7. CARTOGRAPHIE DU MOMENT TRANSVERSAL A L'ELS.....	48
FIGURE IV.8. SCHEMA DE FERRAILLAGE GENERAL DE DALLE.....	51
FIGURE V.1. DIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUI	57
FIGURE VI. 1. SCHEMA SEMELLE SOUS CULEE SENS TRANSVERSAL.....	66
FIGURE VI.2. SCHEMA SEMELLE SOUS CULEE SENS LONGITUDINAL.....	71

FIGURE VI.3. CHARGEMENT DE LA SEMELLE A L'ELS DANS LE SENS LONGITUDINAL (T/M/1ML)	72
FIGURE VI.4. CHARGEMENT DE LA SEMELLE A L'ELA DANS LE SEN LONGITUDINAL (T/M/1ML)	72
FIGURE VI.5. MOMENT FLECHISSANT DE LA SEMELLE DANS LE SENS LONGITUDINAL A L'ELS (T.M)	72
FIGURE VI.6. MOMENT FLECHISSANT DE LA SEMELLE DANS LE SENS LONGITUDINAL A L'ELA (T.M)	72
FIGURE VI.7. POUSSE DES TERRES.....	73
FIGURE VI.8. POUSSEE DE LA CHARGE LOCALE SITUEE EN ARRIERE DU MUR....	74
FIGURE VI.9. LE MUR FRONTAL.....	76
FIGURE VI.10. REPRESENTATION GRAPHIQUE DES CAS DE CHARGES.....	79
FIGURE VI.11. SCHEMA STATIQUE DE LA DALLE DE TRANSITION.....	81
FIGURE VII.12. COUPE TRANSVERSALE DE LA PILE.....	84
FIGURE VII.13. SCHEMA SEMELLE SOUS PILE SENS TRANSVERSAL.....	84
FIGURE VII.14. SCHEMA SEMELLE SOUS PILE SENS LONGITUDINAL.....	86
FIGURE VII.15. CHARGEMENT DE LA SEMELLE A L'ELS DANS LE SENS LONGITUDINAL (T/M/1ML).....	86
FIGURE VII.16. CHARGEMENT DE LA SEMELLE A L'ELA DANS LE SENS LONGITUDINAL (T/M/1ML).....	86
FIGURE VII.17. MOMENT FLECHISSANT DE LA SEMELLE DANS LE SENS LONGITUDINAL A L'ELS (T.M/ML).....	86
FIGURE VII.18. MOMENT FLECHISSANT DE LA SEMELLE DANS LE SENS LONGITUDINAL A L'ELA (T.M/ML).....	87
FIGURE VII.19. SYSTEME DE CHARGE D240.	89
FIGURE VII.20. SCHEMA STATIQUE DU CHEVETRE.....	90
FIGURE VII.21. DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSONS A L'ELS.....	91
FIGURE VII.22. DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSONS A L'ELU.....	91
FIGURE VII.23. DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANT A L'ELS.....	91

FIGURE VII.24. DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANT A L'ELU.....	91
FIGURE VII.25. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU CHEVETRE	92

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Résultats du sondage pressiométriques	2
Tableau I.2. Accélération de la zone A.....	4
Tableau II.1. Récapitulatif des sollicitations	18
Tableau II.2. Positions actives des poutres.....	20
Tableau II.3. Valeur de $K\alpha$ pour chaque poutre.....	22
Tableau II.4. Valeurs des moments réel pour les différentes positions des poutres.....	23
Tableau II.5. Combinaison de moment réel vis-à-vis à l'ELU et l'ELS.....	24
Tableau II.6. Résultats finale des moments et des efforts tranchant.....	26
Tableau III.1. Caractéristiques géométriques Poutre seule.....	29
Tableau III.2. Caractéristiques géométriques Poutre + dalle.....	29
Tableau III.3. Le tracé des câbles.....	30
Tableau III.4. Perte par frottement.....	31
Tableau III.5. Longueur de glissement.....	32
Tableau III.6. Pertes dues au recul d'ancrage.....	32
Tableau III.7. Perte par raccourcissement.....	33
Tableau III.8. Pertes par retrait.....	33
Tableau III.9. Perte par relaxation.....	34
Tableau III.10. Pertes par fluage.....	35
Tableau III.11. Récapitulatif des pertes différées.....	35
Tableau III.12. % des pertes.....	36
Tableau III.13. Bilan des contraintes à la fibre inf.....	38
Tableau III.14. Bilan des contraintes à la fibre sup.....	38
Tableau III.15. Justification vis à vis des contraintes tangentielles $X=0.00L$	39
Tableau IV.1. Récapitulatif des moments.....	48

Tableau IV.2. Vérification du non poinçonnement.....	51
Tableau V.1. Flèche due à la précontrainte.....	53
Tableau VI.1. Implantation des culées.....	64
Tableau VI.2. Valeur de coefficient de poussée dynamique.....	66
Tableau VI.3. Moment dû à l'effort de poussé des terres.....	67
Tableau VI.4. Moment dû à l'effort de surcharge.....	68
Tableau VI.5. Récapitulatif des efforts dus au poids.....	68
Tableau VI.6. Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux.....	69
Tableau VI.7. Vérification du tiers central dans les deux cas.....	69
Tableau VI.8. Vérification de la stabilité au glissement.....	70
Tableau VI.9. Ferrailage des semelles aux états limites (sens longitudinal)	73
Tableau VI.10. Valeurs des moments qui sollicite le mur en retour aux les états limites.....	79
Tableau VII.11. Implantation des piles.....	83
Tableau VII.12. Ferrailage des semelles aux états limites (sens longitudinal)	87
Tableau VII.13. Ferrailage longitudinal des fûts.....	88
Tableau VII.14. Les sollicitations aux états limites.....	89

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITER I : PRESENTATION DU PROJET

I.INTRODUCTION.....	1
II.SITUATION DE L'OUVRAGE	1
III.LES DONNEES DE PROJET.....	1
III.1. Les données naturelles.....	1
III.2. Les données géotechniques.....	1
III.3. Les données sismiques	3
III.4. Les données climatiques.....	3
III.5. Les données topographiques.....	3
III.6. Les données fonctionnelles.....	3
IV.TRACE EN PLAN	4
V.PROFIL EN LONG.....	4
VI.PROFIL EN TRAVERS	5
VII.DESCRPTION DE NOTRE PONT.....	6
VIII.MATERIAU UTILISE.....	7
VIII.1. Super Structure.....	7
VIII.1.1. Béton.....	7
VIII.1. 2. Acier passif	7
VIII.1.3. Acier Actif	8
VIII.1. 4. Infrastructure et Fondation.....	8
VIII.2. Infrastructure et Fondation.....	9
VIII.2.1 Béton.....	9
VIII.II.II Acier.....	9
VIII.CONCLUSION	9
 CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS	
I.INTRODUCTION.....	10

II. EVALUATION DES SOLLICITATIONS	10
II.1. Classification du pont :	10
II.2. Définition des charges	10
II.2.1. La charge permanente (CP)	10
II.2. 2. Charges dues au trafic	11
II.2.2.1. Système de charge A(l)	11
II.2. 2. 2. Système Bc :.....	11
II.2.2.3. Système Bt :	12
II.2. 2. 4. Système Mc120 :	13
II.2.2.5. Système D240 :	15
II.2.3. Surcharge sur trottoirs (St) :	16
III. REPARTITION TRANSVERSALE (GUYON MASSONNET)	17
III.1. Paramètre d'entroulement	17
III.2. Paramètre de torsion	18
III.3. Coefficients de répartition transversale pour le moment (K)	20
IV. REPARTITION TRANSVERSALE (LOGICIEL ROBOT)	20
IV.1. INTRODUCTION AU « ROBOT »	20
IV.2. Les caractéristiques principales du logiciel ROBOT	20
IV.3. Principe du fonctionnement du logiciel ROBOT	22
IV.4. CALCUL DES SOLLICITATIONS	22
IV.4.1. Les combinaisons de charge	23
V. CONCLUSION	24

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

I. INTRODUCTION	27
II. PRECONTRAINT PAR POSTE-TENSION	27
III. ETAPES GENERALES DE LA REALISATION	27
IV. DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL	27
V. CALCUL DU NOMBRE DE CABLES	27
V.1. Nombre de câbles à mi- travée	27
V.2. Vérification de la borne supérieure	29

VI. LES ETAPES DE L'EXECUTION.....	29
VI.1. Première étape (7 jours)	29
VI.2. Deuxième étape (28 jours)	29
VI.3. Troisième étape	30
VI.4. Quatrième étape	30
VI.5. Cinquième étape.....	30
VII. TRACE DES CABLES	31
VIII. EVALUATION DES PERTES DE TENSION.....	32
VIII.1. Pertes instantanées.....	33
VIII.1.1. Perte par frottement :	33
VIII.1. 2. Perte par Recul d'ancrage BPEL P 25 :	33
VIII.1.3. Perte par Raccourcissement du béton :	34
VIII.2. Pertes différées	35
VIII.2.1. Perte par Retrait :	35
VIII.2. 2. Perte par Relaxation	35
VIII.2.3. Perte par fluage	36
VIII.3. Pertes des câbles à l'about.....	36
VIII.4. Pertes du câble d'extrados	36
VIII.5. Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées)	37
IX. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES.....	37
X. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS.....	37
X.1. Vis-à-vis des contraintes normales	38
X.2. Vis-à-vis des contraintes tangentielles	40
XI. FERRAILLAGE DE LA POUTRE (FERRAILLAGE PASSIF).....	41
XI.1. Armature de peau (Article 6.1.31 BPEL 91).....	41
XI.1.1. Longitudinalement.....	41
XI.1. 2. Transversalement.....	41
XI.2.1. Minimum d'armatures transversales	42
XI.2. 2. Justification des armatures transversales dans les zones d'appuis	42
XI.3. Cadres de talon	43

<i>XI.4. Armatures supérieures de la table de compression</i>	43
XII. CALCUL JUSTIFICATIF REGLEMENTAIRE EN SECTION PARTICULIERES..	43
<i>XII.1. Etude de la zone d'about</i>	44
<i>XII.1.1. Détermination des dimensions du prisme</i>	44
<i>XII.1. 2. Zone de surface</i>	44
<i>XII.1.3. Zone intermédiaire comprimée</i>	45
<i>XII.1. 4. Zone d'éclatement</i>	45
<i>XII.2. Ferrailage d'éclatement</i>	45
XIII. CONCLUSION	46

CHAPITER IV : ETUDE DE L'HOURLDIS

I. DEFINITION	47
II. MODELISATION DU TABLIER	47
III. ETUDE LONGITUDINALE DE LA DALLE	48
IV. ETUDE TRANSVERSALE DE LA DALLE	49
V. FERRAILLAGE DE LA DALLE	50
<i>V.1. Armature au sens transversal</i>	50
<i>V.1.1. Sur appui</i>	50
<i>V.1. 2. En travée</i>	50
<i>V.2. Armature au sens longitudinal</i>	51
<i>V.2.1. Sur appui :</i>	51
<i>V.2. 2. En travée</i>	51
<i>V.3. Vérification</i>	51
<i>V.3. 1. Vérification de la condition de non fragilité</i>	51
<i>V.3. 2. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant</i>	51
<i>V.3.3. Vérification des armatures minimum</i>	52
<i>V.3. 4. Vérification des espacements</i>	52
<i>V.3. 5. Vérification du non poinçonnement</i>	52
VI. CONCLUSION	53

CHAPITER V : CALCUL DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

I. CALCUL DES DEFORMATIONS	54
---	-----------

<i>I.1. Introduction</i>	54
<i>I.2. Les déformations</i>	54
<i>I.3. Calcul des flèches</i>	54
<i>I.3. 1. Flèche due au poids propre</i>	54
<i>I.3. 2. Flèche due a la surcharge D240</i>	54
<i>I.3.3. Flèche due à la précontrainte</i>	55
<i>I.3. 4. Flèche de construction</i>	56
<i>I.3. 5. La flèche totale</i>	56
<i>I.3.6. La flèche admissible</i>	56
<i>I.4. Calcul des rotations</i>	56
<i>I.4.1. Rotation sous poids propre</i>	56
<i>I.4. 2. Rotation sous D240</i>	56
<i>I.4.3. Rotation d'appuis sous l'effet de la précontrainte</i>	57
<i>I.4. 4. Rotation totale</i>	57
<i>I.5. Calcul des déplacements</i>	57
<i>I.5.1. Déplacement dû à la rotation d'appuis</i>	57
<i>I.5. 2. Déplacement du au retrait</i>	57
<i>I.5.3. Déplacement du au fluage</i>	58
<i>I.5. 4. Déplacement du a al température</i>	58
II. CALCUL DES EQUIPEMENTS	58
<i>II.1. Introduction</i>	58
<i>II.2. Les appareils d'appuis</i>	58
<i>II.2.1. Evaluation des efforts horizontaux</i>	60
<i>II.2.1.1. Effort dû au séisme (RPOA)</i>	60
<i>II.2.1. 2. Effort dû aux déplacements</i>	60
<i>II.2.1.3. Effort de cisaillement dû à l'effort normal</i>	60
<i>II.2.1. 4. Effort de cisaillement dû à l'effort horizontal</i>	61
<i>II.2.1.5. Condition de non cheminement et non glissement</i>	62
<i>II.2.1.6. Condition de non soulèvement</i>	62
<i>II.2. 2. Dimensionnement des frettes</i>	62

II.3. Fonction des dés d'appuis.....	63
II.3. 1. Ferrailage du dé d'appui.....	63
II.3. 1.1. Armatures de chaînage	63
II.3. 1. 2. Armatures de profondeur	63
II.3.1.3. Armatures de diffusion.....	63
II.4. Les joints de chaussés.....	64
II.4.1. Calcul du souffle des joints.....	64
II.4. 2. Déplacement dû aux variations linéaires.....	64
II.4.3. Déplacement du au séisme	64
II.4. 4. Déplacement du au freinage.....	64
II.5. Conclusion.....	65

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

I. INTRODUCTION.....	66
II. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE	66
II.1. Le sommier d'appui.....	66
II.2. Mur garde grève	66
II.3. Mur de front.....	66
II.4. Dalle de transition.....	66
II.5. Mur en retour	66
II.6. Corbeau.....	66
II.7. La fondation.....	66
III. ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE.....	66
III.1. Calcul du coefficient de poussée dynamique K_{ad}	66
III.2. Poussées dues aux terres.....	67
III.3. Calcul des poussées dues aux Surcharge.....	69
III.4. Calcul des efforts sismiques inertiels	69
IV. VERIFICATION DE LA STABILITE.....	70
IV.1. Vérification du tiers central.....	70
IV.2. Stabilité au renversement.....	71
IV.3. Stabilité au glissement.....	71

V. FERRAILLAGE DE LA CULEE.....	71
V.1. La semelle.....	71
V.1.1. Ferrailage principale (transversal)	71
V.1.1.1. Armature inférieure.....	71
V.1.1. 2. Armature supérieur.....	72
V.1. 2. Ferrailage secondaires (longitudinal).....	72
V.2. Mur garde-grève.....	74
V.2.1. Poussée des terres.....	74
V.2. 2. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.....	75
V.2.3. Force de freinage d'un essieu Bc.....	76
V.2. 4. Moment d'encastrement total.....	76
V.2.5. Calcul du ferrailage.....	76
V.2.6. Vérification des contraintes à l'ELS.....	77
V.3. Etude du mur frontal.....	77
V.3. 1. Les charges horizontales.....	77
V.3. 2. Les moments engendrés par les efforts.....	77
V.3.3. Combinaison de charges.....	78
V.3.4. Ferrailage	78
V.4. Etude de mur en retour	79
V.4.1. Ferrailage sens vertical.....	80
V.4.2. Ferrailage sens horizontal.....	80
V.5. Etude de la dalle de transition.....	80
V.5.1. Evaluation des efforts	81
V.5.2. Ferrailage.....	81
V.5.3. Vérification de l'effort tranchant.....	81
CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE	
I. PILES-MARTEAUX.....	82
II. IMPLANTATION DES PILES.....	82
III. PRE DIMENSIONNEMENT DES PILES.....	82
III.1. Chevêtre.....	82

<i>III.2. Fûts.....</i>	<i>82</i>
<i>III.3. Semelle</i>	<i>82</i>
<i>IV. ETUDE DE LA PILE</i>	<i>83</i>
<i>IV.1. Etude de la semelle</i>	<i>83</i>
<i>IV.1.1. Ferrailage principale (transversal)</i>	<i>83</i>
<i>IV.1.1.1. Armature inférieure</i>	<i>84</i>
<i>IV.1.1. 2. Armature supérieur.....</i>	<i>84</i>
<i>IV.1. 2. Ferrailage secondaires (longitudinal)</i>	<i>84</i>
<i>IV.2. Etude des fûts.....</i>	<i>87</i>
<i>IV.2.1. Stabilité des fûts au flambement.....</i>	<i>87</i>
<i>IV.2. 2. Ferrailage longitudinal des fûts.....</i>	<i>87</i>
<i>IV.2.3. Ferrailage transversal des fûts.....</i>	<i>87</i>
<i>IV.3. Etude du chevêtre.....</i>	<i>88</i>
<i>IV.3. 1. Etude du chevêtre à la flexion.....</i>	<i>88</i>
<i>IV.3. 1.1. Evaluation des efforts</i>	<i>88</i>
<i>IV.3. 1. 2. Calcul des sollicitations.....</i>	<i>89</i>
<i>IV.3.1.3. Ferrailage transversal du chevêtre.....</i>	<i>92</i>
<i>IV.3. 2. Etude du chevêtre à la torsion.....</i>	<i>92</i>
<i>IV.3.3. Justification du béton.....</i>	<i>95</i>
<i>IV.3.4. Armatures de torsion</i>	<i>95</i>
<i>IV.3.4.1. Longitudinalement</i>	<i>95</i>
<i>IV.3.4.2. Transversalement.....</i>	<i>95</i>
<i>IV.3.4.3. Pourcentage d'armatures minimum des armatures Transversales.....</i>	<i>95</i>

CONCLUSION GENERAL

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie l'homme a toujours cherché à enrichir son environnement par des constructions qui l'aide dans son quotidien, parmi elles on trouve la grande famille des ouvrages d'art, et plus particulièrement la famille des ponts.

Un pont est un ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon sa fonction on distingue : pont route, pont rail et pont canal.

Dans le cadre de la réalisation de 04 échangeurs dans la wilaya de Tlemcen, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont qui représente un passage supérieur d'un échangeur et en même temps un passage d'une pénétrante en appliquant les connaissances requises dans le domaine des travaux publics conformément aux réglementations techniques utilisées en Algérie et en tirant profit des logiciels de calcul selon le besoin.

Le mémoire sera divisé en sept chapitres suivant un cheminement logique des étapes de travail commençant par une présentation de l'ouvrage suivie d'une définition des matériaux puis une évaluation des charges et surcharges ensuite une étude de la superstructure et enfin une étude des appuis.

***CHAPITER I : PRESENTATION DU
PROJET***

CHAPITER I : PRESENTATION DU PROJET

I. INTRODUCTION

L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies afin de permettre au concepteur de choisir la conception la mieux adaptée et pour cela on présente dans ce chapitre les données principales de notre ouvrage.

II. SITUATION DE L'OUVRAGE

Le projet de l'échangeur 2 de Remchi fait l'objet d'un aménagement de l'intersection de la RN22 avec la RN35, par un pont comportant cinq travées de 33,4 mètres de chacune.

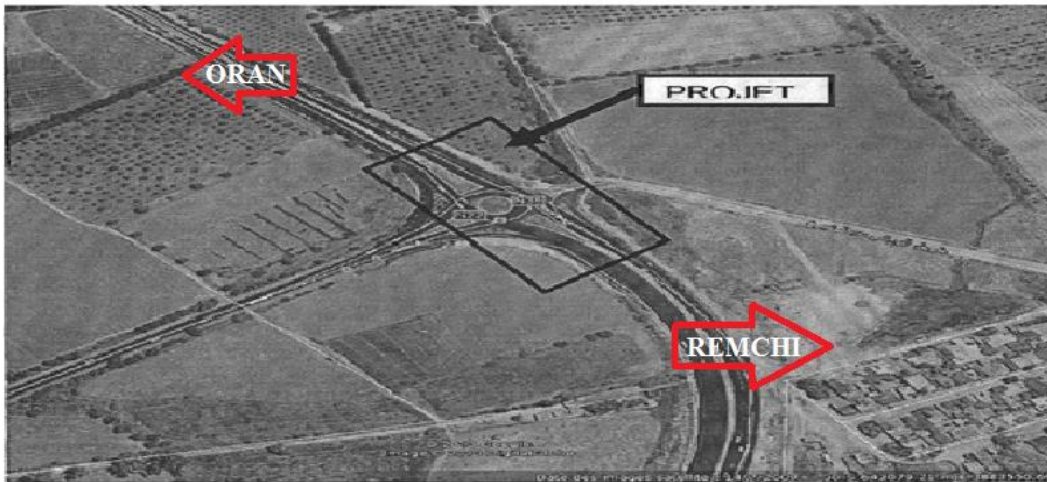


Figure I.1. Localisation de l'ouvrage

III. LES DONNEES DE PROJET

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. Dans chaque cas, le choix du type d'ouvrage dépend des contraintes imposées dont les principales sont de deux sortes :

III.1. Les données naturelles

Les données naturelles qui rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influant directement sur sa conception, on distingue :

III.2. Les données géotechniques

Une bonne connaissance des caractéristiques des terrains est indispensable car ces données conditionnent le choix des fondations des appuis. Dans notre projet la campagne de reconnaissance géotechnique in-situ au droit de futur ouvrage a consisté en la réalisation de :

CHAPITER I : PRESENTATION DU PROJET

- Deux (02) sondages carottés notés SC 1 et SC2 de profondeurs respectives égales à 4,50 ; 18.0 mètres avec prélèvement des échantillons pour la description géologique et l'analyse géotechnique.
- Un sondage pressiométriques noté SP1 de profondeur de 18 mètres avec prélèvement d'échantillons pour la description géologique et l'analyse géotechnique.

Ces sondages sont implantés selon la désignation du représentant de CTTT.

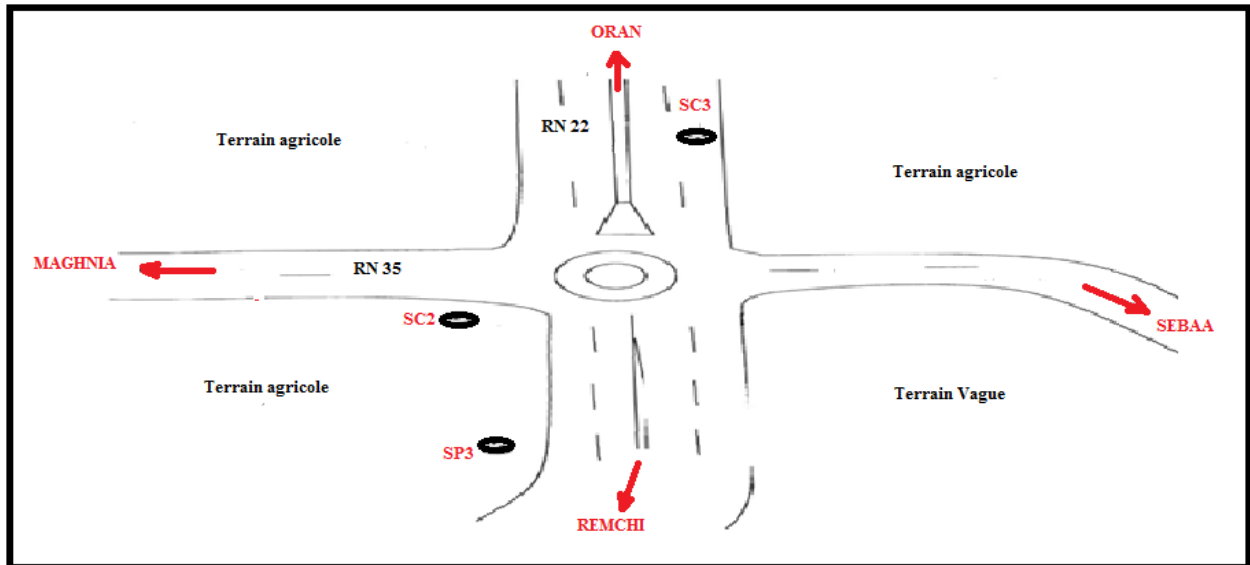


Figure I.2. Implantation des sondages

Tableau I.1. Résultats du sondage pressiométriques

N° sondage pressiométrique	Profondeur	Nature de formation	E (MPa)	PI (MPa)	E/PI
01	4.00	Argile marron	96.3	9.94	9.7
01	5.00	Argile marron	197.7	10.66	18.5
01	8.00	Argile marron	388.2	11.73	33.1
01	10.00	Sable fin	84.8	9.66	8.8

CHAPITER I : PRESENTATION DU PROJET

Les trois (03) sondages réalisés sur site ont mis en évidence les formations géologiques décrites ci-après :

➤ Sondage SC1 :

0.00m à 1.20m : Terre végétale ;

1.20m à 4.50m : Argile marron, pâteuse à mi- raide.

➤ Sondage SC2 :

0.00m à 1.00m : Terre végétale ;

1.00m à 5.40m : Argile marron, pâteuse à mi- raide, sableuse en profondeur ;

5.40m à 12.00m : Sable fin à moyen, jaunâtre avec quelque conglomérat en profondeur ;

12.00m à 18.00m : Galets de différent démentions, noyées dans un sable fin à moyen, jaunâtre.

➤ Sondage SP1 :

0.00m à 1.20m : Terre végétale ;

1.20m à 14.50m : Argile marron à verdâtre, pâteuse à mi- raide, sableuse en profondeur ;

14.50m à 18.00m : Galets de différentes dimensions noyés dans une marne sableuse.

Le terrain prévu pour le projet de l'échangeur 2 de Remchi, appartient à la période géologique du quaternaire continental, et se compose d'une formation géologique originel, représentée par une couche d'argile marron, a épaisseur allant varie entre 4,50 à 13,30 mètres, cette couche est généralement a des caractéristiques géotechnique moyenne qui ne permet pas au sol à servir d'assise aux fondations superficielles ou semi-profondes pour cet ouvrage. Au-delà de cette dernière, se développe un substratum fait d'un sable fin à moyen poursuivi parades galets de différent taille noyés dans une matrice du de marne sableuse, cette formation provient géologiquement des « dépôts alluvionnaires}) dont l'érosion a favorisé la mise en place du relief actuel. Le tous masquées par une couche de terre végétale, d'épaisseur d'environ 1.00 mètre.

III.3. Les données sismiques

Notre ouvrage se situe dans la wilaya Tlemcen, elle est classée par le règlement parasismique Algérien (RPOA 2008) en Zone I (Sismicité faible).

Groupe 2 car le Pont est important.

CHAPITER I : PRESENTATION DU PROJET

Tableau I.2. Accélération de la zone A

Zone \ GROUPE	I	IIa	IIb	III
01	0.15	0.25	0.30	0.40
02	0.12	0.20	0.25	0.30
03	0.10	0.15	0.20	0.25

Les coefficients sismiques horizontal et verticale :

$$k_h = A = 0.12$$

$$k_v = 0.3 \times A = 0.036$$

III.4. Les données climatiques

En vertu de la situation géographique de wilaya sur la côte méditerranéenne on adopte la variation de température uniforme conformément au RCPR :

En Algérie du Nord +35°C et -15°C

III.5. Les données topographiques

La topographie peut parfois fortement conditionner l'implantation des appuis dont découle également le choix de la structure du tablier. Notre site de construction présente un terrain plat et accessible.

III.6. Les données fonctionnelles

Les données fonctionnelles constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer ses fonctions de franchissement on cite :

IV. TRACE EN PLAN

Le trace en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie porté dessiné sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristique.

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale voisine de 167 m.

CHAPITER I : PRESENTATION DU PROJET

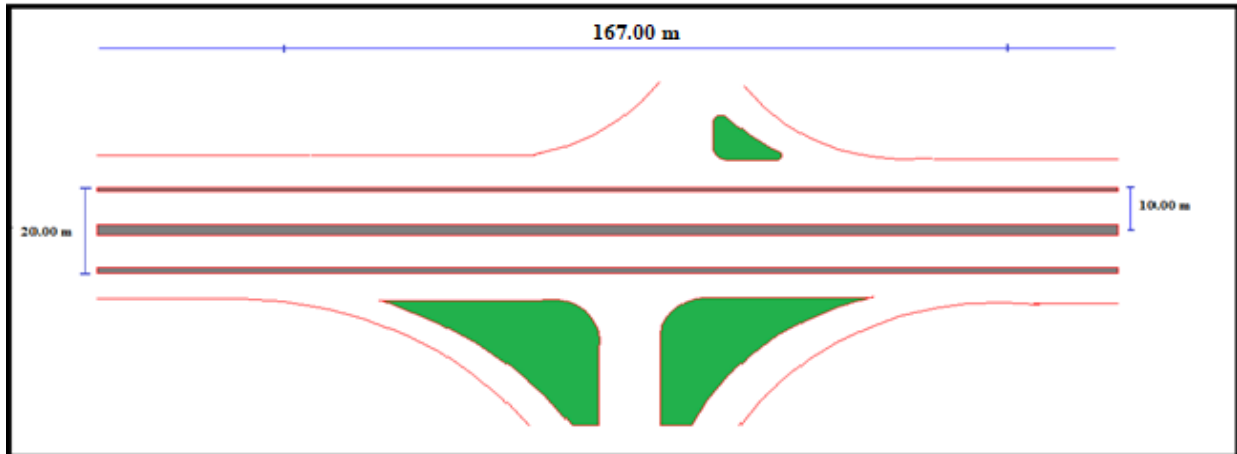


Figure I.3. Vue en plan

V. PROFIL EN LONG

Le profile en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètre liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles.

Le pont traverse un giratoire avec une longueur 167 m.

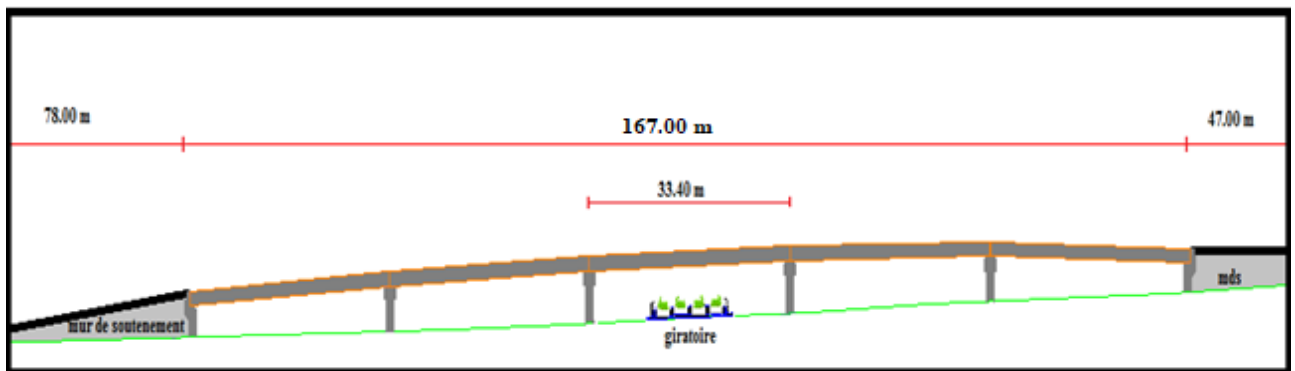


Figure I.4. Profil en long

VI. PROFIL EN TRAVERS

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable $L_r = 7.60$ m.
- Nombre de voies de circulations = 2 voies. (3.30 m chacune)
- Le dévers : 2.5 % en toit.
- Largeur des trottoirs : $l = 1,20$ m chacun.
- Largeur utile : $L_u = 10.00$ m.

CHAPITER I : PRESENTATION DU PROJET

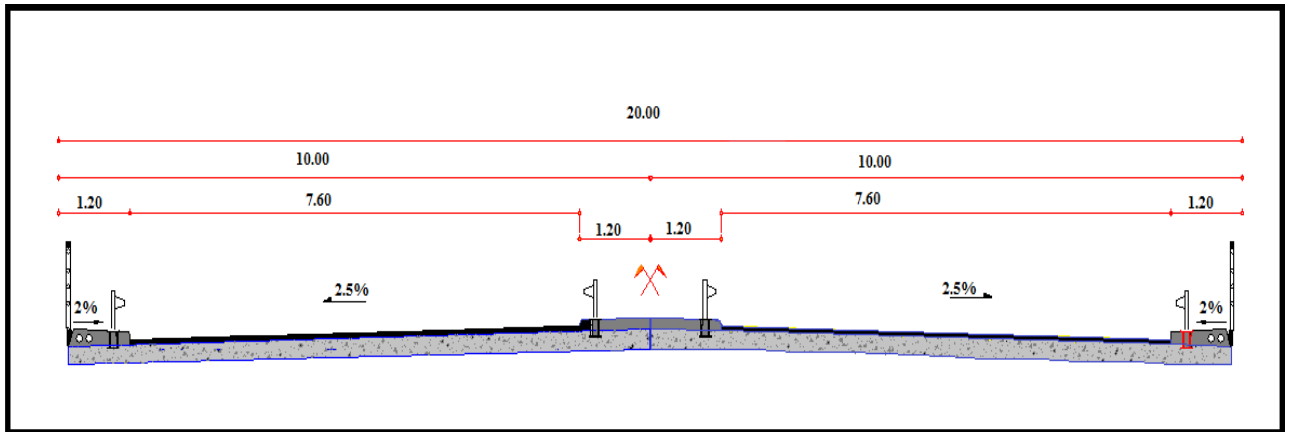


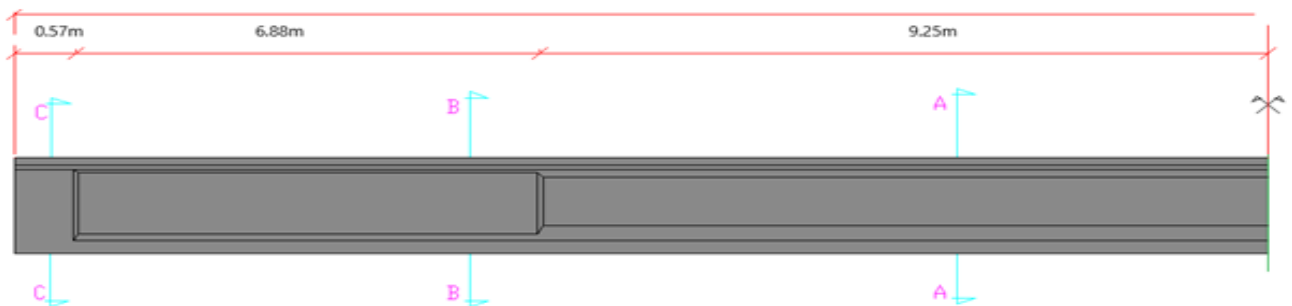
Figure 1.5. Profil en travers

VII. Description de notre pont

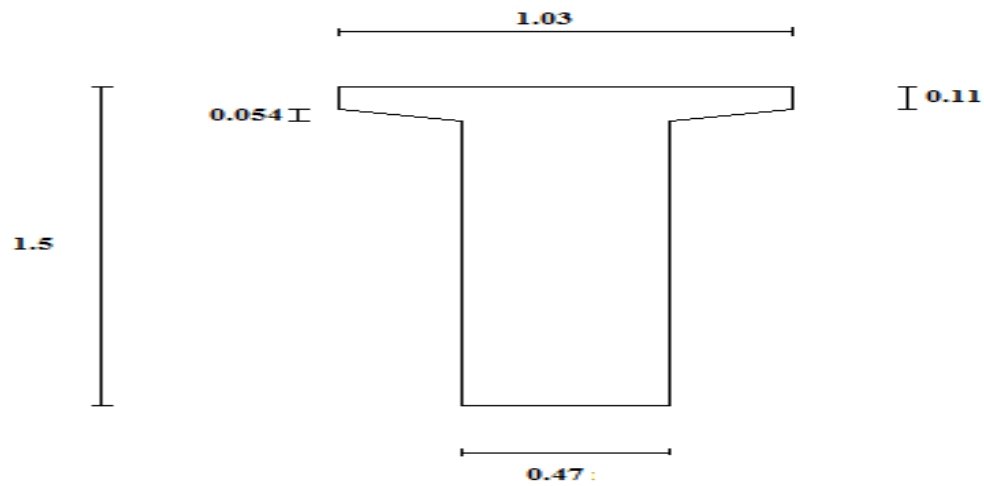
Pont isostatique à Cinque travées de 32.4m de longueur en béton précontraint

Le pré dimensionnement est fait selon le document « SETRA »

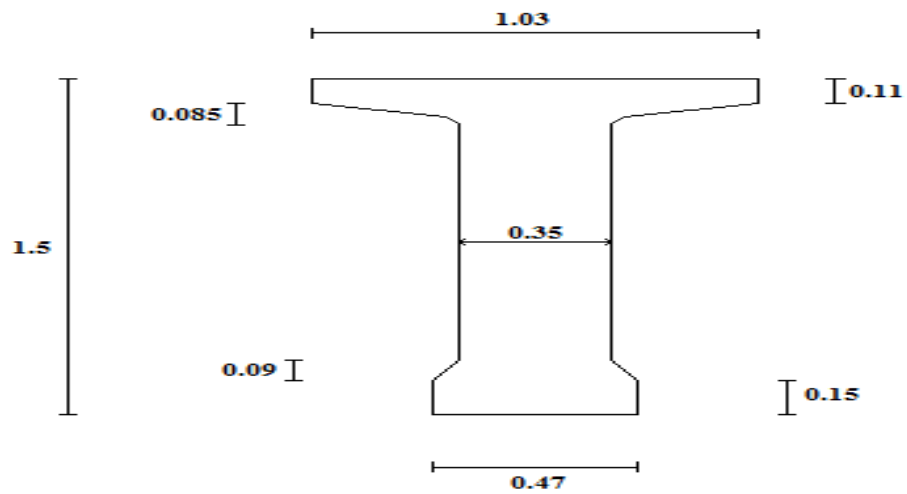
Nombre de poutre	➤ 6 m
Hauteur de la poutre	➤ 1.5 m
Hauteur de l'hourdis	➤ 0.25 m
Entraxe des poutres	➤ 1.6 m
Largeur de la table de compression	➤ 1.03 m
Epaisseur de la table	➤ 0.11 m
Epaisseur de l'âme	➤ 0.47 m (about) ➤ 0.35 m (intermédiaire) ➤ 0.21 m (mi- travée)
Talon	➤ 0.47 m largeur ➤ 0.15 m épaisseur
Gousset du talon	➤ En travée : $\alpha_3 = 57^\circ$, $e = 20\text{cm}$ ➤ A l'appui il : $\alpha_3 = 56^\circ$, $e = 9\text{ cm}$
Gousset de la table de compression	➤ En travée : $\alpha_1 = 12^\circ$ $e_1 = 6\text{cm}$, $\alpha_2 = 45^\circ$ $e_2 = 10\text{cm}$ ➤ A l'appui : $\alpha_1 = 12^\circ$ $e_1 = 6\text{cm}$, $\alpha_2 = 45^\circ$ $e_2 = 3\text{cm}$



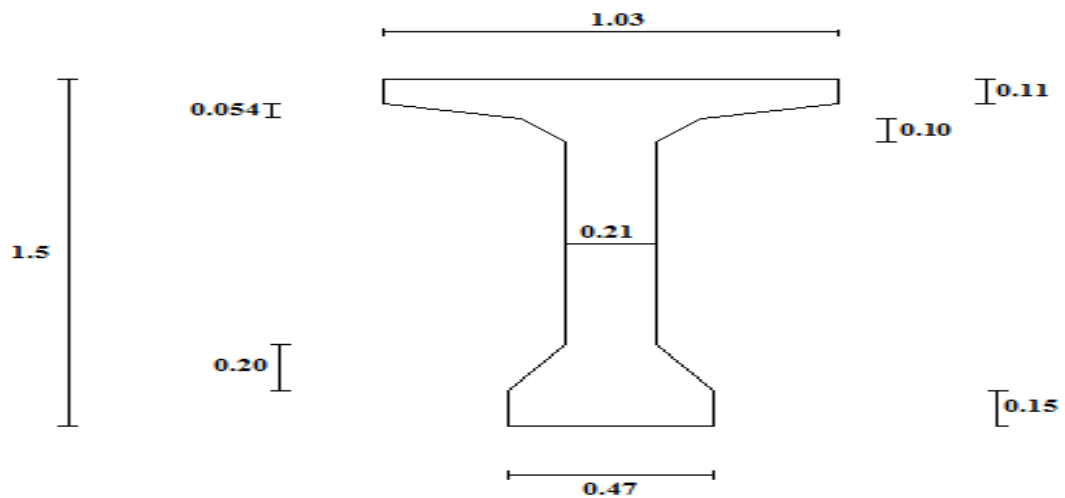
CHAPITER I : PRESENTATION DU PROJET



about (coupe C-C)



intermédiaire (coupe B-B)



mi-travée (coupe A-A)

CHAPITER I : PRESENTATION DU PROJET

VIII. MATERIAU UTILISE

VIII.1. Super Structure

VIII.1.1. Béton

- Résistance caractéristique à la compression à 28 jours :..... $f_{c28} = 35\text{Mpa}$;
- Résistance à la traction à 28 jours:..... $f_{t28} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,7\text{Mpa}$;
- Module de déformation longitudinale élastique instantané :.....
 $E_{i28} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 35000\text{Mpa}$;
- Masse volumique du béton armé :..... $\rho = 25\text{KN/m}^3$;
- Contrainte limite admissible du béton à l'ELS : $\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 21\text{Mpa}$;

VIII.1.2. Acier passif

Les aciers sont de type haute adhérence FeE400 dont les caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale de l'acier..... $E_s = 200000\text{Mpa}$;
- Contrainte limite admissible de l'acier à l'ELU:..... $\sigma_s = f_e/\gamma_s$;

Situation durable ou transitoire :..... $\gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348\text{Mpa}$;

Situation accidentelle :..... $\gamma_s = 1,00 \rightarrow \sigma_s = 400\text{Mpa}$;

- Contrainte limite admissible de l'acier à l'ELS : $\sigma_s = 400\text{Mpa}$: Pour une fissuration préjudiciable. $\sigma_s = \min \left[\left(\frac{2f_e}{3} \right); (110 \cdot \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right] = 207,31\text{Mpa}$;

VIII.1.3. Acier Actif

- Section des câbles $A_p = 1668 \text{ mm}^2$;
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1800 \text{ Mpa}$;
- Contrainte élastique garantie : $f_{peg} = 1600 \text{ Mpa}$;
- Diamètre de la gaine : 80 mm ;

VIII.2. Infrastructure et Fondation

VIII.2.1. Béton

- Résistance caractéristique à la compression à 28 jours :..... $f_{c28} = 27,00 \text{ Mpa}$;
- Résistance à la traction à 28 jours:..... $f_{t28} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,22 \text{ Mpa}$;
- Module de déformation longitudinale élastique instantané :..... $E_{i28} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 33000 \text{ Mpa}$;
- Masse volumique du béton armé :..... $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$;
- Contrainte limite admissible du béton à l'ELS : ... $\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 16,20 \text{ Mpa}$;
- Contrainte limite de cisaillement : pour les fissurations préjudiciables :

CHAPITER I : PRESENTATION DU PROJET

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) \Rightarrow \tau_u = 2,70 Mpa.$$

VIII.2.2. Acier

Les aciers sont de type haute adhérence FeE400 dont les caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale de l'acier $E_s = 200000Mpa$;
- Contrainte limite admissible de l'acier à l'ELU..... $\sigma_s = f_e/\gamma_s$;
- Situation durable $\gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348Mpa$;
- Situation accidentelle $\gamma_s = 1,00 \rightarrow \sigma_s = 400Mpa$;
- Contrainte limite admissible de l'acier à l'ELS :

$$\sigma_s = \min\left[\left(\frac{2f_e}{3}\right); (110 \cdot \sqrt{n \cdot f_{t28}})\right] = 207,31Mpa : \text{Fissurations préjudiciables}$$

IX. CONCLUSION

Après avoir rassemblé toutes les données nécessaires on peut passer à l'étape suivante l'étape de conception. Où on peut définir des solutions compatibles avec les contraintes du projet.

***CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES
ET EVALUATION DES EFFORTS***

CHAPITRE II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

I. INTRODUCTION

Ce chapitre traitera le calcul des charges et surcharges sur le tablier conformément aux documents techniques règlementaire algérien RCPR suivi par une étude de répartition transversale par la méthode GUYON MASSONET BARES

II. EVALUATION DES SOLLICITATIONS

II.1. Classification du pont :

- Largeur totale : $l_T = 10.00 \text{ m}$;
- Largeur roulable : $l_r = 7.60 \text{ m}$;
- Largeur chargeable : $l_c = l_r - 2(0.5) = 6.60 \text{ m}$;
- Nombre de voies : $N_v = (l_c / 3) = 2 \text{ voies}$;
- Largeur d'une voie : $l_v = l_c / N_v = 3.30 \text{ m}$;
- Classe du pont : pont de 1^{ère} classe ;
- Nombre de poutre : 06 poutres ;
- Longueur de poutre : 33.40 m.

II.2. Définition des charges

II.2.1. La charge permanente (CP)

Les charges permanentes comprennent le poids propre du tablier et ces équipements, le calcul se fait par évaluation de volume.

- Les poutres : sachant que le tablier comporte 6 poutres symétriques à section variable :

$$P_{\text{poutres}} = (\rho_{\text{béton}} \times V \times S) \times 6$$

$$P_{\text{poutres}} = 286.570 \text{ T}$$

- La dalle : la dalle a une épaisseur constante $e=25 \text{ cm}$

$$P_{\text{dalle}} = \rho_{\text{béton}} \times e \times L \times l$$

$$P_{\text{dalle}} = 205.00 \text{ T}$$

Compléments de la charge permanente

- Le revêtement : $P_{\text{rev}} = 39.1 \text{ T}$
- Les Garde-corps : $P_{\text{g-c}} = 6.680 \text{ T}$
- Les Glissières : $P_{\text{gl}} = 13.360 \text{ T}$
- Les corniches : $P_{\text{cor}} = 10.187 \text{ T}$
- Les Trottoirs : $P_{\text{tro}} = 30.193 \text{ T}$
- Coffrage perdu : $P_{\text{cp}} = 44.756 \text{ T}$
- Poids de l'entretoise : $P_{\text{ent}} = 00,00 \text{ T}$

$$\text{Poids total du tablier} \quad P_{\text{tab}} = 635.85 \text{ T}$$

Charge permanente du tablier

$$G_{\text{tab}} = P_{\text{tab}} / L_{\text{tab}} = 19.04 \text{ T/ml}$$

CHAPITRE II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

L'effort tranchant

$$T_{\max} = \frac{g \times L}{2} = \frac{19.04 \times 32.4}{2} = 308.448 \text{ T}$$

Le moment de flexion

$$M_{\max} = \frac{g \times L^2}{8} = \frac{19.04 \times 32.4^2}{8} = 2498.4288 \text{ T.m}$$

II.2.2. Charges dues au trafic

Les surcharges pris en compte dans l'étude de la flexion général e du tablier sont :

- Deux systèmes de charges civiles A1 et Bc, Bt
- Les surcharges sur trottoirs St
- Un système de charge militaire Mc120
- D240

II.2.2.1. Système de charge A(l) :

La charge A(l), se compose d'une charge uniformément répartie exprimée en KN par mètre carré et donnée en fonction de la longueur chargée L :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L + 12} \Rightarrow A(L) = 10.229 \text{ kN} / \text{m}^2; \quad \text{Avec } L = 33.4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A1(L) = \max \left\{ \begin{array}{l} a1 A(L) \\ 4 - 0.002L \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 10.229 \\ 3.94 \end{array} \right. = 10.229 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Avec $a1 = 1$ pour une et deux voies chargés (RCPR tableaux 4.1)

$$\Rightarrow A2(L) = a2 A1(L) = 1.06 \times 10.229 = 10.84 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Avec } a2 = \frac{v0}{v} = 1.06 = \left\{ \begin{array}{l} v0 = 3.50 \text{ m (RCPR Tableaux 4.2)} \\ v = 3.30 \text{ m } \textit{largeur d'une voie} \end{array} \right.$$

- Une voie chargée : $A(L) = 10.84 \times 3.30 = 35.77 \text{ KN} / \text{m}$
- Deux voies chargées : $A(L) = 10.84 \times 6.60 = 71.54 \text{ KN} / \text{m}$

L'effort tranchant

- Une voie chargée $T_{\max} = \frac{A(L) \times L}{2} = \frac{35.77 \times 32.4}{2} = 57.947 \text{ T}$
- Deux voies chargées $T_{\max} = \frac{A(L) \times L}{2} = \frac{71.54 \times 32.4}{2} = 115.9 \text{ T}$

Le moment de flexion

CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

- Une voie chargée $M_{\max} = \frac{A(L) \times L^2}{8} = \frac{35.77 \times 32.4^2}{8} = 469.374 \text{ T.m}$
- Deux voies chargées $M_{\max} = \frac{A(L) \times L^2}{8} = \frac{71.54 \times 32.4^2}{8} = 938.748 \text{ T.m}$

II.2.2.2. Système Bc :

Un camion de type Bc comporte trois essieux de 300 kN comme charge totale. La disposition sur la chaussée est donnée de façon d'avoir l'effet le plus défavorable.

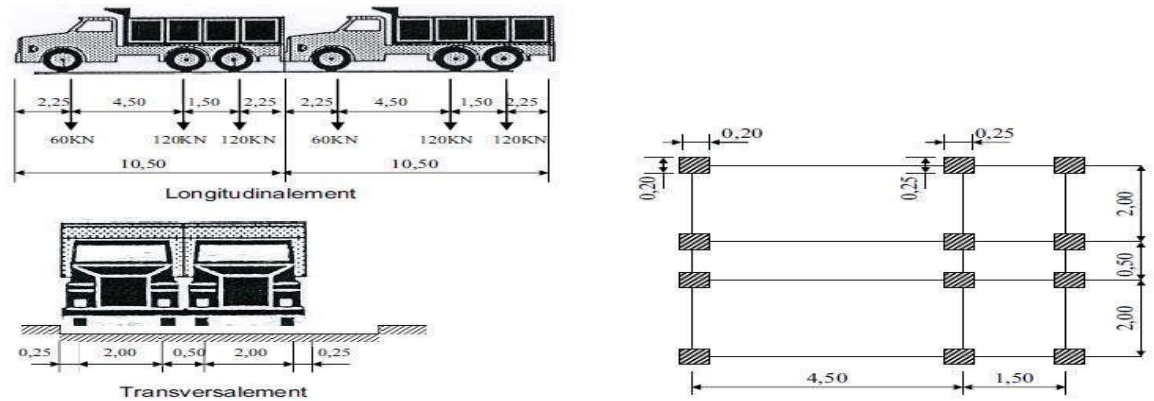


Figure II.6. Système Bc (RCPR 2008)

Coefficient de majoration dynamique

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

- Une voie chargée $\delta_{1bc} = 1.07$ avec
 - $bc = 1.2$ (tableau 4.3 RCPR)
 - $S = bc \times 2wc = 1.2 \times 2(60 + 120 + 120) = 720 \text{ KN}$
 - $G = 6358.48 \text{ KN}$
- Deux voies chargées $\delta_{2bc} = 1.08$ avec
 - $bc = 1.1$ (tableau 4.3 RCPR)
 - $S = bc \times 4wc = 1.1 \times 4(60 + 120 + 120) = 1320 \text{ KN}$
 - $G = 6358.48 \text{ KN}$

L'effort tranchant

CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

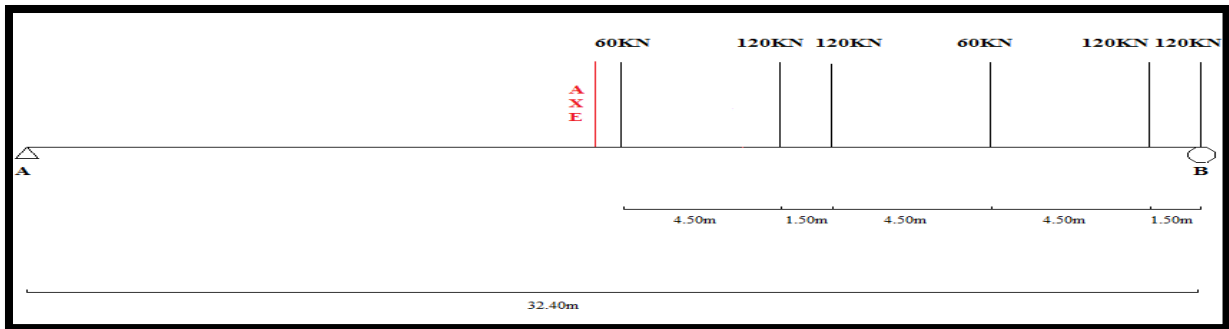


Figure II.7.L'effort tranchant

$$\sum M/B=0 ; \text{ donc on a : } RA \times 32.4 = 120 \times (1.5 + 10.5 + 12) + 60 \times (6 + 16.5)$$

$$\text{Donc } RA = 13.056 \text{ T} \quad RB = 34.944 \text{ T}$$

- Une voie chargée $T_{\max} = T_0 \times bc \times \delta 1bc = 349.44 \times 1.07 \times 1.20 = 44.868 \text{ T}$
- Deux voies chargée $T_{\max} = 2T_0 \times bc \times \delta 2bc = 2 \times 349.44 \times 1.08 \times 1.10 = 83.027 \text{ T}$

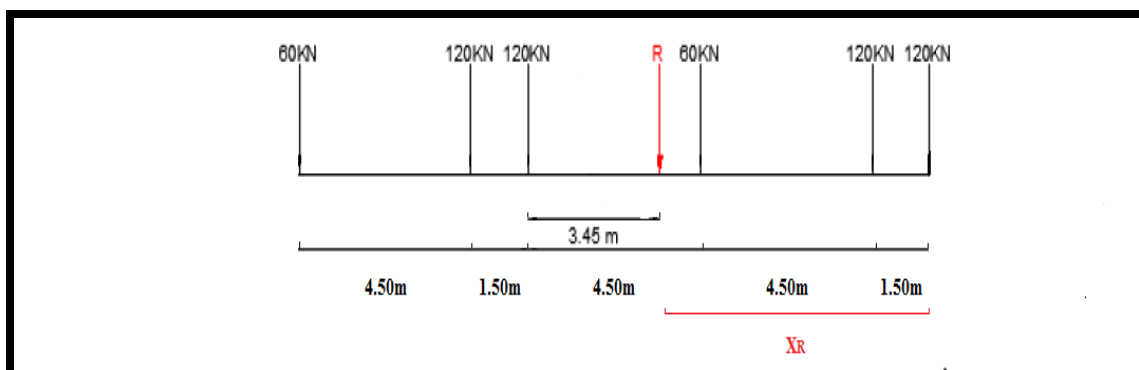
Le moment de flexion

La localisation du moment fléchissant maximum est déterminée en utilisons le théorème de barré : Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre.

D'abord on détermine la position de la résultante par rapport au point B :

$$XR = \frac{\sum Pi Xi}{\sum Pi} = \frac{(120 \times 1.5) + (60 \times 6) + (120 \times 10.5) + (120 \times 12) + (60 \times 16.5)}{600} = 7.05 \text{ m}$$

$$\text{Distance entre l'essieu et la résultante } d = 4.5 + 4.5 + 1.5 - 7.05 = 3.45 \text{ m}$$



$$\sum M/A=0$$

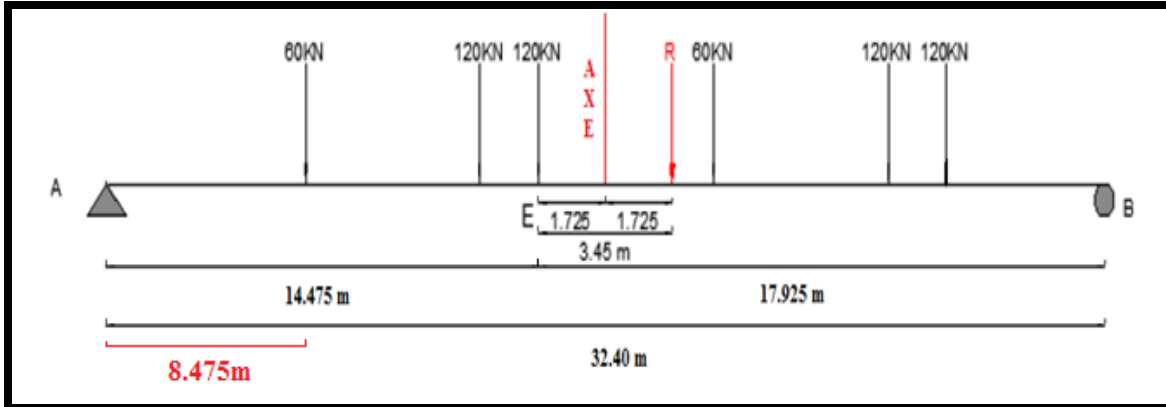
$$\text{Donc } RB \times 32.4 = 120 \times (24.975 + 23.475 + 14.475 + 12.975) + 60 \times (18.975 + 8.475)$$

$$RB = 33.194 \text{ T} \quad RA = 600 - RB = 26.806 \text{ T}$$

CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

$$M_{\max} = M_E = R_A \times 14.475 - 60 \times 6 - 120 \times 1.5$$

$$M_{\max} = 334.017 \text{ T.m}$$



- Une voie chargée $M1_{bc} = M_{\max} \times bc \times \delta1_{bc} = 3340.17 \times 1.20 \times 1.07 = 428.878 \text{ T.m}$
- Deux voies chargées $M2_{bc} = 2M_{\max} \times bc \times \delta2_{bc} = 2 \times 3340.17 \times 1.10 \times 1.08 = 793.624 \text{ T.m}$

II.2.2.3. Système Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques voir Figure

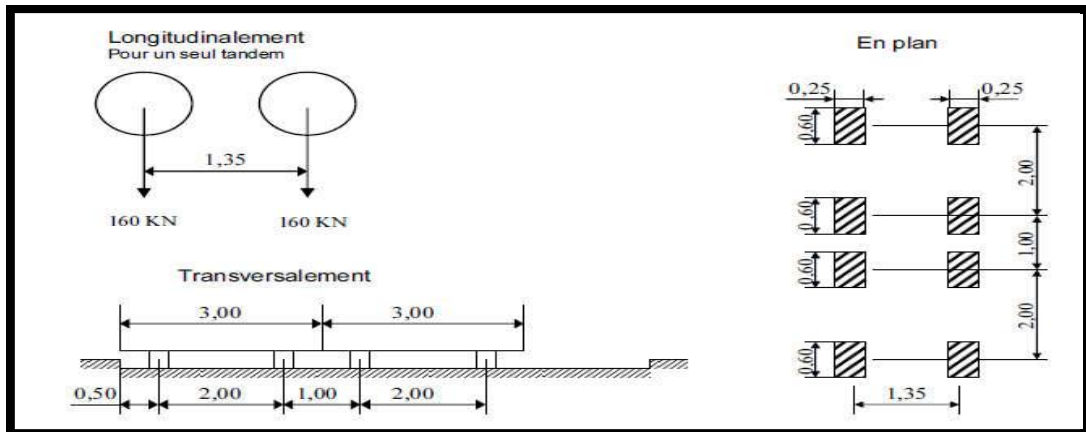


Figure II.8. Système Bt (RCPR 2008)

Coefficient de majoration dynamique

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

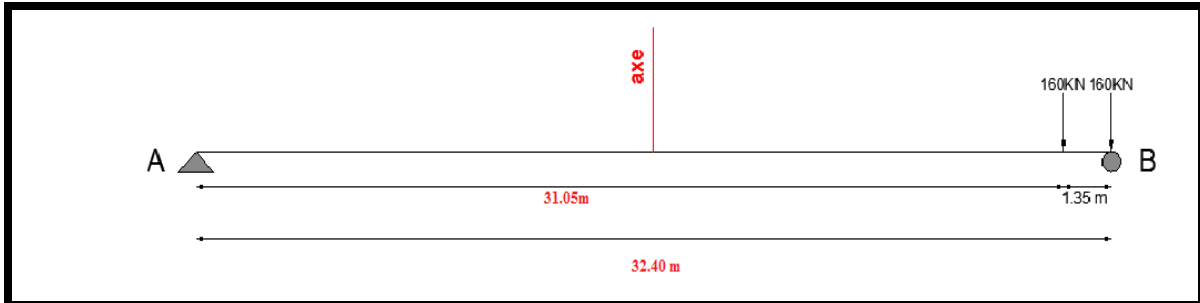
- Un tandem $\delta1_{bt} = 1.07$ avec $\left\{ \begin{array}{l} bc = 1.2 \text{ (tableau 4.4 RCPR)} \\ S = bc \times 2wc = 1.2 \times 2(60 + 120 + 120) = 720 \\ G = 6358.48 \text{ KN} \end{array} \right.$

CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

- Deux tandems $\delta 2bc = 1.08$ avec

$$\left\{ \begin{array}{l} bc = 1.2 \text{ (tableau 4.4 RCPR)} \\ S = bc \times 4wc = 1.1 \times 4(60 + 120 + 120) = 1320 \text{ KN} \\ G = 6358.48 \text{ KN} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant



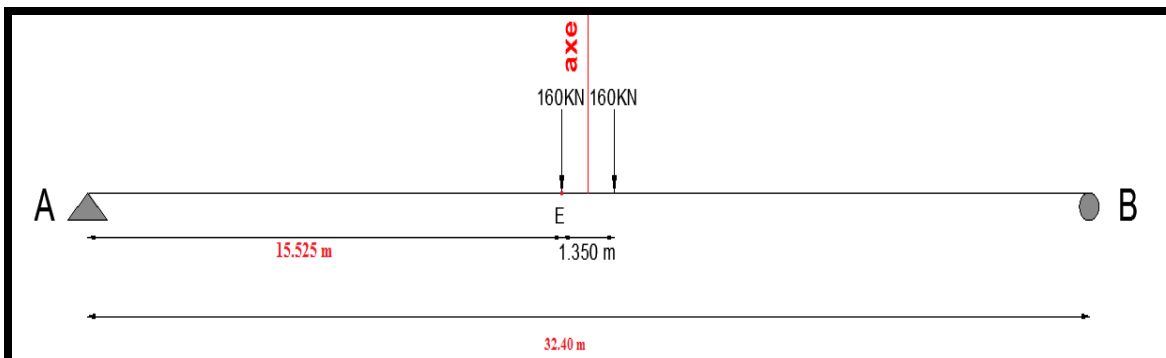
$$\sum M/B=0 ; \text{ donc } RA \times 32.40 = 160 \times 1.35$$

$$RA = 0.667 \text{ T}$$

$$RB = 32 - RA = 31.333 \text{ T}$$

- Un tandem $T_{\max} = TB \times bt \times \delta 1bt = 313.33 \times 1.07 \times 1.20 = 40.232 \text{ T}$
- Deux tandems $T_{\max} = 2TB \times bt \times \delta 1bt = 2 \times 313.33 \times 1.08 \times 1.20 = 81.215 \text{ T}$

Le moment de flexion



$$RA = RB = 16 \text{ T}$$

$$M_{\max} = ME = RA \times 15.525$$

$$M_{\max} = 248.4 \text{ T.m}$$

- Un tandem $M1_{bt} = M_{\max} \times bt \times \delta 1bt = 248.4 \times 1.20 \times 1.07 = 318.946 \text{ T.m}$
- Deux tandems $M2_{bt} = 2M_{\max} \times bt \times \delta 2bt = 2 \times 248.4 \times 1.20 \times 1.08 = 643.853 \text{ T.m}$

II.2.2.4. Système Mc120

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles avec 1100 KN comme charge totale. Dans notre cas on dispose qu'un seul véhicule longitudinalement.

CHAPITRE II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

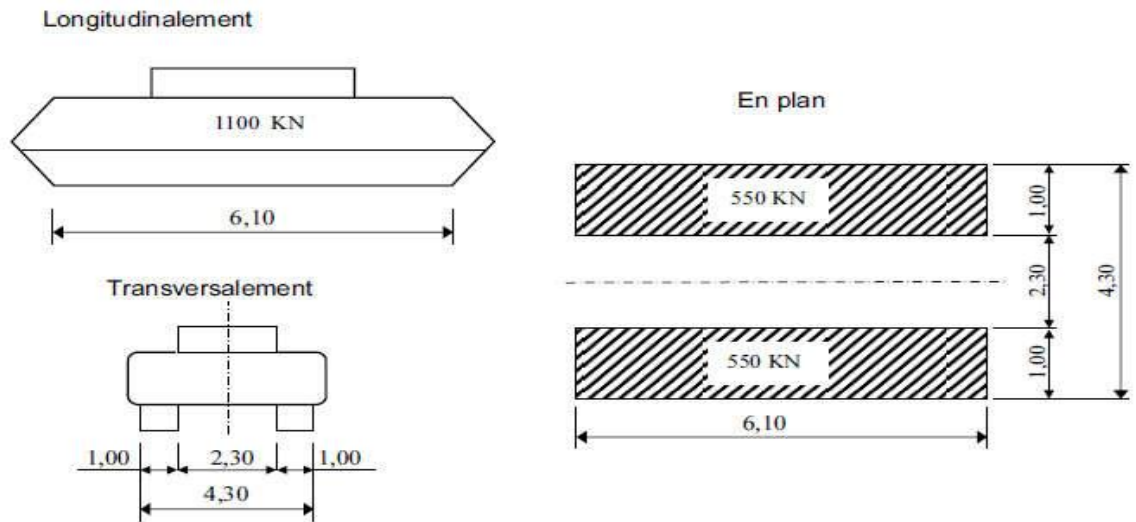


Figure II.9. Système Mc120 (RCPR 2008)

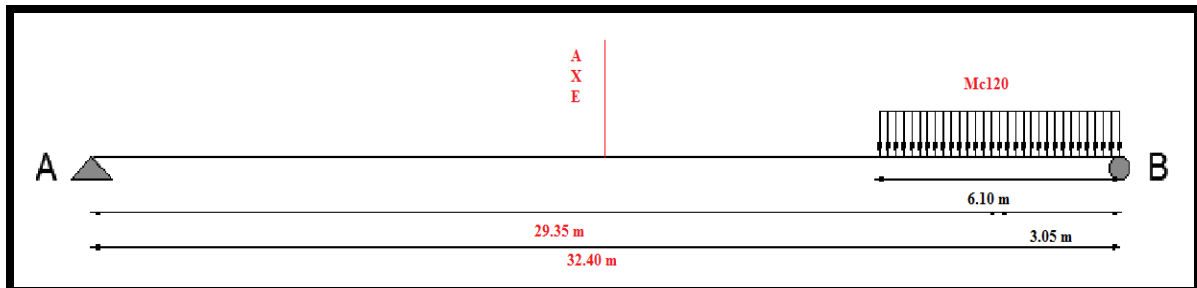
$$Q_{Mc120} = \frac{110}{6.1} = 18.032 \text{ T/m}$$

Coefficient de majoration dynamique

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

$$\delta_{Mc120} = 1.07 \text{ avec } \begin{cases} S = 1100 \text{ KN} \\ G = 6358.48 \text{ KN} \end{cases}$$

L'effort tranchant



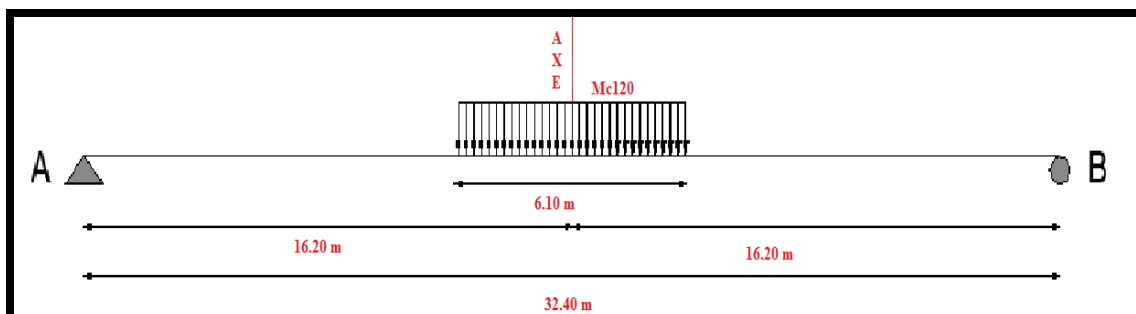
$$\sum M/A = 0 ; \text{ donc } R_B \times 32.40 = 110 \times 29.35$$

$$R_B = 99.645 \text{ T}$$

$$R_A = 110 - R_B = 10.355 \text{ T}$$

$$T_{\max} = R_B \times \delta_{Mc120} = 99.645 \times 1.07 = 106.62 \text{ T}$$

Le moment de flexion



CHAPITRE II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

$$R_A = R_B = \frac{1100}{2} = 55 \text{ T}$$

$$M_{\max} = ML/2 = R_A \times 16.2 - \frac{QM_{c120} \times 3.05^2}{2} \quad M_{\max} = 807.129 \text{ T.m}$$

$$M(M_{c120}) = M_{\max} \times \delta M_{c120} = 807.129 \times 1.07 = 863.628 \text{ T.m}$$

II.2.2.5. Système D240 :

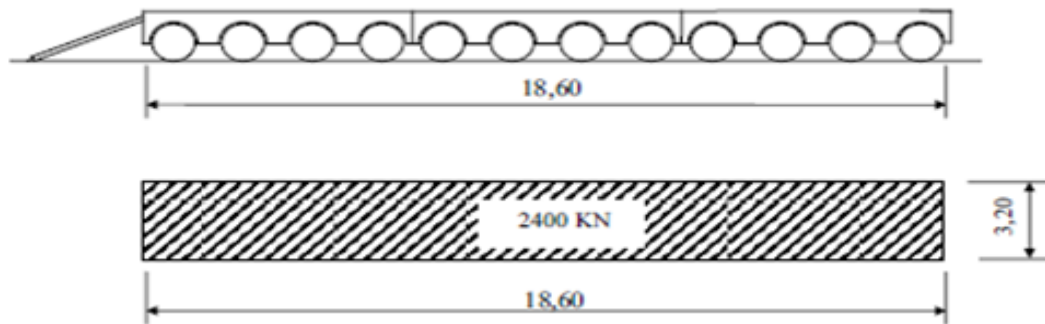
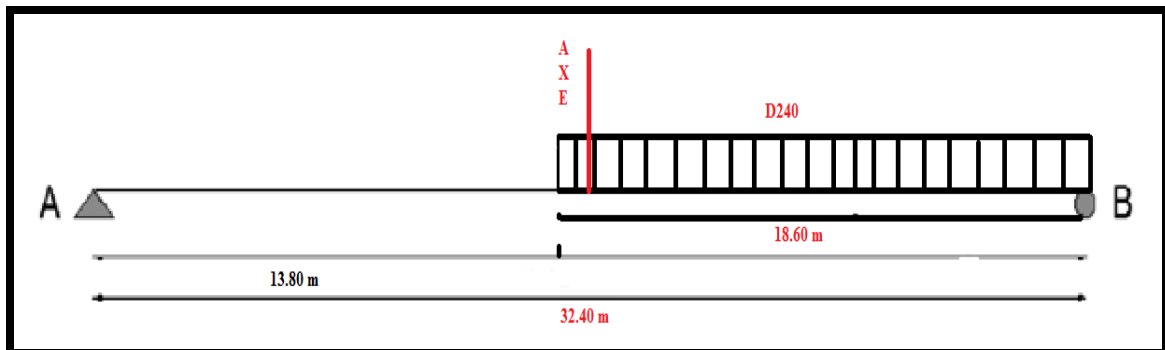


Figure II.10. Système D240 (RCPR 2008)

$$Q_{D240} = \frac{2400}{18.6} = 129 \text{ KN/m}$$

L'effort tranchant



$$\sum M/A = 0 ; \text{ donc } R_B \times 32.40 = 240 \times 23.10$$

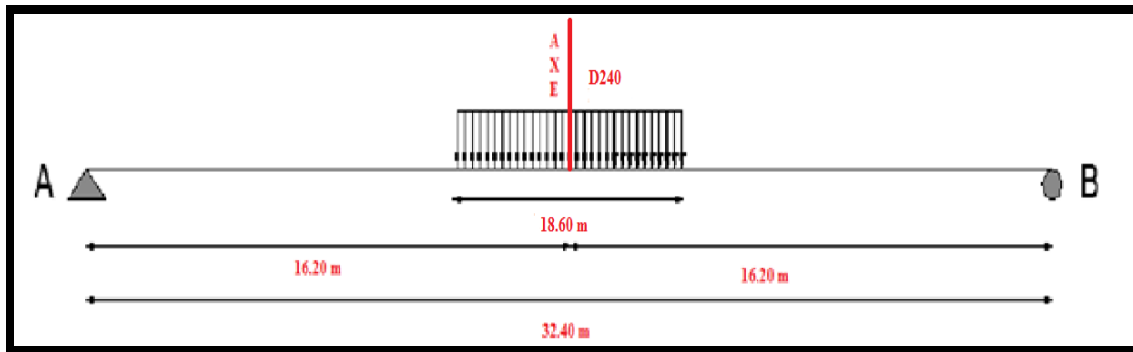
$$R_B = 171.11 \text{ T}$$

$$R_A = 240 - R_B = 68.89 \text{ T}$$

$$T_{\max} = 171.11 \text{ T}$$

Le moment de flexion

CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS



$$R_A = R_B = \frac{2400}{2} = 120 \text{ T}$$

$$M_{\max} = ML/2 = RA \times 16.2 - \frac{QD240 \times 9.30^2}{2} \quad M_{\max} = 1944 \text{ T.m}$$

II.2.3. Surcharge sur trottoirs (St) :

La surcharge sur trottoirs est définie par le RCPR comme une charge uniforme de 1,50 KN/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé.

$$q_1T = 1.5 \times 1.2 = 0.18 \text{ T/m}$$

$$q_2T = 2 q_1T$$

L'effort tranchant

- Un trottoir chargé $T_{1\max} = q_1T \times \frac{L}{2} = 1.80 \times \frac{32.4}{2} = 2.916 \text{ T}$
- Deux trottoirs chargés $T_{2\max} = q_2T \times \frac{L}{2} = 2 \times 1.80 \times \frac{32.4}{2} = 5.832 \text{ T}$

Le moment de flexion

- Un trottoir chargé $M_{1\max} = q_1T \times \frac{L^2}{8} = 1.80 \times \frac{32.4^2}{8} = 23.6196 \text{ T.m}$
- Deux trottoirs chargés $M_{2\max} = q_2T \times \frac{L^2}{8} = 2 \times 1.80 \times \frac{32.4^2}{8} = 47.2392 \text{ T.m}$

Récapitulatif des sollicitations

Tableau II.3. Récapitulatif des sollicitations

Cas de charge	Effort	St	Al	Bc	Bt	Mc120	D240
Une voie chargée	M max (T.m)	5.832	469.374	428.878	318.946		
	T max (T)	2.916	57.947	44.868	40.232		
Deux voies chargées	M max (T.m)	47.2392	938.748	793.624	643.853	863.628	1944
	T max (T)	23.6196	115.9	83.027	81.215	106.62	171.11

CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

III.REPARTITION TRANSVERSALE (GUYON MASSONNET)

Pour la répartition transversale des charges on utilise la méthode de Guyon Massonnet qui est une méthode pratique de calcul des dalles ou de réseaux de poutres largement appliquées au calcul des tabliers de ponts.

Cette méthode consiste à transformer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutres en une dalle orthotrope d'épaisseur constante. Ensuite de déterminer le coefficient de répartition transversale $K\alpha$ dépend essentiellement du paramètre de torsion α , et d'entretoisement θ . Pour chaque effort, on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charges et on retient la poutre qui donne les plus grandes valeurs du coefficient.

Largeur active :

$$2 \times b = n \times b_0$$

- Entraxe des poutres $b_0 = 1.60 \text{ m}$
- $n = 6$ poutres
- Largeur active $2b = 9.6 \text{ m}$

Étant donné que le tablier est symétrique transversalement nous étudierons la moitié de la dalle fictive soit une largeur $b=4.8 \text{ m}$, comportant 3 poutres. Les positions des poutres seront alors calculées à partir de l'axe de symétrie du pont.

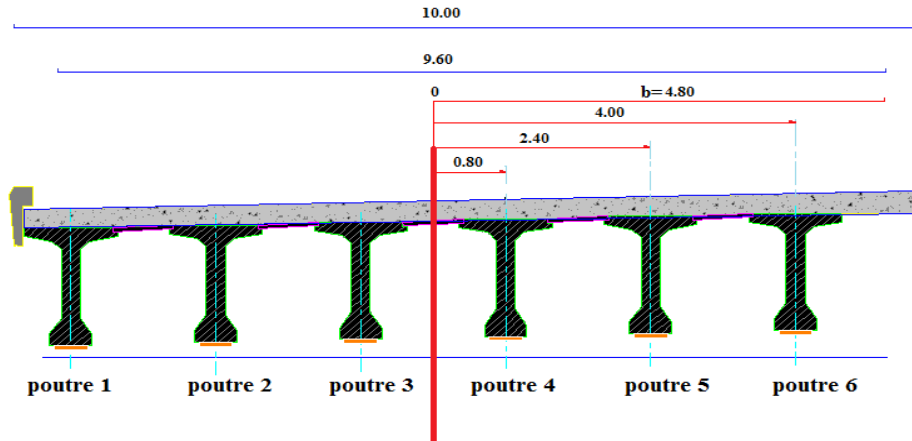


Figure II.11.: positions actives des poutres

Postions actives des poutres

La position active des poutres $P_i = \frac{b_0 i}{4.80} \times b$

Tableau II.4. Positions actives des poutres

N° poutre	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6
Position réelle	0.80	2.40	4.00
Position active	0.166 b	0.5 b	0.833 b

CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

Remarque : il n'y a pas d'entretoises intermédiaires, l'entretoisement est assuré par la dalle soit une largeur de 1m associée à la poutre.

III.1. Paramètre d'entretoisement

Il détermine la souplesse de l'entretoisement. Plus il est grand, plus souple est l'entretoisement.

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}}$$

L : la portée = 32.4 m. b : la largeur utile = 4.80 m

b₀ : espacement des poutres = 160 cm.

E : module de déformation longitudinal du béton (module de Young).

I_p : moment d'inertie de la poutre = I₀ + $\frac{8(lm-l_0)}{3\pi}$

I₀ : moment d'inertie de la section d'about = 0.1640 m⁴

I_m : moment d'inertie de la section médiane = 0.1494 m⁴

$$\text{Donc } I_p = 15160713.5 \text{ cm}^4$$

Moment d'inertie de la dalle : I_D = $bh^3/12 = \frac{100}{12} \times 25^3 = 130208.333 \text{ cm}^4$

- La rigidité flexionnelle de la poutre $\rho_p = \frac{E I_p}{b_0} = \frac{E \times 15160713.5}{160} = 94754.45938E$
- La rigidité flexionnelle de la dalle $\rho_E = \rho_D = \frac{E I_D}{1m} = \frac{E \times 130208.333}{100} = 1302.08333E$

- Paramètre d'entretoisement $\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}} = \frac{4.80}{32.4} \times \sqrt[4]{\frac{94754.45938E}{1302.08333E}} = 0.49$

$$\theta = 0.49$$

Remarque

Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement θ et qui vérifier la condition suivante :

- Si $\theta < 0,3$ La méthode de J. Courbon.
- Si $\theta > 0,3$ La méthode de Guyon-Massonnet.

III.2. Paramètre de torsion

Il caractérise l'effet de la torsion dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma p + \gamma E}{2 \times \sqrt{\rho p \cdot \rho E}}$$

- $\gamma p = \frac{C_p}{b_0}$ La rigidité torsionnelle des poutres

C_p : rigidité torsionnelle de la poutre $C_p = \frac{G}{3} \times [\sum b_i h_i^3 + (b_0 \times h_0^3 / 2)]$

CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

G : module de déformation transversale du béton $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E}{2.4}$

ν : Coefficient de poisson du béton non fissuré et pris égal à 0.20.

En cas de fissuration, il est près égal à zéro. (BPEL 91 révisé 99).

h_0 : épaisseur de la dalle = 25 cm.

b_0 : espacement des poutres = 160 cm.

b_i et h_i : les dimension des éléments de la section équivalent telle que : $b_i < h_i$

- $\gamma_E = \gamma_D = \frac{2GI_D}{1m}$ La rigidité torsionnelle de la dalle

C_D : rigidité torsionnelle de la dalle $C_D = 2GI_D$

I_D : Moment d'inertie de la dalle par unité de longueur.

$$C_p = \frac{E}{7.2} [(47 \times 30^3 + 88 \times 21^3 + 103 \times 18^3) + 160 \times 25^3 / 2] = 463051.11E$$

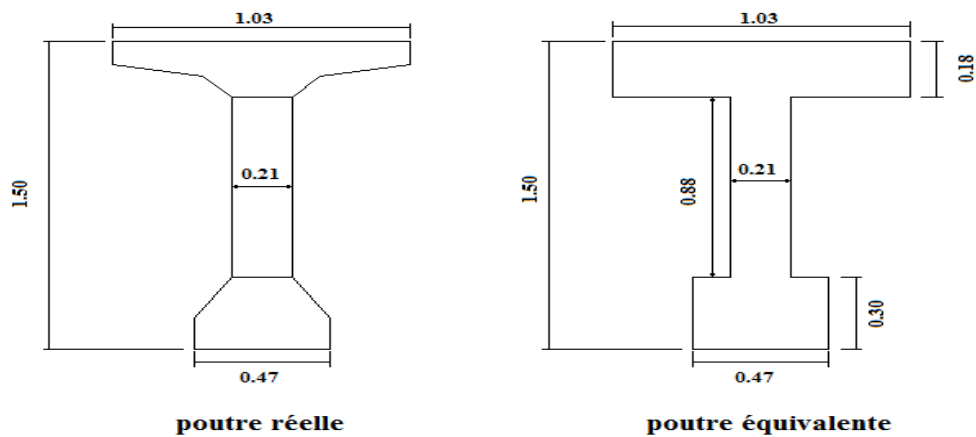


Figure II.12. Section de la poutre équivalente en (m)

- rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur $\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} = \frac{463051.11E}{160} = 2894.07E$

$$C_D = 2GI_D = 2 \times \frac{E}{2.4} \times \left(\frac{100}{12} 25^3\right) = 108506.94E$$

- rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur $\gamma_E = \gamma_D = C_D / 100 = 1085.0694E$
- Paramètre de torsion

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho p \cdot \rho E}} = \frac{2894.07E + 1085.0694E}{2 \times \sqrt{94754.45938E \times 1.302.08333E}} = 0.132$$

$$\alpha = 0.132$$

III.3. Coefficients de répartition transversale pour le moment (K)

Coefficients de répartition du moment fléchissant K dépend bien sûr des paramètres :

CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

- ⇒ Paramètre d'entrousement θ
- ⇒ Paramètre de torsion α
- ⇒ L'excentricité des poutres y
- ⇒ L'excentricité relative de la charge e

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler :

- Si $0 < \theta < 0.1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.05}$
- Si $0.1 < \theta < 1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$
- Si $1 < \theta < 2$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.5}$

Telle que : $\beta = 1 - e^{((0.065-\theta)/0.665)}$

Et K_0 : valeur de K pour $\alpha=0$

K_1 : valeur de K pour $\alpha=1$

On a : $0.1 < \theta = 0.49 < 1$ donc : $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$ et $\alpha = 0.132$

$\beta = 1 - e^{((0.065-\theta)/0.665)} = 0.47$

- Les valeurs de K_0 et K_1 et le calcul de K_α [tab 1,2 et 3 annexe A1]

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) 0.132^{0.47} = K_0 + (K_1 - K_0) 0.37$$

- Calcul de K_α pour chaque poutre

Tableau II.5. Valeur de K_α pour chaque poutre

$\theta = 0.49$	$\alpha = 0,132 \Rightarrow K_\alpha$								
	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
e y poutre 4 =0,166 b	-	-	0,041	0,401	0,821	1,319	1,897	2,535	3,189
poutre 5 =0,5 b	0,5951	0,284 3	0	8	8	0	5	1	2
poutre 6=0.833 b	-	0,130	0,410	0,705	1,017	1,333	1,618	1,835	2,009
	0,1398	8	3	7	7	5	5	2	0
	0,4093	0,609 3	0,810 5	1,002 8	1,158 6	1,237 3	1,227 4	1,173 3	1,109 0

- Calcul de $K_{\alpha moy}$ pour la charge (les surfaces et les distance sont calculées on utilisant le logiciel AUTOCAD) [les figures 1,2 et 3 annexe A2]

Pour les charges réparties $K_{\alpha moy} = \frac{S(\text{surface})}{L(\text{largeur chargée})}$

Pour les charges concentrées $K_{\alpha moy} = \frac{\sum_i^n K_i}{n}$

- les valeurs de $K_{\alpha moy}$ pour les charges [annexe A3]
- Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réel dus aux surcharges :

CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

Tableau II.6. Valeurs des moments réel pour les différentes positions des poutres.

		M (t.m) Par poutre	Poutre 06		Poutre 05		Poutre 04	
			$K_{\alpha moy}$	M (t.m) Moment réel	$K_{\alpha moy}$	M (t.m) Moment réel	$K_{\alpha moy}$	M (t.m) Moment réel
Poids propre G		416.40	1	416.40	1	416.40	1	416.40
Surcharge A(L)	1 voie	78.23	1.2195	95.40	1.3728	107.39	1.4643	114.55
	2voies	156.46	1.0912	170.73	1.0166	159.06	0.8817	137.95
Surcharge Bc	1 file	71.79	1.205	86.51	1.33	95.48	1.415	101.58
	2 files	132.27	1.0925	144.50	1.015	134.25	0.9	119.04
convoie	Mc120	143.93	1.0839	156.00	1.0176	146.46	0.7508	108.06
	D240	231.01	1.1305	261.15	1.0186	235.30	0.8512	196.63
St	2T	7.87	0.8142	6.40	0.9559	7.52	1.2255	9.64

- Combinaison de charge pour déterminer la poutre la plus sollicitée

Tableau II.7. Combinaison de moment réel vis-à-vis à l'ELU et l'ELS.

Combinaison de charge pour le moment (t.m)				Poutre 06	Poutre 05	Poutre 04
ELU	1.35G+ 1.5 (1.07) A(L)			836.16	817.43	783.55
	1.35G+ 1.5 (1.07) Bc			794.07	777.62	753.2
	1.35G+ 1.35 (1) Mc120			772.75	759.87	708.02
	1.35G+ 1.35 (1) D240			914.69	879.79	827.59
ELS	G+1 (1.2) A(L)			587.13	575.46	554.35
	G+1 (1.2) Bc			560.90	550.65	535.44
	G+ Mc120			572.41	562.86	524.46
	G+ D240			677.55	651.7	613.03

CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

- A l'ELU la combinaison la plus défavorable est **1.35G+ 1.35 D240** de la poutre n°6

$$M_{\max} = 9.14 \text{ MN}$$

- A l'ELS la combinaison la plus défavorable est **G+ D240** de la poutre n°6

$$M_{\max} = 6.77 \text{ MN}$$

IV. REPARTITION TRANSVERSALE (LOGICIEL ROBOT)

IV.1. INTRODUCTION AU « ROBOT »

Dans le cadre de ce projet, on va utiliser le logiciel Auto Desk ROBOT pour la modélisation de l'ouvrage, afin de déterminer les sollicitations de façon graphique, numérique ou combinée. Le robot est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil.

Il permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

IV.2. Les caractéristiques principales du logiciel ROBOT

- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calculs (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes...etc.)
- Possibilité de calculer une structure et d'en étudier simultanément une autre.
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité d'affecter et/ou modifier le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et pendant la simulation de calcul.
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, capture d'écran, composition de l'impression, copier des objets vers d'autres logiciels)
- Possibilité d'application des modules métier qui permettent la définition des métiers et des plans d'atelier.
- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique conçue à cet effet.

IV.3. Principe du fonctionnement du logiciel ROBOT

Comme tout logiciel de calcul de structure, ROBOT utilise la méthode des éléments finis, les méthodes énergétiques et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N, T) et les déformées des éléments de structure.

1ere étape : la définition des caractéristiques suivantes :

- ✓ La langue de travail.
- ✓ Caractéristiques des matériaux.
- ✓ Unités et systèmes métriques utilisés.
- ✓ Normes et règlements.

2eme étape : définition de la structure

CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

- ✓ Définition de la grille du système d'axes.
- ✓ Définition des éléments verticaux de contreventement.
- ✓ Définition des éléments horizontaux.
- ✓ Définition des points singuliers.
- ✓ Définition des conditions d'appuis.

3eme étape : définition et application des chargements de la structure

- ✓ Le logiciel génère automatiquement le poids propre des éléments de structure notés comme des charges permanentes (pp).
- ✓ Définition des charges permanentes additionnelles (poids des éléments secondaires ccp).
- ✓ Définition des charges d'exploitation (trafic).
- ✓ Définition des charges éventuelles.

4eme étape : choix du type d'analyse de la structure

- ✓ Analyse sous charges permanentes.
- ✓ Analyse sous les surcharges d'exploitation.
- ✓ Analyse modale.
- ✓ Analyse sismique.

5eme étape : définition des combinaisons de charges

6eme étape : lancement de calcul

7eme étape : affichage et édition éventuelle des résultats

IV.4. CALCUL DES SOLLICITATIONS

IV.4.1. Les combinaisons de charge

- ✓ ELU 1: $1,35G + 1,60 [A1 + St]$
- ✓ ELU 2: $1,35G + 1,60 [\max (BC, Bt, Br) + St]$
- ✓ ELU 3: $1,35[G + Mc120]$
- ✓ ELU 4: $1,35[G + D240]$

- ✓ ELS 1: $G + 1,20[A1 + St]$
- ✓ ELS 2: $G + 1,20[\max (BC, Bt, Br) + St]$
- ✓ ELS 3: $G + Mc120$
- ✓ ELS 4: $G + D240$

Après avoir fait la modélisation de ce pont à l'aide du logiciel « ROBOT » [Voir l'annexe A4], on a pu tirer les efforts suivants :

CHAPITER II : CALCUL DES CHARGES ET EVALUATION DES EFFORTS

Tableau II.8. Résultats finale des moments et des efforts tranchant

Comb sollicitation	ELU 1	ELU 2	ELU 3	ELU 4	ELS 1	ELS 2	ELS 3	ELS 4
Mmax (T.m)	880.55	784.65	789.29	951.11	654.91	582.98	584.56	678.13
Tmax (T)	123.86	110.94	110.63	135.67	92.07	82.38	81.95	95.59

On déduit :

ELU :

$$\mathbf{M_{max}} = 9.511 \text{ MN.m}$$

$$\mathbf{T_{max}} = 1.356 \text{ MN}$$

ELS :

$$\mathbf{M_{max}} = 6.781 \text{ MN.m}$$

$$\mathbf{T_{max}} = 0.956 \text{ MN}$$

V. CONCLUSION

Après avoir défini les efforts maximaux on va entamer le chapitre suivant qui portera sur l'étude de la précontrainte et le ferrailage de la poutre.

***CHAPITER III : ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE***

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

I. INTRODUCTION

La précontrainte consiste à soumettre le béton avant application des charges extérieures à des forces de compression induisant des contraintes, l'addition de ces dernières avec celles provenant des charges extérieures donnent en tout point des contraintes inférieures aux contraintes admissibles.

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

II. PRECONTRAINTE PAR POSTE-TENSION

La technique de post tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre les câbles de précontrainte déjà enfilés dans des gaines. Les câbles ainsi tendus sont bloqués avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre les câbles et le béton

III. ETAPES GENERALES DE LA REALISATION

- Placement des gaines dans le coffrage,
- Mise en place des armatures passives,
- Coulage du béton,
- La mise en tension des câbles après le durcissement du béton,
- L'injection de coulis de ciment
- Cachetage des ancrages

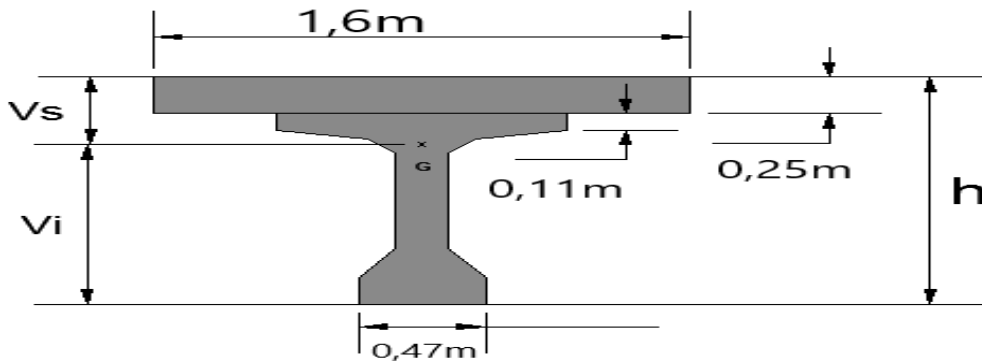
IV. DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL

- $f_{prg} = 1800 \text{ Mpa}$: Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte
- $f_{peg} = 1600 \text{ Mpa}$: Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte
- $\sigma_{p0} = \text{Min}(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) = 1440 \text{ Mpa}$
- 12T15S $A_p = 1800 \text{ mm}^2$
- $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$
- $f_{t28} = 2.7 \text{ Mpa}$
- $h = 1.75 \text{ m}$: Poutre plus dalle
- $d = 0.15 \text{ m}$: Distance entre la fibre inf est le câble moyen
- $\Phi = 80 \text{ mm}$: Diamètre de la gaine
- $M_{max} = 6,78 \text{ MN.m}$
- $M_{min} = 4,037 \text{ MN.m}$
- B_{nette} : estimé à 95% B_{brute}
- $I_{n/G}$: Le moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe passant par le centre de gravité estimé à 90% I_G (moment d'inertie de la section brute).
- V_s : distances de la fibre supérieure par rapport au centre de gravité. $\rightarrow V_s = S_{n/G} / B_{nette}$
- V_i : distances de la fibre inférieure par rapport au centre de gravité. $\rightarrow V_i = h - V_s$
- e_0 : excentricité de câble $\rightarrow e_0 = - (V_i - d_i)$
- Le calcul s'effectue à partir des caractéristiques des sections non fissurées et la vérification des contraintes se fait en classe II.
- Nous considérons dans nos calculs la section la plus sollicitée « section médiane »

V. CALCUL DU NOMBRE DE CABLES

V.1. Nombre de câbles à mi- travée

Les caractéristiques géométriques prise pour la poutre avec hourdis à mi- travée :



h (m)	V _s (m)	V _i (m)	B _{nette} (m ²)	I _{n/G} (m ⁴)	ρ
1.75	0.564	1.186	0.911	0.278	0.456

$$M_{\text{poutre+hourdis}} = ql^2 / 8 = 3.15 \text{ MN.m}$$

$$e_0 = - 1.036 \text{ m}$$

❖ La valeur minimale de précontrainte est donnée par l'expression :

$$P_{\min} = \text{Max} (P_I, P_{II})$$

Calcul de P_I et P_{II} :

$$P_I = [(M_{\max} - M_{\min}) + \rho B_n (V_s \sigma_{bt2} + V_i \sigma_{bt1})] \frac{1}{\rho h}$$

$$P_I = 0.357 \text{ MN}$$

$$P_{II} = (\rho B_n V_s \sigma_{bt2} + M_{\max}) \frac{1}{\rho V_s + V_i - d_i}$$

$$P_{II} = 4.769 \text{ MN}$$

- σ_{bt2} : La contrainte de traction du béton Dans la section d'enrobage $\sigma_{bt2} = -f_{t28}$.
- σ_{bt1} : La contrainte de traction du béton Hors de la section d'enrobage $\sigma_{bt1} = -1.5 f_{t28}$.

P_{II} > P_I → Alors la section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique **P_I** n'est plus suffisant. La précontrainte doit reprendre **100 %** du poids propre

$$\rightarrow P_{\min} = \text{Max} (P_I, P_{II}) = 4.769 \text{ MN}$$

Détermination du nombre de câbles

$$P_{\min} \leq (1 - \Delta P) n P_0$$

L'évaluation de la force exercée par un câble selon BPEL91REV99 ce fait est comme suit :

$$P_0 = \text{Min} (0.8 f_{prg} \times A_p, 0.9 f_{peg} \times A_p)$$

$$A_p (12T15S) = 12 \times 150 = 1800 \text{ mm}^2$$

$$P_0 = 2.4 \text{ MN}$$

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Estimation des pertes à 25%

$$n \geq P_{\min} / P_0 \Delta P_{\text{tot}} \rightarrow n \geq 2.55$$

Donc on prend alors **3 câbles de 12T15S**

V.2. Vérification de la borne supérieure

On doit vérifier que n'est pas excessive afin d'éviter le surplus de câbles. On estime les pertes à 10%.

La condition à vérifier est la suivante :

$$0.9 P_0 n \leq B_n \sigma_{bc} - (M_{\max} - M_{\min}) / \rho h$$

$$\sigma_{bc} = 21 \text{ Mpa}$$

$$6.48 \leq 10.14 \text{ (vérifie)}$$

V.3. Nombre de câbles à l'about :

Les caractéristiques géométriques à prendre en compte sont celles de la poutre seule à mi travée :

Les câbles sont tirés à 100% avant la mise en place de la dalle.

Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P_0 .

h (m)	V _s (m)	V _i (m)	B _{nette} (m ²)	I _{n/G} (m ⁴)	ρ
1.5	0.658	0.842	0.511	0.138	0.487

$$e_0 = - (V_i - d_i) = -(0.842 - 0.15) = -0.692 \text{ m}$$

$$M_{\text{poutre}} = ql^2 / 8 = 1.87 \text{ MN.m}$$

- **Fibre sup :** $\sigma_{\text{sup}} = M_{\text{poutre}} \frac{V_s}{I} + P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{V_s e}{I_n} \right) \geq \sigma_{bt} = -1.5 f_{t25}$

- **Fibre inf :** $\sigma_{\text{inf}} = M_{\text{poutre}} \frac{V_i}{I} + P \left(\frac{1}{B_n} - \frac{V_i e}{I_n} \right) \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Avec : $\sigma_{bt} = -4.05 \text{ Mpa}$ et $\sigma_{bc} = 21 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{\text{sup}} = 8.91 + (-1.35) P$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -11.41 + (2.27) P$$

Donc le nombre de câbles : $n \leq \frac{P}{0.9 P_0} \rightarrow \begin{cases} n \leq 4.03 \\ n \leq 2.19 \end{cases}$

On prend alors 2 câbles de 12T15S à l'about

VI. LES ETAPES DE L'EXECUTION

VI.1. Première étape (7 jours) :

- La mise en tension des câbles d'about est à 50 % au septième jour pour permettre de manutentionner.

- Les pertes considérées sont de 10 %.

$$P = 0.5 (P_0 - 0.1 P_0) n = 0.45 P_0 n = 2.16 \text{ MN}$$

$$f_{c7} = 23.179 \text{ Mpa} \quad f_{t7} = 1.991 \text{ Mpa}$$

➤ Sup : $\sigma_{\text{sup}} = 6.02 \text{ Mpa} \geq \sigma_{bt} = -2.986 \text{ Mpa}$ (vérifie)

➤ Inf : $\sigma_{\text{inf}} = 13.18 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = 13.907 \text{ Mpa}$ (vérifie)

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

VI.2. Deuxième étape (28 jours) :

- La poutre est toujours sur le banc de préfabrication la mise en tension des câbles est à 100 % à 28 jours. L'âge où le béton a acquis une résistance suffisante pour supporter la totalité de la précontrainte.
- Les pertes considérées sont de 15 %.

$$P = (P_0 - 0.15P_0) n = 0.85P_0 n = 4.08 \text{ MN}$$

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

- Sup : $\sigma_{\text{sup}} = 3.44 \text{ Mpa} \geq \sigma_{\text{bt}} = -4.05 \text{ Mpa}$ (vérifie)
- Inf : $\sigma_{\text{inf}} = 2.19 \text{ Mpa} \leq \sigma_{\text{bc}} = 21 \text{ Mpa}$ (vérifie)

VI.3. Troisième étape :

- On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés en plus dans cette phase est le poids propre de l'hourdis couler sur place **N.B** : Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule

- Les pertes considérées sont de 20 %
- $f_{c28} = 35 \text{ Mpa} \quad f_{t28} = 2.7 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{\text{bc}} = 21 \text{ Mpa} \quad \sigma_{\text{bt}} = -4.05 \text{ Mpa}$
- $M_{\text{poutre+hourdis}} = 3.15 \text{ MN.m}$

$$P = 0.8 \times 2 \times P_0 = 3.84 \text{ MN}$$

- Sup : $\sigma_{\text{sup}} = 2.55 \text{ Mpa} \geq \sigma_{\text{bt}} = -4.05 \text{ Mpa}$ (vérifie)
- Inf : $\sigma_{\text{inf}} = 0.69 \text{ Mpa} \leq \sigma_{\text{bc}} = 21 \text{ Mpa}$ (vérifie)

VI.4. Quatrième étape :

- Mise en place des équipements du tablier.
- Les pertes considérées sont de 25 %
- Le poids de l'ouvrage à vide

$$M_{\text{tablier}} = 4.03 \text{ MN.m}$$

$$P = (0.75P_0) 2 = 3.6 \text{ MN}$$

- Sup : $\sigma_{\text{sup}} = 4.58 \text{ Mpa} \geq \sigma_{\text{bt}} = -4.05 \text{ Mpa}$ (vérifie)
- Inf : $\sigma_{\text{inf}} = 5.23 \text{ Mpa} \leq \sigma_{\text{bc}} = 21 \text{ Mpa}$ (vérifie)

VI.5. Cinquième étape

- L'ouvrage est en service
- Les pertes considérées sont de 25 %
- On prend la Combinaison maximum à l'ELS pour la poutre la plus sollicitée ($M_G + M_{D240}$)

$$M_{\text{tablier en service}} = 6.67 \text{ MN}$$

$$P = (0.75P_0) 2 = 3.6 \text{ MN}$$

- Sup : $\sigma_{\text{sup}} = 9.93 \text{ Mpa} \geq \sigma_{\text{bt}} = -4.05 \text{ Mpa}$ (vérifie)
- Inf : $\sigma_{\text{inf}} = 16.5 \text{ Mpa} \leq \sigma_{\text{bc}} = 21 \text{ Mpa}$ (vérifie)

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau III.9. Caractéristiques géométriques Poutre seule

Section	-0.5	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
B_{nette} (m ²)	0.772	0.772	0.631	0.631	0.496	0.496
$V_{i\ nette}$ (m)	0.817	0.818	0.836	0.845	0.863	0.863
$V_{s\ nette}$ (m)	0.683	0.682	0.664	0.655	0.637	0.637
I_{nette} (m ⁴)	0.164	0.164	0.149	0.149	0.138	0.138
ρ_{nette}	0.381	0.381	0.425	0.427	0.507	0.507

Tableau III.10 Caractéristiques géométriques Poutre + dalle

Section	-0.5	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
B_{nette} (m ²)	1.172	1.172	1.031	1.031	0.896	0.896
$V_{i\ nette}$ (m)	1.111	1.112	1.141	1.147	1.203	1.203
$V_{s\ nette}$ (m)	0.639	0.638	0.609	0.603	0.547	0.547
I_{nette} (m ⁴)	0.339	0.339	0.308	0.308	0.278	0.278
ρ_{nette}	0.408	0.408	0.430	0.432	0.472	0.472

VII. TRACE DES CABLES

Le tracé vertical du câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre et un alignement droit d'environ 50cm précède l'ancrage.

A l'about les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about (moment nul à l'appui)

La trajectoire de la parabole des trois câbles suit l'équation de la forme :

$$Y = ax^2 + bx + c$$

$$Y' = 2ax + b = \text{tg}(\alpha)$$

Les deux câbles de l'about commencent par une partie rectiligne de 1m avec un angle de relevage de 12° pour le premier câble et 12.64° pour le deuxième, suivi par une partie parabolique d'équation $y = ax^2$ puis une partie rectiligne à mi-travée. Pour les deux Le troisième câble commence par une partie rectiligne de 0,50m avec un angle de relevage plus important de 20° pour facilité la mise en place des vérins.

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

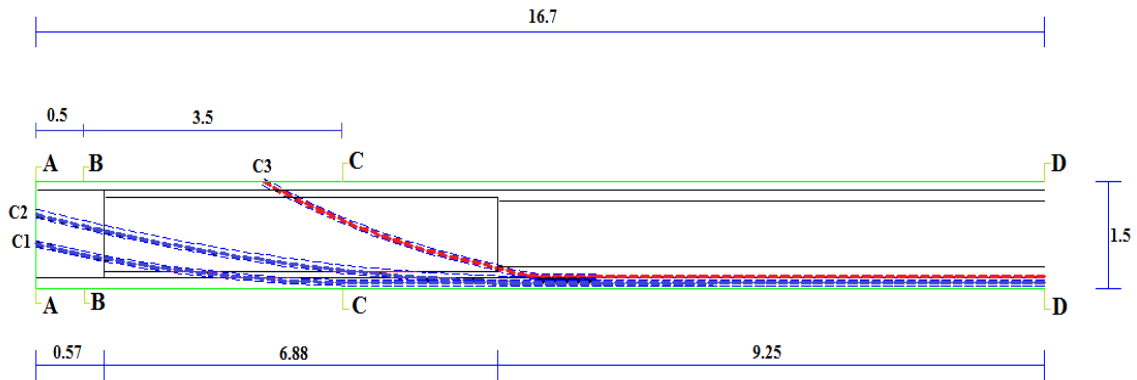


Figure III. 13. Le tracé des câbles

Les tableaux suivants donnent les coordonnées et les angles en chaque point du câble

Tableau III.11. Le tracé des câbles

Câble	Câble 1		Câble 2		Câble 3	
X_i	Y_i (m)	α_i (°)	Y_i (m)	α_i (°)	Y_i (m)	α_i (°)
-0.500	0.700	12.000	1.100	12.640	0	0
0	0.617	11.000	1.017	11.960	0	0
0.737	0.484	9.447	0.870	10.949	0	0
1.474	0.372	7.881	0.734	9.931	0	0
2.211	0.281	6.302	0.612	8.907	0	0
2.948	0.210	4.713	0.504	7.877	0	0
3.500	0.167	3.519	0.431	7.103	1.500	25.000
5.120	0.120	0	0.262	4.815	0.855	18.255
5.857	0.120	0	0.207	3.768	0.635	14.99
6.594	0.120	0	0.165	2.719	0.461	11.623
7.331	0.120	0	0.137	1.669	0.332	8.172
8.500	0.120	0	0.120	0	0.222	2.585
9.237	0.120	0	0.120	0	0.212	0
9.974	0.120	0	0.120	0	0.247	0
9.036	0.120	0	0.120	0	0.210	0
14.932	0.120	0	0.120	0	0.210	0
16.200	0.120	0	0.120	0	0.210	0

VIII. EVALUATION DES PERTES DE TENSION

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Les pertes instantanées :

- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul à l'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

Les pertes différées :

- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers

VIII.1. Pertes instantanées

VIII.1.1. Perte par frottement :

La perte de tension s'exprime par la formule suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{f\alpha(x) - x\varphi} \quad (\text{BPEL})$$

α : Déviation angulaire totale au point x.

φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur (m^{-1}). $\rightarrow \varphi = 0,002/m$ (BPEL)

x : La distance entre le point considéré et l'ancrage actif.

f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}). $\rightarrow f = 0.18/rad$ (BPEL)

$$\sigma_{p0} = 1440 \text{ Mpa.}$$

Tableau III.12. Perte par frottement

Distance	Câble 1		Câble 2		Câble 3	
	σ_p (Mpa)	$\Delta\sigma_f$ (Mpa)	σ_p (Mpa)	$\Delta\sigma_f$ (Mpa)	σ_p (Mpa)	$\Delta\sigma_f$ (Mpa)
-0.5	1440	0	1440	0	0	0
0	1436.66	3.34	1434.62	5.38	0	0
L/8	1388.28	51.72	1397.61	42.39	1440	0
L/4	1358.12	81.88	1354.03	85.97	1325.36	114.64
3L/8	1341.92	98.08	1337.88	102.12	1284.2	155.8
L/2	1323.13	116.87	1319.15	120.85	1266.22	173.78

VIII.1.2. Perte par Recul d'ancrage BPEL P 25 :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, à cause du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

La chute de tension ΔP s'amortie graduellement et rapidement sur une longueur de glissement notée L_g .

$$L_g = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma_{p0} \times (f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi)}}$$

g : valeur de glissement = 6 mm.

E_a : Module d'élasticité de l'acier = 2×10^5 .

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAITE

L : Longueur du câble déterminé par l'Auto CAD.

Tableau III.13. Longueur de glissement

Câble	L (m)	α (rad)	F (α/L) + φ	X (m)
1	33.42	0.0571	0.0023	13.10
2	33.48	0.1165	0.0026	12.28
3	25.56	0.1898	0.0033	10.89

Calcul des pertes dues au recul d'ancrage:

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = 2 (\sigma_{p0} - \sigma_{p0} e^{f\alpha(Lg) - Lg\varphi})$$

Et en utilisons le théorème de « Thalès » on trouve les pertes dans les autres sections.

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = \Delta\sigma_{\text{recul}} \left(1 - \frac{Xi}{X}\right)$$

Tableau III.14. Pertes dues au recul d'ancrage

Câbles	X	-0.5	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
Câble 1	13,10	87,036	73,166	60,457	59,294	31,550	0,000
Câble 2	12,28	92,858	77,069	62,603	61,280	29,701	0,000
Câble 3	10,89	/	/	104,671	102,989	62,865	0,000
famille 1	/	89,948	75,117	61,530	60,287	30,626	0,000
famille 2	/	/	/	104,671	102,989	62,865	0,000

VIII.1.3. Perte par Raccourcissement du béton :

$$\Delta\sigma_{\text{racc}} = \frac{Ea}{2Eij} \Delta\sigma'_{bij}$$

E_p : Module d'élasticité de l'acier = 2×10^5 Mpa

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton = $11000 \sqrt[3]{f_c j}$

σ'_{bij} : Contrainte normale du béton au jour j = $\frac{P}{Bp} + \frac{P e^2}{Ip} + \frac{Mp e^2}{Ip}$

Tableau III.15. Perte par raccourcissement

	Famille 1	Famille 2
Distance	$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ (Mpa)
-0.5	8.962	0
0	9.263	0
L/8	25.158	12.722
L/4	40.835	19.231
3L/8	43.200	21.834

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

L/2	43.898	22.238
-----	--------	--------

Le tableau suivant récapitule l'ensemble des pertes instantanées :

Section		-0,5	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
1ere famille	Frottement	0	4,36	47,06	83,93	100,1	118,8 6
	Recul	89,947 8	75,117 3	61,530 0	60,2867	30,625 6	0,000 0
	raccourcissement	8,96	9,26	25,16	40,83	43,2	43,9
	Total	98.91	88.73	133.75	185.05	173.92 6	162.7 6
2emm e famille	Frottement	0	0	0	114,64	155,8	173,7 8
	Recul	0	0	104,67 0	102,988 7	62,865 0	0,000 0
	raccourcissement	0	0	12,72	19,23	21,83	22,24
	Total	0	0	117.39	236.86	240.5	196.0 2

VIII.2. Pertes différées

VIII.2.1. Perte par Retrait :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, provoqué par l'évaporation de l'eau lors de son durcissement. La perte finale due au retrait du béton est donnée par :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r [1 - r(j)] E_p \quad (\text{Article 3.3.22 BPEL})$$

Avec : $r(j) = \frac{j}{j+9r_m}$ (Article 2.1.51 BPEL)

$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$.

j : l'âge de béton au moment de sa mise en précontrainte.

r_m : aire de section nette/périmètre de cette section, exprimée en (cm).

$E_p = 190000$ Mpa.

Tableau III.16. Pertes par retrait

	Famille 1	Famille 2
Distance	$\Delta\sigma_{ret}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{ret}$ (Mpa)
-0.5	50.703	0
0	50.703	0
L/8	47.572	51.087
L/4	45.656	51.087
3L/8	45.656	51.087
L/2	45.656	51.087

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAITE

VIII.2.2. Perte par Relaxation :

Le phénomène de relaxation consiste en la diminution dans le temps de la tension des armatures sous une longueur constante .la relaxation ne se manifeste de façon sensible que si la tension initiale est relativement élevée.

La perte par relaxation est donnée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = 0.06 \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \sigma_{pi} (x) \quad (\text{Article 3.3.23 BPEL 91})$$

Avec :

$$\mu = \sigma_{pi} (x) / f_{prg} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}) / f_{prg}$$

μ_0 coefficient égale à :

- 0,30 pour les armatures à relaxation normale.
- 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.
- 0,35 pour les autres armatures.

$$\mu_0 = 0.43 \text{ (TBR)}$$

$$\rho_{1000} = 2.5 \%$$

$$f_{prg} = 1800 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{p0} = 1440 \text{ Mpa}$$

$\Delta\sigma_{inst}$: la contrainte totale instantanée.

Tableau III.17. Perte par relaxation

	Famille 1	Famille 2
Distance	$\Delta\sigma_{relax}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{relax}$ (Mpa)
-0.5	40.200	0
0	40.080	0
L/8	41.377	45.317
L/4	42.633	49.892
3L/8	44.255	43.242
L/2	43.529	40.671

VIII.2.3. Perte par fluage :

Sous l'action d'une contrainte permanente, le béton subit des déformations au cours du temps, les câbles de précontrainte vont subir la même déformation, donc une chute de leur tension.

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_p + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

σ_M : Contrainte maximal dans le béton au niveau de câble moyen a la mise en tension.

σ_p : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application.

$$\sigma_p + \sigma_M = \sigma'_{bj} K_{fl}$$

K_{fl} : Coefficient de fluage

$$K_{fl} = (E_i - E_v) / E_v = (3 E_v - E_v) / E_v = 2 \quad (\text{BAEL 91})$$

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAITE

$$\sigma'_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} + \frac{M e}{I}$$

$$P = n A_p (\Delta\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frot})$$

VIII.3. Pertes des câbles à l'about :

Sachant que les câbles sont tirée à 7 jours : $\sigma_p + \sigma_M = \sigma'_{bj} K_{fl}$.

Après 7 jours nous avons une dissipation de 15 % due au fluage du béton donc :

$$K_{fl} = (1 - 0,15)^{-2} = 1.7$$

$$E_{I7} = 11000 (f_{c7})^{\frac{1}{3}}$$

$$\Delta \sigma_{fl} = (1,7 \times 190000 / 31368.4) \sigma'_{bj} \quad j = 10.59 \sigma'_{bj}$$

VIII.4. Pertes du câble d'extrados :

Après 60 jours, on a une dissipation de 50% du fluage donc :

$$K_{fl} = (1 - 0,15)^{-2} = 1.7$$

$$E_{I7} = 11000 (f_{c7})^{\frac{1}{3}}$$

$$\Delta \sigma_{fl} = (1 \times 190000 / 31368.4) \sigma'_{bj} \quad j = 5.58 \sigma'_{bj}$$

Tableau III.18. Pertes par fluage

Distance	Famille 1		Famille 2	
	σ'_{bj} (Mpa)	$\Delta\sigma_{flu}$ (Mpa)	σ'_{bj} (Mpa)	$\Delta\sigma_{flu}$ (Mpa)
-0.5	3.70	39,183	0	0
0	4.33	45,855	0	0
L/8	12.83	71,591	13.18	73.54
L/4	17.11	95,474	16.48	91.96
3L/8	17.36	96,869	16.01	89.34
L/2	17.30	96,534	15.79	88.11

Tableau III.19. Récapitulatif des pertes différées

Section		-0,5	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
1ere Famille	Retrait	50.70	50.70	47.57	45.6	45.65	45.65
	Fluage	39.18	45.85	71.59	95.47	96.87	96.53
	relaxation	40.2	40.08	41.38	42.63	44.25	43.53
	Total	130.08	136.63	160.54	183.7	186.77	185.71
2eme Famille	Retrait	0	0	51.09	51.09	51.09	51.09
	Fluage	0	0	73.54	91.96	89.34	88.11
	relaxation	0	0	45.32	49.89	43.24	40.67
	Total	0	0	169.95	192.94	183.67	179.87

VIII.5. Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées) :

$$\% \text{ pertes} = [\text{Pertes totales} / n \ 1440] \ 100$$

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

Tableau III.20. % des pertes

Désignation	-0,5	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
Pertes instantanées	98.91	88.73	251.14	421.91	414.43	358.78
Pertes différées	130.8	136.63	330.49	376.64	370.44	365.58
Pertes totales	229.71	225.36	581.63	798.55	784.87	724.36
% pertes	7.98	7.82	13.46	18.48	18.17	16.77

Après le calcul du pourcentage des pertes totales, on remarque que les pertes de tension sont inférieures à 25%, la valeur qu'on a proposée au départ, donc le nombre de câbles est vérifié.

IX. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Ce calcul consiste à vérifier que la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est-à-dire de vérifier le non dépassement des contraintes limites de compression et de traction dans toutes les phases de construction et de service vis-à-vis des sections les plus sollicitées (mi-travée de la poutre)

1^{ère} phase (7^{ème} jour) :

- La mise en tension des câbles est à 50 %
- Ces câbles sont consommés 50% des pertes instantanées.
- La Section résistante est la section nette de la poutre seule.
- Le moment dû au poids propre de la poutre seule. $M_p = 1.87 \text{ MN.m}$

2^{ème} phase (28^{ème} jour) :

- La poutre est toujours sur le banc de préfabrication.
- La mise en tension des deux câbles est à 100 % de P_0 .
- On considère les pertes instantanées totales. Et 40% des pertes différées,

3^{ème} phase (30^{ème} jour) :

- On pose les poutres sur leur appui définitif et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés en plus dans cette phase est le poids propre de l'hourdis

4^{ème} phase (58^{ème} jour) :

- Mise en place des éléments de tabliers.
- On estime que les câbles ont consommé en plus des pertes instantanées 80% des pertes différées.

5^{ème} phase (en service) :

- Mise en service de l'ouvrage ; les câbles consomment la totalité des pertes.
- Section résistante : poutre + dalle (caractéristiques homogènes).
- Moment dû au G+ D240.

X. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS

X.1. Vis-à-vis des contraintes normales :

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Suivant les réglementations du BPEL, le calcul justificatif revient à vérifier en tous point de l'ouvrage la relation suivante : $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$

Les contraintes normales s'exerçant dans la section sont données par la formule suivante :

$$\begin{aligned} \text{➤ En fibre supérieure : } \sigma_{\text{sup}} &= M_{\text{poutre}} \frac{V_s}{I} + P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{V_s e}{I_n} \right) \\ \text{➤ En fibre inférieure : } \sigma_{\text{inf}} &= M_{\text{poutre}} \frac{V_i}{I} + P \left(\frac{1}{B_n} - \frac{V_i e}{I_n} \right) \end{aligned}$$

- La précontrainte de calcul selon BPEL :

$$P_1 = (1.02 \sigma_{p0} - 0.8 \Delta \sigma_p) A_p n \quad (\text{En phase de construction})$$

$$P_2 = (0.98 \sigma_{p0} - 1.2 \Delta \sigma_p) A_p n \quad (\text{À la mise en service})$$

Remarque : La vérification est faite en considérant la section médiane et en utilisant les caractéristiques nettes des sections

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2 \text{ (Câble 12T15)}$$

$\Delta \sigma_p$: Pertes de tension

σ_{p0} : Tension à l'origine

N.B : On va justifier la poutre en la section **3L/8** car elle représente la plus grande perte

Première phase

Les contraintes limites :

$$\sigma'_{\text{sup}} = -1.5 f_{t7} = -2.98 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_{\text{inf}} = 0.6 f_{c28} = 13.90 \text{ Mpa}$$

Deuxième phase (28 jours) :

Les contraintes limites :

$$\sigma'_{\text{sup}} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_{\text{inf}} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

Troisième phase (30 jours) :

Les contraintes limites :

$$\sigma'_{\text{sup}} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_{\text{inf}} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

Quatrième phase (58 jours) :

Les contraintes limites :

$$\sigma'_{\text{sup}} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_{\text{inf}} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

Cinquième phase (en service) :

Les contraintes limites :

$$\sigma'_{\text{sup}} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_{\text{inf}} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

Tableau III.21. Bilan des contraintes à la fibre inf

Phase	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
$B_{\text{nette}} \text{ (m}^2\text{)}$	0.4959	0.4959	0.4959	0.8959	0.9189
$I_{nG} \text{ (m}^4\text{)}$	0.1305	0.1305	0.1305	0.2759	0.2720
$V_i \text{ (m)}$	0.8630	0.8630	0.8630	1.2034	1.0707

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$e_0(m)$	-0.7430	-0.7430	-0.7430	-1.0534	-0.9207
$\Delta \sigma$ (Mpa)	632.026				
M_{ext} (MN.m)	1.87	1.87	3.13	3.13	4.07
P (MN)	2.3607	2.2735	2.2261	2.1440	2.0534
σ_{inf} (Mpa)	3.99	19.14	10.15	18.87	2.77
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.22. Bilan des contraintes à la fibre sup

Phase	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
B_{nette} (m2)	0.4959	0.4959	0.4959	0.8959	0.9189
I_{nG} (m4)	0.1305	0.1305	0.1305	0.2759	0.2720
V_i (m)	0.637	0.637	0.637	0.5466	0.6793
$e_0(m)$	-0.7430	-0.7430	-0.7430	-1.0534	-0.9207
$\Delta \sigma$ (Mpa)	632.026				
M_{ext} (MN.m)	1.87	1.87	3.13	3.13	4.07
P (MN)	2.3607	2.2735	2.2261	2.1440	2.0534
σ_{sup} (Mpa)	5.327	1.809	8.109	2.3569	9.2
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion : Les contraintes normales sont justifiées en toute phase.

X.2. Vis-à-vis des contraintes tangentielles :

La vérification des contraintes tangentielles se fait pour chaque phase où. La contrainte tangentielle au niveau d'une section doit vérifier les deux inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{ij} (f_{ij} + \frac{2}{3} \sigma_x) \dots\dots(1)$$

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x) (f_{ij} + \frac{2}{3} \sigma_x) \dots\dots(2)$$

Avec :

σ_x : Contrainte due à la précontrainte appliquée.

Le calcul se fait au niveau de centre de gravité, suivant la formule suivante :

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i \cos(\alpha_i)}{B_{nette}}$$

τ : Contrainte tangentielle de cisaillement.

$$\tau = \frac{V_{red} S}{bn I_{nG}}$$

V_{red} : effort tranchant réduit = $V_{ser} - V_p = \sum P_j \cos(\alpha_i)$

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAITE

P_j : % de la mise en tension

S : moment statique par rapporte à l'axe horizontal

[S = 0.155 m³ (poutre seule) S = 0.263 m³ (poutre avec hourdis)]

b_n : Épaisseur nette de l'âme $b_n = b_0 - n K \phi_{\text{gaine}} = 0.39$ m

Tableau III.23. Justification vis à vis des contraintes tangentielles $X=0.00L$

Phase	V_{ser} (MN)	V_{ser} (MN)	V_{ser} (MN)	σ_x (Mpa)	τ (Mpa)	τ_{lim1} (Mpa)	τ_{lim2} (Mpa)	Vérification
1	0.497	0.239	0.258	9.77	0.83	3.154	3.03	Vérifiée
2	0.941	0.239	0.702	9.25	2.26	3.09	2.98	Vérifiée
3	0.745	0.239	0.506	8.90	1.63	3.05	2.94	Vérifiée
4	0.716	0.239	0.477	7.38	1.31	2.87	2.76	Vérifiée
5	0.587	0.239	0.348	7.31	0.96	2.86	2.75	Vérifiée
6	0.277	0.239	0.038	7.22	0.105	2.84	2.74	Vérifiée

Conclusion

D'après le tableau ont conclue que les contraintes tangentielles sont vérifiées en toutes phases de mis en tension, et aussi que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

XI. FERRAILLAGE DE LA POUTRE (FERRAILLAGE PASSIF)

Armatures longitudinales dans les zones tendues :

Leurs buts est 'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines section.

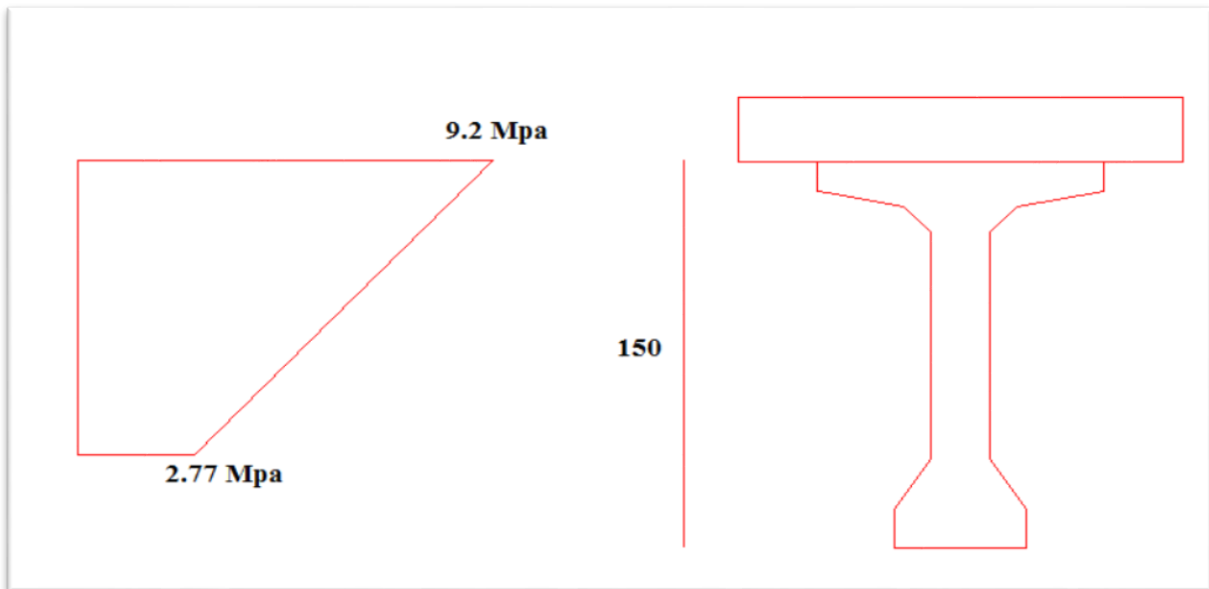


Figure III.14. Schéma des contraintes à l'ELS

Dans toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées.

Le ferrailage passif longitudinal n'est pas nécessaire mécaniquement, on disposera un ferrailage minimal pour la limitation des fissures du béton, répartition des efforts de variation de température, et la résistance surtout dans le cas où le béton présente des insuffisances.

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

On disposera donc 4HA14 en nappe inférieure dans le talon et 4HA14 sur les deux périmètres latéraux du talon.

XI.1. Armature de peau (Article 6.1.31 BPEL 91) :

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces

XI.1.1. Longitudinalement

Parallèles à la fibre moyenne, le but est de répartir les effets du retrait et de la variation de température, elles sont disposées dans les zones périphériques de la poutre.

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (3 \text{ cm}^2 / \text{ ml}) \Omega \text{ (périmètre de la section)} \\ 0.1\% B \end{array} \right.$$
$$A_{\max} = 0.05 B$$

B : section de la poutre homogène = 0.5108 m²

$\Omega = 5.17 \text{ m}$

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 5.17 = 15.51 \text{ cm}^2 \\ 0.1 \times 5108 = 5.1 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad A_{\max} = 255.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 15.51 \text{ cm}^2$$

On disposera alors **14HA12** sur le périmètre latéral de la poutre. $A_s = 15.84 \text{ cm}^2$

XI.2. Transversalement

2cm²/ml de parement mesuré parallèle à l'axe du CDG et placé sur le pourtour. Le choix se posera ici sur des cadres façonnés, avec un cadre de HA12/ml avec une section de 2.26 cm²

XI.2.1. Minimum d'armatures transversales :

L'écartement maximal entre les armatures transversales :

$$St \leq \begin{cases} 0.8 h \\ 3 b \\ 1m \end{cases} \rightarrow St \leq 1m$$

On prendra par exemple un écartement de 10 cm au droit des appuis pour atteindre 40cm au centre.

$$\text{Contrainte :} \quad \frac{At}{br \times St} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.14 \times \sqrt{f_{cj}})}{0.9 \times f_e}$$

Avec : b_r = largeur réduite (BPEL 91 modifié 97) $\rightarrow br = (25 - 8 \times 1) = 17 \text{ cm}$

Diamètre d'une gaine de précontrainte : 8 cm.

$\gamma_s = 1,15$ (BAEL 91)

$f_e = 400 \text{ Mpa}$

$f_{cj} = f_{c7} = 21.65 \text{ Mpa}$ en phase de construction.

$f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$ en phase d'utilisation.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{1.101}{0.25 \times 0.9 \times 1.5} = 3.26 \text{ Mpa}$$

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAITE

Le pourcentage minimum à disposer est donné par :

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0.4 \times bn \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.39 \times 1.15}{400} = 4.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$
$$St \leq \frac{2.26}{4.5} = 0.50 \text{ m} \rightarrow St_{\text{appuis}} = 20 \text{ cm} \leq 1 \text{ m}$$
$$St_{\text{travé}} = 40 \text{ cm} \leq 1 \text{ m}$$

Nous retiendrons donc un cadre **HA12** avec un écartement de **20 cm à l'appui** et un espacement **40 cm à mi travée**.

XI.2.2. Justification des armatures transversales dans les zones d'appuis :

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues de treillis constitué par les bielles de béton et ces armatures.

Le non rupture des armatures transversales :

$$\tau \leq \overline{\tau u} = \frac{At \times f_e}{bn \times St \times \gamma_s} \times \tan^{-1}(Bu) + \frac{ftj}{3} \quad (\text{Article 7.3.22 BPEL 91})$$

Bu : Angle d'inclinaison des bielles de béton. $30^\circ \leq Bu \leq 45^\circ$

$$\tau_{\text{red}} = \frac{V_{\text{red}} \times S}{I \times bn}$$

$$V_{\text{umax}} = 1.1 \text{ MN} \rightarrow V_{\text{red}} = V_{\text{umax}} - \sum Pi \sin \alpha i$$

$$V_{\text{red}} = 0.625 \text{ MN}$$

$$I_G = 0.339 \text{ m}^4$$

$$S = 0.27 \text{ m}^3$$

$$\tau_{\text{red}} = \frac{0.625 \times 0.27}{0.339 \times 0.39} = 1.27 \text{ Mpa}$$

$$\tan^{-1}(2 Bu) = \frac{2 \tau_{\text{red}}}{\sigma_x} = \frac{2 \times 1.27}{5.9} = 0.43 \rightarrow Bu = 11.5^\circ \text{ On prend } Bu = 30^\circ$$

$$\overline{\tau u} = \frac{At \times 400}{0.39 \times 0.20 \times 1.15} \times \cotg(30^\circ) + \frac{2.7}{3} = 2.98 \text{ Mpa}$$

$$1.27 \text{ Mpa} \leq 2.98 \text{ Mpa}$$

$$\tau \leq \overline{\tau u} \rightarrow (\text{Vérifie})$$

Justification des bielles de béton :

Il faut vérifier que : $\tau_{\text{red}} < (f_{cj} / 0.6)$

$$f_{cj} / 0.6 = 5.83 \text{ Mpa} \rightarrow 1.27 \text{ Mpa} < 5.83 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifie})$$

XI.3. Cadres de talon :

2cm²/ml de parement mesuré parallèle à l'axe du CDG, Le choix se portera ici sur des cadres, façonnés avec **2 cadres de HA10 /ml**.

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et à reprendre les poussées au vide dues aux déviations dans le plan horizontal des câbles. Ces armatures doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon, ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. Un scellement efficace dans le talon est assuré par un ancrage en crosse le long du pied de talon.

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

XI.4. Armatures supérieures de la table de compression :

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

- Le poids propre : $Q_1 = 0.06 \times 2.5 = 0.15$ t/ml
- Le poids propre de l'hourdis frais : $Q_2 = 0.15 \times 2.5 = 0.38$ t/ml
- Une surcharge de 450 kg/m² provoquée par la présence des ouvriers et du matériel de travaux lors de la construction : $Q_3 = 1.2 + 0.45 + 0.41 = 0.22$ t/ml

Donc la dalle supporte une charge de : $Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 0.75$ t/ml

Donc le moment supporté par une aile est de : $M = \frac{Q l^2}{2} = 0.75 (0.5)^2 / 2 = 0.09$ t.m

D'où : $A_s = \frac{M}{Z \sigma_s}$ avec : $Z = 0.9d = 0.9 (0.15) = 0.135$ m $\sigma_s = 348$ Mpa

$A_s = 0.19$ cm² On prend des **HA12** tous les 30 cm.

XII. CALCUL JUSTIFICATIF REGLEMENTAIRE EN SECTION PARTICULIERES

XII.1. Etude de la zone d'about :

L'about d'une poutre est soumis à une concentration d'efforts due à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de 03 zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la première zone de régularisation :

- Zone de surface tendue.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement tendue.

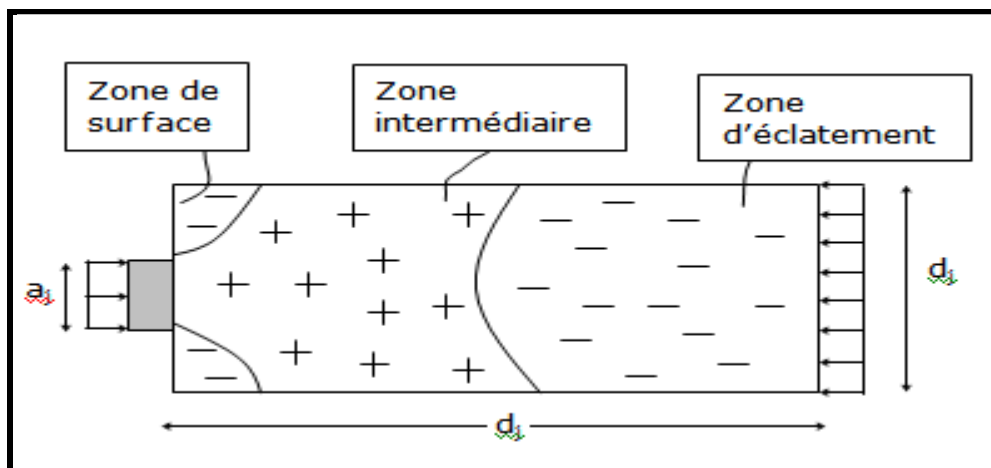


Figure III.15. Zone de concentration des contraintes

XII.1.1. Détermination des dimensions du prisme :

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique d_j.

D1 = 57 cm ; D2 = 50 cm ; D3 = 43 cm

d1 = min (2D1 ; D2) = min (114 ; 50) = 50 cm.

d2 = min (D2 ; 2D3) = min (50 ; 86) = 50 cm

CHAPITER III : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

XII.1.2. Zone de surface :

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface A_s ; donnée par la formule :

$$A_s = 0.04 \frac{P_{j0}}{\sigma_{slim}}$$

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e = 266.67 \text{ Mpa}$$

$$P_{j0} : \text{force maximale} = A_p \cdot \sigma_{p0} = 2.401 \text{ MN} \quad (12T15)$$

$$A_s = 0.04 \frac{2.401}{266.67} = 3.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 2 cadres de HA16 (} A_s = 4.02 \text{ cm}^2 \text{)}.$$

XII.1.3. Zone intermédiaire comprimée :

On doit s'assurer que la contrainte moyenne de compression longitudinale ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression :

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

➤ **1ère cas : 7ème jour**

Les câbles sont tirés à 50%, avec $f_{c7} = 23,18 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{mj} = \frac{0,5 \times 2.40192}{0,47 \times 0,5} = 5,1 \leq 15,45 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifiée})$$

➤ **2ème cas : 28ème jour :**

Les câbles sont tirés à 100%, avec $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.

$$\sigma_{mj} = \frac{2.40192}{0,47 \times 0,5} = 10,21 \leq 23,33 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifiée})$$

XII.1.4. Zone d'éclatement :

La contrainte maximale d'éclatement de béton doit vérifier :

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

σ_{tej} : contrainte de traction

➤ **Au 7ème jour :**

$f_{t7} = 1.99 \text{ Mpa}$.

• **Plan vertical :**

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{0.3}{0.5} \right) \times \frac{2.401}{0.47 \times 0.5} \leq 1.25 \times 1.99$$

$$1.02 \text{ Mpa} \leq 2.487 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifiée})$$

• **Plan horizontal :**

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{0.3}{0.5} \right) \times \frac{2.401}{0.47 \times 0.5} \leq 1.25 \times 1.99$$

$$1.02 \text{ Mpa} \leq 2.487 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifiée})$$

➤ **Au 28ème jour :**
ft28= 2.7MPa.

• **Plan vertical :**

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{0.3}{0.5} \right) \times \frac{2.401}{0.47 \times 0.5} \leq 1.25 \times 2.7$$
$$1.02 \text{ Mpa} \leq 3.375 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifiée})$$

• **Plan horizontal :**

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{0.3}{0.5} \right) \times \frac{2.401}{0.47 \times 0.5} \leq 1.25 \times 2.7$$
$$1.02 \text{ Mpa} \leq 3.375 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifiée})$$

XII.2. Ferrailage d'éclatement

Les aciers d'éclatement sont situés à l'arrière des plaques d'ancrages, sur la profondeur du prisme de premières régularisations associées à chaque ancrage. Les cadres horizontaux sur la largeur de l'âme permettent de reprendre les efforts horizontaux d'éclatement.

$$Ae = \sup \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{aj}{dj} \right) \frac{Pjo}{b dj} \\ 0.15 \frac{Pjo}{\frac{2}{3}fe} \end{array} \right.$$

• **Plan vertical :**

$$Ae = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{0.3}{0.5} \right) \frac{2.401}{0.47 \times 0.5} = 9 \text{ cm}^2 \\ 0.15 \frac{2.401}{266.66} = 13.5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

➔ **Ae = 13,5 cm²** on disposera donc **4 cadre de HA16 (16,08 cm²)** sur une longueur de 0,5 m.

• **Plan horizontal :**

$$Ae = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{0.3}{0.5} \right) \frac{2 \times 2.401}{0.47 \times 0.5} = 18 \text{ cm}^2 \\ 0.15 \frac{2 \times 2.401}{266.66} = 27 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

➔ **Ae = 27 cm²** on disposera donc **4 cadre de HA16 (16,08 cm²)** autour de chaque plaque d'ancrage.

XIII. CONCLUSION

De manière générale la maîtrise du précontraint est l'élément décisif dans l'étude des ponts à poutres précontraintes. Cette maîtrise englobe le dimensionnement, le tracé des câbles et les justifications dans les phases de l'exécution et de service.

CHAPITER IV : ETUDE DE L'HOURLDIS

CHAPITER IV : ETUDE DE L'HOURLDIS

I. DEFINITION

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres.

La dalle a un rôle d'entretoisement, donc elle assure la répartition transversale des efforts.

II. MODELISATION DU TABLIER

Le tablier est modélisé par une dalle (élément finis) reposant sur sept poutres (élément barre). Ces dernières reposent sur des appuis doubles d'un cote et des appuis simples de l'autre.

- Pour la modélisation des poutres les sections sont importées à partir du logiciel AUTOCAD.
- Pour la modélisation de la dalle la section est définie sur l'onglet (ELEMENT FINIS)

Les figures 1, 2 et 3 montrent les différentes vues de la modélisation du tablier.

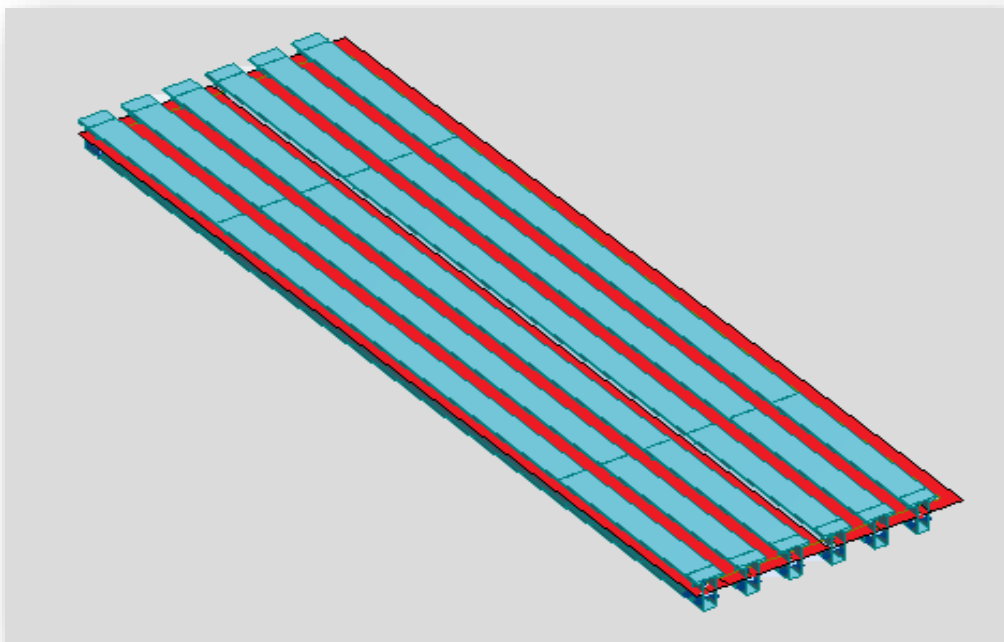


Figure IV.16. Vue 3D

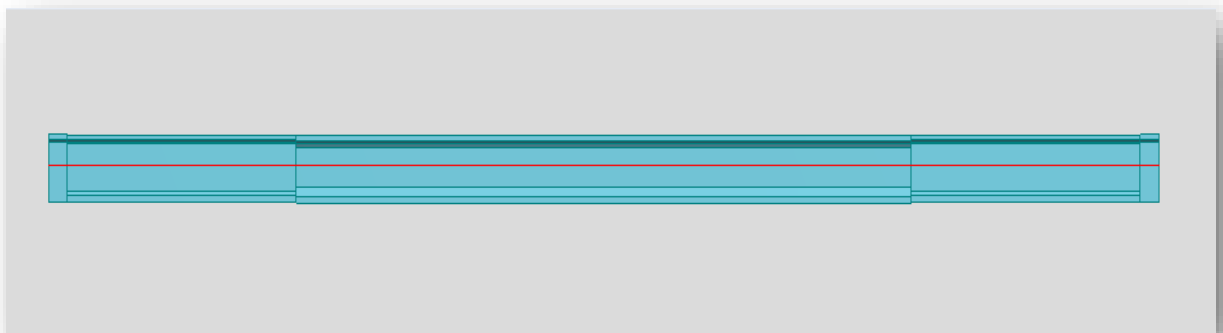


Figure IV.17. Coupe longitudinale

CHAPITER IV : ETUDE DE L'HOUDIS

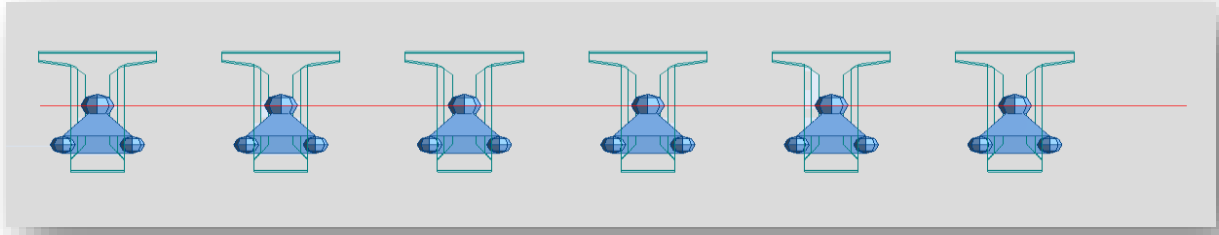


Figure IV.18. Coupe transversale

III. ETUDE LONGITUDINALE DE LA DALLE

La détermination du ferrailage longitudinal de la dalle revient à l'étude en flexion simple d'une section rectangulaire. Les résultats obtenus à l'aide du logiciel AUTODESK ROBOT 2014 sont montré dans les figures suivantes :

ELU :

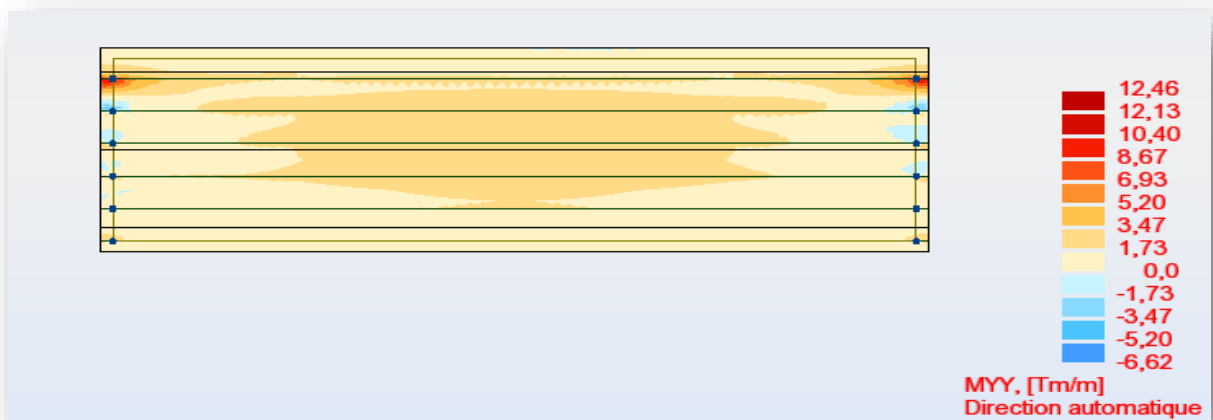


Figure IV.19. Cartographie du moment longitudinal à l'ELU

ELS :

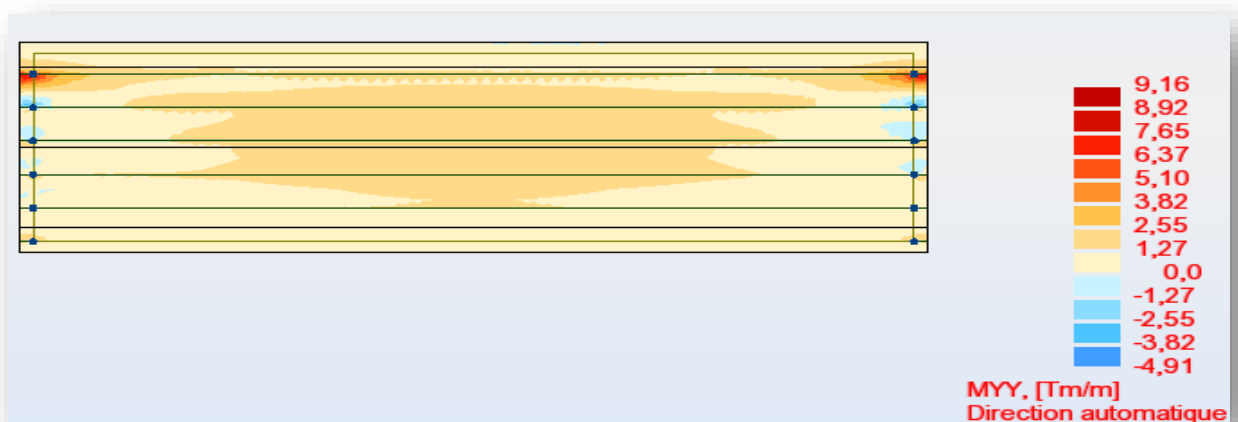


Figure IV.20. Cartographie du moment longitudinal à l'ELS

CHAPITER IV : ETUDE DE L'HOUDIS

IV. ETUDE TRANSVERSALE DE LA DALLE

La détermination du ferrailage transversale revient aussi à l'étude d'une section rectangulaire en flexion simple :

ELU :

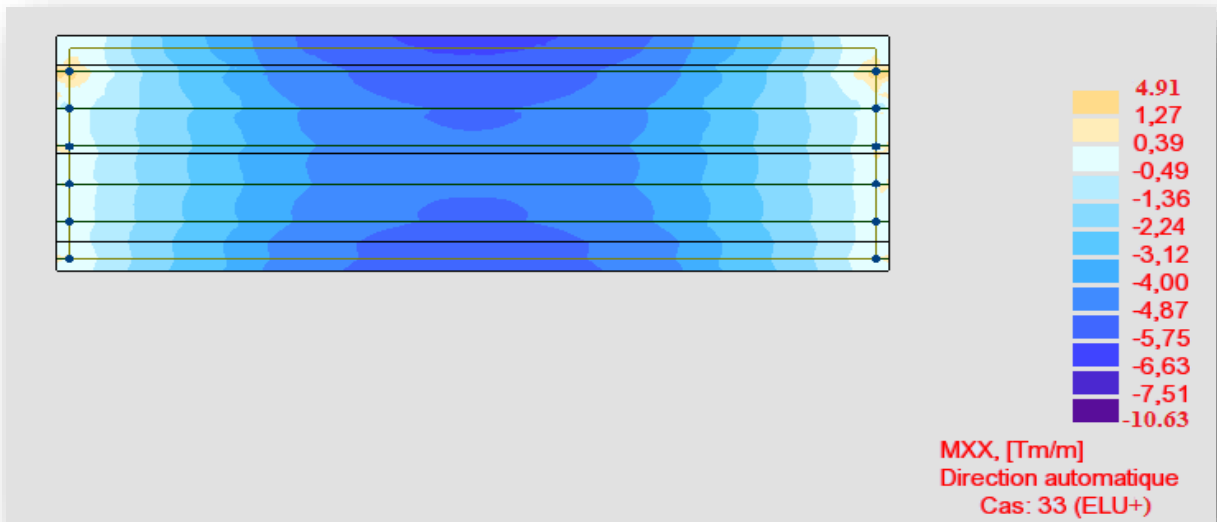


Figure IV.21. Cartographie du moment transversal à l'ELU

ELS :

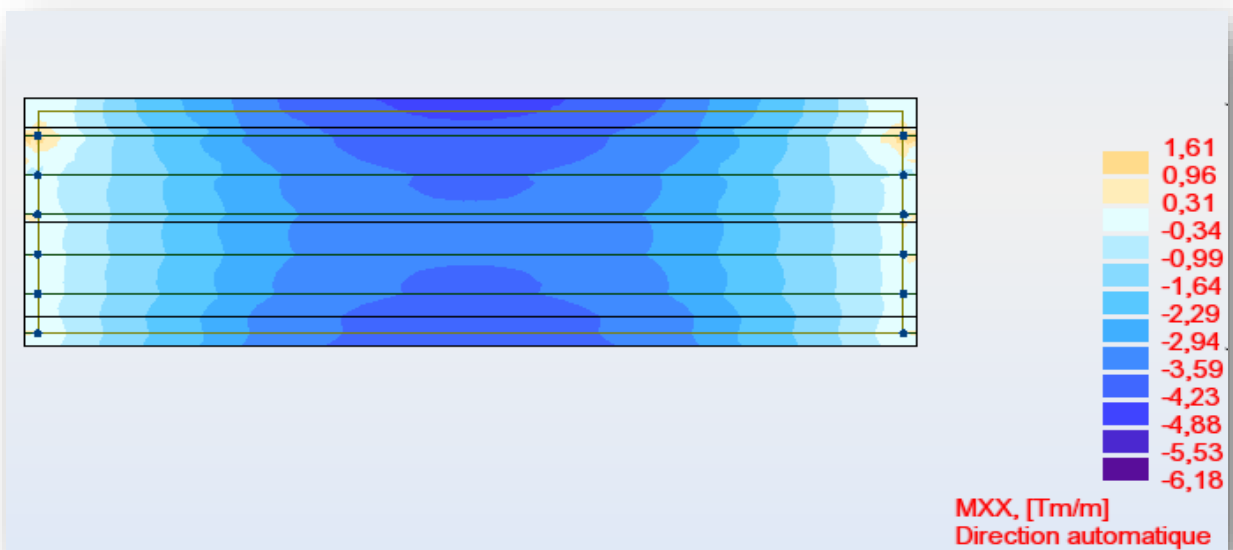


Figure IV.22. Cartographie du moment transversal à l'ELS

CHAPITER IV : ETUDE DE L'HOUDIS

Tableau IV.24. Récapitulatif des moments

		Mxx (t.m)	Myy (t.m)
ELU	En appui	4.91	6.62
	En travée	10.63	12.96
ELS	En appui	1.61	4.91
	En travée	6.18	9.16

V. FERRAILLAGE DE LA DALLE

Le hourdis est ferrailé en deux nappes inférieure et supérieure, dans les deux directions longitudinale et transversale. Donc on étudiera une section rectangulaire en flexion simple selon les règles de B.A.E.L

On considère les caractéristiques suivantes :

- L'enrobage C=3 cm
- La hauteur utile d = 0.9h = 22.5 cm.
- Une largeur b = 100 cm
- $f_{bu} = 19.83 \text{ Mpa}$
- $f_e = 400 \text{ Mpa}$

V.1. Armature au sens longitudinal

V.1.1. Sur appui :

$$M_u = 4.91 \text{ t.m} = 0.0491 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_c 28}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85(35)}{1.5 (1)} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$\text{Le moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.0491}{1 \times 0.051 \times 19.83} = 0.049 < 0.186$$

$$\epsilon_s = 10 \times 10^{-3} = 0.01$$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} = 0.002$$

$$\epsilon_{es} < \epsilon_s \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.063$$

$$\text{Bras de levier réduit : } Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.225(1 - 0.4 (0.063)) = 0.219 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{0.0491}{347.82 \times 0.219} = 6.45 \text{ cm}^2 ; \text{ on prend } \mathbf{5HA16} \text{ avec } e = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

V.1.2. En travée :

$$M_u = 10.63 \text{ t.m} = 0.1063 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_c 28}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85(35)}{1.5 (1)} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$\text{Le moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.1042}{1 \times 0.051 \times 19.83} = 0.103 < 0.186$$

$$\epsilon_s = 10 \times 10^{-3} = 0.01$$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} = 0.002$$

$$\epsilon_{es} < \epsilon_s \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$$

CHAPITER IV : ETUDE DE L'HOUDIS

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.136$$

$$\text{Bras de levier réduit : } Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.225(1 - 0.4 (0.136)) = 0.213 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\sigma_s \times Z} = \frac{0.1063}{347.82 \times 0.213} = 14.06 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ on prend } \mathbf{5HA20} \text{ avec } e = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

V.2. Armature au sens transversal

$$\text{Sur appui : } Mu = 6.62 \text{ t.m} = 0.0662 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85(35)}{1.5 (1)} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$\text{Le moment réduit : } \mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.0662}{1 \times 0.051 \times 19.83} = 0.065 < 0.186$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} = 0.01$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} = 0.002$$

$$\varepsilon_{es} < \varepsilon_s \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.085$$

$$\text{Bras de levier réduit : } Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.225(1 - 0.4 (0.085)) = 0.217 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\sigma_s \times Z} = \frac{0.0662}{347.82 \times 0.217} = 8.77 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ on prend } \mathbf{4HA20} \text{ avec } e = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

V.2.1. En travée :

$$Mu = 12.46 \text{ t.m} = 0.1246 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85(35)}{1.5 (1)} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$\text{Le moment réduit : } \mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.1246}{1 \times 0.051 \times 19.83} = 0.123 < 0.186$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} = 0.01$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} = 0.002$$

$$\varepsilon_{es} < \varepsilon_s \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.165$$

$$\text{Bras de levier réduit : } Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.225(1 - 0.4 (0.165)) = 0.210 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\sigma_s \times Z} = \frac{0.1246}{347.82 \times 0.210} = 17.06 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ on prend } \mathbf{4HA25} \text{ avec } e = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

V.3. Vérification

V.3.1. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s = 6.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = A_{CNF} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \mathbf{\text{vérifier}}$$

V.3.2. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_{u\max} = V_{uy} = 1.35 V_G + 1.6 \max (A_l ; B_c) = 7,38 \cdot 10^{-2} \text{ MN / ml}$$

$$V_{ux} = 7,52 \cdot 10^{-2} \text{ MN / ml}$$

$$\tau_u = \tau_{uy} = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{0.0738}{0.225 \cdot (1)} = 0.334 \text{ Mpa}$$

CHAPITER IV : ETUDE DE L'HOUDIS

$$\tau_{ux} = \frac{v_{umax}}{b \cdot d} = \frac{0.0752}{0.225 \cdot (1)} = 0.328 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(4 \text{ Mpa}, 0.07 f_{c28} / \gamma_b) = 3.5 \text{ Mpa} \quad \text{vérifier.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, dans ce cas le ferrailage transversal de la dalle n'est pas nécessaire car la dalle étant coulée sur place sans reprise de bétonnage.

V.3.3. Vérification des armatures minimum

Il faut vérifier que : $\frac{A_{ymin}}{b_0 \cdot h} \geq 0,0008$,

$$A_{ymin} \geq 0,0008 \cdot b_0 \cdot h;$$

$$A_{xmax} \geq 0,0008 \cdot \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \cdot b_0 \cdot h;$$

$$\rightarrow \begin{cases} 6.45 > 2.00 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ 14.86 > 2.97 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

V.3.4. Vérification des espacements

Suivant xx : $S_{txmax} = \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm};$

Suivant yy : $S_{txmax} = \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

Vérifier

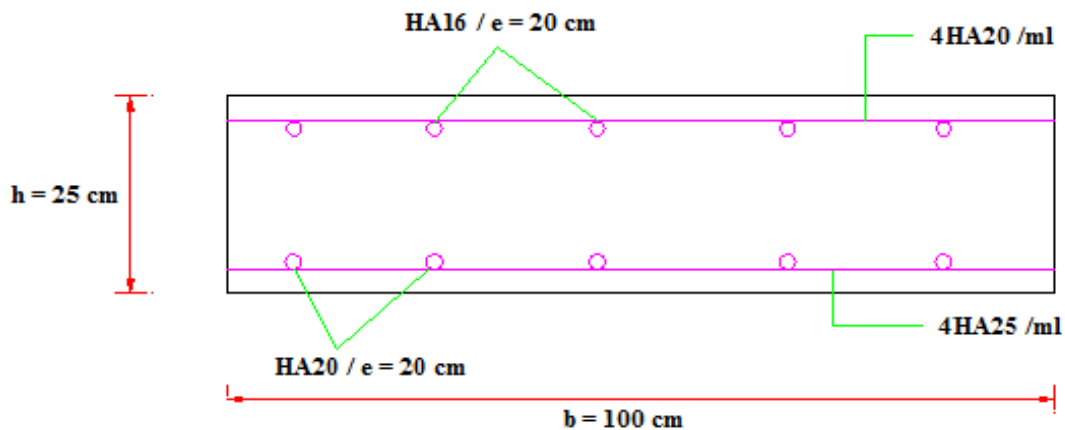


Figure IV.23. Schéma de ferrailage général de dalle

CHAPITER IV : ETUDE DE L'HOURLDIS

V.3.5. Vérification du non poinçonnement :

D'après le (BAEL 91. Art A.5.2, 42) la condition de non poinçonnement est vérifiée si la relation suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0.45 U_c \cdot h \cdot (f_{c28} / \gamma_b)$$

$$u = u_0 + h_d + \varepsilon h_{\text{revêtement}}$$

$$v = v_0 + h_d + \varepsilon h_{\text{revêtement}}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite ultime vaut 1.6 P.

h : Epaisseur totale de la dalle = 0.25 m

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen $U_c = 2(u+v)$.

Tableau IV.25. Vérification du non poinçonnement

Charges	P (t)	u (m)	v (m)	U_c (m)	$0.45 U_c \cdot h \cdot (f_{c28} / \gamma_b)$	Q_u (MN)	Condition
B_c	6	0,62	0,62	2,48	0,651	0,096	Vérifiée
B_t	8	0,97	0,62	3,18	0,835	0,128	Vérifiée
B_r	10	0,97	0,67	3,28	0,861	0,160	Vérifiée

VI. CONCLUSION

Après avoir défini les efforts maximaux, et ferrailer la dalle on va entamer le chapitre suivant.

***CHAPTER V : CALCUL DES
DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS***

CHAPITER V : CALCUL DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

I. CALCUL DES DEFORMATIONS

I.1. Introduction

Il est nécessaire d'évaluer les valeurs de ces déformations pour le dimensionnement du joint de chaussée et d'appareils d'appuis.

I.2. Les déformations

Sachant que les différentes déformations que peut subir une construction en béton sont :

- Les flèches et les rotations qui sont due essentiellement aux charges permanentes et surcharges.
- Les déplacements horizontaux (fluage, retrait et température)

On note que dans ce qui suit les flèches sont comptées positivement vers le bas.

I.3. Calcul des flèches

L : longueur d'une travée = 32.40 m

E_v : module de déformation différée $E_v = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_c j} = 11993.91 \text{ t/m}^2$

I_G : moment d'inertie (poutre +hourdis) à mi-travée $I_G = 0.2781 \text{ m}^4$

$E_i = 35981.73 \text{ t/m}^2$

I.3.1. Flèche due au poids propre

$$f_G = \frac{5 G_p}{384 E_v I_G} L^4$$

G_p : poids propre de tablier porté par une poutre $G_p = G_{\text{tot}} / 6 = 3.17 \text{ t/ml}$

$$f_G = \frac{5 \times 3.17}{384 \times 11993.91 \times 0.2781} 32.4^4 = 0.1364 \text{ m} \quad \mathbf{f_G = 13.64 \text{ cm}}$$

I.3.2. Flèche due a la surcharge D240

La flèche maximale est obtenue entre **a** et **a+b** et s'exprime par :

$$f_{D240} = \frac{5 Q}{384 E I} L^4$$

$Q_{D240} = Q_{D240}' \times K_{\alpha_{\text{moy}}} \div \text{nbr}_{\text{poutre}} = \frac{12.9}{6} \times 1.13 = 2.43 \text{ t/ml}$

$$f_{D240} = \frac{5 \times 2.43}{384 \times 35981.73 \times 0.2781} 32.4^4 = 0.035 \text{ m} \quad \mathbf{f_{D240} = 3.5 \text{ cm}}$$

I.3.3. Flèche due à la précontrainte

$$f_p = \int_0^l \frac{M M}{E v I} dx$$

$$M_p = \sum N_i e_{pi} \qquad N_i = \sum P_i \cos \alpha_i$$

$$P_i : \text{effort de précontrainte} \qquad P_i = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{tot}) A_p$$

$$e_{pi} = - (v_i + y_i). \qquad A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{p0} = 1440 \text{ Mpa.}$$

$$V_{i1} = 0.816 \text{ m} \qquad V_{i2} = 0.8298 \text{ m} \qquad V_{i3} = 0.8417 \text{ m}$$

Section d'about : X=0

$$P_1 = 1800 \times 10^{-6} (1440 - 200.14) \cos 12 = 2.18 \text{ MN}$$

$$P_2 = 1800 \times 10^{-6} (1440 - 257.84) \cos 12.64 = 2.08 \text{ MN}$$

Section d'about : X=0.25 L

$$P_1 = 1800 \times 10^{-6} (1440 - 330.2) \cos 0 = 2.00 \text{ MN}$$

$$P_2 = 1800 \times 10^{-6} (1440 - 407.3) \cos 0 = 1.86 \text{ MN}$$

$$P_3 = 1800 \times 10^{-6} (1440 - 429.80) \cos 2.58 = 1.82 \text{ MN}$$

Section d'about : X=0.5 L

$$P_1 = 1800 \times 10^{-6} (1440 - 316.9) \cos 0 = 2.02 \text{ MN}$$

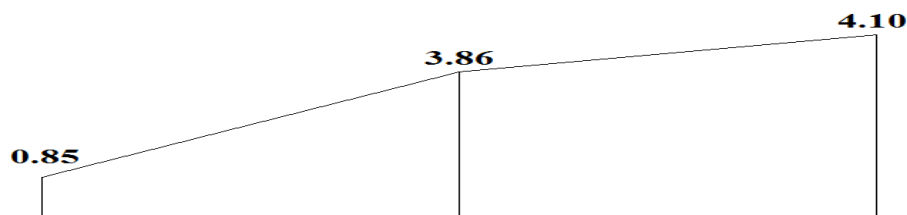
$$P_2 = 1800 \times 10^{-6} (1440 - 380.04) \cos 0 = 1.91 \text{ MN}$$

$$P_3 = 1800 \times 10^{-6} (1440 - 375.89) \cos 0 = 1.92 \text{ MN}$$

Tableau V.26. Flèche due à la précontrainte

Section	0	0.25L	0.5L
N_i (MN)	4.26	5.68	5.85
e_{pi} (m)	-0.20	-0.68	-0.70
M_p (MN.m)	-0.85	-3.86	-4.10

Donc on obtint le diagramme du moment M_p suivant :



CHAPITER V : CALCUL DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

$$\int M\bar{M} dx = A \times B$$

$$A = \frac{1}{4} L = 32.4 / 4 = 8.1 \text{ m (méthodes de Mohr)}$$

$$B = \int M dx = \text{aire de diagramme du moment } M_p$$

$$B = - 51.3135 \text{ t.m}^2 \text{ (d'après Auto CAD)}$$

$$f_p = 2 \times \frac{A \times B}{E \times I} = -2 \times \frac{8.1 \times 51.3135}{11993.91 \times 0.2781} = -0.2492 \text{ m} \quad \mathbf{f_p = 24.92 \text{ cm}}$$

I.3.4. Flèche de construction

On adopte pour le fond du coffrage, une flèche dite de construction qui est vers le bas pour résoudre le problème de divergence entre la flèche due au poids propre et la contre flèche due à la précontrainte.

$$f_c = \frac{3}{4} |f_G - f_p| = \frac{3}{4} |0.1364 - 0.2492| = 0.0846 \text{ m} \quad \mathbf{f_c = 8.46 \text{ cm}}$$

I.3.5. La flèche totale

$$\text{En service à vide : } f_G + f_p + f_c = 0.1364 - 0.2492 + 0.0846 = - \mathbf{2.82 \text{ cm}}$$

$$\text{En service en charge : } f_G + f_p + f_c + f_{D240} = 0.1364 - 0.2492 + 0.0846 + 0.035 = \mathbf{0.68 \text{ cm}}$$

I.3.6. La flèche admissible

$$\text{A l'ELS } f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{33.4}{300} = 0.111 \text{ m} \quad \mathbf{f_{adm} = 11.1 \text{ cm}}$$

La condition est vérifiée

I.4. Calcul des rotations

Les sont calculées au niveau de la section d'about (position de la rotation max) de la poutre la plus sollicitée.

$$E_v : \text{module de déformation différée } E_v = 11993.91 \text{ t/m}^2$$

$$L : \text{longueur d'une travée} = 32.40 \text{ m}$$

$$I_G : \text{moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about } I_G = 0.3392 \text{ m}^4$$

$$E_i : \text{module de déformation instantané } E = 35981.73 \text{ t/m}^2$$

I.4.1. Rotation sous poids propre

$$\theta_G = \frac{Q}{24 \times E_v \times I} L^3$$

$$Q_{G\text{poutre}} : \text{la charge de tablier porté par une poutre} \quad Q_{G\text{poutre}} = G_{\text{tot}} / 6 = 3.17 \text{ t/ml}$$

$$\theta_G = \frac{3.17}{24 \times 11993.91 \times 0.3392} 32.4^3 = 0.011 \text{ rad} \quad \mathbf{\theta_G = 0.011 \text{ rad}}$$

I.4.2. Rotation sous D240

CHAPITER V : CALCUL DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

$$\theta_{D240} = \frac{Q_{D240}}{24 E_i I} L^3$$

Avec :

$$Q_{D240} = Q'_{D240} \times K_{\alpha_{moy}} \div \text{nbr}_{\text{poutre}} = \frac{12.9}{6} \times 1.13 = 2.43 \text{ t/ml}$$

$$\theta_{D240} = \frac{2.43}{24 \times 35981.73 \times 0.3392} 32.4^3 = 0.0028 \text{ rad} \quad \theta_{D240} = \mathbf{0.0028 \text{ rad}}$$

I.4.3. Rotation d'appuis sous l'effet de la précontrainte

$$\theta_p = \frac{1}{2EI} \int M_p dx$$

On procède de la même façon que précédemment pour calculer la flèche.

$$\int M_p dx = 2(-51.3135) = -102.63 \text{ t.m}^2$$

$$\theta_p = \frac{1}{2 \times 11993.91 \times 0.3392} \times (-102.63) = -0.013 \text{ rad} \quad \theta_p = \mathbf{-0.013 \text{ rad}}$$

I.4.4. Rotation totale

En service à vide : $\theta_G + \theta_p = 0.011 + 0.013 = -0.002 \text{ rad}$

En service en charge : $\theta_G + \theta_p + \theta_{D240} = 0.011 + 0.0028 - 0.013 = 0.0008 \text{ rad}$

I.5. Calcul des déplacements

I.5.1. Déplacement dû à la rotation d'appuis :

h : hauteur de la poutre + hourdis = 1.75 m

- A vide :

$$\Delta_{\text{Rot}} = \theta \times \frac{h}{2} = 0.011 \times \frac{1.75}{2} = \mathbf{0.96 \text{ cm}}$$

- En service :

$$\Delta_{\text{Rot}} = \theta \times \frac{h}{2} = 0.0028 \times \frac{1.75}{2} = \mathbf{0.25 \text{ cm}}$$

I.5.2. Déplacement du au retrait

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \rightarrow \Delta L = \varepsilon \times L$$

Le BPEL propose les formules suivantes :

$$\Delta_{\text{ret}} = \varepsilon_r \times \frac{L}{2}$$

ε_r : le total du béton = 0.0003 Retrait final (nord Algérien).

$$\Delta_{\text{ret}} = 0.0003 \times \frac{33.4}{2} = 0.00486 \text{ m} \quad \Delta_{\text{ret}} = \mathbf{0.486 \text{ cm}}$$

CHAPITER V : CALCUL DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

I.5.3. Déplacement du au fluage

$$\Delta_{flu} = \frac{\Delta \sigma f}{E_p} \times \frac{L}{2}$$

$\Delta \sigma f$: Perte due au fluage a l'about = 39.18 Mpa

E_p : module d'élasticité de l'acier = 200000 Mpa

L : longueur de la poutre = 33.40 m

$$\Delta_{flu} = \frac{39.18}{200000} \times \frac{33.40}{2} = 0.0033 \text{ m} \quad \Delta_{flu} = \mathbf{0.33 \text{ cm}}$$

I.5.4. Déplacement du a al température

$$\Delta_{temp} = \epsilon_t \times \frac{L}{2} \quad \text{Pour variation de température de } \pm 20^\circ\text{C}$$

$\epsilon_t = \pm 0.0003$ (courte durée)

$$\bullet \quad \Delta_{temp} = 0.0003 \times \frac{33.4}{2} = 0.00501 \text{ m} \quad \Delta_{temp} = \mathbf{0.501 \text{ cm}}$$

$\epsilon_t = \pm 0.0002$ (longue durée)

$$\bullet \quad \Delta_{temp} = 0.0002 \times \frac{33.4}{2} = 0.00334 \text{ m} \quad \Delta_{temp} = \mathbf{0.334 \text{ cm}}$$

Conclusion :

Déplacement total maximum est :

$$\Delta_{lmax} = \frac{2}{3} (\Delta_{Rot} + \Delta_{ret} + \Delta_{flu}) + \Delta_{temp} = 1.05 \text{ cm}$$

II. CALCUL DES EQUIPEMENTS

II.1. Introduction

Les tabliers de pont reçoivent les superstructures, qui les rendent propres à leur utilisation finale en service.

L'équipement ne font pas de la structure du pont et n'interviennent pas dans sa résistance, mais ils sont déterminants dans la conception des tabliers et doivent être pris en compte dès le début de l'étude du projet

II.2. Les appareils d'appuis

L'appareil d'appui est l'élément placé entre le tablier et les appuis dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation et de permettre des mouvements de rotation ou de translation.

Il n'intervienne pas en effet directement dans les structures et leurs calculs, et leur durée de vie est inférieure à celle de l'ouvrage ; doivent être vérifiés fréquemment et parfois changés.

CHAPITER V : CALCUL DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

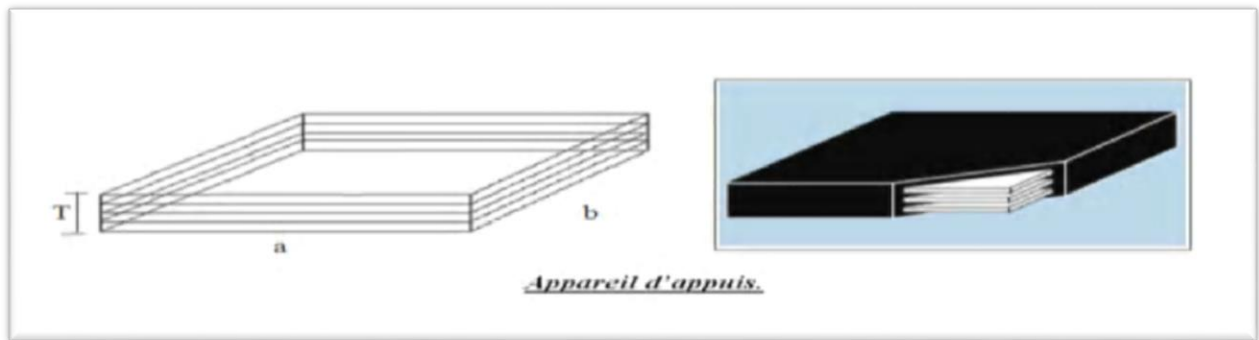


Figure V.24. Dimensionnement d'appareil d'appui

Dans notre ouvrage on utilise des appareilles d'appuis en élastomère fretté de section $a \times b$. où a est le petit côté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

Il est constitué par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du Néoprène), et de tôles d'acier jouant le rôle de frette, la liaison entre les tôles et le Néoprène étant obtenue par cette adhérisation au moment de la vulcanisation.

Il est dimensionné de sorte que sa section vérifie la condition de non-cheminement et de résister aussi à l'écrasement. Ces deux conditions sont exprimées par la double inégalité :

❖ **Aire de L'appareil d'appui**

$$2 \text{ Mpa} \leq \sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ Mpa}$$

- a : cote parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage
- b : cote perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage (on considère que $a < b$)
- σ_{\max} : la contrainte moyenne de compression due à l'effort $R_{\max} = R_G + R_{D240} = 81.9 \text{ t}$
- 2 Mpa : condition de non cheminement. $a \times b \leq 4095 \text{ cm}^2$
- 15 Mpa : condition de non écrasement. $546 \text{ cm}^2 \leq a \times b$

❖ **La hauteur nette de l'élastomère**

$$T > \frac{U}{0.5} \quad U_1 : \text{déplacement horizontal sous (retrait, fluage, rotation et température)}$$

$$U_1 = 1.4 \text{ cm}$$

$$T > \frac{1.4}{0.5} = 2.8 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad T = 40 \text{ cm}$$

Donc 4 feuilles de 10 mm

❖ **Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :**

Il faut respecter la condition suivante :

II.2.1. Condition de non flambement :

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

CHAPITER V : CALCUL DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

$$5T \leq a \leq 10T \quad \rightarrow \quad 200 \text{ mm} \leq a \leq 400 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} a = 300 \text{ mm} \\ b = 300 \text{ mm} \end{cases} \quad \rightarrow \quad 546 \text{ cm}^2 \leq 900 \text{ cm}^2 \leq 4095 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifie})$$

II.2.2. Evaluation des efforts horizontaux

Surcharge A

$$F_{A1} = \frac{s}{20 + (0,0035 \times s)} A(l) = 11.51 \text{ t}$$

$$\text{Freinage du à A(l) : } \rightarrow H_{A1} = \frac{F}{2 \times n} = \frac{11.51}{2 \times 6} = 0.96 \text{ t}$$

N : nombre de poutres

Surcharge Bc

Un seul camion est supposé freiner et sa force de freinage égale à son poids : $F_{Bc} = 30 \text{ t}$

$$\text{Freinage du à A(l) : } \rightarrow H_{Bc} = \frac{F}{2 \times n} = \frac{30}{2 \times 6} = 2.5 \text{ t}$$

II.2.2.1.1. Effort dû au séisme (RPOA)

$$F_s = K \times P$$

Avec $P_{\text{tab}} = 635.85 \text{ T}$ (poids du tablier)

L'accélération sismique horizontale est prise égale à $K_H = 0,15 \text{ m/s}^2$;

$$H_s = \frac{0,15 \times 635.85}{2 \times 6} = 7.95 \text{ t}$$

L'accélération sismique horizontale est prise égale à $K_v = 0,3K_H = 0.045$

$$V_s = \frac{0,045 \times 635.85}{2 \times 6} = 2.38 \text{ t}$$

II.2.2.1.2. Effort dû aux déplacements

$$H_{\text{dep}} = \frac{\Delta h_{\text{max}} \times G \times a \times b}{T} = \frac{0,014 \times 80 \times 0,3 \times 0,3}{0,04} = 2.52 \text{ t}$$

Avec G : Module d'élasticité transversal = 0.8 Mpa et $\Delta h_{\text{max}} = 1.4 \text{ cm}$

❖ Vérification des contraintes :

Les vérifications à effectuer à l'ELU

⇒ **Contrainte de compression :**

$$\sigma = \frac{N_{\text{max}}}{a \cdot b}$$

$$N_{\text{max}} = 81.9 \text{ t} \quad \rightarrow \quad \sigma = \frac{81.9}{3 \times 3} = 9.1 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa. (Verifie)}$$

⇒ **Contrainte de cisaillement :**

II.2.2.1.3. Effort de cisaillement dû à l'effort normal

$$\tau_N = \frac{1.5 \sigma_m}{\beta} \leq 3G$$

CHAPITER V : CALCUL DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

Avec $\beta = 7.5$ et $\sigma_m = 9.1$ Mpa

$$\tau_N = \frac{1.5 \times 9.1}{7.5} = 1.82 \text{ Mpa}$$

$$1.82 \text{ Mpa} \leq 2.4 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifie})$$

II.2.2.1.4. Effort de cisaillement dû à l'effort horizontal

- Sous un déplacement lent

$$\tau_H = \frac{U}{T} G \leq 0.5 G$$

$$G = 0.8 \text{ Mpa} \quad T = 40 \text{ mm} \quad U_1 = 14 \text{ mm}$$

$$\tau_H = \frac{14}{40} 0.8 \leq 0.5 \times 0.8$$

$$0.28 \text{ Mpa} \leq 0.40 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifie})$$

- Sous effet dynamique (freinage) :

$$\tau_{Hbc} = \frac{H_{bc}}{a \cdot b} \leq 0.5 G$$

$$\text{Avec : } H_{Bc} = 2.5 \text{ t} \quad \tau_{Hbc} = \frac{0.025}{0.3 \times 0.3} = 0.27 \text{ Mpa}$$

$$0.278 \text{ Mpa} \leq 0.40 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifie})$$

- Sous effort de déformation lente +rapide due au freinage :

$$\tau_H + 0.5 \tau_{Hbc} \leq 0.7 G$$

$$0.28 + 0.27 \leq 0.7 (0.8)$$

$$0.55 \text{ Mpa} \leq 0.56 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifie})$$

- Sollicitation due à une rotation :

$$\tau_\alpha = \frac{G a^2 (\alpha_t + \alpha_0)}{2t^2 n}$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose. Pour les poutres préfabriquées en BP = 0.01 rad

α_t : rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide) = - 0.002 rad

$$\tau_\alpha = \frac{0.8 (300)^2 (-0.002 + 0.01)}{2(10)^2 \cdot 4} = 0.72 \text{ Mpa}$$

Il fait vérifie la condition suivante :

$$\tau = \tau_\alpha + \tau_N + \tau_H \leq 5G$$

$$\tau = 0.72 + 0.28 + 1.82 = 2.82 \text{ Mpa}$$

$$2.82 \text{ Mpa} \leq 4 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifie})$$

CHAPITER V : CALCUL DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

II.2.2.1.5. Condition de non cheminement et non glissement :

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

1^{ere} condition : $\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} > 200 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_{\min} = \frac{52.99}{0.3 \times 0.3} = 588.77 \text{ t/m}^2 > 200 \text{ t/m}^2 \quad (\text{vérifie})$$

2^{eme} condition : $H \leq f \cdot N_{\min}$

f : Coefficient de frottement. $f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_{\min}} = 0.1 + \frac{0.6}{5.89} = 0.20$

f. $N_{\min} = 10.6 \text{ t}$

- H due à la déformation lente

$$2.52 \text{ t} \leq 10.6 \text{ t} \quad (\text{vérifie})$$

- H due au séisme

$$H = \frac{H_s}{2 \times n} = \frac{7.95}{2 \times 4} = 1 \text{ t}$$

$$2.52 \text{ t} \leq 10.6 \text{ t} \quad (\text{vérifie})$$

II.2.2.1.6. Condition de non soulèvement

On doit vérifier cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normales.

$$\alpha_t \leq \frac{3t^2 \sigma_{\min}}{\beta a^2 G}$$

$$\alpha_t = -0.002 \text{ rad} \quad \text{et} \quad \frac{3t^2 \sigma_{\min}}{\beta a^2 G} = \frac{3 \times 1^2 \times 5.89}{7.5 \times 30^2 \times 0.8} = 0.0033 \text{ rad}$$

$$-0.002 \text{ rad} \leq 0.0033 \text{ rad} \quad (\text{vérifie})$$

II.2.3. Dimensionnement des frettes :

$$\begin{cases} ts \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ ts \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec $\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)}$ et $\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b}$

On prend : $\begin{cases} a = 300 \text{ mm} \\ b = 300 \text{ mm} \\ t = 10 \text{ mm} \end{cases}$

CHAPITER V : CALCUL DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

$$\sigma_m = \frac{81.9}{3 \times 3} = 910 \text{ t/m}^2 \quad \beta = \frac{300 \times 400}{2 \times 10 (300 + 300)} = 7.5$$

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes (S235). $\sigma_e = 23500 \text{ t/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{0.3 \times 910}{7.5 \times 23500} = 1.5 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow t_s = 3 \text{ mm}$$

Les dimensions de l'appareil sont : a. b. m(c + t_s)

- n: nombre d'appareil d'appui dans l'ouvrage complet.
- c: épaisseur d'une plaque d'élastomère.
- t_s : épaisseur d'une frette métallique interposée entre deux plaques d'élastomère.
- m : nombre de plaque d'élastomère.

$$300 \times 300 \times 4(10+3).$$

Il se compose de 4 feuillets d'élastomère intermédiaires de 10 mm, et 4 autres extérieures de 3 mm d'épaisseur.

II.3. Fonction des dés d'appuis

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier

II.3.1. Ferrailage du dé d'appui :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures.

II.3.1.1.1. Armatures de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort de $R = 0.25 R_u^{\max}$

$$R_u^{\max} = 1.1 \text{ MN} \rightarrow R = 0.275 \text{ MN.}$$

$$\frac{R}{\sigma_s 10} = f_e / \gamma_s \rightarrow \frac{R}{\sigma_s 10} = 347.82 \text{ Mpa.}$$

$$A_c = \frac{R}{\sigma_s 10} = 0.275 / 347.82 \rightarrow A_c = 7.91 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA16** ($A_c = 8.05 \text{ cm}^2$)

II.3.1.1.2. Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures la section calculée doit reprendre un effort de : $R = 0.125 R_u^{\max} = 0.1375 \text{ MN}$

$$A_p = \frac{R}{\sigma_s 10} = 0.1375 / 347.82 \rightarrow A_p = 3.95 \text{ cm}^2$$

On prend : **8HA8** ($A_p = 4.02 \text{ cm}^2$)

II.3.1.1.3. Armatures de diffusion :

CHAPITER V : CALCUL DES DEFORMATIONS & EQUIPEMENTS

- Ferrailage de surface (frettes supérieures) :

Ce sont des armatures capables de reprendre : $R = 4\% R_{u}^{\max} = 0.044 \text{ MN}$

$$A_{fs} = \frac{R}{\sigma_{s10}} = 0.044 / 347.82 \quad \rightarrow A_{fs} = 1.26 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA8** ($A_{fs} = 2.01 \text{ cm}^2$)

- Ferrailage d'éclatement (frettes inférieures) :

Ce sont des armatures capables de reprendre : $R = 10\% R_{u}^{\max} = 0.11 \text{ MN}$

$$A_{fi} = \frac{R}{\sigma_{s10}} = 0.11 / 347.82 \quad \rightarrow A_{fi} = 3.16 \text{ cm}^2$$

On prend : **8HA8** ($A_c = 4.02 \text{ cm}^2$)

II.4. Les joints de chaussées :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales sous l'effet de la température, retrait, fluage et les charge d'exploitation. afin de limiter les effets parasites dus à ces déformations, le tablier est rendu librement dilatable par des coupures transversales, généralement situé à ses extrémités.

Au droit de chacune de ces coupures, on dispose un joint de chaussée dont le rôle est de permettre aux véhicules de les franchir dans les meilleures conditions de confort et de sécurité.

Le joint de chaussées est conçu afin qu'il répond à plusieurs exigences tel que :

II.4.1. Calcul du souffle des joints :

II.4.2. Déplacement dû aux variations linéaires

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta_{lin} = \Delta_{lmax} = \frac{2}{3} (\Delta_{Rot} + \Delta_{ret} + \Delta_{flu}) + \Delta_{temp} = 0.01 \text{ m}$$

II.4.3. Déplacement du au séisme :

$$\Delta_s = \frac{T \times H_s}{G_{dyn} \times a \times b} = \frac{0.04 \times 7.95}{160 \times 0.3 \times 0.3} = 0.022 \text{ m}$$

$$T = 40 \text{ mm} \quad G_{dyn} = 160 \text{ t/m}^2 \quad H_s = 7.95 \text{ t}$$

II.4.4. Déplacement du au freinage :

$$\Delta_{fri} = \frac{T \times H_{fri}}{G_{dyn} \times a \times b} = \frac{0.04 \times 2.5}{160 \times 0.3 \times 0.3} = 0.0069 \text{ m}$$

$$H_{fri} = 2.5 \text{ t}$$

$$\Delta_{lin} + \Delta_{fri} < w \quad \rightarrow 16.3 \text{ mm} < w$$

$$\rightarrow W = 50 \text{ mm}$$

$$\Delta_{lin} + \Delta_{seis} < 1.3 w \quad \rightarrow 24.6 \text{ mm} < w$$

On choisit un joint chaussée type à pont appuyé qui répond bien aux exigences de confort, d'entretien et d'étanchéité.

II.5. Conclusion

En conclusion de ce chapitre en attire l'attention sur l'importance de bien soigner l'exécution des équipements et son environnement ce qui assure leurs fonctionnements corrects et prolonger leurs duré de vie.

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

I. INTRODUCTION

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front(Remblaie).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Vu les données de projet on adopte une culée remblayée

Tableau VI.27. Implantation des culées

Culée	01(vers Tlemcen)	02(vers Oran)
Côte de projet	103.85	99.44
Côte TN	98.86	94.39
Ancrage de fondation	1.23	1.08
Hauteur de la culée(m)	6	6

II. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que les hauteurs de notre culée sont égales

II.1. Le sommier d'appui

- Hauteur : 4m.
- Longueur : $L=9,8m$.
- La largeur : 1,3m.

II.2. Mur garde grève

- Hauteur : $H_{gg} = e \text{ de d'appui+appareil d'appui} + h_{\text{poutre + dalle}} = 1.1 \text{ m}$
- Longueur : $L_{gg} = 10 \text{ m}$ (largeur du tablier).
- Epaisseur : $E_{gg} = \max(30 \text{ cm} ; 0.125H_{gg}) = 30 \text{ cm}$

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

II.3. Mur de front :

Le mur frontal est constitué, d'un voile portant le tablier, il sert aussi à supporter les charges du remblai ainsi que la transmission des efforts à la semelle ; Ce mur est encastré sur le côté latéral et à la base sur la semelle l'épaisseur du mur ne doit pas être supérieure à celle de la semelle pour assurer l'encastrement

- Hauteur : $H_{MF} = 4\text{m}$ (à partir de semelle et la hauteur de mur de garde grève)
- Epaisseur : $E_{MF} = E_{gg} + 1 = 1.3\text{m}$.
- Longueur : $L_{MF} = 9,82\text{m}$ (largeur du tablier).

II.4. Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, elle est conçue de façon à éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais de la culée, cette dalle prend appui sur le remblai et sur le corbeau.

Elle présente la même dimension transversale que le mur garde grève, on peut dimensionner cette longueur par la formule suivante :

- $L = \min [6\text{m}, \max (3\text{m}, 0.6h)] = 3.6 \text{ m}$
- $h = H_{MF} + H_{gg} = 5.1\text{m}$

→ On prend : $L=5\text{m}$

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de 30cm

II.5. Mur en retour

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante dimensionnée par des considérations de résistance mécanique, Elle varie entre 30cm et 50cm, Nous prenons $e = 40 \text{ cm}$. Il a une longueur de 3.6m et une hauteur de 6m.

II.6. Corbeau :

- Hauteur : $h_1 = 5,1\text{m}$
- Hauteur : $h_2 = 4,5\text{m}$
- Epaisseur : $e = 0,3 \text{ m}$,
- Longueur : $L = 9.82 - 2 \times 0,4 = 9,02 \text{ m}$,

II.7. La fondation

- Epaisseur : 1.5m.
- Largeur : 11m.
- Longueur : 6m.
- Ancrage : 2,67m.

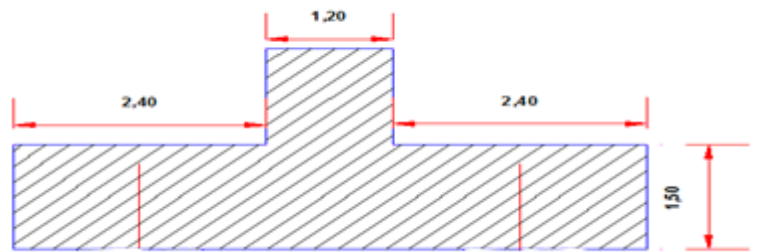


Figure VI. 25. Schéma semelle sous culée sens transversal.

III.ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

La culée sera vérifiée dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques. Les efforts de poussée des terres ainsi de poids propre des éléments de la culée varie d'un cas de chargement à l'autre selon les conditions sismiques et seront calculés à partir d'un coefficient de poussée Kad.

III.1. Calcul du coefficient de poussée dynamique K_{ad}

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de RPOA 2008 :

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

Avec

$\varphi = 30^\circ$ L'angle de frottement interne du remblai.

$\beta = 0^\circ$ angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

$$\theta = \text{tg}^{-1} \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

On distingue dans le calcul quatre cas de chargement :

Cas 01 : sans séisme : $k_h = k_v = 0$

Cas 02 : séisme horizontal seulement : $k_h = 0.1, k_v = 0$

Cas 03 : séisme horizontal + vertical vers le haut : $k_h = 0.1, k_v = +0.07$

Cas 04 : séisme horizontal + vertical vers le bas : $k_h = 0.1, k_v = -0.07$

Tableau VI.28. Valeur de coefficient de poussée dynamique

Désignation	K_h	K_v	θ	K_{ad}
Cas 01	0	0	0	0.333
Cas 02	0.1	0	5.71	0.397
Cas 03	0.1	+0.07	5.34	0.392
Cas 04	0.1	-0.07	6.14	0.402

III.2. Poussées dues aux terres

Elle est donnée par la formule suivante

$$PT = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \times L$$

Moment dû à l'effort de poussée des terres est donnée par la formule suivante :

$$M_t = \frac{1}{3} \cdot P_t \cdot h$$

Avec :

K_a : Coefficient de poussée, il est donné par la formule

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

suivante :

$\gamma = 2t/m^3$: Poids volumique des terres ;

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol ;

Tableau VI.29. Moment dû à l'effort de poussé des terres

Désignation	K_{ad}	H (m)	F_{pt} (KN)	Z_v (m)	Mr (KN.m)
Poussée sur (MGG+MF)	0.333	6	1174.8	2	2349.6
	0.397		1400.6		2801.2
	0.392		1382.9		2765.9
	0.402		1418.2		2836.5
Poussé sur la semelle	0.333	1.5	44.96	0.5	22.48
	0.397		53.6		26.8
	0.392		52.92		26.46
	0.402		54.27		27.16

III.3. Calcul des poussées dues aux Surcharge

La surcharge sur remblai q est majoré de 20%

$$F_{ps} = 1.2K_{ad}q \times S$$

S : surface de contact.

$$q=1t/m^2$$

Tableau VI.30. Moment dû à l'effort de surcharge

Désignation	K_{ad}	S (m ²)	F_{pt} (KN)	Z_v (m)	Mr (KN.m)
Poussée sur (MGG+MF)	0.333	58.92	23.54	2	47.08
	0.397		28.07		56.14
	0.392		27.72		55.44
	0.402		28.42		56.84
Poussé sur la semelle	0.333	1.5	0.6	0.5	0.3
	0.397		0.71		0.36
	0.392		0.7		0.35
	0.402		0.72		0.36

III.4. Calcul des efforts sismiques inertiels

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments de renversements Mr et stabilisant Ms et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas existants avec :

La force horizontale $F_h = pk_h$

La force verticale $F_v = p(1 \pm k_v)$

Mr : moment de renversement

Ms : moment stabilisant

Le point de calcul des efforts est le coin droit de la semelle, le calcul détaillé est donné dans l'annexe B

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

Tableau VI.31. Récapitulatif des efforts dus au poids

Poids Total (KN)	Cas	Fh (KN)	Fv (KN)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
8536.06	01	0	8536.06	0	22431.17
	02	853.6	8536.06	2519.37	22431.17
	03		9133.58		24264.23
	04		7938.54		20886.41

On récapitule maintenant la somme de l'ensemble des moments et efforts globaux :

Tableau VI.32. Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux

Désignation	Cas	$\sum F_h$ (KN)	$\sum F_v$ (KN)	$\sum M_r$ (KN.m)	$\sum M_s$ (KN.m)
8536.06	01	1243.9	8536.06	2524.14	22431.17
	02	2336.58	8536.06	5403.88	22431.17
	03	2317.84	9133.58	5367.52	24264.23
	04	2355.21	7938.54	5440.25	20886.41

IV. VERIFICATION DE LA STABILITE

IV.1. Vérification du tiers central :

On vérifie que :

$$\text{En condition normale : } E_{\max} = \frac{B}{6} = 1 \succ e = \frac{B}{2} - x'$$

$$\text{En condition sismique : } E_{\max} = \frac{B}{4} = 1.5m \succ e = \frac{B}{2} - x'$$

$$\text{Avec } x' = \frac{\sum M_s - \sum M_r}{(1 \pm K_v)p}$$

Tableau VI.33. Vérification du tiers central dans les deux cas

Cas	$\sum M_r$ (KN.m)	$\sum M_s$ (KN.m)	Kv	$\sum F_v$ (KN)	X'	E_{\max}	e	Vérification
01	2524.14	22431.17	0	8536.06	2.33	1	0.67	Vérifiée
02	5403.88	22431.17	0	8536.06	1.99	1.5	1.01	Vérifiée
03	5367.52	24264.23	+0.07	9133.58	1.93	1.5	1.07	Vérifiée
04	5440.25	20886.41	-0.07	7938.54	2.09	1.5	0.91	Vérifiée

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

IV.2. Stabilité au renversement

La Condition de non renversement :

En condition normale $M_S \geq M_R$

En condition sismique $M_S \geq 1.5M_R$

IV.3. Stabilité au glissement

Il faut vérifier la condition suivante :

En condition normale $\frac{\sum F_V}{\sum F_h} \operatorname{tg} \varphi \geq 1.5$

En condition sismique $\frac{\sum F_V}{\sum F_h} \operatorname{tg} \varphi \geq 1.2$

La vérification est donnée dans le tableau

Tableau VI.34. Vérification de la stabilité au glissement

Cas	$\sum M_r$ (KN.m)	$\sum M_s$ (KN.m)	$\sum F_h$ (KN)	$\sum F_v$ (KN)	$\frac{\sum M_S}{\sum M_R}$	$\frac{\sum F_V}{\sum F_h} \operatorname{tg} \varphi$
01	2524.14	22431.17	1243.9	8536.06	8.88	3.96
02	5403.88	22431.17	2336.58	8536.06	4.15	2.1
03	5367.52	24264.23	2317.84	9133.58	4.52	2.27
04	5440.25	20886.41	2355.21	7938.54	3.84	1.94

Le tableau montre dans les quatre cas, on remarque bien que les deux conditions : (La stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, **donc la stabilité de la culée est vérifiée.**

V. FERRAILLAGE DE LA CULEE

Le ferrailage de culée se fait en analysant les efforts sur chaque constituée ; il convient donc alors de les étudier séparément.

V.1. La semelle

V.1.1. Ferrailage principale (transversal) :

V.1.1.1. Armature inférieure

Le ferrailage sera calculé en flexion simple pour une section de (bo x h). La fissuration est considérée préjudiciable ;

La section d'armatures transversales inférieures est déterminée par la méthode des consoles.

$$b_0 = \phi + h = 1,2 + 1,5 = 2,70m;$$

Le moment de ferrailage est donné par la formule suivante :

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

$$M = R_{\max} \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{b}{4} \right)$$

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 17,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Les valeurs sont récapitulées dans le tableau suivant :

Conditions	Rmax (T)	M (T. m)	M (T. m/ml)
ELS	168,62	252,93	93,67
ELA	237,53	356,30	131,96

- Le calcul est fait avec ROBOT EXPERT.

Ferrailage des semelles aux états limites (sens transversal), armatures inférieures.

Conditions	As calculé (cm ² /ml)	ACNF (cm ² /ml)	Section adopté (cm ² /ml)	Ferrailage adopté
ELS	50.70	17.23	56.30	7T32, e=15cm
ELA				

V.1.1.2. Armature supérieur

$$A_{\text{sup}} = \frac{A_{\text{inf}}}{3} = \frac{50.70}{3} = 16,90 \text{ cm}^2 / \text{ml};$$

$$A_{CNF} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 17,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On adopte **T25** esp =15cm.

V.1.2. Ferrailage secondaires (longitudinal)

La détermination du moment fléchissant et de l'effort tran chant, sera effectuée à l'aide du logiciel ROBOT basé sur la méthode des éléments finis. La semelle sera modélisée comme étant une poutre sur plusieurs appuis, pour une section de h=1,50m et b=1,00m

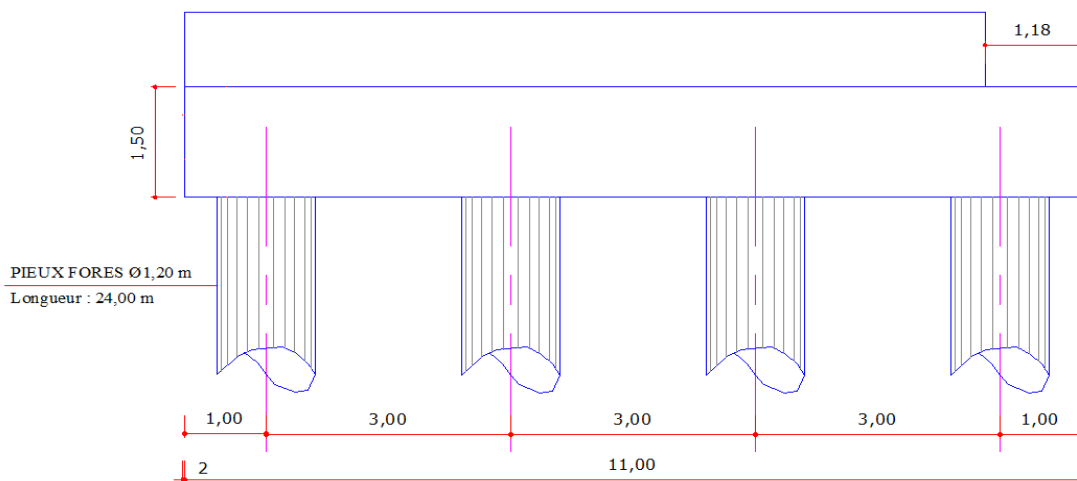


Figure VI.26. Schéma semelle sous culée sens longitudinal.

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

Chargement :

- A l'ELS : $Q_{ser} = 1156,09/11 = 105,09t / ml$
- A l'ELA : $Q_{ELA} = 1029,30/11 = 93,57t / 1 ml$

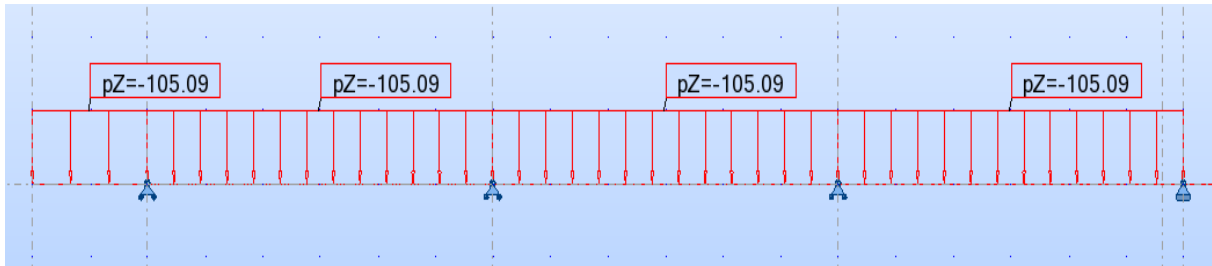


Figure VI.27. Chargement de la semelle à l'ELS dans le sens longitudinal (t/m/1ml).

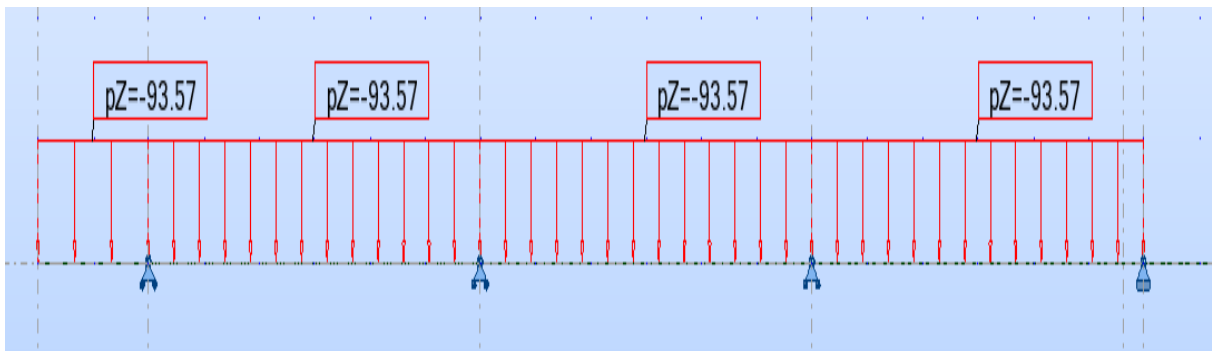


Figure VI.28. Chargement de la semelle à l'ELA dans le sens longitudinal (t/m/1ml).

Résultats

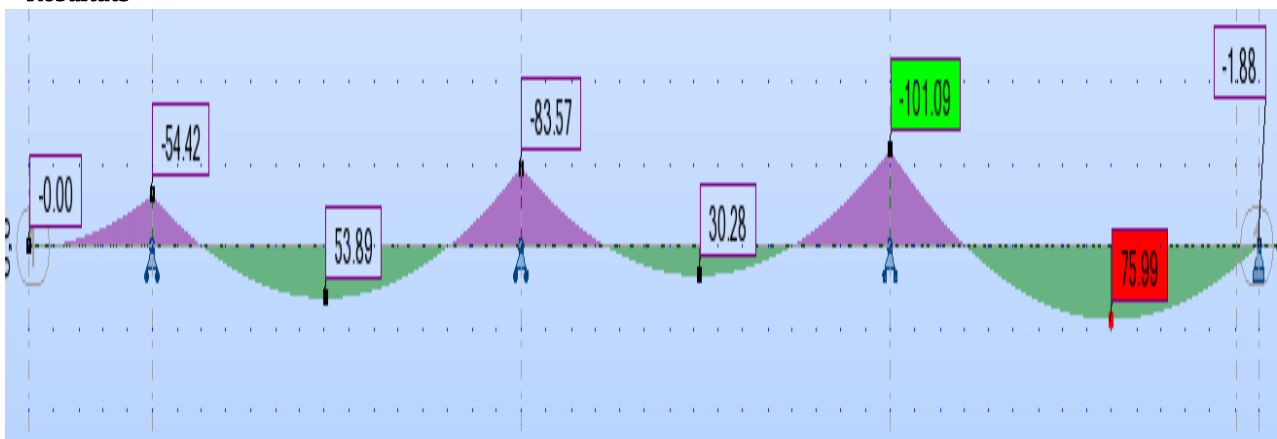


Figure VI.29. Moment fléchissant de la semelle dans le sens longitudinal à l'ELS (T.m).

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

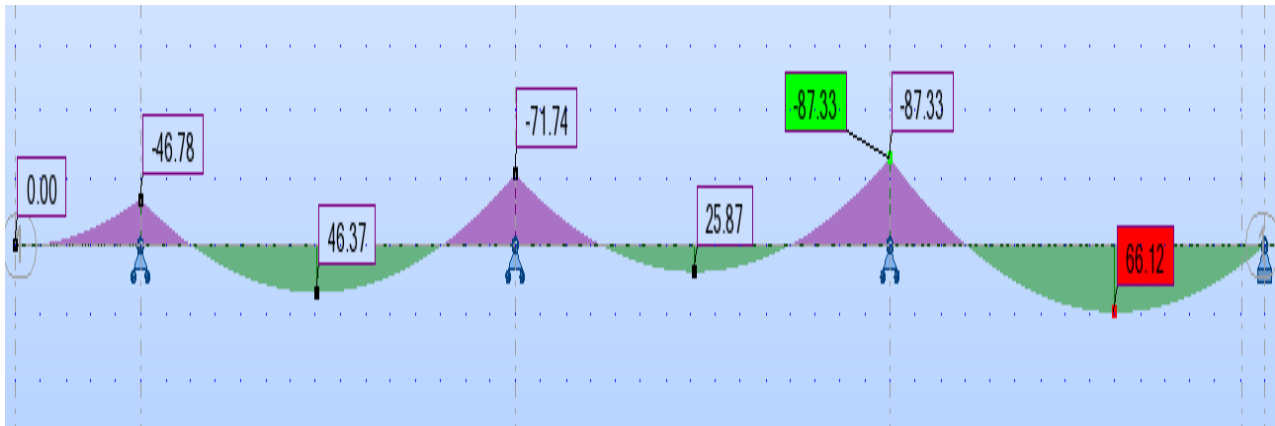


Figure VI.30. Moment fléchissant de la semelle dans le sens longitudinal à l'ELA (T.m).

Ferrailage de la semelle longitudinalement :

$$A_{CNF} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 17,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Tableau VI.35. Ferrailage des semelles aux états limites (sens longitudinal).

Conditions	Zone	M (t.m/6ml)	M (t.m/1ml)	As (cm ² /ml)	Section adopté (cm ² /ml)	Ferrailage adopté
ELS	Appuis (sup)	101,09	16,84	15,90	21,99	7T20, e=15cm
	Travée (inf)	75,99	12,66	15,90		
ELA	Appuis (sup)	87,33	14,55	15,90		
	Travée (inf)	66,12	11,02	15,90		

Le calcul est fait avec ROBOT EXPERT.

V.2. Mur garde-grève

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELS (fissuration préjudiciable) par une bande de 1m linéaire pour une section (b×h) = (1×0.3). Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres

V.2.1. Poussée des terres

Elle est donnée par la formule suivante

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot K_\alpha \cdot \gamma \cdot h^2$$

Moment dû à l'effort de poussé des terres est donnée par la formule :

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

$$M_t = \frac{1}{3} \cdot P_t \cdot h = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

Avec :

K_a : Coefficient de poussée, il est donné par

La formule suivante :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,333$$

$\gamma = 2t/m^3$: Poids volumique des terres ;

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol ;

$h = 1,05m$: Hauteur du mur de grève.

$$D'où : P_t = \frac{1}{2} \cdot 0,333 \cdot 2 \cdot 1,10^2 = 0,40T \cdot m$$

$$M_t = \frac{1}{6} \cdot 0,333 \cdot 2 \cdot 1,10^3 = 0,147T \cdot m$$

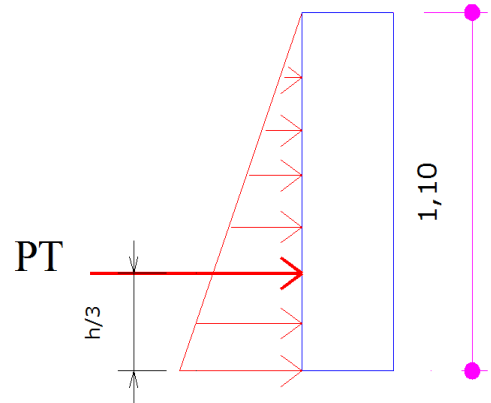


Figure VI.31. Poussé des terres

V.2.2. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de deux camions Bc accolés, placés de telle manière que les rectangles d'impacts soient en contact avec la face arrière du mur garde grève.

On remplace les 6t par une charge uniforme équivalente de 12 t répartie sur un rectangle (0,25 ; 0,75) m² à cause des incertitudes concernant la transmission des efforts.

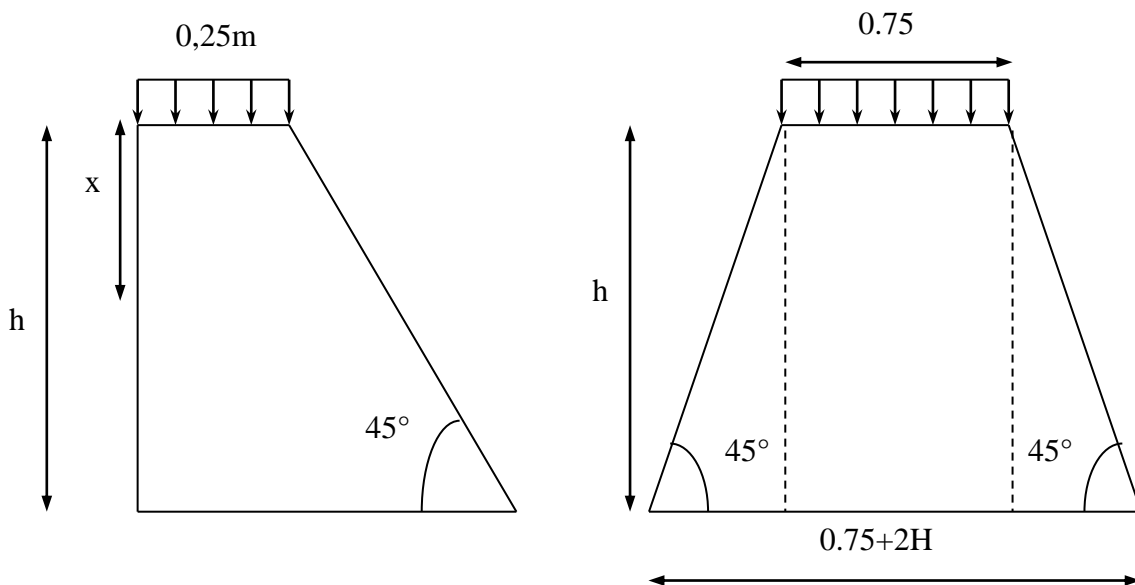


Figure VI.32. Poussée de la charge locale située en arrière du mur

$$\text{suivante : } M_p = \frac{12 \cdot K}{0,75 + 2h} \cdot \int_0^h \frac{h-x}{0,25-x} dx$$

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

Le document S.E.T.R.A (pièce 1.3.2) donne les différentes valeurs de M_p / K en fonction de h :

h (m)	0,5	0,75	1,00	1,50	2,0	2,5	3
M_p / K (t.m/ml)	2,23	3,40	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Avec :

$$K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma ;$$

$b_c = 1,1$ coefficient de pondération du système Bc ;

$\delta = 1$ coefficient de majoration dynamique pour charge sur remblai.

$$\gamma : \text{coefficient de pondération} : \gamma = \begin{cases} 1,2(ELS) \\ 1,6(ELU) \end{cases}$$

A.N : $K_a = 1/3$

D'après le tableau pour $h = 1,10$ m (d'après l'interpolation) .

$$M_p / K = \frac{(1,10 - 1,00) \cdot (6,11 - 4,41)}{1,50 - 1,00} + 4,41 = 4,75 T.m/ml \quad (\text{Par triangulation})$$

À l'ELS

$$K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma = 0,333 \cdot 1,10 \cdot 1,00 \cdot 1,20 = 0,44$$

$$M_p = (M_p / K) \cdot K = 2,015 T.m / ml.$$

$$M_p = 2,015 T.m/ml.$$

V.2.3. Force de freinage d'un essieu Bc

La force de freinage est prise égale au poids d'une roue soit 60KN. La diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%. Le moment dû au freinage est donné par la formule suivante

$$M_f = \frac{6 \cdot h \cdot \gamma}{0,25 + 2 \cdot h} = \frac{6 \cdot 1,10 \cdot 1,20}{0,25 + 2 \cdot 1,10} = 3,23 T \cdot m / ml.$$

V.2.4. Moment d'encastrement total

$$M_{ser} = M_t + M_p + M_f = 0,147 + 2,015 + 3,23 = 5,39 T.m / ml.$$

V.2.5. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple ;

Conditions	M (T.m/ml)	As (cm ² /ml)	Section adopté (cm ² /ml)	Ferrailage adopté
ELS	5,36	11,40	14,07	7T16, es=15cm

Nappe intérieure T16, es=15cm.

- Le calcul est fait avec *ROBOT EXPERT*

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

Condition de non fragilité

- $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$; $b_0 = 100 \text{ cm}$ et $h = 30 \text{ cm}$
- $A_{CNF} = 0.23 b_0.d.f_{t28} / f_e = 3.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Vérifiée

V.2.6. Vérification des contraintes à l'ELS

$$M_{\max} = 5,36 \text{ (T*m)} \quad M_{\min} = 0,00 \text{ (T*m)}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } y = 7,7 \text{ (cm)}$$

$$\text{Bras de levier : } Z = 22,4 \text{ (cm)}$$

$$\text{Contrainte maxi du béton : } \sigma_{bc} = 6,1 \text{ (Mpa)} < \text{Contrainte limite : } 0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Contrainte de l'acier tendue : } \sigma_{st} = 207,3 \text{ (MPa)} < \sigma_{st \text{ lim}} = 250 \text{ (MPa)}$$

V.3. Etude du mur frontal

Le mur frontal est constitué, d'un voile portant le tablier, il sert aussi à supporter les charges du remblai ainsi que la transmission des efforts à la semelle ;
Ce mur est encasturé sur le côté latéral et à la base sur la semelle.

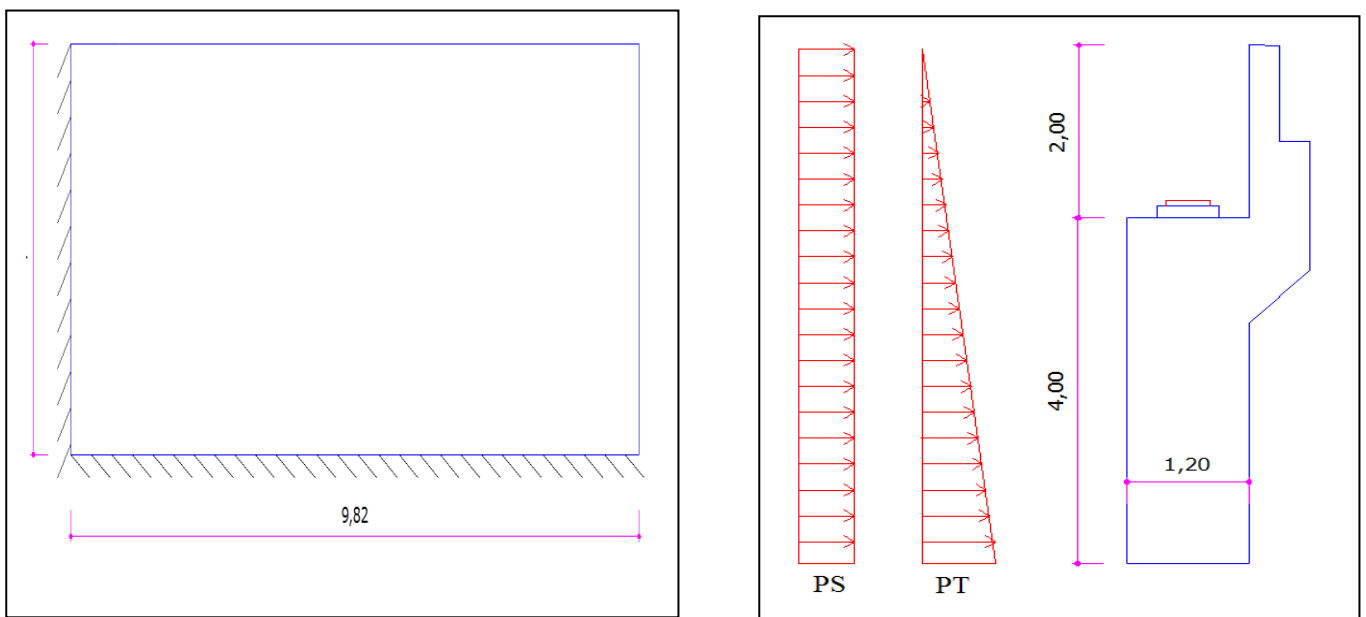


Figure VI.33. Le mur frontal.

V.3.1. Les charges horizontales

- Poussée des terres :
 $P_T = 18,48 \text{ t}$;
- Poussée due aux surcharges 1 t/m^2 :
 $P_S = 3,68 \text{ t}$.

V.3.2. Les moments engendrés par les efforts :

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

- Moment due à la poussée des terres : $M_P = 36,65 \text{ t.m/ml}$.
- Moments due aux surcharges 1t/m^2 : $M_S = 10,95 \text{ t.m/ml}$.
- Poids du voile : $P_V = 12,00 \text{ t/ml}$.
- Moment due à la surcharge du tablier : $M_{V_{\text{Tab}}} = 0 \text{ t.m}$.
- Moment du aux surcharge routièrès :
 Sous D_{240} : $M_{V_{D240}} = 0 \text{ t.m}$;
 Sous B_c : $M_{V_{Bc}} = 0 \text{ t.m}$.

V.3.3. Combinaison de charges

- *Sous B_c*

$$\begin{cases} M_{ser} = M_g + 1.2M_{Bc} = 77,74 \text{ tm/ml} \\ N_{ser} = N_g + 1.2N_{Bc} = 32,86 \text{ t/ml} \end{cases}$$

- *Sous $D240$*

$$\begin{cases} M_{ser} = M_g + M_{D240} = 36,65 \text{ tm/ml} \\ N_{ser} = N_g + N_{D240} = 35,90 \text{ t/ml} \end{cases}$$

- *Sous A_l*

$$\begin{cases} M_{ser} = M_g + 1.2M_{Al} = 52,42 \text{ tm/ml} \\ N_{ser} = P_g + 1.2P_{Al} = 33,82 \text{ t/ml} \end{cases}$$

- *Sous surcharge 1t/m^2*

$$\begin{cases} M_{ser} = M_g + 1.2M_P = 49,79 \text{ tm/ml} \\ N_{ser} = N_g + 1.2N_P = 22,90 \text{ t/ml} \end{cases}$$

V.3.4. Ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion composé, avec fissuration préjudiciable :

$$b_0 = 1,00\text{m}, \quad h = 1,20\text{m} ;$$

Conditions	M (T.m/ml)	N(T/ml)	As théorique (cm ² /ml)	Section adopté (cm ² /ml)	Ferrailage adopté
ELS	77,74	32,86	27,20	34,36	7T25 es=15cm
ELS	36,65	35,90			
ELS	52,42	33,82			
ELS	49,79	22,52			

Nappe intérieure (*coté remblais*) **T25 e=15cm** ;

Nappe extérieure **T20 e=15cm**.

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

- *Le calcul est fait avec ROBOT EXPERT*

Condition de non fragilité

- $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$; $b_0 = 100 \text{ cm}$ et $h = 120 \text{ cm}$
- $A_{CNF} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 12.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ **Vérifiée**

V.4. Etude de mur en retour

Le mur en retour à pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux charges suivantes :

- Le poids propre du mur y compris la superstructure ;
- Les poussées horizontales réparties ;
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprenant une charge verticale de 4 t et une charge horizontale de 2t.

V.4.1. Evaluation des efforts :

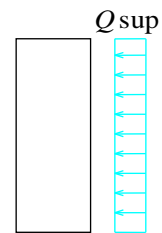
$$l_x = 2.40m \quad l_y = 4.88m$$

$$\varepsilon = \frac{l_x}{l_y} = 0,49$$

1er cas : Poussée des terres appliquées directement sur le mur :

$$Q_{sup} = \begin{cases} Qg = Ka \cdot \gamma \cdot h = 3,25t/m^2 \\ Qq = q \cdot Ka = 0,333t/m^2 \end{cases}$$

$$Q_{sup} = Qg + 1.2Qq = 3,65t/m^2$$



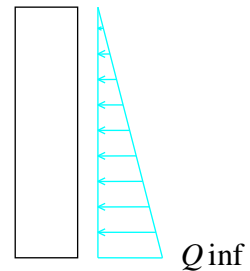
2ème cas : Poussée des terres :

$ht = h1 + h2 = 1,10 + 4,88 = 5,98 \text{ m}$ hauteurs résistante du mur :

$$Q_{inf} = \begin{cases} Qg = Ka \cdot \gamma \cdot ht = 3,98t/m^2 \\ Qq = q \cdot Ka = 0,333t/m^2 \end{cases}$$

$$Q_{inf} = Qg + 1.2Qq = 4,38t/m^2.$$

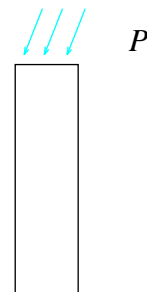
$$Q' = Q_{inf} - Q_{sup} = 0,73t/m^2.$$



3ème cas : Poussée due au compactage $q = 1 \text{ t/m}^2$ et au remblai :

$$P = \begin{cases} Pg = 1/2 * (Ka \cdot \gamma \cdot h1^2) = 0,40t/m^2 \\ Pq = q \cdot Ka \cdot h1 = 0,360t/m^2 \end{cases}$$

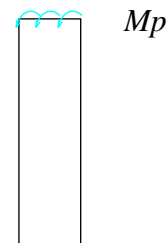
$$P = Pg + 1.2Pq = 0,83t$$



4ème cas : Moment due au compactage $q = 1 \text{ t/m}^2$ et au remblai :

$$Mg = Pg \cdot h1/3 = 0,146t/m^2$$

$$Mq = Pq \cdot h1/2 = 0,198t/m^2$$



CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

$$M_p = Mg + 1.2Mq = 0,383t.m$$


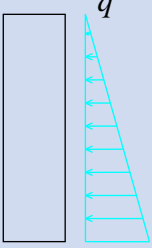


1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas	4 ^{ème} cas
			
$M = \alpha \cdot Q_{sup} \cdot l_y^2$	$M = \alpha \cdot Q' \cdot l_y^2$	$M = \alpha \cdot p \cdot l_y$	$M = \alpha \cdot M_p$

Figure VI.34. Représentation graphique des cas de charges.

Le calcul des moments pour les différents cas de charges, fait au moyen des abaques allemands, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau VI.36. Valeurs des moments qui sollicite le mur en retour aux états limites

Les cas		1	2	3	4	ΣM (t.m)
1x	-0,116	-0,018	-0,650	0,000	-0,116	-14,593
	-10,083	-1,878	-2,633	0,000	-10,083	
2x	-0,070	-0,032	-0,070	0,000	-0,070	-9,706
	-6,085	-3,338	-0,284	0,000	-6,085	
5x	-0,008	-0,007	-0,070	-0,200	-0,008	-1,786
	-0,695	-0,730	-0,284	-0,077	-0,695	
3y	-0,116	-0,057	-0,100	-0,080	-0,116	-16,464
	-10,083	-5,946	-0,405	-0,031	-10,083	
4y	-0,037	-0,023	0,000	-0,040	-0,037	-5,631
	-3,216	-2,399	0,000	-0,015	-3,216	
6y	0,015	0,011	0,000	0,120	0,015	2,497
	1,304	1,147	0,000	0,046	1,304	

Les moments appliqués dans les deux sens sont résumés dans le tableau suivant

Conditions	Sens	M (t.m/ml)
ELS	Horizontal	14,59
ELS	Vertical	16,46

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

V.4.2. Ferrailage sens vertical

$$M_{ser} = 16,40 T.m / ml;$$

$$\text{Avec : } b = 1,00m, \quad h = 0,60m, \quad A_{min} = 0.35\% * b * h = 21,00cm^2.$$

Conditions	M (T.m/ml)	As théorique (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	As adopté (cm ² /ml)	Position	Ferrailage adopté
ELS	16,40	15,50	21,00	21,99	Coté intérieur	7T20 e=15cm
					Coté extérieur	7T16 e=15cm

- Nappe intérieure (*coté remblais*) **7 T20, e=15cm ;**
- Nappe extérieure **7T16 e=15cm.**
- *Le calcul est fait avec ROBOT EXPERT*

V.4.3. Ferrailage sens horizontal

- $M_{ser} = 14.44 T.m/ml$
- Avec : $b = 1 m ; h = 0.60 m ; A_{min} = 0.35 \% b \times h = 21 cm^2.$

Conditions	M (T.m/ml)	As théorique (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	As adopté (cm ² /ml)	Position	Ferrailage adopté
ELS	14,44	13,50	21,00	21,99	Coté intérieur	7T20 e=15cm
					Coté extérieur	7T16 e=15cm

- Nappe intérieure (*coté remblais*), **7T20 e=15cm ;**
- Nappe extérieure **7T16 e=15cm.**
- *Le calcul est fait avec ROBOT EXPERT*

V.5. Etude de la dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, elle est conçue de façon à éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais de la culée, cette dalle prend appui sur le remblai et sur le corbeau.

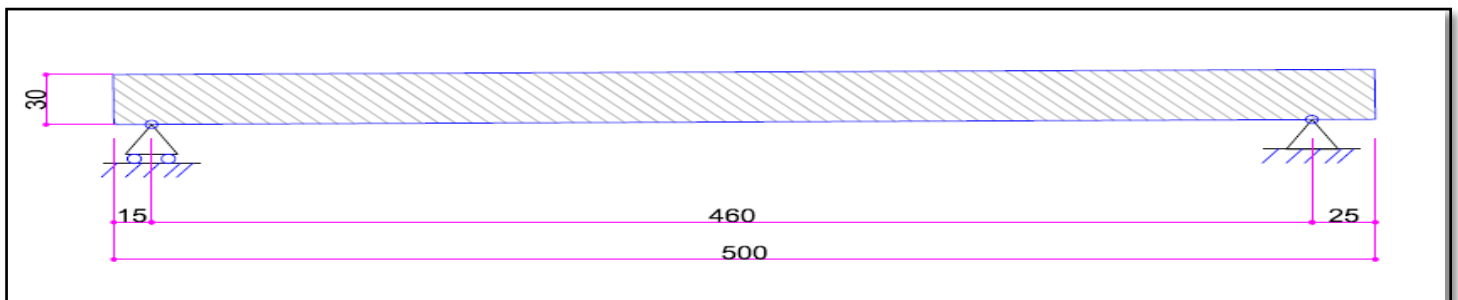


Figure VI.35. Schéma statique de la dalle de transition.

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

V.5.1. Evaluation des efforts

Charges permanentes :

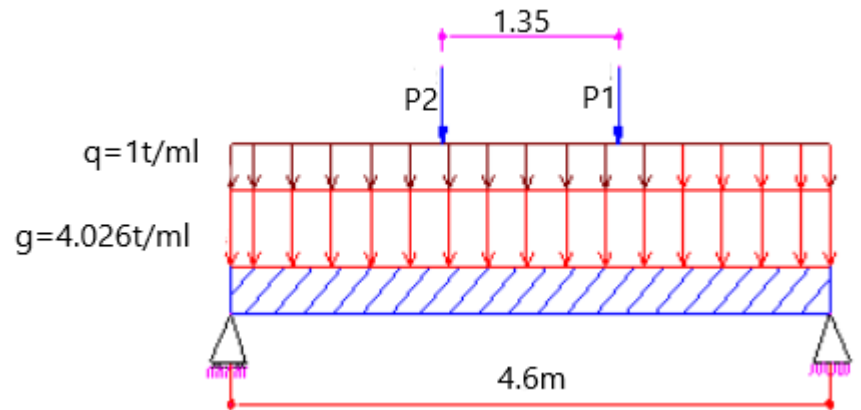
- Poids propre de la dalle de transition :..... $g_1 = 2,50 \cdot 0,3 \cdot 1 = 0,75T / ml$
- Poids du remblai :..... $g_2 = 2,00 \cdot 1,10 \cdot 1 = 3,10T / ml$
- Poids propre du revêtement :..... $g_3 = 2,2 \cdot 0,08 \cdot 1 = 0,176T / ml$
- Poids total:..... $g_1 + g_2 + g_3 = 4,026T / ml$

Surcharges :

Surcharge répartie $q = 1t / ml$.

Surcharge l'effet le plus défavorable sera produit par le convoi Bt (d'après le SERTA) sur une bande de 1m.

$$P_1 = 2P;$$
$$P_2 = 1,2P;$$
$$P = 5,5t / ml.$$



En utilisant le théorème de BARRE on trouve que la section critique est à $x_s = 1,96 m$;

- Sous la charge permanente : $M_g = \frac{g \cdot l}{2} \cdot x_s - g \cdot \frac{x_s^2}{2} = 10,41Tm / ml$;
- Sous la surcharge q : $M_q = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x_s - q \cdot \frac{x_s^2}{2} = 2,58Tm / ml$.

Combinaisons d'actions :

$$ELU : M_u = 1,35 \cdot M_g + 1,6 \cdot M_q = 18,18Tm / ml;$$

$$ELS : M_{ser} = M_g + 1,2 \cdot M_q = 13,98Tm / ml.$$

V.5.2. Ferrailage :

Avec :

$$b = 1,00m \quad h = 0,30m$$

La fissuration est présumée préjudiciable.

CHAPITER VI : ETUDE DE LA CULEE

Conditions	M (T.m/ml)	As théorique (cm ²)	Section adopté (cm ² /ml)	Ferrailage adopté
ELU	18,18	30,00	34,36	7T25 e=15cm
ELS	13,98			

- Nappe inférieure (*coté remblais*) **T25 e=15m** ;
- Nappe supérieure **T20 e=15 cm.**
- Le calcul est fait avec ROBOT EXPERT

V.5.3. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 1.35V_g + 1.5V_q = 159.5 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{0.16}{0.27} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(4 \text{ MPa}; 0.15 f_{c28} / \gamma) = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

On prend un minimum d'armatures transversales

$$A_t \geq \frac{0.4 S_t b_0}{f_e}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } A_t \geq \frac{0.4 \times 0.2}{500} = 1.6 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 1 cadre HA12/m}$$

CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

I. PILES-MARTEAUX

Ce type de pile est intéressant du point de vue esthétique, mais également compte de la faible emprise au sol nécessaire, ce qui est particulièrement appréciable en site urbain. Cet appui quasi-punctuel permet de choisir une orientation quelconque de l'appui, sans augmenter l'emprise au sol, ce qui permet de s'affranchir du problème du biais dans la plupart des cas.

II. IMPLANTATION DES PILES

Les positions, cotes et les hauteurs des piles et fûts sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.11. Implantation des piles

N° de pile	1	2	3	4
Cote projet (m)	101,41	103,04	104,09	104,46
Cote TN (m)	95,05	95,68	96,91	98,34
Cote de la fondation (m)	93,66	94,79	94,64	96,71
hauteur de pile (m)	5,7	6,2	6,2	5,7
Hauteur du fut (m)	4,5	5	5	4,5

III. PRE DIMENSIONNEMENT DES PILES

Le calcul est fait selon les dimensions de la pile « P02,P03 » en étant la plus grande.

III.1. Chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : $L = 9,2\text{m}$.
- Largeur : $E = 2,1\text{m}$.
- Hauteur : $1\text{m} \leq H \leq 1,6\text{m}$. $H = 1,20\text{m}$.

III.2. Fûts

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant, on fixe le diamètre à $1,20\text{m}$

III.3. Semelle

- Epaisseur : $1,50\text{m}$.
- Largeur : 6m
- Longueur : $9,4\text{m}$.
- Béton de propreté : $0,10\text{m}$.

On utilise des pieux de diamètre $\varphi = 1,2\text{ m}$ avec un entraxe de $3,6\text{m}$. (Fondation profonde).

CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

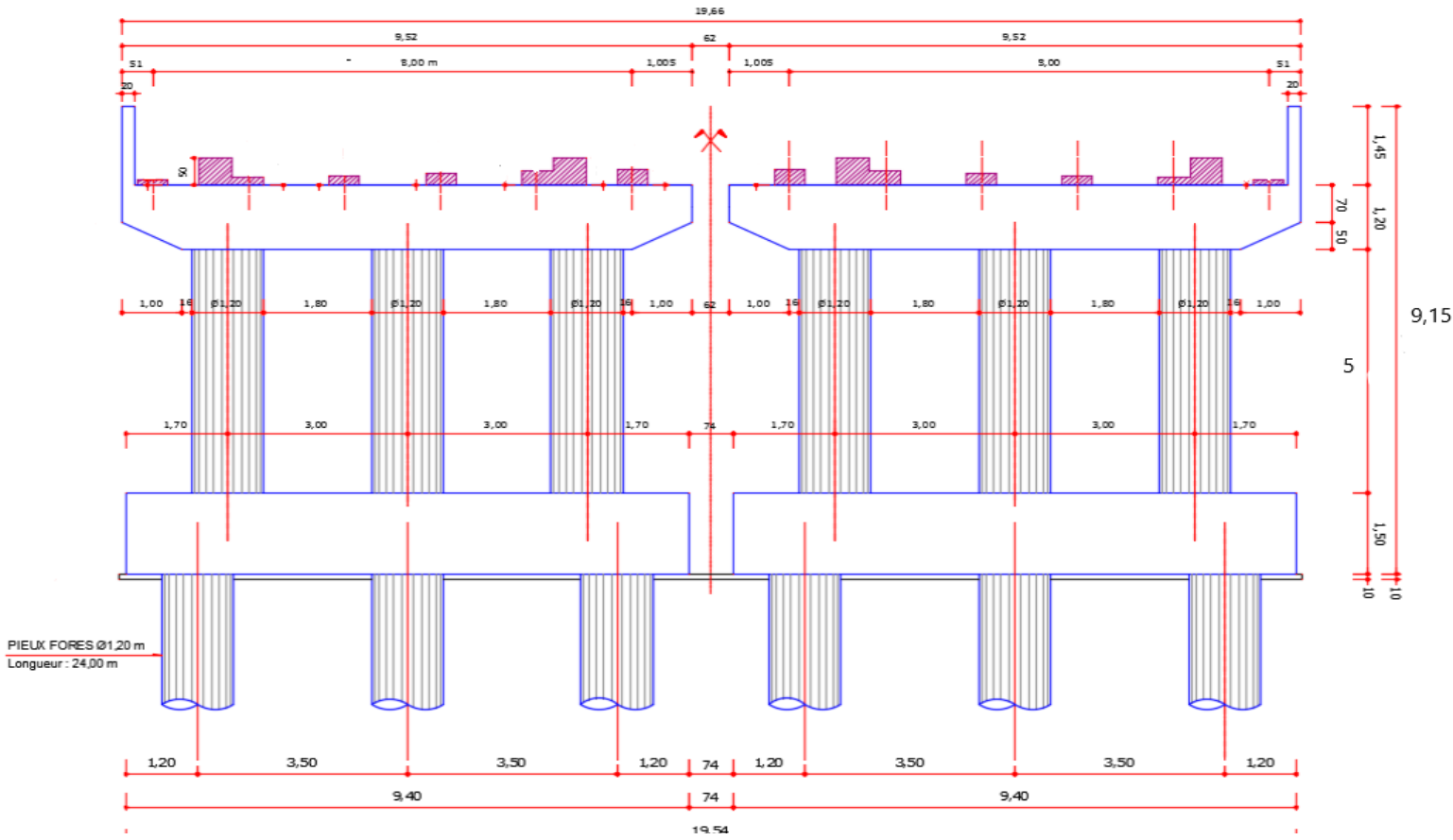


Figure VII.362. Coupe transversale de la pile

IV. ETUDE DE LA PILE

IV.1. Etude de la semelle

IV.1.1. Ferrailage principale (transversal)

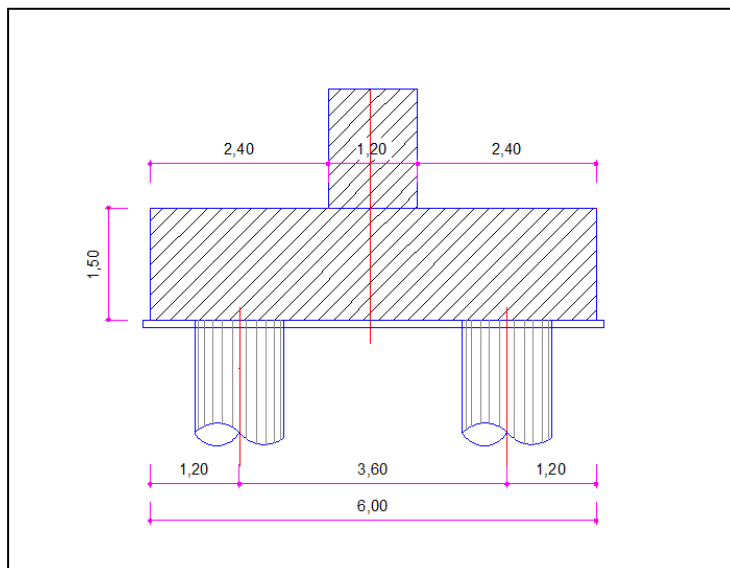


Figure VII.13. Schéma semelle sous pile sens transversal.

CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

IV.1.1.1. Armature inférieure

Le ferrailage sera calculé en flexion simple pour une section de ($b_0 \times h$) en fissuration préjudiciable

La section d'armatures transversales inférieures est déterminée par la méthode des consoles.

$$b_0 = \phi + h = 1,2 + 1,5 = 2,7m;$$

Le moment de ferrailage est donné par la formule suivante :

$$M = R_{\max} \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right);$$

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 17,23cm^2 / ml;$$

Les valeurs sont récapitulées dans le tableau suivant (le détail de calcul se trouve dans l'annexe C) :

Conditions	Rmax (T)	M (T. m)	M (T. m/ml)
ELS	228,771	343,156	127,095
ELA	240,686	361,029	133,714

Conditions	As (cm ² /ml)	A _{CNF} (cm ² /ml)	Ferrailage adopté
ELS	45.45	17.23	T32 e=15cm
ELA			

Le calcul est fait avec ROBOT EXPERT.

IV.1.1.2. Armature supérieur

$$A_{\text{sup}} = \frac{A_{\text{inf}}}{3} = \frac{56.30}{3} = 18,77cm^2 / ml;$$

$$A_{CNF} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 17,23cm^2 / ml;$$

On adopte T25 esp=15cm.

IV.1.2.Ferrailage secondaires (longitudinal)

La détermination du moment fléchissant et de l'effort tranchant, sera effectuée à l'aide du logiciel ROBOT. La semelle sera modélisée comme étant une poutre sur plusieurs appuis, pour une section de $h=1,5m$ et $b=1,00m$.

CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

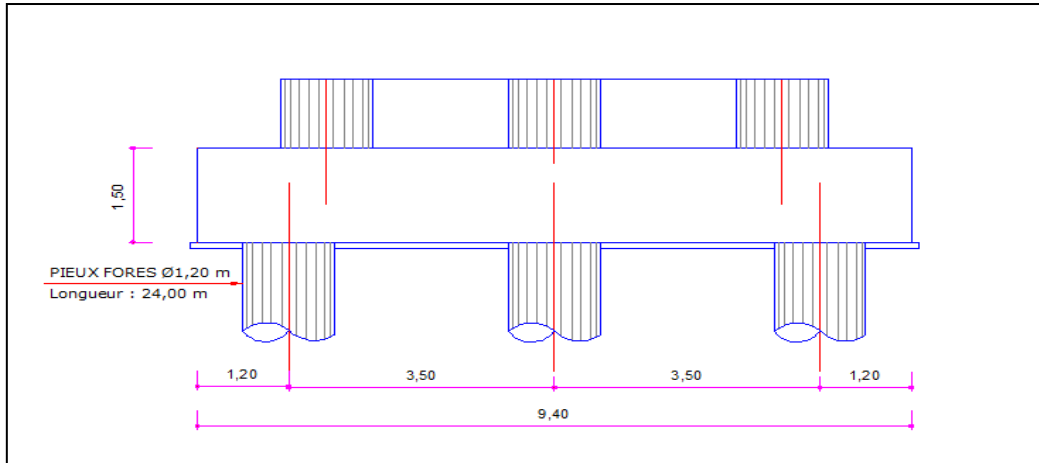


Figure VII.14. Schéma semelle sous pile sens longitudinal.

Chargement :

A l'ELS : $Q_{SER} = 1343,60 / (9,40 \cdot 6) = 23,82 \text{ t / m / 1 ml}$;

A l'ELA : $Q_{ELA} = 1187,61 / (9,40 \cdot 6) = 21,06 \text{ t / m / 1 ml}$.

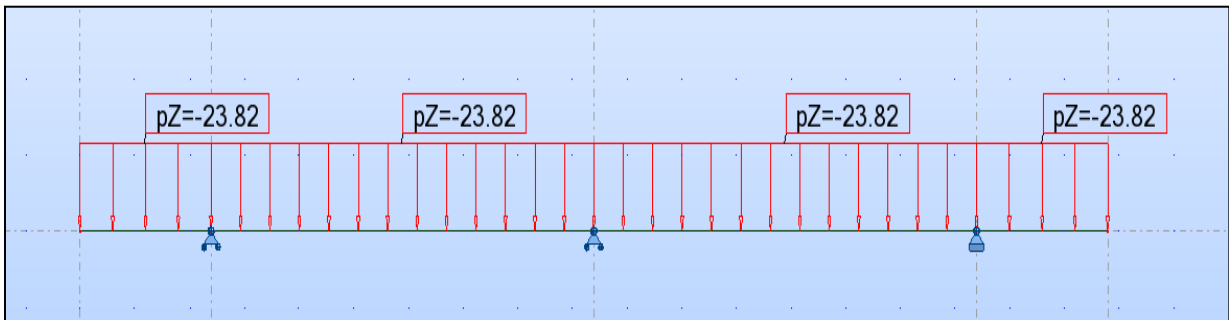


Figure VII.15. Chargement de la semelle à l'ELS dans le sens longitudinal (t/m/1ml).

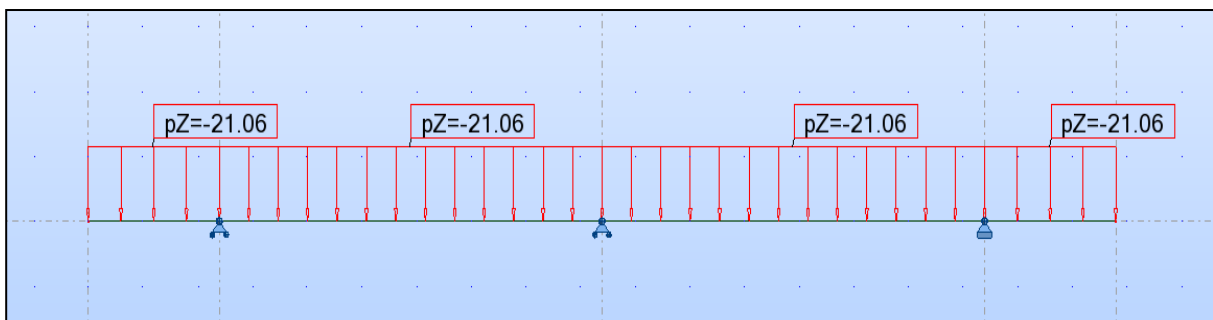


Figure VII.16. Chargement de la semelle à l'ELA dans le sens longitudinal (t/m/1ml).

RESULTATS :

CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

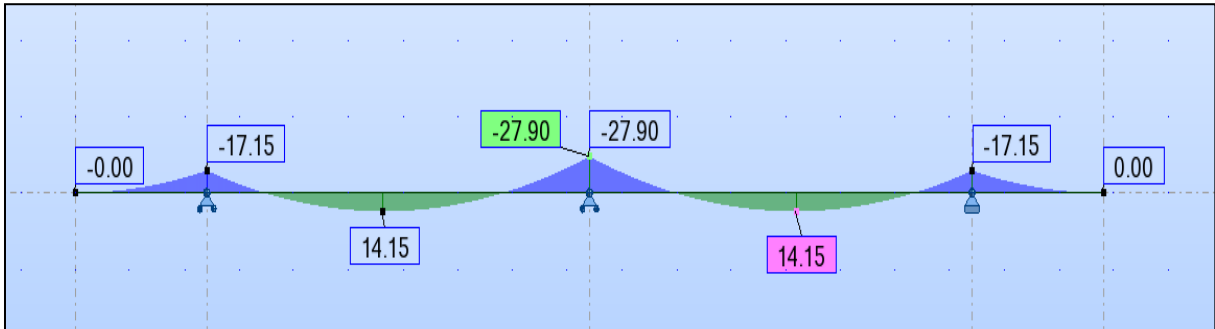


Figure VII.17. Moment fléchissant de la semelle dans le sens longitudinal à l'ELS (t.m/ml).

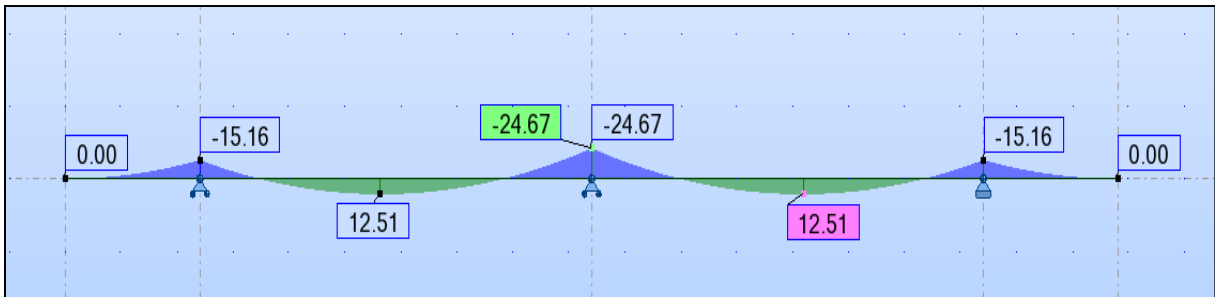


Figure VII.18. Moment fléchissant de la semelle dans le sens longitudinal à l'ELA (t.m/ml).

Condition de non fragilité

$$A_{CNF} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 17,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Tableau VII.12. Ferrailage des semelles aux états limites (sens longitudinal).

Conditions	Zone	M (t.m/1ml)	As (cm ² /ml)	Section adopté (cm ² /ml)	Ferrailage adopté
ELS	Appuis (sup)	27,90	15,90	21,99	T20 e=15cm
	Travée (inf)	14,15			
ELA	Appuis (sup)	24,67	15,90	21,99	T20 e=15cm
	Travée (inf)	12,51			

Le calcul est fait avec ROBOT EXPERT.

CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

IV.2. Etude des fûts

La pile est composée de trois fûts de 1,20m de diamètre et de 5,00m de hauteur leur rôle est de transmettre aux fondations les sollicitations (M, V et H) provenant de la superstructure, les fûts sont sollicités par deux types de charges qui sont les suivantes :

- Une composante verticale (leur poids propre, charges et surcharges du tablier).
- Une composante horizontale (freinage, séisme et température).

IV.2.1. Stabilité des fûts au flambement

On doit vérifier : $\lambda < \bar{\lambda}$;

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{l_f}{i}; \quad \begin{cases} l_f = 0,707 l_0; \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{\phi}{4}; \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \lambda = 4 \frac{l_f}{\phi} = 4 \cdot \frac{0,707 \cdot 5}{1,2} = 11,78;$$

$$\bar{\lambda} = \text{MAX} \left(50; \text{MIN} \left(\frac{0,67 e_0}{D}, 100 \right) \right);$$

$$\text{D'où : } \bar{\lambda} = 50;$$

$$\lambda = 11,78 < \bar{\lambda} = 50 \quad (\text{Vérfié}).$$

IV.2.2. Ferrailage longitudinal des fûts

Le calcul du ferrailage des fûts sera effectué en flexion composée pour une section circulaire de 1,20 m de diamètre, avec un enrobage de 5,00 cm, la fissuration sera considéré préjudiciable.

Récapitulatif du calcul du ferrailage des fûts.

Le détail de calcul est dans l'annexe C

Tableau VII.13. Ferrailage longitudinal des fûts

Conditions	N (T)	M (T.m)	As (cm ²)	Section adopté (cm ²)	Ferrailage adopté
ELS	312.421	114.059	113,10	117,81	24 T25 es=14 cm
ELA	254.329	115.771			
ELA	232.425	113.986			

IV.2.3. Ferrailage transversal des fûts

Pour ce calcul, il est nécessaire d'approcher par défaut la section circulaire par une section carrée (b₀x b₀) :

CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

$$2 \cdot R = b_0 \cdot \sqrt{2} \Rightarrow b_0 = \frac{2 \cdot R}{\sqrt{2}} = \frac{2 \cdot 0,6}{\sqrt{2}} = 0,85m;$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPa};$$

$$\text{Avec : } V_U = 34,05t \text{ D'où : } \tau_u = \frac{19,44 \cdot 10^{-2}}{0,850 \cdot 0,765} = 0,299 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifié});$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq b_0 \cdot \gamma_s \cdot \frac{\tau - 0,3 K}{0,9 f_e};$$

$$\text{D'où : } A_t \geq S_t \cdot \frac{b_0 \gamma_s \tau_u}{0,9 f_e} = 1,22 \text{ cm}^2 \text{ on fixe } S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(0,9 d, 40 \text{ cm});$$

$$A_t \min \geq \frac{S_t}{f_e} b_0 \left[\max\left(\frac{\tau u}{2}; 0,4\right) \right];$$

$$A_t \min > 1,275 \text{ cm}^2.$$

Soit des cercles en T16 espacées de 15 cm (4,02cm²).

IV.3. Etude du chevêtre

IV.3.1. Etude du chevêtre à la flexion

IV.3.1.1. Evaluation des efforts

- Poids propre du chevêtre

$$g_c = \gamma_b \cdot S = 5,70T / ml.$$

- Poids propre du tablier

$$P_t = \frac{P_G}{n} = \frac{635,85t}{6} = 105,97T.$$

Avec : n : nombre de poutre du tablier ;

P_G : poids total du tablier.

Effort dû à la surcharge D240

CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

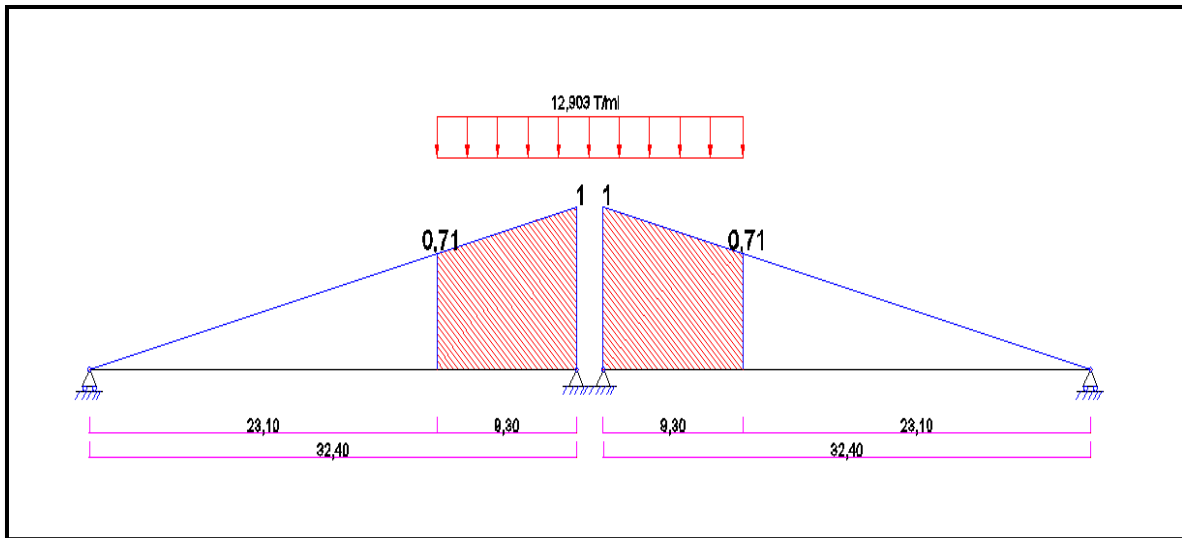


Figure VII.19. Système de charge D240.

$$P_{D240} = \frac{R}{n};$$

Avec : $n = 6;$

R : Réaction d'appui ;

$$R = 2 \cdot 12,903 \cdot \Omega = 12,903 \cdot (1 + 0,71) \cdot 9,30 = 205,556T;$$

$$P_{D240} = \frac{205,556}{6} = 34,26T.$$

Tableau VII.14. Les sollicitations aux états limites.

Poids propre du chevêtre, $P_c(T/ml)$		5,70
Poids du tablier, $P_t(T)$		105,97
Poids de la surcharge, $P_{D240}(T/ml)$		34,26
ELU	$P_u = 1,35 \cdot (P_t + P_{D240})[T]$	189,31
	$G_u = 1,35 \cdot P_c[T/ml]$	7,69
ELS	$P_{ser} = (P_t + P_{D240})[T]$	140,23
	$G_{ser} = P_c[T/ml]$	5,70

IV.3.1.2. Calcul des sollicitations

Il faut vérifier dans un premier temps si on peut appliquer la RDM, en vérifiant la condition

suisant :
$$\frac{1}{30} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{5}$$

CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

Avec : h : hauteur du chevêtre $h = 1,20 \text{ m}$;
 l : entraxe des fûts $l = 3,00 \text{ m}$;
 $0,033 \leq h/l = 0,40 \leq 0,20$ (Condition non vérifiée) ;

Donc la RDM n'est pas applicable, d'où le chevêtre sera assimilé à une poutre indéformable reposant sur des appuis élastiques.

Pour la détermination des réactions d'appui on utilise la formule suivante :

$$R_i = \frac{P \cdot K_i}{\sum K_i} \left[1 + \frac{\sum K_i}{\sum (K_i \cdot y_i^2)} \cdot e \cdot y_i \right]$$

Avec :

- R_i : la réaction d'appui ;
- P : la résultante des charges ;
- y_i : l'excentricité de R_i par rapport au barycentre ;
- e_i : l'excentricité de P par rapport au barycentre ;
- K_i : caractéristique élastique de l'appui.

Le chargement est symétrique donc :

$$e = 0,00 \text{ m} \Rightarrow R_i = \frac{R}{n}$$

- ELU :

$$R_{u} = \frac{P_u \cdot n_p}{n_f} + \frac{G_u \cdot L}{n_f} = 403,04 \text{ T}$$

-ELS :

$$R_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot n_p}{n_f} + \frac{G_{ser} \cdot L}{n_f} = 298,55 \text{ T}$$

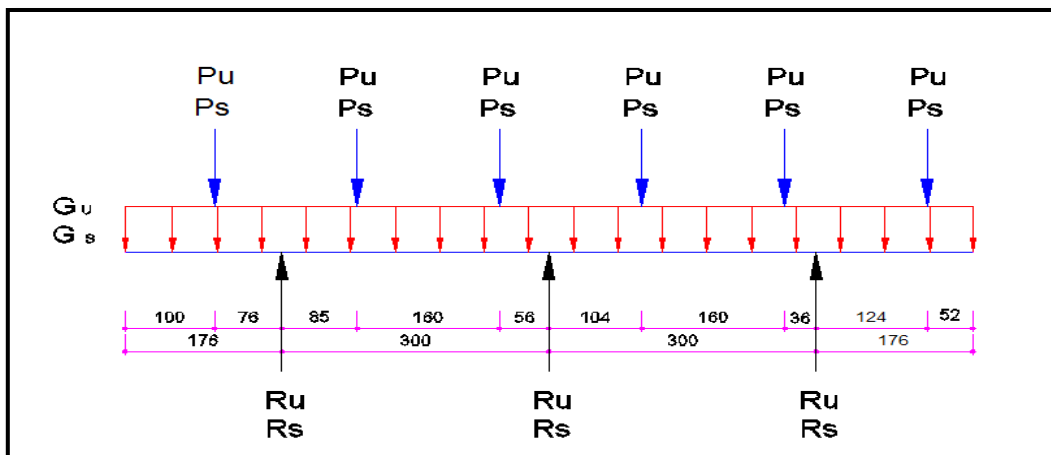


Figure VII.20. Schéma statique du chevêtre.

CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

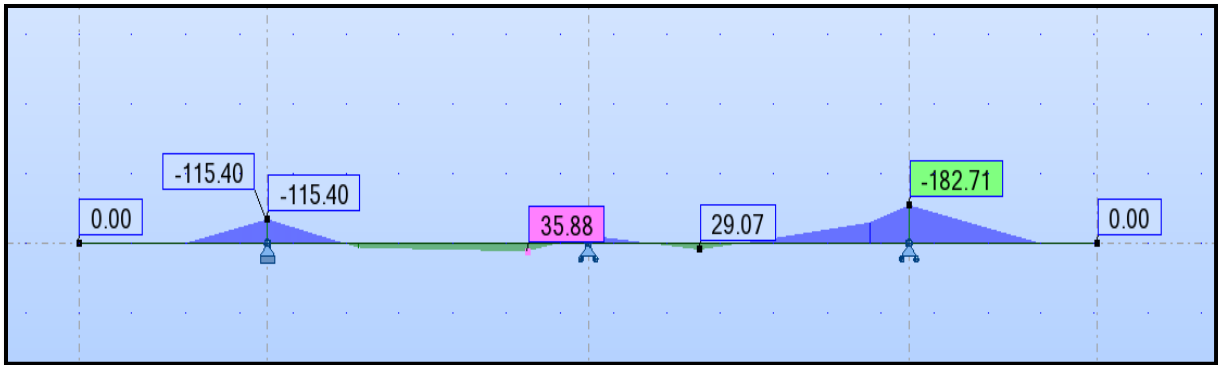


Figure VII.21. Diagramme des moments fléchissons à l'ELS.

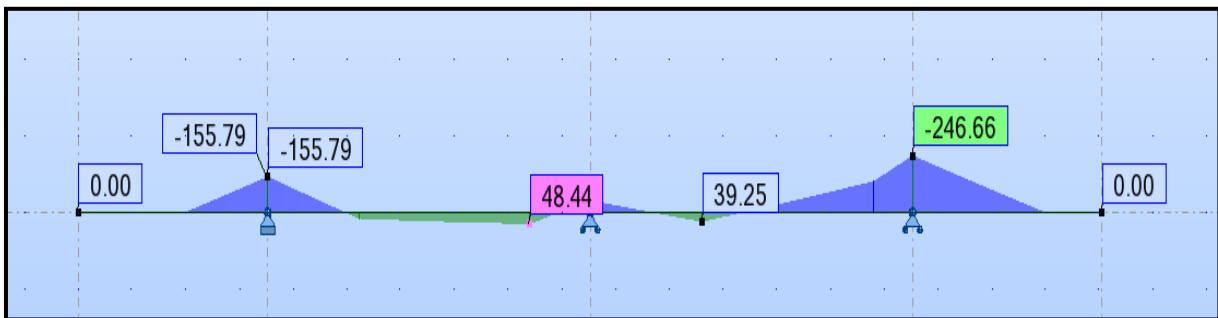


Figure VII.22. Diagramme des moments fléchissons à l'ELU.

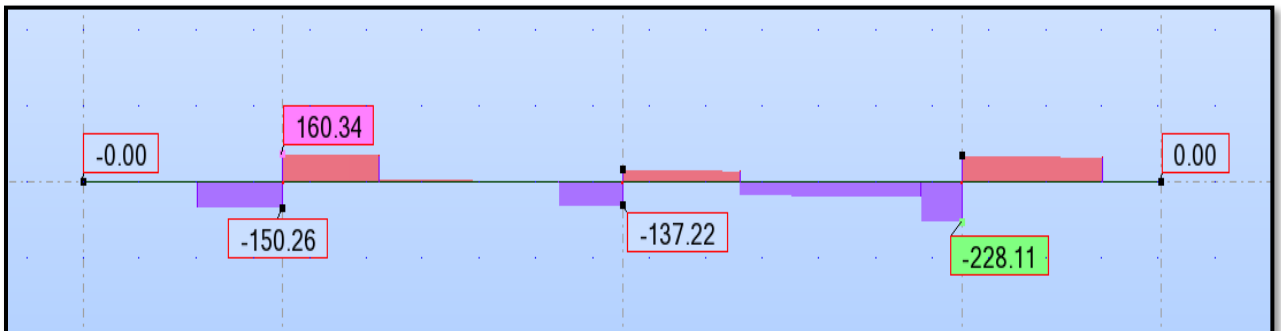


Figure VII.23. Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

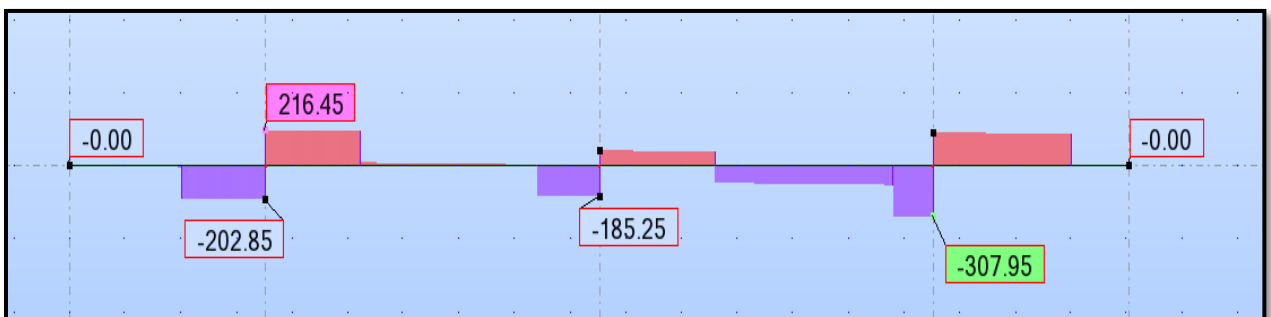


Figure VII.24. Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

IV.3.1.3. Ferrailage transversal du chevêtre

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min[0,1 \cdot f_{c28}, 4MPa] = 2,7MPa.$$

Avec : τ_u : Contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : Effort tranchant maximum aux appuis à l'ELU.

$$\tau_u = \frac{307,95 \cdot 10^{-2}}{1,90 \cdot 1,08} = 1,50MPa < \bar{\tau} = 2,7MPa$$

La condition est vérifiée, dans ce cas les armatures droites sont suffisante, donc il reste de disposé les cadres droits espacés de $S_t = 15cm$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0,9 \cdot f_e} \cdot \gamma_s \cdot b_0 \text{ Avec : } K = 1,00 \text{ pas de reprise de bétonnage}$$

$$\text{Donc : } A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0,9 \cdot f_e} \cdot \gamma_s \cdot b_0 \cdot S_t = \frac{(1,50 - 0,3 \cdot 2,22 \cdot 1)}{0,9 \cdot 400} \cdot 1,15 \cdot 200 \cdot 15 = 7,99cm^2.$$

Le ferrailage transversal sera réalisé avec des Cadres T16 es=15cm.

IV.3.2. Etude du chevêtre à la torsion

L'excentricité des appareils d'appuis par rapport à son plan de symétrie engendre une torsion ; de plus le comportement des poutres à section pleine est similaire à celui des poutres tubulaires, ceci dit que la poutre centrale ne participe pas à la résistance vis à vis la torsion.

On adoptera une épaisseur fictive de la paroi b_0 tel que :

$$b_0 = \frac{D}{6}$$

D : Diamètre du plus grand cercle dans la section du chevêtre.

$$b_0 = 0,20 \text{ m}$$

Pour la justification du chevêtre à la torsion, on notera que lors du passage du convoi D_{240} , on aura un cas défavorable.

CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

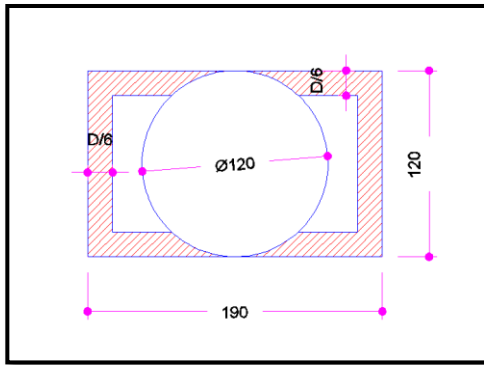


Figure VII.25. Caractéristiques géométriques du chevêtre

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D240 ;

Calcul du moment de torsion

$$M_t = 1,35 \cdot [(R_G + R_{D240}) \cdot a' - R_G \cdot a'];$$

$$M_t = 1,35 \cdot R_{D240} \cdot a' = 1,35 \cdot 28,52 \cdot 0,55 = 21,18 T.m;$$

Etude du schéma statique :

Deux cas se présentent

1^{er} cas : Le chevêtre est considéré comme une poutre encastree à ses deux extrémités (jonctions avec le fut).

$$\sum M_i = 0 \Rightarrow M_A - 2 \cdot M_t + M_B = 0;$$

$$\sum \alpha = 0 \Rightarrow \alpha_{AC} + \alpha_{CD} + \alpha_{DB} = 0;$$

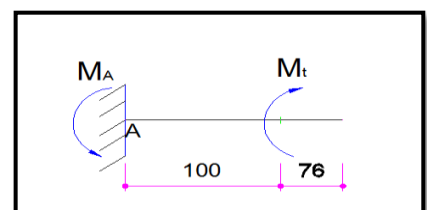
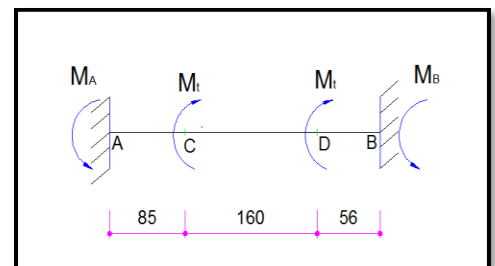
$$\text{Avec : } \frac{M_A \cdot L_1}{G \cdot L} + \frac{(M_A - M_t) \cdot L_2}{G \cdot L} + \frac{(M_A - 2 \cdot M_t) \cdot L_3}{G \cdot L} = 0;$$

$$M_A = M_t \cdot \frac{(2 \cdot L_3 + L_2)}{L_1 + L_2 + L_3} = 21,18 \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,56 + 1,60}{3,00} \right) = 19,20 T.m;$$

$$M_B = 2 \cdot 21,18 - 19,20 = 23,16 T.m$$

2^{ème} cas : Le chevêtre est considéré comme une poutre console, encastree à l'une des deux extrémités et libre à l'autre (poutre console).

$$\sum M_i = 0 \Rightarrow M_A - M_t = 0$$



CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

$$M_A = M_t = 21,18 \text{ T.m}$$

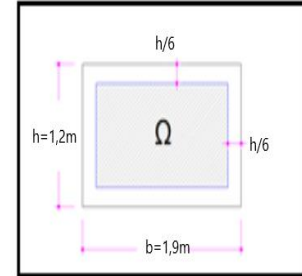
IV.3.3. Justification du béton

Ont doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \tau_u(V_u) + \tau_u(M_u) \leq \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPa};$$

$$\tau_u(V_u) = \frac{V_u}{b_0 \cdot d};$$

$$\tau_u(M_u) = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot a/6};$$



Ω : Aire de la section hachurée

$$\Rightarrow \Omega = \left(b - \frac{h}{6}\right) \cdot \left(h - \frac{h}{6}\right) = 1,70 \text{ m}^2.$$

- 1^{er} Cas :

$$\tau_u(V_u) = 1,50 \text{ MPa};$$

$$\tau_u(M_u) = \frac{23,16 \cdot 10^{-2}}{2 \cdot 1,70 \cdot 1,20/6} = 0,34 \text{ MPa};$$

$$1,50 + 0,34 = 1,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée}).$$

- 2^{ème} Cas:

$$\tau_u(V_u) = 1,50 \text{ MPa};$$

$$\tau_u(M_u) = \frac{21,18 \cdot 10^{-2}}{2 \cdot 1,70 \cdot 1,20/6} = 0,31 \text{ MPa};$$

$$1,50 + 0,31 = 1,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée}).$$

IV.3.4. Armatures de torsion

IV.3.4.1. Longitudinalement

$$A_{t1} \geq \frac{M_{tu} \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot f_e / \gamma_s}$$

Avec : U : Périmètre de la section hachurée

$$U = 2 \left[\left(a - \frac{D}{6}\right) + \left(b - \frac{D}{6}\right) \right] = 5,40 \text{ m};$$

CHAPITER VII : ETUDE DE LA PILE

$$D'où : A_{t1} \geq \frac{21,18 \cdot 5,40}{2 \cdot 1,70 \cdot \frac{400}{1,15}} \cdot 10^2 = 9,67 \text{cm}^2;$$

$A_{t1} = 9,67 \text{ cm}^2$ soit T16 es=15cm.

Ces armatures sont disposées sur les faces et viennent s'ajouter aux armatures de flexion.

IV.3.4.2. Transversalement

$$\frac{A_{t2}}{S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{M_{tu}}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow \frac{A_{t2}}{S_t} \geq \frac{21,18}{2 \cdot 1,70} \cdot \frac{1,15}{400} \cdot 10^{-2} = 1,79 \cdot 10^{-4} m;$$

En prend $S_t = 0,15m$, d'après la SETRA, $A_{t2} \geq 0,27 \text{cm}^2$;

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} = 9,67 + 0,27 = 9,94 \text{cm}^2.$$

IV.3.4.3. Pourcentage d'armatures minimum des armatures Transversales

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,4 \cdot \frac{b_0}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \cdot \frac{2,00}{400} \cdot 0,15 \cdot 10^4 = 3,00 \text{cm}^2;$$

Soit : $A_s = 7,27 \text{cm}^2$ soit 6HA16 (12,06cm²).

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études était une bonne expérience de mettre en pratique les notions théoriques fondamentales concernant la conception et le pré dimensionnement des ponts à poutres précontraintes sur un cas réel et d'affronter les difficultés rencontrées en entamant ce type d'ouvrage.

L'élaboration de ce travail m'a permis, d'une part, d'approfondir les connaissances et le savoir-faire dans plusieurs domaines tels que la résistance des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi que le calcul numérique par ordinateur et d'autre part, de se préparer mon intégration à la vie professionnelle.

Enfin, il est évident que la connaissance et la recherche n'ont pas de limites. La raison pour laquelle j'espère bien avoir la chance d'explorer les autres domaines de travaux publics et contribuer au développement de ce domaine en Algérie.

Mais malheureusement on a mal dirigé le temps et on gaspiller beaucoup de temps avec les premiers chapitres, donc jusqu'au bout pour bien étudier l'infrastructure.

BIBLIOGRAPHIE

Références bibliographiques :

BAEL91mod99.

Le BPEL91.

Documents SETRA.

Appuis des tabliers, PP73 SETRA

SETRA, Piles et Palées Appui des tabliers (PP73), 1977.

M. BENREDOUANE, Cours de béton armé, ENSTP, 2016/2017

R. BOUTEMEUR, Cours béton précontraint et exercices, ENSTP, 2016/2017

Règlementations :

RCPR 2008

RPOA 2008

Règles BAEL 91 révisées 99.

Règles BPEL 91 révisées 99.

Logiciels :

Auto desk Robot Structural Analysis 2014.

Auto desk Auto CAD 2007.

Microsoft office 2007.

Auto desk robot expert.

ANNEXES

ANNEXE

ANNEXE [A]

Tableau A1.1 : valeurs de K_0 pour $\theta = 0.49$

$\theta = 0.49$		$\alpha = 0 \rightarrow K_0$							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,64334	0,83926	1,02572	1,17624	1,2417	1,1762	1,0257	0,8393	0,64334
b/4	0,01292	0,31878	0,62268	0,91612	1,1763	1,3606	1,4298	1,4334	1,41862
b/2	-0,5189	-0,1453	0,23296	0,62268	1,0257	1,4298	1,8002	2,0997	2,37026
3b/4	-0,999	-0,5774	-0,1453	0,31878	0,8393	1,4334	2,0997	2,8042	3,498
b	-1,4629	-0,999	-0,5189	0,01292	0,6433	1,4186	2,3703	3,498	4,7484

Tableau A1.2 : valeurs de K_1 pour $\theta = 0.49$

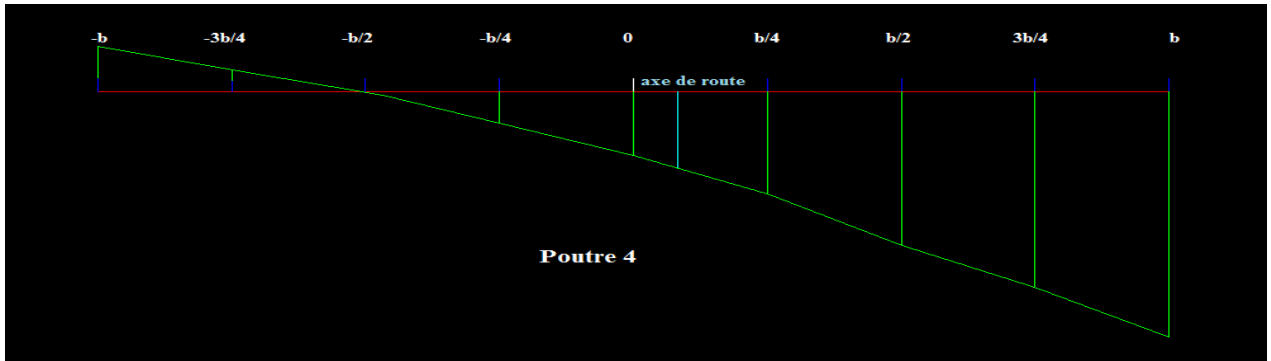
$\theta = 0.49$		$\alpha = 1 \rightarrow K_1$							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,86738	0,93124	1,002	1,0729	1,1087	1,0729	1,0029	0,9312	0,8673
b/4	0,69382	0,76994	0,8598	0,96512	1,0729	1,1488	1,1546	1,1265	1,0937
b/2	0,56412	0,6437	0,7396	0,85984	1,0029	1,1546	1,281	1,3438	1,3380
3b/4	0,46708	0,54658	0,6437	0,76994	0,9312	1,1265	1,3438	1,5525	1,7185
b	0,38844	0,46708	0,5641	0,69382	0,867	1,0937	1,3780	1,7185	2,0984

Tableau A1.3 : valeurs de K_α pour $\theta = 0.49$ et $\alpha = 0,132$

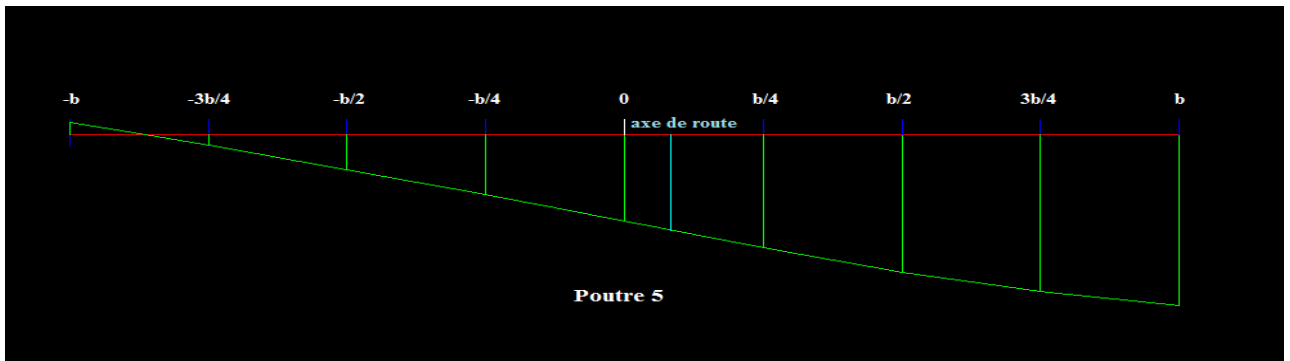
$\theta = 0.49$		$\alpha = 0,132 \rightarrow K_\alpha$							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,4859	-0,184	0,1308	0,4766	0,8715	1,326	1,8352	2,3661	2,8751
b/4	-0,815	-0,4858	-0,1398	0,2512	0,7218	1,3049	2,023	2,8752	3,8209
b/2	-0,1398	0,1308	0,4102	0,7056	1,0177	1,3335	1,6185	1,8352	2,009
3b/4	0,7217	0,8714	1,0177	1,1400	1,1951	1,1401	1,0177	0,8715	0,7217
b	0,2512	0,4766	0,7056	0,9332	1,1401	1,2865	1,3335	1,326	1,3049

ANNEXE

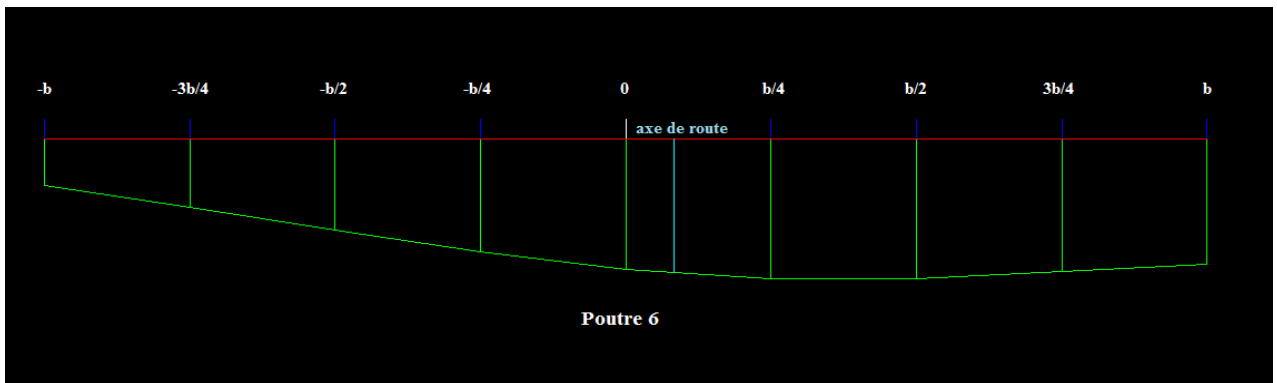
A2.1 → Ligne d'influence de K_α de la poutre 4 :



A2.2 → Ligne d'influence de K_α de la poutre 5 :



A2.3 → Ligne d'influence de K_α de la poutre 6 :



Tab A3.1 : valeurs de K_α pour une voie chargée

Poutre \ Al_{1v}	S (surface)	L (largeur chargée)	$K_{\alpha moy}$
P 04	3.3754	2.8	1.2195
P 05	3.5682	2.8	1.3728
P 06	3.5691	2.8	1.4643

ANNEXE

Tab A3.2 : valeurs de K_α pour deux voies chargées

Poutre \ Al_{2v}	S (surface)	L (largeur chargée)	$K_{\alpha moy}$
P 04	5.8959	5.6	1.0912
P 05	5.1456	5.6	1.0166
P 06	4.1519	5.6	0.8817

Tab A3.3 : valeurs de K_α pour Mc120

Poutre \ Mc_{120}	S (surface)	L (largeur chargée)	$K_{\alpha moy}$
P 04	2.0972	2	1.0839
P 05	1.8386	2	1.0176
P 06	1.4624	2	0.7508

Tab A3.4 : valeurs de K_α pour D240

Poutre \ M_{D240}	S (surface)	L (largeur chargée)	$K_{\alpha moy}$
P 04	3.4853	3.20	1.1305
P 05	2.9305	3.20	1.0186
P 06	2.2301	3.20	0.8512

Tab A3.5 : valeurs de K_α pour St

Poutre St	S (surface)	L (largeur chargée)	$K_{\alpha moy}$
P 04	1.7502	2	0.8142
P 05	1.9987	2	0.9559
P 06	3.0414	2	1.2255

A3.6 : valeurs de K_α pour Bc

Poutre 04

- Bc_{1file} : $n=2$ $K_1= 1.14$ et $K_2= 1.49$ → $K_{\alpha moy}= 1.205$
- Bc_{2file} : $n=4$ $K_1= 1.14$, $K_2= 1.49$, $K_3= 1.07$ et $K_4= 0.77$ → $K_{\alpha moy}= 1.0925$

Poutre 05

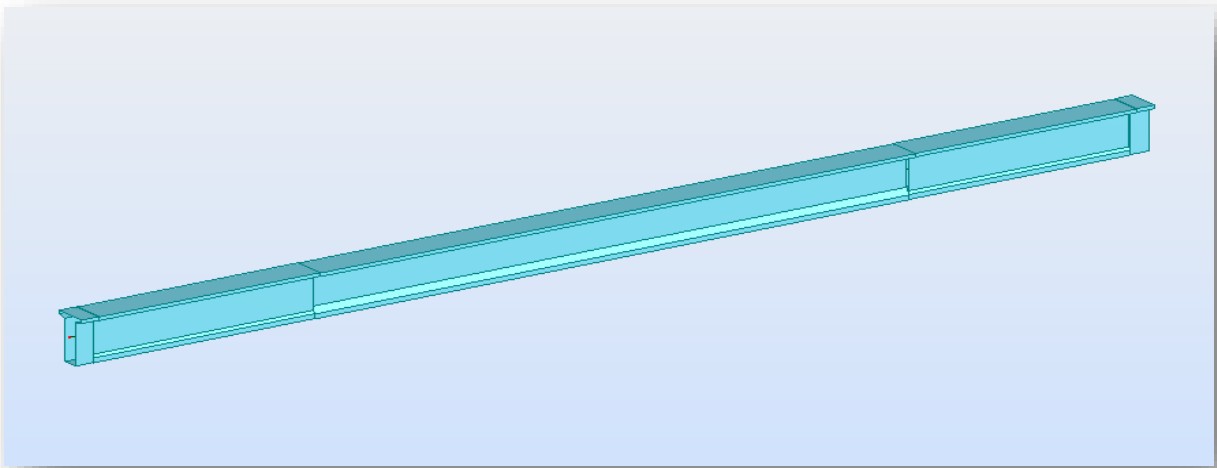
- Bc_{1file} : $n=2$ $K_1= 1.08$ et $K_2= 1.58$ → $K_{\alpha moy}= 1.33$
- Bc_{2file} : $n=4$ $K_1= 1.08$, $K_2= 1.58$, $K_3= 0.95$ et $K_4= 0.45$ → $K_{\alpha moy}= 1.015$

ANNEXE

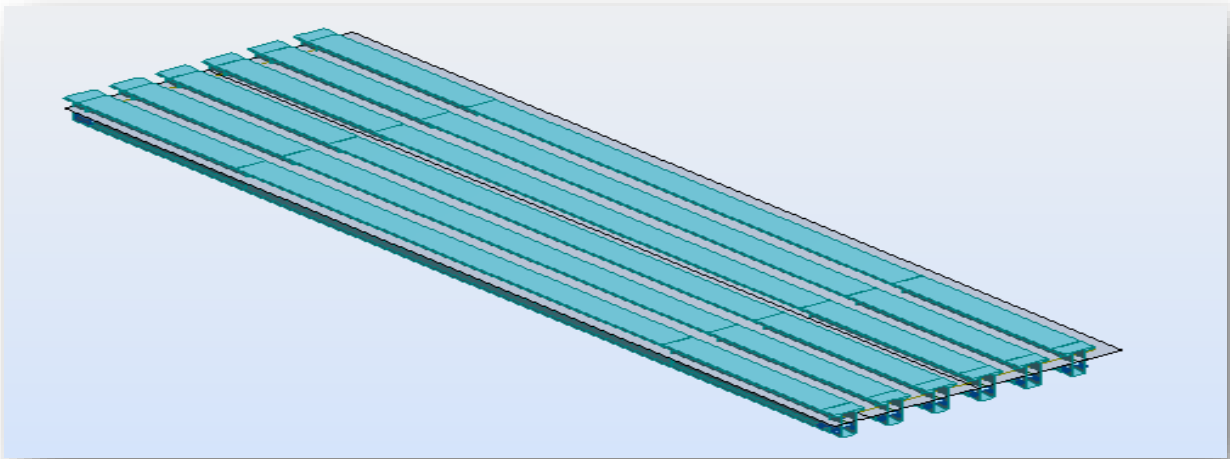
Poutre 06

- $Bc_{1file} : n=2 \quad K_1= 1.9 \quad \text{et} \quad K_2= 0.93$ $\rightarrow K_{\alpha moy}= 1.415$
- $Bc_{2file} : n=4 \quad K_1= 1.9, \quad K_2= 0.93, \quad K_3= 0.73 \quad \text{et} \quad K_4= 0.04$ $\rightarrow K_{\alpha moy}= 0.9$

A4.1 : Modélisation de la poutre

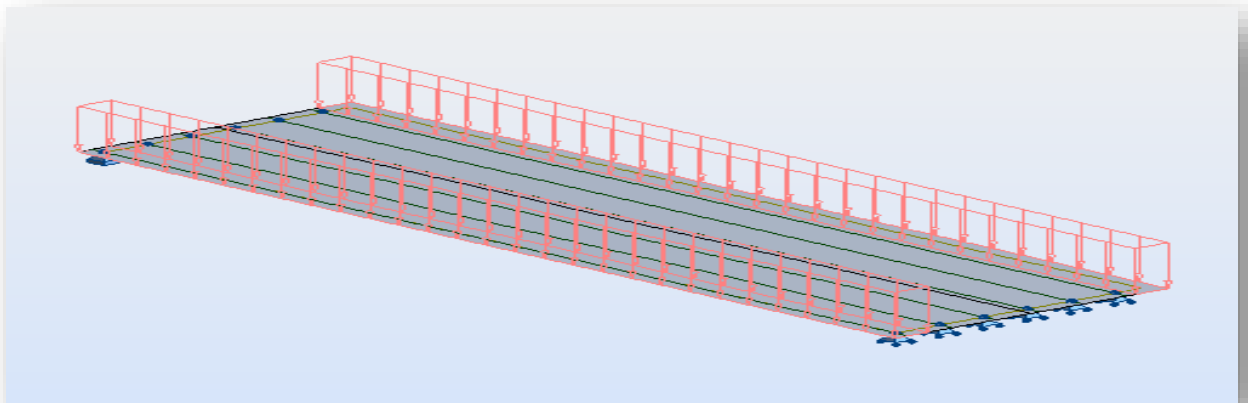


A4.2 : Modélisation du tablier (Poutres + Dalle)

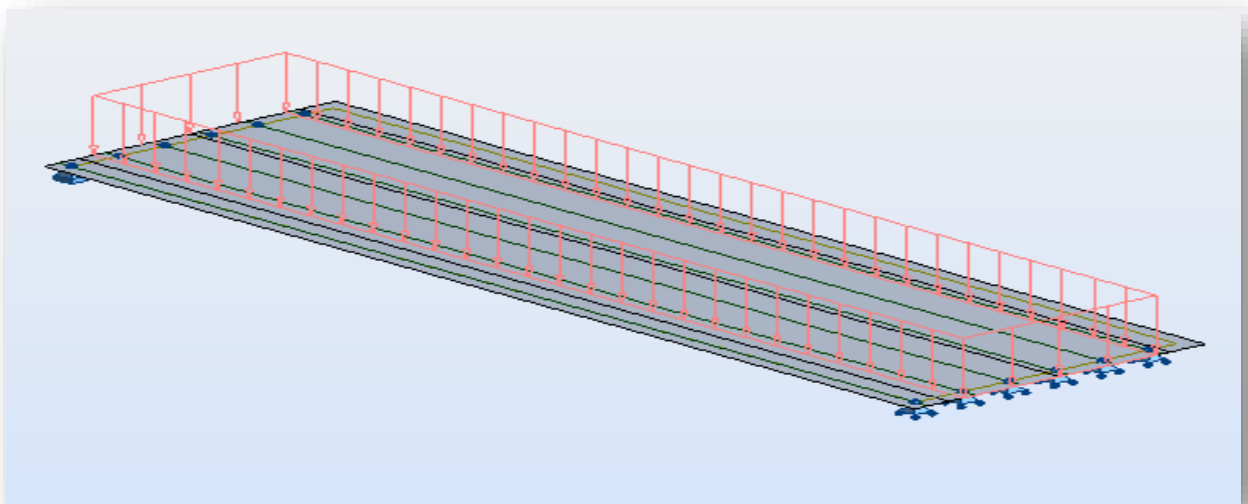


A4.3 : Exemple d'une surcharge permanente Trottoir

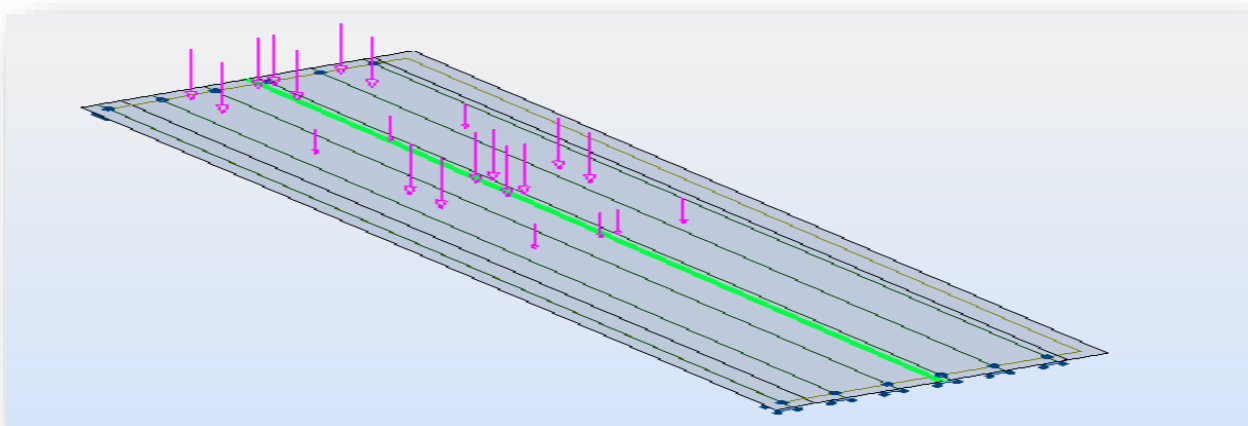
ANNEXE



A4.4 : Exemple d'une surcharge d'exploitation A(l)



A4.4 : Exemple d'une surcharge roulante Bc

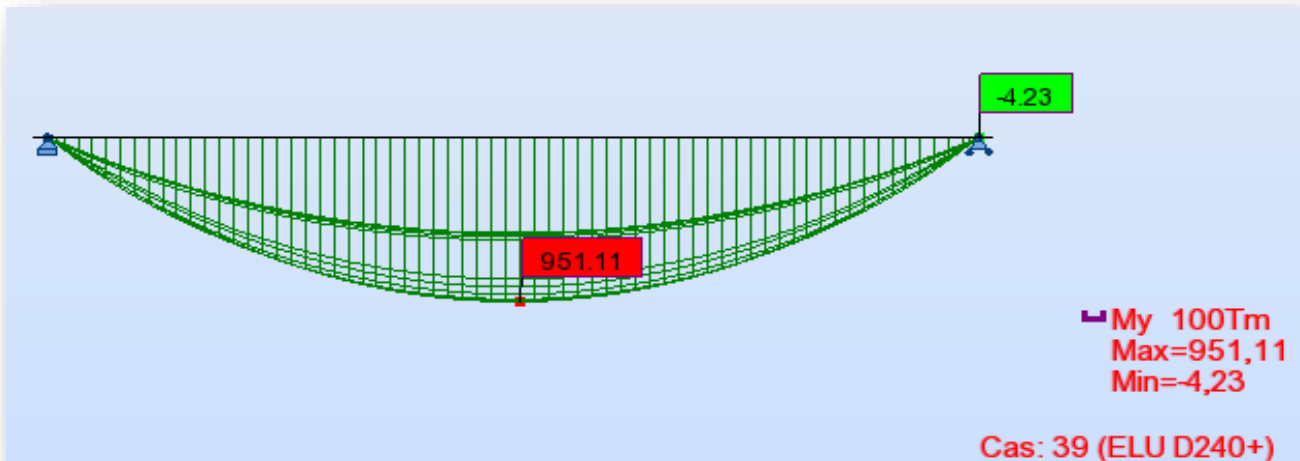


ANNEXE

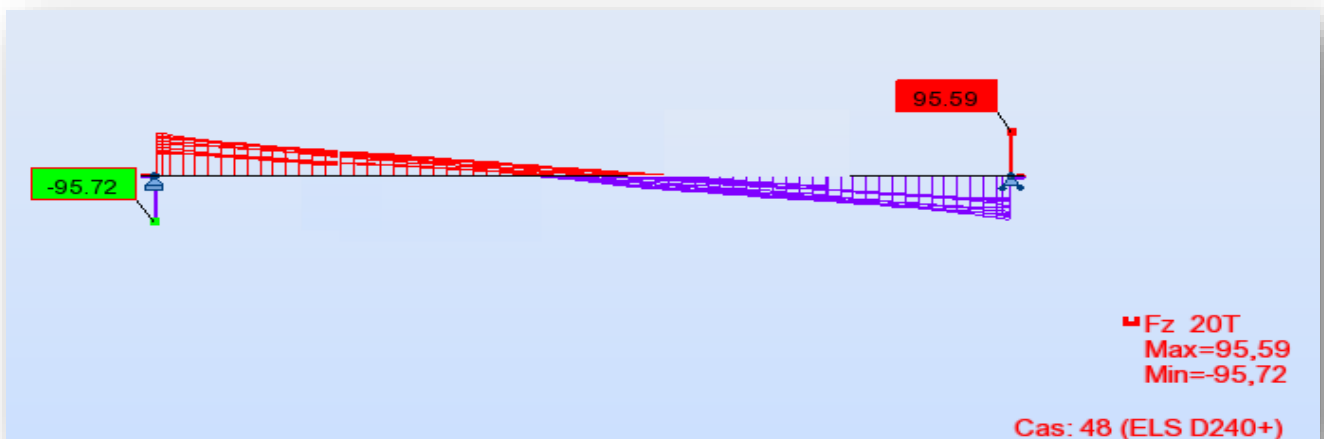
A4.5 : Diagramme du moment fléchissant maximum sous ELS 4 (D240)



A4.6 : Diagramme du moment fléchissant maximum sous ELU 4 (D240)

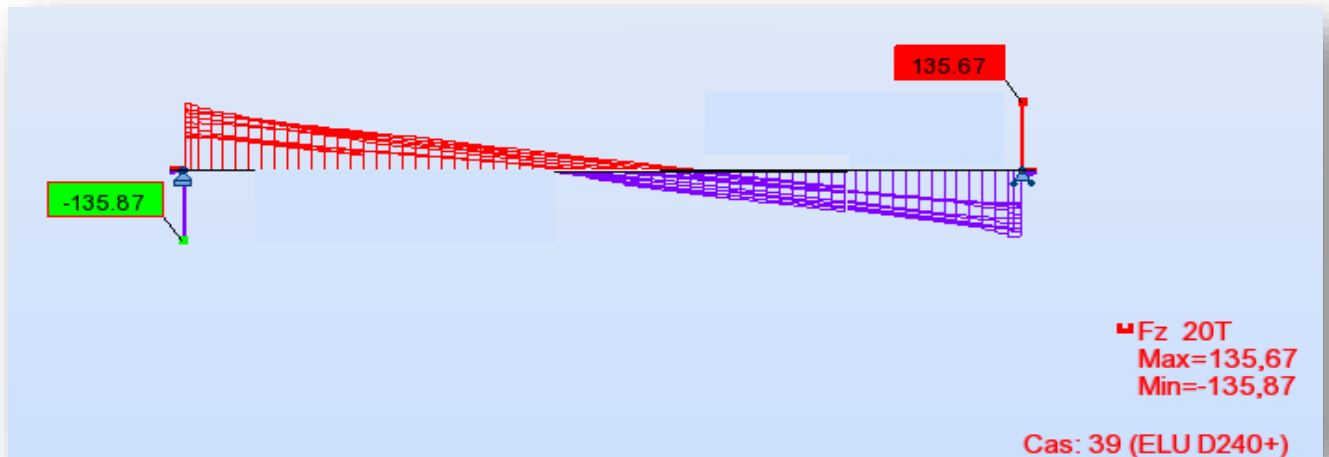


A4.7 : Diagramme l'effort tranchant maximum sous ELS 4 (D240)



ANNEXE

A4.8 : Diagramme l'effort tranchant maximum sous ELU 4 (D240)



ANNEXE [B]

L'ensemble des moments de renversements M_r et stabilisant M_s et efforts agissants sur la culée

	CAS	Poids (KN)	Fh (KN)	Fv (KN)	Zh (m)	Zv (m)	M_r (KN.m)	M_s (KN.m)	
Tablier	1	2050	0	2050	2.5	5.875	0	5125	
	2		205	2139.5			1204.37	5348.75	
	3								4766.25
	4								
Mur garde Grève	1	147.15	0	147.15	2.25	5	0	331.09	
	2		14.72	157.45			73.6	354.26	
	3								307.91
	4								
dés d'appui	1	9.35	0	9.35	3	5.75	0	28.05	
	2		0.935	10			5.38	30	
	3								26.1
	4								
Mur de front	1	1276.6	0	1276.6	3	2	0	3829.8	
	2		127.7	1365.9			255.4	4097.88	
	3								1187.2
	4								
Murets cache	1	21.48	0	21.48	3	5	0	64.44	
	2		2.15	23			10.75	69	
	3								60
	4								
Murs en	1		0	216			0	259.2	

ANNEXE

retour	2	216	21.6		1.2	3	64.8		
	3			231.12				277.34	
	4			200.88				241.06	
Semelle	1	2475	0	2475	3	0.75	0	7425	
	2		247.5	2658.25			2301.75	185.63	7974.75
	3								
	4								
corbeau	1	88.96	0	88.96	1.95	4	0	173.47	
	2		8.9	95.19			82.73	35.6	185.62
	3								
	4								
la dalle de transition	1	135	0	135	-0.4	4.95	0	-54	
	2		13.5	144.45			125.55	66.83	-57.78
	3								
	4								
Poids des terres sur DDT	1	396	0	396	-0.4	5.1	0	-185.4	
	2		39.6	423.72			368.28	201.96	-169.49
	3								
	4								
Poids des terres sur semelle	1	1588,4	0	1182.7	3	2.06	0	3548.16	
	2		118.27	1265.51			1100	255.46	3796.53
	3								
	4								
Surcharge sur remblai 10KN/m²	1	492.6	0	492.6	3.6	2.68	0	1773.36	
	2		49.26	527.08			458.12	132.02	1897.49
	3								
	4								
Poids Trottoir (culée)	1	45.2	0	45.2	2.5	6.1	0	113	
	2		4.52	48.36			42.04	27.57	120.9
	3								
	4								
Total	1	8536.06	0	8536.0	/	/	0	22431.17	
	2		853.6	9133.58			7938.54	2519.37	24264.23
	3								
	4								

ANNEXE

ANNEXE [C]

Les sollicitations (M, V et H) exercé sur la pille

Efforts verticaux

- Poids du chevêtre = 51,89 T
- Poids des fûts = 42,39 T
- poids de la semelle = 247,50 T
- Poids des terres = 158,84 T

Tableau récapitulatif :

Référence :

Niveau de référence : bas de la semelle ;

Axe de référence : axe de la semelle ;

Sens positif : Sens trigonométrique ;

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous.

Cas normal :

élément	V (t)	H(t)	Xv/a(m)	Xh/a(m)	Mv/a (t.m)	Mh/a (t.m)
chevêtre	51.89	/	0	/	0	/
fûts	42.39	/	0	/	0	/
Tablier	635.85	/	0	/	0	/
1.2(Bc 2 travée+Qtrot)	169.90	/	0	/	0	/
1.2(Bc travée g+Qtrot)	141.27	/	0.55	/	77.70	/

ANNEXE

1.2(Bc travée dr+Qtrot)	141.27	/	-0.55	/	-77.70	/
1.2(Al+Qtrot) 2 travée	207.13	/	0	/	0	/
1.2(Al+Qtrot) 1 travée	150.71	/	0.55	/	82.89	/
D240 (2travée)	205.56	/	0	/	0	/
D240 (1travée)	171.11	/	0.55	/	94.11	/
0.6*Fvl	/	0	/	0	/	0
1.2*Fbc (2travée)	/	16.43	0	6.55	/	107.63
1.2*Fbc (1travée)	/	9.78	/	6.55	/	64.09
1.2*Fa (2travée)	/	52.24	0	6.55	/	342.18
1.2*Fa (1travée)	/	31.11	/	6.55	/	203.74

Combinaisons des efforts

	V(t)	H(t)	M/o	Rmax	Rmin
à vide	1136,472	0,000	0,000	189,412	189,412
G+1,2(Bc(1tc)+Fbc(1tc)+Qtrott)+0,6Fvl	1277,743	9,784	78,272	213,863	205,710
G+1,2(Bc(2tc)+Fbc(2tc)+Qtrott)+0,6Fvl	1306,375	16,432	131,455	219,251	205,557
G+1,2(Al (1tc) +Fa (1tc)+Qtrott)+0,6Fvl	1287,186	31,106	331,740	217,411	183,814
G+1,2(Al (2tc) +Fa (2tc) +Qtrott) +0,6Fvl	1343,604	52,241	417,927	228,771	185,237
G+D240 (1tc)	1307,583	0,000	94,111	217,930	209,216
G+D240 (2 tc)	1342,027	0,000	0,000	223,671	223,671

Effort repris par fut

	Vmax (t)	Vmax (t)	Mmax (t,m)
3 futs	937.264	52.241	342.178
1 fut	312.421	17.414	114.059

Cas sismique (1+Kv)

ANNEXE

élément	V (t)	H(t)	Xv/a(m)	Xh/o;a(m)	Mv/a(t.m)	Mh/a (t.m)
chevêtre	54.229	8.134	0.000	5.600	0.000	45.552
futs	44.298	6.645	0.000	2.500	0.000	16.612
Tablier	664.461	/	0.000	/	0.000	/
Fvl	/	0.000	0.000	6.550	/	0.000
Fs	/	43.534	/	6.550	/	285.148

Combinaisons des efforts

	V(t)	H(t)	M/a (t.m)
sismique (1+Kv)	762.988	58.313	347.312

Effort repris par fut

	V(t)	H(t)	M/a (t.m)
3 futs	762.988	58.313	347.312
1 fut	254.329	19.438	115.771

Reaction au niveau du fondation

	V(t)	H(t)	M/o	Rmax	Rmin
sismique (1+Kv)	1187,61	97,11	461,702	240,686	155,185

Cas sismique (1-Kv)

élément	V (t)	H(t)	Xv/a(m)	Xh/o;a(m)	Mv/a	Mh/a (t.m)
chevêtre	49.559	7.434	0.000	5.600	0.000	41.629
futs	40.482	6.072	0.000	2.500	0.000	15.181
Tablier	607.235	/	0.000	/	0.000	/
Fvl	/	0.000	0.000	6.550	/	0.000
Fs	/	43.534	/	6.550	/	285.148

Combinaisons des efforts

ANNEXE

	V(t)	H(t)	M/a (t.m)
sismique (1-Kv)	697.28	57.04	341.958

Effort repris par fut

	V(t)	H(t)	M/a (t.m)
3 futs	697.276	57.040	341.958
1 fut	232.425	19.030	113.986

Reaction au niveau du fondation

	V(t)	H(t)	M/o	Rmax	Rmin
sismique (1-Kv)	1085,33	92,49	451,933	222,734	139,043