

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention de diplômes d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

Thème

Etude et conception O.A pénétrante Bejaia
/ viaduc 65+595

Présenté par :

- BOUKHATEM Mohamed
- KHEITMI Mohamed Chérif

Encadré par :

- Mr.Amieur Mohamed
- Mr.Chorfi Moussa

Promotion 2022/2023

Remerciements

Nous exprimons tout d'abord notre gratitude envers le Dieu tout-puissant pour nous avoir accordé une bonne santé, nous permettant ainsi de mener à bien ce projet de fin d'études.

Nous souhaitons également exprimer notre profonde reconnaissance envers nos chers parents, dont le soutien inestimable nous a permis d'achever ce travail qui représente le fruit de plusieurs années d'études.

Nous tenons à remercier chaleureusement Monsieur CHORFI Moussa pour son encadrement exemplaire, sa disponibilité et son attention soutenue. Nous sommes reconnaissants pour le temps qu'il nous a accordé et son dévouement sans faille. et pour son accueil sur le chantier.

Nous exprimons notre gratitude envers Monsieur AMIEUR Mohamed pour sa contribution inconditionnelle et son aide précieuse.

Nous adressons nos remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous souhaitons remercier les membres du jury qui nous font l'honneur d'évaluer notre travail.

Nous souhaitons également remercier tous le personnel de notre prestigieuse école connue à travers le territoire national, ainsi que tous ceux qui, de près ou de loin, ont participé à la réalisation de ce projet.

Dédicaces

Je dédie humblement ce travail :

À mon cher père, À ma chère mère, Qui n'ont jamais cessé de prier pour moi, de me soutenir et de m'encourager afin que je puisse atteindre mes objectifs.

À mes chères sœurs et frères, Pour leur soutien moral et leurs précieux conseils tout au long de mes études.

Je souhaite également exprimer ma reconnaissance à tous les membres de ma famille, à mes amis et à tous ceux qui me sont chers.

Je tiens à remercier chaleureusement mon binôme KHEITMI Mohamed Chérif et sa famille pour leurs efforts et leur esprit d'équipe.

Mes remerciements s'adressent également à tous mes amis et camarades de promotion, ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail modeste.

Que tous ceux mentionnés ici perçoivent ma gratitude sincère et profonde reconnaissance envers eux.

BOUKHATEM MOHAMED

Dédicaces

Je dédie humblement ce travail :

À mon cher père, À ma chère mère, Qui n'ont jamais cessé de prier pour moi, de me soutenir et de m'encourager afin que je puisse atteindre mes objectifs.

À mes chères sœurs et frères, Pour leur soutien moral et leurs précieux conseils tout au long de mes études.

Je souhaite également exprimer ma reconnaissance à tous les membres de ma famille, à mes amis et à tous ceux qui me sont chers.

Je tiens à remercier chaleureusement mon binôme **BOUKHATEM Mohamed** et sa famille pour leurs efforts et leur esprit d'équipe.

Mes remerciements s'adressent également à tous mes amis et camarades de promotion, ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail modeste.

Que tous ceux mentionnés ici perçoivent ma gratitude sincère et profonde reconnaissance envers eux.

KHEITMI MOHAMED CHERIF

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

CP : charges permanentes.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir à la clef.

VSC : Voussoir sur la culée

12T15s : deuze (12) torons de quinze (15) fils.

f_{clim} : Contrainte de compression limite.

f_{cmax} : Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.

F_{prg} : Résistance ultime a garantie.

F_{peg} : Résistance limite élastique a garantie

σ_{sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_{inf} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_p : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis

G : module de cisaillement

K : la Raideur Sa : Le spectre de réponse élastique

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible.

σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.

HA : Haute adhérence.

St : Espacement des armatures.

M_P : Masse des piles.

M_T : Masse du tablier.

F_L : Force séismique longitudinale.

F_T : Force séismique transversale.

H_T : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

H_{flv} : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

E : Le module d'élasticité longitudinal

Δσ_{insta} : La perte de tension instantanée

Δσ_{déf} : La perte de tension déferée

ΔP : la perte de tension

τ : contrainte tangentielle.

As : la section des armatures

f : la flèche

T : la période

ε : coefficient de dilatation

λ : L'élancement

K_h : coefficient sismique horizontal ;

k_v : coefficient sismique vertical.

K_{ad} : coefficient de poussée

S355 : un acier à haute limite d'élasticité de 355 MPa de résistance.

SOMMAIRE

<i>Remerciements</i>	2
<i>Dédicaces</i>	3
<i>Dédicaces</i>	4
LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS.....	5
SOMMAIRE	6
LISTE DES TABLEAUX.....	12
LISTE DES FIGURES.....	14
INTRODUCTION GENERAL.....	19
CHAPITRE I :PRESENTATION DE PROJET.....	21
I.1 Introduction :	21
I.2 Présentation de l’ouvrage:	21
I.3 Les caractéristiques de l’ouvrage :	22
I.4 Données fonctionnelles :	22
I.4.1 Tracé en plan :.....	22
I.4.2 Profil en long :	22
I.4.3 Profil en travers :.....	23
I.5 Données naturelles :.....	23
I.5.1 Données relatives à l’obstacle franchi :	23
I.5.2 Topographie :	23
I.5.3 Sismicité du site :	23
I.5.4 Géotechnique :	23
I.5.5 Le climat de la région :	24
I.6 CONCLUSION :	24
CHAPITRE II :Conception générale	26
II.1 INTRODUCTION :	26
II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :	26
II.2.1 Variante 1 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP :.....	26
II.2.2 Variante 2 : Pont mixte Bipoutre :	30
II.2.3 Variante 3 : Pont voussoir construits par encorbellements successifs section constante	34
II.3 Analyse multicritère :	38
II.3.1 Avantages et inconvénients des variantes :	38

II.3.2	Estimation du prix :	40
II.3.3	Conclusion :	40
CHAPITRE III	:ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL.....	42
III.1	INTRODUCTION	42
III.2	NORMES ET REGLES DE CALCUL	42
III.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	42
III.3.1	Béton	42
III.3.2	Armatures	42
III.3.3	Contraintes admissibles.....	43
III.4	EVALUATION DES ACTIONS	44
III.4.1	Les actions.....	44
III.5	CONCLUSION	52
CHAPITRE IV	:REPARTITIONS LONGITUDINALES DES EFFORTS	54
IV.1	Introduction :	54
IV.2	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT	54
IV.2.1	Calcul du moment fléchissant dû à la charge permanente	54
IV.2.2	Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge A (L)	54
IV.2.3	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge B _c	55
IV.2.4	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge B _t	56
IV.2.5	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge B _r	56
IV.2.6	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge M _{c120}	56
IV.2.7	Calcul du moment fléchissant due à la surcharge D ₂₄₀	57
IV.3	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS.....	57
IV.3.1	Calcule des efforts tranchants due à la charge permanente :.....	57
IV.3.2	Calcule des efforts tranchants dus À la surcharge À (L).....	57
IV.3.3	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge B _c	58
IV.3.4	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge B _t	58
IV.3.5	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge B _r	59
IV.3.6	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge M _{c120}	59
IV.3.7	Calcule des efforts tranchants due à la surcharge D ₂₄₀	59
IV.4	CONCLUSION	60
CHAPITRE V	:REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS.....	62
V.1	INTRODUCTION :	62
V.2	DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL.....	62
V.2.1	Définition des paramètres de calcul	62

-Position active des poutres :	62
V.2.2 Les caractéristiques géométriques.....	62
V.2.3 Paramètre d'entretoisement Θ	63
V.2.4 Paramètre de torsion α	63
V.3 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS	64
V.3.1 Coefficient de répartition transversale K	64
V.3.2 Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à ($X = 0.5L$)	72
V.3.3 Détermination de la poutre la plus sollicitée7	72
V.4 CONCLUSION	73
CHAPITRE VI : VEREFICATION PAR MODELISATION	75
VI.1 Introduction :	75
VI.2 MODELISATION DE L'OUVRAGE :	75
VI.2.1 Modélisation des éléments de l'ouvrage :	75
VI.2.2 Définition des charges :.....	77
VI.2.3 LES COMBINAISONS DE CHARGES :	77
VI.2.4 Résultats :	78
VI.3 Conclusion :.....	80
CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE	82
VII.1 Introduction :	82
VII.2 Caractéristique et données :	82
VII.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTTE :	83
VII.3.1 Force de la précontrainte :	83
VII.3.2 Détermination de nombre de câble :	84
VII.3.3 Pré-vérification de la précontrainte :	85
VII.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTTE :.....	86
VII.5 CALCUL DES PERTES :	89
VII.5.1 Pertes instantanés :	90
VII.5.2 Pertes différés :	91
VII.6 Vérification et justification des contraintes à l'ELS :.....	93
VII.7 Vérification des contraintes tangentielles :.....	95
VII.8 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU :	95
VII.8.1 Vérification des bielles compriment :	95
VII.8.2 Vérification de la résistance des armatures :	96
VII.9 Armatures passives des poutres :.....	96
VII.9.1 Armatures passives des zones tendues :	96

VII.9.2	Les armatures de peau :	96
VII.10	Conclusion :	97
CHAPITRE VIII	: ETUDE DU TABLE	99
VIII.1	INTRODUCTION	99
VIII.2	FLECHES ET CONTRE FLECHES	99
VIII.2.1	Flèche due au poids propre.....	99
VIII.2.2	Contre flèche de précontrainte	99
VIII.2.3	Flèche due à la construction	100
VIII.2.4	Flèche maximale à ELS.....	100
VIII.2.5	Flèche totale	100
VIII.3	ETUDE DE L'ENTRETOISE	101
VIII.3.1	Principe de ferrailage	101
VIII.3.2	Évaluation des efforts.....	101
VIII.3.3	Ferrailage.....	102
VIII.4	ETUDE DE L'HOUDIS.....	103
VIII.4.1	Ferrailage sous la flexion	103
VIII.5	CONCLUSION :	106
CHAPITRE IX	: ETUDE SISMIQUE	108
IX.1	Introduction :	108
IX.2	Etude sismique :	108
IX.2.1	Classification de l'ouvrage selon « RPOA » :	108
IX.2.2	L'Analyse sismique :	108
IX.2.3	Analyse spectrale monomodale (mode fondamental) :	108
IX.3	CONCLUSION :	113
CHAPITRE X	:Etude des équipements	115
X.1	Introduction :	115
X.2	Appareil d'appui :	115
X.2.1	Choix de type d'appareil d'appui :	115
X.2.2	Les appareils d'appuis en élastomère fretté :	115
X.2.3	Dimensionnement des appareils d'appui :	116
X.2.4	Vérification des appareils d'appuis :	117
X.3	Dee d'appui :	119
X.3.1	Dimensions du dé d'appui :	119
X.3.2	Ferrailage du dé d'appui :	119
X.4	Plot parasismique :	121

X.4.1	Ferraillage du plot parasismique :	121
X.5	Les joints de chaussée :	122
X.5.1	Calcul du souffle :	122
X.5.2	Type de joint :	122
X.6	Conclusion :	123
CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE		125
XI.1	INTRODUCTION	125
XI.2	ETUDE DE LA PILE	125
XI.2.1	Dimensionnement des éléments de la pile :	125
XI.2.2	Etude des éléments de la pile :	125
XI.2.3	ETUDE DES FUTS :	127
XI.2.4	Etude de Chevêtre :	128
XI.2.5	Ferraillage de la semelle :	131
XI.3	ETUDE DE LA CULEE :	132
XI.3.1	Conception des culées :	133
XI.3.2	Descente des charges	134
XI.3.3	Ferraillage des éléments de la culée	135
XI.4	Conclusion :	141
CHAPITRE XII : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE		143
XII.1	INTRODUCTION :	143
XII.2	HISTORIQUE DES PONTS :	143
XII.3	LES ELEMENTS PRINCIPAUX D'UN PONT :	144
XII.4	CLASSIFICATION DES PONTS :	145
XII.4.1	Suivant la destination du pont (nature de leur voie portée) :	145
XII.4.2	Suivant la nature de leurs matériaux employés :	145
XII.4.3	Suivant leur disposition en plan :	145
XII.4.4	Suivant leur niveau de passage :	146
XII.4.5	Suivant la mobilité de leur tablier :	146
XII.4.6	Suivant leur schéma transversal :	146
XII.4.7	Suivant leur procédé de construction :	147
XII.4.8	Ponts Types du SETRA :	147
XII.5	INNOVATION DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION DES PONTS :	147
XII.6	APERÇU SUR LES BETONS A HAUTE PERFORMANCE :	148
XII.7	COMPORTEMENT MECANIQUE DES BHP :	149
XII.7.1	Comportement en compression :	149

XII.7.2	Comportement en Traction :	150
XII.7.3	Rigidité :	150
XII.8	Effet de la vitesse de chargement :	150
XII.9	COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BHP :	151
XII.9.1	Comportement dynamique des BHP sous compression :	151
XII.9.2	Comportement dynamique des BHP sous traction :	154
XII.10	CONCLUSION :	157

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-I Implantations des appuis – variante 1	27
Tableau II-II Pré dimensionnement de la variante 01	27
Tableau II-III Implantations des appuis - variante 02	31
Tableau II-IV Pré-dimensionnement des poutres métalliques.....	31
Tableau II-V Pré-dimensionnement des entretoises.....	32
Tableau II-VI Récapitulation de découpage des voussoirs.	34
Tableau II-VII Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.....	35
Tableau II-VIII Cout estimatif des différentes variantes.....	40
Tableau III-I Caractéristiques de béton	42
Tableau III-II Contraintes admissibles à la compression de béton.	43
Tableau III-III Contraintes admissibles de traction des armatures passives.	44
Tableau III-IV Poids propre d'une poutre.	45
Tableau III-V Poids du tablier + poutres + entretoise.....	45
Tableau III-VI Estimation du poids dû aux CCP et poids total G.	45
Tableau III-VII Les coefficients a_1	46
Tableau III-VIII Résultat de calcul de $A(l)$	47
Tableau III-IX Le coefficient b_c	48
Tableau III-X Résultat de calcul de B_c	48
Tableau III-XI Le coefficient b_c	49
Tableau III-XII Résultat de calcul de B_t	49
Tableau III-XIII Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique.....	50
Tableau III-XIV.....	51
Tableau III-XV La réaction de la surcharge de $A(l)$ Pour une seule travée chargée.	51
Tableau III-XVI La réaction de La surcharge de $A(l)$ Pour les deux travées chargées.	51
Tableau III-XVII La réaction de La surcharge de B_c sur la culé	52
Tableau III-XVIII La réaction de La surcharge de B_c sur la pile.....	52
Tableau IV-I Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges	60
Tableau V-I Valeur des positions actives des poutres.....	62
Tableau V-II Valeur de K_0 et K_1 pour $\theta = 0.90$	65
Tableau V-III Valeur de K_0 et K_1 pour $\theta = 0.95$	65
Tableau V-IV Exemple de calcul pour K_0	65
Tableau V-V Valeur de K_0 pour $\theta=0,91$	66
Tableau V-VI Valeur de K_1 pour $\theta=0,91$	66
Tableau V-VII Valeur de $K\alpha$ pour $\theta = 0,9$ et $\alpha= 0.525$	66
Tableau V-VIII Valeur de $K\alpha$ pour chaque poutre.....	66
Tableau V-IX Valeur de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 1	68
Tableau V-X Valeur de $K_{\alpha moy}$ pour chaque poutre sous charge B_c	71
Tableau V-XI Valeur de $K_{\alpha moy}$ pour chaque poutre sous charge B_t	71
Tableau V-XII Valeur de $K_{\alpha moy}$ pour chaque poutre sous charge M_{c120}	71
Tableau V-XIII Valeur de $K_{\alpha moy}$ pour chaque poutre sous charge D_{240}	71
Tableau V-XIV Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à $L/2$	72
Tableau V-XV Combinaisons de charge à ELS et à ELU.....	72
Tableau VI-I Définition des charges et surcharges	77

Tableau VI-II Les combinaisons de charges E.L.S.....	77
Tableau VI-III Les combinaisons de charges E.L.U.....	78
Tableau VII-I Données de l'ouvrage	82
Tableau VII-II Valeurs des efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte	82
Tableau VII-III Les caractéristiques de la poutre	82
Tableau VII-IV Caractéristiques des câbles 12T15s	83
Tableau VII-V Caractéristiques du béton.....	83
Tableau VII-VI Contraintes admissibles	83
Tableau VII-VII Calcul de P_{MIN}	84
Tableau VII-VIII Détermination du nombre de câble.....	85
Tableau VII-IX Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes	85
Tableau VII-X Résultats de vérifications des contraintes	86
Tableau VII-XI Position finale des câbles.....	88
Tableau VII-XII Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.....	89
Tableau VII-XIII Les résultats de f et R et β	89
Tableau VII-XIV Les pertes par frottement pour chaque câble.....	90
Tableau VII-XV Perte par recul d'ancrage à mi-travée	91
Tableau VII-XVI Valeur des pertes par déformation instantané du béton.....	91
Tableau VII-XVII Valeurs des pertes par fluage	92
Tableau VII-XVIII Caractéristiques de la section de la poutre	93
Tableau VII-XIX Emplacement de la précontrainte	93
Tableau VII-XX Les contraintes admissibles	94
Tableau VII-XXI Vérification des contraintes normales à l'ELS Phase 1et2	94
Tableau VII-XXII Vérification des contraintes normales à l'ELS Phase 3et4	95
Tableau VIII-I Tableau récapitulatif ELU et ELS.....	105
Tableau IX-I Caractéristiques sismiques de l'ouvrage	108
Tableau IX-II La rigidité longitudinal des fûts.....	110
Tableau IX-III La rigidité longitudinale des appareils d'appuis des piles	110
Tableau IX-IV La rigidité des appareils d'appuis des culées.....	110
Tableau IX-V Spectre de réponse horizontale S_{ae}/g	111
Tableau IX-VI La répartition des efforts.....	112
Tableau IX-VII Distribution des forces sismiques transversal sur chaque appui	113
Tableau IX-VIII Les combinaisons de calcul sismique	113
Tableau XI-I Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous semelle).....	125
Tableau XI-II R_{max} et R_{min} pour les combinaisons les plus défavorables sur pile.....	126
Tableau XI-III Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous fût).....	127
Tableau XI-IV Tableau récapitulatif	130
Tableau XI-V Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.....	133
Tableau XI-VI Evaluations des efforts statiques de la culée.....	134
Tableau XI-VII Efforts dus au tablier	135
Tableau XI-VIII Combinaison des efforts.....	135
Tableau XI-IX combinaison des efforts	136
Tableau XI-X Valeurs de MP/K en fonction de h	137
Tableau XI-XI Evaluation des efforts de la dalle de transition.....	138
Tableau XII-I Ponts types SETRA	147

Tableau XII-II Exemple de formulation d'un BHP	149
Tableau XII-III Caractéristique de résistance et de déformation suivant la norme EN1992-1-1:2004.	150
Tableau XII-IV Résultats expérimentale	152
Tableau XII-V Composition du mélange BHP utilisé dans les essais de traction dynamique	155

LISTE DES FIGURES

Figure I-I Implantation du projet sur Google Earth prise en 2022	21
Figure I-II Tracé en plan	22
Figure I-III Profil en long	22
Figure I-IV Profil en travers.....	23
Figure II-I Profil en long variante 01	26
Figure II-II Section transversale variante 01	28
Figure II-III ½ Coupe longitudinale de la poutre	28
Figure II-IV Profil en long pont à poutre mixte.....	30
Figure II-V Coupe transversale d'un tablier bipoutre.....	31
Figure II-VI Coupes transversales des profilés métallique	32
Figure II-VII Profil en long variante 03	34
Figure II-VIII Implantations des appuis - variante 03.....	35
Figure II-IX Schéma descriptif des éléments de Voussoir courant	35
Figure II-X Schéma descriptif des éléments de Voussoir sur pile.....	36
Figure III-I Limitation des contraintes des sections en B.P.....	44
Figure III-II Largeur roulable	46
Figure III-III Système de chargement Bc.....	47
Figure III-IV Système de chargement B _t	48
Figure III-V Système de chargement B _r	49
Figure III-VI Système de chargement Mc120.	49
Figure III-VII Système de chargement D240.....	50
Figure V-I Positions actives des poutres.....	62
Figure V-II Section équivalente.....	64
Figure V-III Représentation de K _α pour chaque poutre	67
Figure V-IV Surface de la surcharge AL pour une voie	67
Figure V-V Surface de la surcharge AL pour deux voies	68
Figure V-VI Surface de la surcharge AL pour trois voies.....	68
Figure V-VII Surface de la surcharge AL pour quatre voies	68
Figure V-VIII Valeur de K _{αmoy} pour la poutre 2.....	69
Figure V-IX Valeur de K _{αmoy} pour la poutre 3.....	69
Figure V-X Valeur de K _{αmoy} pour la poutre 4.....	69
Figure V-XI Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour une voie.....	69
Figure V-XII Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour deux voies	70
Figure V-XIII Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour trois voies.....	70
Figure V-XIV Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour quatre voies	70
Figure VI-I Modélisation des poutres	75

Figure VI-II Modélisation de l'hourdis avec maillage	76
Figure VI-III Modélisation des appuis.	76
Figure VI-IV Moment de poids propre de la Poutre.....	78
Figure VI-V Moment de G (charge permanente +charges complémentaires permanentes)	79
Figure VI-VI Moment max à l'ELS	79
Figure VI-VII Moment max à l'ELU.....	79
Figure VI-VIII L'effort tranchant de l'ELS max.....	80
Figure VI-IX L'effort tranchant de l'ELU max	80
Figure VII-I Classe de calcul / Selon BPEL.	83
Figure VII-II Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.	87
Figure VII-III Le tracer des câbles Au niveau de la section médiane	87
Figure VII-IV Trajectoire des câbles	88
Figure VII-V Diagramme des contraintes et ferrailage à mi-travée.....	96
Figure VII-VI Ferrailage des sections de la poutre.....	97
Figure VIII-I Flèche max de la poutre due à poids propre (G)	99
Figure VIII-II Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.	100
Figure VIII-III Position des vérins	101
Figure VIII-IV Diagramme des moments sous G à l'ELS	101
Figure VIII-V Diagramme des moments sous G à l'ELU	102
Figure VIII-VI Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU	102
Figure VIII-VII Ferrailage de l'entretoise.....	103
Figure VIII-VIII La modélisation de l'hourdis.....	104
Figure VIII-IX Moment Max de la dalle à ELU.	104
Figure VIII-X Ferrailage de la dalle (coupe transversale)	106
Figure IX-I Séisme longitudinal.	110
Figure IX-II Séisme transversal	112
Figure X-I Appareil d'appuis en élastomère fretté.	116
Figure X-II Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3	117
Figure X-III Ferrailage du dé d'appui	120
Figure X-IV Ferrailage plot parasismique.....	121
Figure X-V Souffle de joint.....	122
Figure X-VI La gamme des joints CIPEC (Freyssinet).	123
Figure XI-I Ferrailage du pieu.....	127
Figure XI-II Ferrailage d'un fût.....	128
Figure XI-III Moments maximale à l'ELS	129
Figure XI-IV Moments maximale à l'ELU	129
Figure XI-V Effort tranchant maximale à l'ELU	129
Figure XI-VI Ferrailage du chevêtre	131
Figure XI-VII ferrailage de la semelle.....	132
Figure XI-VIII Dimension de la culée.....	134
Figure XI-IX Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève	137
Figure XI-X Les sollicitation des moments dus au mur à l'ELS.....	140
Figure XI-XI Ferrailage de la culée	141
Figure XII-I Vue longitudinale d'un pont type	144
Figure XII-II Section transversale d'un pont à poutres	144

Figure XII-III les éléments principaux d'un pont.....	144
Figure XII-IV Pont droit	146
Figure XII-V Pont courbe.....	146
Figure XII-VI Pont biais.....	146
Figure XII-VII Béton à haute performance, les granulats sont également fissurés.	149
Figure XII-VIII Diagramme contrainte déformation.	149
Figure XII-IX Chargement dynamique et moyens d'essais correspondants.	151
Figure XII-X Configuration typique pour un périphérique SHPB.	151
Figure XII-XI Mélanger les proportions pour un échantillon de 15 mm (kg / m3).	152
Figure XII-XII Mélanger les proportions pour un échantillon de 50 mm (kg / m3).	152
On peut voir que la résistance à la compression pour le BHP de 100 MPa augmente à 340 MPa à une vitesse de déformation d'environ 700 s ⁻¹ et que la résistance à la compression pour un BHP de 160 MPa augmente à environ 400 MPa à une vitesse de contrainte d'environ 600 s ⁻¹ . La figure XII-XIII présente également les facteurs d'augmentation dynamique du code de modèle constitutif du CEB pour 100 MPa et 160 MPa, respectivement. On peut constater que le code de modèle CEB donne des résultats correspondants pour le BHP 100 MPa mais surestime l'amélioration de la force dynamique pour le BHP 160 MPa.	153
Figure XII-XIV Graphique des résultats expérimentaux des facteurs d'augmentation dynamique (DIF) comparés aux facteurs d'augmentation dynamique (DIF) dérivés du modèle concret CEB.....	153
Figure XII-XV Le montage photomécanique utilisé pour effectuer les tests d'écaillage.	154
Figure XII-XVI Image d'un spécimen avec un motif de grille au pas de 1 mm pris avec une caméra Shimadzu HPV-X2 à 2 Mfps.....	155
Figure XII-XVII Comparaison de la contrainte axiale obtenue à l'aide d'une jauge de contrainte et d'une jauge de contrainte virtuelle déduites des mesures en plein champ à 40 mm de l'extrémité libre de l'échantillon.	156
Figure XII-XVIII Comparaison de la vitesse de face arrière obtenue à l'aide d'un interféromètre laser et des mesures en plein champ de la caméra Shimadzu HPV-X2 à 2 Mfps.....	156
Figure XII-XIX Image d'un échantillon avec un motif de grille au pas de 1 mm, pris avec une caméra Shimadzu HPV-X2 à 2 Mfps.	157
La figure XII-XIX montre la comparaison entre la contrainte de traction maximale identifiée à l'aide de l'identification VFM et la contrainte à la rupture obtenue à l'aide du recul de vitesse par rapport à la vitesse de déformation. On peut observer sur le graphique présenté que la méthode classique montre une résistance à la traction dynamique plus élevée d'environ 20% par rapport aux valeurs identifiées à partir de mesures en plein champ. Les principales raisons de cette surestimation, comme indiqué dans, proviennent certainement des hypothèses fortes utilisées dans le traitement classique basé sur la vitesse de retour en arrière.....	157

ملخص

العمل المذكور يتعلق بتصميم ودراسة جسر يقع على بُعد 100 كم من ميناء بجاية. يشتمل هذا الجسر ضمن مشروع إنشاء طريق سريع يربط ميناء بجاية بالطريق السريع الشرق - الغرب، قرب أحنيف، على مسافة 100 كم. بدأ عملنا بتقديم المشروع، ثم قمنا بإجراء التصميم العام، حيث قدمنا ثلاثة خيارات بديلة. ثم اخترنا البديل الأكثر فائدة بناءً على عدة معايير. فيما بعد، أجرينا دراسة مفصلة لهيكل الجسر، بما في ذلك تقييم الأحمال والحمولات الزائدة، ودراسة التجهيزات المسبقة وفحص عناصر الجسر. وأخيرًا، قمنا بتصميم ودراسة البنية التحتية للمنشأة، بما في ذلك الأعمدة والدعامات.

الكلمات الرئيسية: تصميم ودراسة الجسر، التحجيم المبدئي، الخرسانة المشدودة، تجهيزات الجسر والبنية التحتية.

Résumé

Le travail en question porte sur la conception et l'étude d'un pont situé à 100 km du port de Béjaïa. Ce pont fait partie du projet de construction d'une liaison autoroutière reliant le port de Béjaïa à l'autoroute Est-Ouest, près d'Ahnif, sur une distance de 100 km. Notre travail a commencé par une présentation du projet, puis nous avons procédé à la conception générale, pour laquelle nous avons proposé trois variantes. Nous avons ensuite choisi la variante la plus avantageuse en nous basant sur plusieurs critères. Par la suite, nous avons effectué une étude détaillée de la structure du tablier, y compris l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte et l'examen des éléments constitutifs du tablier. Enfin, nous avons conçu et étudié l'infrastructure de l'ouvrage, notamment les piles et les culées.

Les mots clés : conception et étude de pont, pré-dimensionnement, béton précontraint, équipement de pont et infrastructure.

Abstract

The work in question revolves around the design and analysis of a bridge located 100 km away from the port of Béjaïa. This bridge is a key component of a construction project that aims to connect the port of Béjaïa to the East-West highway near Ahnif, spanning a distance of 100 km. Our task began with a project presentation, followed by the overall design phase where we proposed three different design options. Subsequently, we carefully selected the most advantageous variant based on multiple criteria. We then conducted a detailed study of the bridge deck structure, including the evaluation of loads and additional stresses, the analysis of prestressing, and the examination of the deck components. Finally, we designed and examined the infrastructure of the structure, particularly focusing on the piers and abutments.

Keywords: bridge design and analysis, preliminary sizing, prestressed concrete, bridge equipment, infrastructure.



Introduction Générale



INTRODUCTION GENERAL

Afin de favoriser le développement économique, l'Algérie a lancé un projet visant à construire une autoroute de liaison entre le port de BEJAIA et l'autoroute Est-Ouest sur une distance de 100 km. Ce projet comprend également un pont routier situé à 100 km du port.

Dans le cadre de notre formation en génie civil à l'école nationale supérieure des travaux publics, nous avons rédigé un mémoire de fin d'études qui traite en détail de la conception et de l'étude de ce pont routier, réalisé par l'entreprise "CRCC".

Pour faciliter la lecture et l'organisation du mémoire, nous l'avons structuré en plusieurs parties, telles que la présentation et la conception de l'ouvrage, l'évaluation des charges et surcharges appliquées sur le pont, ainsi que l'analyse approfondie de la superstructure, de l'infrastructure et des risques sismiques. Nous concluons en résumant les principaux points de notre travail.



CHAPITRE I
PRESENTATION DE
PROJET



CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

I.1 Introduction :

Les ouvrages d'art constituent une composante essentielle pour la construction des infrastructures de transport (Routes, autoroutes, voies ferrés, etc.) sont des constructions-les plus-importantes utilisées pour construction des routes et des autoroutes. En effet, ils permettent de franchir les obstacles rencontrés le long de la trace qui peuvent être des contraintes naturelles tel que les rivières ou des infrastructures existantes tel qu'une route ou une voie ferré. Afin d'assurer la sécurité des usagers ainsi que la pérennité de ce type d'ouvrage leurs conceptions nécessite donc une solide connaissance des normes et prescriptions en vigueur ainsi que les outils de calcul et de dimensionnement Ces exigences seront présentées en détail ci-après.

I.2 Présentation de l'ouvrage:

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art au PK 65+595 sur la pénétrante de Bejaia au niveau d'AKBOU franchissant OUED IOOLA a 100km du port de Bejaia.



Figure I-I Implantation du projet sur Google Earth prise en 2022

I.3 Les caractéristiques de l'ouvrage :

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

- Longueur totale qui traverse une ouverture de brèche de 108.4m.
- Largeur de tablier : 15,75 m.
- La largeur de la chaussée : 14,5m.
- La pente : 0.4 %

I.4 Données fonctionnelles :

I.4.1 Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur de 108.4 m.

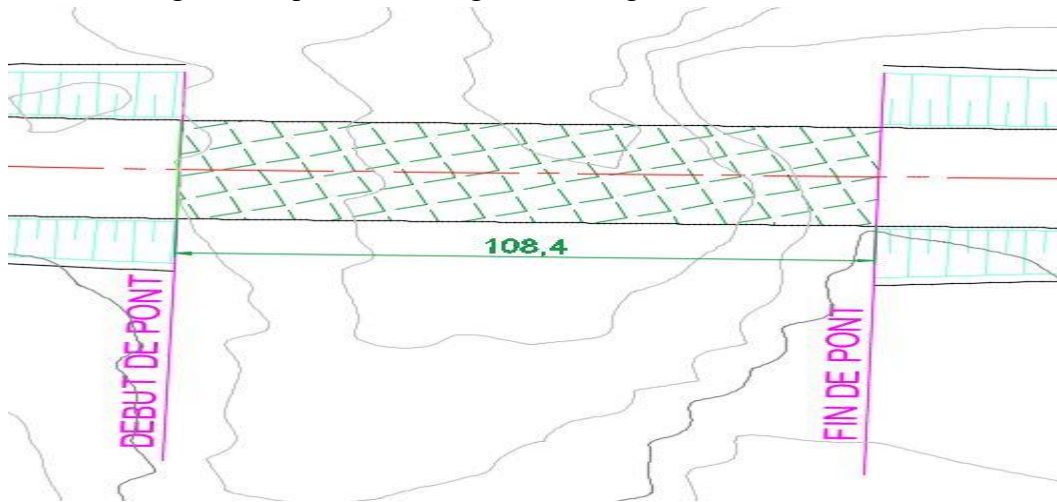


Figure I-II Tracé en plan

I.4.2 Profil en long :

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

Notre ouvrage présente une longueur de 108.4 m et une pente de 0.4%.

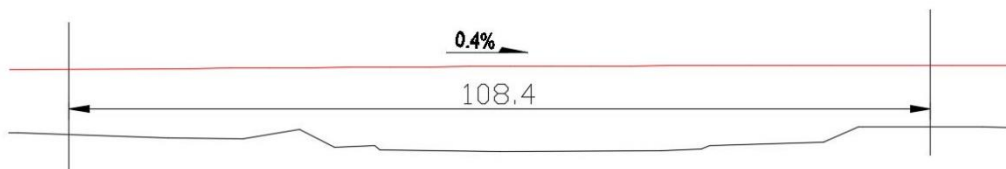


Figure I-III Profil en long

I.4.3 Profil en travers :

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- La largeur du tablier de 15.75 m.
- La largeur de la chaussée de 14.5 m.
- Trois (3) voies de circulation de 3.5 m de largeur pour chacun.
- Sur-largeurs de 1m.
- Bande d'arrêt d'urgence de 3m.
- Deux (2) barrières de 0.75m côté droit 0.5m côté gauche.
- Avec un dévers de 2.5%.

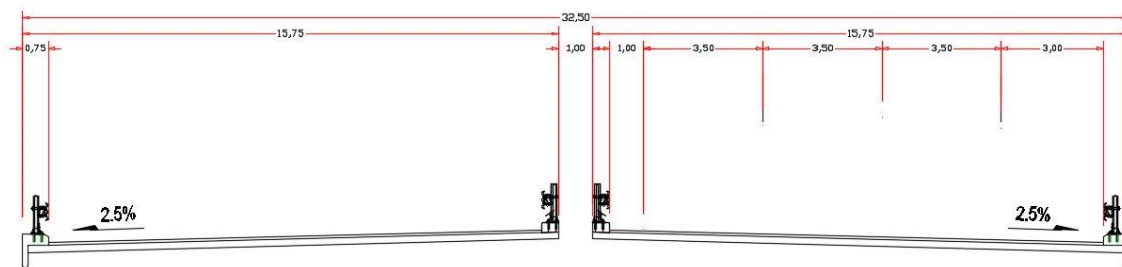


Figure I-IV Profil en travers

I.5 Données naturelles :

I.5.1 Données relatives à l'obstacle franchi :

- L'obstacle à franchir est « OUED ILOOLA ».
- L'altitude de niveau de PHE = 179.76 m.
- L'espacement entre la ligne rouge et PHE est de 8.64m.

I.5.2 Topographie :

D'après le levé topographique et la visite du site effectuée permet de dire que le projet est implanté dans une zone plate et vaste.

I.5.3 Sismicité du site :

Selon le « RPOA 2008 », cette région est classée en II a (une zone de sismicité moyenne), et en groupe 1 (Ponts stratégiques). Donc le coefficient de l'accélération sismique de l'ouvrage est $A=0.25g$ (RPOA, tableau 3.1).

I.5.4 Géotechnique :

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement).

➤ Essais in situ :

Le programme d'investigation a été organisé par le personnel technique, il s'agit le programme suivant :

- Le forage de quatre (04) sondages carottés avec prélèvement d'échantillons. La profondeur atteinte par ces sondages est de 22 ml de profondeur.
- Quatre forages pressiométriques de 50 ml.
- Des essais SPT.

NB : Les résultats des sondages carottés sont rapportés dans l'annexe.

➤ Essais de laboratoire :

Des essais d'identification physiques, mécaniques et chimiques ont été programmés pour des carottes et des échantillons prélevés après la réalisation des sondages carottés comme suit:

- Essais d'identification physique.
- Analyses chimiques du sol.
- Essais mécaniques :
 - Essai de compression simple.
 - Essai de cisaillement à la boîte.
 - Essai de compressibilité à odomètre.

Recommandations pour les types de fondation :

Le type de fondation est « fondation profonde ».

I.5.5 Le climat de la région :

Au cours de l'année, la température varie généralement de 5°C à 32 °C.

I.6 CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons cité les caractéristiques de notre ouvrage en présentant toutes les données nécessaires pour une conception adéquate c'est-à-dire, les données naturelles et fonctionnelles propres à notre ouvrage ainsi que l'obstacle franchit et sa situation géographique. Ces informations sont indispensables pour démarrer la conception et l'étude de cet ouvrage.



CHAPITRE II

Conception Générale



CHAPITRE II : Conception générale

II.1 INTRODUCTION :

L'objectif de la conception est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique et qui répondra le mieux à toutes les conditions requises. Pour ce faire, ce chapitre présente des variantes de ponts adaptées en fonction de critères spécifiques, notamment :

- Les données fonctionnelles telles que le tracé en plan, le profil en long, le profil en travers, la hauteur libre et l'ouverture requise.
- La nature de l'obstacle à surmonter.
- L'emplacement des appuis.

II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

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

II.2.1.1 Introduction :

Les ponts poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économiques, cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand, en effet, un viaduc comportant de nombreuses travées justifie des moyens de mises en place spécifiquement adaptés.

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur.

Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes, à savoir d'une trentaine à une cinquantaine de mètres.

II.2.1.2 Conception longitudinale :

On proposera dans cette variante un pont à 3 travées équidistantes de 36 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 108.6 m

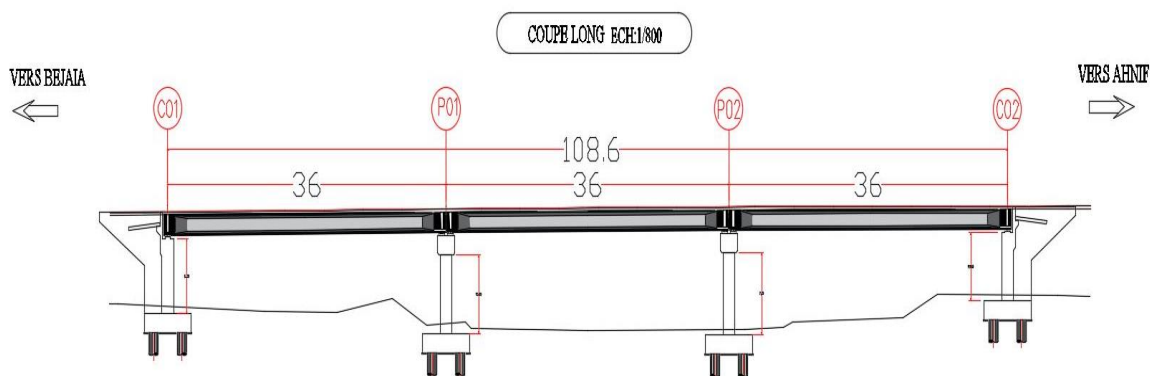


Figure II-I Profil en long variante 01

Pile/Culée	PK
C1	65+546
P1	65+582
P2	65+618
C2	65+654

Tableau II-I Implantations des appuis – variante 1

II.2.1.3 Conception transversale :

Le Prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA.

Elément	Intervalle en m	Valeur retenue en m
Hauteur de la poutre	$L/20 \leq H \leq L/17$	1.8
Epaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30 \text{ cm}$	0.2
Hauteur totale du tablier	$H_t = H + e$	2
Entraxe des poutres	$1.8 \leq \lambda \leq 2.5$	2
Epaisseur du talon	$10 \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	0.2
Epaisseur de l'âme b_0 à mi-travée	/	0.25
Epaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	0.6
Largeur de la table de compression	Pour assurer la stabilité vis-à-vis le déversement de la poutre $b \geq 0.6 * H$	1.2
Nombre de poutres	$N = L/\lambda + 1$	8
Epaisseur de la table de compression	$10 \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	0.15
Largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	0.6
Entretoise d'about	/	$0.3 * 1.5$

Tableau II-II Pré dimensionnement de la variante 01

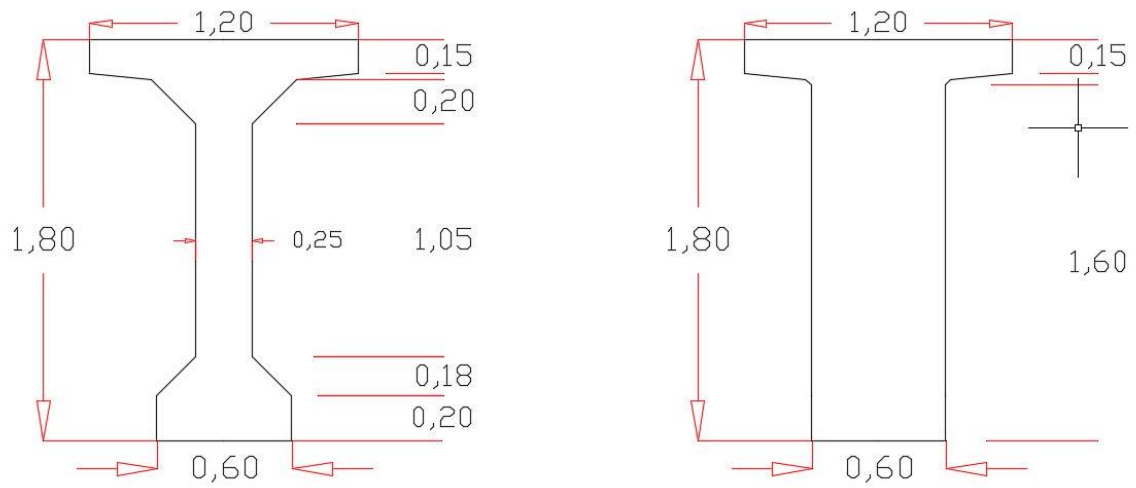


Figure II-II Section transversale variante 01

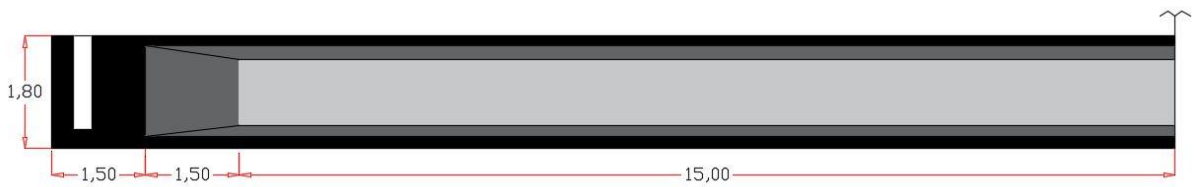
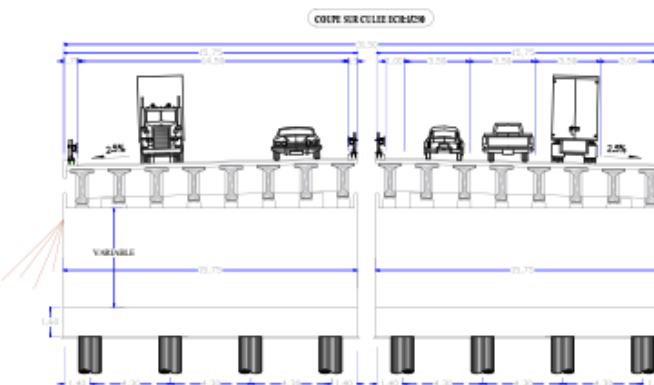
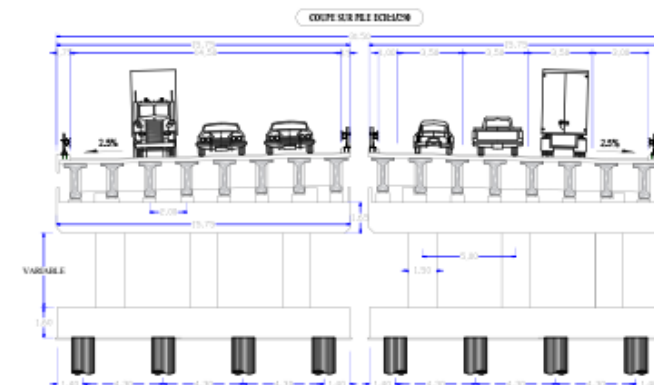
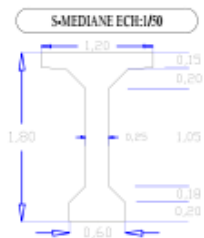
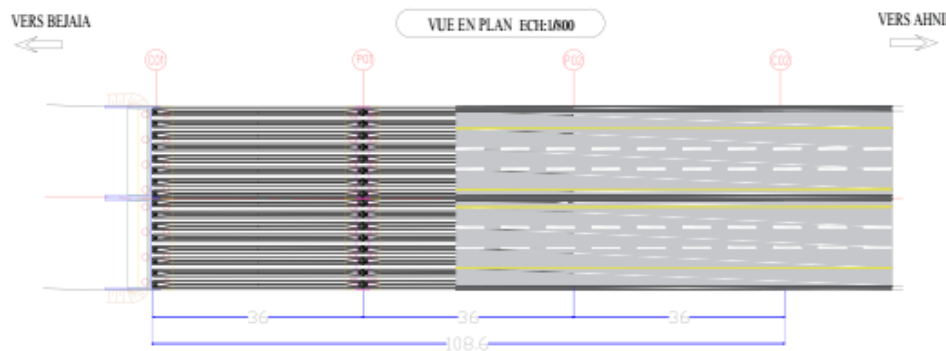
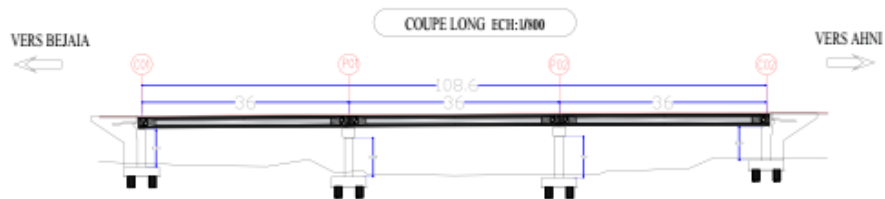


Figure II-III ½ Coupe longitudinale de la poutre



COUPE LONG DE LA POUTRE ECH:1/25



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES
 Etude et conception O.A pénétrante Bejaia / viaduc 65+595

Réalisé par
 -Kheitni Mohamed
 -Boukhaten Mohamed

Encadré par
 Mr. Amieur Mr.Charfi

Année universitaire
 2022/2023

Page
 26

variante 01
 Pont à poutres précontraintes du type VIPP

II.2.2 Variante 2 : Pont mixte Bipoutre :

II.2.2.1 Introduction :

Les ouvrages mixtes à poutre comportent une dalle en béton - armé ou précontraint - et une charpente métallique, reliées par des connecteurs. Ce sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural. Cette dernière est constituée par un réseau de poutres secondaires longitudinales (longerons) et transversales (pièces de pont).

Ce mode de construction présente plusieurs avantages et inconvénients par rapport aux tabliers traditionnels à poutres multiples, dont les principaux sont :

Avantage :

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.

Inconvénients :

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces de pont.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

II.2.2.2 Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constant composé d'une travée principale de 44 m de longueur et deux travées de rives de 32 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 108.6 m.

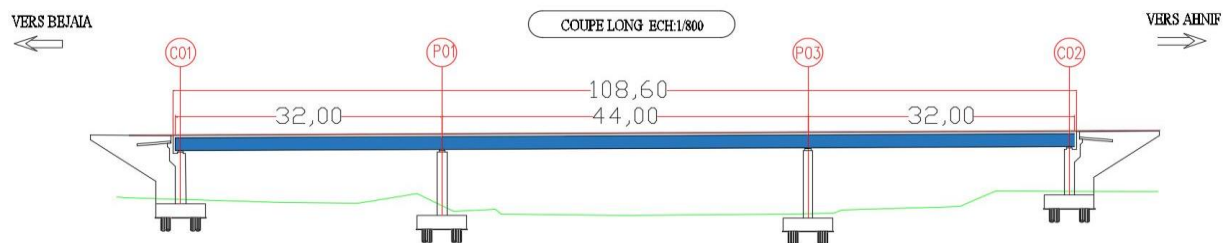


Figure II-IV Profil en long pont à poutre mixte

Pile/Culée	PK
C1	65+547
P1	65+578
P2	65+622
C2	65+655

Tableau II-III Implantations des appuis - variante 02

II.2.2.3 Conception transversale :

Le tablier est assez large (15.75 m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ), qui sont alors appelées pièces de pont. On opte pour : $a = 10.33 \text{ m}$, $b = 2.25 \text{ m}$

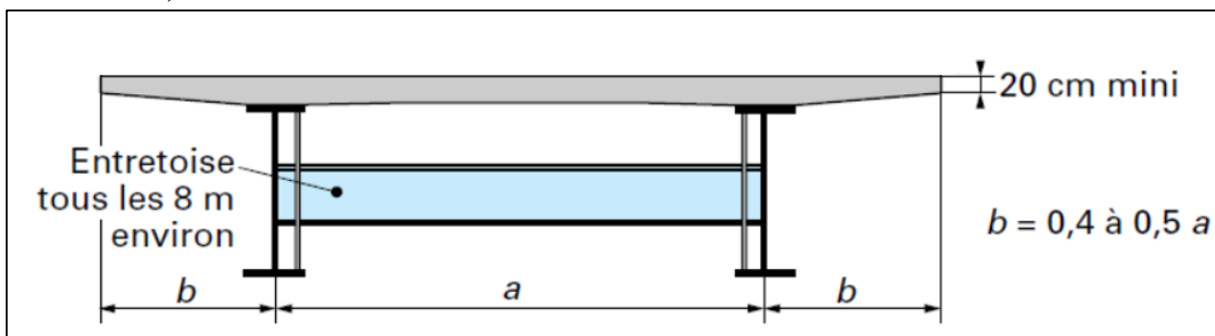


Figure II-V Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 300 mm	300 mm
Hauteur de la poutre (constante)	$H = L/28$	1600 mm
Largeur semelle inférieure	$400\text{mm} \leq b_i \leq 1\ 000 \text{ mm}$	800 mm
Largeur semelle supérieure	$500\text{mm} \leq b_s \leq 12\ 00 \text{ mm}$	600 mm
Epaisseur de la semelle supérieure	$20\text{mm} \leq t_s \leq 150\text{mm}$	30 mm
Epaisseur de la semelle inférieure	$20\text{mm} \leq t_i \leq 150\text{mm}$	40 mm
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0,005 \times d$	30 mm
Hauteur de l'âme	$d = H - t_s - t_i$	1530 mm

Tableau II-IV Pré-dimensionnement des poutres métalliques

II.2.2.4 Pré-dimensionnement de l'entretoise :

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales pour le soutènement de la dalle et s'assurer la stabilité des poutres principales. Dans cette variante l'espacement des entretoises de IPE 600 égal à 8 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de l'entretoise H_{en}	$Lt / 15 \leq H_{en} \leq Lt / 10$	600 mm
Largeur de la semelle b_{en}	$220 \text{ mm} \leq t_w - t_{en} \leq 300 \text{ mm}$	200 mm
Epaisseur de la semelle t_{en}	Environ de 20 mm	20 mm
Epaisseur de l'âme $t_w - t_{en}$	$10 \text{ mm} \leq t_w - t_{en} \leq 12 \text{ mm}$	10 mm

Tableau II-V Pré-dimensionnement des entretoises

II.2.2.5 Choix de la nuance d'acier :

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

II.2.2.6 La connexion entre la dalle et la charpente métallique :

La connexion poutres métalliques-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 20 mm de diamètre et de hauteur de 220 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détaillé.

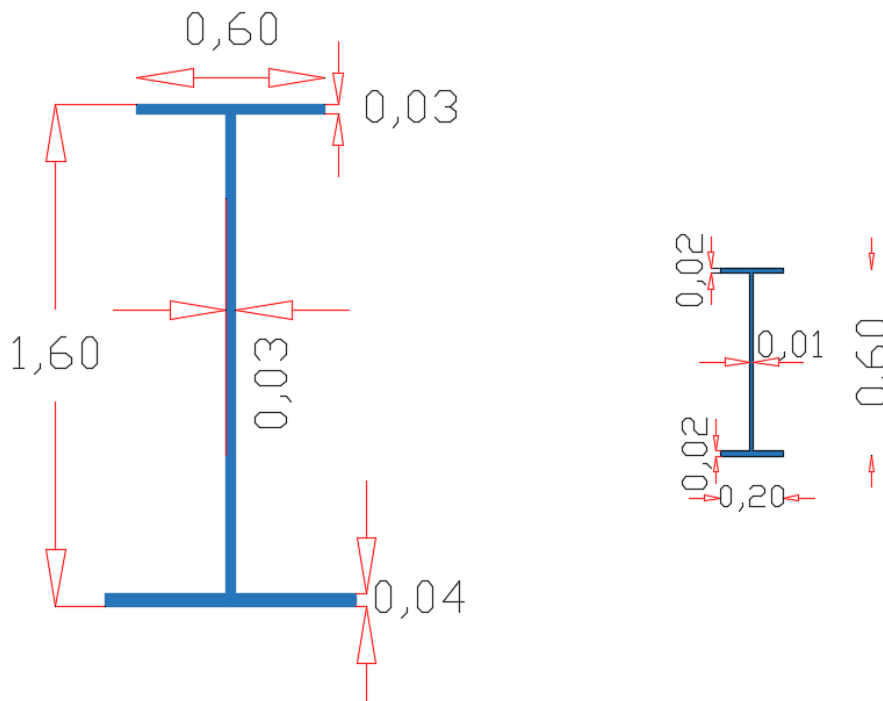
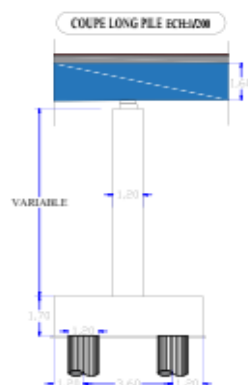
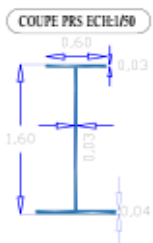
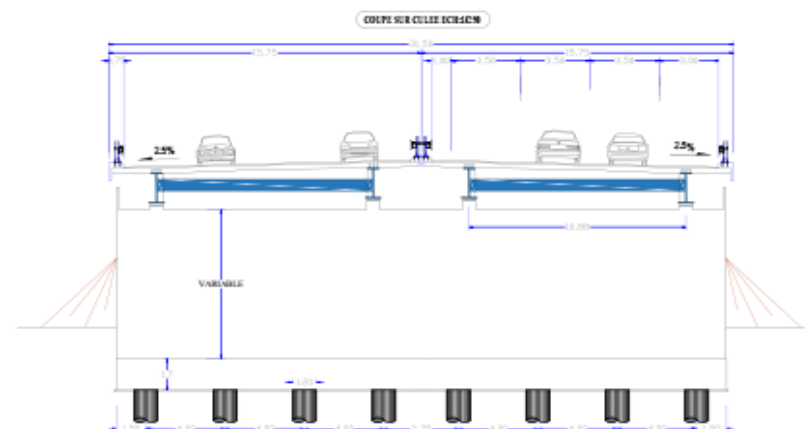
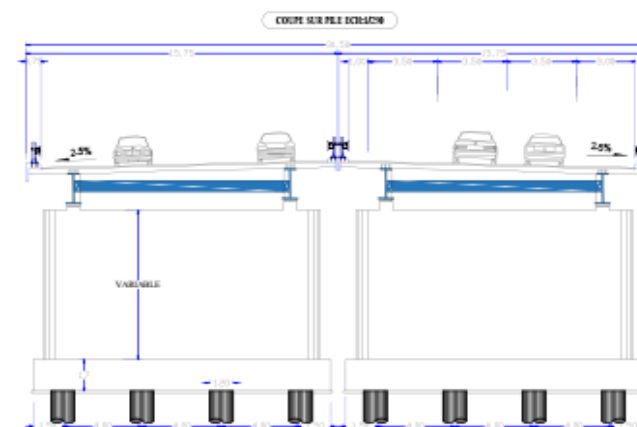
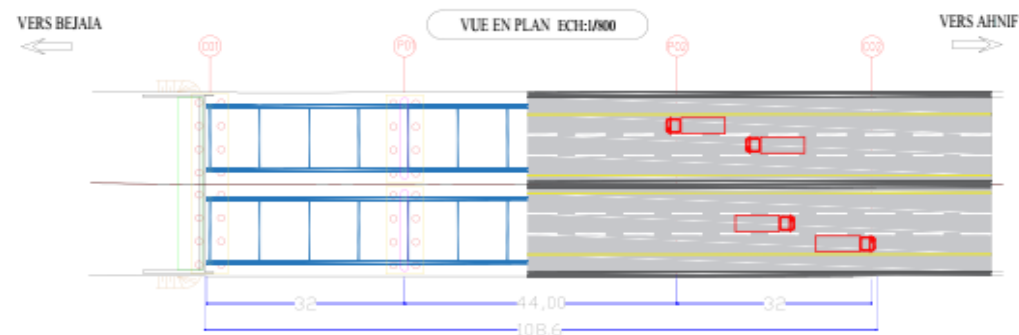
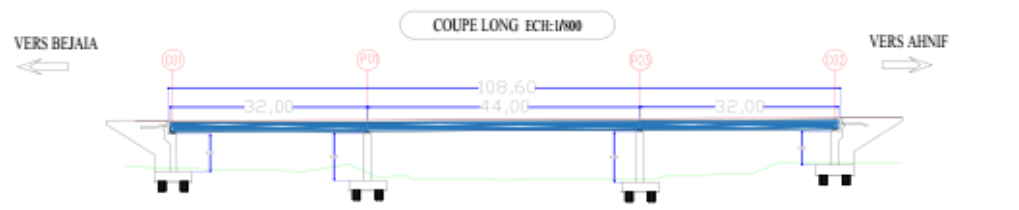


Figure II-VI Coupes transversales des profilés métallique



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba •16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES
 Etude et conception O.A pénétrante Bejaia / viaduc 65+595

Réalisé par
 -Kheitni
 Mohamed
 cherif
 -Boukhatem
 Mohamed

Encadré par
 Mr. Amieur
 Mr.Chorfi

Année
 universitaire
 2022/2023

Page
 30

variante 01
 Pont mixte Bipoutre

II.2.3 Variante 3 : Pont voussoir construits par encorbellements successifs section constante

II.2.3.1 Introduction :

Ce procédé de construction implique la réalisation de la majeure partie du tablier d'un pont sans utiliser de cintres ni d'échafaudages au sol. Il s'agit de construire par sections successives appelées "voussoirs", chaque élément étant réalisé en porte-à-faux par rapport à celui qui le précède. Une fois qu'un voussoir est achevé, les câbles de précontrainte qui se fixent à ses extrémités sont mis en tension. Cela permet de presser les voussoirs précédents et de créer une poutre autoportante qui peut être utilisée comme support pour les travaux suivants.

II.2.3.2 Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constant composée d'une travée principale de 49 m de longueur et deux travées de rives de 29.25 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 107.63 m.

Type de voussoirs	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	2.2	6
Voussoirs de clavages	1.8	4
Voussoirs courants	2.5	56

Tableau II-VI Récapitulation de découpage des voussoirs.

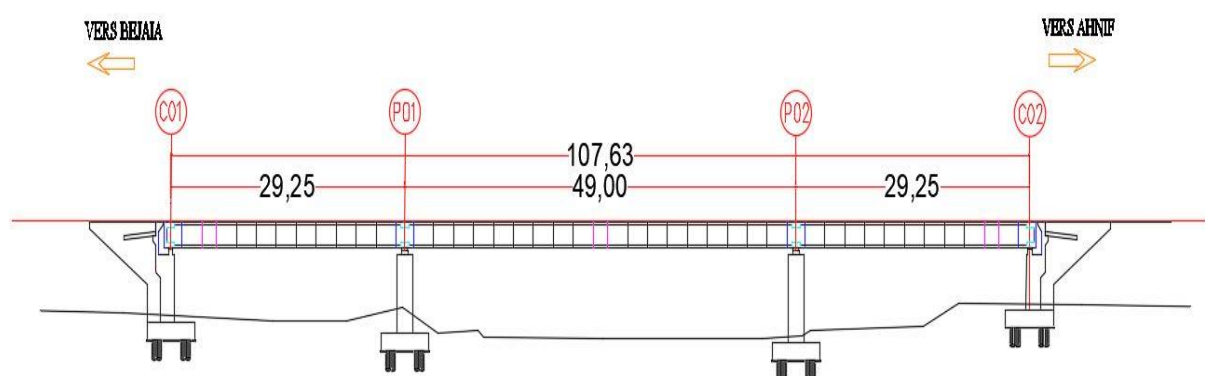


Figure II-VII Profil en long variante 03

Pile/Culée	PK
C1	65+546
P1	65+575
P2	65+624
C2	65+654

Figure II-VIII Implantations des appuis - variante 03

II.2.3.3 Conception transversale :

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermé. Son pré-dimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous qui est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

Elément	Ration usuel	Valeur retenue	
Largeur du voussoir	B	15.25 m	
Largeur d'encorbellement	$C = B / 4$	3.81 m	
Entraxe des âmes	$D = B - 2 C$	7.63 m	
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 16 \text{ à } 30 \text{ cm}$	24 cm
	e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	53 cm
	e_3	$e_3 \geq D/25 \text{ cm}$	30 cm
Gousset inférieur	$40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	45°	
Hauteur du voussoir	$L_p/20 \leq h \leq L_p/25$	2.2 m	
Epaisseur de l'âme	$E_a \geq 26 + L/500$	45 cm	
Epaisseur de l'hourdis inférieur	Pour les ouvrages larges	25 cm	

Tableau II-VII Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

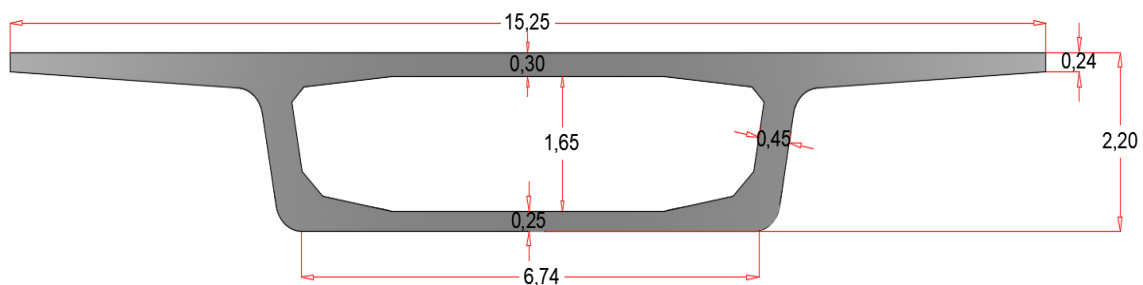


Figure II-IX Schéma descriptif des éléments de Voussoir courant

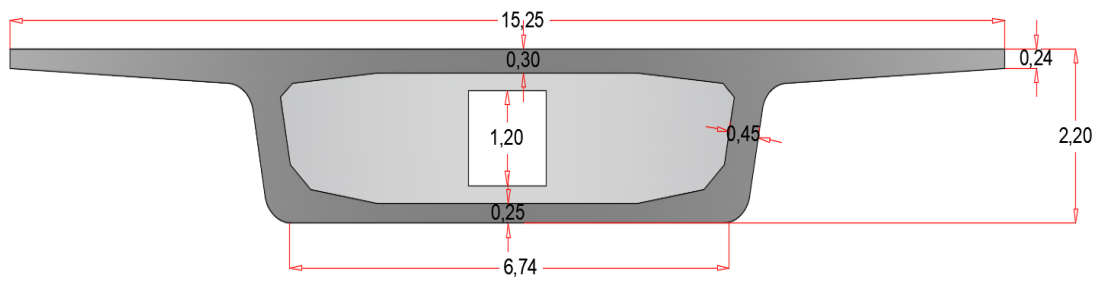
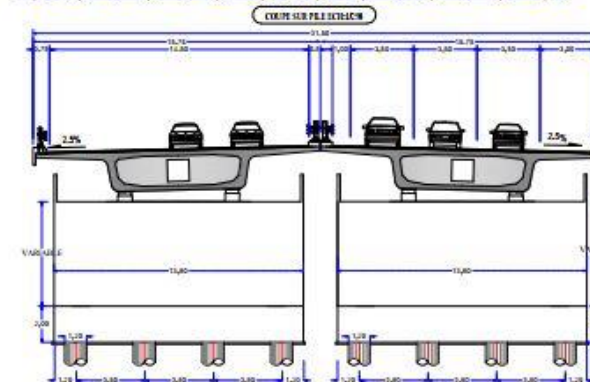
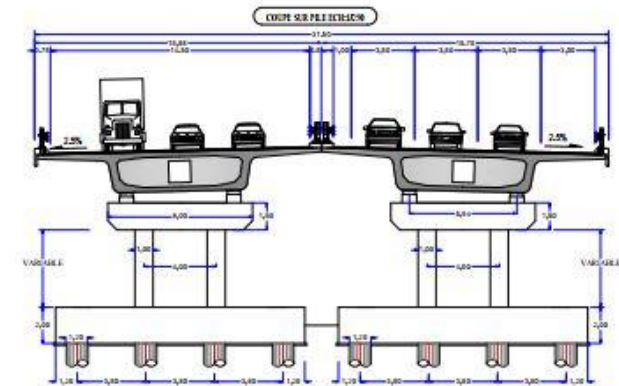
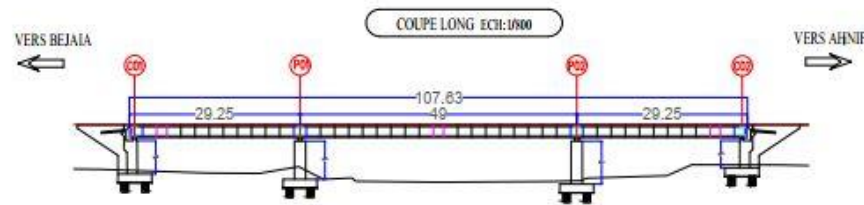
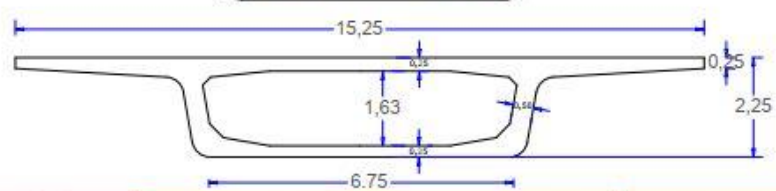


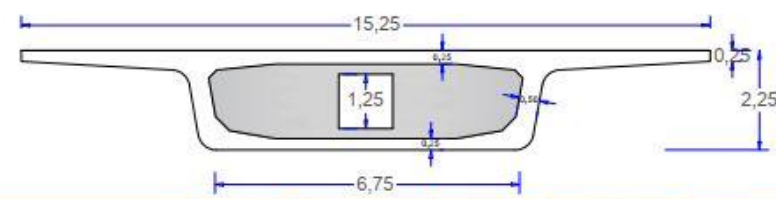
Figure II-X Schéma descriptif des éléments de Voussoir sur pile



VOUSSOIR COURANT ECH:1/100



VOUSSOIR SUR PILE ECH:1/100



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES
 Etude et conception O.A pénétrante Bejaia / viaduc 65+595

Réalisé par
 -Khetmi Mohamed
 chef
 -Boukhatem
 Mohamed

Encadré par
 Mr. Amieur
 Mr. Chorfi

Année
 universitaires
 2022/2023

Page
 34

variante 01
 Pont voussoir construits par encorbellements
 successifs section constante

II.3 Analyse multicritère :

En se basant sur les avantages et les inconvénients de chaque variante, on choisit rationnellement le type de pont qui répond au besoin de l'ouvrage en tenant compte des différentes contraintes présentées.

Cette analyse se fait par rapport aux aspects suivants :

- Maitrise (réalisation).
- Coût.
- Esthétique.
- Délais.
- Entretien.

II.3.1 Avantages et inconvénients des variantes :

II.3.1.1 Pont voussoir à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellement successif :

Avantages :

- l'entretien n'est demandé qu'au bout d'un certain temps.
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique.
- La portée de ce type de pont est plus grande.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
- L'effet de torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson.

Inconvénients :

- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton armé.
- Echafaudage important.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers précontrainte.

II.3.1.2 Pont à poutre précontrainte par post tension :

Avantages :

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés peuvent atteindre des longueurs comprises entre 30 et 50m en précontrainte en post tension.)
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.

- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.

Inconvénients :

- Poids propre très important.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension ou post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et mettre en place.

II.3.1.3 Pont mixte Bipoutre :

Avantages :

- La possibilité de franchir des grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- Le gain sur les coûts de construction.
- Offre de multiples possibilités de conception architecturale.
- Facilite l'entretien, car les éléments de la structure sont accessibles aux inspections et à la maintenance.
- l'excellent rapport poids/performance du matériau acier.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.

Inconvénients :

- Le coût est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- la stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Les poutres en I sensibles au déversement pour les ensembles des pièces de pont montant ou entretoises.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.

II.3.2 Estimation du prix :

Variante	Prix m ² (Da)	TOTAL HORS TAXES (Da)	T V A 19 % (Da)	TOTAL EN TTC (Da)
Variante 01 : pont à poutre précontrainte par post tension	350 000	1 197 315 000	227 489 850	1 424 804 850
Variante 02 : pont mixte Bipoutre	400 000	1 368 360 000	259 988 400	1 628 348 400
Variante 03 : pont voussoir à hauteur constant en béton précontrainte construit par encorbellement successif	400 000	1 356 138 000	257 666 220	1 613 804 220

Tableau II-VIII Cout estimatif des différentes variantes

II.3.3 Conclusion :

Après l'analyse des différents aspects négatifs et positifs des trois variantes, on constate que chacune d'elles dispose de caractéristiques absentes chez l'autre.

La variante pont construit en encorbellement successif est écartée, sachant qu'elle ne présente pas un bon rendement pour notre projet.

La variante mixte bipoutre peut être la solution convenable à ce franchissement, cependant le coût et l'entretien périodique peuvent s'opposer à ce choix.

La variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison : le coût, la rapidité d'exécution et la facilité au niveau de l'étude est la variante pont à poutres préfabriquées en post tension et qui fera l'objet de notre étude.



CHAPITRE III

ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL



CHAPITRE III : ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1 INTRODUCTION

Au présent chapitre, nous allons calculer les charges (poids propre, efforts dus à l'ensemble des actions d'origines naturelles) et les surcharges routières qui sollicitent notre ouvrage, ce dernier doit être capable de résister à ces efforts tout le long de sa durée de vie. Ces calculs nous aideront à vérifier le dimensionnement du viaduc et son bon fonctionnement. En passant tout d'abord par la définition des normes et les règlements en vigueur dans l'Algérie.

III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- Règles B.A.E.L 91 modifié 99 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.
- Règles B.P.E.L 91 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états-limites.
- RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.3.1 Béton

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
Type de Ciment	CPA 42,5	CPA 42,5
Dosage	450	350
f_{t28} (MPa)	2.7	2.22

NB :

La densité du béton armé est de 25

Tableau III-I Caractéristiques de béton

III.3.2 Armatures

III.3.2.1 Armatures passives

L'acier utilisé pour le ferrailage des éléments structuraux a les caractéristiques suivant (NF EN 1992-1-1) :

- Limite d'élasticité : $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$;
- Module d'élasticité : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$;
- Module de poisson : $\nu = 0,3$.

III.3.2.2 Armatures actives (précontrainte)

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons 12T15s TBR (très basse relaxation), classe 1770.

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\ 770\ \text{MPa}$.
- Limite élastique : $f_{peg} = 1\ 593\ \text{MPa}$.
- Module d'élasticité : $E_p = 190\ 000\ \text{MPa}$.
- Section droite d'un toron : $A_p\ 1\text{toron} = 150\ \text{mm}^2$.
- Section d'un câble : $A_p = 1\ 800\ \text{mm}^2$.
- Diamètre du gain : $\Phi = 80\ \text{mm}$.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5\%$.
- Coefficient de recul d'encrage : $g = 4\ \text{mm}$.
- f_{peg} : limite élastique conventionnel à 0,1%.
- f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{P0} = (0,8f_{prg}; 0,9f_{peg}) = 1416\ \text{MPa}$$

$$P_0 = \sigma_{P0} \times S_{\text{câble } 12T15s} = 2.55\ \text{MN}$$

III.3.3 Contraintes admissibles

III.3.3.1 Béton

➤ Contraintes admissibles à la compression

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b\ (\text{MPa})\ \text{à ELU} \ ; \ f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}\ (\text{MPa})\ \text{à l'ELS.}$$

Avec : $-f_{c28}$: Résistance caractéristique à 28 jours.

$-\gamma_b$: Coefficient de sécurité.

$$\text{Tel que : } \gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable} \\ 1,5 & \text{situation transitoire} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\text{Et } \theta = \begin{cases} 1 & t > 24\text{h} \\ 0.9 & 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ 0.85 & t < 1\text{h} \end{cases}$$

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.3
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	f_{bc} (MPa)		21	16.2

Tableau III-II Contraintes admissibles à la compression de béton.

➤ Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "Eij" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

$$E_{ij} = 11\ 000 \times (f_{cj})^{1/3} \ ; \ \text{Module de déformation instantanée du béton } < 24\text{h.}$$

$$E_{ij} = 3\ 700 \times (f_{cj})^{1/3} \ ; \ \text{Module de déformation sous chargement de longue durée.}$$

III.3.3.2 Armatures

➤ Contrainte limite de traction des aciers

Fissuration	Contrainte limite (MPa)	Superstructure	Infrastructure	
Peu nuisible	$\sigma_s = f_c / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1,15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{ f_c/2 ; 110(n \times f_{tj})^{1/2} \}$;n=1.6	250	250	
Très Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{ 0.4 \times f_c ; 88(n \times f_{tj})^{1/2} \}$;n=1.6	200	200	

Tableau III-III Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

➤ Classe de justification de la précontrainte

Classe II (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

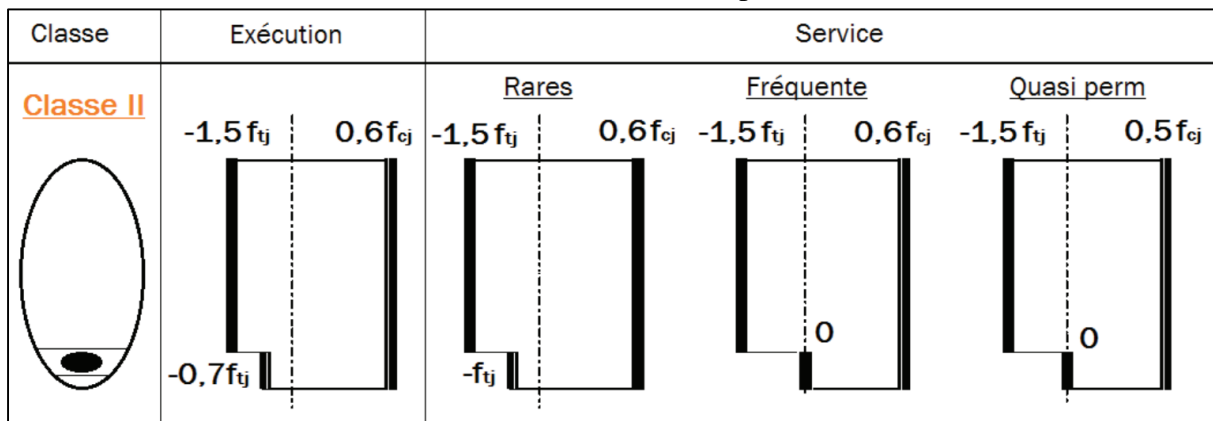


Figure III-I Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4 EVALUATION DES ACTIONS

III.4.1 Les actions

Conformément aux exigences nationales et internationales correspondantes, les actions peuvent généralement être classées en fonction de la façon dont elles évoluent avec le temps :

- Les actions permanentes sont celles qui sont constantes ou qui varient très peu avec le temps ou qui se modifient de façon seulement occasionnelle imposées.
- Les actions variables, par ex. les actions du trafic routières, le vent, les effets de la température, etc.
- Les actions accidentelles, par ex. l'impact de véhicules contre les appuis du pont ou contre le tablier, etc.

III.4.1.1 . Actions permanentes

➤ **Poids du tablier + poutres + entretoise :**

Elément	S (m ²)	L (m)	V (m ³)	P (KN)
Section d'about	1.179	2 × 1.5	3.537	88.425
Section intermédiaire	0.965	2 × 1.5	2.895	72.375
Section médiane	0.751	30	22.53	563.25
Total	/	36.00	28.962	724.050

Tableau III-IV Poids propre d'une poutre.

Elément	V (m ³)	Nombre	P (KN)
Poutre	28.962	8	5 792.400
Dalle	113.400	1	2835.000
Entretoise	0.609	2 × 7	213.15
Poids propre total du tablier			8 840.55
Poids total du tablier propre de la partie poutre (3 travées)			26 521.65

Tableau III-V Poids du tablier + poutres + entretoise.

➤ **Les compléments de charges permanentes CCP :**

Eléments	Densité (KN/m ³)	Poids linéaire (KN/ml)	P _{CCP} (KN) « L = 36.1m »
Corniches	25	3.675	132.667
Revêtement	24	27.840	1005.024
Barrière de Sécurité	/	2 × 1.000	72.200
Total		40.715	1 469.811
Poids total des charge complémentaire propre du à 3 travées		122.145	4 409.433
G		285.605	10 310.361

Tableau III-VI Estimation du poids dû aux CCP et poids total G.

III.4.1.2 Action thermique

L'ouvrage d'art a été considéré comme situé dans une zone de climat tempéré (Algérie du nord). Les effets de la température ont été calculés conformément à la norme de référence et les valeurs adoptées sont reprise ci-après :

- Température maximale de l'air $T_{max} = 32^{\circ}C$
- Température minimale de l'air $T_{min} = 5^{\circ}C$

Selon le tableau 3.2 (gradient thermique) du RCPR notre ouvrage est de Type 3 (tablier béton) donc le gradient thermique qui résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse en phase de :

Service est admis à $\Delta T (\Delta \Theta) = \pm 7^\circ\text{C}$

Construction à $\Delta T (\Delta \Theta) = \pm 12^\circ\text{C}$.

III.4.1.3 Les caractéristiques de pont

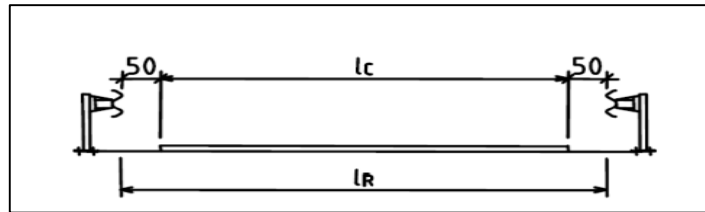


Figure III-II Largeur roulable

- La largeur roulable : $L_r = 14.50 \text{ m}$
- La largeur chargeable : $L_c = L_r - 2 \times 0.5 = 14.50 - 1 = 13.50 \text{ m}$.
- Nombre des voies : $N = L_c / 3 = 13.5 / 3 = 4.5 \rightarrow N_v = 4 \text{ voies}$
- La largeur de la voie : $L_v = L_c / N_v = 13.5 / 4 = 3.375 \text{ m} \rightarrow L_v = 3.38 \text{ m}$
- La classe du pont : $L_r = 14.5 \text{ m} \geq 7 \text{ m}$. Donc le pont est de première classe.

III.4.1.4 Les charges d'exploitation

On distingue :

- Système de charge A(l).
- Système B (B_c et B_t).
- Les surcharges militaires M_{C120} .
- Les surcharges exceptionnelles D_{240} .

1. Système de charge A

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement ou bien une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme. La valeur de A(l) est donnée par la formule :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \text{ (KN/m}^2\text{)}. \quad L : \text{ la longueur chargée} = 36.1 \text{ m.}$$

Cette valeur de A(l) est à multiplier par des coefficients de corrections a_1 et a_2 .

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

Nombre de voies		1	2	3	4	5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	/	/	/
	Troisième	0.9	0.8	/	/	/

Tableau III-VII Les coefficients a_1

La charge A1 est obtenue par : $A1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \cdot A(l) \\ 4 - 0.002L \end{array} \right. \quad (\text{KN/m}^2)$

La charge A1 obtenue est multipliée par coefficient $a_2 = v_0/v$ $\left\{ \begin{array}{l} v_0 = 3.5 \text{ m (Classe I)} \\ v: \text{ la largeur d'une voie} \end{array} \right.$

La charge A2 est obtenue par : $A_2 = a_2 \times A_1$; elle est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

N des voies	A(L) (KN/m ²)	a1	a2	A1	A2	L _v	A(L) (KN/ml)
1	9.8	1	1.04	9.8	10.16	3.38	34.30
2	9.8	1	1.04	9.8	10.16	6.75	68.60
3	9.8	0.9	1.04	8.82	9.15	10.13	92.61
4	9.8	0.75	1.04	7.35	7.62	13.50	102.90

Tableau III-VIII Résultat de calcul de A(l)

2. Système de charge B

Le système de charge B comporte trois (03) systèmes distincts qu'il y a lieu d'appliquer séparément et indépendamment l'un de l'autre.

- Charge B_c qui se compose des camions de (30t).
- Charge B_t qui se compose de deux essieux dit « essieux tandems ».
- Charge B_r qui se compose d'une roue unique.

• Système B_c

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions (300 KN) que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

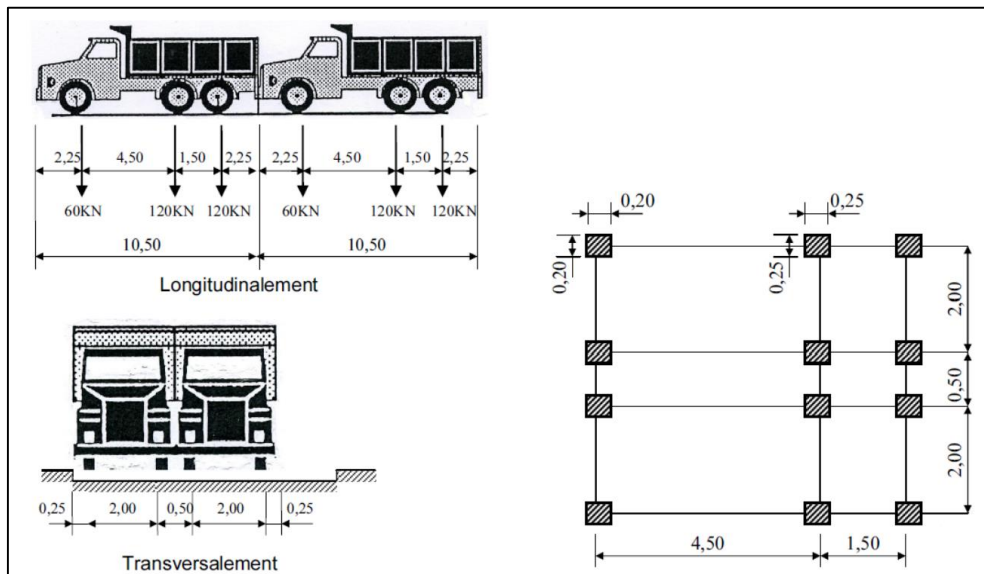


Figure III-III Système de chargement Bc

Dans le sens longitudinal : Le nombre de camions par file est limité à deux files.

Dans le sens transversal : Le nombre de camions qu'on peut disposer dans le sens transversal est égal au nombre de voie c'est-à-dire égale à 4.

En fonction de la classe de pont et de nombre des voies, la valeur de charges B_c est multipliée par le coefficient b_c :

Classe	nombre de vois				
	1	2	3	4	≥ 5
Première classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième classe	1.00	1.00	/	/	/
Troisième classe	1.00	0.80	/	/	/

Tableau III-IX Le coefficient b_c

Le résultat de la charge B_c sur les trois voies chargées :

Nombre des voies	B_c (kN)	b_c	$B_c \times b_c$ (kN)
1	600	1.20	720
2	1200	1.10	1320
3	1800	0.95	1710
4	2400	0.80	1920

Tableau III-X Résultat de calcul de B_c

• **Surcharge B_t**

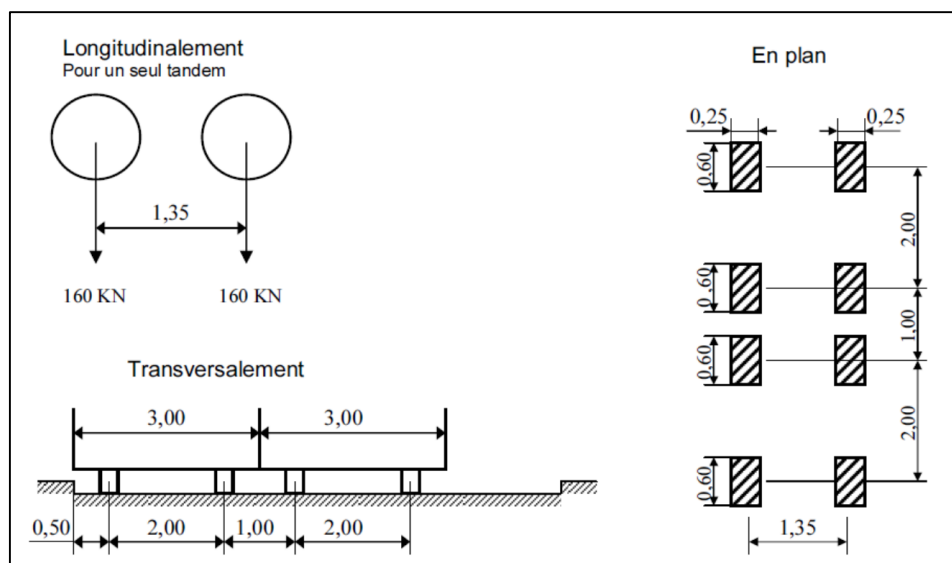


Figure III-IV Système de chargement B_t

Un tandem se compose de deux (02) essieux munis de roues simples pneumatiques (160 KN).
 Les valeurs de charges du système B_t prises en compte sont multipliées par les coefficients b_t .

Classe	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1.0

Tableau III-XI Le coefficient b_c

Nombre des voies	B_t (kN)	b_t	$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1.2	384
2 - 3	640	1.2	768

Tableau III-XII Résultat de calcul de B_t

• Système de charges B_r

Le système B_r se compose d'une roue isolée (100 KN).

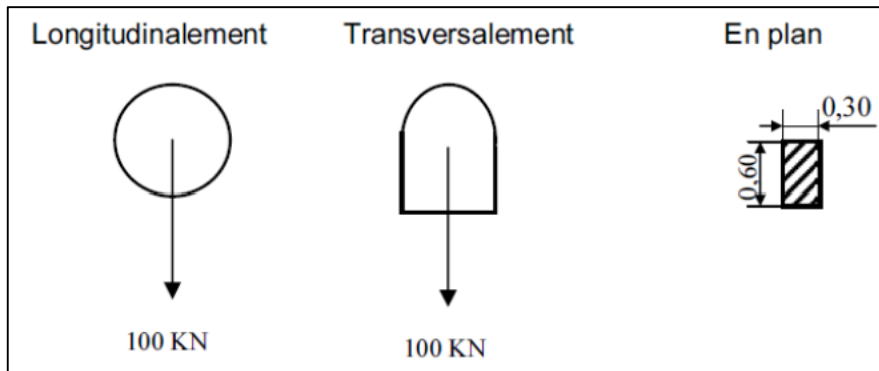


Figure III-V Système de chargement B_r .

3. Système de charges convoi Mc 120

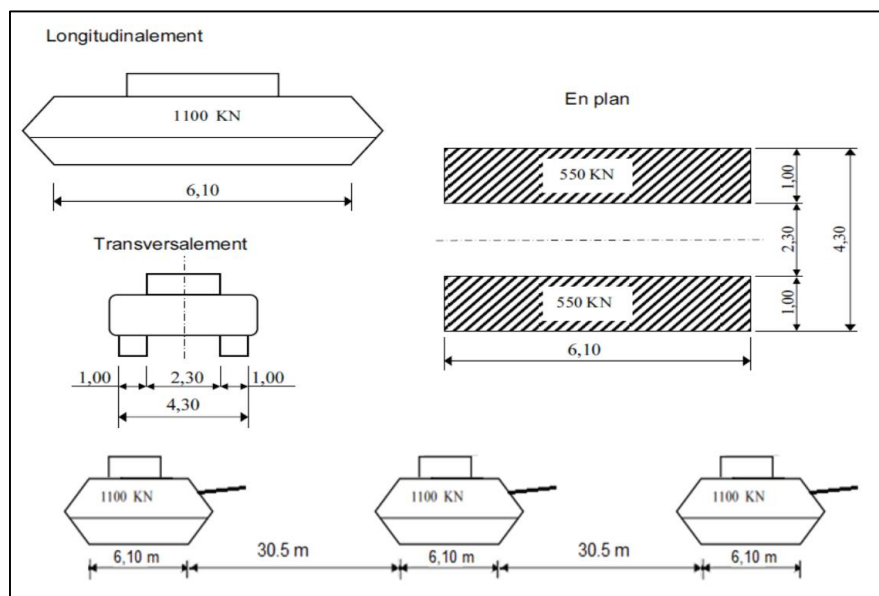


Figure III-VI Système de chargement Mc120.

- Le rectangle d'impact de chaque chenille est uniformément chargé (2×550 KN).
- Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Les chenilles peuvent être disposées sur toute la largeur chargeable. Leur position est choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.
- Dans le sens longitudinal, la distance entre deux véhicules successifs d'un convoi est au moins égale à 30,50 m entre les points de contact avec la chaussée (il en résulte que la distance minimale entre les axes des véhicules est de 36,60 m pour Mc120).

4. Système de charges convoi exceptionnel D240

Le convoi type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 linges à 2 essieux de 2400 KN de poids total, ce poids est supposé uniformément réparti sur un rectangle de (3,2 m x 18,6 m).

La charge exceptionnelle n'est pas multipliée par le coefficient de majoration pour l'effet dynamique.

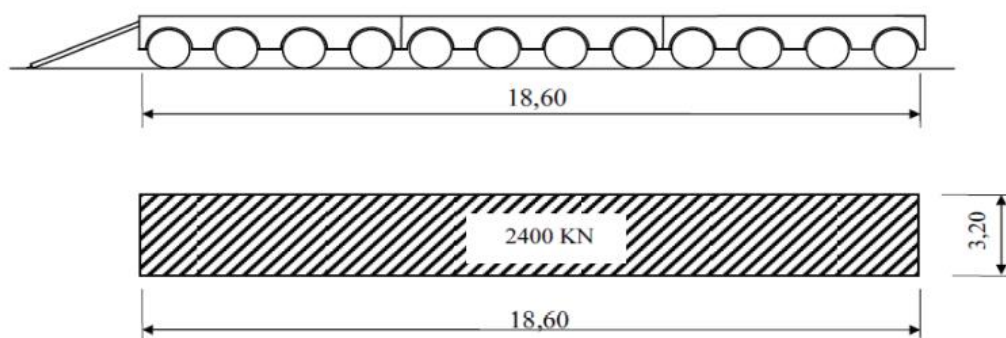


Figure III-VII Système de chargement D240.

5. Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient de majoration dynamique (δ) et le système de charge D240 n'est pas majoré vu ça lenteur (on considère comme une charge statique). Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

- **L** : longueur de l'élément considéré (m).
- **G** : Poids propre de l'élément de tablier (Poids propre + CPP).
- **S** : Charge maximale.

Système de charge	L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
Bc	36	10 310.361	1920	1.075
Bt			768	1.060
Mc120			1100	1.064

Tableau III-XIII Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique.

6. Efforts de freinage

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

- **Système de charge B_C**

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_C se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 KN.

- **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donnée par :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \quad S : \text{désigne la surface chargée (en m}^2\text{)}$$

N des voies	S (m ²)	A(l) (KN/m ²)	F (KN)
1	121.50	10.16	60.45
2	243.00	10.16	118.44
3	364.50	9.15	156.70
4	486.00	7.62	170.70

Tableau III-XIV

7. Les réactions du au charge

- **Poids propre :**

- Sur la culée : RG = 5 155.181 KN
- Sur la Pile : RG = 10 310.40 KN.

- **La surcharge de A(l) :**

Q A(l)	34.30 KN/ml	Une voie chargée
Q A(l)	68.60 KN/ml	Deux voies chargées
Q A(l)	92.61 KN/ml	Trois voies chargées
Q A(l)	102.90 KN/ml	Quatre voies chargées

Tableau III-XV La réaction de la surcharge de A(l) Pour une seule travée chargée.

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} ; \text{ Avec } L = 72.2 \text{ m} \rightarrow A(l)=6.59 \text{ KN/m}^2.$$

Q A(l)	23.05 KN/ml	Une voie chargée
Q A(l)	46.10 KN/ml	Deux voies chargées
Q A(l)	62.24 KN/ml	Trois voies chargées
Q A(l)	69.15 KN/ml	Quatre voies chargées

Tableau III-XVI La réaction de La surcharge de A(l) Pour les deux travées chargées.

Donc :

- Sur la culée : $R_{A(l)} = q \times L / 2 = 1852.20 \text{ KN}$
- Sur la Pile : $R_{A(l)} = q \times L = 2489.40 \text{ KN}$.

• **La surcharge de B_c :**

$R_{B_c} = R \cdot n \cdot b_c \cdot \delta$ avec **R** : la résultante de $= \sum q_i \times x_i / L$ et **n** : nombre de voix.

R	479.14 KN	
R_{bc}	608.65 KN	Une voie chargée
R_{bc}	1 125.15 KN	Deux voies chargées
R_{bc}	1 464.79 KN	Trois voies chargées
R_{bc}	1 648.97 KN	Quatre voies chargées

Tableau III-XVII La réaction de La surcharge de B_c sur la culé

R	520.29 KN	
R_{bc}	661.226 KN	Une voie chargée
R_{bc}	1 221.76 KN	Deux voies chargées
R_{bc}	1 590.57 KN	Trois voies chargées
R_{bc}	1 790.57 KN	Quatre voies chargées

Tableau III-XVIII La réaction de La surcharge de B_c sur la pile

Donc on prend la valeur maximale :

- Sur la culée : $R_{B_c} = 1 648.97 \text{ KN}$
- Sur la Pile : $R_{B_c} = 1 790.57 \text{ KN}$

• **La surcharge de M_{c120} :**

- La réaction sur culée :

La résultante de M_{c120} :

$$R = q \times \delta (l' - 6.10/2) l' \quad \text{avec : } \delta = 1.064 \quad l' = 35\text{m}$$

$$= 1100 \times 1.064 (35 - 3.05) / 35 = 1 068.40 \text{ KN}$$

- Sur la pile :

$$R = q \times \delta (l' - ((6.1/4) - 0.55)) / l'$$

$$= 1100 \times 1.064 (35 - (1.525 - 0.55)) / 35 = 1101.01 \text{ KN}.$$

• **La surcharge de D_{240} :**

- Sur la culée :

$$R = q \times (l' - 18.6/2) / l' = 2400 \times (35 - 9.3) / 35 = 1762.28 \text{ KN}.$$

- Sur la pile :

$$R = q \times (l' - (4.65 - 0.55)) / l' = 2400 \times (35 - (4.65 - 0.55)) / 35 = 2043.43 \text{ KN}.$$

III.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a calculé les charges et les surcharges que le pont doit supporter ainsi qu'on a déterminé les caractéristiques des matériaux utilisés.



CHAPITRE IV
REPARTITIONS
LONGITUDINALES
DES EFFORTS



CHAPITRE IV : REPARTITIONS LONGITUDINALES DES EFFORTS

IV.1 Introduction :

Ce chapitre sera consacré à l'étude longitudinale et la détermination des efforts internes des poutres sous chaque cas de chargement défini dans le chapitre précédent. Le calcul des moments est des réactions relève de la RDM et se base principalement sur les conditions :

$$\sum F_{/x} = 0 \quad ; \quad \sum F_{/y} = 0 \quad ; \quad \sum M_{/P} = 0$$

$\sum F_{/x}$: somme des forces horizontales ;

$\sum F_{/y}$: somme des forces verticales ;

$\sum M_{/P}$: somme des moment par rapport à un point.

IV.2 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT

IV.2.1 Calcul du moment fléchissant dû à la charge permanente

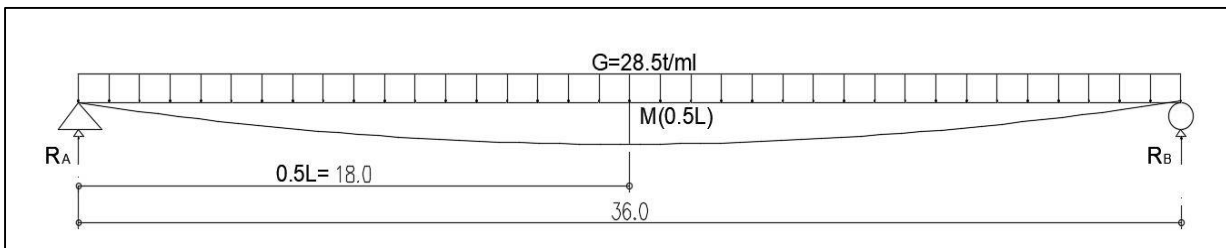


Figure IV. 1 Charge du moment uniformément répartie

- Calcul des réactions RA et RB :

$$R_A = R_B = G \times L/2 = 28.5 \times 36/2 \quad \rightarrow \quad R_A = R_B = 513 \text{ t}$$

- Calcul du moment fléchissant M à (x=L/2) :

$$M = G \times L^2/8 = 28.5 \times 36^2/8 \quad \rightarrow \quad M = 4\,617 \text{ t.m}$$

IV.2.2 Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge A (L)

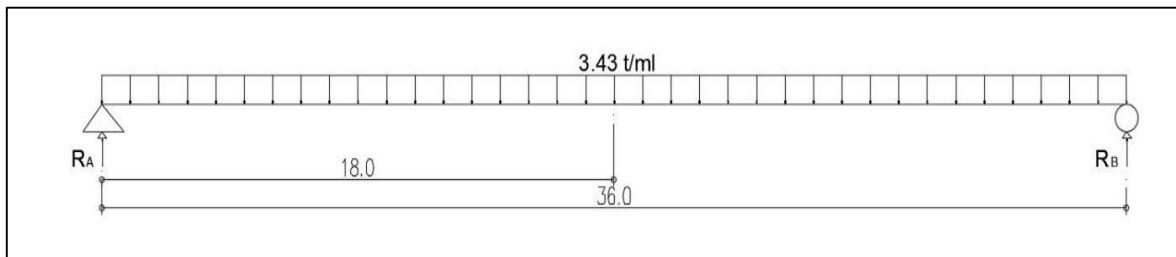


Figure IV. 2 Surcharge A(L) uniformément répartie

- Calcul des réactions RA et RB :

$$R_A = R_B = A(L)_{1v} \times L/2 = 3.43 \times 36/2 \quad \rightarrow \quad R_A = R_B = 61.74 \text{ t}$$

- Calcul du moment fléchissant M à $(x=L/2)$:

$$M_{1v} = A(L)_{1v} \times L^2/8 = 3.43 \times 36^2/8 \rightarrow M_{1v} = 555.66 \text{ t.m}$$

$$M_{2v} = A(L)_{2v} \times L^2/8 = 6.86 \times 36^2/8 \rightarrow M_{2v} = 1111.32 \text{ t.m}$$

$$M_{3v} = A(L)_{3v} \times L^2/8 = 9.261 \times 36^2/8 \rightarrow M_{3v} = 1500.28 \text{ t.m}$$

$$M_{4v} = A(L)_{4v} \times L^2/8 = 10.290 \times 36^2/8 \rightarrow M_{4v} = 1666.98 \text{ t.m}$$

IV.2.3 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge B_c

La méthode pour déterminer le moment fléchissant est donnée par le théorème de Barré.

- **Théorème de BARRE**

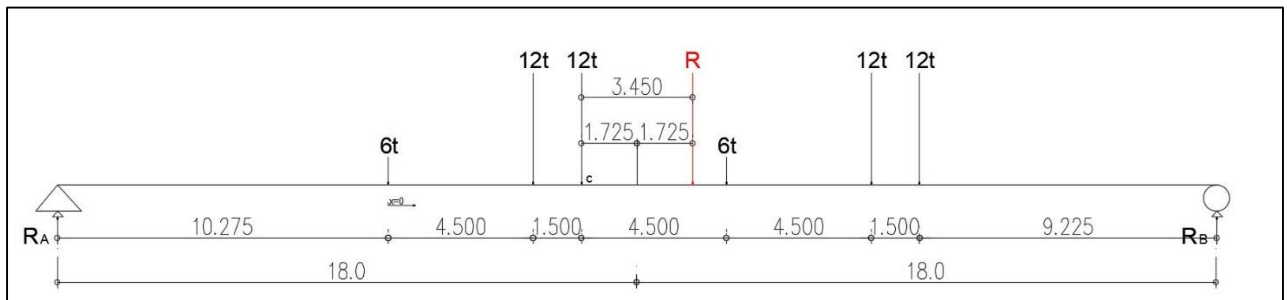


Figure IV. 3 Surcharge B_c .

$$\Sigma M_{O'}=0 \text{ avec } R = \Sigma P_i = 60 \text{ t}$$

$$X_g = \frac{12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5}{60} \rightarrow X_g = 9.45 \text{ m}$$

$$a = X_g - 6 = 9.45 - 6 \rightarrow a = 3.45 \text{ m} \rightarrow a/2 = 1.725 \text{ m}$$

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$\Sigma M_{/A}=0 \rightarrow 36R_B =$$

$$6 \times 10.275 + 12 \times 14.775 + 12 \times 16.275 + 6 \times 20.275 + 12 \times 25.275 + 12 \times 26.775 = 1180.5 \text{ t.m}$$

$$R_A + R_B = 60 \text{ t} \rightarrow R_B = 32.792 \text{ t} \text{ et } R_A = 27.208 \text{ t}$$

- Pour ce cas Le moment fléchissant maximum obtenu est positionné au droit de l'essieu de 12t (point c) qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre

$$M_{\max} = M_{/C} \rightarrow M_{\max} = 27.208 \times 16.275 - 6 \times 6 - 12 \times 1.5 \rightarrow M_{\max} = 388.810 \text{ t.m}$$

$$M_{1\text{file}} = M_{\max} \times \delta_{bc1} \times b_{c1} = 388.810 \times 1.059 \times 1.2 \rightarrow M_{1\text{file}} = 494.100 \text{ t.m}$$

$$M_{2\text{file}} = M_{\max} \times \delta_{bc2} \times b_{c2} = 388.810 \times 1.066 \times 1.1 \times 2 \rightarrow M_{2\text{file}} = 911.837 \text{ t.m}$$

$$M_{3\text{file}} = M_{\max} \times \delta_{bc3} \times b_{c3} = 388.810 \times 1.072 \times 0.95 \times 3 \rightarrow M_{3\text{file}} = 1187.892 \text{ t.m}$$

$$M_{4\text{file}} = M_{\max} \times \delta_{bc4} \times b_{c4} = 388.810 \times 1.074 \times 0.8 \times 4 \rightarrow M_{4\text{file}} = 1336.262 \text{ t.m}$$

IV.2.4 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge B_t

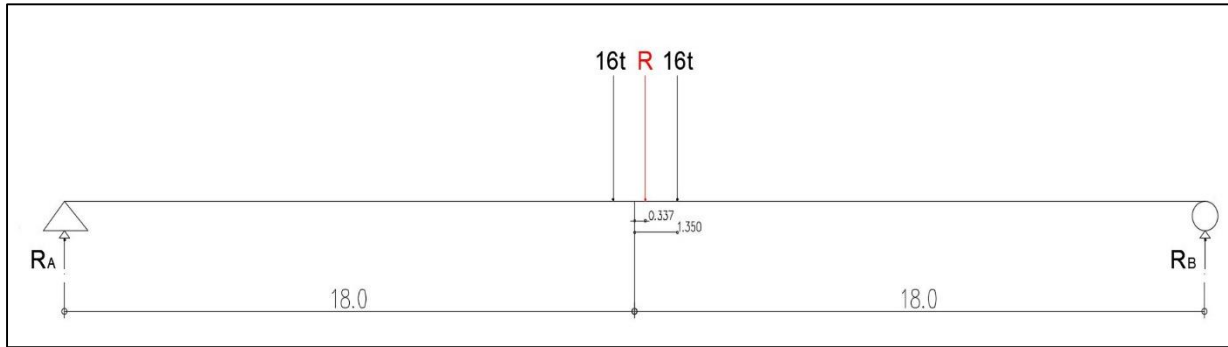


Figure IV. 4 Surcharge B_t

-Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A + R_B = 32t$$

$$\Sigma M/A=0 \rightarrow 36R_B = 16 \times 17.6625 + 16 \times 19.0125 = 586.8 \text{ t.m} \rightarrow R_B=16.3t \text{ et } R_A=15.7t$$

$$M_{\max}=M/C \rightarrow M_{\max} = 15.7 \times 17.6625 \rightarrow M_{\max} = 277.301 \text{ t.m}$$

$$M_1 \text{ tandem} = M_{\max} \times \delta_{t1} \times b_{t1} = 277.301 \times 1.054 \times 1.2 \rightarrow M_1 \text{ tandem} = 350.730t.m$$

$$M_2 \text{ tandem} = M_{\max} \times \delta_{t2} \times b_{t2} = 277.301 \times 1.059 \times 1.2 \times 2 \rightarrow M_2 \text{ tandem} = 702.788 \text{ t.m}$$

IV.2.5 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge B_r

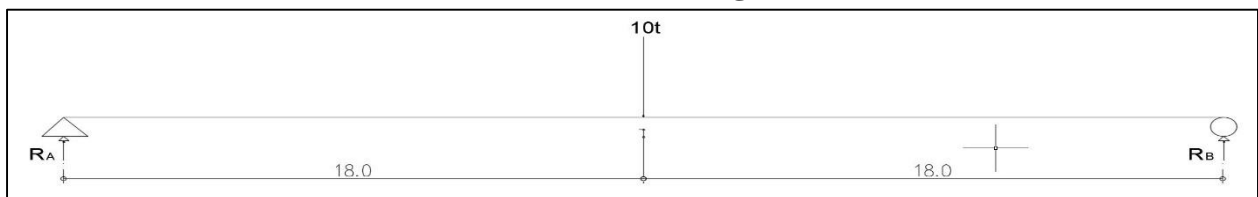


Figure IV. 5 Surcharge B_r à L/2

$$R_A = R_B = 10/2 = 5t$$

$$M_{\max} = 5 \times 18 \rightarrow M_{\max} = 90 \text{ t.m}$$

$$M_{br} = M_{\max} \times \delta_{br} = 90 \times 1.050 \rightarrow M_{br} = 94.5 \text{ t.m}$$

IV.2.6 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge M_{c120}

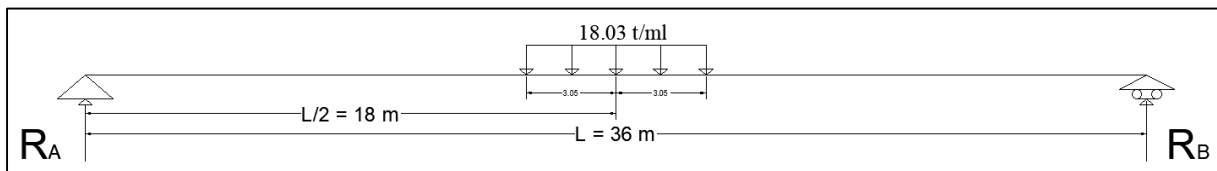


Figure IV. 6 Surcharge M_{c120} à L/2

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A = R_B = 110/2 = 55t$$

$$M_{\max} = 55 \times 18 - 18.03 \times 3.05^2/2 \rightarrow M_{\max} = 906.138 \text{ t.m}$$

$$M_{c120} = M_{\max} \times \delta_{Mc120} = 906.138 \times 1.064 \rightarrow M_{c120} = 964.130 \text{ t.m}$$

IV.2.7 Calcul du moment fléchissant due à la surcharge D₂₄₀

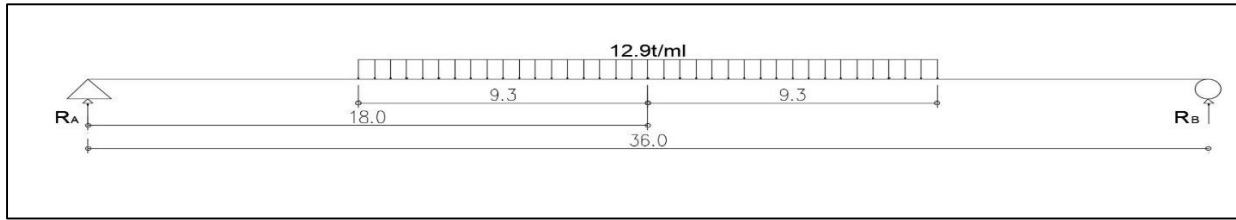


Figure IV. 7 Surcharge D₂₄₀ à L/2

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A = R_B = 240/2 = 120t$$

$$M_{\max} = 120 \times 18 - 12.9 \times 9.3^2/2 \quad \rightarrow \quad M_{\max} = 1602.140 \text{ t.m}$$

IV.3 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

IV.3.1 Calcule des efforts tranchants due à la charge permanente :

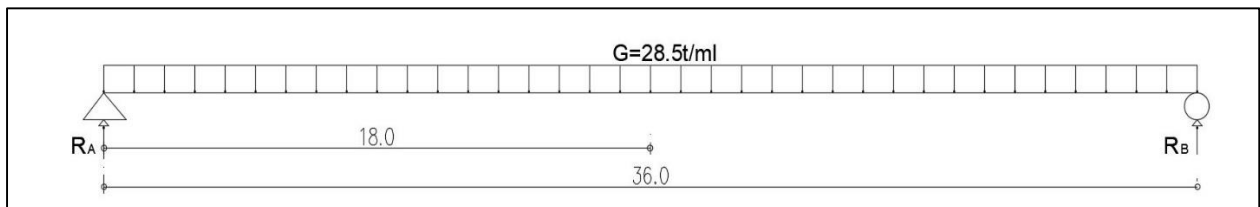


Figure IV. 8 Charge du moment uniformément répartie

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A = R_B = G \times L/2 = 28.5 \times 36/2 \quad \rightarrow \quad R_A = R_B = 513 \text{ t}$$

- Calcul de l'effort tranchant à X=0 :

$$T(X=0) = R_{\max} = 513 \text{ t} \quad \rightarrow \quad T(X=0) = 513 \text{ t}$$

IV.3.2 Calcule des efforts tranchants dus À la surcharge À (L)

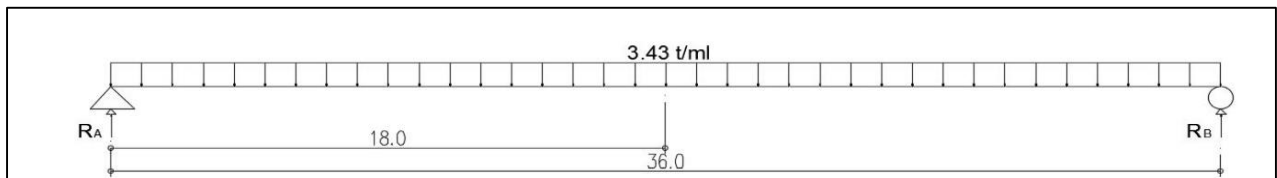


Figure IV. 9 Surcharge A(L) uniformément répartie

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A = R_B = A(L)_{1v} \times L/2 = 3.43 \times 36/2 \quad \rightarrow \quad R_A = R_B = 61.74 \text{ t}$$

- Calcul de l'effort tranchant à X=0 :

$$T_{1v}(X=0) = A(L)_{1v} \times L/2 = 3.43 \times 36/2 \quad \rightarrow \quad T_{1v}(X=0) = 61.74 \text{ t}$$

$$T_{2v}(X=0) = A(L)_{2v} \times L/2 = 6.86 \times 36/2 \quad \rightarrow \quad T_{2v}(X=0) = 123.48 \text{ t}$$

$$T_{3v}(X=0) = A(L)_{3v} \times L/2 = 9.261 \times 36/2 \quad \rightarrow \quad T_{3v}(X=0) = 166.698 \text{ t}$$

$$T_{4v}(X=0) = A(L)_{4v} \times L/2 = 10.290 \times 36/2 \quad \rightarrow \quad T_{4v}(X=0) = 185.22 \text{ t}$$

IV.3.3 Calcul des efforts tranchants due à la surcharge B_c

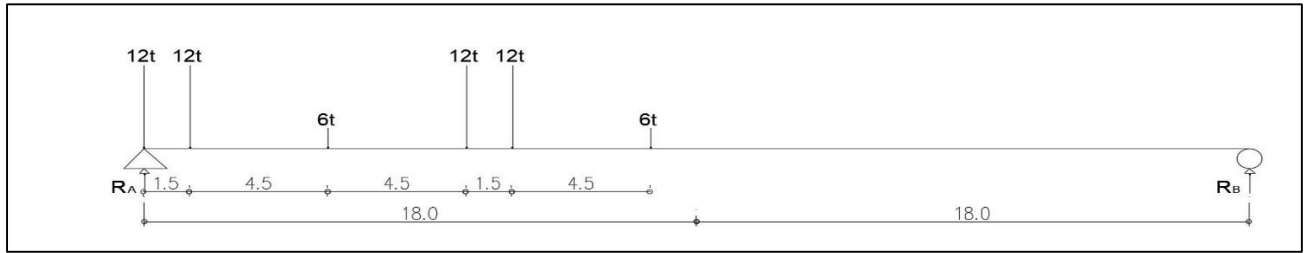


Figure IV. 10 Surcharge B_c à 0L

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$36R_B = 12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 12 \times 10.5 + 12 \times 12 + 6 \times 16.5 = 423 \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 60t$$

$$\rightarrow R_B = 11.75 t \quad \text{et} \quad R_A = 48.25 t \quad \rightarrow R_{\max} = R_A = 48.25t$$

- Calcul de l'effort tranchant à X=0 :

$$T(X=0)_{1\text{fil}} = R_{1\text{fil}} \times \delta_{bc1} \times b_{c1} = 48.25 \times 1.059 \times 1.2 \quad \rightarrow T(X=0)_{1\text{fil}} = 61.316 t$$

$$T(X=0)_{2\text{fil}} = R_{2\text{fil}} \times \delta_{bc2} \times b_{c2} = 48.25 \times 1.066 \times 1.1 \times 2 \quad \rightarrow T(X=0)_{2\text{fil}} = 113.156 t$$

$$T(X=0)_{3\text{fil}} = R_{3\text{fil}} \times \delta_{bc3} \times b_{c3} = 48.25 \times 1.072 \times 0.95 \times 3 \quad \rightarrow T(X=0)_{3\text{fil}} = 147.413 t$$

$$T(X=0)_{4\text{fil}} = R_{4\text{fil}} \times \delta_{bc4} \times b_{c4} = 48.25 \times 1.074 \times 0.8 \times 4 \quad \rightarrow T(X=0)_{4\text{fil}} = 165.826 t$$

IV.3.4 Calcul des efforts tranchants due à la surcharge B_t

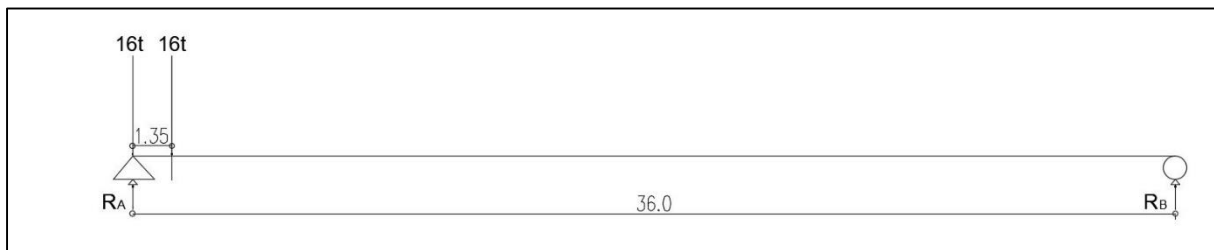


Figure IV. 11 Surcharge B_t à 0L

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$36R_B = 16 \times 1.35 = 21.6 \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 32 t$$

$$\rightarrow R_B = 0.6 t \quad \text{et} \quad R_A = 31.4 t \quad \rightarrow R_{\max} = R_A = 31.4 t$$

- Calcul de l'effort tranchant à X=0 :

$$T(X=0)_{1\text{ tandem}} = R_{\max} \times \delta_{t1} \times b_{t1} = 31.4 \times 1.054 \times 1.2 \quad \rightarrow T(X=0)_{1\text{ tandem}} = 39.715 t.m$$

$$T(X=0)_{2\text{ tandem}} = R_{\max} \times \delta_{t2} \times b_{t2} = 31.4 \times 1.059 \times 1.2 \times 2 \quad \rightarrow T(X=0)_{2\text{ tandem}} = 79.806 t.m$$

IV.3.5 Calcul des efforts tranchants due à la surcharge B_r

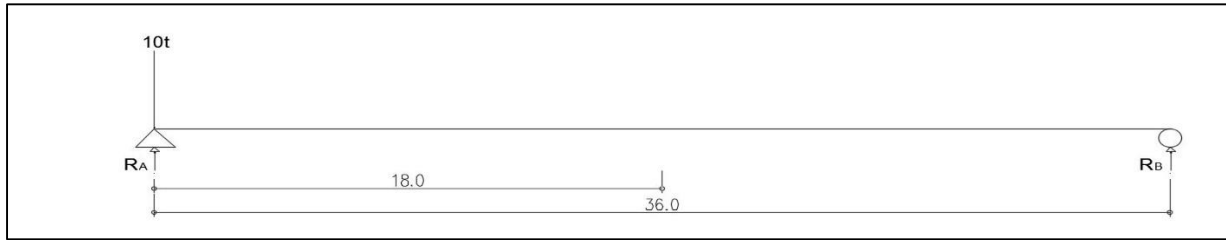


Figure IV. 12 Surcharge B_r à 0L

$$T(X=0)=R_A \times \delta_{br} = 10 \times 1.051 \rightarrow T(X=0) = 10.51t$$

IV.3.6 Calcul des efforts tranchants due à la surcharge M_{c120}

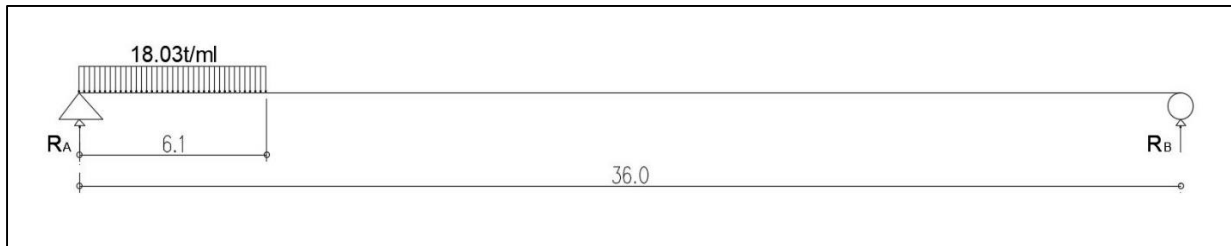


Figure IV. 13 Surcharge M_{c120} à 0L

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$36R_B = 110 \times 3.05 = 335.5 \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 110 t$$

$$\rightarrow R_B = 9.32 t \quad \text{et} \quad R_A = 100.68 t$$

- Calcul de l'effort tranchant à $X=0$:

$$T(X=0)_{M_{c120}} = R_A \times \delta_{M_{c120}} = 100.68 \times 1.064 \rightarrow T(X=0)_{M_{c120}} = 107.124 t$$

IV.3.7 Calcul des efforts tranchants due à la surcharge D_{240}

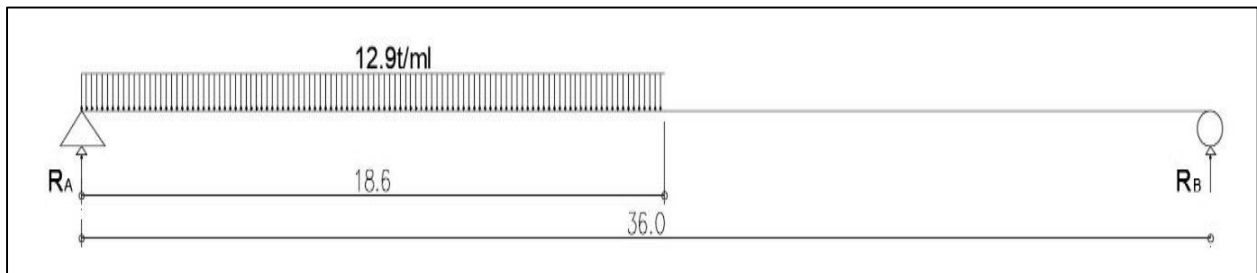


Figure IV. 14 Surcharge D_{240} à 0L

- Calcul des réactions R_A et R_B :

$$36R_B = 240 \times 9.3 = 2232 \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 240 t$$

$$\rightarrow R_B = 62 t \quad \text{et} \quad R_A = 178 t$$

- Calcul de l'effort tranchant à $X=0$:

$$T(X=0)_{D_{240}} = R_A \rightarrow T(X=0)_{D_{240}} = 178 t$$

Charge et surcharges		Moments M (t.m)	Moment par poutre M ₀ (t.m)	Efforts tranchants T(t)	Efforts tranchant par poutre T ₀ (t)
Charge permanente		4617,000	577,125	513,000	64,125
A(L)	1 voie	555,660	69,458	61,740	7,718
	2 voie	1111,320	138,915	123,480	15,435
	3 voie	1500,280	187,535	166,698	20,837
	4 voie	1666,980	208,373	185,220	23,153
B_C	1 file	494,100	61,763	61,316	7,665
	2 files	911,837	113,980	113,156	14,145
	3 files	1187,892	148,487	147,413	18,427
	4 files	1336,262	167,033	165,826	20,728
B_t	1 tandem	350,730	43,841	39,715	4,964
	2 tandems	702,788	87,849	79,806	9,976
B_r		94,500	11,813	10,510	1,314
M_c 120		964,130	120,516	107,124	13,391
D₂₄₀		1602,140	200,268	178,000	22,250

Tableau IV-I Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges

IV.4 CONCLUSION

De manière générale, il est observé que les charges permanentes et la surcharge A(L) 4v exercent les charges les plus élevées. Le moment maximum se produit au milieu de la portée tandis que les efforts tranchants maximum se trouvent au niveau des appuis.



CHAPITRE V

REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS



CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS

V.1 INTRODUCTION :

V.2 DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL

V.2.1 Définition des paramètres de calcul

-Largeur active **B** : le pont est constitué de 8 poutres (n = 8).

Donc la largeur active du pont sera : $2b = n \times b1 = \rightarrow 2b = 8 \times 2 = 16 \text{ m}$

$\rightarrow b = 8\text{m}$

b1 : distance entre axe entre les poutres ($b1 = 2 \text{ m}$)

-Position active des poutres :

Position	X ₀	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
valeur	0	2	4	6	8

Tableau V-I Valeur des positions actives des poutres

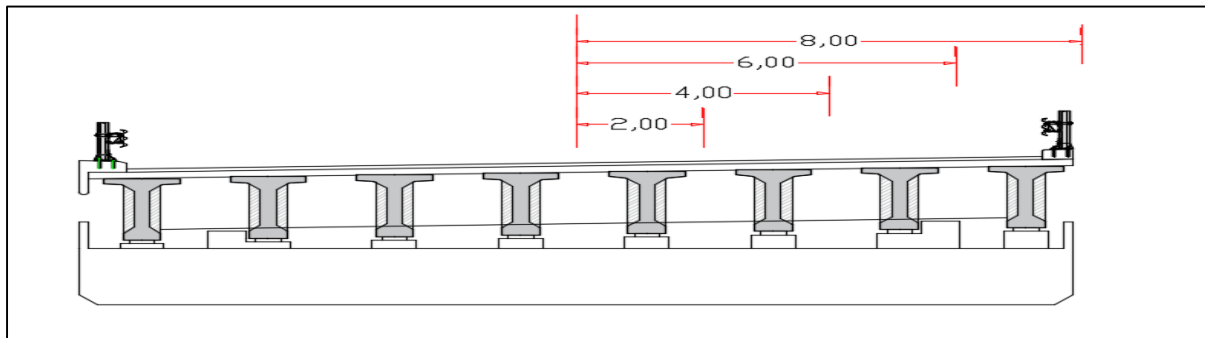


Figure V-I Positions actives des poutres.

V.2.2 Les caractéristiques géométriques

Avec l'autocade on a conclu les inerties des sections :

V.2.2.1 Pour l'inerties de la poutre

$$I_p = I_0 + \frac{8}{3\pi} (I_m - I_0)$$

I₀ : moment d'inertie de la section d'about avec hourdis = 0.613 m^4

I_m : moment d'inertie de la section a mi – travée = 0.295 m^4

$$\rightarrow I_p = 0.613 + (8(0.295-0.613) / 3\pi) = \mathbf{0.343 \text{ m}^4}$$

- **G** : Module de cisaillement (module de déformation transversale) :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.416E$$

- **E** : module de déformation longitudinal du béton (module de Young) :

- **ν** : coefficient de poisson égal à 0.2.

V.2.2.2 Rigidité flexionnelle de la poutre

$$\rho_p = (E I_p / b1) = 0.343E/2 = \mathbf{0.1715E}$$

V.2.2.3 Rigidité flexionnelle de la dalle

$$\rho_E = \rho_D = E \times I_D / L1$$

$$I_D = L1 \times d^3 / 12 = (1 \times (0.2^3)) / 12 = 0.6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

L1 = 1 m (une bande de longueur du tablier).

$$b_1 = 2 \text{ m} ; d = 0.2 \text{ m}$$

$$\rho_E = \rho_D = 0.6 \times 10^{-3} E$$

V.2.3 Paramètre d'entretoisement Θ

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\left(\frac{\rho_p}{\rho_D}\right)}$$

$$b = 8 \text{ m} \quad (\text{largeur active}).$$

$$l = 36 \text{ m} \quad (\text{longueur de la poutre}).$$

$$\rho_D = 0.6 \times 10^{-3} E \quad (\text{Rigidité flexionnelle de la dalle}).$$

$$\rho_p = 0.1715 E \quad (\text{Rigidité flexionnelle de la poutre}).$$

$$\Theta = \frac{8}{36} \sqrt[4]{\frac{0.1715 E}{0.0006 E}} = 0.91 \quad \theta = 0.91$$

V.2.4 Paramètre de torsion α

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion α dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_e}} \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

V.2.4.1 Rigidité torsionnelle de la dalle γ_e

$$C_E = 2 \times G \times I_e = 2 \times 0,416 E \times I_e$$

$$I_e = I_D = 0.6 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \text{ alors : } C_E = 2 \times 0,416 E \times 0.6 \times 10^{-3} = 0.5 \times 10^{-3} E$$

$$\gamma_e = 0.5 \times 10^{-3} E$$

V.2.4.2 Rigidité torsionnelle de la poutre γ_p

$$\gamma_p = C_p / b_1 \quad \text{Telle que : } b_1 = 2 \text{ m}$$

Calcul de la section simplifiée :

- Section de la table de compression S1 à mi- travée :

$$S1 = 0.295 \text{ m}^2$$

Largeur de la table : 1.2 m

$$h1 = S1 / 1.2 = 0.295 / 1.2 = 0.2458 \text{ m} = 24.58 \text{ cm}$$

- Section du Talon S2

$$S2 = 0.1944 \text{ m}^2$$

$$\text{Largeur du talon } h2 = S2 / 0.6 = 0.1944 / 0.6 = 0.324 \text{ m} = 32.4 \text{ cm}$$

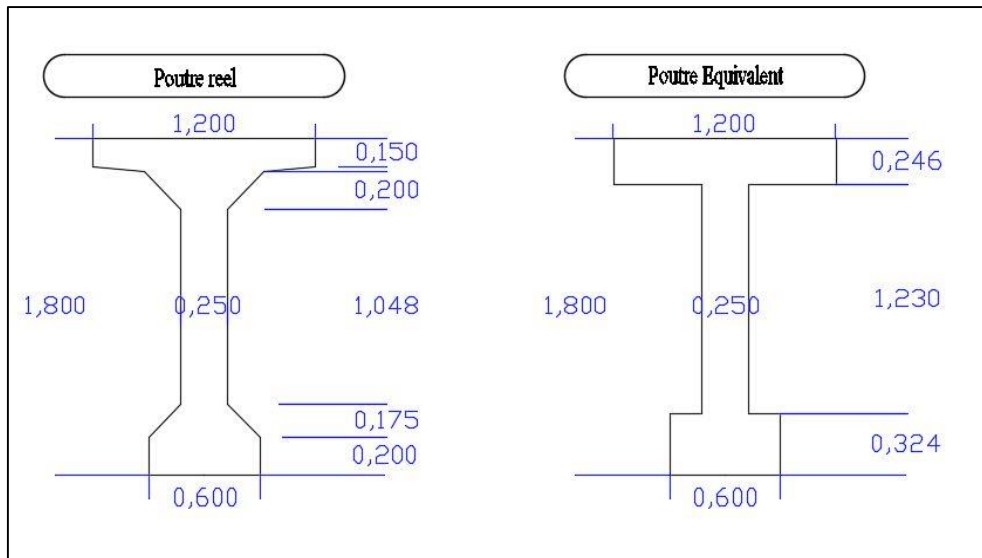


Figure V-II Section équivalente

$$C_p = (G / 3) \times [\sum b_i h_i^3 + (b \times h^3 / 2)]$$

$$C_p = (G/3) \times [1.2 \times 0.2458^3 + 1.23 \times 0.25^3 + 0.6 \times 0.324^3 + (2 \times 0.2) / 2] = 0.086G$$

$$C_p = 0.035776E$$

$$\gamma_p = C_p / b_1 \text{ alors } \gamma_p = 0.035776E / 2 = 0.017888E$$

$$\alpha = \frac{0.017888 + 0.0005}{2 \times \sqrt{0.1715 + 0.0006}}$$

$$\alpha = 0.9$$

V.3 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS

V.3.1 Coefficient de répartition transversale K

Pour éviter de calculer séparément K_α pour chaque valeur de α à partir de relations complexes, Massonnet a déduit, sur la base de calculs d'un grand nombre de cas, la formule d'interpolation:

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

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

- Si $0 \leq \theta \leq 0,3$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.05}$
- Si $0,3 \leq \theta \leq 1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$
- Si $1 \leq \theta \leq 2$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.5}$

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

D'après les calculs qu'on a affectés ci-dessus, on peut mentionner notre cas est le deuxième : $\theta = 0.91$ et $\alpha = 0.9$

$$\rightarrow \beta = 1 - e^{(0.065 - \theta) / 0.665} = 1 - e^{(0.065 - 0.91) / 0.665} = 0.72$$

-Dans le cas où θ calculé ne figure pas dans les tableaux on doit faire une interpolation, dans notre cas on va faire une interpolation entre la valeur $\theta = 0,90$ et $\theta = 0,95$ pour trouver les valeurs correspondants $\theta = 0.91$.

Théta=0.90		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.4715	0.2749	1.0436	1.7771	2.1592	1.7771	1.0436	0.2749	-0.4715
b/4	-0.5493	-0.0646	0.47	1.107	1.7771	2.1334	1.7309	0.9565	0.1129
b/2	-0.4042	-0.1851	0.0792	0.47	1.0436	1.7309	2.198	2.0203	1.5843
3b/4	-0.1919	-0.2028	-0.1851	-0.0646	0.2749	0.9565	2.0203	3.2519	4.2579
b	0.0299	-0.1919	-0.4042	-0.5493	-0.4715	0.1129	1.5843	4.2579	8.0034
Théta=0.90		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5452	0.7119	0.9631	1.2903	1.5028	1.2903	0.9631	0.7119	0.5452
b/4	0.3155	0.4335	0.6224	0.9164	1.2903	1.5534	1.3996	1.138	0.9359
b/2	0.1864	0.2663	0.3987	0.6224	0.9631	1.3996	1.7493	1.7094	1.5677
3b/4	0.1166	0.1722	0.2663	0.4335	0.7119	1.138	1.7094	2.2658	2.518
b	0.0762	0.1166	0.1864	0.3155	0.5452	0.9359	1.5677	2.518	3.771

Tableau V-II Valeur de K0 et K1 pour $\theta = 0.90$

Théta=0.95		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.5476	0.2205	1.0283	1.8308	2.2647	1.8308	1.0283	0.2205	-0.5476
b/4	-0.552	-0.0942	0.4281	1.0911	1.8308	2.2413	1.7788	0.9051	-0.0352
b/2	-0.3619	-0.1823	0.049	0.4281	1.0283	1.7788	2.2821	2.0152	1.4425
3b/4	-0.1299	-0.1694	-0.1823	-0.0942	0.2205	0.9051	2.0152	3.304	4.3036
b	0.1017	-0.1299	-0.3619	-0.552	-0.5476	-0.0352	1.4425	4.3036	8.4478
Théta=0.95		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5064	0.6801	0.9526	1.3202	1.5662	1.3202	0.9526	0.6801	0.5064
b/4	0.2816	0.3985	0.5936	0.9079	1.3202	1.6148	1.4265	1.1255	0.9021
b/2	0.1596	0.2351	0.3654	0.5936	0.9526	1.4265	1.8092	1.7402	1.5641
3b/4	0.0961	0.1463	0.2351	0.3985	0.6801	1.1255	1.7402	2.3445	2.592
b	0.0608	0.0961	0.1596	0.2316	0.5064	0.9021	1.5641	2.592	3.98

Tableau V-III Valeur de K0 et K1 pour $\theta = 0.95$

La loi d'interpolation

$$y = \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} * (y_2 - y_1) + y_1$$

theta	X	Y	Colonne4
0,90	x1	y1	k0 (0,90)
0,91	x	y	k0(0,91)
0,95	x2	y2	k0(0,95)

Tableau V-IV Exemple de calcul pour K0

$$y = ((0,91-0,90)/ (0,95-0,90)) * (-0,5476 - (-0,4715)) + (-0,4715) = -0,48672$$

théta=0,91		alfa=0 k0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,48672	0,26402	1,04054	1,78784	2,1803	1,78784	1,04054	0,26402	-0,48672
b/4	-0,54984	-0,07052	0,46162	1,10382	1,78784	2,15498	1,74048	0,94622	0,08328
b/2	-0,39574	-0,18454	0,07316	0,46162	1,04054	1,74048	2,21482	2,01928	1,55594
3b/4	-0,1795	-0,19612	-0,18454	-0,07052	0,26402	0,94622	2,01928	3,26232	4,26704
b	0,04426	-0,1795	-0,39574	-0,54984	-0,48672	0,08328	1,55594	4,26704	8,09228

Tableau V-V Valeur de K0 pour $\theta=0,91$

Théta=0.91		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,51416	0,68646	0,9547	1,31422	1,55352	1,31422	0,9547	0,68646	0,51416
b/4	0,28838	0,4055	0,59936	0,9096	1,31422	1,60252	1,42112	1,128	0,90886
b/2	0,16496	0,24134	0,37206	0,59936	0,9547	1,42112	1,79722	1,73404	1,56482
3b/4	0,1002	0,15148	0,24134	0,4055	0,68646	1,128	1,73404	2,32876	2,5772
b	0,06388	0,1002	0,16496	0,24838	0,51416	0,90886	1,56482	2,5772	3,9382

Tableau V-VI Valeur de K1 pour $\theta=0,91$

V.3.1.1 Calcul de $K\alpha$

Pour $\alpha = 0,9$ et $\Theta = 0.91$, on utilise la méthode de Sattler $K\alpha = K0 + (K1 - K0) \alpha^\beta$ et $\beta = 0,72$; $\alpha^\beta = 0.93$; On prend un exemple pour la valeur ($y = 0$; $e = 0$)

$$K\alpha = K0 + (K1 - K0) = 2.1803 + (1.55352 - 2.1803) \times 0.93 = 1,5973946$$

Théta=0.91		Kalpha							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,4440984	0,6568892	0,9607088	1,3473734	1,5973946	1,3473734	0,9607088	0,6568892	0,4440984
2	0,2297046	0,3721786	0,5897182	0,9231954	1,3473734	1,6411922	1,4434752	1,1152754	0,8510694
4	0,125711	0,2115284	0,351137	0,5897182	0,9607088	1,4434752	1,826452	1,7540068	1,5641984
6	0,080621	0,127148	0,2115284	0,3721786	0,6568892	1,1152754	1,7540068	2,3941092	2,6954888
8	0,0625066	0,080621	0,125711	0,1925046	0,4440984	0,8510694	1,5641984	2,6954888	4,2289856

Tableau V-VII Valeur de $K\alpha$ pour $\theta = 0,9$ et $\alpha = 0.525$.

	Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
poutre1	0,95	0,342261	0,521652	0,784488	1,145889	1,478635	1,486937	1,190023	0,874623	0,637410
poutre2	2,95	0,180308	0,295870	0,476392	0,764794	1,163708	1,547277	1,625389	1,418673	1,189806
poutre3	4,95	0,104293	0,171448	0,284823	0,486386	0,816394	1,287580	1,792041	2,058055	2,101561
poutre4	6,95	0,072017	0,105048	0,170765	0,286833	0,555814	0,989778	1,663848	2,537265	3,423900

Tableau V-VIII Valeur de $K\alpha$ pour chaque poutre

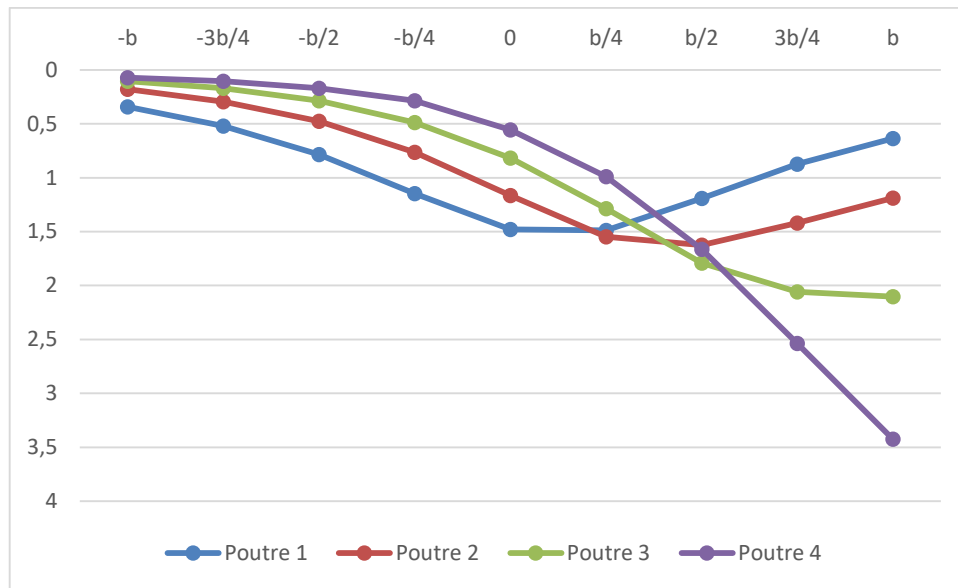


Figure V-III Représentation de K_α pour chaque poutre

V.3.1.2 Calcul de $K_{\alpha moy}$

Pour ce calcul on distingue deux types de charges :

- **Surcharges surfaciques :**

Les surfaces sont calculées à partir de l'Autocade et $K_{\alpha moy}$ est calculé par la formule suivante:

$$K_{\alpha moy} = S / L$$

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence.

L : la largeur des voies

NB : les surfaces et les distance sont calculé en utilisant le logiciel AUTOCAD

- **Surcharges A(L)**

➤ La première poutre :

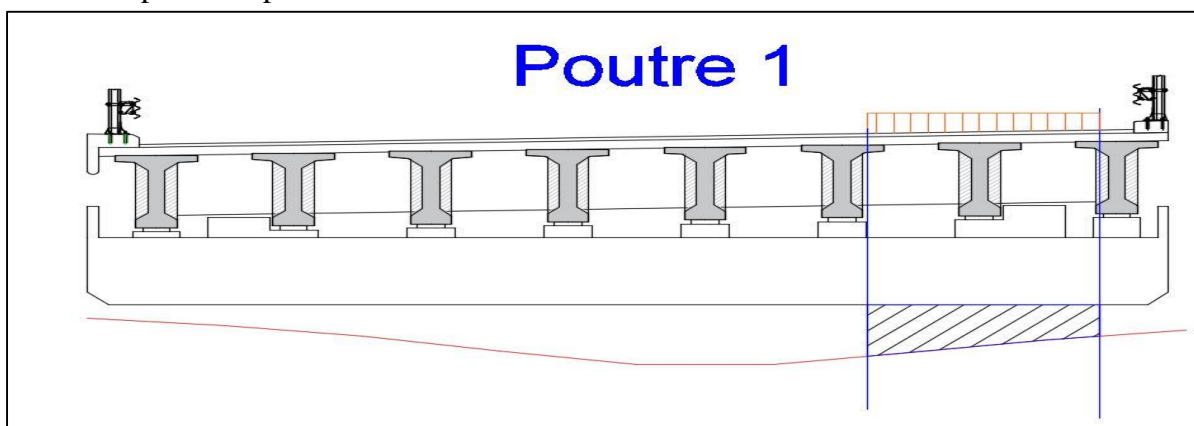


Figure V-IV Surface de la surcharge AL pour une voie

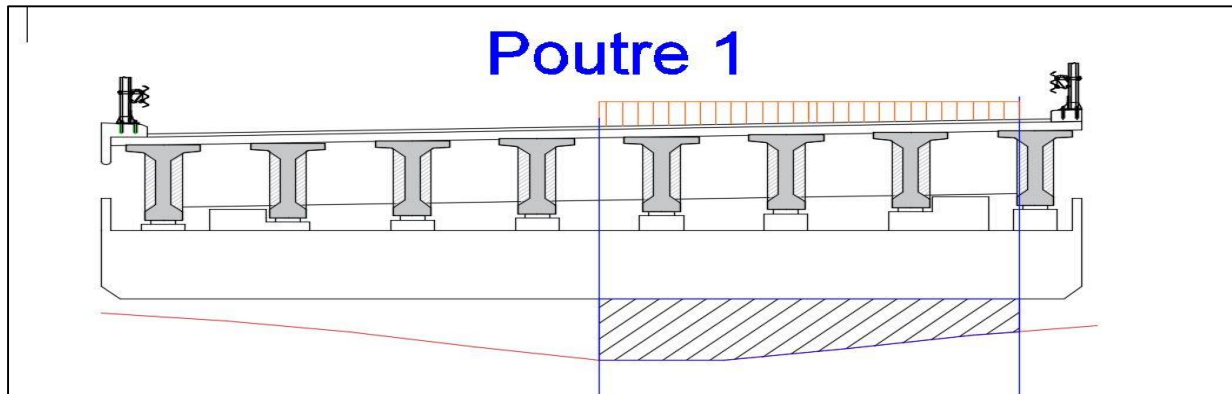


Figure V-V Surface de la surcharge AL pour deux voies

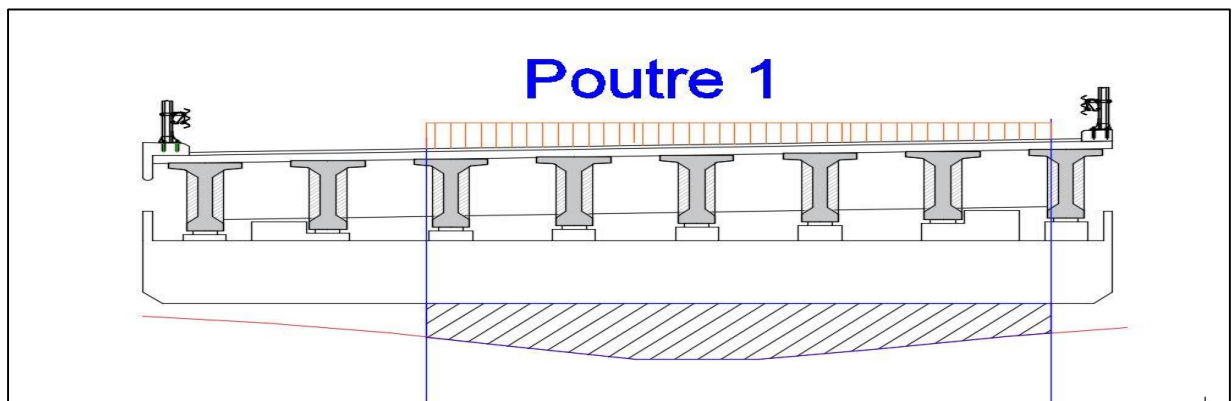


Figure V-VI Surface de la surcharge AL pour trois voies

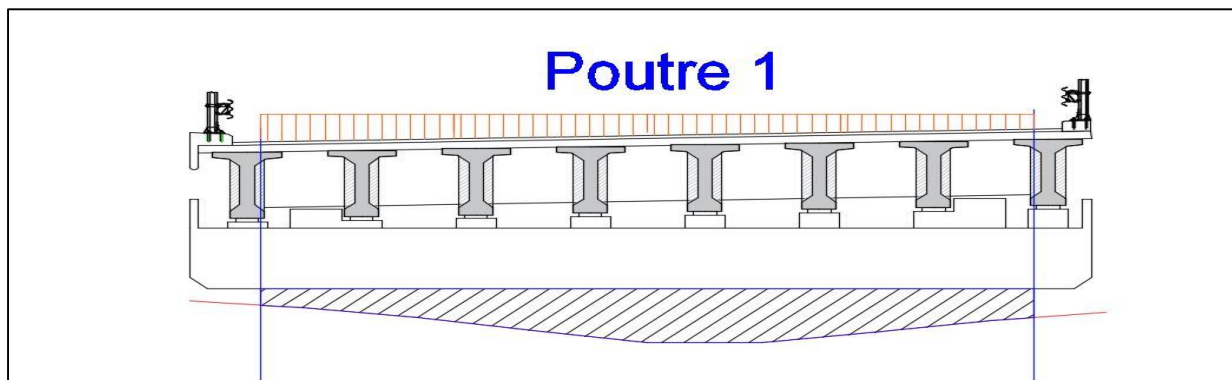


Figure V-VII Surface de la surcharge AL pour quatre voies

On résume les valeurs de K_{amoy} pour toutes les poutres dans les tableaux suivant :

Poutre 1		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	4.86	3,38	1.43
	Deux voies	8.87	6.76	1.31
	Trois voies	12.08	10.14	1.19
	Quatre voies	14.56	13.52	1.07

Tableau V-IX Valeur de K_{amoy} pour la poutre 1

Poutre 2		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K _{amoy}
A(L)	Une voie	4.88	3,38	1.44
	Deux voies	7.73	6.76	1.14
	Trois voies	11.19	10.14	1.10
	Quatre voies	14.11	13.52	1.04

Figure V-VIII Valeur de K_{amoy} pour la poutre 2

Poutre 3		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K _{amoy}
A(L)	Une voie	4.12	3,38	1.21
	Deux voies	6.63	6.76	0.98
	Trois voies	10.47	10.14	1.03
	Quatre voies	14.47	13.52	1.07

Figure V-IX Valeur de K_{amoy} pour la poutre 3

Poutre 4		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K _{amoy}
A(L)	Une voie	3.23	3,38	0.95
	Deux voies	4.42	6.76	0.65
	Trois voies	7.69	10.14	0.75
	Quatre voies	12.11	13.52	0.89

Figure V-X Valeur de K_{amoy} pour la poutre 4

- Surcharge Bc :

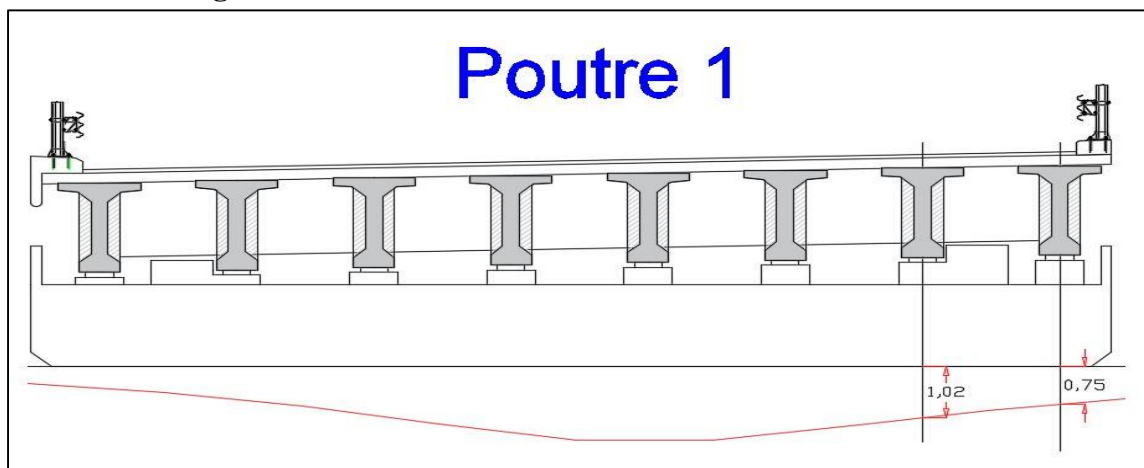


Figure V-XI Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour une voie

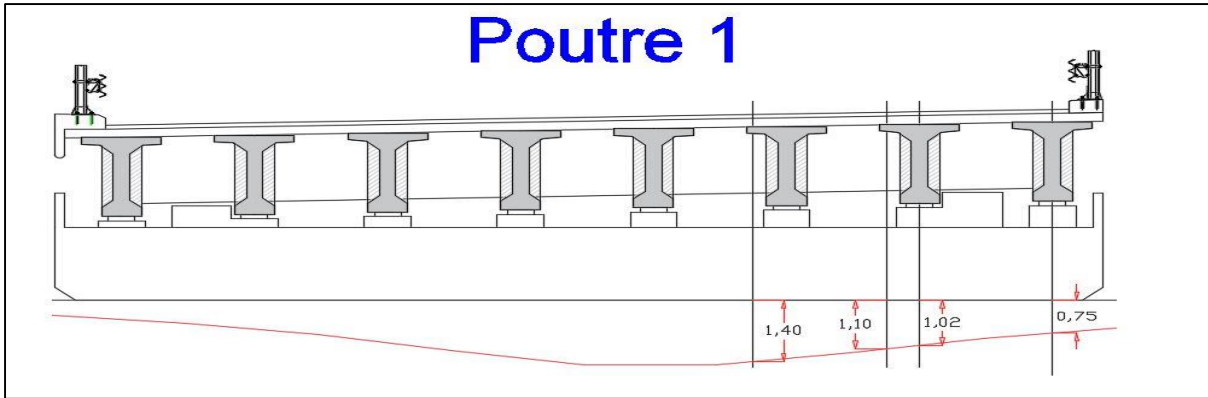


Figure V-XII Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour deux voies

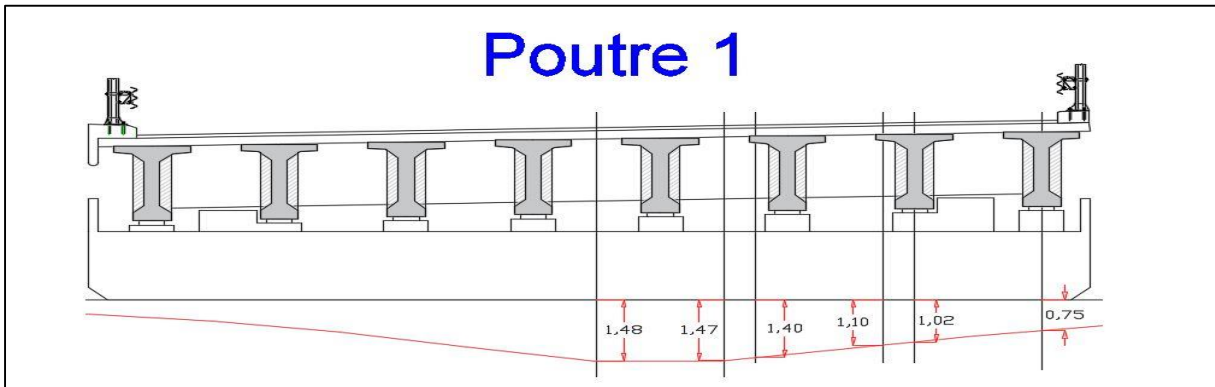


Figure V-XIII Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour trois voies

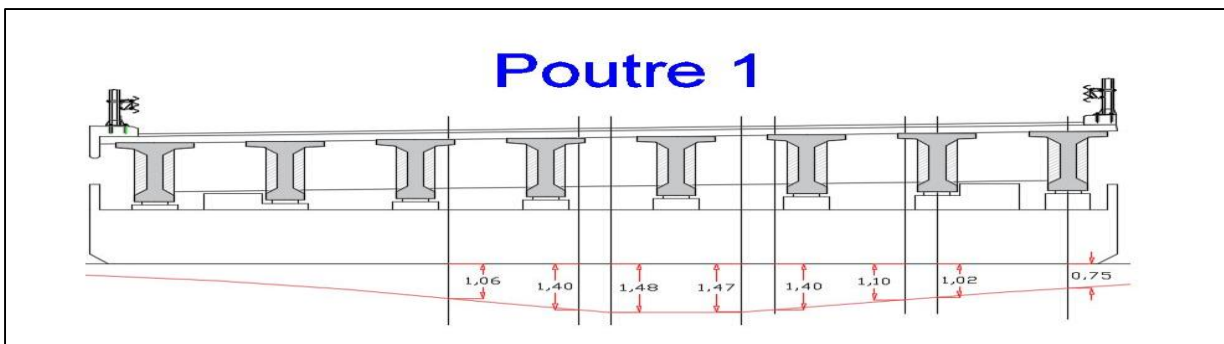


Figure V-XIV Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour quatre voies

On résume les valeurs de K_{amoy} pour toutes les poutres dans le tableau suivant :

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	K_{amoy} Poutre 1	K_{amoy} Poutre 2	K_{amoy} Poutre 3	K_{amoy} Poutre 4
Pour une voie								
K1	0.75	1.30	2.08	3.00	0.88	1.41	2.00	2.56
K2	1.02	1.52	1.93	2.12				
Pour deux voies								
K1	0.75	1.30	2.08	3.00	1.06	1.49	1.82	2.05
K2	1.02	1.52	1.93	2.12				
K3	1.10	1.57	1.86	1.91				
K4	1.40	1.57	1.43	1.18				

Pour trois voies								
K1	0.75	1.30	2.08	3.00	1.20	1.44	1.57	1.63
K2	1.02	1.52	1.93	2.12				
K3	1.10	1.57	1.86	1.91				
K4	1.40	1.57	1.43	1.18				
K5	1.47	1.55	1.30	1.01				
K6	1.48	1.18	0.83	0.57				
Pour quatre voies								
K1	0.75	1.30	2.08	3.00	1.21	1.30	1.32	1.31
K2	1.02	1.52	1.93	2.12				
K3	1.10	1.57	1.86	1.91				
K4	1.40	1.57	1.43	1.18				
K5	1.47	1.55	1.30	1.01				
K6	1.48	1.18	0.83	0.57				
K7	1.40	1.08	0.74	0.50				
K8	1.06	0.7	0.44	0.26				

Tableau V-X Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge B_c

➤ Surcharge B_t :

On résume les valeurs de K_{amoy} dans le tableau suivant :

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	K_{amoy} Poutre 1	K_{amoy} Poutre 2	K_{amoy} Poutre 3	K_{amoy} Poutre 4
Pour un tandem								
K1	0.79	1.33	2.08	2.89	0,93	1,44	1,99	2,45
K2	1.07	1.55	1.90	2.01				
Pour deux tandems								
K1	0.79	1.33	2.08	2.89	1,14	1,50	1,74	1,86
K2	1.07	1.55	1.90	2.01				
K3	1.23	1.62	1.74	1.60				
K4	1.48	1.51	1.24	0.95				

Tableau V-XI Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge B_t

➤ Surcharge M_c120 :

On fixe la largeur avec une valeur de $L= 2$ m

Poutres	Surface (m ²)	Largeur (m)	K_{amoy}
Poutre 1	2.19	2	1.09
Poutre 2	2.97	2	1.48
Poutre 3	3.60	2	1.80
Poutre 4	4.00	2	2.00

Tableau V-XII Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge M_c120 .

➤ Surcharge $D240$:

On fixe la largeur avec une valeur de $L= 3.2$ m

Poutres	Surface (m ²)	Largeur (m)	K_{amoy}
Poutre 1	3,91	3,2	1,22
Poutre 2	5,45	3,2	1,70
Poutre 3	5,04	3,2	1,57
Poutre 4	5,20	3,2	1,63

Tableau V-XIII Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge $D240$

V.3.2 Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à (X = 0.5L)

Le calcul du moment longitudinal réparti de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient K_{amoy} par le moment longitudinal moyen (M_0 de chaque poutre).

- $M_{réel} = K_{amoy} \times M_0$
- M_0 : moment fléchissant moyen des surcharges de chaque poutre.

Désignation	M_0 KN.m	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4			
		K_{amoy}	$M_{réel}$ KN.m	K_{amoy}	$M_{réel}$ KN.m	K_{amoy}	$M_{réel}$ KN.m	K_{amoy}	$M_{réel}$ KN.m		
G	5771,25	1	5771,25	1	5771,25	1	5771,25	1	5771,25		
Surcharge A(L)	1 voie	694.57	1.43	993,24	1.44	1000,18	1.21	840,43	0.95	659,84	
	2voies	1389.15	1.31	1819,79	1.14	1583,63	0.98	1361,37	0.65	902,95	
	3voies	1875.35	1.19	2231,67	1.10	2062,89	1.03	1931,61	0.75	1406,51	
	4voies	2083.72	1.07	2229,58	1.04	2167,07	1.07	2229,58	0.89	1854,51	
Surcharge B	B _c	1V	617.62	0.88	543,51	1.41	870,84	2,00	1235,24	2,56	1581,11
		2V	1139.80	1.06	1208,19	1.49	1698,30	1,82	2074,44	2,05	2336,59
		3V	1484.86	1.20	1781,83	1.44	2138,20	1,57	2331,23	1,63	2420,32
		4V	1670.33	1.21	2021,10	1.3	2171,43	1,32	2204,84	1,31	2188,13
	B _t	1t	438.41	0,93	407,72	1,44	631,31	1,99	872,44	2,45	1074,10
		2t	878.48	1.14	1001,47	1,50	1317,72	1,74	1528,56	1,86	1633,97
Convoi	Mc120	1205.16	1,09	1313,62	1,48	1783,64	1,80	2169,29	2,00	2410,32	
	D240	2002,67	1,22	2447,01	1,70	3410,80	1,57	3154,21	1,62	3254,34	

Tableau V-XIV Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/2

V.3.3 Détermination de la poutre la plus sollicitée⁷

Pour déterminer la poutre la plus sollicitée on utilise les combinaisons de charges dans les deux états limites (ELU : ELS), on résume les résultats dans le tableau suivant :

Combinaisons		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELS	G + 1.2 AL	8449,25	8371,73	8446,75	7996,66
	G + 1.2Bc	8196,57	8376,96	8568,73	8675,64
	G + 1.2Bt	6973,01	7352,51	7605,52	7732,02
	G + MC120	7084,87	7554,89	7940,54	8181,57
	G + D240	8218,26	9182,05	7940,54	8181,57
ELU	1.35G + 1.6AL	11361,85	11258,50	11358,52	10758,40
	1.35G + 1.6Bc	11024,95	11265,47	11521,16	11663,70
	1.35G + 1.6Bt	9393,54	9899,54	10236,88	10405,54
	1.35G + 1.35.MC120	9564,58	10199,10	10719,73	11045,12
	1.35.G + 1.35D240	11094,65	12395,76	12049,36	12184,54

Tableau V-XV Combinaisons de charge à ELS et à ELU

Donc on conclure que la poutre la plus sollicitée est la deuxième à ELS et à ELU.

V.4 CONCLUSION

D'après les calculs qu'on a faits ci-dessus on peut dire que la combinaison la plus défavorable est celle de **1.35.G + 1.35D240** de la deuxième poutre avec une valeur du moment maximale de **12395,76 KN.m**.



CHAPITRE VI

VEREFICATION PAR MODELISATION



CHAPITRE VI : VEREFICATION PAR MODELISATION

VI.1 Introduction :

La modélisation d'une structure implique de la conceptualiser comme un ensemble d'éléments appropriés qui permettent d'analyser son comportement avec une précision suffisante, tout en minimisant la complexité du calcul.

VI.2 MODELISATION DE L'OUVRAGE :

Pour automatiser la conception, le calcul et la vérification de la sécurité d'un ouvrage, un modèle de calcul est établi à l'aide de logiciels professionnels tels que ROBOT Structural Analysis. Dans le cas de l'analyse longitudinale du tablier, un modèle de grille a été utilisé, composé de 8 poutres d'une longueur de 36 m réparties uniformément, qui forment une seule travée courante. Les poutres du modèle sont reliées transversalement par une dalle de 20 cm d'épaisseur. Il convient de noter que l'ouvrage est constitué de trois travées identiques et indépendantes, ce qui a nécessité la modélisation d'une seule travée pour évaluer les charges appliquées

VI.2.1 Modélisation des éléments de l'ouvrage :

VI.2.1.1 Poutres :

La géométrie de l'ouvrage est composée de 8 poutres, divisées en trois sections distinctes : la section d'about, la section intermédiaire et la section médiane. Pour modéliser ces poutres, l'élément "Barre" est utilisé.

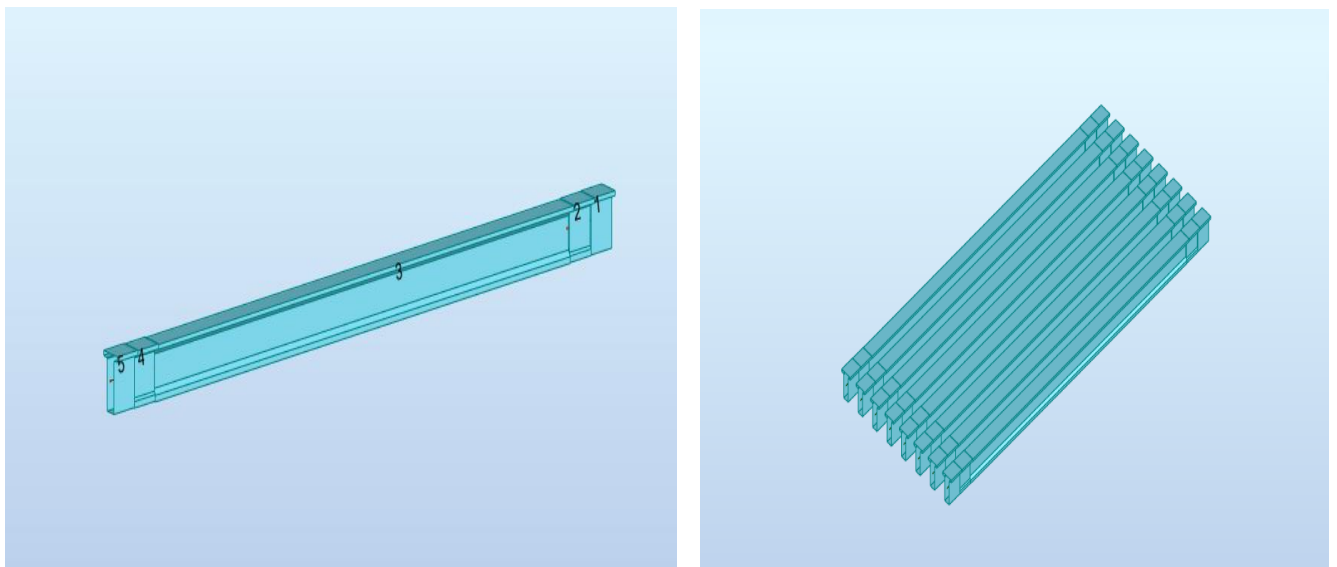


Figure VI-I Modélisation des poutres

VI.2.1.2 Hourdis :

La dalle a été modalisée en utilisant l'élément « Panneau » avec un maillage de 1 m Transversalement et de 1 m longitudinalement.

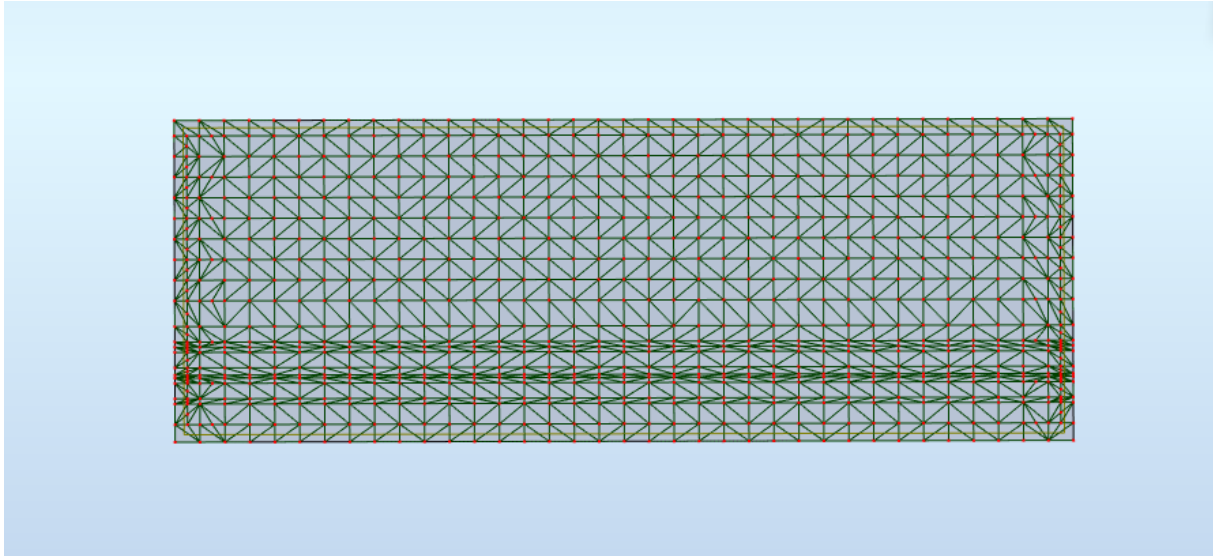


Figure VI-II Modélisation de l'hourdis avec maillage

VI.2.1.3 Les appuis

Pour la stabilisation de l'ouvrage, on a utilisé deux types d'appuis :

- Appuis simples.
- Appuis doubles.

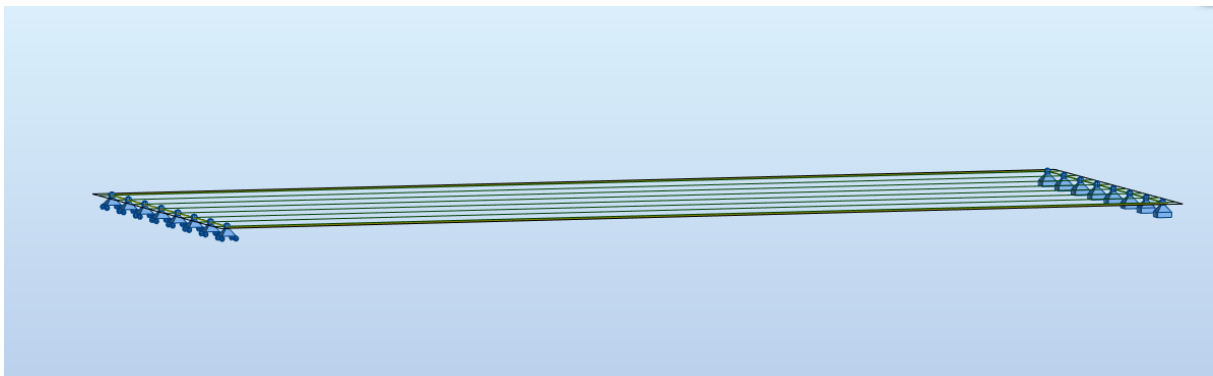


Figure VI-III Modélisation des appuis.

VI.2.2 Définition des charges :

Les charges appliquées sur le modèle global de la structure sont :

- Les charges permanentes.
- Les surcharges dictées par RCPR, appliquées soit comme des charges statiques (A(l), St) soit comme des charges roulantes.

NOM		TYPE
G	PP	Charge permanente
	HOURDIS	
	REVETEMENT	
	GLISSIERS CORNICHES	
AL		Charge d'exploitation statique
BC		Charge d'exploitation mobile
MC120		
D240		

Tableau VI-I Définition des charges et surcharges

VI.2.3 LES COMBINAISONS DE CHARGES :

A l'état limite de services « combinaisons rares »

Etats	Type Combinaison	Formule
E.L.S	RARES	$G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2AL3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2AL4 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC4 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

Tableau VI-II Les combinaisons de charges E.L.S

A l'état limite de ultime « combinaisons fondamentales »

Etats	Type Combinaison	Formule
E.L.U	fondamentale	$1.35 G + 1.6AL1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6AL2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6AL3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6AL4 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC4 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BT1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BT2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

Tableau VI-III Les combinaisons de charges E.L.U

VI.2.4 Résultats :

Les résultats nécessaires pour la suite de calcul sont présentés dans les figures suivantes :

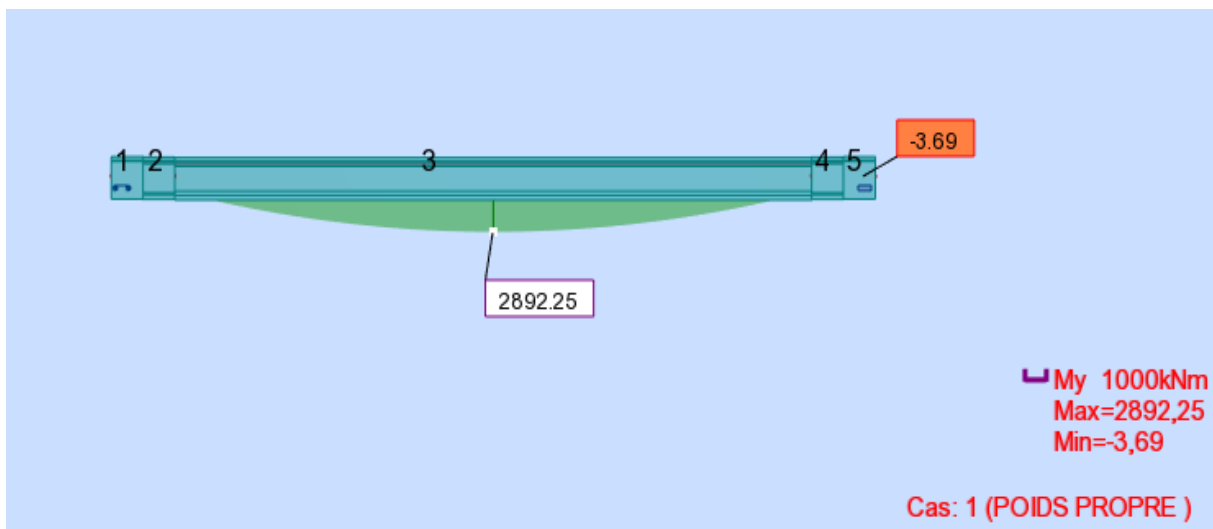


Figure VI-IV Moment de poids propre de la Poutre

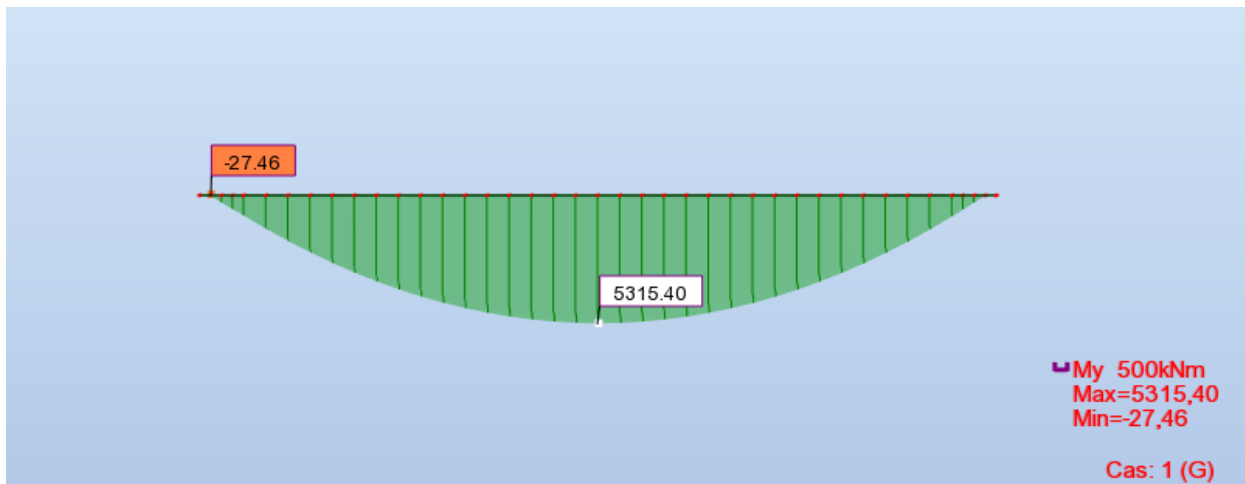


Figure VI-V Moment de G (charge permanente +charges complémentaires permanentes)

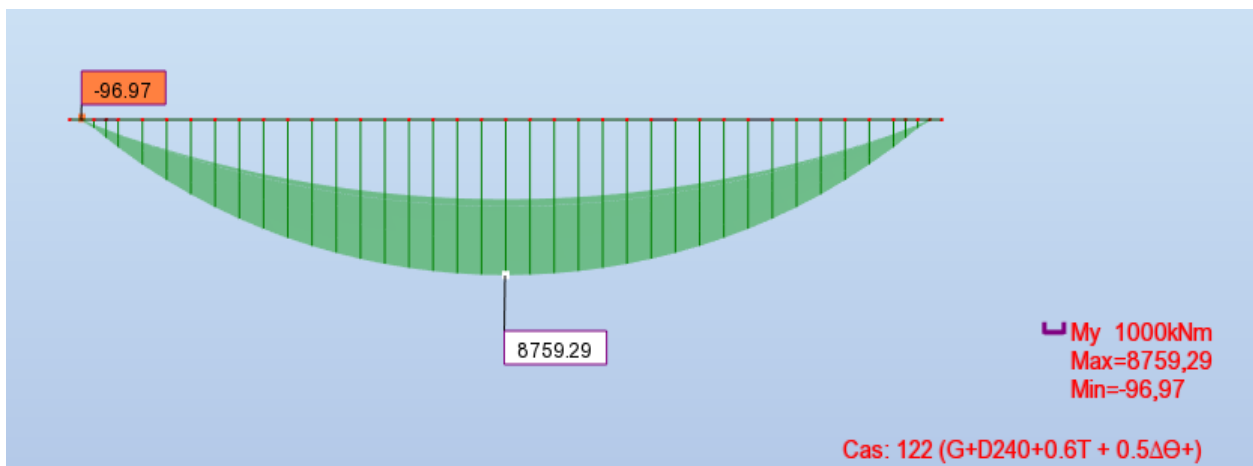


Figure VI-VI Moment max à l'ELS

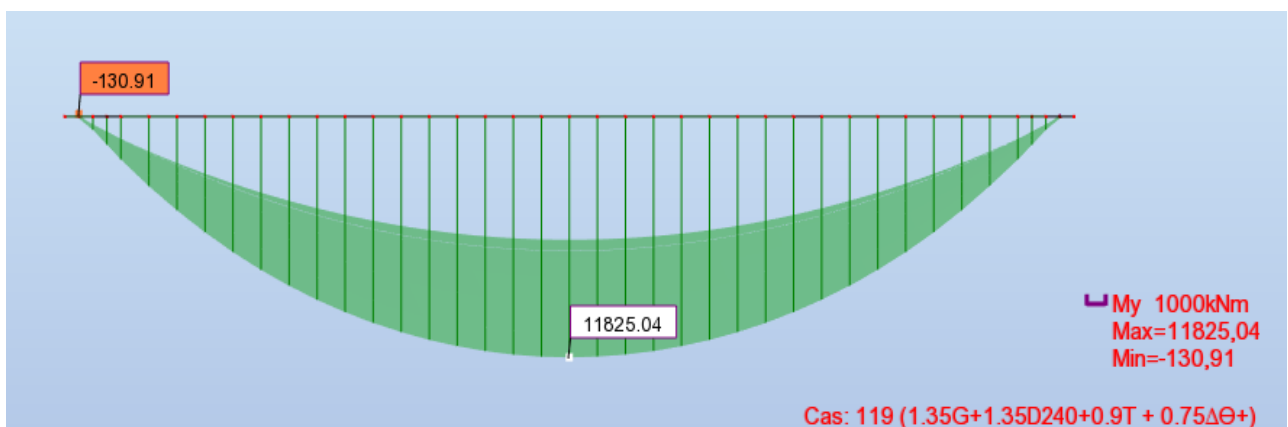


Figure VI-VII Moment max à l'ELU

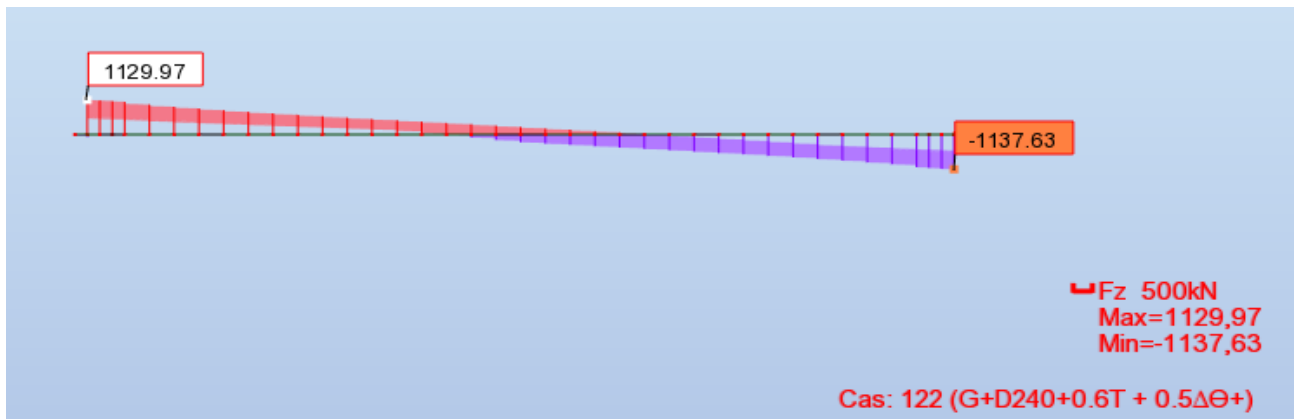


Figure VI-VIII L'effort tranchant de l'ELS max

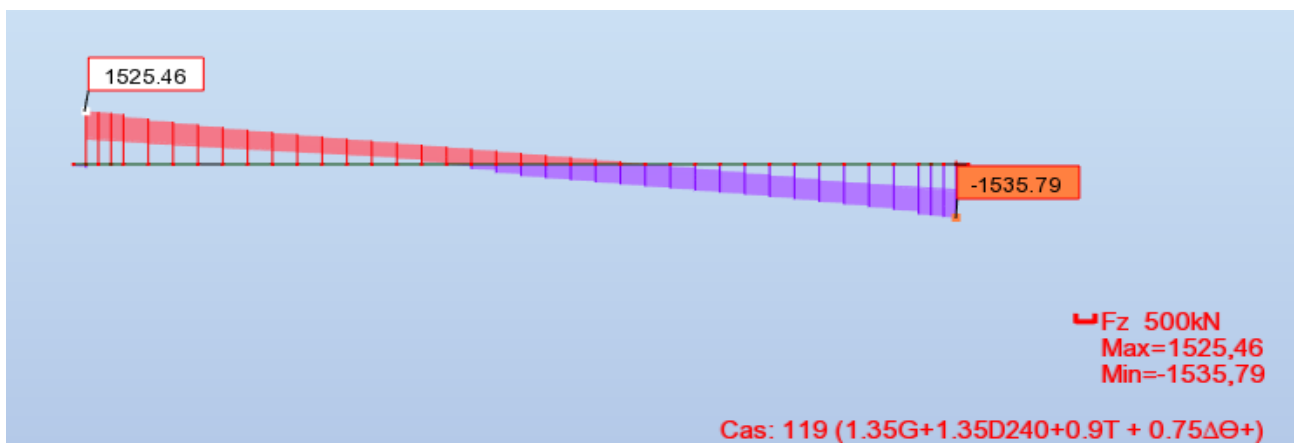


Figure VI-IX L'effort tranchant de l'ELU max

VI.3 Conclusion :

Après avoir identifié les moments et les efforts tranchants maximaux à l'ELU et à l'ELS pour diverses combinaisons, nous sommes prêts à poursuivre notre étude de projet en examinant immédiatement dans le chapitre suivant la conception des poutres sous l'effet de la précontraint.



CHAPITRE VII

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1 Introduction :

Le concept du béton précontraint implique l'application délibérée d'un système de forces permanentes de compression pour compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage. Cela permet d'éviter que les forces de traction ne causent une décompression du béton, à condition que la contrainte de compression préalable soit supérieure à la contrainte de traction ultérieure. Dans la suite de ce chapitre, nous allons examiner ce processus étape par étape.

VII.2 Caractéristique et données :

Les caractéristiques pris en considération sont notées comme suit :

• Pour l'ouvrage :

H (P)	H (P+D)	L	Lportée	Poutres	Edalle	Enrobage	LTC
1.80m	2.00m	36.00m	35.00m	8	0.20m	0.03m	1.20m

Tableau VII-I Données de l'ouvrage

• Pour les moments :

Moment de la poutre seule	2,9	MN.m
Moment max ELS	8,759	MN.m
Moment sous charge G	5,320	MN.m
Efforts tranchants max (G+ D240)	1,13	MN
Efforts tranchants min (G)	0,63	MN

Tableau VII-II Valeurs des efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte

• Pour la poutre :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre à mi travée et d'about

	Section médiane		Section about	
	Sans hourdis	Avec hourdis	Sans hourdis	Avec hourdis
B (m²)	0,752	1,152	1,180	1,580
V' (cm)	1,009	1,318	0,969	1,205
V (cm)	0,791	0,682	0,831	0,795
I/g (m⁴)	0,295	0,504	0,353	0,613

Tableau VII-III Les caractéristiques de la poutre

• Pour les câbles :

Type de toron	Nbr Toron	Ap 1 Toron M ²	Ap M ²	f _{prg} MPa	F _{p0} KN	f _{peg} MPa	D gaine M
T15s	12	0.00014	0.001680	1770	210.6	1593	0.08
F Rd ⁻¹	Φ m ⁻¹	g mm	μ ₀	ρ1000h	Ep MPa	Fe MPa	Sigma S MPa
0.18	0.006	6	0.43	2.5	190000	500	434.783

Tableau VII-IV Caractéristiques des câbles 12T15s

• Pour le beton :

F _{c28}	F _{t28}	σ _{bc}	σ _{bt}
35 MPa	2.7 MPa	21 MPa	-4.05 MPa

Tableau VII-V Caractéristiques du béton

• Pour les contraintes admissibles en classe II :

D'après le BPEL 91

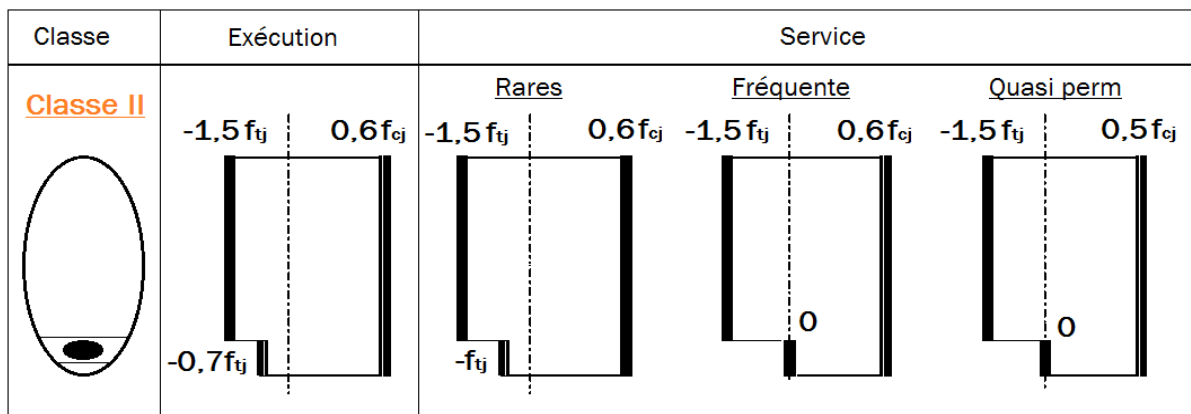


Figure VII-I Classe de calcul / Selon BPEL.

Contraintes admissibles du béton		
	A vide	En service
En compression	σ _{cs} = 0,6 f _{c28} = 21 MPa	σ _{ci} = 0,5 f _{c28} = 17,5 MPa
En traction	σ _{ts} = - 1,5 f _{t28} = -4,05 MPa	σ _{ti} = - f _{t28} = -2,7 MPa

Tableau VII-VI Contraintes admissibles

VII.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

VII.3.1 Force de la précontrainte :

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

$$P_{MIN} = \sup (PI, PII)$$

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt1} + \frac{I}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h} \quad , \text{Section sous-critique.}$$

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'} \quad , \text{Section sur critique.}$$

B : son aire.

v et v' : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes ($v + v' = h$).

I : son moment d'inertie .

ρ : son rendement géométrique.

M_g : moment de poids propre.

M'_g : moment dû aux charges permanentes additionnelles.

M_q : moment généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, **M** varie ente :

- Une valeur minimale : $M_m = M_g + M'_g + M_{mq}$
- Une valeur maximale : $M_M = M_g + M'_g + M_{Mq}$

Posons : $\Delta M = M_M - M_m = M_{Mq} - M_{mq}$

σ_{bt1} ; σ_{bt2} : sont des contraintes limites de traction.

σ_{bc} : est la contrainte limite de compression.

Avec $\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$; et : $\sigma_{bt2} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa}$.

$$P_{min} = \sup (PI ; PII)$$

Détermination de P_{MIN}			
σ_{bt2}	-2.7 Mpa	PI	3.53 Mn
σ_{bt1}	-4.05 Mpa	PII	6.04 Mn
d'	0.20 m	PMIN	6.04 Mn

Tableau VII-VII Calcul de P_{MIN} .

PI : représente la section sous critique (cas ou le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage).

PII : représente la section sur critique (cas ou le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d'enrobage).

VII.3.2 Détermination de nombre de câble :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{P_0 \cdot (1 - \Delta P_0)}$$

ΔP_0 : est la perte initiale de l'ordre 20-30% ; on prend : $\Delta P_0 = 25\%$.

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15s peut créer

n : nombre de câbles

$$P_0 = \min \{ (0.8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0.9 \times f_{peg} \times A_p) \}$$

ΔP_0	25%	n=3 câbles de 12T15s
T_0	1488 MPa	
P_0	2.657 MN	
$n \geq$	3 Câbles	

Tableau VII-VIII Détermination du nombre de câble.

VII.3.3 Pré-vérification de la précontrainte :

Les caractéristiques géométriques à prendre sont celui à la poutre à mi-travées.

La vérification des contraintes se fait en 04 phases :

<u>Première phase :</u> Après 7 jours			<u>Deuxième phase :</u> Après 28 jours		
$f_{c7} =$	23,18	MPa	$f_{c28} =$	35,00	MPa
$f_{t7} =$	1,99	MPa	$f_{t28} =$	2,70	MPa
σ_{bt2}	-1,39	MPa	σ_{bt2}	-1,89	MPa
σ_{bt1}	-2,99	MPa	σ_{bt1}	-4,05	MPa
σ_{bc}	13,91	MPa	σ_{bc}	21,00	MPa
$\Delta P =$	5	%	$\Delta P =$	10	%
n cable	3		n cable	3	
<u>Troisième phase :</u> Après coulage de la dalle			<u>Quatrième phase :</u> En service		
$f_{c28} =$	35,00	MPa	$f_{c28} =$	35,00	MPa
$f_{t28} =$	2,70	MPa	$f_{t28} =$	2,70	MPa
σ_{bt2}	-1,89	MPa	σ_{bt2}	-2,70	MPa
σ_{bt1}	-4,05	MPa	σ_{bt1}	-4,05	MPa
σ_{bc}	21,00	MPa	σ_{bc}	21,00	MPa
$\Delta P =$	15	%	$\Delta P =$	25	%
n cable	3		n cable	3	

Tableau VII-IX Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes

Formules de calcul :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V}{I}$$

Phases	e(m)	M(MN.m)	P(MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0,81	2,90	3,52	4,82	4,52	OK
Phase 2	0,81	2,90	6,68	2,17	17,44	OK
Phase 3	1,12	4,392	6,31	1,88	12,43	OK
Phase 4	1,12	8,76	5,56	8,26	-1,81	OK

Tableau VII-X Résultats de vérifications des contraintes

Interprétation :

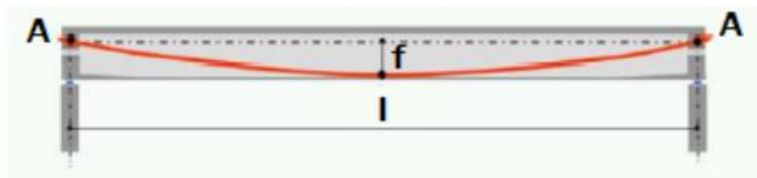
Au niveau de fibre inférieure : $\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$

Au niveau de fibre supérieure : $\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$

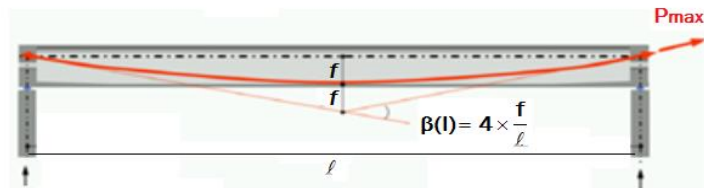
VII.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE :

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties (suivie le diagramme des moments).

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



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



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

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

Caractéristiques des plaques d’ancrages :

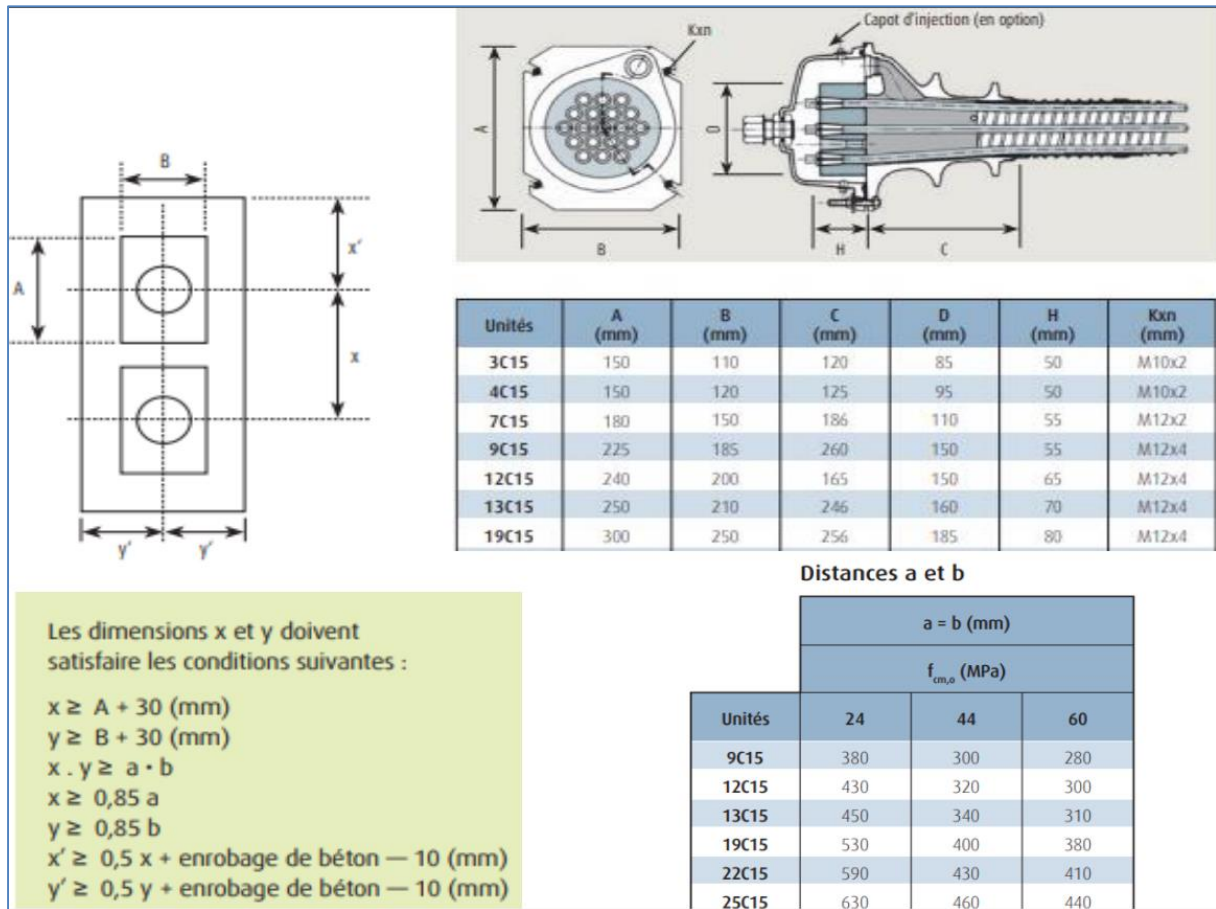


Figure VII-II Dimensions et dispositions des plaques d’ancrage.

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

- Les dimensions x et x' et y doivent satisfaire les conditions suivant : $x \geq A+30$ (mm).

$x \geq 0.85 \times a$. $x' \geq 0.5 \times x + \text{enrobage de béton} - 10\text{mm}$. $y \geq 0.5 \times x + \text{enrobage de béton} - 10\text{mm}$.

Avec : $f_{c28} = 35\text{MPa}$; $a=369.5$ mm.

$x \geq 27\text{cm}$; $x' \geq 31.5\text{cm}$; on prend $x = 30$ cm. ; on prend la disposition de l’ancrage au milieu de l’âme $y' = 30\text{cm}$.

Au niveau de la section médiane section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon (au milieu de la poutre) :

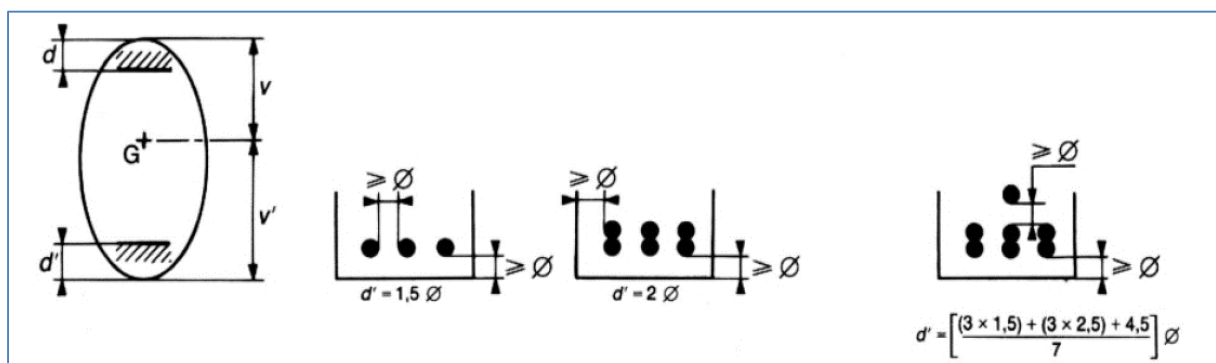


Figure VII-III Le tracer des câbles Au niveau de la section médiane

$$\phi_1 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 1.5 \times 0.08 = 0.12 \text{ m.}$$

$$\phi_2 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} + \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times 0.08 = 0.20 \text{ m.}$$

$$\phi_3 \geq 3 \times \phi_{\text{gaine}} + 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 4.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 0.36 \text{ m. on prend } \phi_3 = 0.36 \text{ m.}$$

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

Position des Câbles	X = 0		X = L/2	
	Yi (m)	Schéma	Yi (m)	Schéma
câble 1	0.80		0.12	
câble 2	1.10		0.20	
câble 3	1.40		0.36	
N lit	1		1	

Tableau VII-XI Position finale des câbles

-Les câbles présentent un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage.



Figure VII-IV Trajectoire des câbles

-L'angle de déviation β sur une longueur l peut être calculé par l'équation :

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

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

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

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

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limitée en état limite de service ; $\bar{\tau} = [0,4 \times f_{ij} \times (f_{ij} + \sigma_x)]^{1/2}$

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$;

B_n : surface nette de la section d'about + hourdis ; $B_n = B_{Brute} - n \cdot B_{Gaine}$

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n \times \phi$

n : nombre de gaines par lit.

b_0 : largeur brute.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

$\Phi = 8 \text{ cm}$: diamètre de la gaine.

b_n (m)	B_n (m ²)	P (MN)	σ_x (MPa)	\bar{T} (MPa)	\bar{V} (Mn)
0.52	1.56	5.56	3.56	2.60	2.16

Tableau VII-XII Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage

Donc l'angle de relevage sera :

$$-10.69^\circ \leq \alpha \leq 30.124^\circ$$

Et l'angle de relevage pour chaque câble est :

$$\alpha_{C1} = 4.21^\circ \quad \alpha_{C2} = 5.57^\circ \quad \alpha_{C3} = 6.43^\circ$$

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1	18			
C1	34	4,21	0,8	0,73	0,12	0,68	238,57	0,080
C2	34	5,57	1,1	1,00	0,2	0,90	180,45	0,106
C3	34	6,43	1,4	1,29	0,36	1,04	156,30	0,122

Tableau VII-XIII Les résultats de f et R et β

VII.5 CALCUL DES PERTES :

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 date donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être classées en deux catégories :

1-Les pertes instantanées : Se produisent dans un temps relativement court,

Elles sont dues :

-Au frottement ;

-Au recul à l'ancrage ;

-Par déformation instantanée du béton.

2-Les pertes différées : Elles proviennent de l'évolution dans le temps des caractères

des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes. Elles sont dues :

- Au retrait du béton ;
- Au fluage ;
- A la relaxation des aciers.

VII.5.1 Pertes instantanés :

VII.5.1.1 Pertes par frottements :

L'expression de la tension le long du câble et les pertes sont données par les relations suivantes :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0}[1 - f\alpha(x) - \varphi \cdot x]$$

$$(\Delta\sigma_p) = \sigma_{p0} - \sigma_p(x)$$

σ_{p0} : Tension à l'origine. $\sigma_{p0} = 1488$ Mpa

F : Coefficient de frottement en courbe et vaut 0.18 rad-1

α : La déviation angulaire du câble à une distance (x) de l'origine. $\alpha(x) = |\alpha(x) - \alpha(0)|$

$\alpha(x)$: angle du câble à une distance (x)

φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur. $\varphi = 0.002$ m-1

Les pertes sont maximales au milieu de la poutre car ils sont fait au cours du tracer des câbles.

Les pertes par frottement pour chaque câble sont données dans le tableau suivant :

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	18	0,080	0,050	73,14	78,91	5,30%
C2	18	0,106	0,055	79,71		
C3	18	0,122	0,058	83,88		

Tableau VII-XIV Les pertes par frottement pour chaque cable

VII.5.1.2 Pertes due au recul d'ancrage :

Les pertes dues au recul d'ancrage sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{rec} = 2 \cdot \sigma_0 \cdot \varphi \cdot \lambda$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections, on utilise le théorème de THALES appliqué aux diagrammes des tension :

$$\Delta\sigma'_{rec} = \Delta\sigma_{rec} (1 - Xi \lambda) = 2 \cdot \sigma_0 \cdot \varphi \cdot (\lambda - Xi)$$

Tel que :

$\Delta\sigma_{rec}$: Les pertes maximales

$\Delta\sigma'_{rec}$: Les pertes en différentes sections

σ_0 : tension sous vérin

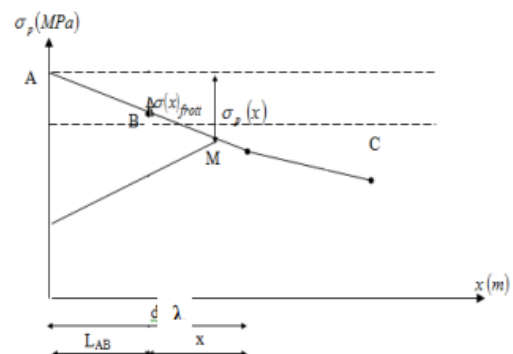
φ : La courbe totale. $\varphi = f \alpha / L + \theta$

L : Longueur de câble (calculée par AUTOCAD)

λ : Longueur d'influence

E_p : Module d'élasticité d'acier

G : Le glissement d'ancrage, $g = 6$ mm.



N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{p(1/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$
C1	18	0,0028	16,54	0	137,84 (MPa)
C2	18	0,0031	15,83	0	144,07 (MPa)
C3	18	0,0032	15,42	0	147,89 (MPa)
			Moy	0	143,265 (MPa)

Tableau VII-XV Perte par recul d'ancrage à mi-travée

VII.5.1.3 Pertes par déformation instantané du béton :

Le fait de tirer les câbles un par un entraîne une perte de tension dite par raccourcissement élastique du béton, le câble n+1 fera perdre de la tension au câble n, ceci étant dû à la non simultanée des mises en tension.

Les pertes par déformation instantanée du béton sont calculées par la formule suivante :

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

Avec :

$$\sigma_{bi} = \frac{p}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I_g} - \frac{M_p \cdot e}{I_g}$$

E_p : Module de Young instantané des aciers de précontrainte $E_p = 190000$ MPa

E_{ij} : Module de Young longitudinale instantanée du béton au jour j.

$\sigma_{bi} = 16.23$ MPa.

Mg(Mn) =	2,90
E_{ij} (MPa) =	35981,73
e (m)=	0,782
B (m ²)=	0,752
IG(m ⁴) =	0,295
n cable =	3
σ_e =	2,88%
$\Delta\sigma_{Inst}$ (MPa)	121,76

Tableau VII-XVI Valeur des pertes par déformation instantané du béton

VII.5.2 Pertes différés :

VII.5.2.1 Pertes dues au retrait du béton :

Les pertes dues au retrait du béton sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \epsilon_r [1 - r(t)]$$

Avec :

ϵ_r : Le retrait total du béton $\epsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$ (Climat humid).

$r(t)$: la loi d'évolution du retrait en fonction du temps, en général négligeable devant 1.

$\Delta\sigma_r = 83 \text{ MPa}$; $\Delta\sigma_r = 2.55\%$.

VII.5.2.2 Pertes par fluage :

La perte de tension par fluage données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{et} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_g} - \frac{M_p \times e}{I_g}$$

La section considérée est la section de la poutre + dalle.

Désignation	La valeur pour $X=l/2$
$P = n_{\text{cable}} \times P_0 (1 - (\Delta\sigma\phi + \Delta\sigma\epsilon))$ (MN)	6.81
B (m²)	1.152
$e = v' - \text{moy}(ei)$ (m)	1.09
M_p (MN.m)	5.320
σ_{bi}	10.49
$\Delta\sigma_{fl}$ MPa	138.49
$\Delta\sigma_{fl}$ en %	9.31

Tableau VII-XVII Valeurs des pertes par fluage

VII.5.2.3 Pertes par relaxation des armatures :

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps.

La perte par relaxation est

formule suivante :

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

donnée par la

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1 000 h = 2.5%.

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

$\Delta\sigma_p = 62.41 \text{ MPa}$. $\Delta\sigma_p = 4,19\%$.

On résume les pertes différées, sachant que la perte la de tension par relaxation de l'acier diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Il en a été tenu compte forfaitairement dans cette relation en minorant par 5/6 la valeur de la relaxation finale de l'acier.

Cela vaut :

$$\Delta\sigma_{\text{déf}} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_p$$

$$\Delta\sigma_{\text{déf}} = 38 + 138.49 + (5/6) \times 62.42 = 15.36 \%$$

Donc les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{total} = \Delta\sigma_{d\acute{e}f} + \Delta\sigma_{insta}$$

$$\Delta\sigma_{total} = 8.18 + 15.36 = \mathbf{23.54\%}$$

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

VII.6 Vérification et justification des contraintes à l'ELS :

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue phase par phase ; en considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale.

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,80	2,00	1,80	2,00	1,80	2,00	1,80	2,00
B_{nette} (m²)	1,165	1,605	0,737	1,137	0,737	1,137	0,737	1,137
v_n (m)	0,833	0,777	0,775	0,670	0,776	0,668	0,775	0,648
v'_n (m)	0,967	1,223	1,020	1,330	1,024	1,332	1,025	1,352
I_{nG} (m⁴)	0,352	0,631	0,290	0,492	0,287	0,487	0,285	0,498
ρ (%)	37,47	41,37	49,53	48,54	48,96	48,16	48,77	50,00

Tableau VII-XVIII Caractéristiques de la section de la poutre

Pour les justifications aux E.L.S, on doit calculer les deux valeurs caractéristiques P1 et P2 tel que :

$$P1 = 1,02 \times P0 - 0,8 \times \Delta P$$

$$P2 = 0,98 \times P0 - 1,2 \times \Delta P$$

Avec : ΔP : les pertes de tension de chaque phase.

$$\text{Etat à vide } \sigma_{p1} = \begin{cases} \bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} = P_1/e_0 - (P_1 \times e_0 - M_{min}) \times v'/I \\ \bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} = P_1/e_0 - (P_1 \times e_0 - M_{min}) \times v'/I \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} \quad \sigma_1 = \sigma_p + \sigma_{p1}$$

$$\text{Etat en charge } \sigma_{p2} = \begin{cases} \bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} = P_2/e_0 - (P_2 \times e_0 - M_{min}) \times v'/I \\ \bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} = P_2/e_0 - (P_2 \times e_0 - M_{min}) \times v'/I \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} \quad \sigma_2 = \sigma_p + \sigma_{p2}$$

$$e_0 = v' - d$$

Ymoy (m)	
x=0.5	0.68
x=L/4	0.35
x=3L/8	0.26
x=L/2	0.23

Tableau VII-XIX Emplacement de la précontrainte

Les contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Unité	Cas
σ_{bc}	13,91	21	MPa	/
σ_{bt1}	-2.99	-4.05	MPa	Execution/Q.Rares/ Q.frequente
σ_{bt2}	-1.39	-1.89	MPa	Exécution
σ_{bt2}	-1.99	-2.7	MPa	Q.Rares

Tableau VII-XX Les contraintes admissibles

• Phases de vérification :

Phase 1 : au 7ème jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles consomment environ de 50% des pertes instantanées.

Phase 2 : au 28ème jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles consomment environ de 100% des pertes instantanées.

Phase 3 : On suppose que les câbles consomment la totalité des pertes instantanées et 75% des pertes différées.

Phase 4 : La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,13	0,58	0,74	0,80	-0,13	0,58	0,74	0,80
MEls		0,00	2,13	2,70	2,80	0,00	2,13	2,70	2,80
P1 (MN)		3,66	3,66	3,66	3,66	7,08	7,08	7,08	7,08
P2 (MN)		3,45	3,45	3,45	3,45	6,54	6,54	6,54	6,54
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,70	7,32	7,60	0,00	5,70	7,32	7,60
	σ_{inf}	0,00	-7,54	-7,31	-10,06	0,00	-7,53	-9,65	-10,06
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	4,30	-0,72	-2,41	-2,97	8,31	-1,40	-4,65	-5,74
	σ_{inf}	1,81	12,50	14,70	15,47	3,49	24,18	28,43	29,91
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	4,05	-0,68	-2,27	-2,80	7,68	-1,29	-4,30	-5,30
	σ_{inf}	1,70	11,79	13,86	14,59	3,23	22,34	26,26	27,63
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	4,30	4,97	4,91	4,64	8,31	4,30	2,67	1,87
	σ_{inf}	1,81	4,97	7,39	5,41	3,49	16,65	18,78	19,86
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	4,05	5,02	5,05	4,81	7,68	4,40	3,02	2,30
	σ_{inf}	1,70	4,25	6,55	4,53	3,23	14,80	16,61	17,58

Tableau VII-XXI Vérification des contraintes normales à l'ELS Phase 1et2

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,12	0,89	1,05	1,13	0,12	0,89	1,05	1,13
MEls		0,00	2,33	3,53	4,39	0	4,93	7,21	8,75
P1 (MN)		6,85	6,85	6,85	6,85	6,17	6,17	6,17	6,17
P2 (MN)		6,20	6,20	6,20	6,20	5,18	5,18	5,18	5,18
σp (MPa)	σsup	0,00	3,18	4,84	5,71	0,00	6,72	9,89	11,39
	σinf	0,00	-6,30	-9,66	-11,92	0,00	-13,34	-19,72	-23,77
σP1 (MPa)	σsup	3,23	-2,25	-3,86	-4,01	2,91	-2,03	-3,47	-3,61
	σinf	5,91	22,47	25,75	26,98	5,32	20,23	23,19	24,29
σP2 (MPa)	σsup	2,92	0,30	-0,48	-3,63	5,15	0,57	-0,92	-3,03
	σinf	5,34	20,33	23,30	24,41	4,46	16,97	19,45	20,37
σMax (MPa)	σsup	3,23	0,92	0,98	1,70	2,91	4,69	6,41	7,78
	σinf	5,91	16,17	16,10	15,06	5,32	6,89	3,46	0,52
σMin (MPa)	σsup	2,92	3,48	4,36	2,09	5,15	7,29	8,97	8,36
	σinf	5,34	14,03	13,64	12,48	4,46	3,63	-0,28	-1,53

Tableau VII-XXII Vérification des contraintes normales à l'ELS Phase 3et4

Toutes les contraintes normales sont vérifiées.

VII.7 Vérification des contraintes tangentielles :

Vérification vis-à-vis de l'ELS :

$$P_0 = 2.657 \text{ MN}; \Delta P = 23.54 \% ; n = 3 \text{ câbles} \rightarrow P = 6.09 \text{ MN}$$

$$\alpha_{\text{moy}} = 5.40^\circ$$

$$V_P = P \cdot \sin \alpha = 0.53 \text{ MN} ; P \cdot \cos \alpha = 5.65 \text{ MN}$$

$$V_{\text{ELS}} = 1.13 \text{ MN} \rightarrow V_{\text{red}} = V_{\text{ELS}} - V_P = 0.60 \text{ MN}$$

$$B_n (\text{poutre} + \text{dalle}) = 1.60 \text{ m}^2 \rightarrow \sigma_x = 3.52 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \rightarrow \tau_1 = 2.33 \text{ MPa}$$

$$I_n = 0.63 \text{ m}^4; S_n = 0.37 \text{ m}^3; b_n = b_0 - 0.5\Phi_g = 0.52 \text{ m} \rightarrow \tau = 0.67 \text{ Mpa}$$

$$\tau < \tau_1$$

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées dans la section d'about

VII.8 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU :

VII.8.1 Vérification des bielles comprimant :

$$V_{\text{ELU}} = 1.53 \text{ MN} ; V_P = 0.53 \text{ MN}$$

$$\rightarrow V_{U,\text{red}} = V_{\text{ELU}} - V_P = 1.00 \text{ MN}$$

$$I_n = 0.63 \text{ m}^4; S_n = 0.37 \text{ m}^3; b_n = 0.52 \text{ m} \rightarrow \tau_u = 1.12 \text{ MPa}$$

$\sigma_x = 3.52 \text{ MPa}$, $\rightarrow \beta_u = 16.29^\circ < 30^\circ$ vérifiée

On prend $\beta_u = 30^\circ$

$\tau_u = 1.12 < f_{c28}/6 = 35/6 = 5.83 \text{ MPa}$

Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées

VII.8.2 Vérification de la résistance des armatures :

$\tau_u = 1.12 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$; $b_n = 0.52 \text{ m}$; $\beta_u = 30^\circ$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u \rightarrow A_t / > 1.5 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow A_t = 0.3087 \text{ cm}^2$$

S_t : L'espace des armatures tel que : $S_t \leq \text{Min} (1 \text{ m} ; 0.8h ; 3b_0) \rightarrow S_t \leq 75 \text{ cm}$.

b_0 : l'épaisseur brute minimale de l'âme.

✓ On prend un cadre HA10 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 20 cm à mi-travée.

VII.9 Armatures passives des poutres :

VII.9.1 Armatures passives des zones tendues :

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

$B_t = 0.18 \text{ m}^2$

$\sigma_{bt} = 1.73 \text{ MPa}$

$N_{bt} = 0.25 \text{ MN}$

✓ $A_s = 9.58 \text{ cm}^2$ On prend : 5 HA 16.

VII.9.2 Les armatures de peau :

Pour les armatures de peau on prend $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de périmètre de section, notre périmètre est égale à 6.21m.

Donc dans notre cas on prend 22HA12 $A_s = 24.84 \text{ cm}^2$

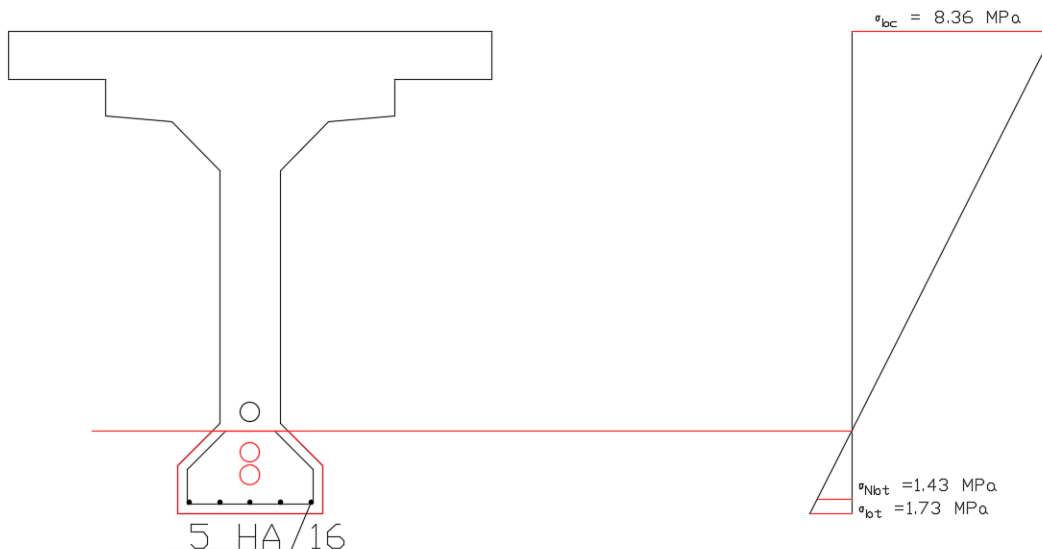


Figure VII-V Diagramme des contraintes et ferrailage à mi-travée

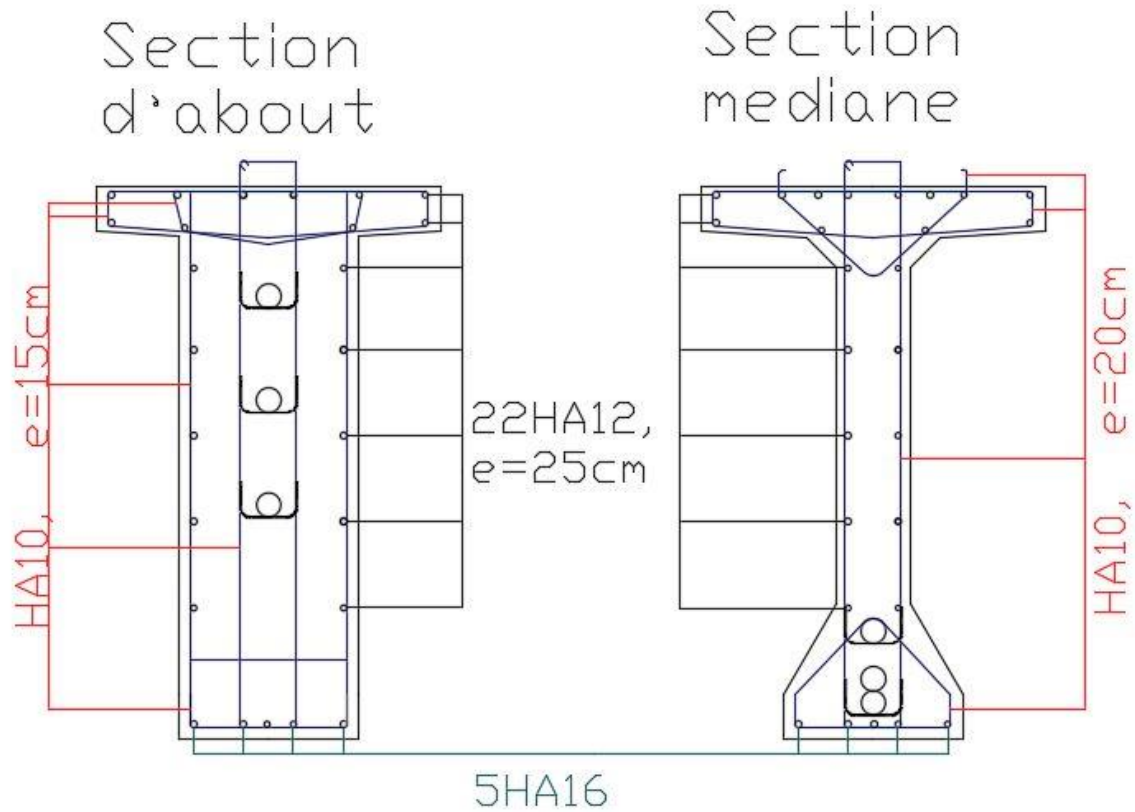


Figure VII-VI Ferrailage des sections de la poutre

VII.10 Conclusion :

L'étude de la précontrainte nous permet de définir le type et le nombre de câble à mettre en place, et de vérifier par la suite si le câblage choisi vérifie les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en toute zone de la poutre



CHAPITRE VIII

ETUDE DU TABLIER



CHAPITRE VIII : ETUDE DU TABLIER

VIII.1 INTRODUCTION

L'étude de tablier est une étape cruciale dans l'évaluation de la sécurité et de la stabilité d'un pont ou d'une structure similaire. Le tablier est la partie du pont qui supporte la chaussée et les charges en mouvement, ce qui en fait l'élément le plus sollicité de la structure. L'analyse du tablier implique une évaluation approfondie de sa capacité à supporter les charges de manière sûre et efficace, en fonction des normes et des réglementations applicables

VIII.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES

VIII.2.1 Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche). Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie.

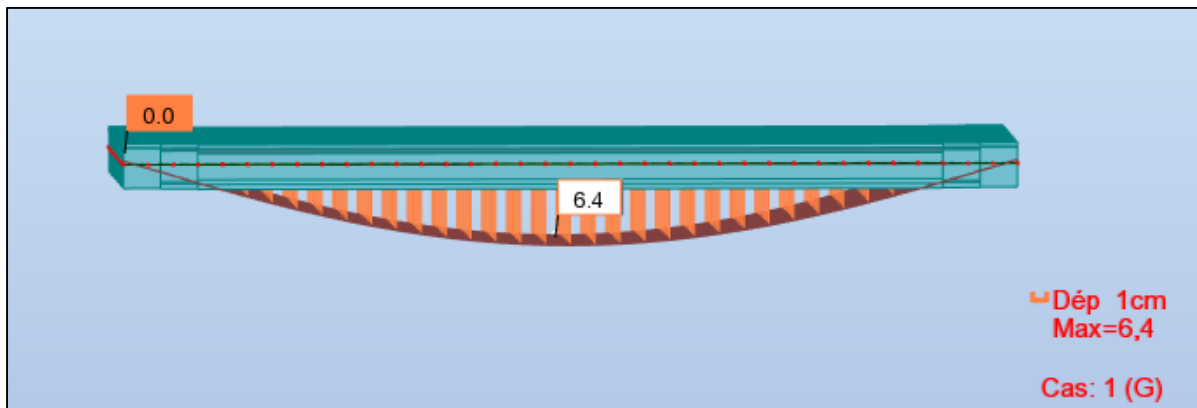


Figure VIII-I Flèche max de la poutre due à poids propre (G)

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 6.4 cm.

$$f_G = 6.4 \text{ cm}$$

VIII.2.2 Contre flèche de précontrainte

Données de calcul :

PCâble moy = 7.08 MN (mise en tension a 100 %)

$e_0 = -13 \text{ cm pour } x=0$; $e_1 = 80 \text{ cm pour } x=18\text{m}$

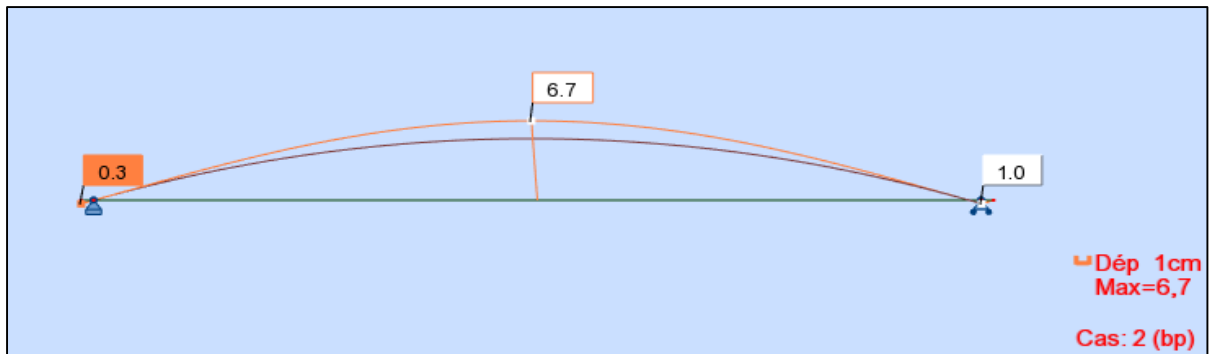


Figure VIII-II Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension a 100 % pour les trois câbles) est égale à 6.7 cm.
 $f_p = - 6.7 \text{ cm}$.

VIII.2.3 Flèche due à la construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(|f_p| - f_g) = 3/4 (|-6.7|-6.4) = 0.225\text{cm}$$

$$f_c = - 0.225 \text{ cm}$$

VIII.2.4 Flèche maximale à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul :

$$G + D_{240} + 0,6 T + 0,5 \Delta\emptyset$$

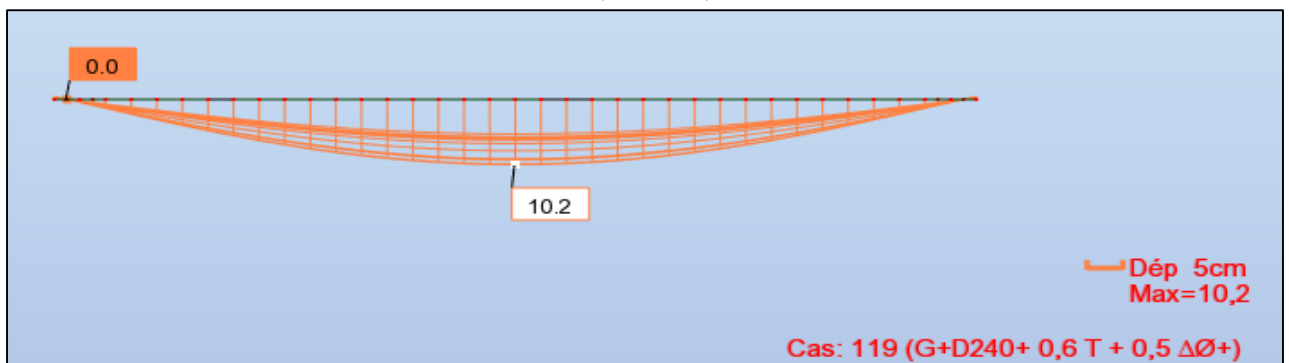


Figure VIII. 1 Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est égale à 10.2 cm.

$$f_{ELS} = 10.2 \text{ cm}$$

VIII.2.5 Flèche totale

La flèche réelle maximale du tablier en service est égale à :

$$f_{tot} = f_{ELS} + f_p + f_c = ((- 0.225) + (-6.7) + 10.2) = 3.275\text{cm}$$

$$f_{tto} = 3.275 \text{ cm}$$

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f_t = 3.275 \text{ cm}$ est inférieur à la flèche admissible : ($f_{adm} = L/500 = 36/500 = 7.2 \text{ cm}$) $\rightarrow f_t < f_{adm}$

Donc on conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

VIII.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE

VIII.3.1 Principe de ferrailage

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier. Leur ferrailage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

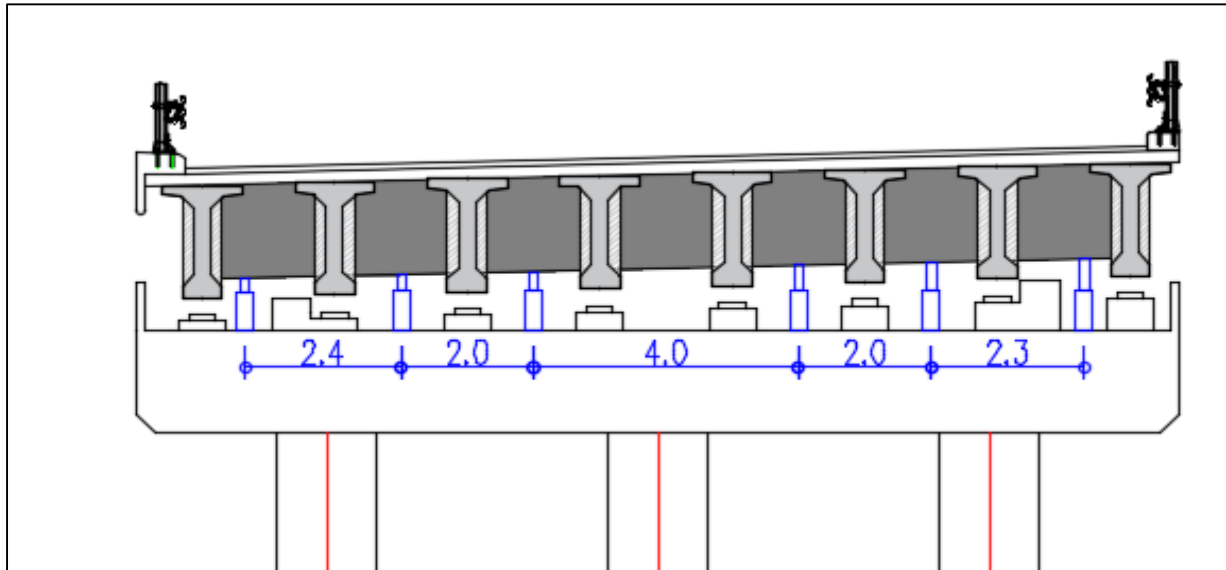


Figure VIII-III Position des vérins

VIII.3.2 Évaluation des efforts

L'entretoise sera considérée comme une poutre de 13.4 mètres de long, soutenue par six appuis et soumise à son propre poids, ainsi qu'au poids des poutres, de la dalle et des charges permanentes supplémentaires. Les charges permanentes concentrées seront calculées en utilisant les réactions sous les charges permanentes, sans prendre en compte le poids de l'entretoise.

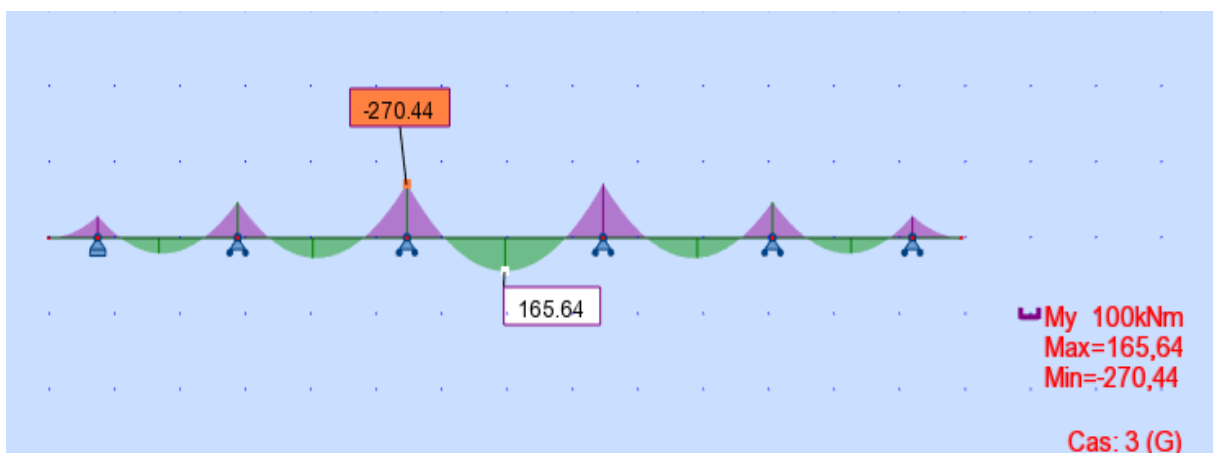


Figure VIII-IV Diagramme des moments sous G à l'ELS

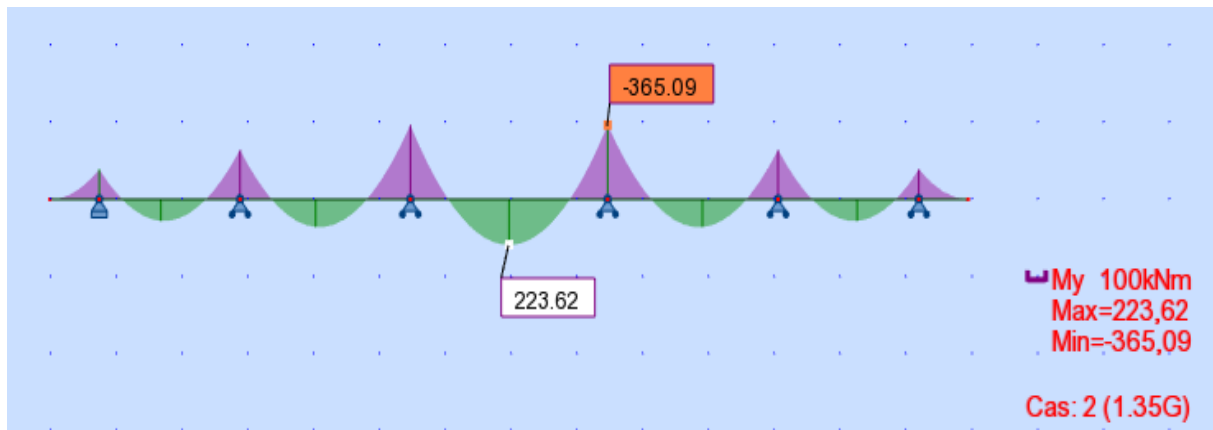


Figure VIII-V Diagramme des moments sous G à l'ELU

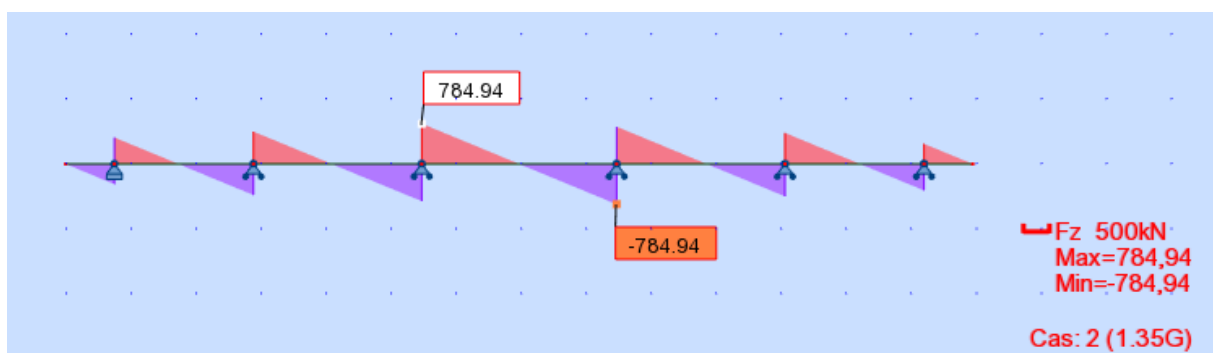


Figure VIII-VI Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU

VIII.3.3 Ferrailage

D'après les diagrammes ci-dessus on a les moments max à ELS sont :

- Fibre supérieure : $M_{\max} = 270.44 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieure : $M_{\max} = 165.64 \text{ KN.m}$

La section de ferrailage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

Ferrailage nappe supérieure (Sur appui) :

Armatures principales $A_s = 8.00 \text{ cm}^2$ Voir Annexe

On opte pour 4HA16 ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$).

Armatures de peau (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s . On opte pour HA12 ; avec un espacement de 25 cm.

Ferrailage nappe inférieure :

Armatures principales $A_s = 4.8 \text{ cm}^2$ Voir Annexe

On opte pour 4HA 12 ($A_s = 6.16 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

Cadres transversales (Effort tranchant) :

On opte pour des cadres de HA12 ; avec un espacement de 15 cm. Voir Annexe

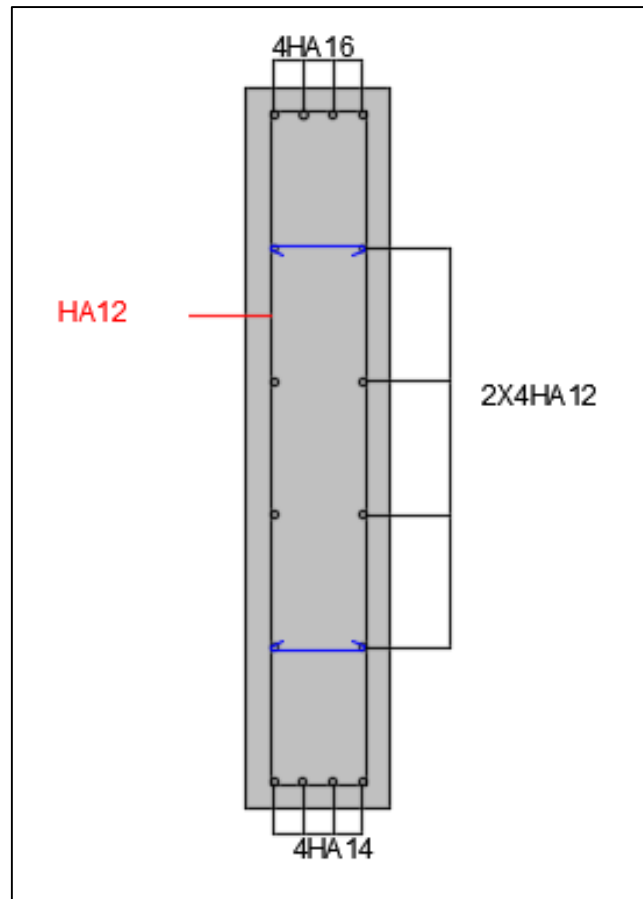


Figure VIII-VII Ferrailage de l'entretoise

VIII.4 ETUDE DE L'HOURLDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé qui assure la continuité de la surface du tablier et transmet toutes les charges aux éléments porteurs longitudinaux. Sa fonction principale est de distribuer les charges transversales de manière homogène. Bien qu'étant un élément mince, il est sollicité dans les deux directions longitudinales et transversales. Les poutres assurent la réponse longitudinale aux charges dues au chargement et au poids propre de la dalle, tandis que la dalle reprend la réponse transversale. C'est pourquoi la dalle a un comportement unidirectionnel. Dans ce chapitre, nous allons calculer le ferrailage nécessaire pour reprendre les efforts transversaux et utiliser une partie de celui-ci pour la direction longitudinale pour des raisons constructives.

VIII.4.1 Ferrailage sous la flexion

VIII.4.1.1 La modélisation de la dalle

La dalle présente une largeur de 15.6 m et une épaisseur de 20cm, et s'appuie longitudinalement sur 8 poutres avec un entraxe de 2 m.

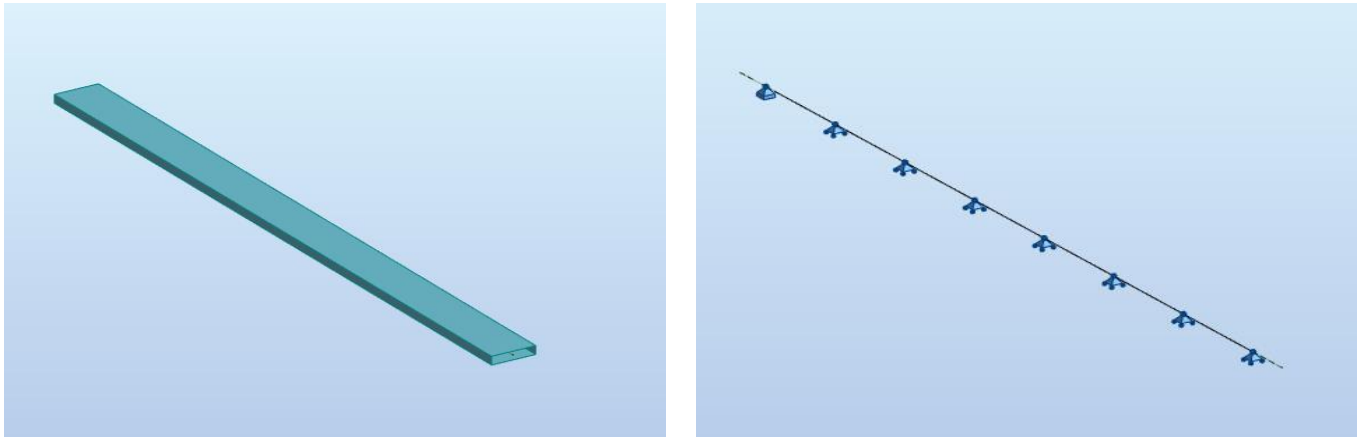


Figure VIII-VIII La modélisation de l'hourdis

VIII.4.1.2 Evaluation des efforts

Nous allons prendre une longueur standard de 1 m pour l'hourdis, tandis que la largeur et l'épaisseur seront maintenues aux dimensions réelles. Les charges appliquées sur la dalle seront les mêmes, ainsi que leurs combinaisons correspondantes. Les résultats des calculs sont présentés sous forme de diagrammes montrant les moments de flexion et les efforts tranchants. Nous remarquons que la combinaison la plus défavorable pour l'état limite ultime (ELU) et l'état limite de service (ELS) est :

Mmax à l'ELU : $1.35G + 1.6 BT2$.

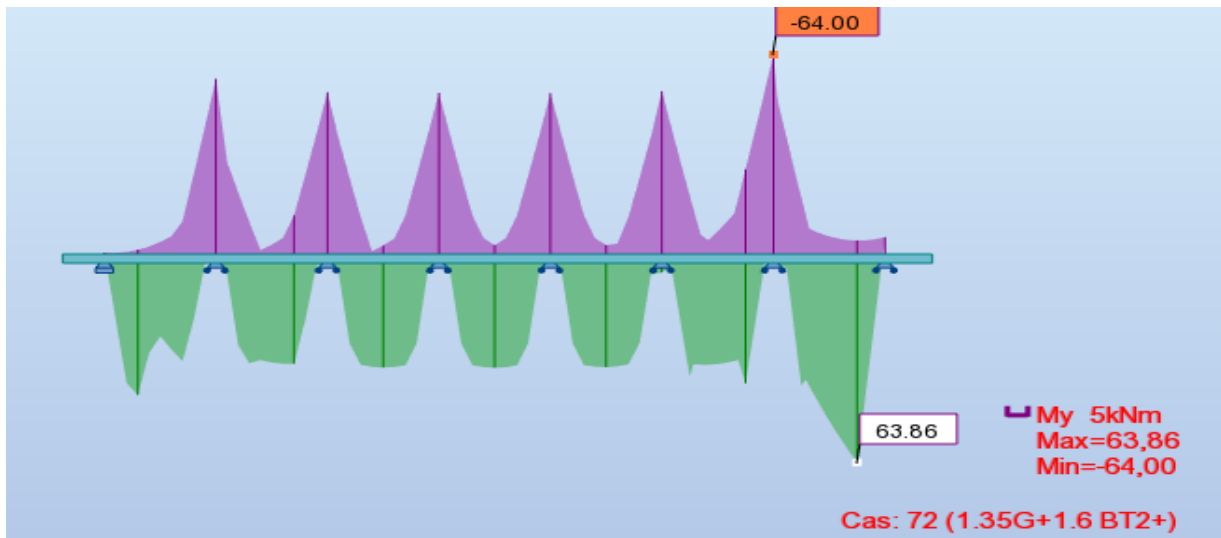


Figure VIII-IX Moment Max de la dalle à ELU.

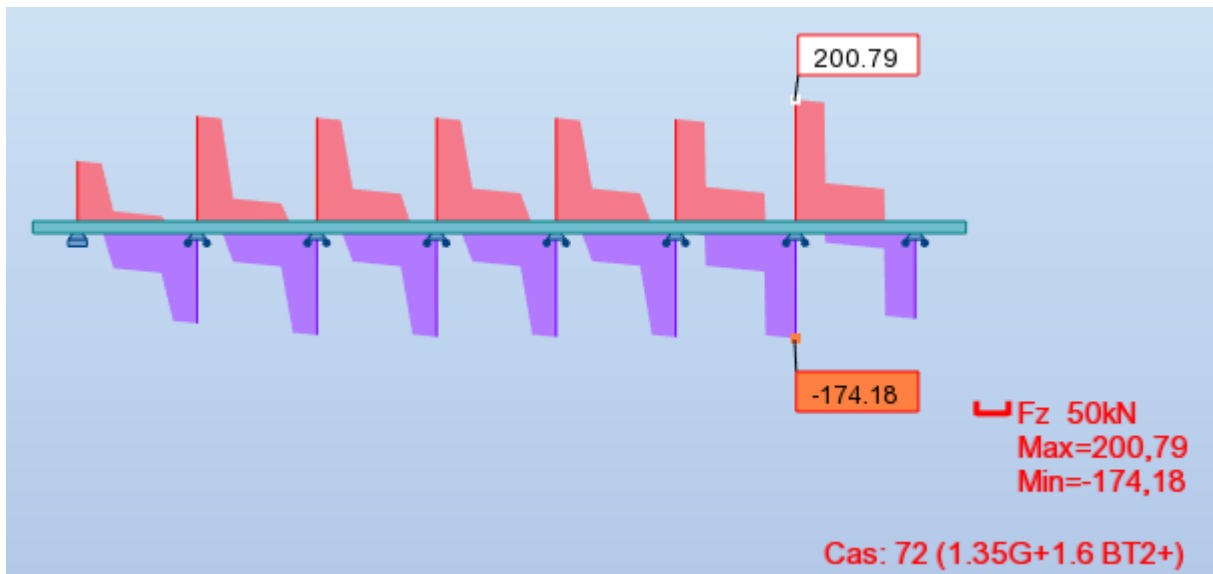


Figure VIII. 2 Diagramme des Efforts tranchant à l'ELU.

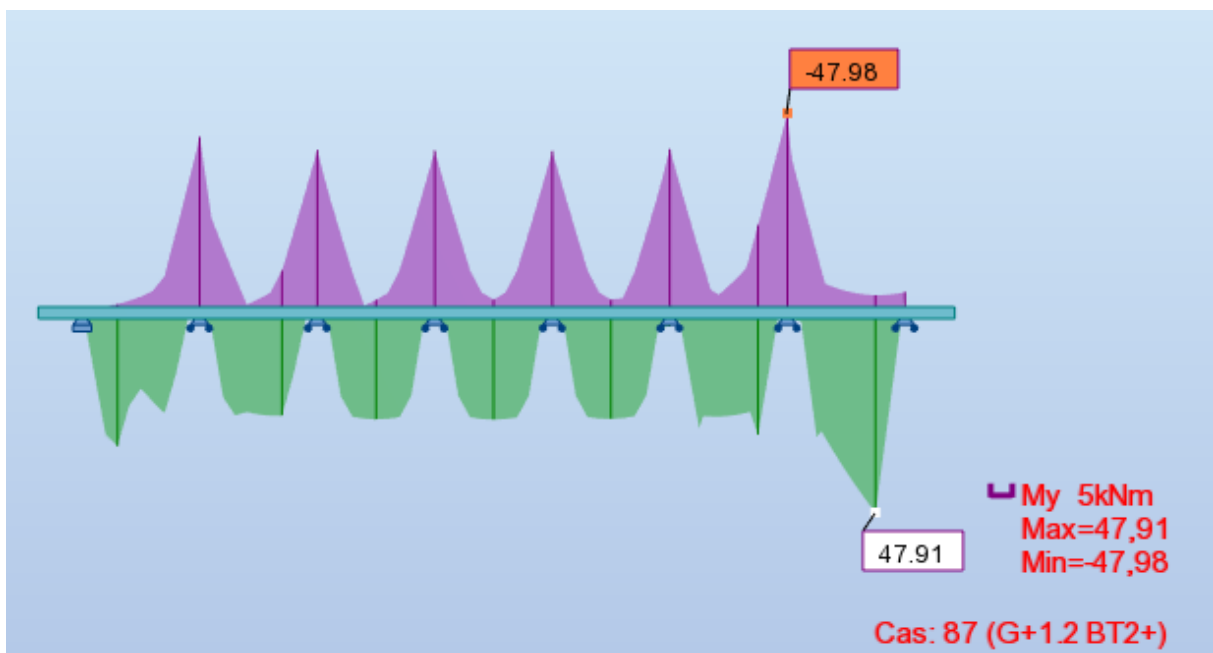


Figure VIII. 3 Diagramme des moments max à l'ELS.

D'après les diagrammes ci -dessus :

moments fibres	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)
Fibre supérieure	64	47.98
Fibre inférieure	63.86	47.91

Tableau VIII-I Tableau récapitulatif ELU et ELS

VIII.4.1.3 Ferrailage de la dalle

La section de ferrailage de dalle est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

Ferrailage nappe supérieure :

- **Armatures transversale** $A_s = 9.2 \text{ cm}^2$ **Voir Annexe**

On opte pour 5 HA16 ($A_s = 10.05 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm ; enrobage = 3 cm.

- **Armatures longitudinale de construction (sens des poutres) :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s . On opte pour HA12 ; avec un espacement de 20 cm. Un enrobage minimal : $C = 3\text{cm}$.

Ferrailage nappe inférieure :

- **Armatures transversale** $A_s = 9.2 \text{ cm}^2$ **Voir Annexe**

On opte pour 5 HA16 ($A_s = 10.05 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20cm. ; enrobage = 3cm

- **Armatures longitudinale de construction (sens des poutres) :**

On opte pour des cades de HA12 ; avec un espacement de 20 cm. Un enrobage minimal : $C = 3\text{cm}$. **Voir Annexe**

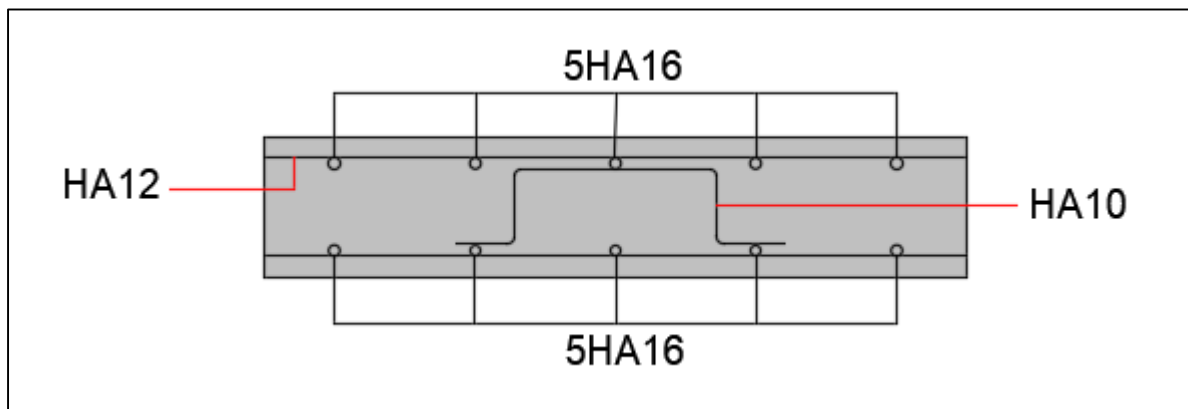


Figure VIII-X Ferrailage de la dalle (coupe transversale)

VIII.5 CONCLUSION :

Le dimensionnement de la dalle du pont revêt une importance capitale car elle assure la répartition efficace des charges sur les poutres, tout en constituant un élément de support essentiel. Il est donc impératif de procéder à une bonne vérification et un dimensionnement adéquat de l'hourdis pour garantir le bon fonctionnement du pont. Ces tâches ont été réalisées dans le cadre de ce chapitre pour assurer la sécurité et la fiabilité de la structure



CHAPITRE IX

ETUDE SISMIQUE



CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE

IX.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le mauvais dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. D'une part, cela exige une liaison efficace entre la fondation et la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

IX.2 Etude sismique :

IX.2.1 Classification de l'ouvrage selon « RPOA » :

Pour la prise en compte du risque sismique, le RPOA classe les ponts selon plusieurs critères.

Dans notre cas, nous avons les caractéristiques suivantes :

Classification du pont	Groupe 1
Classification de la zone sismique	Wilaya de Bejaia : IIa
Coefficient d'accélération de zone	A = 0,25
Classification du site	Catégorie S3 (meuble)

Tableau IX-I Caractéristiques sismiques de l'ouvrage

IX.2.2 L'Analyse sismique :

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale ou par la méthode du spectre de réponse.

On a fait les calculs par la méthode spectrale monomodale.

IX.2.3 Analyse spectrale monomodale (mode fondamental) :

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

IX.2.3.1 Domaine d'application :

Cette méthode est applicable pour les ponts à poutres préfabriquées, elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

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

On doit vérifier la condition suivante : $M_{pile} \leq 0.43 M_{tablier}$

Application numérique :

$M_{tablier} = 30931 \text{ KN}$

$M_{pile} = 3574 \text{ KN}$

$3574 < 0.43 \times 30931 = 13300.33 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Ouvrage droit \Rightarrow condition vérifiée.

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

L'ouvrage étudié ne présente pas de courbure \Rightarrow Condition vérifiée.

➤ La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre de masse des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

Dans notre cas l'ouvrage est symétrique alors la condition est vérifiée.

IX.2.3.2 Méthodes d'analyse :

Le calcul est monomodal dans chaque direction et s'exécute selon les trois directions. Dans chacune des directions, il y a lieu de considérer le mode fondamental sur lequel on reporte la totalité de la masse vibrante.

IX.2.3.2.1 Séisme longitudinal :

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

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

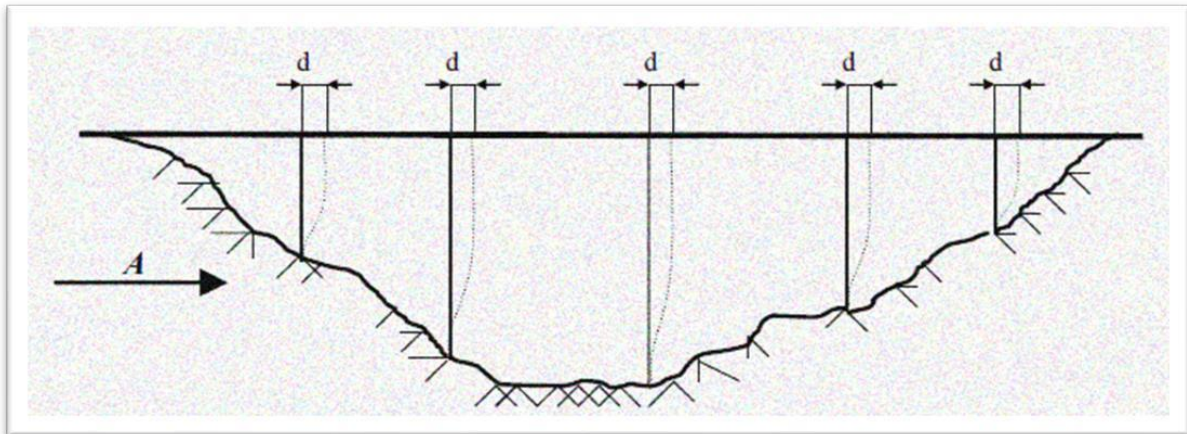


Figure IX-I Séisme longitudinal.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

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

➤ **Détermination de la raideur longitudinale de la structure :**

La rigidité de la pile $K_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3}$ avec $E = 33000 \text{ MPa}$;

La rigidité de l'appareil d'appui : $K_{A-APP} = G \times \frac{a \times b}{T} = 3.2 \text{ Mn}$;

Avec : le module de cisaillement dynamique $G = 1.2 \text{ GPa}$.

Piles	H _{moy} (m)	D (m)	I (m ⁴)	Nbr des Fût	k _{Fût} (MN/m)
P1	6.88	1.50	0.25	3	226,52
P2	7.13	1.50	0.25	3	203,52

Tableau IX-II La rigidité longitudinal des fûts.

La rigidité d'appui : $k_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareils}} + \frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{Fondation}}}$

Piles	k _{Fût} (MN/m)	k _{Ap-d'appui} (MN/m)	n _{A-Apps}	K _{appuis} (MN/m)
P1	226,52	3.20	16	41,76
P2	203,52	3.20	16	40,91

Tableau IX-III La rigidité longitudinale des appareils d'appuis des piles

Culées	k _{Ap-d'appui} (MN/m)	n _{A-Apps}	K _P (MN/m)
C1	3.20	8	25,60
C2	3.20	8	25,60

Tableau IX-IV La rigidité des appareils d'appuis des culées.

La rigidité longitudinale est la somme de toutes les rigidités des piles et des culées :

On trouve : $K_{lon} = 133.87 \text{ MN/m}$

➤ **Détermination des actions longitudinales :**

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

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

Avec A = 0.25 et S = 1.20

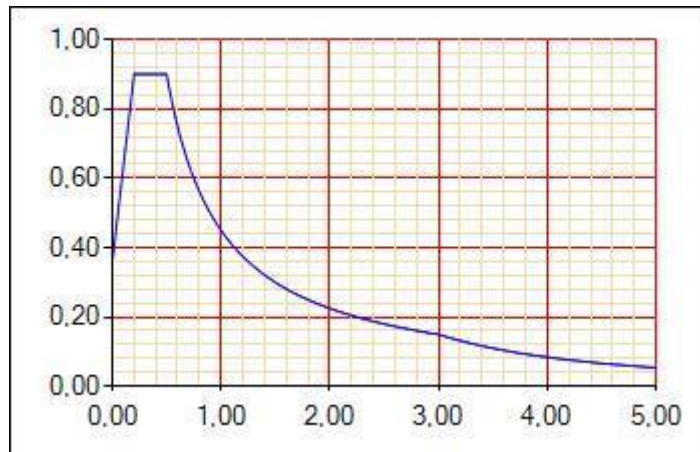


Tableau IX-V Spectre de réponse horizontale Sae/g

On a : T1 = 0.20 s T2 = 0.50 s

➤ **Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée :**

On détermine la période propre de l'ouvrage par la formule suivante :

$$T = 2. \pi. \sqrt{\frac{M}{K}}$$

On trouve : T = 0.96 s

➤ **Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier :**

On a : T2 = 0.5 < T = 0.96 < 3.00 s

Donc Sa est donnée par la 3eme branche par la formule suivante :

$$Sa = 2.5\eta. A. g. S \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

L'action séismique est égale à : Sa = 3.85 m/s²

L'Effort total est déterminé avec la formule suivante :

$$F_{long} = M. Sa$$

$$\Rightarrow F_{long} = 11914,01 \text{ kN}$$

➤ **Déplacement du tablier par rapport au sol :**

On détermine le déplacement longitudinal du tablier par la formule suivante :

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi} \times Sa$$

On trouve le déplacement longitudinal est égale : $d_{long} = 0.089 \text{ m}$

➤ **Répartition des efforts :**

On détermine les efforts pour chaque appui par la formule suivante :

Ensuite, on va calculer le déplacement de chaque pile et culée par cette formule :

Les résultats sont mentionnés $F_i = \frac{K_i}{K} \times F$ dans le tableau suivant :

$$d_{long} = \frac{F_{long}}{K_{appui}}$$

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)	d_{pile} (m)
C1	25,60	133,87	11914,0	2278,3	-
P1	41,76	133,87	11914,0	3716,6	0,016
P2	40,91	133,87	11914,0	3640,7	0,018
C2	25,60	133,87	11914,0	2278,3	-
Somme				11914,0	

Tableau IX-VI La répartition des efforts.

IX.2.3.2.2 Composante séisme transversale :

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode de calcul monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

Nous avons :

$$\frac{L}{B} = \frac{108}{15.75} = 6.85 > 5 \rightarrow \text{On applique le modèle à tablier flexible.}$$

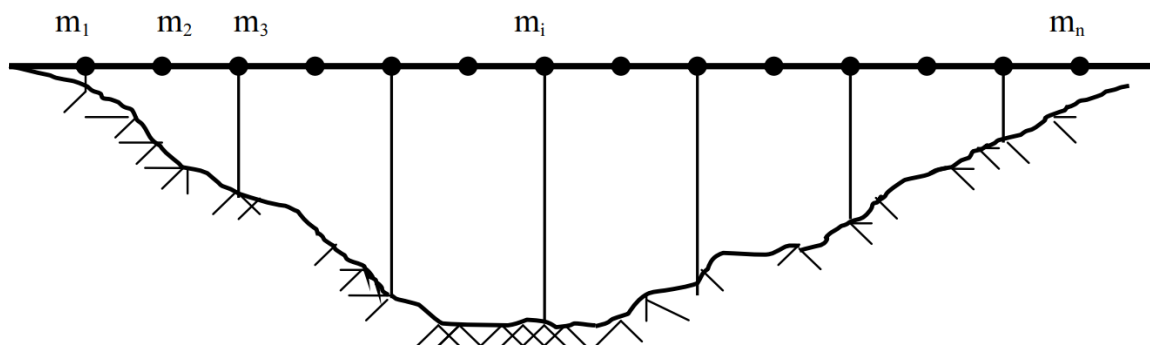


Figure IX-II Séisme transversal

Dans certains cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y pas d'interaction importante entre des piles adjacentes, dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la ième pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

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

M_i : est la masse effective attribuée à la pile (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

T_i : est la période fondamentale de la même pile.

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Appui	Mi Kg	T s	Sa m/s ²	Fi KN
P1	1 209 165	1,71	1,72	2 081,33
P2	1 210 269	1,71	1,72	2 081,69
C1/C2	158 091,00	0,49	5,96	942,29

Tableau IX-VII Distribution des forces sismiques transversal sur chaque appui

On trouve le déplacement transversal est égale à : $d_{trans} = 0.098$ m

IX.2.3.2.3 Composante verticale du séisme :

Pour les tabliers de ponts en béton précontraint, seuls les ponts se situant en zone de forte sismicité (**zones IIb et III**) doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme (**RPOA 5.4**). Donc, cet effet est négligé pour notre cas (**IIa**).

IX.2.3.3 Les combinaisons des efforts :

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, donc il a déterminé les combinaisons suivantes :

$$E1 = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E2 = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E3 = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Appui	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	3 028,8	3 184,97	1 433,94
P1	4 613,4	4 104,15	2 011,73
P2	4 498,5	3 951,33	1 949,95
C2	3 028,8	3 184,97	1 433,94

Tableau IX-VIII Les combinaisons de calcul sismique

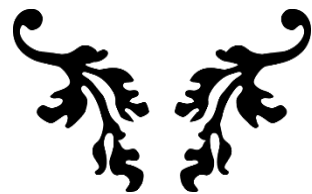
IX.3 CONCLUSION :

L'étude sismique est une étape indispensable pour continuer les démarches d'étude d'un ouvrage d'art. Les résultats peuvent être obtenus par les deux méthodes spectrale et monomodale, et ils sont nécessaires pour le dimensionnement d'infrastructures et les équipements du tablier.



CHAPITRE X

ETUDE DES EQUIPEMENTS



CHAPITRE X : Etude des équipements

X.1 Introduction :

Les équipements du pont jouent un rôle important dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. Dans le présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

X.2 Appareil d'appui :

Le tablier du pont est soutenu par des appareils d'appuis, qui sont principalement utilisés pour transmettre une force verticale ou accompagnée d'une force horizontale.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

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

X.2.1 Choix de type d'appareil d'appui :

La norme NF EN 1337-5 publiée par Stéra présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts. Dans notre cas on a opté pour un appareil d'appuis en élastomère fretté.

X.2.2 Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Un appareil d'appuis en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement pendant la vulcanisation.

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

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût est relativement modéré.

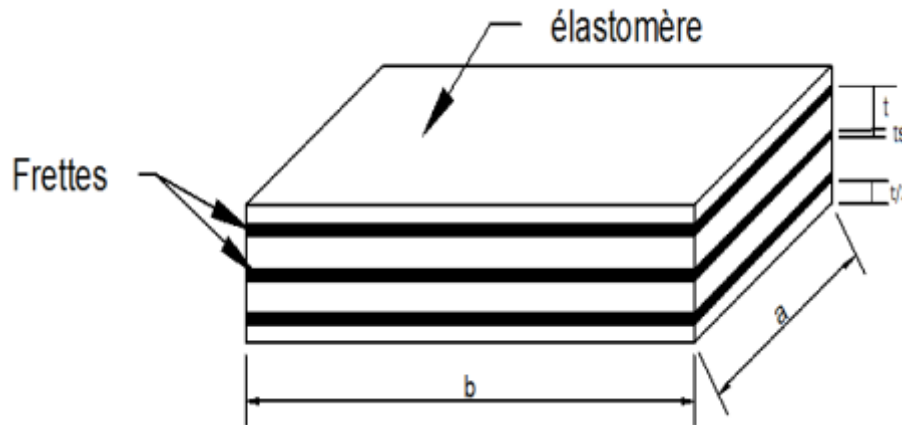


Figure X-I Appareil d'appui en élastomère fretté.

X.2.3 Dimensionnement des appareils d'appui :

X.2.3.1 Aire de l'appareil d'appui :

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b}$$

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{Max} .

R_{max} : Réaction maximale dans l'appui.

2 MPa : Condition de non cheminement.

20 MPa : condition de non écrasement.

On désigne par $(a \times b)$ l'aire de l'appareille d'appui d'où :

a : côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

La poutre la plus sollicité par les efforts tranchants engendre une réaction maximale de :

$$N_{max} = R_{max} = 1.66 \text{ Mn}$$

On prend $a=400 \text{ mm}$ et $b=400\text{mm}$

$$2 \text{ MPa} \leq \frac{1.66}{0.4 \times 0.4} = 10.375 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

X.2.3.2 Hauteur nette de l'élastomère :

❖ Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T_q \leq \frac{a}{5} \quad \text{D'où : } 40 \text{ mm} \leq T_q \leq 80 \text{ mm}$$

❖ Dimension des frettes :

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

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} & \text{ou : } \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2 \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{axb} = 10.38 Mpa \quad \text{Et} \quad \beta = \frac{axb}{2xGx(a+b)} = 11.11$$

Avec : $G = 0.90 \text{ MPa}$ (cas statique).

D'où : $t_s > 1.59 \text{ mm}$

On prendra :

Feuillets d'élastomère : $t_i = 12 \text{ mm}$

Frettes métalliques : $t_s = 2 \text{ mm}$

Enrobage des chants : $E_c = 4 \text{ mm}$

Enrobage extérieur $E_e = 6 \text{ mm}$

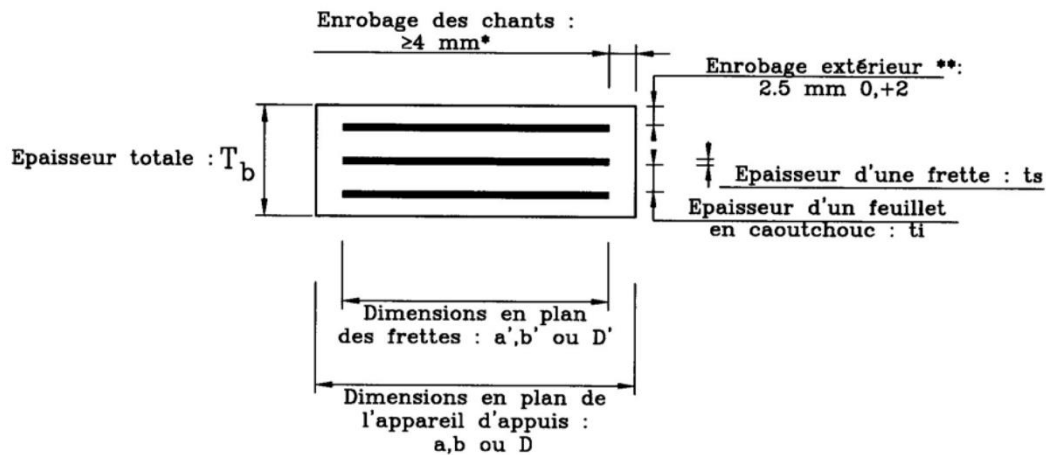


Figure X-II Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3

Alors :

$$T_b = 4 \times t_i + 5 \times t_s + 2 \times E_e = 70 \text{ mm} \quad ; \text{ Avec : nombre de frettes métalliques} = 5$$

$$T_q = 4 \times t_i + 2 \times E_e = 60 \text{ mm}$$

X.2.4 Vérification des appareils d'appuis :

X.2.4.1 Résistance à la compression :

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

$$N = 1.66Mn \rightarrow \sigma_m = \frac{1.66}{0.4 \times 0.4} = 10.38 Mpa \leq 20 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

X.2.4.2 Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s \cdot P_u \leq P_c$

$$P_c \leq \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times D}{h} ; S = \frac{a \times b}{2 \times t(a+b)} \quad P_c = 4 \cdot G \cdot B \cdot S^2 \cdot d/h$$

γ_s : Le coefficient de sécurité ; $\gamma_s = 3$

P_u : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_c : La charge critique de flambement.

B : L'aire nominale de l'appui.

d : La somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur de caoutchouc.

h : La hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : Le facteur de forme.

h_c : Epaisseur totale du caoutchouc.

t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

D'où :

$$S = 8.33$$

$$P_c = 10.67 \text{ MN.}$$

$$P_u = 1.66 \text{ MN.}$$

$$4,98 \text{ MN} \leq 10,67 \text{ MN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

X.2.4.3 Limitation de la distorsion :

La distorsion $\delta = \frac{V_x}{h_c}$ rapport du déplacement horizontale à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée en fonction de la valeur de $p = P_u/P_c$ aux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) & \text{si } p \leq 0.25 \\ \delta \leq 1.4(1 - 2p) & \text{si } p > 0.25 \end{cases}$$

Puisque : $P = P_u / P_c = 1.66 / 10.67 = 0.156 \text{ Mn} < 0.25$

Alors $\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) = 1.18$; avec : $\delta_0=2$ et $p=0.156 \text{ Mn}$

$$V_x = d_{\text{seisme}} + d_{\text{flu}} + 0.4 d_T + 0,2 \times d_{\text{déf}} = 0.086 + 0.0096 + 0.0061 \times 0.4 + 0.2 \times 0.0094 = 0.099 \text{ m}$$

On a : $\delta = 0.099 / 0.07 = 1.41 > 1.18 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$

→ On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

X.2.4.4 Condition de non-glissement :

Condition de non-glissement se vérifie par la formule suivante :

$$H \leq f \times N$$

Avec :

H : l'effort horizontal.

f : coefficient de frottement. $f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$

N : l'effort de compression verticale.

Pile:

$$N = 0.79 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 4.94 \text{ MPa. D'où : } f = 0.10 + 0.6 / 4.94 = 0.22$$

$$H = E_{\text{long}} + H_{\text{flv}} + 0.4 H_T = 0.31 \text{ MN.}$$

$$0.31 < 0.22 \times 0.79 = 0.17 \text{ Mn.} \rightarrow \text{Condition non-vérifie.}$$

Culée:

$$N = 0.86 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 5.37 \text{ MPa. D'où : } f = 0.10 + 0.6 / 5.37 = 0.21$$

$$H = E_{\text{long}} + H_{\text{flv}} + 0.4 H_T = 0.40 \text{ MN.}$$

$$0.40 < 0.21 \times 0.86 = 0.18 \text{ Mn.} \rightarrow \text{Condition non-vérifie.}$$

→ Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement (tiges fixées dans plaques d'ancrage sur les 4 coins).

X.3 Dees d'appui :

Le dès d'appui permet de:

- Diffuser les charges localisées provenant directement du tablier.
- Rattraper le dévers du tablier.

X.3.1 Dimensions du dé d'appui :

La condition à appliquer sur les dimensions du dé d'appui est la suivante :

$$h_{dé} \geq \frac{2ab}{2(a+b)}$$

Avec :

$h_{dé}$: hauteur du dé d'appui.

a et b : dimensions de l'appareil d'appui supporté

A.N :

$$h_{dé} \geq 2 \times 40 \times 40 / 2(40+40) = 20 \text{ cm}$$

On prend :

$$h_{dé} = 20 \text{ cm}$$

Les dimensions en plan du dé d'appui sont celles de l'appareil d'appui majorées de 20 cm :

$$- a_1 = a + 20 \text{ cm} = 40 + 20 = 60 \text{ cm}$$

$$- b_1 = b + 20 \text{ cm} = 40 + 20 = 60 \text{ cm}$$

X.3.2 Ferrailage du dé d'appui :

X.3.2.1 Armatures de chaînage :

Ces armatures doivent reprendre 25% de la charge localisée maximale, c'est-à-dire :

$$A_c = \frac{0.25R_{max}}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$

AN : $A_c = \frac{0.25 \times 1.66}{434.78} * 10^4 = 9.54 \text{ cm}^2$

On prend : 7HA14

X.3.2.2 Armatures de profondeur :

Pour éviter la propagation de fissures éventuelles, on dispose d'armatures appelées : armatures de profondeur.

Ces armatures doivent reprendre 12.5% de la charge localisée maximale, c'est-à-dire :

$$A_p = \frac{0.125R_{max}}{\sigma_s}$$

AN : $A_c = \frac{0.125 \times 1.66}{434.78} * 10^4 = 4.77 \text{ cm}^2$

On prend : 7HA10

X.3.2.3 Armatures de diffusion :

Frette supérieure :

Cette section d'armatures est placée –tout en respectant les conditions d'enrobage- le plus près possible de la face supérieure du dé d'appui et doit reprendre 4% de la charge localisée maximale, c'est-à-dire :

$$A_{Fsup} = \frac{0.04R_{max}}{\sigma_s}$$

AN : $A_c = \frac{0.04 \cdot 1.66}{434.78} * 10^4 = 1.53 \text{ cm}^2$

On prend : 4HA8

Frette inférieure :

Cette section d'armatures est placée –tout en respectant les conditions d'enrobage- à une profondeur entre et à partir de la face supérieure du dé d'appui et doit reprendre 10% de la charge localisée maximale, c'est-à-dire :

$$A_{Finf} = \frac{0.1R_{max}}{\sigma_s}$$

AN : $A_c = \frac{0.1 \cdot 1.66}{434.78} * 10^4 = 3.82 \text{ cm}^2$

On prend : 5HA10

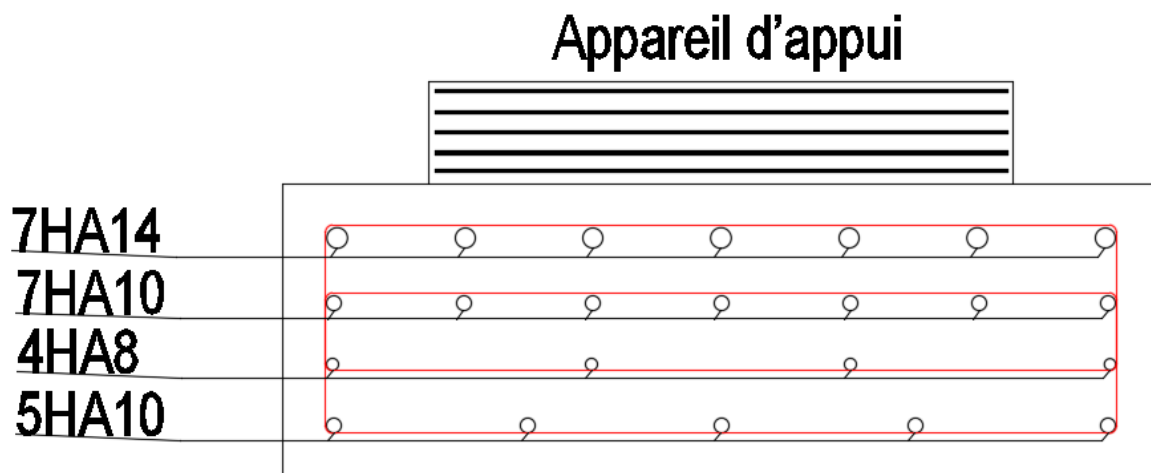


Figure X-III Ferrailage du dé d'appui

X.4 Plot parasismique :

Les plots parasismiques sont en béton armé, ils sont encastrés au chevêtre au niveau des piles et sur mur frontal au niveau des culées, destinés à empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal, leur conception consiste à :

- Empêcher les déplacements du tablier sur les deux sens transversal.
- Une hauteur supérieure par rapport au niveau de la semelle inférieur ; avec Un espacement qui permet la dilatation des plots parasismique.

Pour cela on choisit deux plots parasismiques qui prennent les Caractéristiques suivantes :

- une hauteur de 50cm.
- une section de 50x60cm.
- un espacement de 10cm par rapport à la poutre.

X.4.1 Ferrailage du plot parasismique :

Le ferrailage du plot parasismique se fait en flexion simple sous l'action sismique transversale, pour cela on doit calculer :

$$M=0.1.K_h. G. e$$

Avec :

K_h : coefficient sismique horizontal égal au coefficient de zone A ($K_h=A= 0.25$).

G : Poids total du tablier ($G = 1031.04$ t).

e : Distance entre la fibre inférieure du plot et le point d'impact de la poutre sur le plot ($e=0.3$ m).

Donc : $M= 7.73$ t.m

A l'aide du logiciel ROBOT $A_s=7.7$ cm² on prend 7HA12 = 7.92 cm².

Pour l'armature de construction on prend : $A's=A_s/3 =2.90$ cm², on prend 4HA10 = 3.14cm².

Pour l'armature transversale, On prend des cadres HA10 espacés de 15cm.

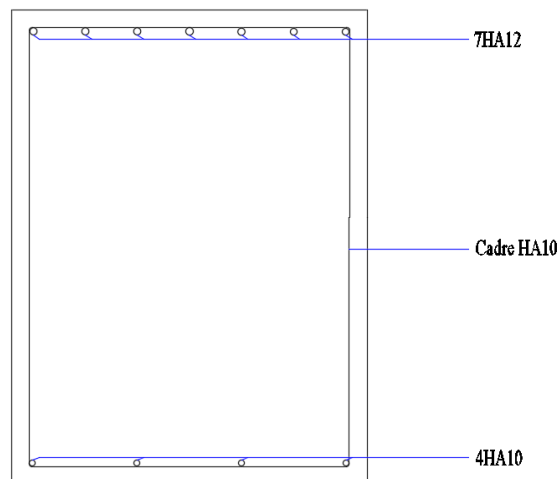


Figure X-IV Ferrailage plot parasismique

X.5 Les joints de chaussée :

Pour assurer la continuité de circulation, la liberté de mouvement du pont et l'étanchéité entre deux travées adjacentes du tablier, un profile en élastomère est placé entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Le choix d'un modèle de joint dépend de plusieurs paramètres tels que le trafic, l'étanchéité sur l'ouvrage et la capacité de souffle.

On appelle "souffle" d'un joint le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

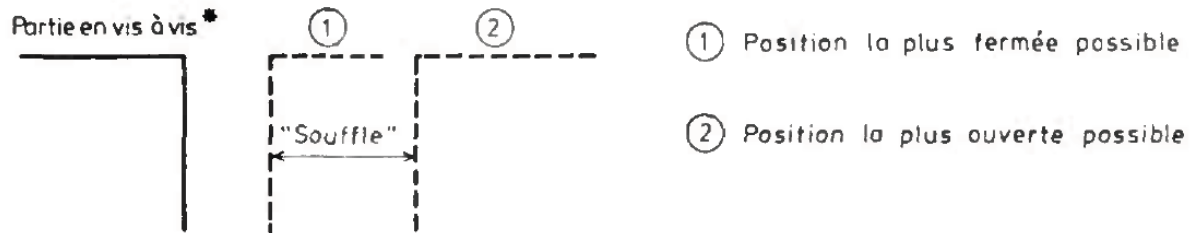


Figure X-V Souffle de joint

X.5.1 Calcul du souffle :

Selon le RPOA, le dimensionnement des joints de chaussée doit se faire avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_S}{3}$$

W : souffle total du joint.

W_s : le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques avec la méthode monomodale.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) $W_D = L \times (\epsilon_r + \epsilon_f)$.

W_T : souffle thermique $W_T = L \times \epsilon_T$.

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussée 36 m).

ε_T : coefficient de la température. $\xi_T = 0.0002$.

ε_f : coefficient de fluage $\epsilon_f = 3 \times 10^{-4}$.

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

A.N

W_D = 0.0144m.

W_T = 0.0072m.

W_s = $d_{long} = 0.089$ m.

Donc : **W** = $0.0144 + 0.3 \times 0.0072 + 0.089/3 = 0.0462$ m = **4.62 cm**

X.5.2 Type de joint :

D'après les résultats de souffle total qu'on a obtenus précédemment, on opte pour un joint de la gamme CIPEC (Freyssinet).

Le choix du type de joint se fasse suivant le tableau suivant :

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

Dimensions en mm.² Jusqu'à 1000.

Figure X-VI La gamme des joints CIPEC (Freyssinet).

Pour notre cas on opte pour un joint de faible souffle JEP3.

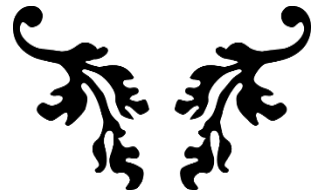
X.6 Conclusion :

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la surveillance de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme.



CHAPITRE IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XI.1 INTRODUCTION

La fonction principale de l'infrastructure de notre ouvrage est de transmettre les forces générées par les charges et surcharges jusqu'aux fondations du sol. Les éléments de support, tels que les piles ou les culées, sont essentiellement définis par leurs caractéristiques géométriques et mécaniques. Il est essentiel que ces caractéristiques répondent aux exigences spécifiques du franchissement. Dans cette dernière section, nous explorerons les différentes étapes du dimensionnement de l'infrastructure de notre ouvrage

XI.2 ETUDE DE LA PILE

La pile d'un pont est une structure verticale qui soutient la superstructure du pont. Elle résiste aux charges verticales et horizontales du pont, telles que le poids de la structure et le trafic routier, et les transmet aux fondations du pont

XI.2.1 Dimensionnement des éléments de la pile :

Nous allons dimensionner la pile du pont en choisissant la pile la plus haute

XI.2.1.1 Chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- Hauteur : $H = 1.60$ m
- Largeur : $B = 2.20$ m
- Longueur : $H = 15.80$ m

XI.2.1.2 Fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre constant.

Dans notre cas, il y a trois fûts de diamètre constant de 1,5 m avec un entraxe de 5 m et d'une hauteur de 7,15 m

XI.2.1.3 Semelle :

- Epaisseur : 1.6 m
- Largeur : 6 m
- Longueur : 15.7 m

XI.2.2 Etude des éléments de la pile :

Les efforts maximaux (N, H, et M) obtenus dans les combinaisons (ELS, ELU) sont mentionnés ci-dessous :

Cas	Combinaison	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)
ELU	$1.35G+1.26Bc+0.9T$	25027,04	896,00	5193,01
ELS	$G+1.2Bc+0.6T$	18565,07	665,93	8219,00

Tableau XI-I Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous semelle).

XI.2.2.1 Etude des pieux :

Nous avons supposé 02 files de 04 pieux chacune, donc un nombre total : N = 08 pieux.

- **Effort revenant à chaque pieu :**

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{My \times X}{\sum x^2}$$

Avec :

N : Effort normal maximal ;

n : Nombre de pieux ;

, **My** : Moment maximaux dans les sens x et y ;

, **Y** : Distances des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

CAS	Rmin (Kn)	Rmax (Kn)
ELU	2767,75	3489,01
ELS	1749,87	2891,40
ELA	2347.3	3106.86

Tableau XI-II Rmax et Rmin pour les combinaisons les plus défavorables sur pile.

- **Actions sur les pieux :**

En suivant la méthode de WARNER, le calcul se fait comme suit :

D'abord, on calcule le coefficient d'amortissement λ donné par :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bCu}{4EI}} \quad \lambda = 0.228XI$$

Avec :

b : diamètre du pieu ; **b** = 1,2 m

Cu : Module de réaction du sol ; **Cu**= 30 MN/m³

E : Module d'élasticité du béton ; **E** = 33000MPa

I : Moment d'inertie du pieu ; **I** = 0,101 m⁴

$\lambda L = 5,015$ (L étant la longueur du pieu).

À partir du tableau de WARNER, on tire les valeurs de **X ϕ P** et **X ϕ M**

$$\lambda \times L = 5.015 \left\{ \begin{array}{l} X\phi_P = 1.36 \\ X\phi_M = 1.60 \end{array} \right.$$

$$\overline{M} = - \frac{\chi_{eP}}{\chi_{eM}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

ELS $\rightarrow M = 310.4KN.m$

ELU $\rightarrow M = 417.62KN.m$

- **Ferraillage des pieux :**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 dont les Notes de calcul se trouvent en Annexe.

Section d'acier :

AS = 113,10 cm²

On prend : 24 HA25 (AS = 117,81 cm²)

• **Cerces transversaux :**

1 cerce HA16 avec St = 15 cm dans la zone critique et St = 30 cm dans la zone courante.

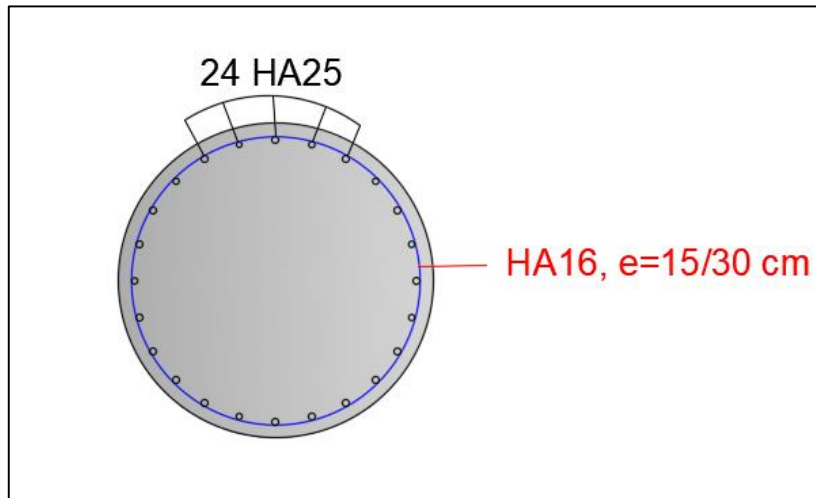


Figure XI-I Ferrailage du pieu

XI.2.3 ETUDE DES FUTS :

Cas	Combinaison	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)
ELU	1.35G+1.26Bc+0.9T	19940,24	913,45	7992,72
ELS	G+1.2Bc+0.6T	14797,07	665,93	7627,02
ELA	G+E ₂ +0.4H _i +H _{flv}	21529,17	747,21	4291,8

Tableau XI-III Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous fût).

Sollicitations les plus défavorables par fût :

ELS : M_{max} =2542,34 KN.m/ml N_{cor} = 4932,36KN/ml

T_{max} =221.98KN/ml

ELU : M_{max} = 2664,24KN.m/ml N_{cor} = 6646,75KN/ml

T_{max} = 304,48KN/ml

ELA : M_{max} = 1430,6 KN.m/ml N_{cor} = 7176,39KN/ml

T_{max} = 249,07KN/ml

• **Vérification vis-à-vis du flambement :**

L'élancement λ doit inférieure à 50

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

lf : la longueur du flambement : lf =0.7×l₀ =5,00 m

i : rayon de giration $i = \frac{D}{4} = 0.375m$

$$\lambda = 13.3 \leq 50 \rightarrow \text{vérifié}$$

XI.2.3.1 Ferrailage des fûts :

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 dont les notes de calcul se trouvent en Annexe.

- **Section d'acier :**

AS = 176.7 cm² On prend : 22 HA32 (AS = 176,93 cm²)

- **Cerces transversaux :**

2 cerces H16 avec St = 15 cm dans la zone critique et St = 30 cm dans la zone courante

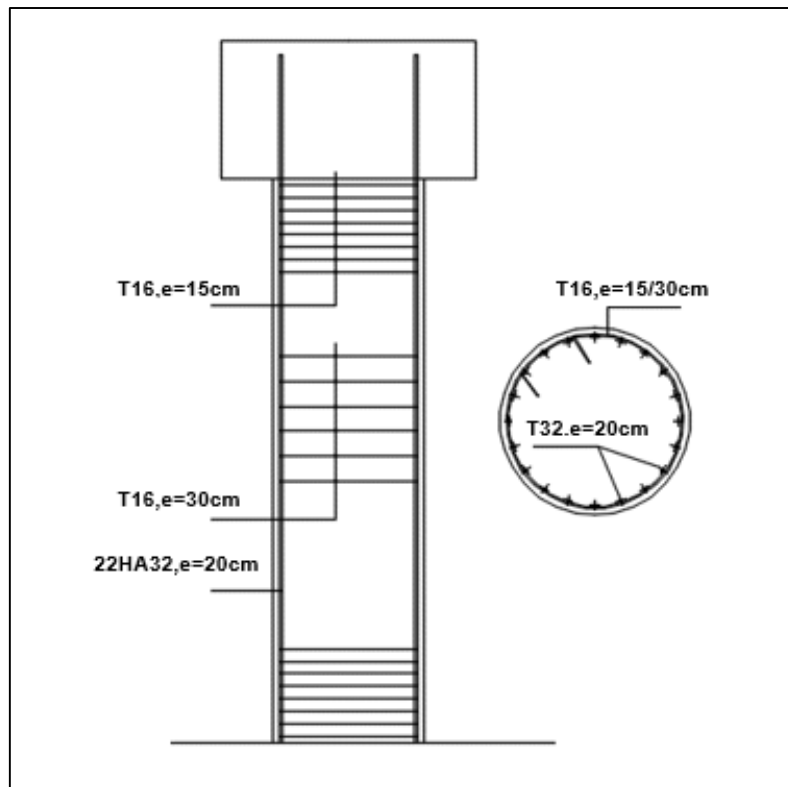


Figure XI-II Ferrailage d'un fût

XI.2.4 Etude de Chevêtre :

Le chevêtre subit généralement deux types de sollicitations : une flexion longitudinale et une torsion. La torsion dans le chevêtre est principalement causée par les réactions d'appui du tablier lorsqu'une seule travée est chargée, en raison de l'excentricité transversale des charges.

XI.2.4.1 Dimensionnement à la flexion :

Pour la flexion longitudinale, nous avons effectué la modélisation du chevêtre en utilisant le logiciel ROBOT. Les résultats des calculs sont illustrés dans les figures suivantes :



Figure XI-III Moments maximale à l'ELS

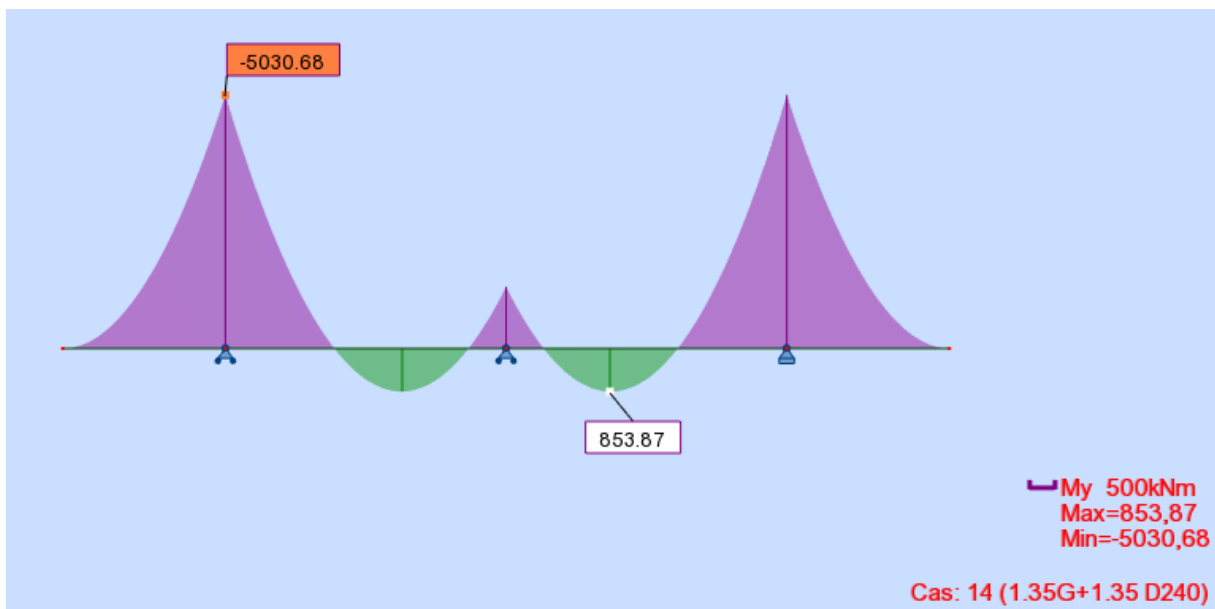


Figure XI-IV Moments maximale à l'ELU

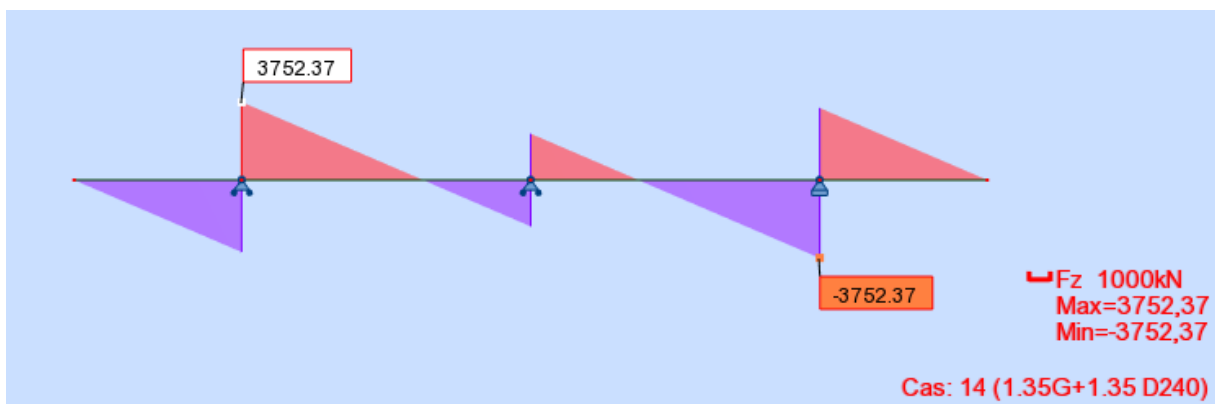


Figure XI-V Effort tranchant maximale à L'ELU

Combinaison	Sur appui (KN.m)	Mi travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELS	3726.43	632.50	/
ELU	5030.68	853.87	3752.37

Tableau XI-IV Tableau récapitulatif

XI.2.4.2 Ferrailage du chevrete :

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 dont les notes de calcul se trouvent en Annexe.

- **Section d'acier :**

- Nappe supérieure : AS = 105.4 cm² On prend : 14 HA32 (AS = 112.59 cm²)

- Nappe inférieure : AS = 34.1cm² On prend : 11 HA20 (AS = 34.56cm²).

- **Armatures transversales :**

Tmax à L'ELU = 3752.37KN on prend 1 cadre HA14 avec St = 10 cm dans la zone critique et St = 15cm dans la zone courante.

XI.2.4.3 Dimensionnement à la torsion :

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevrete, dont la largeur Lt est limitée par :

$$L_t = L_c \quad \text{si} \quad L_c < \Phi + H_c$$

$$L_t = L_c + \Phi \quad \text{si} \quad L_c > \Phi + H_c$$

$$H_c = 1,6 \text{ m}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ m}$$

$$L_c = 2,2 \text{ m}$$

$$L_c + \Phi = 2.8 \text{ m}$$

$$\text{Donc } L_t = 2,2 \text{ m}$$

- **La contrainte tangente de torsion est donnée par :**

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

Avec :

C : Moment de torsion maximal par ml ; $C = \max (C1 ; C2) = \mathbf{Ri} \times \mathbf{e}$ (C1 étant le moment de torsion en phase de construction et C2 le moment de torsion en service)

Ω : Aire de la torsion ; $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

b_n : Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente ; $b_n = H_c/6$

Application Numérique :

$$C1 = 102.11 \text{ KN.m/ml} ; C2 = 65.30 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{D'où : } C = 102.11 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{Donc : } \tau_b = 0.073 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

Avec :

$$P : \text{Périmètre du chevrete ; } P = (2H_c - b_n) + (2L_t - b_n) = 7.07 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_a : \text{Contrainte limite admissible de l'acier ; } \bar{\sigma}_a = 2/3f_e = 333,33 \text{ MPa}$$

$A_s=4.20\text{cm}^2$ soit 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

• **Vérification des contraintes tangentielles :**

La condition a vérifié est : $\tau b_2 + \tau v_2 \leq \tau_{lim} b_2$

$$\tau v = \frac{v u}{b_0 \times d}; b_0 = 2.2\text{m}, d = 0.9 \times h_c = 1.44\text{m}; \tau v = 1.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = \min \{0.2 \times f_{c28} / \gamma_b = 3.6 \text{ MPa}; 5\text{MPa}\} = 3.6\text{MPa}$$

$$\tau b_2 + \tau v_2 = 1.4 \text{ MPa} \leq 12.96 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

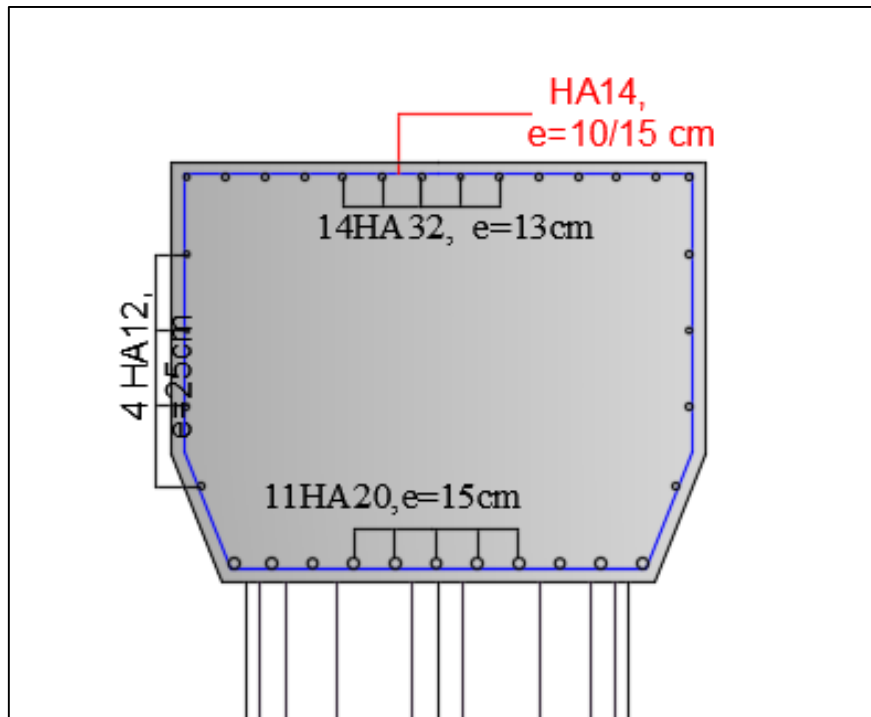


Figure XI-VI Ferrailage du chevêtre

XI.2.5 Ferrailage de la semelle :

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\alpha \geq 45^\circ$$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{B}{4}$$

L : entraxe entre pieux

B : diamètre de fût

h : l'épaisseur de la semelle – 0.1

$$1.50 \geq 1.425 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} \rightarrow \alpha = 46.49^\circ \geq 45^\circ \quad \text{condition vérifiée}$$

Armatures transversale inférieure

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée

par la méthode des bielles est égale à : $A_s = \frac{N_{\text{Max-ELS}}}{\sigma_{a-ELS}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}}{h}$

• **Condition normal**

• **condition sismique**

$$\begin{aligned} N_{\text{Max-ELS}} &= 2.89\text{MN} \\ \sigma_a\text{-ELS} &= 333,33 \text{ MPa} \\ A_s\text{-ELS} &= 82.41\text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\text{Max-ELA}} &= 3.11\text{MN} \\ \sigma_a\text{-ELA} &= 500 \text{ MPa} \\ A_s\text{-ELA} &= 59.03 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Donc : $A_s = 82.41 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 1.5 + 1.2 = 2.7 \text{ m}$.

Qui donne les sections suivantes :

On opte :

$A_s = 30.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 7HA25, avec un espacement de 15 cm.

Armatures longitudinales inférieure

$A_{s1} = A_s/2 = 15.26\text{cm}^2/\text{ml}$; Soit : 4HA25, avec un espacement de 30cm.

Armatures transversales supérieure

$A_{s2} = A_s/3 = 10.17\text{cm}^2/\text{ml}$; Soit : 7HA16, avec un espacement de 15cm.

Armatures longitudinales supérieure

$A_{s3} = A_s/4 = 7.63\text{cm}^2/\text{ml}$; Soit : 4HA20, avec un espacement de 30 cm.

Armatures latérales

$A_{s4} = A_s/10 = 3.05\text{cm}^2/\text{ml}$; Soit : 4HA12, avec un espacement de 25 cm.

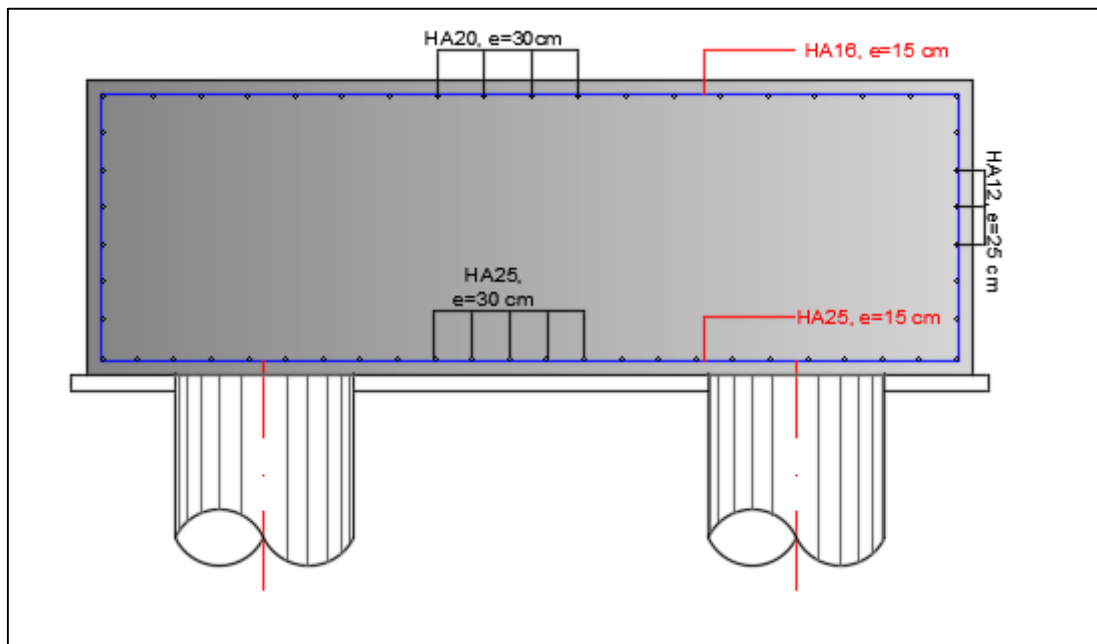


Figure XI-VII ferrailage de la semelle

XI.3 ETUDE DE LA CULEE :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elle sert Comme appui extrême au 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.

XI.3.1 Conception des culées :

XI.3.1.1 Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.

En analysant les données naturelles du site, la meilleure option est d'adopter une culée remblayée, conformément aux caractéristiques observées.

XI.3.1.2 Pré dimensionnement de la culée :

Voici un récapitulatif des dimensions des différents éléments qui composent notre culée, présenté dans le tableau ci-dessous :

	Le rôle	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	1,60	15,70	6,00
Mur Frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	5,88	15,80	1,50
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	4,00	14,80	0,30
Mur en Retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	/	/	0,40
Corbeau	Elément sur lequel repose dalle de transition	0,80	14,90	0,40
MGG	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	2,25	15,40	0,30

Tableau XI-V Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.

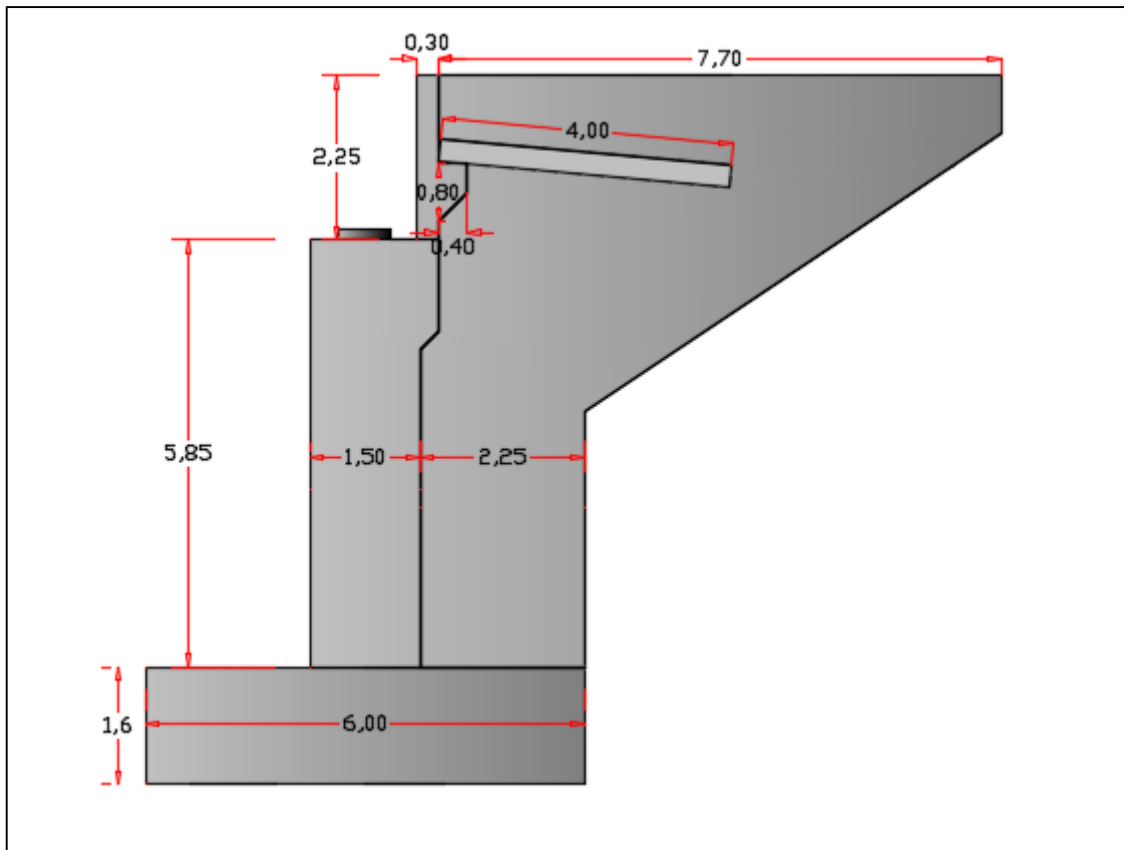


Figure XI-VIII Dimension de la culée

XI.3.2 Descente des charges

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	3768,00	/	0,00	0,80	0,00	/
Mur F	3466,13	/	-0,75	3,60	-2594,05	/
DDT	222,00	/	0,00	0,00	0,00	/
Mur en R	632,00	/	3,32	6,15	2095,84	/
Corbeau	89,40	/	0,00	0,00	0,00	/
MGG	257,95	/	0,50	6,85	128,98	/
Poids des Terres Amot	3902,31	/	1,90	5,25	7413,22	/
Poussée des terres	/	2903,44	/	-2,70	/	-7839,29
Poussée Sur 10kN/m ²	/	476,95	/	-4,85	/	-2313,20

Tableau XI-VI Evaluations des efforts statiques de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Rg	5155,18	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1852,20	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1648,97	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1085,50	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1796,57	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	184,80	/	7,45	/	1376,76
HT°	/	96,94	/	9,85	/	954,87
Frein Al	/	106,81	/	4,00	/	427,26
Frein Bc	/	150,00	/	3,00	/	450,00

Tableau XI-VII Efforts dus au tablier

XI.3.2.1 Combinaison des efforts

		N	H	MH	MV	ΔM
ELS	G+0.6T	18611,36	3146,40	-8202,81	7043,98	-1158,82
	G+0.6T+1.2Q	18611,36	3718,74	-10978,65	7043,98	-3934,67
	G+0.6T+1.2A(I)+ST	20834,00	3274,58	-7690,10	7043,98	-646,12
	G+0.6T+1.2Bc+ST	20590,13	3326,404	-7662,81	7043,98	-618,82
	G+0.6T+Mc120	19696,86	3146,40	-8202,81	7043,98	-1158,82
	G+0.6T+D240	20407,93	3146,40	-8202,81	7043,98	-1158,82
ELS	1.35G+0.9T	25125,34	4256,37	-7865,03	9509,38	1644,35
	1.35G++0.9T+1.6Q	25125,34	5019,49	-11566,15	9509,38	-2056,78
	1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	28088,86	4427,27	-7181,42	9509,38	2327,96
	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	27763,69	4496,37	-7145,03	9509,38	2364,35
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	26590,76	4256,37	-7865,03	9509,38	1644,35
	1.35G+0.9T+1.35D240	27550,71	4256,37	-7865,03	9509,38	1644,35

Tableau XI-VIII Combinaison des efforts.

XI.3.3 Ferrailage des éléments de la culée

XI.3.3.1 Mur frontal

Le mur frontal est fixé dans la semelle et subit une flexion composé. Ses principales sollicitations proviennent des charges permanentes, du poids de la superstructure, de la poussée des terres, des surcharges sur les remblais et des surcharges d'exploitation.

• **Les sollicitations les plus défavorables**

cas	Combinaison	N(kN/ml)	H(kN/ml)	M(kN.m/ml)
ELS	G+0.6T+1.2Q	692,47	235,36	-451,60
ELU	1.35G++0.9T+1.6Q	934,84	317,69	-601,29

Tableau XI-IX combinaison des efforts

• **Ferraillage du mur frontal**

Section d'acier

Avec Robot expert AS = 15 cm² ; donc : on opte pour 5HA20/ml (AS1 = 15.71 cm²), avec un espacement de 20 cm.

Armature de constructions

AS' = AS/3 = 5 cm²/ml ;

Donc : on opte pour 5HA14 (As' = 7.70 cm²), avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales

At = As/4 = 3.75 cm²/ml ;

Donc : on opte pour 5HA12 (As = 5.65 cm²), avec un espacement de 20 cm.

XI.3.3.2 Mur garde grève :

Le calcul du mur garde grève en flexion simple prend en compte les charges horizontales suivantes :

La pression exercée par les terres en mouvement.

L'impact d'une charge locale située à l'arrière du mur garde grève

La force de freinage due à la charge Bc.

• **Calcul des sollicitations**

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

• **Moment dû à la poussée des terres :**

$$M_p = \frac{P \times h}{3} \quad \text{avec } P = 0,5 \times k_a h \times \gamma \times H^2 \times L$$

ka : Coefficient de poussée des terres (ka = 0.33).

γ r : Poids volumique du remblai (γ r = 18 KN/m³).

h : Hauteur du mur garde grève (h = 2.25 m).

L : longueur du remblai (L=1m) on fait le calcul par 1ml.

P= 15.04KN/ml

$$M_T = 11.28 \text{ KN.m /ml}$$

• **Moment dû à la force de freinage du camion Bc:**

Le moment dû à la force de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} \quad \text{Avec } \mu : \text{coefficient de pondération, } \mu = 1.6 \text{ à l'ELU et } \mu = 1.2 \text{ à l'ELS ;}$$

$P = 60 \text{ KN.}$

Mf - ELS = 68.21 KN.m/ml.

Mf - ELU = 91.34 KN.m/ml.

- **Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :**

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx$$

Avec

$K = K_a \times b_c \times \delta \times$ Pour : $K_S = 0,50$ à l'ELS , $K_U = 0,67$ à l'ELU

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

B_c : coefficient de pondération du système Bc.

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

h : hauteur de mur garde grève.

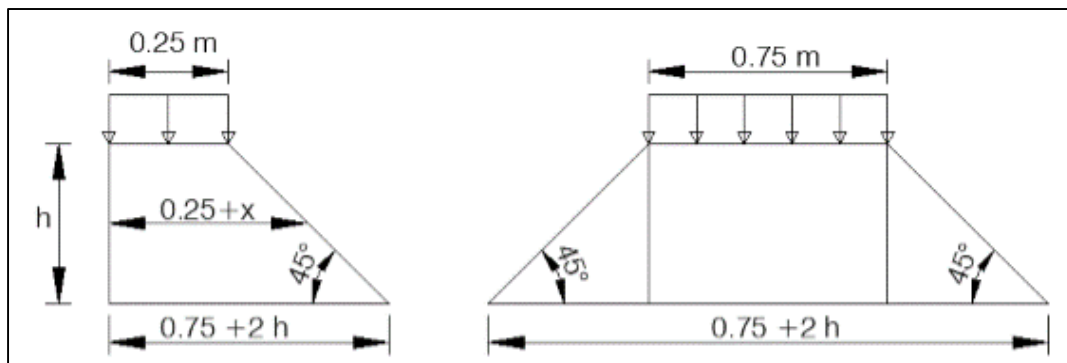


Figure XI-IX Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
MP/K (t.m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Tableau XI-X Valeurs de MP/K en fonction de h

Avec interpolation $2.00 \text{ m} < h = 2.25 \text{ m} < 2.50 \text{ m}$ on aura : **Mp/K= 8,01 KN.m/ml**

D'où :

MP - ELU = 53.72 KN.m

MP - ELS = 40.29 KN.m

Donc les moments maximaux sollicitant le mur garde-grève à l'ELU et à l'ELS sont :

MELS = MG + 1.2MQ = 119.77kN.m/ml.

MELU = 1.35MG + 1.6MQ = 159.89 kN.m/ml.

• **Ferraillage de mur garde-grève**

Section d'acier :

avec logiciel de calcul on trouve

$$A_s = 22.4 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5HA25 ($A_s = 24.54 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armatures de construction :

$$A_{s1} = A_s/3 = 7.47 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5HA14 ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversale :

$$A_{st} = A_s/4 = 5.60 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5HA12 ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

XI.3.3 Dalle de transition :

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

• **Evaluation des efforts :**

Remblais : $\gamma=18 \text{ KN/m}^3$; $h=1\text{m}$

Poids propre de la dalle : $\rho_{\text{béton}}=25 \text{ KN/m}^3$; $e=0.3 \text{ m}$

Revêtement : $\rho_{\text{bb}}=24 \text{ KN/m}^3$; $e=0.08\text{m}$

Surcharge d'exploitation : $Q=10\text{KN/ml}$

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	1,92	3,84	3,84
Remblai	18	36	36
Surcharges	10	20	20

Tableau XI-XI Evaluation des efforts de la dalle de transition

• **Combinaison d'action :**

$$\text{ELS: } M_{\text{ELS}} = M_G + 1.2M_Q = 78.84 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{\text{ELS}} = V_G + 1.2V_Q = 78.84 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{ELU: } M_{\text{ELU}} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 106.03 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{\text{ELU}} = 1.35V_G + 1.6V_Q = 106.03 \text{ kN/ml.}$$

• **Ferraillage de la dalle de transition**

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve

$$A_s = 14.20 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5HA20; ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armatures de construction :

$$A's = A_s/3 = 4.73 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5HA14 ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversale :

$$A_{st} = A_s/4 = 3.55 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5HA12 ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

XI.3.3.4 Corbeau d'appui

• **Réaction due au poids des remblais :**

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

$$R_{\text{remb}} = \frac{qL}{2}$$

L : Longueur de la dalle de transition

q : charges des remblais, $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_{\text{p dalle}}$.

$$R_{\text{remb}} = 54,84 \text{ KN/ml}$$

• **Réaction des surcharges sur remblais :**

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

$$R_{\text{remb-sur}} = \frac{q_{\text{sur}} \times L}{2}$$

q_{sur} : surcharges sur remblais.

$$R_{\text{remb-sur}} = 20,00 \text{ KN/ml}$$

• **Combinaison d'actions sur le corbeau :**

$$\text{RELU} = 1.35\text{RG} + 1.6\text{RQ} = 106,03 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{RELS} = \text{RG} + 1.2\text{RQ} = 78,84 \text{ kN/ml.}$$

• **Ferraillage du corbeau**

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

Section d'acier :

$$A_s = 10.4 \text{ cm}^2/\text{ml,}$$

On prend : 10HA20, ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armatures de construction :

$$A's = A_s/3 = 3.46 \text{ cm}^2/\text{ml,}$$

On prend : 5HA12, avec un espacement de 20 cm.

XI.3.3.5 Mur en retour :

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations.

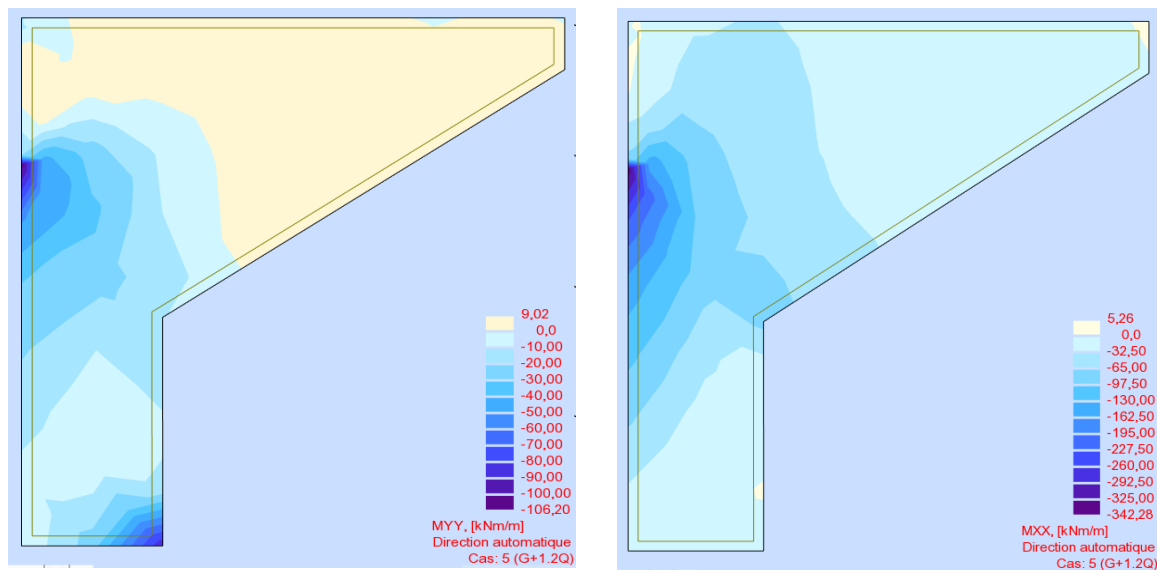


Figure XI-X Les sollicitation des moments dus au mur à L'ELS

➤ **Ferrailage du mur en retour horizontal :**

Le ferrailage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1× 0.4) m en flexion composée. Sachant que :

Résultats à l'ELS :

$$MXX = 108.00 \text{ kN.m/ml}$$

$$MYY = 84.00 \text{ kN.m/ml}$$

➤ **Ferrailage horizontal du mur en retour :**

Section d'acier :

Avec Robot expert $AS = 25.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

On opte pour 6HA25 ($AS = 29.45 \text{ cm}^2$) / coté remblai avec un espacement de 20 cm.

Armatures de constructions :

$$A'S = AS/3 = 8.46 \text{ cm}^2/\text{ml};$$

On opte pour 6HA14 ($A'S = 9.24 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

➤ **Ferrailage vertical du mur en retour:**

Section d'acier :

Avec Robot expert $AS = 7.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

On opte pour 4HA16 ($AS = 8.04 \text{ cm}^2$) / coté remblai avec un espacement de 20 cm.

Armature de constructions :

$$A'S = AS/3 = 2.63 \text{ cm}^2/\text{ml};$$

On opte pour 4HA12 ($A'S = 4.52 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

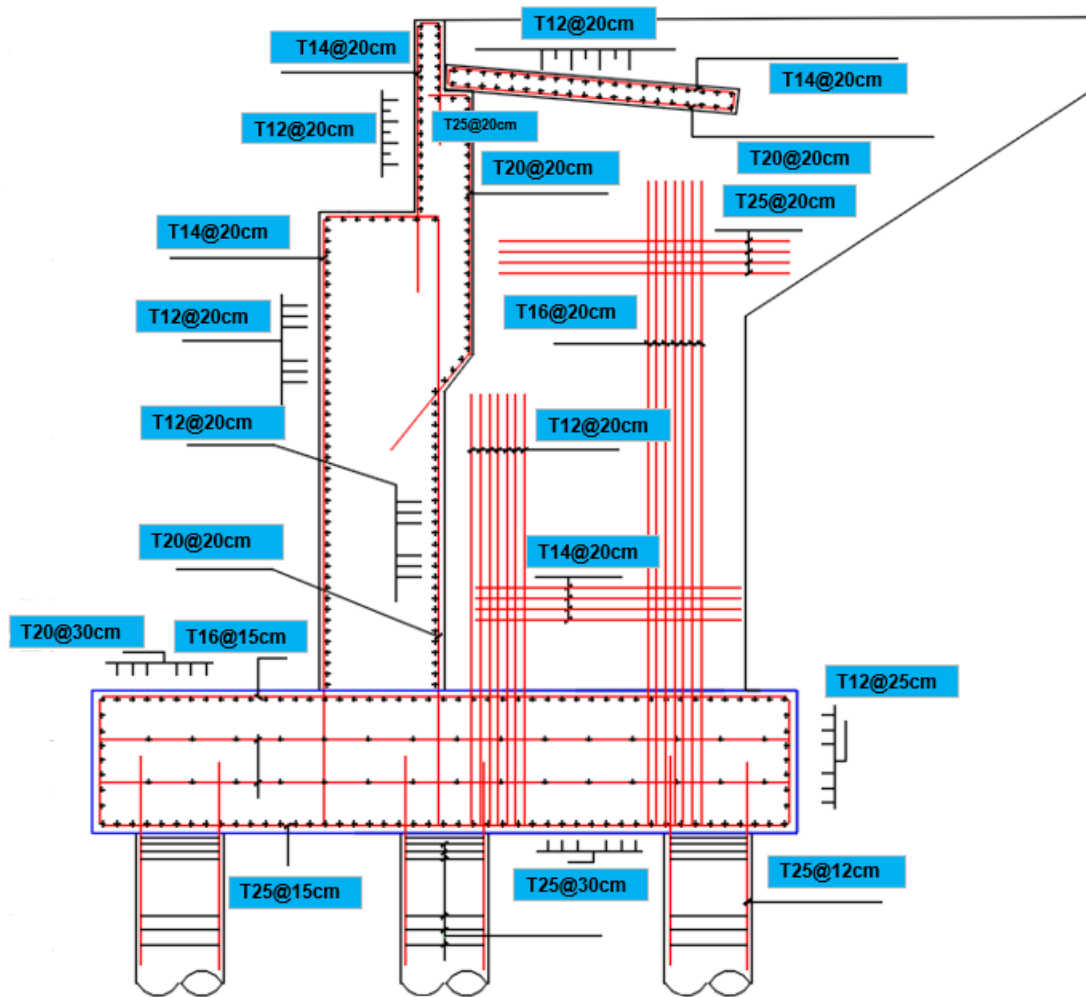


Figure XI-XI Ferraillage de la culée

XI.4 Conclusion :

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferraillage de ses éléments qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat. D'où l'ouvrage peut-être exploité en toute sécurité.



CHAPITRE XII

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE



CHAPITRE XII : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

XII.1 INTRODUCTION :

Avec la croissance de population le trafic devient plus important, pour cela la construction des ouvrages d'arts doit être augmentée, soit les ponts, tunnels, buses ou dalots. Ainsi que le développement et l'évolution d'un pays dépend essentiellement du secteur de transport.

Le terme ouvrages d'arts est composé de deux mots :

- « Ouvrages » indiquant les constructions.
- « Art » indiquant l'importance de l'aspect esthétique et architectural dans ces constructions.

Parmi ces importants ouvrages 'les ponts', leur construction relève de domaine des travaux publics et de génie civil pour le but de franchir une dépression ou un obstacle.

Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. Comme le proverbe dit « pour traverser la rivière tu dois te mouiller ou construire un pont ».

On désigne également comme écoduc ou écopont, des passages construits ou « réservés » dans un milieu aménagé, pour permettre aux espèces animales, végétales, fongiques, etc. de traverser des obstacles construits par l'être humain ou résultant de ses activités.

XII.2 HISTORIQUE DES PONTS :

Un jour un « homme » trouva un arbre tombé en travers d'un cours d'eau. Tout naturellement il grimpa dessus et atteignit ainsi la rive opposée. Ce fut sans doute le premier « pont ».

(Illustration de Marcel Prade) Marcel Prade est un ingénieur des ponts et chaussées français qui a écrit plusieurs ouvrages sur l'histoire des ponts.

L'histoire de la construction des ponts a évolué au cours du temps, en fonction des capacités techniques des civilisations et des matériaux disponibles. Les ouvrages primitifs étaient réalisés avec des matériaux naturels tels que le bois, les lianes et la pierre. Avec des lianes, on a construit des passerelles suspendues, avec la pierre, des ponts en poutre (une simple dalle de pierre jetée entre deux appuis, et des arcs). Avec le bois, des ponts en poutre (une série de troncs d'arbres entre deux appuis et des treillis de plus en plus complexes, travaillant en poutre ou en arc). Des passerelles de l'Himalaya constituent même des exemples de construction par encorbellements successifs, avec des troncs d'arbre encastrés dans une culée de pierres sèches et s'avancant de plus en plus au-dessus de la brèche ; et des exemples de pont-ruban tendus entre deux rives.

Le pont le plus ancien du monde est ce de Zhaozhou, pont d'Anji (Anji qiao), ou pont de Zhaoxian, achevé vers l'an 605, est considéré comme le pont en maçonnerie à arc segmentaire (à voûte surbaissée) et à tympan ouvert le plus ancien du monde. C'est également le plus ancien pont de Chine encore debout.

XII.3 LES ELEMENTS PRINCIPAUX D'UN PONT :

Un pont comporte généralement trois catégories d'éléments : les fondations, les appuis et le tablier. Ainsi que les appareils d'appui.

Fondation: C'est un système au moyen duquel l'ouvrage repose sur le sol et lui transmet les charges qu'il reçoit.

Appuis: Ils supportent l'ouvrage jusqu'au niveau des fondations. On distingue deux types d'appuis : les culées, qui sont les appuis extrêmes, et les piles, qui sont les appuis intermédiaires. Un appui peut être composé par un ou plusieurs voiles ou par des colonnes surmontées par un chevêtre.

Tablier: C'est un élément sur lequel repose la voie de circulation. Il comprend la couverture (revêtement) et la partie de l'ossature sensiblement horizontale situé sous la voie portée. Le tablier comporte essentiellement des dalles. En plus, il peut comporter des poutres principales et des éléments secondaires (des entretoises).

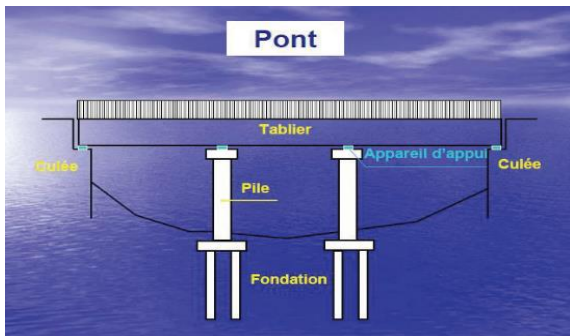


Figure XII-I Vue longitudinale d'un pont type

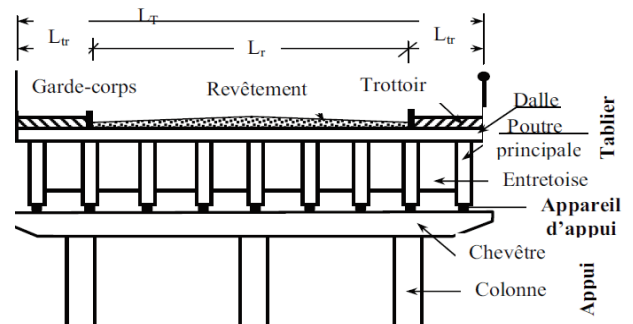


Figure XII-II Section transversale d'un pont à poutres

Le tablier comporte aussi tous les équipements indispensables à l'utilisation et à la durabilité du pont. Ces équipements comportent les dispositifs de retenue :

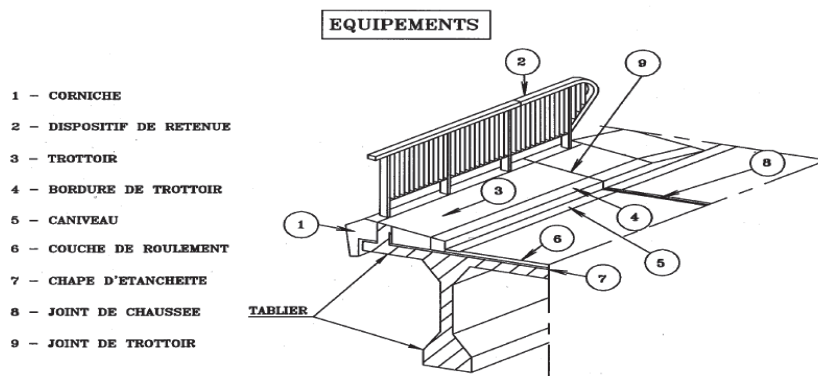


Figure XII-III les éléments principaux d'un pont

Les appareils d'appui : le tablier repose sur les appuis à l'aide des appareils d'appui qui permettent le déplacement horizontal et vertical du tablier sous l'effet des charges. Les appareils d'appui les plus employés de nos jours sont en élastomère fretté.

XII.4 CLASSIFICATION DES PONTS :

Il existe plusieurs critères de classification des ponts que l'on utilise couramment pour définir, en première analyse, un ouvrage, et de rechercher comment on pourra le réaliser dans les meilleures conditions techniques et économiques.

XII.4.1 Suivant la destination du pont (nature de leur voie portée) :

- Ponts-routes : sur lesquels passent les routes et autoroutes.
- Ponts-rails : sur lesquels passent les chemins de fer.
- Ponts-canaux : sur lesquels passent des voies de navigation intérieure.
- Ponts-aqueducs : sur lesquels passent les canalisations d'eau.
- Passerelles à piétons : sur lesquels passent les piétons.
- Ponts pour avions : dans les aéroports.

XII.4.2 Suivant la nature de leurs matériaux employés :

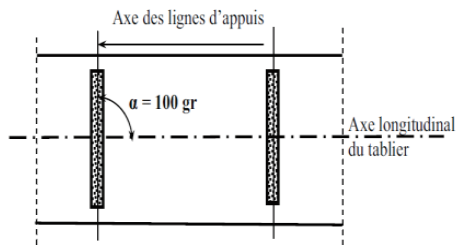
Ce classement tient compte des matériaux utilisés pour les éléments porteurs principaux (tablier). Cette classification nous permet de comprendre l'évolution historique des ponts.

- Ponts en lianes : ce sont des ponts primitifs, rarement existant de nos jours. Mais on peut les trouver comme des passerelles dans certains pays africains.
- Ponts en bois.
- Ponts en maçonnerie (pierre) : La pierre résiste bien à la compression. Ces ponts sont souvent construits en arc.
- Ponts métalliques : La technique des ponts en métal a évolué avec l'amélioration de la fabrication de la fonte, puis du fer et enfin de l'acier.
- Ponts en Béton Armé (BA).
- Ponts en Béton Précontraint (BP).
- Ponts mixtes (BA/Charpente ou Maçonnerie/BA (ou BP)).

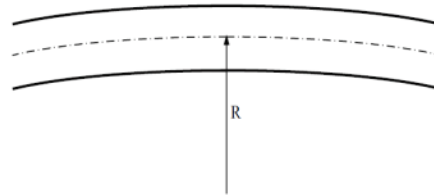
XII.4.3 Suivant leur disposition en plan :

Ce classement tient compte de l'implantation par rapport aux lignes d'appuis transversales (ligne passant par l'axe des appareils d'appui).

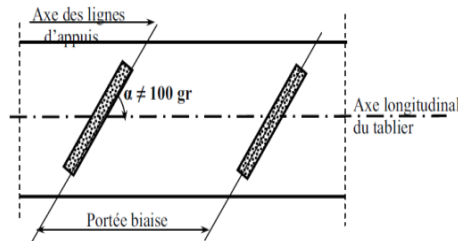
- Pont droit.
- Pont biais : L'angle de biais est défini comme l'angle exprimé en grade compris entre l'axe longitudinal du tablier et les lignes des appuis. La nécessité de recourir à de tel ouvrage est dictée par le tracé de la route en traversant un obstacle. Si cet obstacle (oued, route ou chemin de fer par exemple) est biais par rapport à la route alors l'ouvrage est conçu biais de manière à avoir des appuis parallèles à la direction du flux (eaux ou véhicules).
- Pont courbe : L'axe de la voie portée est courbe (en plan).



**Figure XII-IV Pont droit
(Tracé en plan)**



**Figure XII-V Pont courbe
(Tracé en plan)**



**Figure XII-VI Pont biais
(Tracé en plan)**

XII.4.4 Suivant leur niveau de passage :

- Pont de passage supérieur : Le pont est placé en dessus de la voie principale prise comme référence tel qu'une autoroute ou la voie à construire.
- Pont de passage inférieur : Le pont est placé en dessous de la voie de référence.

XII.4.5 Suivant la mobilité de leur tablier :

- Pont fixe.
- Pont mobile : Un pont mobile est nécessaire si l'obstacle franchi représente des eaux navigables.

XII.4.6 Suivant leur schéma transversal :

- Les ponts à poutres :
 - Section rectangulaire
 - Section à talon
 - Section variable
 - Poutre latérale (pont rail)
- Les ponts dalles :
 - dalles pleines à section rectangulaire (quasi-rectangulaire).
 - Rectangulaire élégie (à encorbellement latéral, évidées, nervurées).
- Les ponts tubulaires :
 - Poutres caissons simples (mono tubulaires).
 - Poutres caissons à plusieurs alvéoles (tubulaires, bitubulaires)

XII.4.7 Suivant leur procédé de construction :

- Pont construit sur échafaudage au sol (pont dalle et portique).
- Pont à poutres préfabriquées (grue, lanceur).
- Pont dalle préfabriquée, mise en place au moyen d'un portique (SNCFT).
- Ponts poussées.
- Ponts construits sur cintre autoporteurs et autolanceurs.
- Ponts construits par encorbellements successifs.

XII.4.8 Ponts Types du SETRA :

Les Ponts types du SETRA	
Type d'ouvrage	Abréviation
Passage inférieur en cadre fermé	PICF
Passage inférieur en portique ouvert	PIPO
Portique Ouvert Double	POD
Passage supérieur ou inférieur à poutres en béton armé	PSI-BA
Passage supérieur ou inférieur en dalle armée	PSI-DA
Passage supérieur ou inférieur en dalle élégie	PSI-DE
Passage supérieur ou inférieur en dalle précontrainte	PSI-DP
Passage supérieur ou inférieur en dalle nervurée	PSI-DN
Pont à poutrelles précontraintes par fil adhérent	PRAD
Viaduc à poutres précontraintes par post-tension	VIPP
Passage supérieur à béquilles	PS BQ
Passage supérieur ou inférieur à Ossature mixte	PSI OM

Tableau XII-I Ponts types SETRA

XII.5 INNOVATION DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION DES PONTS :

Les exigences et normes internationales en matière de la performance des matériaux de construction n'est pas encore suffisamment intégrées aux processus de conception et de construction, malgré les dégâts subis lors du séisme de Boumerdes en 2003. Afin de répondre aux exigences d'une construction moderne et durable, l'Algérie doit obligatoirement utilisée les technologies innovantes dans le domaine d'élaboration des matériaux de construction.

Le béton est le matériau de construction couramment utilisé. Les constructeurs utilisent toujours des bétons traditionnels avec des résistances d'environ 30 MPa, et qui ne dépassent les 40 MPa dans les meilleures conditions. Ceci conduit à de grandes pressions sur les ressources (aciers d'armature, ciment, ...). Pour améliorer la résistance mécanique et la

durabilité d'une part et économiser la consommation des matériaux de construction en réduisant les sections des éléments constructifs et en limitant le taux de ferrailage d'autre part, l'utilisation des bétons innovants est la meilleure solution, parmi ces bétons on trouve les BHP (bétons à hautes performances).

Ainsi que le comportement en dynamique rapide du béton est relativement mal connu. Ce problème est d'autant plus important que les structures en béton sont de plus en plus soumises à ce type de sollicitation. Nous pouvons par exemple citer : l'impact de véhicule sur des ouvrages d'art, le crash d'avion sur une centrale nucléaire, les explosions liées à des actes accidentels ou terroristes et les applications militaires.

Ces innovations n'auraient pu voir le jour sans un important travail de recherche, qui a permis de développer une connaissance à l'échelle microscopique des mécanismes de comportement du BHP.

Nous nous sommes penchés sur l'effet de la vitesse du chargement sur le comportement mécanique des BHP pour faire une synthèse sur les recherches effectuées dans ce domaine.

XII.6 APERÇU SUR LES BETONS A HAUTE PERFORMANCE :

On appelle Béton à Hautes Performances (BHP) les bétons hydrauliques ordinaires (Sable + Eau + Gravier + Ciment) auxquels on rajoute des adjuvants (fluidifiant et éventuellement des ultrafines) pour augmenter leurs performances, dont la résistance, qui doit dépasser les 50MPa à 28 jours, et des propriétés exceptionnelles à l'état frais, à court ou à long terme.

Les BHP permettent de réaliser des structures soumises à des contraintes élevées ou des ouvrages subissant un environnement sévère (climat, agressions marines, effets du gel).

La recherche des hautes performances passe par la réduction de la porosité de la matrice cimentaire, et à optimiser le squelette granulaire.

Deux démarches sont généralement associées pour optimiser la formulation d'un BHP :

A. défloculation des grains de ciment

L'emploi des superplastifiants permet une réduction de la teneur en eau du mélange et s'oppose à la floculation des grains de ciment, ce qui augmente leur réactivité, facteur en particulier de performances à court terme. Les rapports E_{eff}/L_{iant} équivalents sont de l'ordre de 0.35 au lieu de 0.45 à 0.5 pour un béton usuel.

B. optimisation du squelette granulaire

Obtenue en introduisant des éléments ultrafins (fumée de silice ; fillers calcaires ; pouzzolane ; laitier) chimiquement réactifs, qui remplissent les vides inter-granulaire pour augmenter la compacité et la rhéologie du béton.

BHP sans additions		BHP avec addition : à base de la fumée de silice	
Ciment CEM I 52,5 (Kg/m ³)	450	Ciment CEM I 52,5 (Kg/m ³)	420
Gravillon 6/20 (Kg/m ³)	1027	Fumée de silice (Kg/m ³)	35
Sable 1 (0/4) (Kg/m ³)	648	Gravillon (6/10) Kg/m ³)	250
Sable 2 (0/1) (Kg/m ³)	105	Gravillon (10/14) (Kg/m ³)	730
Eau (L/m ³)	160	Sable 1 (0/4) (Kg/m ³)	660
Superplastifiant (Kg/m ³)	11,25	Sable 2 (0/1) (Kg/m ³)	140
Adjuvant retardateur (Kg/m ³)	4,5	Eau (L/m ³)	152
		Superplastifiant (%)	1,73

Tableau XII-II Exemple de formulation d'un BHP

XII.7 COMPORTEMENT MECANIQUE DES BHP :

XII.7.1 Comportement en compression :

Le béton à hautes performances se caractérise par une meilleure adhérence entre les granulats et la matrice de ciment. En outre, la résistance de la matrice sera pratiquement égale à la résistance des granulats et des fois plus. L'apparition et le développement de fissures d'adhérence ou de microfissures seront retardés. A l'approche de la rupture, les fissures se seront désormais généralement propagées au travers des granulats.

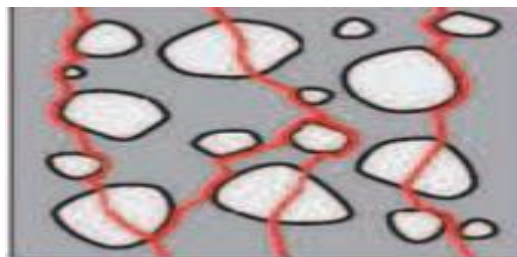


Figure XII-VII Béton à haute performance, les granulats sont également fissurés.

Sur le diagramme contrainte-déformation, ce phénomène s'exprime par un comportement légèrement plus linéaire par rapport au béton ordinaire. De même, le béton à hautes performances présente un retrait plus marqué après l'obtention de la résistance à la compression, c'est-à-dire après la rupture du béton, et la portance tendra très rapidement vers la valeur zéro. Le BHP présente en d'autres termes un comportement de rupture fragile plus marqué que le béton de résistance conventionnelle.

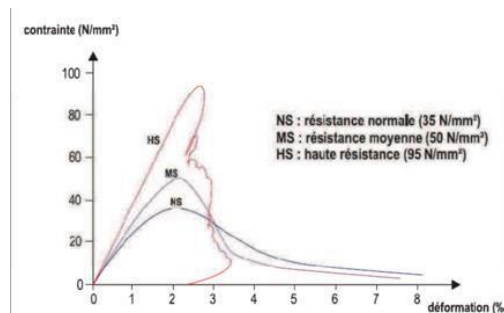


Figure XII-VIII Diagramme contrainte déformation.

XII.7.2 Comportement en Traction :

Généralement, la résistance à la traction du béton est liée à la résistance à la compression. En ce qui concerne le béton ordinaire, différentes formules sont appliquées. Dans la norme EN 1992-1-1:2004, une formule différente est proposée pour le béton à Haute résistance par rapport au béton ordinaire.

XII.7.3 Rigidité :

Le module d'élasticité du béton est essentiellement déterminé par les propriétés des granulats et de la matrice de mortier. Au fur et à mesure que la matrice se consolide et se rigidifie, le béton présentera également une rigidité accrue. Le module d'élasticité du béton à hautes performances est toujours lié à la résistance à la compression.

Caractéristique	Classe de résistance ➡ béton à haute performance													
f _{ck} résistance caractéristique en compression sur cylindre (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
f _{ck-cube} résistance caractéristique en compression sur cube (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f _{cm} résistance moyenne en compression (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f _{ctm} résistance moyenne en traction directe (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0
E _{cm} module d'élasticité sécant (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε _{c1} déformation au pic de contrainte (%0)	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.25	2.3	2.4	2.45	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8

Tableau XII-III Caractéristique de résistance et de déformation suivant la norme EN1992-1-1:2004.

XII.8 Effet de la vitesse de chargement :

Les différentes sollicitations citées précédemment ainsi que les moyens d'essais correspondants ont représentés sur une échelle de vitesse de déformation. On remarque que la vitesse de déformation de 10⁻⁵ s⁻¹ à 10⁻³ s⁻¹ correspond aux impacts de véhicules sur les ouvrages. Les explosions puissantes, les séismes et les chocs qu'ils induisent ainsi que les chutes d'avions et le battage des pieux peuvent générer des vitesses de déformations allant de 10⁻⁴ s⁻¹ jusqu'à plus de 100 s⁻¹.

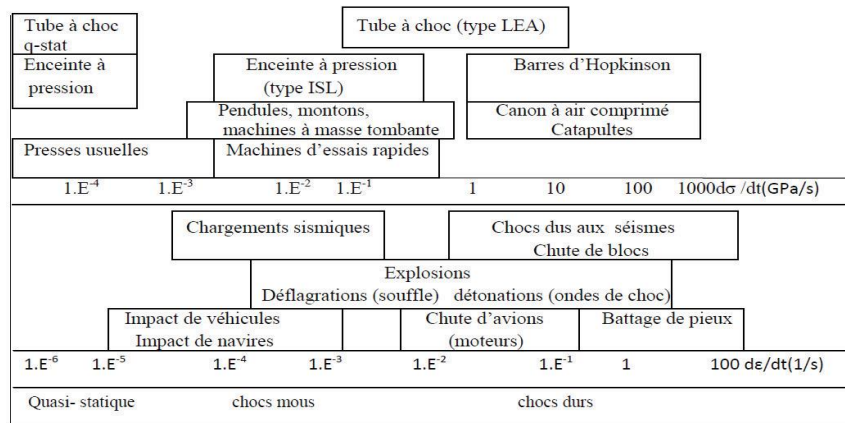


Figure XII-IX Chargement dynamique et moyens d'essais correspondants.

XII.9 COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BHP :

Le béton est le matériau le plus utilisé pour la construction d'ouvrages en Génie Civil. Cependant la connaissance de son comportement en dynamique rapide reste limitée. Le béton ordinaire en générale et le béton à haute performance en particulier est un milieu hétérogène, son comportement est complexe à analyser.

Il est aujourd'hui bien connu et reconnu que le comportement dynamique du béton et des matériaux similaires aux matériaux dépend de la vitesse de déformation. (Grote et Park, 2001) Par rapport au comportement statique, des augmentations de résistance, de capacité de contrainte et d'énergie de fracture sont observées lorsque de tels matériaux sont exposés à des charges d'impact (Lok et Zhao, 2004). Le terme DIF (facteur d'augmentation dynamique) est utilisé pour décrire l'amélioration de la force relative.

XII.9.1 Comportement dynamique des BHP sous compression :

L'augmentation de la résistance dynamique du béton a été observée pour la première fois par Abrams en 1917 (Bischoff et Perry, 1991) et il est généralement admis que le béton et les matériaux similaires sont sensibles au taux de déformation et que le modèle constitutif de tels matériaux soumis à une charge dynamique doit inclure des effets linéaires. La technique de la barre de pression Split Hopkinson (SHPB) a été largement utilisée pour mesurer l'amélioration de la résistance dynamique à des vitesses de déformation élevées allant de 10¹ s⁻¹ à 10³ s⁻¹.

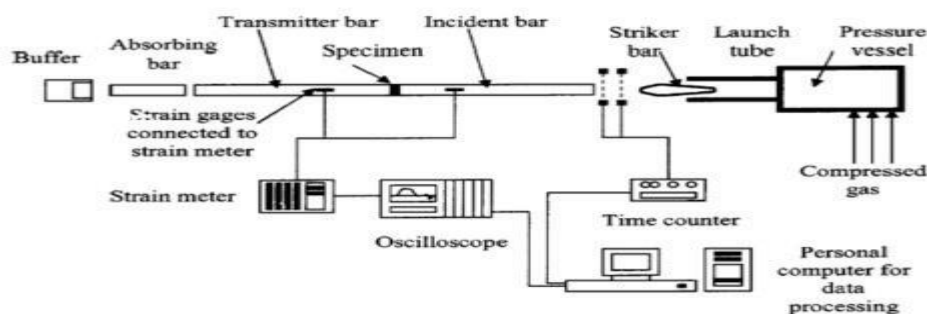


Figure XII-X Configuration typique pour un périphérique SHPB.

XII.9.1.1 Programme expérimental :

Pour obtenir des facteurs d'augmentation dynamique (DIF) pour BHP dans une large gamme de vitesses de déformation, deux barres de pression Split Hopkinson différentes ont été utilisées dans cet essai. Une SHPB de 50 mm pour des vitesses de déformation comprises entre 100 s^{-1} et 300 s^{-1} et une SHPB de 22 mm pour des vitesses de déformation allant de 600 s^{-1} à 700 s^{-1} .

Des échantillons BHP de deux concentrations différentes et de 4 proportions de mélanges différentes ont été préparés pour cet essai. Les échantillons de 50 mm pour la SHPB de 50 mm ont été évidés d'une dalle de 500 x 500 x 150 mm. Le spécimen de 15 mm pour le SHPB de 22 mm a été coulé dans des cylindres. Tous les échantillons ont été durcis dans l'eau pendant 28 jours à une température de $20\text{ }^{\circ}\text{C}$. Les proportions du mélange pour tous les BHP testés sont indiquées dans les tableaux I.4 et I.5.

f_{cs} [MPa]	Binder*	Water	Bauxite [1-3mm]	Sand [1-3mm]
100	1139	201	433	867
160	1163	193	1300	0

* Densité Binder (ready mix)

Figure XII-XI Mélanger les proportions pour un échantillon de 15 mm (kg / m3).

f_{cs} [MPa]	Cement	Silica Fume	Silica Flower	Aggregate [8mm]
100	500	50	0	1270
160	657	202	202	0

f_{cs} [MPa]	Sand [1-3mm]	Water	Super plasticiser
100	630	135	20
160	965	130	43

Figure XII-XII Mélanger les proportions pour un échantillon de 50 mm (kg / m3).

XII.9.1.2 Résultats :

Les résultats de l'enquête expérimentale sont présentés dans le tableau. Le DIF indique les facteurs d'augmentation dynamique en compression pour le BHP testé.

Test ID	f_{cs} [MPa]	Strain rate [1/sec]	f_{cd} [MPa]	DIF
01-22	100	710*	336	3.36*
02-22	100	777*	322	3.22*
03-22	100	856*	335	3.35*
04-22	100	722*	340	3.40*
05-22	100	749*	340	3.40*
06-22	160	679*	354	2.36*
07-22	160	674*	338	2.25*
08-22	160	544*	408	2.33*
09-22	160	611*	409	2.34*
10-22	160	516*	433	2.47*
01-50	100	102	184	1.84
02-50	100	145	188	1.88
03-50	100	197	211	2.11
04-50	100	298	240	2.40
05-50	160	81	187	1.17
06-50	160	187	226	1.41
07-50	160	267	241	1.50

Tableau XII-IV Résultats expérimentale

On peut voir que la résistance à la compression pour le BHP de 100 MPa augmente à 340 MPa à une vitesse de déformation d'environ 700 s^{-1} et que la résistance à la compression pour un BHP de 160 MPa augmente à environ 400 MPa à une vitesse de contrainte d'environ 600 s^{-1} .

La figure XII-XIII présente également les facteurs d'augmentation dynamique du code de modèle constitutif du CEB pour 100 MPa et 160 MPa, respectivement. On peut constater que le code de modèle CEB donne des résultats correspondants pour le BHP 100 MPa mais surestime l'amélioration de la force dynamique pour le BHP 160 MPa.

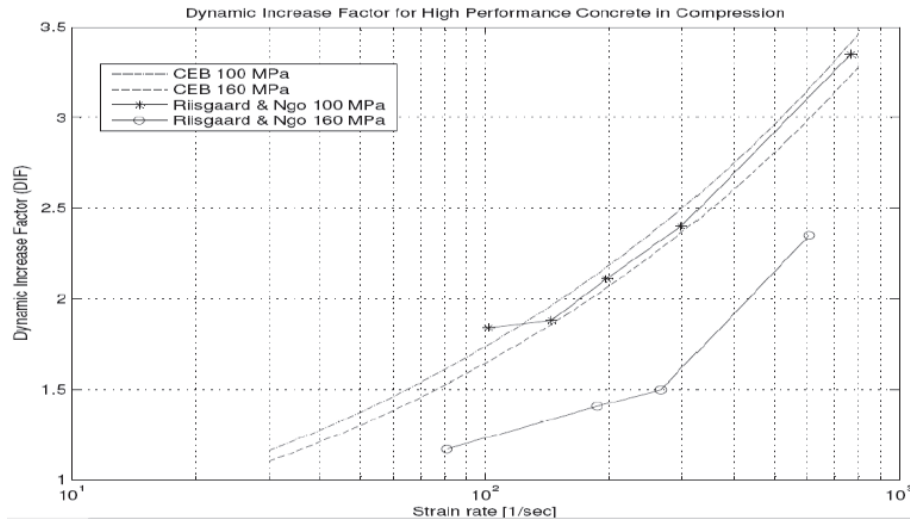


Figure XII-XIV Graphique des résultats expérimentaux des facteurs d'augmentation dynamique (DIF) comparés aux facteurs d'augmentation dynamique (DIF) dérivés du modèle concret CEB.

XII.9.1.3 Conclusion :

Les mécanismes physiques relatifs à l'amélioration de la résistance du béton n'ont pas encore été compris.

Comme prévu, la force dynamique augmente avec l'augmentation de la vitesse de déformation. De plus, comme on pouvait s'y attendre, le BHP 160 MPa est moins sensible aux charges à haute vitesse de déformation que le BHP 100 MPa. Une étude de la littérature a révélé qu'aucun essai SHPB n'avait été réalisé auparavant sur du béton d'une résistance supérieure à 100MPa. Cette étude révèle également qu'aucun modèle constitutif n'a été proposé pour calculer le facteur d'augmentation dynamique du béton de plus de 100 MPa.

Les résultats présentés ont été comparés à un modèle constitutif existant pour l'amélioration de la résistance dynamique et indiquent que seuls les modèles constitutifs existants sont utilisables pour des résistances à la compression allant jusqu'à 100 MPa.

Bien que ce programme ne repose que sur un nombre limité d'essais, il est recommandé de développer de nouveaux modèles constitutifs permettant de déduire l'amélioration de la résistance dynamique du BHP. De plus, des tests SHPB supplémentaires et une configuration spéciale seront nécessaires pour déterminer la résistance à la traction dynamique du BHP.

XII.9.2 Comportement dynamique des BHP sous traction :

Les matériaux en béton sont sensibles aux vitesses de déformation élevées, à savoir l'augmentation de la résistance à la traction avec l'augmentation du taux de charge.

Actuellement, le comportement dynamique du BHP en traction est étudié via la technique d'écaillage. Une méthode novatrice à champ complet basée sur l'utilisation de la photographie à ultra haute vitesse et la méthode des champs virtuels (VFM) est appliquée pour traiter les données [14]. Le VFM fournit la relation directe entre le champ d'accélération mesuré et la contrainte axiale moyenne dans la section transversale en exploitant l'état intentionnel de non-équilibre des échantillons tout au long de l'essai. Ceci permet ensuite d'obtenir une réponse contrainte-déformation locale à n'importe quelle section transversale le long de l'axe de l'échantillon visualisée avec la caméra à ultra haute vitesse (UHS).

La technique d'identification a été validée à l'aide d'expériences simulées au moyen du traitement d'images synthétiques dans des travaux antérieurs et a été appliquée au traitement de plusieurs expériences d'écaillage sur du béton ordinaire [17-18]. Les échantillons BHP testés dans ce travail sont instrumentés avec un motif de grille et la méthode de la grille a été utilisée pour obtenir des cartes de déplacement plein champ résolues en temps sur la surface de l'échantillon.

Parallèlement aux mesures sur le terrain, des mesures ponctuelles classiques (jauges de contrainte et extensomètre laser) ont été utilisées. Les informations locales obtenues à partir du traitement de jauge virtuelle de données de champ complet sont comparées aux mesures locales. Enfin, la contrainte de rupture par traction obtenue à partir de plusieurs essais d'écaillage utilisant à la fois l'identification à partir de mesures en plein champ et la mesure locale du recul de la vitesse de la face arrière basée sur le traitement de Novikov est rapportée et comparée.

XII.9.2.1 Méthodologie expérimentale :

- Le montage spéléologique photomécanique (The photomechanical spalling set-up)

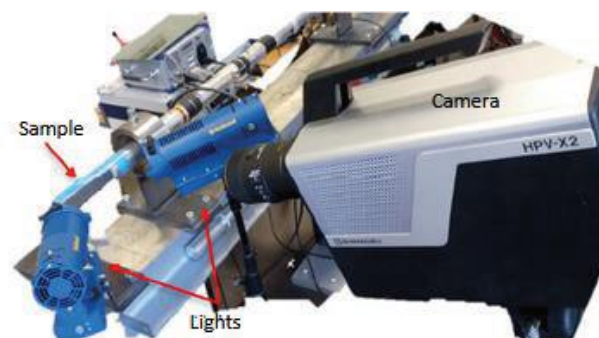


Figure XII-XV Le montage photomécanique utilisé pour effectuer les tests d'écaillage.

• matériau testé

Concrete	HPC
Aggregates D 0.5/8 [kg/m ³]	1008
Sand D _{max} = 1800µm [kg/m ³]	795.4
Cement CEM I 52.5 N PM ES CP2 (Vicat)	420
[kg/m ³] Superplasticizer (Sikafluid) [kg/m ³]	4.7
Silica fumes (Condensil S95 DS) [kg/m ³]	46.7
Water [kg/m ³]	140
Uniaxial compressive strength at 28 days (MPa)	80
Water/cement ratio (-)	0,3

Tableau XII-V Composition du mélange BHP utilisé dans les essais de traction dynamique

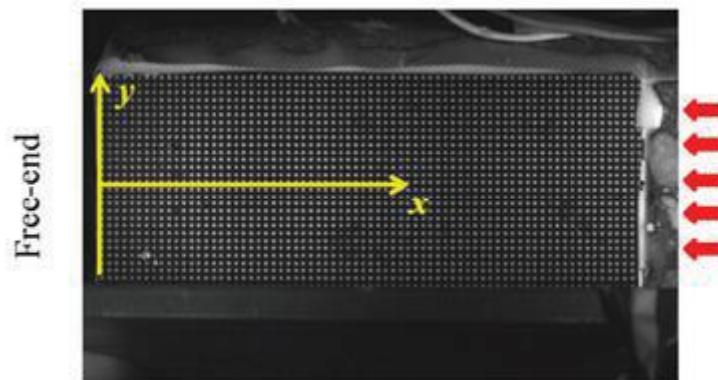


Figure XII-XVI Image d'un spécimen avec un motif de grille au pas de 1 mm pris avec une caméra Shimadzu HPV-X2 à 2 Mfps.

XII.9.2.2 Résultats expérimentaux :

A. Résultats d'identification

Les champs de déplacement résolus dans le temps obtenus sont traités pour dériver les résultats d'identification recherchés. Les cartes de déformation axiales sont dérivées des champs de déplacement en utilisant l'approche à approximation diffuse avec un noyau à 5 points spatiaux, tandis que les champs de vitesse ont été obtenus par une dérivation temporelle des signaux de déplacement en utilisant un ajustement polynomial local du 2e ordre sur 11 instants temporels. Les champs d'accélération sont obtenus à partir des champs de vitesse en utilisant une étape supplémentaire de dérivation temporelle. Afin de vérifier les paramètres de traitement, les mesures locales sont comparées à celles obtenues avec les données de terrain complètes. La comparaison de la mesure de contrainte axiale à l'aide de la jauge de contrainte et de la jauge de contrainte virtuelle à partir des mesures en plein champ et la comparaison des vitesses de la face arrière. Un bon accord entre les résultats obtenus avec ces deux types de systèmes de mesure peuvent être observé.

B. Résistance à la traction et vitesse de déformation identifiées

La résistance à la traction maximale des échantillons BHP testés est obtenue à partir de la réponse contrainte-déformation locale reconstituée aux positions où des discontinuités ont été observées sur les cartes de déplacement mesurées. La contrainte axiale dans l'échantillon a été obtenue directement à partir des champs d'accélération sans hypothèse sur le comportement constitutif du matériau à l'aide de l'équation (1).

Les champs de vitesse de déformation axiale ont été obtenus en effectuant une dérivation temporelle des cartes de déformation axiales. La vitesse de déformation à la rupture a été obtenue à partir du traitement de jauge virtuelle et du temps mesuré avant la contrainte de traction maximale. La contrainte de traction maximale a également été calculée à partir de la mesure du profil de vitesse de la face arrière comme suit:

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \rho C_0 v_{pb} \dots\dots\dots (1)$$

Où ρ est la densité du matériau, C_0 est la vitesse d'onde matérielle et v_{pb} est la vitesse de retour, correspondant à la différence entre la vitesse maximale et la vitesse au premier rebond.

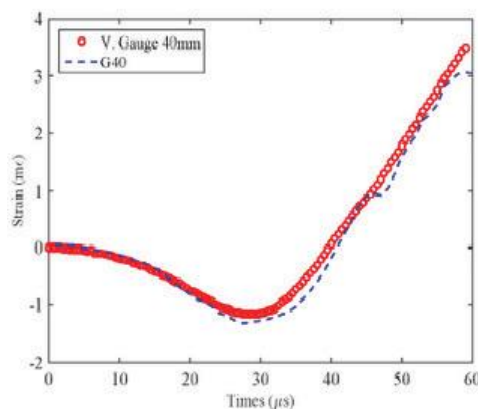


Figure XII-XVII Comparaison de la contrainte axiale obtenue à l'aide d'une jauge de contrainte et d'une jauge de contrainte virtuelle déduites des mesures en plein champ à 40 mm de l'extrémité libre de l'échantillon.

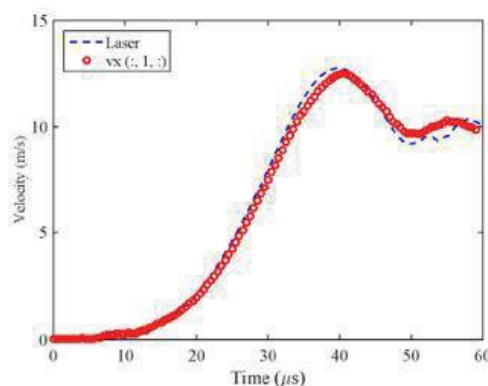


Figure XII-XVIII Comparaison de la vitesse de face arrière obtenue à l'aide d'un interféromètre laser et des mesures en plein champ de la caméra Shimadzu HPV-X2 à 2 Mfps

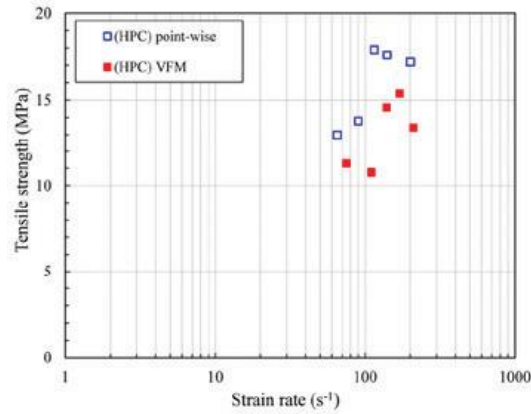


Figure XII-XIX Image d'un échantillon avec un motif de grille au pas de 1 mm, pris avec une caméra Shimadzu HPV-X2 à 2 Mfps.

La figure XII-XX montre la comparaison entre la contrainte de traction maximale identifiée à l'aide de l'identification VFM et la contrainte à la rupture obtenue à l'aide du recul de vitesse par rapport à la vitesse de déformation. On peut observer sur le graphique présenté que la méthode classique montre une résistance à la traction dynamique plus élevée d'environ 20% par rapport aux valeurs identifiées à partir de mesures en plein champ. Les principales raisons de cette surestimation, comme indiqué dans, proviennent certainement des hypothèses fortes utilisées dans le traitement classique basé sur la vitesse de retour en arrière.

XII.9.2.3 Conclusion :

Dans ce travail, la résistance à la traction du BHP est déterminée avec deux méthodes. Le premier utilise le VFM pour traiter les données de déplacement de champ complet fournies par un système d'imagerie UHS et le second repose sur le traitement classique de Novikov de la vitesse de retour. La résistance à la traction dynamique s'est révélée être systématiquement inférieure dans les cas d'utilisation du VFM. Les auteurs souhaitent exprimer leur gratitude à LMT Cachan pour avoir fourni le système d'acquisition à très grande vitesse.

XII.10 CONCLUSION :

Une étude expérimentale du comportement dynamique des BHP a été menée à l'aide de deux dispositifs différents à barres de pression Split Hopkinson. Les résistances à la compression statique du BHP testé sont de 100 MPa et 160 MPa, respectivement. L'éprouvette a été testée à des vitesses de déformation comprises entre 100 s⁻¹ et 700 s⁻¹.

Le facteur d'augmentation dynamique (DIF) de la résistance à la compression due aux effets de la vitesse de déformation est compris entre 1,84 et 3,40 pour 100 MPa BHP et entre 1,17 et 2,47 pour 160 MPa BHP, respectivement.

La comparaison des résultats avec le code de modèle constitutif du CEB montre une conformité pour le BHP de 100 MPa, mais seulement dans une très faible mesure pour le BHP de 160 MPa. Il est recommandé de développer de nouveaux modèles constitutifs plus précis permettant de déduire l'amélioration de la résistance dynamique pour BHP.

Précédemment on a vu la synthèse de différents résultats expérimentaux sur le comportement dynamique du béton en compression et en traction. Le comportement dynamique dans les deux cas montre un accroissement bilinéaire de la résistance dynamique en fonction de la vitesse de déformation à l'échelle logarithmique, néanmoins l'effet de vitesse est plus important en traction qu'en compression.



CONCLUSION GENERALE



Conclusion générale

L'élaboration d'un projet de pont constitue une expérience enrichissante dans le parcours de formation d'un étudiant ingénieur. Cela nécessite à la fois une réflexion approfondie et une connaissance étendue du domaine des différentes structures utilisées. L'ingénieur doit donc faire preuve de rigueur et d'un sens aiguisé de l'observation.

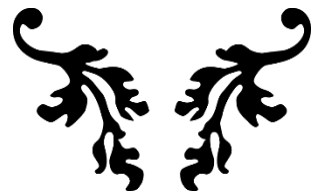
Le travail que nous avons réalisé, axé sur la conception et l'étude d'un viaduc de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post tension), marque la concrétisation de notre formation d'ingénieur à l'ENSTP (École Nationale Supérieure des Travaux Publics) de KOUBA. Ce projet de fin d'études représente l'aboutissement de notre formation en génie civil.

Ce modeste travail nous a permis de visualiser clairement les différentes phases de conception d'une structure d'art, ainsi que l'application des réglementations telles que l'Eurocode, le B.P.E.L, le B.A.E.L, les documents SETRA et le règlement parasismique algérien RPOA. De plus, ce projet nous a également permis d'acquérir des connaissances sur les outils informatiques tels qu'AutoCAD, ROBOT, etc., nous permettant ainsi d'obtenir des résultats précis dans un laps de temps optimal.

Enfin, il est primordial de réaliser l'ouvrage conformément aux études théoriques, en accordant une attention particulière aux détails et à la précision, afin d'assurer son bon comportement. Pour ce faire, une surveillance étroite et rigoureuse est indispensable tout au long du processus de construction



BIBLIOGRAPHIE



- [1] : Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- [2] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, garde-corps.
- [3] : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP).
- [4] : Mr. BELAOURA. Cours de Béton Armé, Béton Précontraint, ENSTP 2020/2021.
- [5] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, corniche.
- [6] : Mme. MERDOUD. Cours mécanique des sols, ENSTP 2020/2021
- [7] : Le règlement Algérien des ouvrages d'art (RCPR).
- [8] : Mr. ZOURGUI HEMAIDI.NADJIB. Cours de pont, application de la méthode de GYON MASSONNET pour les ponts à poutre, ENSTP 2020/2021.
- [9] : Y. Guyon, "Calcul des Ponts Larges à Poutres Multiples Solidarisées par des Entretoises", Annales des Ponts et Chaussées de France, 1946. pp 553-612.
- [10] : Ch. Massonnet, "Contribution au Calcul des Ponts à Poutres Multiples", Annales des Travaux Publics de Belgique. Juin, Oct et Déc 1950, pp 374-424, 749-800, 927-964.
- [11] : Richard Bares et Charles Massonnet, "Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes ». Maison d'Edition Technique, Prague, éditeur,92, rue Bonaparte, Paris-6.
- [12] : Service d'Études techniques des routes et autoroutes, SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté.
- [13] : Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.
- [14] : RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [15] : Service d'études sur les transports les routes et leurs aménagement (SETRA), pont mixte acier béton.
- [16] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.
- [17] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires ferrailages types.
- [18] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), ponts courants en zone sismique, guide de conception.
- [19] : Projet de fin d'étude : Conception et étude d'un ouvrage d'art au PK 29+600 sur le contournement de la ville de Biskra , Présenté par : REDJEM Zeid et SAID Mohamed Taki promotion 2021/2022.
- [20] : Projet de fin d'étude : CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V 4.2 DU PK 26+819 AU PK 27+106 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE BEJAIA , Présenté par : ALOUACHE SALIM et KORICHI ABD ERAOUF promotion 2021/2022.
- [21] : Projet de fin d'étude : CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC DU 80+315.04 DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DJEN DJEN "W. JIJEL" A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU DE LA VILLE D'EL EULMA , Présenté par : GHERIB Ahmed Rami et ABIZA Ridha promotion 2018/2019.



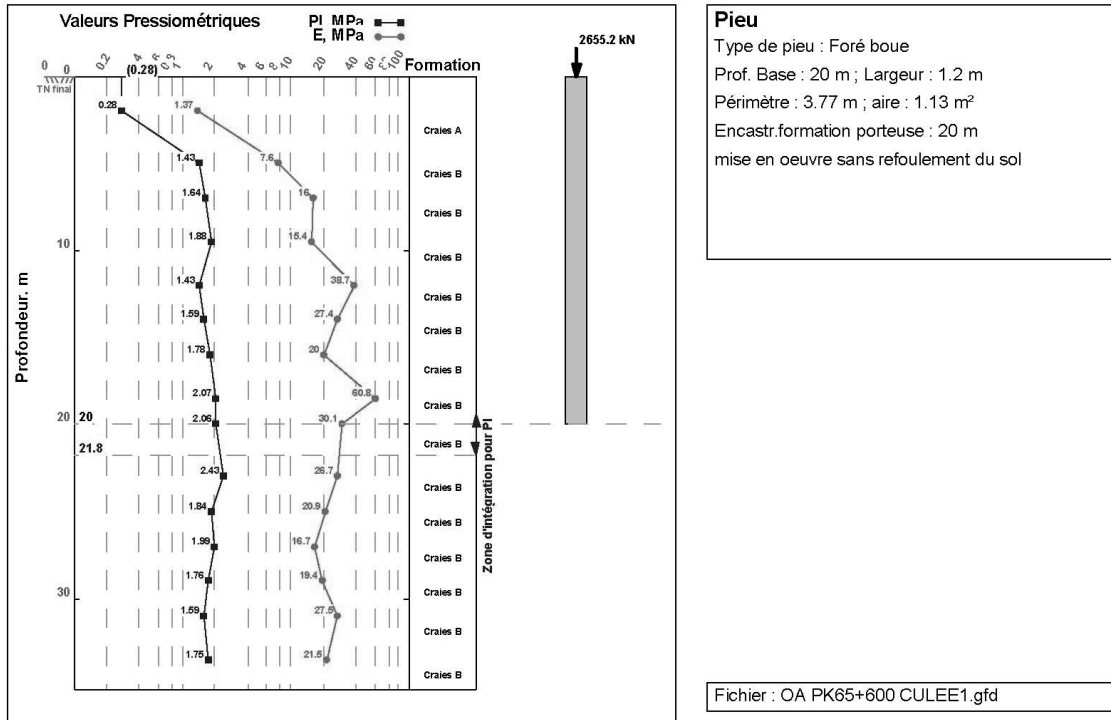
ANNEXES



Rapport Géotechniques :

Essai de pressiométrie

Résultats de calcul de pieux pour culée No 1



GeoFond© V1.12 du 09/11/07 développé par Geos
<http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS SA, Bâtiment Athena
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS - FRANCE

TEL : 04 50 95 38 14
 FAX : 04 50 95 99 36

Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du Fascicule 62

rp = 1

rs = 1

Qsu = 6.82 MN

Ple = 2.14 MPa

kp = 1.4

qu = 3 MPa

Qpu = 3.39 MN

Qc = 6.47 MN

Qu = 10.2 MN

Qtc = 4.77 MN

Qtu = 6.82 MN

Ann. C.2.5

Art. E.2.2

Ann. C.3.2

Ann. C.3.2

Ann. C.2.6

Ann. C.2.3

Ann. C.2.2

Ann. C.2.3

Ann. C.2.2

Qmax(ELU Fondamental) = 7.29 MN > 4.4776 MN : Cond. vérifiée

Qmax(ELU Accidentel) = 8.51 MN > 6.1154 MN : Cond. vérifiée

Qmax(ELS Rare) = 5.88 MN > 3.3159 MN : Cond. vérifiée

Qmax(ELS Quasi Permanent) = 4.62 MN > 2.6552 MN : Cond. vérifiée

Qmin(ELU Fondamental) = -4.87 MN < 0 MN : Cond. vérifiée

Qmin(ELU Accidentel) = -5.24 MN < -1.96 MN : Cond. vérifiée

Qmin(ELS Rare) = -3.41 MN < 0 MN : Cond. vérifiée

Qmin(ELS Quasi Permanent) = 0 MN < 0 MN : Cond. vérifiée

Résultats de calcul : Tassement

cb = 2.35 MPa

Par la méthode de Frank & Zhao

ql(20) = 3e+003 kPa

qp(20) = 79.9 kPa

q'u(20) = 90.3 kN

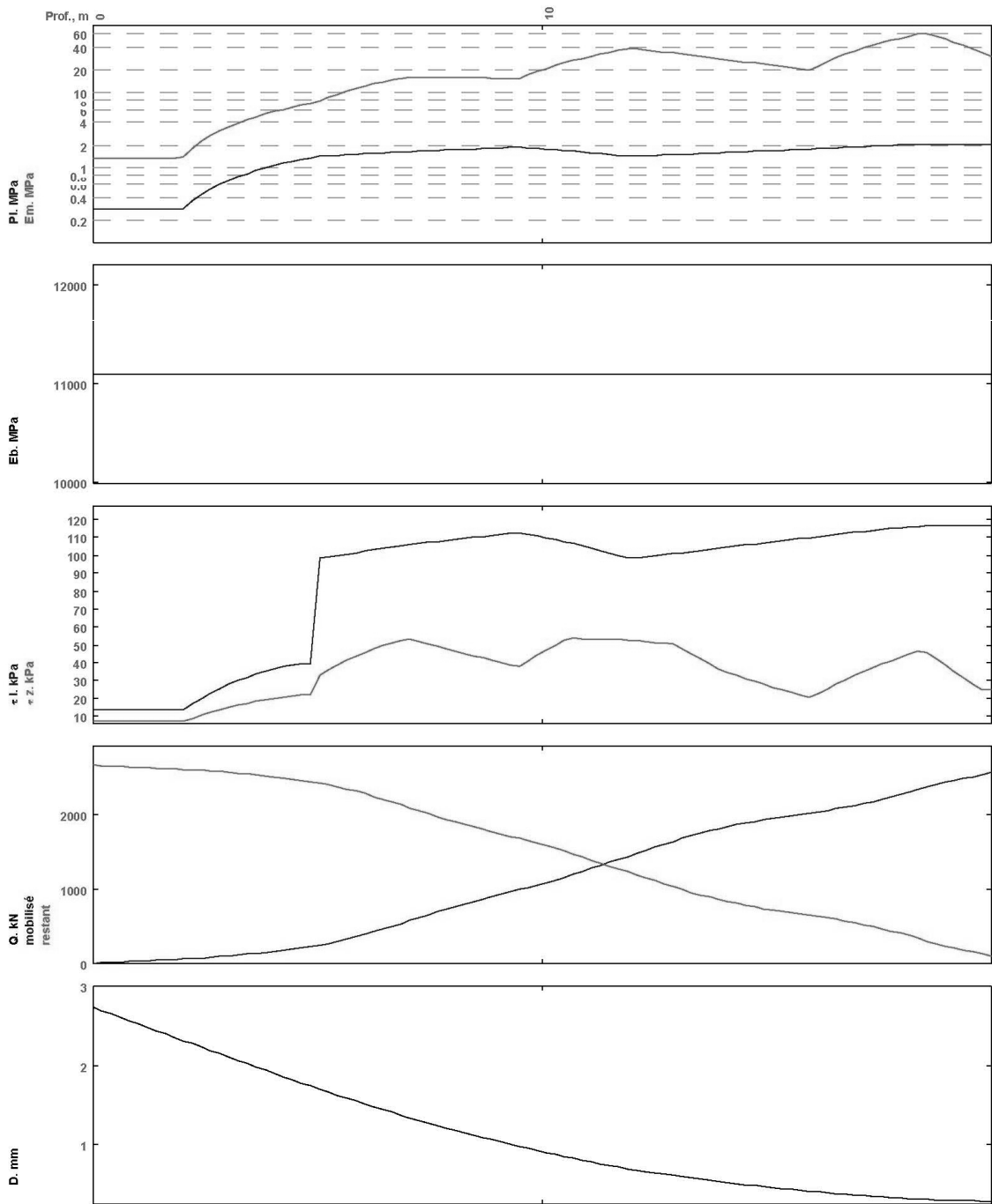
D = 2.74 mm

27/06/2015 16:52

PK65+600 (PSO65-9)

page 1

FIGURE



27/06/2015 16:52	PK65+600 (PSO65-9)	page 2	FIGURE

Résultats détaillés : capacité portante

Par la méthode du Fascicule 62

$$Q_{su} = \rho_s \cdot P \int_0^D Q_s(z) \cdot dz = 6.82 \text{ MN}$$

$B = 1.2 \text{ m}$; $h = 20 \text{ m}$

$a = \max(0.5 ; B/2) = 0.6 \text{ m}$; $b = \min(a ; h) = 0.6 \text{ m}$

$$Ple^* = 1/(3 \cdot a + b) \int_{D-b}^{D+3 \cdot a} Pl^*(z) \cdot dz = 2.14 \text{ MPa}$$

$k_p = 1.4$ (d'après tableau)

$q_u = K_p \cdot Ple^* = 3$

$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_u = 3.39 \text{ MN}$

$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 10.2 \text{ MN}$

$Q_c = 0.5 Q_{pu} + 0.7 Q_{su} = 6.47 \text{ MN}$

$Q_{tu} = Q_{su} = 6.82 \text{ MN}$

$Q_{tc} = 0.7 Q_{su} = 4.77 \text{ MN}$

$Q_{max}(\text{ELU Fondamental}) = Q_u / 1.4 = 7.29 \text{ MN}$

$Q_{max}(\text{ELU Accidentel}) = Q_c / 1.4 = 8.51 \text{ MN}$

$Q_{max}(\text{ELS Rare}) = Q_c / 1.1 = 5.88 \text{ MN}$

$Q_{max}(\text{ELS QuasiPermanent}) = Q_c / 1.4 = 4.62 \text{ MN}$

$Q_{min}(\text{ELU Fondamental}) = - Q_{tu} / 1.4 = -4.87 \text{ MN}$

$Q_{min}(\text{ELU Accidentel}) = - Q_{tu} / 1.3 = -5.24 \text{ MN}$

$Q_{min}(\text{ELS Rare}) = - Q_{tc} / 1.4 = -3.41 \text{ MN}$

$Q_{min}(\text{ELS QuasiPermanent}) = 0 \text{ MN}$

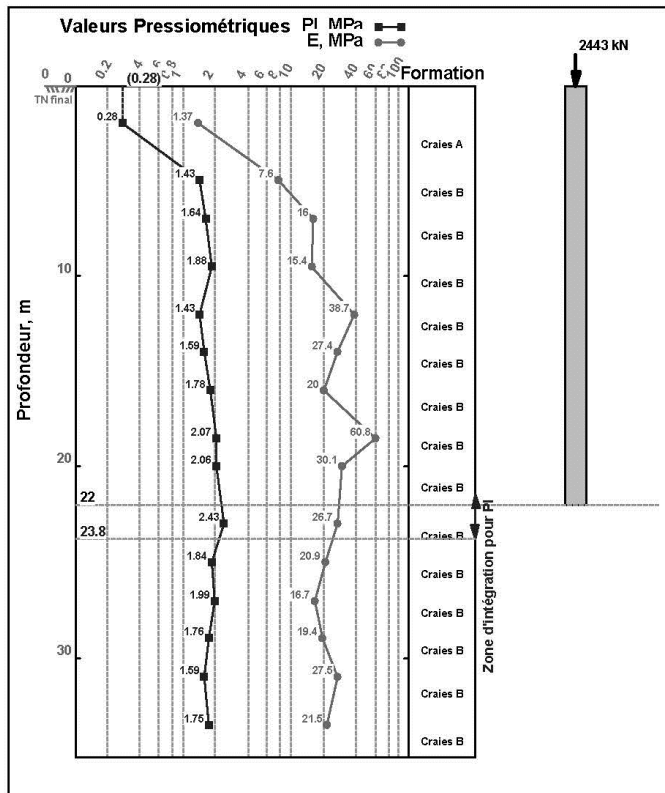
Résultats détaillés : tassement

Par la méthode de Frank et Zhao

$S_f = 2.74 \text{ mm}$

27/06/2015 16:52	PK65+600 (PSO65-9)	page 3	FIGURE

Résultats de calcul de pieux pour pile No 1



Pieu

Type de pieu : Foré boue
 Prof. Base : 22 m ; Largeur : 1.2 m
 Périmètre : 3.77 m ; aire : 1.13 m²
 Encastr. formation porteuse : 22 m
 mise en oeuvre sans refoulement du sol

Fichier : OA PK65+600 PILE2.gfd



GeoFond© V1.12 du 09/11/07 développé par Geos
<http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS SA, Bâtiment Athena
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS - FRANCE

TEL : 04 50 95 38 14
 FAX : 04 50 95 99 36

Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du Fascicule 62

rp = 1
 rs = 1
 Qsu = 7.7 MN Ann. C.2.5
 Ple = 2.32 MPa Art. E.2.2
 kp = 1.4 Ann. C.3.2
 qu = 3.25 MPa Ann. C.3.2
 Qpu = 3.68 MN Ann. C.2.6
 Qc = 7.23 MN Ann. C.2.3
 Qu = 11.4 MN Ann. C.2.2
 Qtc = 5.39 MN Ann. C.2.3
 Qtu = 7.7 MN Ann. C.2.2

Qmax(ELU Fondamental) = 8.13 MN > 4.3111 MN : Cond. vérifiée
 Qmax(ELU Accidentel) = 9.49 MN > 6.2717 MN : Cond. vérifiée
 Qmax(ELS Rare) = 6.58 MN > 3.193 MN : Cond. vérifiée
 Qmax(ELS Quasi Permanent) = 5.17 MN > 2.443 MN : Cond. vérifiée

Qmin(ELU Fondamental) = -5.5 MN < 0 MN : Cond. vérifiée
 Qmin(ELU Accidentel) = -5.93 MN < -1.9406 MN : Cond. vérifiée
 Qmin(ELS Rare) = -3.85 MN < 0 MN : Cond. vérifiée
 Qmin(ELS Quasi Permanent) = 0 MN < 0 MN : Cond. vérifiée

Résultats de calcul : Tassement

cb = 2.16 MPa

Par la méthode de Frank & Zhao

ql(22) = 3.25e+003 kPa
 qp(22) = 49.3 kPa
 q'u(22) = 55.7 kN

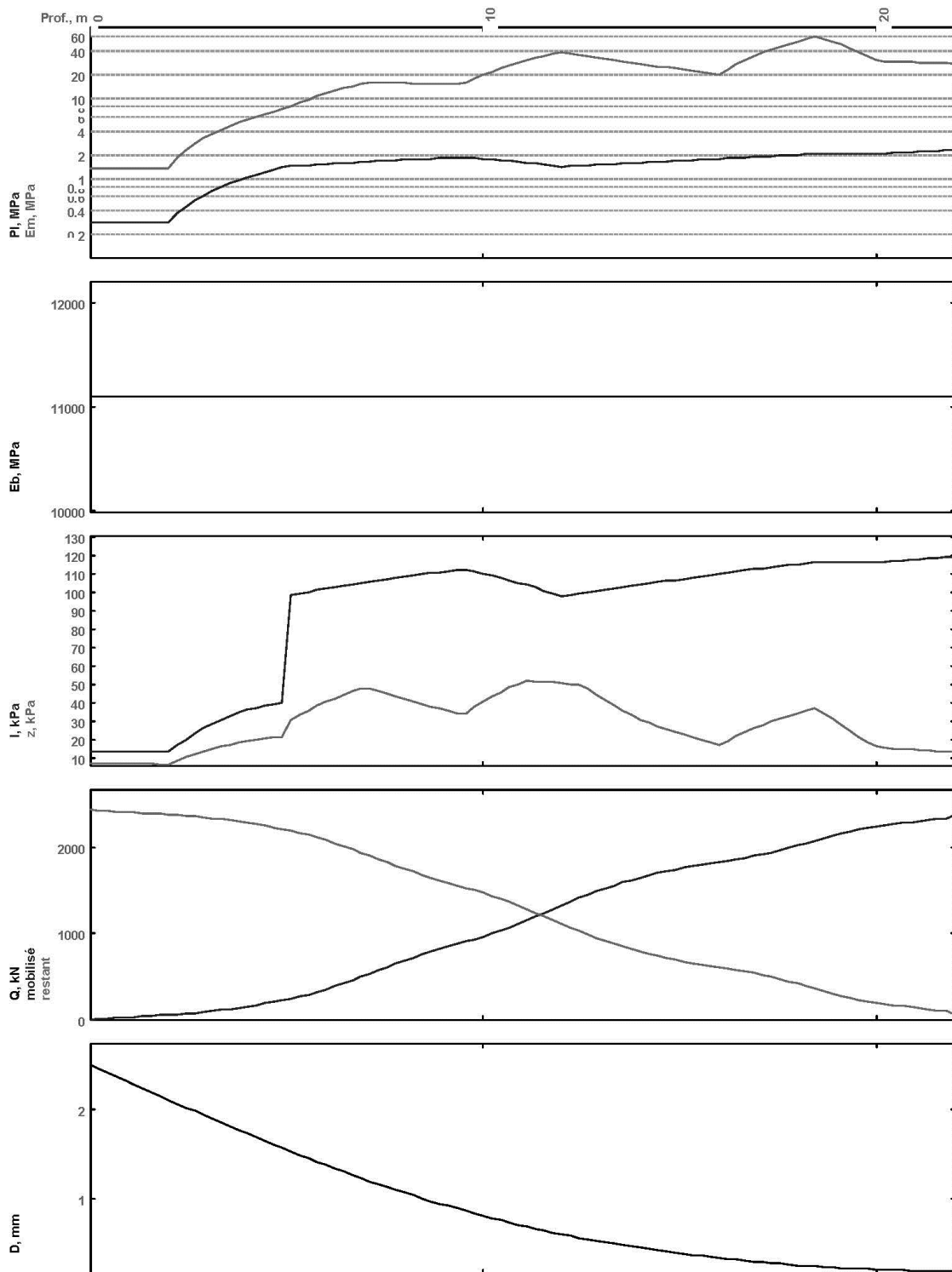
D = 2.49 mm

14/08/2015 21:57

PK65+600 (PSO65-9)

page 1

FIGURE



14/08/2015 21:57	PK65+600 (PSO65-9)	page 2	FIGURE

Résultats détaillés : capacité portante

Par la méthode du Fascicule 62

$$Q_{su} = \rho_s \cdot P \int_0^D Q_s(z) \cdot dz = 7.7 \text{ MN}$$

B = 1.2 m ; h = 22 m

a = max(0.5 ; B/2) = 0.6 m ; b = min(a ; h) = 0.6 m

$$P_{le}^* = 1/(3 \cdot a + b) \int_{D-b}^{D+3 \cdot a} P_l^*(z) \cdot dz = 2.32 \text{ MPa}$$

k_p = 1.4 (d'après tableau)

q_u = k_p · P_{le}^{*} = 3.25

Q_{pu} = ρ_p · A · q_u = 3.68 MN

Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 11.4 MN

Q_c = 0.5 Q_{pu} + 0.7 Q_{su} = 7.23 MN

Q_{tu} = Q_{su} = 7.7 MN

Q_{tc} = 0.7 Q_{su} = 5.39 MN

Q_{max}(ELU Fondamental) = Q_u / 1.4 = 8.13 MN

Q_{max}(ELU Accidentel) = Q_c / 1.4 = 9.49 MN

Q_{max}(ELS Rare) = Q_c / 1.1 = 6.58 MN

Q_{max}(ELS QuasiPermanent) = Q_c / 1.4 = 5.17 MN

Q_{min}(ELU Fondamental) = - Q_{tu} / 1.4 = -5.5 MN

Q_{min}(ELU Accidentel) = - Q_{tu} / 1.3 = -5.93 MN

Q_{min}(ELS Rare) = - Q_{tc} / 1.4 = -3.85 MN

Q_{min}(ELS QuasiPermanent) = 0 MN

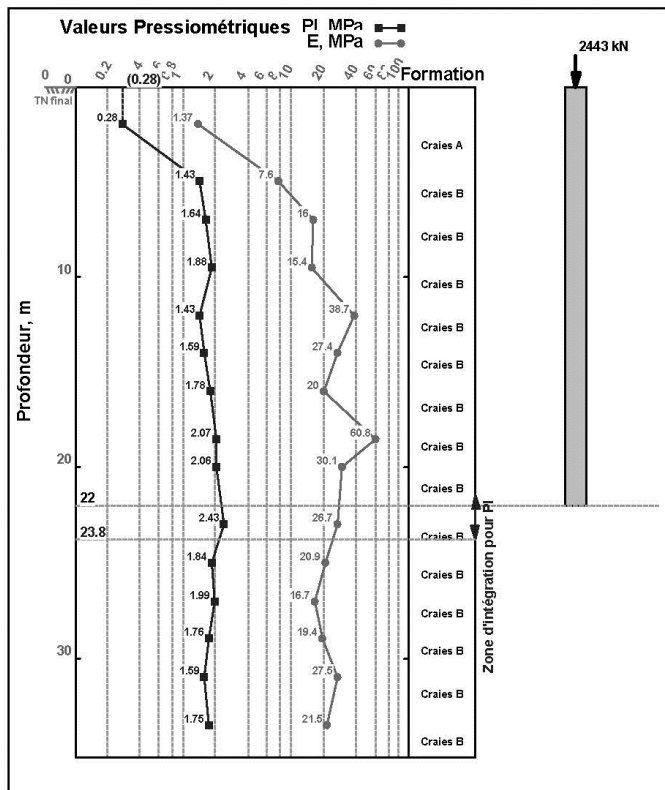
Résultats détaillés : tassement

Par la méthode de Frank et Zhao

S_f = 2.49 mm

14/08/2015 21:57	PK65+600 (PSO65-9)	page 3	FIGURE

Résultats de calcul de pieux pour pile No 2



Pieu

Type de pieu : Foré boue
 Prof. Base : 22 m ; Largeur : 1.2 m
 Périmètre : 3.77 m ; aire : 1.13 m²
 Encastr. formation porteuse : 22 m
 mise en oeuvre sans refoulement du sol

Fichier : OA PK65+600 PILE3.gfd



GeoFond© V1.12 du 09/11/07 développé par Geos
<http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS SA, Bâtiment Athena
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS - FRANCE

TEL : 04 50 95 38 14
 FAX : 04 50 95 99 36

Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode du Fascicule 62

rp = 1

rs = 1

Qsu = 7.7 MN

Ple = 2.32 MPa

kp = 1.4

qu = 3.25 MPa

Qpu = 3.68 MN

Qc = 7.23 MN

Qu = 11.4 MN

Qtc = 5.39 MN

Qtu = 7.7 MN

Ann. C.2.5

Art. E.2.2

Ann. C.3.2

Ann. C.3.2

Ann. C.2.6

Ann. C.2.3

Ann. C.2.2

Ann. C.2.3

Ann. C.2.2

Qmax(ELU Fondamental) = 8.13 MN > 4.3111 MN : Cond. vérifiée

Qmax(ELU Accidentel) = 9.49 MN > 6.2717 MN : Cond. vérifiée

Qmax(ELS Rare) = 6.58 MN > 3.193 MN : Cond. vérifiée

Qmax(ELS Quasi Permanent) = 5.17 MN > 2.443 MN : Cond. vérifiée

Qmin(ELU Fondamental) = -5.5 MN < 0 MN : Cond. vérifiée

Qmin(ELU Accidentel) = -5.93 MN < -1.9406 MN : Cond. vérifiée

Qmin(ELS Rare) = -3.85 MN < 0 MN : Cond. vérifiée

Qmin(ELS Quasi Permanent) = 0 MN < 0 MN : Cond. vérifiée

Résultats de calcul : Tassement

cb = 2.16 MPa

Par la méthode de Frank & Zhao

q(22) = 3.25e+003 kPa

qp(22) = 49.3 kPa

q'u(22) = 55.7 kN

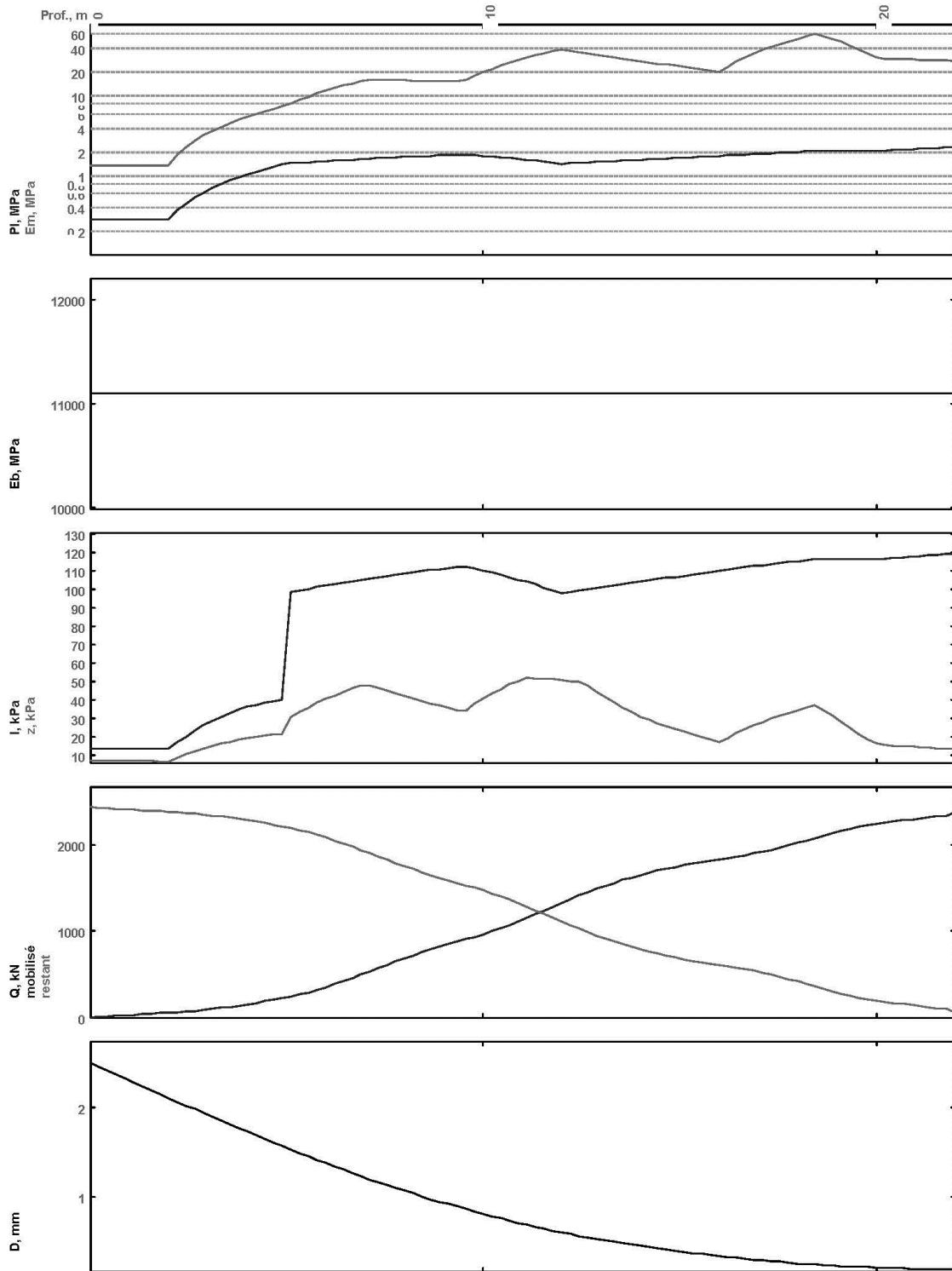
D = 2.49 mm

14/08/2015 21:58

PK65+600 (PSO65-9)

page 1

FIGURE



14/08/2015 21:58	PK65+600 (PSO65-9)	page 2	FIGURE

Résultats détaillés : capacité portante

Par la méthode du Fascicule 62

$$Q_{su} = \rho_s \cdot P \int_0^D Q_s(z) \cdot dz = 7.7 \text{ MN}$$

$$B = 1.2 \text{ m} ; h = 22 \text{ m}$$

$$a = \max(0.5 ; B/2) = 0.6 \text{ m} ; b = \min(a ; h) = 0.6 \text{ m}$$

$$P_{le}^* = 1/(3 \cdot a + b) \int_{D-b}^{D+3 \cdot a} P_l^*(z) \cdot dz = 2.32 \text{ MPa}$$

$$k_p = 1.4 \text{ (d'après tableau)}$$

$$q_u = k_p \cdot P_{le}^* = 3.25$$

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_u = 3.68 \text{ MN}$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 11.4 \text{ MN}$$

$$Q_c = 0.5 Q_{pu} + 0.7 Q_{su} = 7.23 \text{ MN}$$

$$Q_{tu} = Q_{su} = 7.7 \text{ MN}$$

$$Q_{tc} = 0.7 Q_{su} = 5.39 \text{ MN}$$

$$Q_{\max}(\text{ELU Fondamental}) = Q_u / 1.4 = 8.13 \text{ MN}$$

$$Q_{\min}(\text{ELU Fondamental}) = - Q_{tu} / 1.4 = -5.5 \text{ MN}$$

$$Q_{\max}(\text{ELU Accidentel}) = Q_c / 1.4 = 9.49 \text{ MN}$$

$$Q_{\min}(\text{ELU Accidentel}) = - Q_{tu} / 1.3 = -5.93 \text{ MN}$$

$$Q_{\max}(\text{ELS Rare}) = Q_c / 1.1 = 6.58 \text{ MN}$$

$$Q_{\min}(\text{ELS Rare}) = - Q_{tc} / 1.4 = -3.85 \text{ MN}$$

$$Q_{\max}(\text{ELS QuasiPermanent}) = Q_c / 1.4 = 5.17 \text{ MN}$$

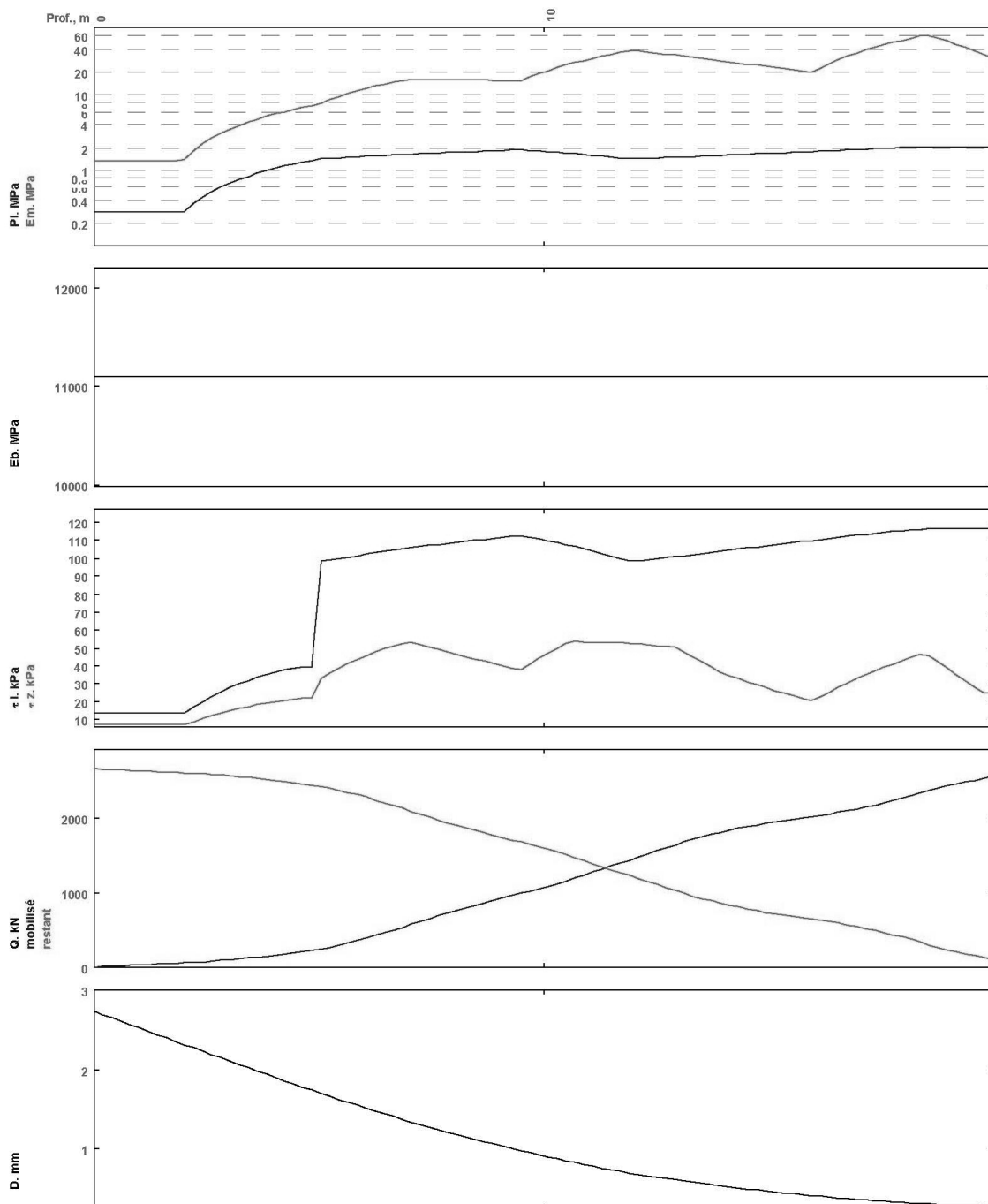
$$Q_{\min}(\text{ELS QuasiPermanent}) = 0 \text{ MN}$$

Résultats détaillés : tassement

Par la méthode de Frank et Zhao

$$S_f = 2.49 \text{ mm}$$

14/08/2015 21:58	PK65+600 (PSO65-9)	page 3	FIGURE



27/06/2015 16:53	PK65+600 (PSO65-9)	page 2	FIGURE

Résultats détaillés : capacité portante

Par la méthode du Fascicule 62

$$Q_{su} = \rho_s \cdot P \int_0^D Q_s(z) \cdot dz = 6.82 \text{ MN}$$

$$B = 1.2 \text{ m}; h = 20 \text{ m}$$

$$a = \max(0.5; B/2) = 0.6 \text{ m}; b = \min(a; h) = 0.6 \text{ m}$$

$$P_{le}^* = 1/(3 \cdot a + b) \int_{D-b}^{D+3 \cdot a} P_{le}^*(z) \cdot dz = 2.14 \text{ MPa}$$

$$k_p = 1.4 \text{ (d'après tableau)}$$

$$q_u = k_p \cdot P_{le}^* = 3$$

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_u = 3.39 \text{ MN}$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 10.2 \text{ MN}$$

$$Q_c = 0.5 Q_{pu} + 0.7 Q_{su} = 6.47 \text{ MN}$$

$$Q_{tu} = Q_{su} = 6.82 \text{ MN}$$

$$Q_{tc} = 0.7 Q_{su} = 4.77 \text{ MN}$$

$$Q_{\max}(\text{ELU Fondamental}) = Q_u / 1.4 = 7.29 \text{ MN}$$

$$Q_{\max}(\text{ELU Accidentel}) = Q_c / 1.4 = 8.51 \text{ MN}$$

$$Q_{\max}(\text{ELS Rare}) = Q_c / 1.1 = 5.88 \text{ MN}$$

$$Q_{\max}(\text{ELS QuasiPermanent}) = Q_c / 1.4 = 4.62 \text{ MN}$$

$$Q_{\min}(\text{ELU Fondamental}) = - Q_{tu} / 1.4 = -4.87 \text{ MN}$$

$$Q_{\min}(\text{ELU Accidentel}) = - Q_{tu} / 1.3 = -5.24 \text{ MN}$$

$$Q_{\min}(\text{ELS Rare}) = - Q_{tc} / 1.4 = -3.41 \text{ MN}$$

$$Q_{\min}(\text{ELS QuasiPermanent}) = 0 \text{ MN}$$

Résultats détaillés : tassement

Par la méthode de Frank et Zhao

$$S_f = 2.74 \text{ mm}$$

27/06/2015 16:53	PK65+600 (PSO65-9)	page 3	FIGURE

Sondages carottés

Échelle (m)		Elevation (m)		Profondeur (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)		RQD		Tubage		Carottier		État		Profondeur Échantillon		Niveau d'eau		DESCRIPTION	
		25		50		75		100															
1,0	-1,50	100 %												CR									Ramblai (Limon argileux, graveleux).
2,0	1,50	95 %					23							CR									Argile sableuse (sable fin) à limoneuse, rougeâtre, moyennement ferme.
3,0	-3,00													CR									Cailloux et galets grossiers.
4,0	3,00	90 %					79							CR									Argile sableuse, brunâtre, caillouteuse, molle.
5,0	-4,50	90 %												CR									Cailloux + galets grossiers.
6,0	4,50	80 %												CR									Sable grossiers + galets moyens.
7,0	-5,60	80 %					47							CR									Argile sableuse, caillouteuse, brunâtre, molle.
8,0	6,00													CR									Galets moyens.
9,0	-8,50	80 %												CR									Sable grossier + galets moyens.
10,0	8,50													CR									Fin du forage à une profondeur de 15,25 m.
11,0	-11,00	80 %					Refus							CR									
12,0	11,00	75 %												CR									
13,0	-13,00													CR									
14,0	13,00	75 %												CR									
15,0	-15,25													CR									
16,0	15,25																						
17,0																							

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimétrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gd, Gh)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : M.BRAHAM

Vérifié par : M.BENMEZIANE

18/11/2012

Page : 1 de 1



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-1 – Caisse n°01/04
 Profondeur : 0,00 à 2,45 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-1 – Caisse n°02/04
 Profondeur : 2,45 à 5,00 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-1 – Caisse n°03/04
 Profondeur : 5,00 à 11,00 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-1 – Caisse n°04/04
 Profondeur : 11,00 à 15,00 m



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : FC-65-2

Projet : Etude géotechnique de la pénétrante de Béjaia
 Endroit : Akbou

Dossier N° :
 Client : K S Groupement

Date début : 24/12/2012
 Date fin : 24/12/2012
 Profondeur forée (m) : 15,05
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 637 678
 Y : 4 032 953
 Z :

Boue de forage : Eau Clair
 Type forage : Carottage
 Foreuse : ROLATEC

Etat des échantillons :



Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1+ N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
1,0	-1,50	90 %				CR				Argile sableuse (sable fin), grisâtre, molle.
2,0	1,50	85 %	62			CR				Argile sableuse, graveleuse avec quelques galets moyens.
3,0	-2,80		64							
4,0	2,80									
5,0										
6,0			62							
7,0										
8,0		80 %			101	CR				Sable grossier, plus au moins argileux graveleux, avec galets, et des passages de graviers et galets entre:4,50-5,60 et 7,10-7,20m, ce sable qui devient moyen à partir de 9,00 jusqu'à 10,80m.
9,0			75							
10,0										
11,0										
12,0	-11,90		Refus							
13,0	11,90									
14,0		85 %				CR				Galets gréseux, grossiers, + graviers; avec passage de sable argileux graveleux entre: 13,50-13,80m et 14,60-15,00m.
15,0	-15,05		74							Fin du forage à une profondeur de 15,05 m.
16,0	15,05									
17,0										

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gd, Gh)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : M.BRAHAM

Vérifié par : M.BENMEZIANE

28/12/2012

Page : 1 de 1



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-2 – Caisse n°03/05
 Profondeur : 6,50 à 9,80 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-2 – Caisse n°02/05
 Profondeur : 2,80 à 6,50 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-2 – Caisse n°05/05
 Profondeur : 13,50 à 15,05 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-2 – Caisse n°01/05
 Profondeur : 0,00 à 2,80 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-2 – Caisse n°04/05
 Profondeur : 9,80 à 13,50 m



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : FC-65-3

Projet : Etude géotechnique de la pénétrante de Béjaia
 Endroit : Akbou

Dossier N° :
 Client : K S Groupement

Date début : 25/12/2012
 Date fin : 26/12/2012
 Profondeur forée (m) : 20
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 637 629
 Y : 4 032 811
 Z :

Boue de forage : Eau Clair
 Type forage : Carottage
 Foreuse : ROLATEC

Etat des échantillons :



Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau		DESCRIPTION	
1.5		90 %	50			CR		1.50 1.95			Argile sableuse, brunâtre, molle.	
3.0	-2.80 2.80		56			CR		3.00 3.45				
4.5		85 %	56			CR		6.00 6.45			Sable grossier, argileux, caillouteux.	
6.0												
7.5												
9.0	-8.50 -9.60 9.00	80 %	42			CR		9.00 9.45			Galets grossiers + graviers.	
10.5	-10.65 10.65	85 %				CR					Sable grossiers plus au moins argileux.	
12.0			Refus					12.00 12.30				
13.5												
15.0		80 %	Refus			CR		15.00			Galets moyens à grossiers, plus au moins du gravier.	
16.5												
18.0			Refus					18.00				
19.5	-18.90 18.90	80 %				CR		19.50 20.00			Sable grossier graveleux.	
20.0	-20.00 20.00		84								Fin du forage à une profondeur de 20 m.	
21.0												
22.5												
24.0												
25.5												

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

ABREVIATIONS :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TO : Tube ouvert

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gd, Gh)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : M.BRAHAM

Vérfié par : M.BENMEZIANE

28/12/2012

Page : 1 de 1



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-3 – Caisse n°01/07
 Profondeur : 0,00 à 2.80 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-3 – Caisse n°2/07
 Profondeur : 2,80 à 5,50 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-3 – Caisse n°03/07
 Profondeur : 5,50 à 9,45 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-3 – Caisse n°04/07
 Profondeur : 9,45 à 13,00 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-3 – Caisse n°05/07
 Profondeur : 13,00 à 15,30 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-3 – Caisse n°06/07
 Profondeur : 15,30 à 18,60 m



Client : K S Groupement
Projet : Pénétrante de Bejaia
Sondage : FC -65-3– Caisse n°07/07
Profondeur : 18,60 à 20,00 m



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : FC-65-4

Projet : Etude géotechnique de la pénétrante de Béjaia
 Endroit : Akbou

Dossier N° :
 Client : K S Groupement

Date début : 19/11/2012
 Date fin : 28/11/2012
 Profondeur forée (m) : 20,32
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 637 563
 Y : 4 032 624
 Z :

Boue de forage : Eau Clair
 Type forage : Carottage
 Foreuse : ROLATEC

Etat des échantillons :
 Intact Remanié Paraffiné Roche

Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau		DESCRIPTION
-0,60	0,60	90%				CR					Sable fin Limoneux. brunâtre, molle.
1,5	1,50	90%	18			CR		1,50			Argile sableuse (sable fin), brunâtre, molle.
3,0	3,00	85%	18			CR		3,00			Sable grossier.
4,5	3,60	85%				CR		3,45			Argile sableuse, brunâtre, avec galets moyens à grossiers, molle.
6,0	6,50	80%	Refus			CR		6,00			Sable moyen avec galets moyens.
7,5	6,50	80%				CR		6,25			Sable grossier.
9,0	8,40	85%	74			CR		9,00			Sable plus au moins argileux, avec galets moyens à grossiers et graviers.
10,5	10,00	80%	Refus			CR		12,00			Sable moyen.
12,0	12,00	80%				CR		12,18			Sable argileux (sable grossier), brunâtre, graveleux.
13,5	15,45	85%	46			CR		15,00			Galets moyens.
15,0	15,45	85%				CR		15,45			Fin du forage à une profondeur de 20,32 m.
16,5	16,30	80%				CR		18,00			
18,0	18,00	85%	Refus			CR		18,42			
19,5	20,32	85%	Refus			CR		20,00			
21,0	20,32							20,32			

REMARQUES :	TYPE D'ECHANTILLON :	ABREVIATIONS :
	CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-4 – Caisse n°03/06
 Profondeur : 6,50 à 10,00 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-4 – Caisse n°06/06
 Profondeur : 16,00 à 20,32 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-4 – Caisse n°02/06
 Profondeur : 3,00 à 6,50 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-4 – Caisse n°05/06
 Profondeur : 13,00 à 16,00 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-4 – Caisse n°01/06
 Profondeur : 0,00 à 3,00 m



Client : K S Groupement
 Projet : Pénétrante de Bejaia
 Sondage : FC -65-4 – Caisse n°04/06
 Profondeur : 10,00 à 13,00 m

Calcul de Section en Flexion Simple

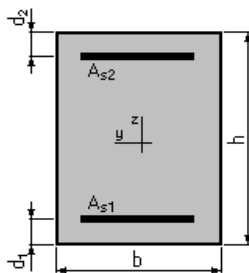
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 20,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	64,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 2,4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,54$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 64,00$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 2,5$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 16,0$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,74$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

Calcul de Section en Flexion Simple

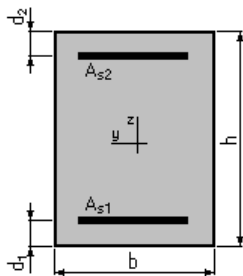
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	63,86	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 2,4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,54$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 63,86$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16,0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,74$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE

FIBRE INFERIEUE

Calcul de Section en Flexion Simple

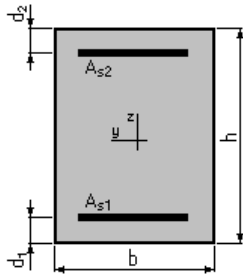
1. Hypothčses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	165,64	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 4,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 4,7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,11$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 165,64$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 24,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 136,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 19,5$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

FIBRE SUPERIEUR

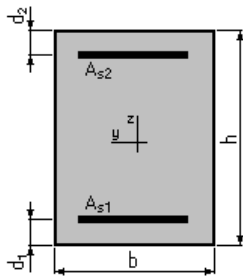
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 150,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	270,44	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s,min} = 4,7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,18$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 270,44$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 30,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 134,9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,3$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 30,6$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

FERAILLAGE DE CHEVETRE

A L'APPUI

Calcul de Section en Flexion Simple

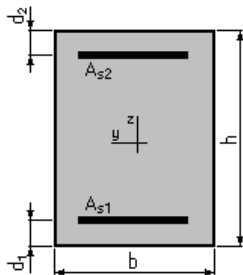
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 220,0$ (cm)
 $h = 160,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	3728,39	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 105,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s,min} = 34,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,31$ (%)		

minimum $\rho_{\min} = 0,10 (\%)$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 3728,39 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 40,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 141,5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

MI TRAVEE

Calcul de Section en Flexion Simple

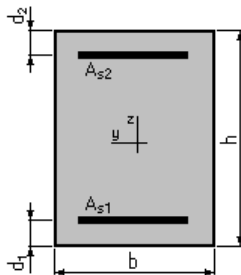
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 220,0 \text{ (cm)}$

$h = 160,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	632,83	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 34,1$ (cm²)
 Section minimum $A_{s\ min} = 34,1$ (cm²)
 théorique $\rho = 0,10$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 632,83$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,98

Position de l'axe neutre: $y = 24,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 146,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 9,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Calcul de Section à l'effort Tranchant

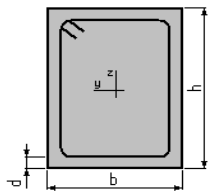
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 220,0$ (cm)

$h = 160,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	3752,37	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,1$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 15,8$ (m)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,5$ (cm²)
 Cadres: $1 \text{ } \varnothing 14$
 Espacement : $S_t = 7,8$ (cm)
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm)

ferrailage de courbeau

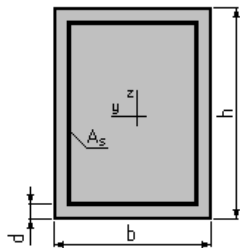
Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	106,03
Etat Limite de Service	78,84
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 3000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2744,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 225000,0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 2500000,0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8,7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 34,6$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	

$$\alpha = 0,65$$

$$N_u (\text{béton seul}) = 3546,00 \quad (\text{kN})$$

Béton:

$$\sigma (\text{ELS}) = 0,2 \text{ (MPa)}$$
$$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$$

Acier:

Section théorique	$A_s = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 150,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,52 \text{ (\%)}$
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,35 \text{ (\%)}$
maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

ferrailage de dalle de transition

Calcul de Section en Flexion Simple

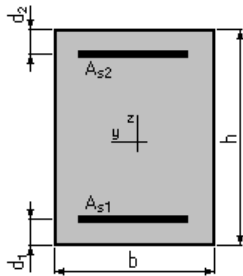
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	106,03	0,00
Etat Limite de Service	78,84	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 14,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,57 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,12 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 106,03 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,34	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,0 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 23,0 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 2,53 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 78,84 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 8,4 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 22,2 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8,4 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

ferrailage de fûts

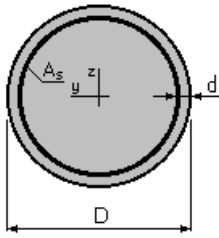
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 150,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	6646,75	2664,24	0,00
2.	ELS	4932,36	2542,34	0,00
3.	ELA	7176,39	1430,60	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 176,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s_{\min}} = 176,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s_{\max}} = 883,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,50 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 6646,75 (kN) M_y = 2664,24 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,42 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 100,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 98,5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,54$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 307,2$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **$N = 4932,36$ (kN)** **$M_y = 2542,34$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,62

Position de l'axe neutre: $y = 87,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 109,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 99,1$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 141,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **$N = 7176,39$ (kN)** **$M_y = 1430,60$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,84 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 124,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 88,5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,56$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 111,1$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

ferrailage de MUR FRONTAL

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

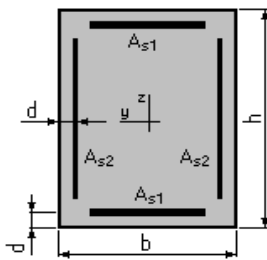
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	934,84	601,29	0,00
2.	ELS	451,60	692,47	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1}	= 15,0 (cm ²)	Section théorique A_{s2}	= 0,0 (cm ²)
Section minimum théorique $A_{s\min}$	= 30,0 (cm ²)	Section maximum théorique $A_{s\max}$	= 750,0 (cm ²)
théorique ρ	= 0,20 (%)		
minimum ρ_{\min}	= 0,10 (%)	maximum ρ_{\max}	= 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 934,84 (kN) M_y = 601,29 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,67 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 58,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 121,6$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 5,17$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 451,60 (kN) M_y = 692,47 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,26

Position de l'axe neutre: $y = 33,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 133,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 19,6$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 28,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Ferraillage de PIEU

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

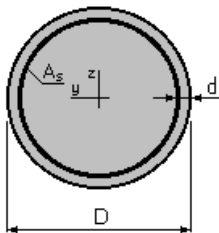
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 7,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
--------	------	--------	-----------------------	-----------------------

1.	ELU	1749,87	310,38	0,00
2.	ELS	2767,75	417,62	0,00
3.	ELA	3106,68	683,63	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 113,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s_{max}} = 565,5$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 1749,87$ (kN) $M_y = 310,38$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,13 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 101,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 67,3$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,41$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 81,5$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 2767,75$ (kN) $M_y = 417,62$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,90

Position de l'axe neutre: $y = 123,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 66,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 58,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 3106,68$ (kN) $M_y = 683,63$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: $5,17$ Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 92,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 70,9$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,79$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 157,3$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

