



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



Université ABBES LAGHROUR Khenchela

Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil

N° Série :

Mémoire de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master (LMD)

Spécialité : Voies et Ouvrages D'art

THÈME:

ÉTUDE D'UN PONT A POUTRES EN BÉTON PRÉCONTRAIT

Dirigé par :- Mme SEKKIOU SOUMIA

*Réalisé par :- RABEHI ZAKARIYA
-HOUASSI ABDELKADER*

PROMOTION 2020

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à ALLAH tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous souhaitons remercier tout particulièrement Mme SEKKIOU S pour la qualité d'encadrement exceptionnelle qu'il nous a procurée, et Pour la disponibilité dont il a fait preuve en mettant patiemment sa compétence et son expérience à notre service.

Nos remerciements vont aussi :

A tous les professeurs de Génie civile pour leur profonde attention porter à notre égard durant les 5 années de formation, ainsi que les responsables de la bibliothèque et de l'administration pour l'aide qui nous ont apporté.

A tous ceux qui nous ont aidées de près ou de loin.

Merci a tous.



Sommaire

Introduction générale :

I. Généralité sur les ponts	001
I.1. Classification des ponts.....	001
I.1.1. Pont à voute ou pont en maçonnerie.....	001
I.1.2. Pont en arc.....	002
I.1.3. Pont à haubans.....	002
I.1.4. Pont suspendu.....	003
I.1.5. Pont à poutres.....	003
1.2. Les éléments constitutifs d'un pont.....	003
1.3. Les équipements d'un pont.....	004
1.4. Données nécessaires pour un projet de pont.....	004
1.4.1. Données fonctionnelles.....	004
1.4.2. Données naturelles ou environnementales.....	005
a/ La topographie.....	005
b/ Hydraulique et environnement.....	005
b/ Hydraulique et environnement.....	005
I.5. Description du projet.....	005
I.5.1. Présentation générale du projet.....	005
I.5.1.1. Présentation de l'ouvrage.....	005
I.5.1.2. Les Données Géotechniques.....	006
I.5.1.2.1 Généralités.....	006
I.5.1.2.2. Contexte géologique.....	006
1/ Topographie.....	006
2/ Hydrologie.....	007
3/ Lithologie.....	007
4/ Structure des différentes coupes lithologiques.....	007
I.5.1.2.3. Les données fonctionnelles.....	010
2/ Profil en long.....	010
3/ Profil en travers.....	011
I.5.1.2.4 Choix de l'ouvrage.....	011
I.6. Pont a poutre en béton précontraint.....	012

I.6.1. Les avantages	012
I.6.2. Les inconvénients	013
II. Caractéristiques des matériaux	014
II.1. béton.....	014
II.1.1. Résistance caractéristique à la compression.....	014
II.1.2. Résistance caractéristique à la traction	014
II.1.3. Contrainte admissible	015
II.1.4. Contrainte admissible pour l'ELU.....	015
II.1.5. Contrainte admissible de service (ELS).....	015
II.1.6. Coefficient de poisson	015
II.1.7. Déformation longitudinale du béton	016
II.1.8. Module de déformation transversale du béton.....	016
II.2. L'acier	016
II.2.1. L'acier passif.....	016
II.2.2. L'acier actif	018
II.2.2.1. La limite élastique	018
II.2.2.2. Contrainte limite de traction	018
II.2.2.3. Module de Young.....	019
II.3. Les matériaux précontraints	019
III. Etude de tablier.....	020
III.1. introduction	020
III.2. Pré-dimensionnement.....	020
III.2. Pré-dimensionnement.....	020
III.2.2 Largeur des voies	020
III.2.3 Hauteur des poutres	020
III.2.4 Largeur de la table de compression.....	021
III.2.5. Espacement des poutres	021
III.2.6 Nombre de poutres	021
III.2.7. Epaisseur de lâme	022
III.2.8. Epaisseur de la table de compression.....	022
III.2.9. Largeur du talon.....	022

Sommaire

III.2.10. Epaisseur du talon	023
III.2.11. Gousset	023
III.2.12. Gousset	023
III.2.12.1. Largeur du gousset de la table de compression	023
III.2.12.2. Largeur du gousset du talon	023
I.2.13. Entretoise	024
III.2.14. Épaisseur de la dalle	024
III.2.15. Caractéristiques géométriques de la poutre	025
III.2.15.1. Caractéristiques géométriques de la section médiane	026
III.2.15.2. Caractéristiques géométriques de la section médiane+hourdis.....	027
III.2.15.3. Caractéristiques géométriques de la section en travée	028
III.2.15.4. Caractéristiques géométriques de la section en travée + hourdis	029
III.2.15.5. Caractéristiques géométriques de la section à l'about.....	030
III.2.15.6. Caractéristiques géométriques de la section à l'about + hourdis.....	031
III.3 Charges et surcharges	032
III 3.1. Introduction	032
III.3.2. Calcul des charges permanentes	032
III 3.3. Calcul des surcharges.....	033
Système de charge A(L).....	034
Surcharge B.....	035
Système Bc	035
Système Bt	036
Système Br	038
Surcharge militaire Mc120	038
Charge exceptionnelle D240	039
Charge exceptionnelle D280	039
Efforts de freinage	040
III.4. Détermination des moments et des efforts.....	040
III.4.1. La méthode numérique (sap 2000)	040
LII.4.2. La modélisation.....	040
III.4.3. Moments fléchissant dans les poutres	042
III.4.3.1. Moments fléchissant due au poids propre (Dead).....	042
III.4.3.2. Moments fléchissant due à la surcharge A(I).....	043

Sommaire

Poutre de rive	043
Poutre intermédiaire 1	044
Poutre intermédiaire 2	044
III.4.3.3.Valeur des moments fléchissant réels	045
III.4.3.4.Moments fléchissant à l'état limite ultime (ELU)	045
III.4.3.5 Moments fléchissant à l'état limite de service (ELS).....	045
III.4.4 Efforts tranchants dans les poutres	046
III.4.4.1.Efforts tranchants due au poids propre.....	046
Poutre de rive	046
Poutre intermédiaire 1	047
Poutre intermédiaire 2	047
III.4.4.2 Effort tranchants à l'état limite ultime (ELU).....	048
III.4.4.3 Efforts tranchants à l'état limite de service (ELS)	049
IV. Etude de la dalle	055
IV.1 Introduction	055
IV.2 Évaluation des sollicitations	055
IV.3 Étude des moments fléchissant	056
a) ELU	056
b) ELS.....	057
IV.4 Étude des efforts tranchants	057
IV.5 Calcul du ferrailage.....	057
a) ELU	057
En travée : sens longitudinal.....	057
En appui	058
b) ELS.....	059
En travée : sens longitudinal.....	059
Détermination des contraintes	059
En appui	061
c) Condition de non fragilité	061
d) Vérification au poinçonnement	063
VI.6 Résistance aux efforts tranchants	063
VI.6.1.Effort tranchant transversal	063

VI.6.2.Effort tranchant longitudinal.....	063
VI.7. Etude de l'entretoise.....	063
VI.7.1 Ferrailage entretoise.....	065
a) ELU	065
b) ELS.....	065
VI.7.2. Armatures de construction	065
V.REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS	
V.Introduction	066
V.1. Choix de la méthode	066
V.2. La Méthode de « GUYON – MASSONNET ».	067
V.2.1. Principe de la méthode.....	067
V.2.2.Cette méthode est basée sur deux hypothèses :	068
V.2.3. Détermination des paramètres α et θ	069
V.3. Détermination du coefficient de répartition transversal	072
V.3.1.Définition.....	072
V.4. Calcul des coefficients de répartition k_{α} max pour les différents chargements	075
V.4.1.Cas de charges concentrées :	077
V.4.2.Lignes d'influences d'une poutre.....	077
V.5.Théorème de Barré Saint venant :	079
V.6. Calcul des efforts dans les poutres	088
V.7. Combinaisons des efforts aux états limites	090
Conclusion	091
VI. Etude de la pile.....	092
VI.1.Introduction	092
VI.2.Critère de dimensionnement de la pile.....	092
VI.3.Pré dimensionnement	092
VI.4.Détermination des efforts	093
VI.4.1.Efforts verticaux.....	093
VI.4.2.Efforts horizontaux	093
VI.4.3.Efforts sollicitant la pile.....	093
VI.5.Etude du chevêtre	095
IV.5.1.Calcul du ferrailage.....	097

a).ELU	097
b).ELS.....	098
Détermination de l'axe neutre (x).....	098
Détermination des contraintes	099
Condition de non fragilité	100
c).Effort tranchant	100
VI.6.Etude de la pile	101
VI.6.1. Etude du flambement	101
VI.6.2.Ferraillage de la pile	102
VI,7.. Etude et ferraillage de la semelle de liaison	103
VI.7.1. Pré dimensionnement	103
VI.7.2. Vérification de la stabilité et des contraintes sous semelle.....	104
VI.7.3.Réactions des pieux de la pile.....	105
ELU	105
ELS.....	106
a).Combinaison accidentelle.....	107
VI.7.4.Estimation de la charge nominale	107
VI.7.5.Ferraillage de la semelle de liaison	110
a).Armatures longitudinales	110
b).Armatures transversales.....	110
VI.7.6.Ferraillage des pieux de la pile.....	110
VII. Etude de la culée	111
VII.1.Introduction	111
VII.2.Choix du type de culée.....	111
VII.3.Implantation des culées.....	111
VII.4. Pré dimensionnement des culées	112
VII.4.1.Mur de front (M.F)	112
VII.4.2.Mur garde grève (M.G.G).....	112
VII.4.3.Dalle De Transition (D.T).....	112
VII.4.4.Mur en retour (M.R).....	113
VII.4.5.Semelle	113
VII.4.6.Le corbeau	113

VII.4.7.Le sommier d'appui	114
VII.5.Ferraillage du mur garde grève	115
VII.5.1.Cas fondamental	115
VII.5.2.Cas accidentel.....	116
La poussée dynamique des terres.....	116
La poussée due à la surcharge	117
VII.5.3.Ferraillage minimum d'après le R P O A	117
VII.5.4.Armatures de répartition.....	117
VII.6.La dalle de transition	118
VII.6.1.Evaluation des charges	118
VII.6.2.Ferraillage de la dalle de transition.....	118
Détermination de l'axe neutre (x)A	119
Détermination des contraintes	119
Armatures de répartition	120
Vérification de la condition de non fragilité	120
VII.7.Etude du corbeau	120
VII.7.2. Cisaillement.....	120
VII.7.3.Ferraillage minimum d'après le R P O A	121
VII.7.4.Armatures de répartition.....	121
VII.8.Etude du mur en retour	121
VII.8.1. Dimensionnement	121
VII.8.2.Détermination des contraintes.....	122
VII.8.2.1.Cas accidentel.....	122
La poussée dynamique des terres.....	122
La poussée due à la surcharge	123
VII.2.2.Cas fondamental	123
VII.8.2.3.Détermination du ferraillage	123
Sens vertical	124
Côté Remblai.....	124
Autre côté	125
Sens horizontal.....	125
Côté Remblai.....	125
Autre côté	125

Condition de non fragilité.....	125
VII.9.Mur de front.....	125
VII.9.1Les sollicitations du mur de front.....	125
Combinaison fondamentale.....	125
ELU.....	125
VII.9.3.Ferraillage du mur de front à l'ELU.....	126
ELS.....	127
VII.10.Etude de la semelle de liaison.....	128
VII.10.1. Pré dimensionnement.....	128
VII.10.2.Sollicitations.....	129
VII.10.2.1.Efforts horizontaux.....	129
VII.10.2.2.Efforts verticaux.....	130
Poussée des terres.....	130
Poids des terres.....	130
Surcharge de remblai.....	131
Poussée de la surcharge.....	131
La poussée dynamique des terres.....	131
La poussée due à la surcharge.....	131
Sous charges permanentes.....	132
VII.10.3.Combinaison des charges.....	131
ELU.....	132
a) Combinaison Fondamentale.....	132
b) Combinaison Accidentelle.....	132
VII.10.4.Vérification de la stabilité et les contraintes sous semelle.....	132
VII.10.5.Réactions des pieux de la culée.....	135
a) Combinaison fondamentale.....	136
ELU.....	136
ELS.....	136
b) Combinaison accidentelle.....	137
VII.10.6.Estimation de la charge nominale.....	137
ELU.....	138
ELS.....	138
VII.10.7.Ferraillage de la semelle de liaison.....	139

Les Armatures principales	139
Les armatures transversales	139
Armature constructive :.....	139
VII.10.8.Ferraillage des pieux de la culée.....	139
a) Paramètre de calcul.....	139
b) Résultats du programme	140
c) Ferraillages des pieux (ELS)	141
Armatures transversales.....	141
Chapitre VIII : Etude de la précontrainte.....	142
VIII.INTRODUCTION	142
VIII.1.PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTÉ	142
VIII.2.PRECONTRAINTÉ PAR POST TENSION	142
VIII.3.PROCEDE DE PRECONTRAINTÉ PAR POST TENSION	143
VIII.4.CALCUL DE LA PRECONTRAINTÉ.....	144
a) Section sous critique	145
b) Section sur critique.....	145
VIII.5.CALCUL DU NOMBRE DE CABLES.....	146
VIII.5.1.VERIFICATION A L'ELS	146
a) Combinaison quasi-permanente	147
b) Combinaison fréquante	149
c) Combinaison rare.....	151
VIII.6.DISPOSITION DES CABLES	153
a) Tracé des câbles sortants de l'about.....	153
b) Calcul des angles sortant de l'about.....	154
c) Trace du câble émergeant sur la fibre supérieure de la poutre.....	155
VIII.8.CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTES.....	156
VIII.8.1.pertes instantanées	156
VIII.8.2.Pertes par frottements	156
VIII.8.3.Pertes par recule d'ancrage	157
VIII.8.4.Pertes par raccourcissement instantanée du béton.....	159
VIII.8.4.1.pertes par raccourcissement instantané du béton pour les câbles d'about	159
VIII.9.FERRAILLAGE DE LA POUTRE.....	169
VIII.9.1.Armatures longitudinales	169

VIII.9.2.Armatures de peau.....	171
VIII.9.3.Armatures supérieures de la table de compression.....	172
VIII.10.1.Effort tranchant maximum.....	172
VIII.10.2.Effort de cisaillement dalle-poutres.....	173
Chapitre IX. Accessoires du tablier.....	175
IX.1.définition.....	175
IX.1.1.Dispositifs de retenue.....	175
IX.1.2.LES JOINTS DE CHAUSSEE.....	178
IX.1.2.1.Définition	178
IX.1.2.2.Les différents types de joints	178
IX.1.3.Calcul des joints de chaussée.....	180
IX.1.3.LES DES D'APPUIS.....	180
IX.1.3.1.Fonction des dés d'appuis.....	180
IX.1.3.2.Dimensionnement des dés d'appuis.....	181
IX.1.3.3.Ferraillage des dés d'appui.....	181
IX.1.4.Etanchéité.....	182
IX.1.4.2.AVANTAGES ET INCONVENIENTS COMPARES DES TROIS PRINCIPAUX SYSTEMES D'ETANCHEITE.....	183
IX.1.5.CORNICHES.....	185
IX.1.6.ÉVACUATION DES EAUX.....	186
IX.1.7 AUTRES ÉQUIPEMENTS.....	186
Conclusion.....	187
Bibliographie.....	188



*Liste des
figures*

Liste des figures

Les figures du chapitre I

Fig. I.1 : Illustration d'un pont à voutes.....	002
Fig. I.2 : Illustration d'un pont à arc.....	002
Fig. I.3 : Illustration d'un pont à haubans.....	002
Fig. I.4 : Illustration d'un pont suspendu.....	003
Fig. I.5: Illustration d'un pont à poutres.....	003
Fig. I.6. Situation du projet.....	006
Fig. I.7. Sondage préssiométrique n°2.....	008
Fig. I.8. Sondage préssiométrique n°4.....	009
Fig. I.9. Tracé en plan.....	010
Fig. I.10. Profil en long.....	010
Fig. I.11. Profil en travers.....	011

Les figures du chapitre II

Fig. II.1. Diagramme contraintes déformations.....	017
--	-----

Les figures du chapitre III

Fig. III.1. Dimensions de la poutre.....	024
Fig. III.2. Coupe longitudinal de la demi-poutre.....	025
Fig. III.3. Dimensions de la poutre médiane.....	026
Fig. III.4. Dimensions de la poutre médiane+hourdis.....	027
Fig III.5. Dimensions de la poutre en travée.....	028
Fig.III.6. Dimensions de la poutre+hourdis en travée.....	029
Fig.III 7. . Dimensions de la poutre à l'about.....	030
Fig III.8. Dimensions de la poutre+hourdis à l'about.....	031
Fig III.9 . Le système Bc.....	035
Fig III.10. Le système Bt.....	037
Fig III.11. Le système Br.....	038
Fig III.12. Surcharge Mc120.....	038
Fig III.13. Surcharge D280.....	039
Fig III.14. Modélisation des poutres.....	041
Fig III.15. Modélisation des poutres avec leurs différentes sections.....	041
Fig III.16. Modélisation de la dalle et de l'entretoise.....	042
Fig.III.17. Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre de rive.....	042
Fig .III.18 . Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre intermédiaire.....	043
Fig III.19. Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre intermédiaire 2.....	043

Liste des figures

Fig III.20. Diagramme du moment de la poutre de rive due à A(L).....	043
Fig.III.21. Diagramme du moment de la poutre intermédiaire 1 due à A(L).....	044
Fig.III.22.Diagramme du moment de la poutre intermédiaire 2 due à A(L).....	044
Fig.III.23Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre de rive.....	046
Fig,III.24. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre intermédiaire 1	047
Fig.III.25 . Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre intermédiaire 2	047

Les figures du chapitre IV

Fig IV.1.Exemple du moment longitudinal maximum.....	055
Fig IV.2. Ferrailage de la dalle.....	060
Fig IV.3.Chargement de l'entretoise	061

Les figures du chapitre V

Fig V.1 : Calcul des moments de flexion dans la dalle orthotrope.....	068
Fig V.2 : Grillage de la poutre.....	069
Fig.V.3 Ligne d'influence des réactions d'appuis.....	077
Fig.V.4.ligne d'influence du moment fléchissant.....	078
Fig.V.5.ligne d'influence de l'effort tranchant.....	079
Fig.V.6.position de la charge critique.....	080
Fig.V.7.Ligne d'influence de l'effort tranchant.....	082
Fig.V.8.représentation longitudinale de la charge Mc 120.....	084
FigV.9.ligne d'influence du moment fléchissant.....	084
Fig.V.10.ligne d'influence du moment fléchissant.....	085
Fig.V.11.ligne d'influence de l'effort tranchant et de la réaction d'appui RA.....	086

Les figures du chapitre VI

Fig VI.1. Plan coffrage pour les piles types	092
Fig VI.2. Modélisation du chevêtre	096
Fig.VI.3. Dessin de la coupe de la semelle	103

Les figures du chapitre VII

Fig.VII.1. Pré dimensionnement du corbeau	114
Fig VII.2. Dessin de la culée 1.....	114
Fig VII.3 . Sollicitations du mur garde grève	115

Liste des figures


Fig.VII.4.Dimensions du mur en retour.....	122
Fig.VII.5.Modélisation du mur en retour	124
Fig.VII.6.Pré dimensionnement de la semelle de liaison	128

Les figures du chapitre VIII

Fig VIII.1. Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P1.....	148
Fig VIII.2. Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P2.....	149
Fig VIII.3. Diagramme de la combinaison fréquente de P1.....	150
Fig VIII.4. Diagramme de la combinaison fréquente de P2	151
Fig VIII.5. Diagramme de la combinaison rare de P1.....	152
Fig VIII.6. Diagramme de la combinaison rare de P2.....	152
Fig VIII.7 . Câbles de l'about.....	154
FigVII .8. Tracé des câbles	156
Fig VIII.9. Diagramme des contraintes sous P2.....	170
Fig VIII.10. Ferrailage passif de la poutre.....	173
Fig VIII.11. Détail du ferrailage passif de la poutre.....	174

Les figures du chapitre IX

Fig.IX.1.Eléments du pont.....	175
Fig.IX.2.Types des dispositifs retenue.....	177
Fig.IX.3. dispositif retenue.....	177
Fig.IX.4. Joint de la chaussée.....	179
Fig.IX.5. position de Joint de la chaussée.....	179
Fig.IX.6.Les dimensions des dés d'appuis.....	181
Fig.IX.7.Continuité de l'étanchéité.....	183
Fig.IX.8.illustration de corniche.....	185



*Liste des
tableaux*

Liste des tableaux

Tableaux du chapitre I

Tableau I.1. Ponts à plusieurs travées(1).....	012
--	-----

Tableaux du chapitre II

Tableau. II.1. Vérification des fissurations à l'ELU et l'ELS	017
---	-----

Tableaux du chapitre III

Tableau III.1. Calcul des données géométriques de la poutre médiane	026
Tableau III.2. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane	027
Tableau III.3. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane+hourdis.....	027
Tableau III.4. Calcul des données géométriques de la poutre en travée.....	028
Tableau III.5. Caractéristiques géométriques de la poutre en travée	029
Tableau III.6. Caractéristiques géométriques de la poutre+hourdis en travée	030
Tableau III.7 . Calcul des données géométriques de la poutre à l'about.....	030
Tableau III.8. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about.....	031
Tableau III.9. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about.....	032
Tableau III.10. Charges permanentes	032
Tableau III.11. Classe de pont.....	033
Tableau III.12. Les valeurs du coefficient a_1	034
Tableau III.13 . Les valeurs de V_0	034
Tableau III.14 . Les valeurs du coefficient bc	035
Tableau 2.15. Les valeurs du coefficient bt	036

Tableaux du chapitre IV

Tableau IV.1. Moments fléchissant à l'ELU	056
Tableau IV.2. Moments fléchissant à ULS	056
Tableau IV.3 . Efforts tranchants à l'ELU et l'ELS	057
Tableau IV.4 . Ferrailage de l'hourdis en travée à l'ELU	058
Tableau IV.5. Ferrailage de l'hourdis en appui à l'ELU.....	058
Tableau IV.6. Ferrailage de la dalle en travée à l'ELS.....	060
Tableau IV.7. Ferrailage de l'hourdis en appui à l'ELS.....	061
Tableau IV.8. Moments fléchissant de l'entretoise à l'ELU et l'ELS	064
Tableau IV.9 . Ferrailage de l'entretoise à l'ELU	065
Tableau IV.10. Ferrailage de l'entretoise à l'ELS.....	065

Liste des tableaux

Tableaux du chapitre V

Tableau V.1 : Valeurs a , b et le rapport a/b	071
Tableau V.2 : Coefficient K en fonction de a/b	071
Tableau V.3 : Récapitulatif des valeurs de K	071
Tableau V.4 : Positions réelles et actives des poutres.....	073
Tableau V.5 : Valeurs de K_0 pour $\theta = 0.508$	074
Tableau V.6 : Valeurs de K_1 pour $\theta = 0.508$	074
Tableau V.7 : Valeurs de K_{\square} pour $\theta = 0.508$	074
Tableau V.8 : Valeurs de K_{\square} pour les différentes poutre.....	075
Tableau V.9 Expression du moment maximal sous l'effet du convoi B_c dans une poutre à travée indépendante.....	081
Tableau V.10 valeur du moment maximal dû à la charge B_c sur la poutre de rive.....	082
Tableau V.11.valeur de l'effort tranchant maximal de la poutre de rive.....	083
Tableau V.12 Récapitulatif des valeurs de K_a max revenant à chaque poutre.....	088
Tableau V.13 : Valeurs de M et T pour la poutre n° 4.....	090
Tableau V.14 : Valeurs de M et T pour la poutre n° 6.....	091
Tableau V.9 : Récapitulatif des valeurs de K_{\square} max revenant à chaque poutre.....	
Tableau V.10 :Valeurs de M et T pour la poutre n° 4.....	
Tableau V.11 : Valeurs de M et T pour la poutre n° 5.....	
Tableau V.12 : Valeurs de M et T pour la poutre n° 6.....	

Tableaux du chapitre VI

Tableau VI.1. Récapitulatif des hauteurs des futs et piles.....	093
Tableau VI.2. Efforts sollicitant la pile à l'ELU.....	094
Tableau VI.3 . Efforts sollicitant de la pile à l'ELS.....	094
Tableau VI.4.Efforts sollicitant de la pile à la combinaison accidentelle.....	095
Tableau VI.5. Moments et efforts tranchants du chevêtre.....	097
Tableau VI.6. Efforts sollicitant sous semelle à l'ELU.....	104
Tableau VI.7.Efforts sollicitant sous semelle à la combinaison accidentelle.....	105
Tableau VI.8 . Réactions des pieux sous les différentes combinaisons.....	109

Tableaux du chapitre VII

Tableau VII.1. La position des culées.....	111
Tableau VII.2. Sollicitations dans le mur garde grève.....	115
Tableau VII.3 Calcul de la poussée dynamique des terres.....	122

Liste des tableaux

Tableau VII.4.Les contraintes sur le mur en retour.....	122
Tableau VII.5.Moments et efforts tranchants à L'ELU et L'ELS.....	124
Tableau VII.6.Récapitulatif des moments à l'ELU	126
Tableau VII.7 Récapitulatif des moments à l'ELS.....	127
Tableau VII.8.Poids propre de la culée	130
Tableau VII.9.Sous charge permanente.....	132
Tableau VII.10. Récapitulatif des sollicitationà l'ELU.....	133
Tableau VII.11. Récapitulatif des sollicitations à l'ELS	134
Tableau VII.12. Récapitulatif des sollicitations à la combinaison accidentelle.....	135
Tableau VII.13 . Réactions des pieux sous les différentes combinaisons	138
Tableau VII.14 . Sollicitations au niveau de la semelle.....	140

Tableaux du chapitre VIII

Tableau VIII.1. Récapitulatif des résultats de précontrainte.....	146
Tableau VIII.2. Combinaison quasi-permanente de P1	148
Tableau VIII.3. Combinaison quasi-permanente de P2	148
Tableau VIII.4. Combinaison fréquente de P1	150
Tableau VIII.5. Combinaison fréquente de P2	150
Tableau VIII.6. Combinaison rare deP1.....	151
Tableau VIII.7. Combinaison rare de P2.....	152
Tableau VIII.8. Tableau récapitulatif du tracé des câbles	155
Tableau VIII.9. Les valeurs des pertes par frottements à $x=0,50L$	157
Tableau VIII.10. Les valeurs des pertes par frottements à $x=0,25L$	157
Tableau VIII.11. Les valeurs de « d ».....	158
Tableau VIII.12. Les pertes par recule d'ancrage	159
Tableau VIII.13. Les pertes par raccourcissement instantané pour l'about	160
Tableau VIII.14 . Les pertes par raccourcissement instantané pour l'extrados.....	161
Tableau VIII.15 . Les pertes instantanées totales des câbles de l'about	162
Tableau VIII.16. Les pertes instantanées totales des câbles de l'extrados	162
Tableau VIII.17. Les pertes dues au retrait du béton.....	163
Tableau VIII.18. Les pertes dues au fluage du béton	164
Tableau VIII.19 . Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'about..	165
Tableau VIII.20. Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'extrados.....	165
Tableau VIII.21. Les pertes de tensions différées totales des câbles de l'about.....	165

Liste des tableaux

Tableau VIII.22. Les pertes de tensions différées totales des câbles de l'extrados	166
Tableau VIII.23. Pourcentage réel des pertes	166
Tableau VIII.24. Caractéristiques géométriques de la poutre à la mise en tension	168
Tableau VIII.25. Détermination des contraintes à la mise en tension.....	168
Tableau VIII.26. Caractéristiques géométriques de la poutre en service	168
Tableau VIII.27. Détermination des contraintes en service	169

Tableaux du chapitre IX

Tableau.IX.1. AVANTAGES ET INCONVENIENTS des SYSTEMES D'ETANCHEITE(3).....	184
---	-----

A decorative red border that resembles a scroll, with rounded corners and a vertical strip on the right side that has a small loop at the bottom, suggesting a scroll edge.

*Liste des
abréviations*

RN : route nationale

CU : communautaire

UVP : unité de véhicule particulier

PDES : programme de développement économique et social

GERMS : groupe d'étude et de réalisation multiservices

BAEL : béton armé aux états limites

BPEL : béton précontraint aux états limites

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes
par post tension

APD : Avant-projet détaillé

CRT : Coefficient de Répartition Transversale

PP73 : Document pilote du SETRA pour le calcul des appuis des ponts

VIPP : Viaduc Isostatique à Poutre Précontrainte

PICF : passage inférieure cadre fermé

PIPO : passage inférieure en portique Ouvert

PI-POD : passage inférieure en portique double

PSI-DA : passage supérieure / inférieure en dalle armée

PSI-DP : passage supérieure / inférieure en dalle précontrainte

PHE : plus hautes eaux

PBE : plus basses eaux

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

HA: haute adhérence

ELS : états limites de services

ELU : états limites ultimes

Lr : largeur roulable

Lc : largeur chargeable

Nv : Nombre de voies

Bc : système de convoi à Camion

Br : système de convoi à Roue

Bt : système de convoi à Tandem

Fcj : résistance caractéristique du béton à j jours d'âge.

E : module de Young

E_{vj} : Module d'élasticité longitudinal différé

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinal instantané

A_r : Armatures de construction

G : charge permanente pour une travée de tablier

T_u ; Effort tranchant

Q_u : charge de calcul à l'état limite ultime

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

h : épaisseur totale de la dalle

n : nombre de poutres.

v : entraxe des poutres.

I_p : Moment d'inertie de la poutre.

I_E : Moment d'inertie de l'entretoise.

L : portée de la travée.

ρ_P ; rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

ρ_E ; rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

γ_P ; rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur.

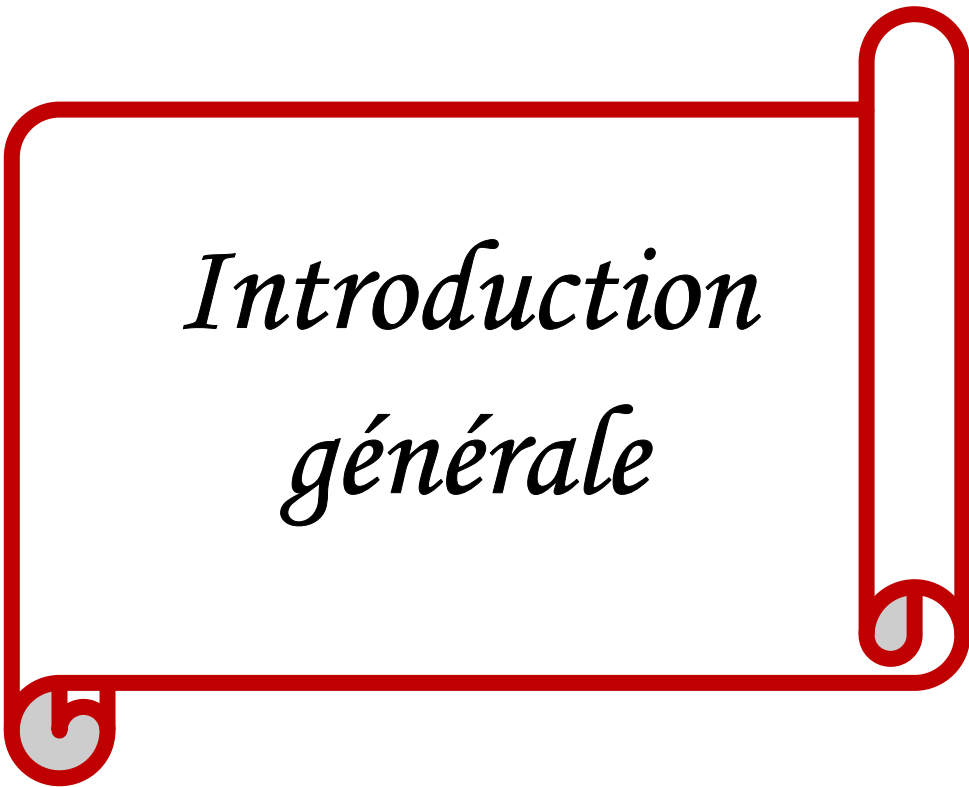
γ_E ; rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

θ ; coefficient d'entretoisement

α ; paramètre de torsion

ν : Coefficient de poisson

G : Module d'élasticité transversale

A decorative red border that resembles a scroll, with rounded corners and a vertical strip on the right side that has a small loop at the bottom.

*Introduction
générale*

Introduction générale

Le pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. On distingue plusieurs types de ponts tel que : le pont route qui permet la circulation des véhicules, le viaduc qui permet le franchissement à grande hauteur d'une brèche, l'aqueduc, les passerelles et aussi les ponts ferroviaires.

Dans le cadre du développement des réseaux routiers la direction des travaux publics de la wilaya de Tamanrasset propose un aménagement de la route Chemin Wilaya 01 qui traverse OUED AMSEL sur plus de 200m ; pour cela la réalisation d'un pont a été proposé; la nécessité d'un tel ouvrage est justifiée en remplacement d'un tronçon jusqu'ici submersible.

Il faut disposer de toutes les données nécessaires à l'étude telle que :

- Les données naturelles : qui concernent le sol, les rivières à franchir, leurs hydrologies ainsi que l'ensemble des éléments de son environnement.
- Les données fonctionnelles de l'ouvrage : qui sont fixées par le maître de l'ouvrage, c'est un ensemble de caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

Le souci principal de l'ingénieur est comment concevoir un pont, en visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (la faisabilité, l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation).

Chapitre 01 :

*Généralités sur
les ponts*

I. Généralité sur les ponts

Un pont est une construction qui permet de franchir par-dessus un obstacle naturel (cours d'eau, vallée, ravin, canyon...) ou artificiel (voies de communications, habitations). 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. Selon la nature des voies portées, la structure ou bien les matériaux de construction, on classe les ponts en plusieurs catégories(3)

I.1. Classification des ponts

Les paramètres de classifications des ponts sont divers et variables et permettent tous de distingués les ponts les uns des autres. Mais, en général la classification est axée sur les paramètres suivant :

- ✓ **La portée** : Ouvrage courant et non courant ;
- ✓ **Le type structure** : les ponts à poutres, ponts en arc, pont à haubans, pont à voute, ponts suspendus, etc.
- ✓ **Le type de voies portées** : ponts rails, ponts routes, pont aqueducs ; passerelles, etc.
- ✓ **Les matériaux de construction** : ponts métalliques, en béton précontraint, en béton armé, ponts en bois, ponts mixte acier-béton.
- ✓ **La mobilité** : ponts levants, ponts basculants, les ponts transbordeurs, les ponts levis, les ponts flottant et les ponts tournants.

Ci-dessous quelques figures illustratives de certains ponts présentées suivant le type de structure.(3)

I.1.1. Pont à voute ou pont en maçonnerie

Les ponts voûtés sont des ponts appartenant à la classe des ponts en arc. Leur tablier : élément surfacique de la structure assurant la continuité de la voie portée, repose sur plusieurs arcs qui à leur tour reposent sur des appuis intermédiaires. Pour la majeure partie de ce type de pont l'arc est fait en maçonnerie de pierrailles.

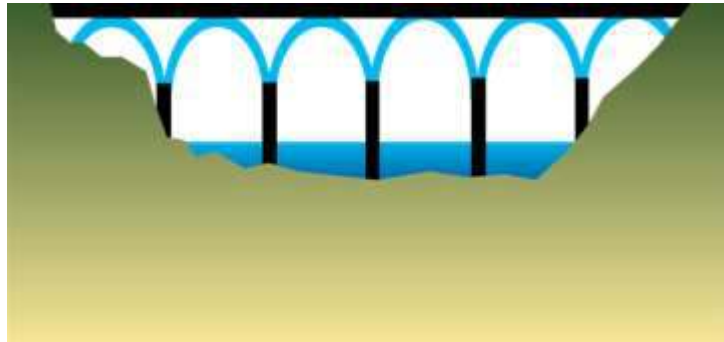


Fig.I.1: Illustration d'un pont à voutes

I.1.2. Pont en arc

Dans un pont en arc, la rivière ou la brèche est franchie en une seule fois par une seule arche. Ce genre de pont sont composés essentiellement de deux appuis situés de part et d'autre de la rive.

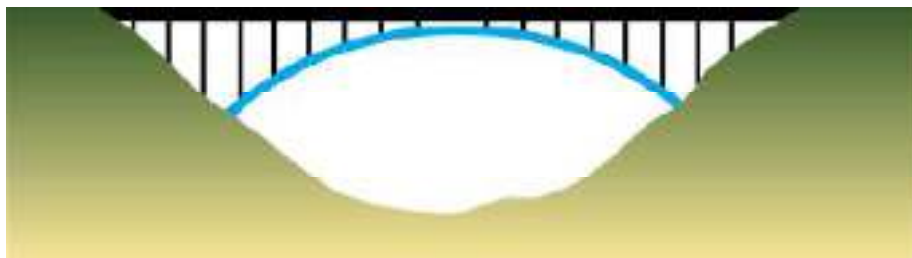


Fig.I.2: Illustration d'un pont à arc

I.1.3. Pont à haubans

Les ponts à haubans se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier et des organes porteurs : pylônes, tous en acier ou en béton. Les ponts à haubans sont principalement différenciés selon leur nombre de pylônes.

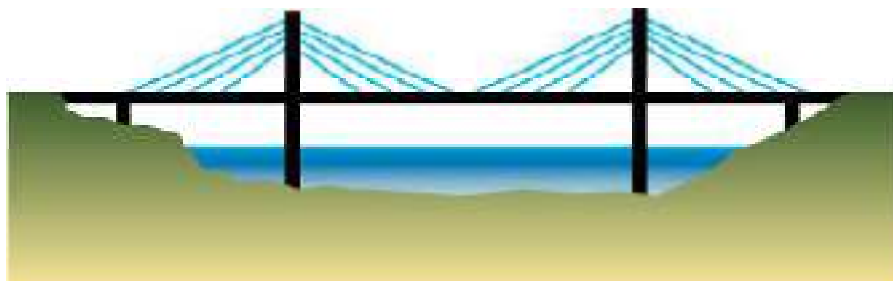


Fig.I.3: Illustration d'un pont à haubans

I.1.4. Pont suspendu

Les ponts suspendus se présentent aussi sous la forme d'une structure comportant un tablier et des organes porteurs : les suspentes, les câbles et les pylônes. Les suspentes supportent le tablier et transmettent les charges aux câbles porteurs.



Fig.I.4: Illustration d'un pont suspendu

I.1.5. Pont à poutres

Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites.



Fig.I.5: Illustration d'un pont à poutres

Notre étude portera sur ce dernier type de structure (ponts à poutres), parmi lesquels on distingue : les ponts bipoutres mixtes (acier-béton), les ponts à poutres en béton armé ou précontraint, etc.

1.2. Les éléments constitutifs d'un pont

- ✓ **Le tablier** : c'est l'élément constituant la superstructure d'un pont. Il assure le déplacement à niveau des personnes et des biens et définit par cette fonction la nature du pont.
- ✓ **Les appuis** : Partie du pont qui supporte le tablier aux extrémités par des culées ou piles-culées et au centre par des piles.

- ✓ **Les fondations** : C'est la partie du pont enfoui dans le sol, qui permet la transmission des efforts de l'ouvrage au terrain. On distingue deux types de fondation : **Les fondations superficielles et les fondations profondes.**(3)

1.3. Les équipements d'un pont

- ✓ **Les corniches** : élément d'aspect architectural, la corniche permet d'une part de couronner le bord latéral extérieur du hourdis et le protège, et d'autre part permet l'ancrage d'autres équipements notamment les barrières, les lampadaires, etc.
- ✓ **Les barrières** : protection des personnes et des biens contre les chutes dans l'obstacle franchit ;
- ✓ **Les gargouilles** : dispositif d'évacuation des eaux de pluies hors de l'ouvrage ;
- ✓ **Les joints de chaussée** : permettent de lutter contre les fissurations de la chaussée
- ✓ **Les systèmes d'étanchéité** : protège le hourdis contre l'infiltration des substances nocifs telles que : l'eau de ruissellement, l'huile de moteur, etc.
- ✓ **La couche de roulement** : assure le confort de la circulation ;
- ✓ **Les trottoirs** : dispositifs de sécurité et de confort de la circulation piétonnière et animalière ;
- ✓ **La dalle de transition** : facilite l'accès à l'ouvrage (pont).(3)

1.4. Données nécessaires pour un projet de pont :

On distingue deux types de données : données Fonctionnelles et données naturelles.

1.4.1. Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles à collecter pour dimensionner correctement l'ouvrage sont : le tracé en plan de la voie, le profil en travers, le profil en long, les charges d'exploitation (normales et exceptionnelles) ; les hauteurs libres et ouvertures à réserver (route, voie ferrée, voie navigable), la qualité architecturale.

1.4.2. Données naturelles ou environnementales :

a/ La topographie

C'est l'ensemble des caractéristiques physiques (présence des collines, des vallées, des ravins, les dénivellations, etc.) que présente le site d'implantation du projet, obtenues après une campagne de relevé topographique ou à l'aide des cartes topographiques.

b/ Hydraulique et environnement

Ces données regroupent, Dans le cas de franchissement d'un cours d'eau, le régime hydraulique (fréquence et importance des crues, débit solide, charriage éventuel de corps flottants susceptibles de heurter les piles), les caractéristiques de la faune et de la flore, ainsi que les écosystèmes aquatiques et la qualité de la ressource en eau.

c/ Géotechnique

C'est l'ensemble des caractéristiques physiques que présente le sol de fondation du site du projet. Elles sont déterminées d'une part par des cartes géologiques et d'autre part après les campagnes de sondage géotechniques.

I.5. Description du projet

I.5.1. Présentation générale du projet

I.5.1.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage en question est un pont situé au niveau du **CW01**; reliant ainsi la route nationale n°1 et le village d'Amsel. Ce pont a été conçu pour franchir l'obstacle qu'est OUED Tamanrasset dans la Wilaya de Tamanrasset. Sa longueur totale est de 200,4m ; tandis que sa largeur est de 10,00m ; l'ouvrage est droit. Le tablier est constitué de poutres de section en forme de T avec âme variable en béton précontraint. Ces poutres transmettent les efforts aux appuis à travers des appareils d'appui en néoprène fretté.

Généralité sur les ponts

En ce qui concerne l'infrastructure, on prévoit des piles à section pleine, ainsi que des culées sur des fondations profondes. La dalle de transition a une longueur de 5m.

Le pont est constitué de six travées indépendantes de 33,40m. Ce pont repose sur deux culées et cinq piles en béton armé, qui eux même reposent sur des semelles de liaisons fixées sur pieux forés en béton armé.

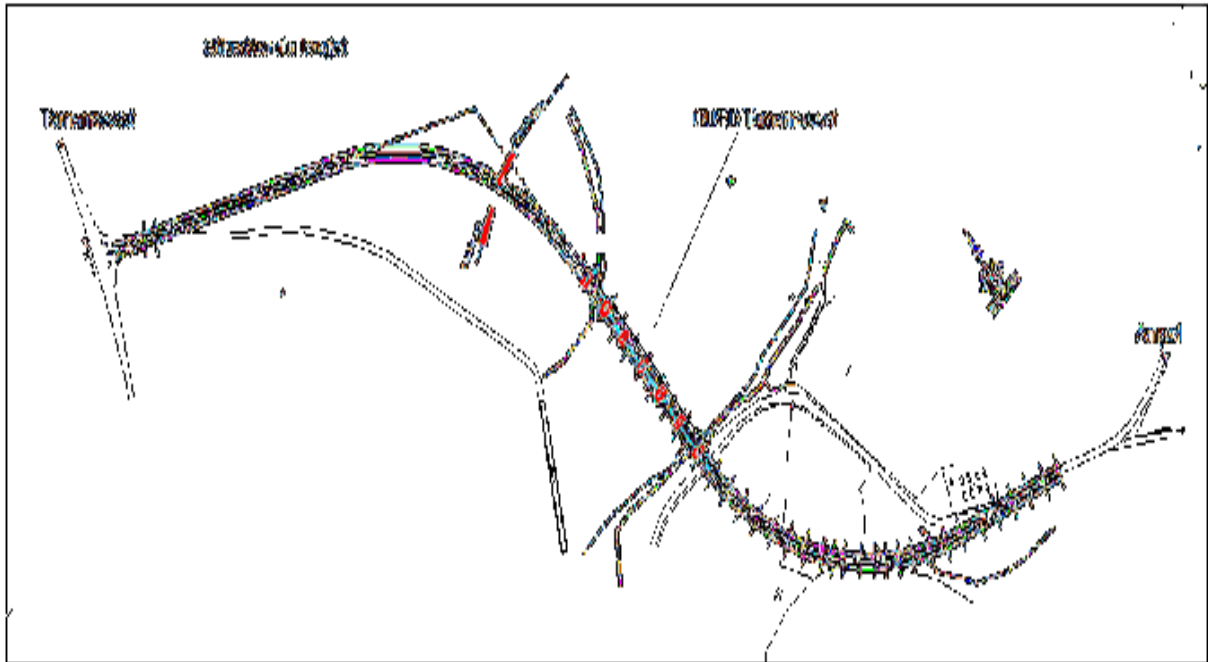


Fig.I.6. Situation du projet

1.5.1.2. Les Données Géotechniques

1.5.1.2.1 Généralités

Les travaux de sondage ont été effectués sous chaque appui.

1.5.1.2.2. Contexte géologique

1/ Topographie

La zone d'implantation du pont est caractérisée par un relief accidentée, dont la plus haute côte est de 1378,893m, alors que la plus basse est de 1350,207 m.

2/ Hydrologie

L'ouvrage est conçu pour franchir un oued, Le lit de cet oued est assez plat mais particulièrement irrégulier. Des deux côtés de l'oued, on trouve de vastes terrains labourés en sol argileux meuble avec un peu de caillou.

La zone à franchir a un bassin versant d'environ 77.52 Km² selon l'ANRH. Il est prévu un débit maximum de 190,38m³ /s et une vitesse d'écoulement de 2,1 m/s. Le niveau de l'oued en période de crue attendu est de 310 m.

3/ Lithologie

La couche d'assise de la zone d'implantation du pont est une structure simple, la partie supérieure est constituée d'un sol argileux, la partie inférieure d'une marne intensément altérée.

4/ Structure des différentes coupes lithologiques

D'après les résultats des essais préssiométriques on a constaté les couches suivantes :

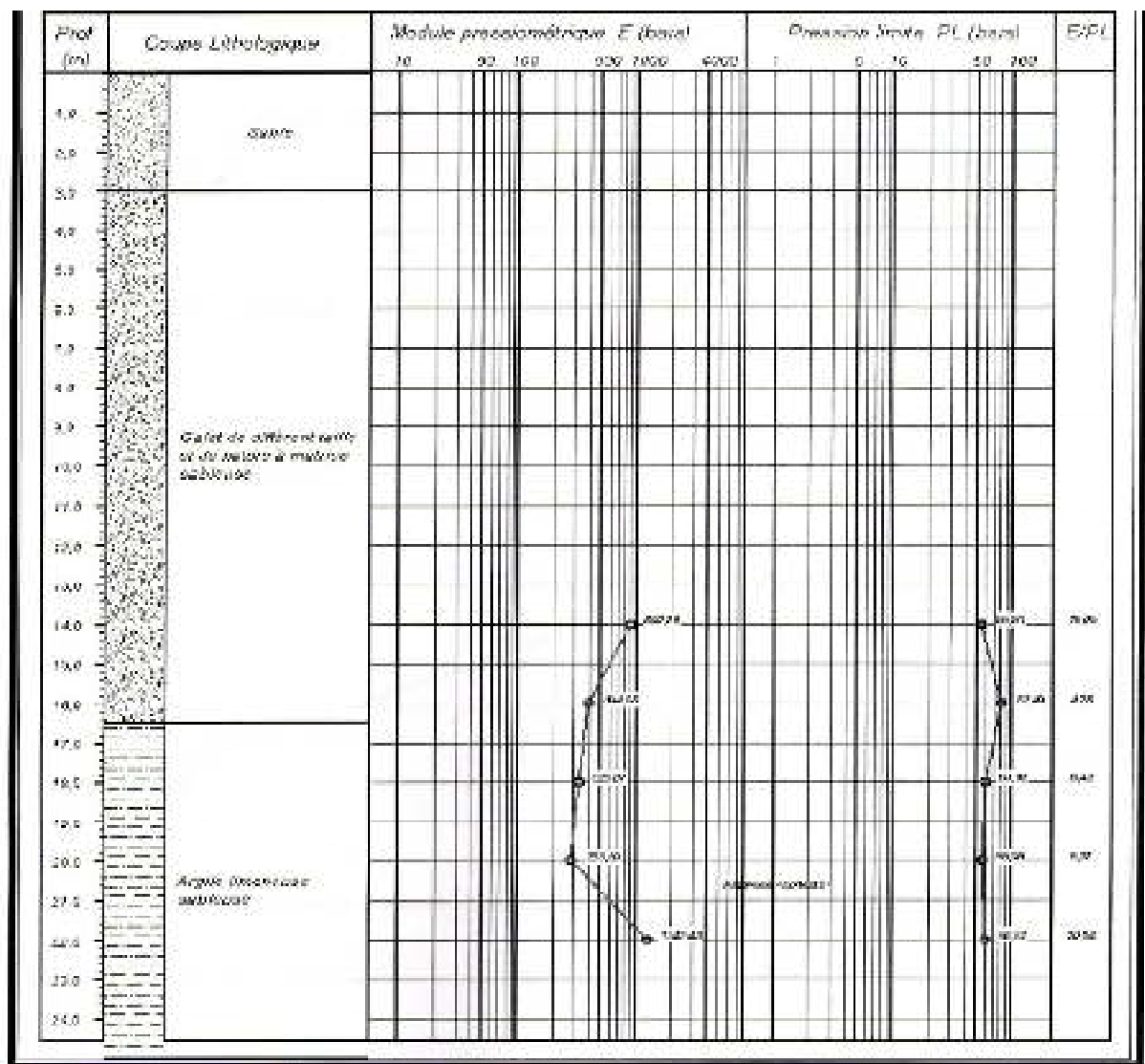


Fig.I.7.Sondage pressiométrique n°2

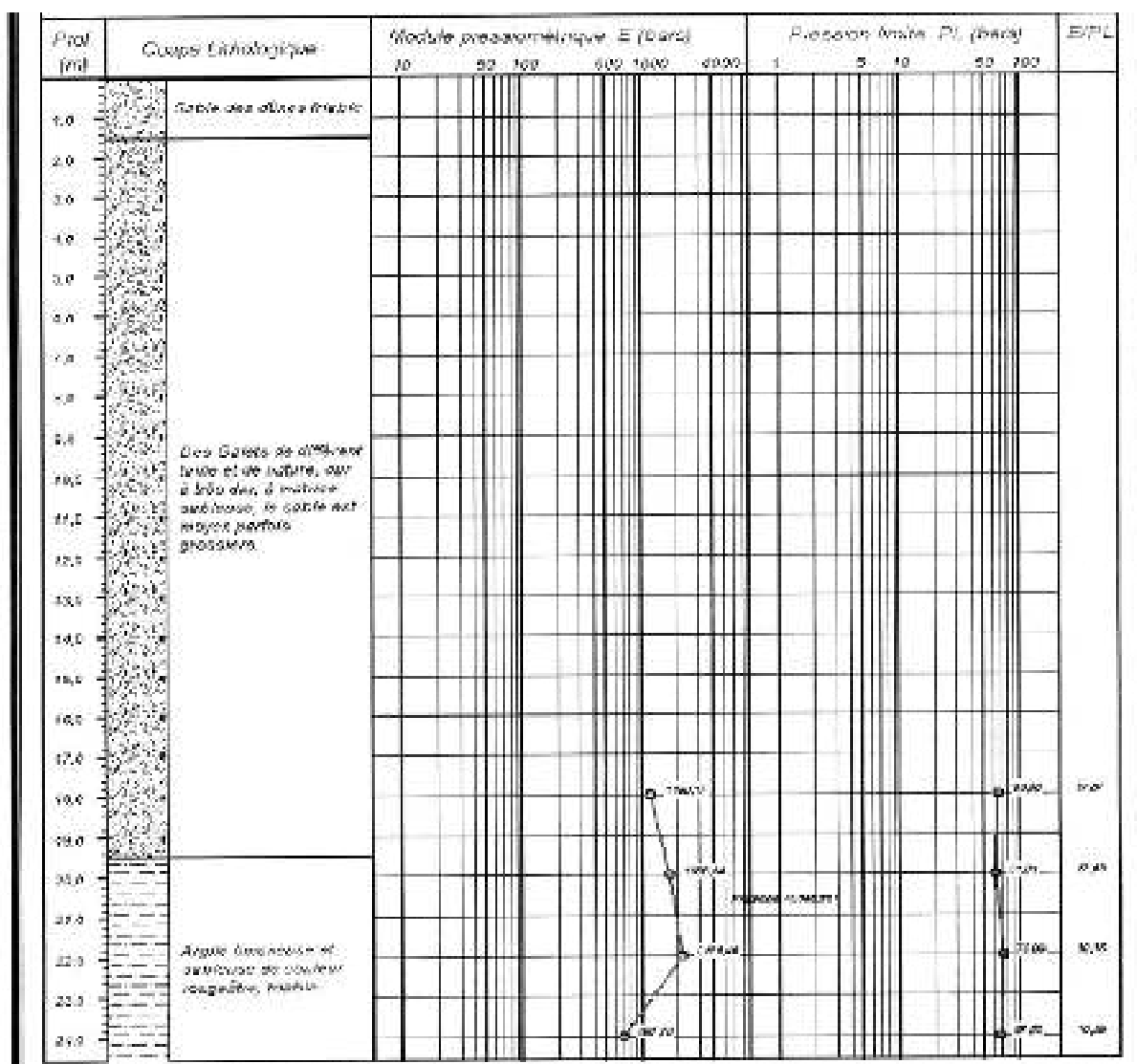


Fig.I.8. Sondage pressiométrique n°4

1.5.1.2.3. Les données fonctionnelles

Les données fonctionnelles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction et sa mise en service. Pour cela, il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées et des voies ou obstacles franchis.

I.5.1.2.3. Les données fonctionnelles

L'axe en plan est un alignement droit dirigé vers le nord.

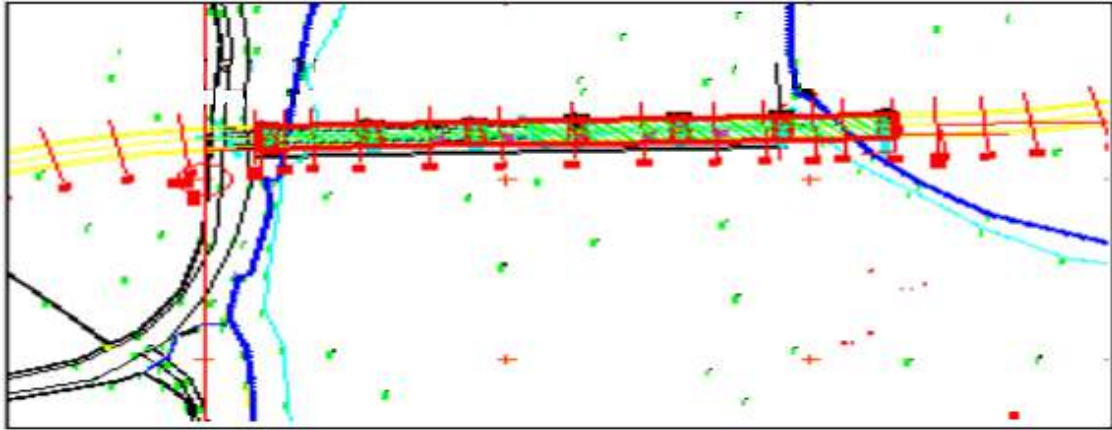


Fig.I.9.Tracé en plan

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 naturelles.

Le tracé de la voie routière présente une pente de 0.35% ; le pont franchit un oued non navigable, son gabarit n'est pas conditionné par les contraintes fonctionnelles mais par des contraintes naturelles.

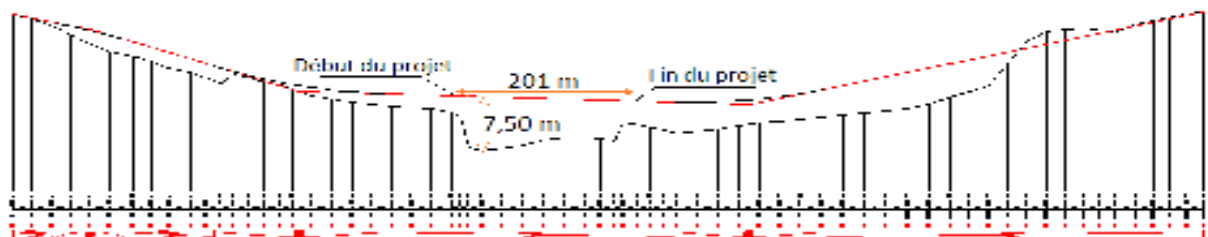


Fig.I.10.Profil en long

3/ Profil en travers

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

- ✓ La largeur totale de l'ouvrage : 10m
- ✓ Largeur roulable : $L_r = 7,50$ m.
- ✓ Nombre de voies de circulations : $N = 2$ voies.
- ✓ La pente : 2,5 % en toit.
- ✓ Largeur de trottoir : $L = 1,25$ m.

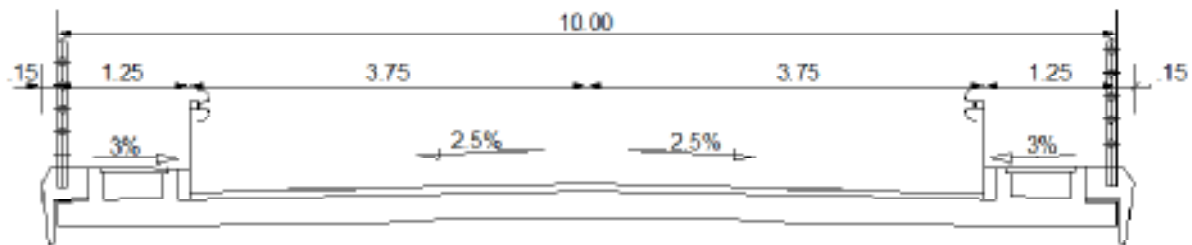


Fig.I.11.Profil en travers

1.5.1.2.4 Choix de l'ouvrage :

La portée principale de l'ouvrage est l'aspect essentiel pour le choix de ce dernier avec quelques aspects architecturaux, économiques et durables, ces aspects sont :

-Rapport des dimensions : tous les éléments du pont sont dimensionnés avec les normes prescrites dans les différents règlements tel que le B.A.E.L, B.P.E.L, R.P.O.A.

- ✓ La durée de la réalisation.
- ✓ Intégration de la structure dans son environnement : puisque nous sommes loin de l'agglomération nous allons essayer de prendre un ouvrage simple et économique.
- ✓ La capacité technique et économique des bureaux d'étude et des entreprises.

Généralité sur les ponts

Le tableau ci-dessous présente les types des ponts en fonction de notre portée :

La portée (m)	< 20m	Entre 20 et 50m	Entre 50 et 300m	> 300m
Les solutions probables	Pont dalle en béton armé ou en béton précontraint	-Pont dalle a encorbellement -Pont mixte a Poutres métalliques -Pont a poutres en béton précontraint	-Pont en béton précontraint Construit encorbellement -Pont a poutre continue en acier -Pont a hauban	-Pont suspendu -Pont a hauban

Tableau I.1. Ponts à plusieurs travées(1)

Etant donné le nombre de travées de notre ouvrage, ainsi que la portée de chacune de ses travées (33,40 m) ; on se trouve dans la case pont à plusieurs travées avec des portées allant entre 20 et 50 m.

Dans cette catégorie nous avons choisi le pont à poutre en béton précontraint.

I.6. Pont a poutre en béton précontraint

I.6.1. Les avantages :

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage.
- La possibilité de franchir plusieurs portées.
- La réduction du nombre d'appuis

I.6.2. Les inconvénients :

- Le poids de la structure qui devient très important.
- Les déformations des poutres à cause des différentes sollicitations.
- La difficulté de réalisation.

Chapitre 02 :

*Caractéristiques
des matériaux*

II. Caractéristiques des matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec notre calcul

II.1. béton

Le béton contient le ciment, sable, le gravier, l'eau et éventuellement les adjuvants (SIKA il est le matériau le plus utilisé dans le domaine de bâtiment et travaux publics.

La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée **fc28**.

Le béton est dosé à **400 kg/m** de ciment **CPA 325**, avec un contrôle strict.

La densité : La masse volumique du béton armé :

$$\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$$

II.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Selon les règles de BAEL et BPEL, pour un béton âgé de j jours, on a :

$$F_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ Mpa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours.} \\ 27 \text{ Mpa} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \end{cases}$$
$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} \times f_{c28}$$

Avec
 $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$ pour le béton de propreté.
 $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$ pour le béton du tablie ; élévation des piles ; les culées et fondations.

II.1.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ Selon les règles du BAEL et BPEL}$$

II.1.3. Contrainte admissible

On fixe la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

II.1.4. Contrainte admissible pour l'ELU

Selon les règles du BAEL et BPEL

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

Avec :

- $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.
- $\theta = 0.90$ lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\delta_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situations curables} \\ 1.15 & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

II.1.5. Contrainte admissible de service (ELS)

La contrainte à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma_s = \begin{cases} 0.5 \times f_{c28} & \text{en service} \\ 0.6 \times f_{c28} & \text{en construction} \end{cases}$$

II.1.6. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une

Pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Selon les règles du BAEL et BPEL on prend :

$$\begin{aligned} \nu &= 0,2 \text{ pour un béton non fissuré} \\ \nu &= 0 \text{ pour un béton fissuré} \end{aligned}$$

II.1.7. Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton E défini par les règles B.P.E.L comme suit :

Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) :

$$E_{IJ} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa}$$

II.1.8. Module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversale du béton est donné par la formule suivante

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

ν : Coefficient de poisson.

II.2. L'acier

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration

II.2.1. L'acier passif

Les valeurs de la limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE400, avec une limite d'élasticité de 400Mpa.

$$\text{Pour } \varnothing \leq 20\text{mm} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_e = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_e = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Caractéristiques des matériaux

$$\text{Pour } \varnothing \geq 20\text{mm} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_e = 4000 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_e = 2670 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Le module d'élasticité de l'acier est de : $E_s = 195000 \text{ MPa}$.

ETAT CONSIDERE	ELS	ELU
Fissuration peu nuisible	rien à vérifier	
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_s \leq \text{Inf} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$ où $\eta=1$ pour RL et $\eta=1.6$ pour HA	$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ où $\gamma_s = 1.15$
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_s \leq \text{Inf} \left[\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$	

Tableau. II.1. Vérification des fissurations à l'ELU et l'ELS

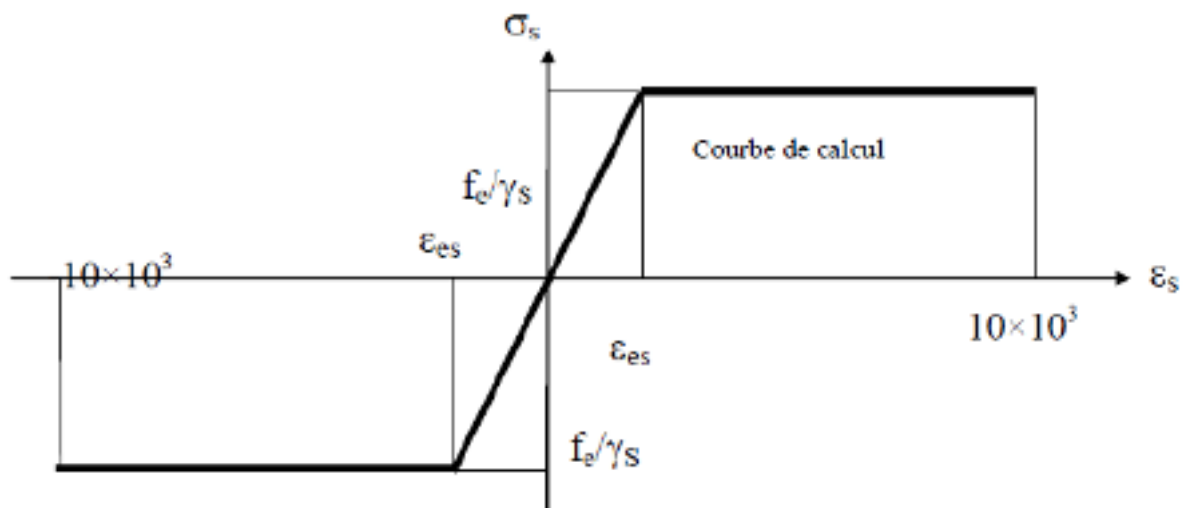


Fig.II.1. Diagramme contraintes déformations(2)

II.2.2. L'acier actif

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

- ✓ Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- ✓ Les aciers de précontraints ont été classé par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est données par la formule suivante :

$$p_0 = 0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg}$$

Avec :

f_{prg}: la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg}: la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

On utilise des câbles T15 car ce type de câble est réservé aux ouvrages de très grandes portées 130 à 150 m.

II.2.2.1. La limite élastique

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente de la résidence garantie à la rupture.

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient ; tel que :

$$\gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.}$$

II.2.2.2. Contrainte limite de traction

- En fissuration peu nuisible $\sigma_s \leq f_e / \delta_s$
- En fissuration préjudiciable $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f t_j})$
- En fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f t_j})$

Caractéristiques des matériaux

Avec :

$$\eta = 1 \rightarrow$$

Treillis soudés et ronds. Lisses

$$\eta = 1,6 \rightarrow$$

Aciers à haute adhérence.

II.2.2.3. Module de Young

Le module d'élasticité longitudinal "Ep" des aciers de précontrainte est pris égale à

$$E_p = 200\,000\text{MPa pour les barres.}$$

$$E_p = 190\,000\text{MPa pour les torons.}$$

II.3. Les matériaux précontraints :

Câbles à très basse relaxation	TBR
Résistance à la rupture garantie (fprg)	1814 Mpa
Résistance à la rupture garantie (fprg)	1623 Mpa
Résistance à la rupture garantie (fprg)	1668 Mpa
Module de déformation élastique	1.9×10^5 Mpa
Coefficient de relaxation (1000)	2.5%
Ancrage et équipements de précontrainte par	POST-TENSION

Chapitre 03 :

Etude de tablier

III. Etude de tablier

III.1. introduction

Cette étude consiste à déterminer d'un point de vue esthétique et technique le type d'ouvrage qui répond aux exigences imposées.

Pour ce faire, il faut disposer de certains éléments essentiels :

- ✓ Les données fonctionnelles.
- ✓ Les données naturelles.
- ✓ Le profil en long.
- ✓ Le gabarit à respecter.
- ✓ Portée de l'ouvrage.
- ✓ Délais de réalisation.
- ✓ Durée de l'utilisation

III.2. Pré-dimensionnement

L'ouvrage est un pont à poutre, son dimensionnement se fait selon les recommandations du guide **S.E.T.R.A** des ponts routiers à poutres.

III.2.1. Longueur des travées

Le pont comporte 06 travées de 33,4m, la longueur total sera de 200,4m

III.2.2 Largeur des voies

La largeur d'une voie est de 3,75m ; la largeur roulable étant 2x3,75m avec deux trottoirs de 1,2 m chacun. Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 10 m .

III.2.3 Hauteur des poutres

D'après le guide **S.E.T.R.A** la hauteur des poutres est donnée dans l'intervalle:

$$\frac{1}{22} \text{ et } \frac{1}{15}$$

Avec :

l: la portée réel de la poutre

$$l = 33.4m$$

$$1.51 \text{ m} \leq h_t \leq 2,22m$$

$$h_t = 1,75m$$

$$h_p = h_t - h_h = 1,75m - 0,25m = 1,50m$$

Avec :

h_p : hauteur de la poutre

h_h : hauteur de l'hourdis

h_t : hauteur total

III.2.4 Largeur de la table de compression

D'après le guide S.E.T.R.A la largeur de la table de compression est voisine de 60% de la hauteur de la poutre.

$$0.6 h_p < b < 0.7h_p \rightarrow 0,9 < b \leq 1,05m$$

Avec :

b : largeur de la table de compression

$$\text{On prend : } b = 1,03m$$

III.2.5. Espacement des poutres

Comme nous avons envisagé l'emploi de poutres en section I la largeur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon, l'espacement doit respecter la loi suivante : $1,5 \leq E \leq 2,5$

$$\text{On prend : } E = 1,65m$$

III.2.6 Nombre de poutres

Le nombre de poutre est déterminé par l'équation suivante :

$$N = \left(\frac{L_a}{E} \right) + 1$$

Avec :

L_a: est la distance entre appuis de rive $L_a = 8,25m$

$$N = 8,25/1,65 + 1 = 6 \text{ poutres}$$

$$N = 6 \text{ poutres}$$

III.2.7. Epaisseur de l'âme

D'après le guide **S.E.T.R.A**, on a deux situations :

- Médiane : $0,16m \leq b_0 \leq 0,22m \leftrightarrow b_0 = 0,21m$
- Sur appuis : L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants.

$$b_0 = b_t \leftrightarrow b_0 = 0,47m$$

- A l'intermédiaire : $0,2m \leq b_0 \leq 0,35m \leftrightarrow b_0 = 0,35m$

III.2.8. Epaisseur de la table de compression

D'après le guide **S.E.T.R.A**, l'épaisseur h_c de la table de compression pourra être donnée d'environ 10 cm.

Dans notre cas,

$$\text{on prend } h_c = 11\text{cm.}$$

III.2.9. Largeur du talon

D'après le guide **S.E.T.R.A** la largeur du talon est donnée par la formule suivante :

$$b_t \geq \frac{l \times L^2}{K_t \times h_t^2}$$

Avec :

L : largeur du tablier

L : portée de la travée

h_t : hauteur total du tablier

K : coefficient sans dimension $1100 < K < 1300$ on prend : $K = 1250$

$$b_{tT} = \frac{10,00 \times 33,40^2}{1250 \times 1,75^2}$$

$$b_{tT} = 2,74 \text{ m}$$

Largeur d'un talon :

$$b_t \geq \frac{2,74}{6} \rightarrow b_t = 0,47\text{m}$$

III.2.10. Epaisseur du talon

D'après le guide **S.E.T.R.A**, l'épaisseur du talon est tirée l'inégalité suivante:

$$10\text{cm} \leq e_t \leq 20\text{cm}$$

$$\text{On prend : } e_t = 15\text{cm}$$

III.2.11. Gousset

C'est l'angle reliant la table de compression et le talon avec l'âme pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de loger les armatures d'acier et les câbles précontraint.

III.2.12. Gousset

C'est l'angle reliant la table de compression et le talon avec l'âme pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de loger les armatures d'acier et les câbles précontraint.

Cet angle est fixé entre : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$.

III.2.12.1. Largeur du gousset de la table de compression

Médiane :

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 45^\circ & e_1 &= 10 \text{ cm} \\ \alpha_2 &= 79,05^\circ & e_2 &= 31 \text{ cm} \end{aligned}$$

A l'intermédiaire :

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 45^\circ & e_1 &= 3 \text{ cm} \\ \alpha_2 &= 79,05^\circ & e_2 &= 31 \text{ cm} \end{aligned}$$

A l'appui :

$$\alpha_0 = 79,05^\circ \quad e_0 = 28 \text{ cm}$$

III.2.12.2. Largeur du gousset du talon

Médiane :

$$\alpha = 56,98^\circ \quad e_0 = 13 \text{ cm}$$

A l'intermédiaire : $\alpha = 56,98^\circ \quad e_0 = 6 \text{ cm}$

I.2.13. Entretoise

Les entretoises faisant fonction de poutraison transversale assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

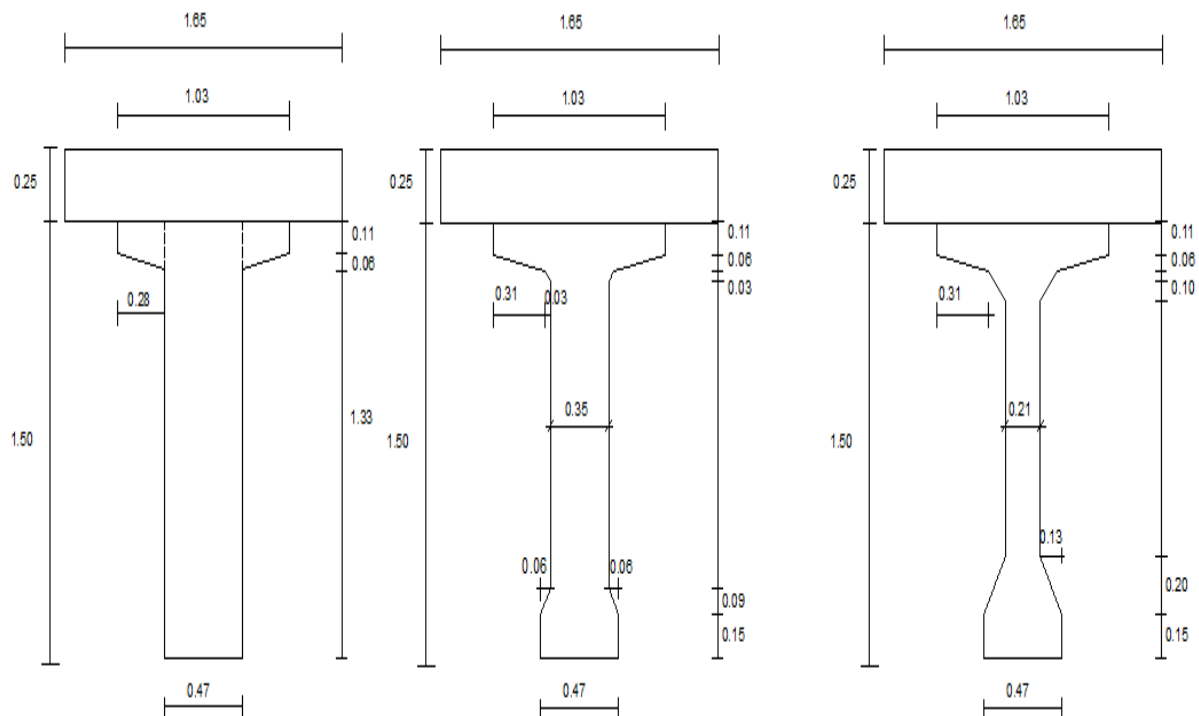
$$h_{entretoise} = h_p - 0,6 = 0,66 \text{ m}$$

III.2.14. Épaisseur de la dalle

En général L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversale, l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20 et 0,30m

$$0,20 \leq e_d \leq 0,30 \text{ m}$$

On prend : $e_d = 0,25 \text{ m}$.



Coupe 1-section d'about **coupe 2**-section intermédiaire **coupe 3** -section médiane
Fig. III.1. Dimensions de la poutre



Fig. III.2. Coupe longitudinale de la demi-poutre

III.2.15. Caractéristiques géométriques de la poutre

La section de la poutre est :

- ✓ En « T » aux abouts, pour reprendre l'effort tranchant qui s'y développe.
- ✓ En « I » au milieu, pour alléger le poids de la poutre.

On décompose la poutre en éléments simples(4):

- B_i : section brute.
- Z_i : distance du centre de gravité de la section (i) à la base de la poutre.
- I_i : moment d'inertie de la section i par rapport à la base de la poutre.
- S_i : moment statique de la section $S_i = B_i x Z_i$
- V' : distance du C.D.G de la section totale à la fibre inférieure.
- V : distance du C.D.G de la section totale à la fibre supérieure.
- I_0 : Moment d'inertie propre de la section considérée.

$$\rightarrow \text{Pour une section triangulaire} \Rightarrow I_0 = \frac{bh^3}{36}$$

$$\rightarrow \text{Pour une section rectangulaire} \Rightarrow I_0 = \frac{bh^3}{12}$$

- ✓ I_G : moment d'inertie par rapport au C.D.G de la section totale

$$I_G = I - B x V'^2$$

- ✓ W_i : module d'inertie de la section par rapport à la fibre supérieure.
- ✓ W_s : module d'inertie de la section par rapport à la fibre inférieure
- ✓ i : rayon de giration de la section. $I^2 = \frac{I_G}{B}$

- ✓ ρ : coefficient de rendement de la section. $\rho = \frac{I_G}{B \times V \times V'}$

III.2.15.1. Caractéristiques géométriques de la section médiane

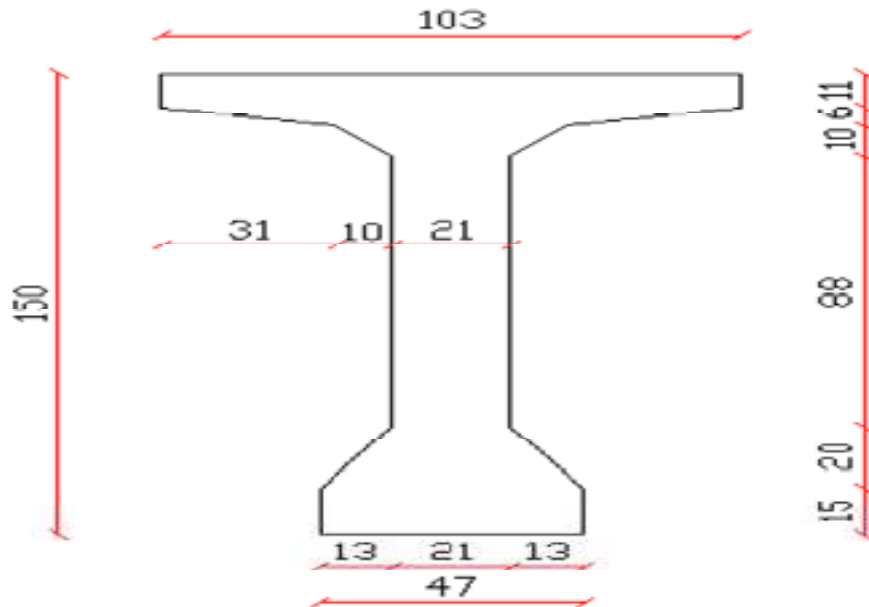


Fig. III.3. Dimensions de la poutre médiane

Section	Dimension (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	I0 (cm ⁴)	I (cm ⁴)
01	103×11	1133	144.5	11424.416	2.3668×10 ⁷
02	((31×6)/2) ×2	186	137	372	3491406
03	((10×10)/2) ×2	100	129.66	555.55	1681727.11
04	(10×6) ×2	120	136	360	2219880
05	((13×20)/2) ×2	260	21.66	5777.77	127758.22
06	47×15	705	7.5	13218.75	52875
07	21×124	2604	77	3336592	18775708

Tableau III.1. Calcul des données géométriques de la poutre médiane

On a:

$$I = I_0 + z^2 \times B(\text{section})$$

Et :

$$V' = \frac{\sum s/\text{axe}}{\sum b} = \frac{429913,6}{5108} = 84,2 \text{ cm}$$

Avec:

$$S = B \times Z$$

$$V = h - V' = 150 - 84,2 = 65,8 \text{ cm}$$

$$IG = I - B V'^2 = 50017354,33 - 5108 \times 84,2^2 = 13803473,21 \text{ cm}$$

$$\rho = IG/(B.V.V') = 0,488 = 48,8\%$$

B(cm²)	5108
V'(cm)	8402
V(cm)	6508
I_G(cm⁴)	13803473.21
ρ(%)	48.8

Tableau III.2. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane

III.2.15.2. Caractéristiques géométriques de la section médiane+hourdis

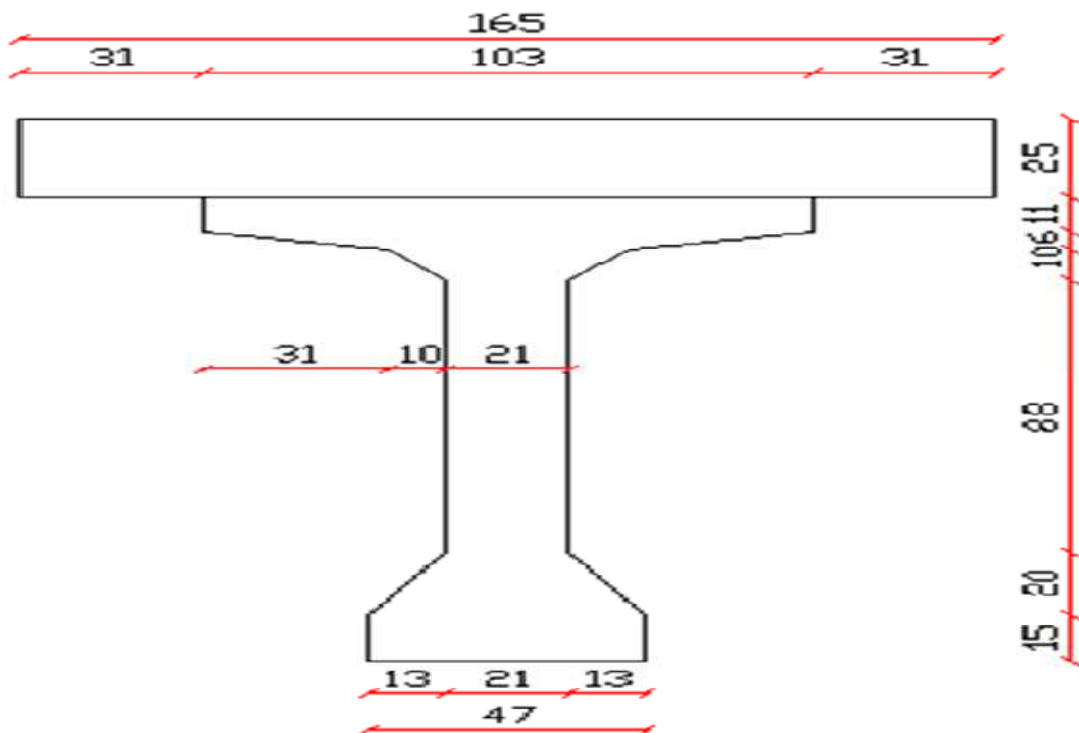


Fig. III.4. Dimensions de la poutre médiane+hourdis

$$V' = \frac{\sum S/axe}{\sum B} = \frac{1100226,1}{9233} = 119,16$$

$$V = h - V' = 175 - 119,16 = 55,84$$

$$IG = I - B \times V^2 = 159157979,3 - 9233 \times 119,16^2 = 28057637,33$$

$$\rho = IG/(B \times V \times V') = 0,4567 = 45,67\%$$

B (cm²)	9233
V (cm)	119,16
V(cm)	55,5
I_G(cm⁴)	28057637,33
ρ(%)	45,67

Tableau III.3. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane+hourdis

III.2.15.3. Caractéristiques géométriques de la section en travée

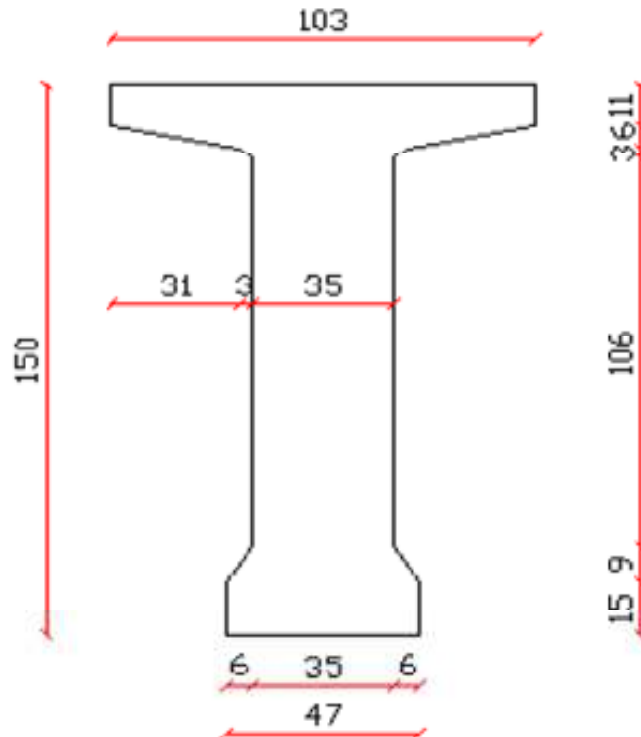


Fig III.5. Dimensions de la poutre en travée

Section	Dimension (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	I ₀ (cm ⁴)	I (cm ⁴)
1	103×11	1133	144,5	11424,416	2,3668×10 ⁷
2	$\left(\frac{31 \times 6}{2}\right) \times 2$	186	137	372	3491406
3	$\left(\frac{3 \times 3}{2}\right) \times 2$	9	132	4,5	156820,5
4	3×6×2	36	136	108	665964
5	$\left(\frac{6 \times 9}{2}\right) \times 2$	54	18	243	17739
6	47×15	705	7,5	13218,75	52875
7	35×124	4340	77	5560986,66	3,1292×10 ⁷

Tableau III.4. Calcul des données géométriques de la poutre en travée

On a :

$$I = I_0 + Z^2 \times B(\text{section})$$

Et :

$$V' = \frac{\sum S/\text{axe}}{\sum b} = \frac{535724}{6463} = 82,9 \text{ cm} = h - V' = 100 - 82,9 = 17,1 \text{ cm}$$

Avec :

$$S = B \times Z$$

$$V = h - V' = 150 - 82,9 = 67,1 \text{ cm}$$

$$IG = I - B \times V^2 = 59345651,16 - 6463 \times 82,9^2 = 149292265,33$$

$$\rho = IG / (B \times V \times V') = 0,4152 = 41,52\%$$

B (cm²)	6463
V (cm)	82,9
V'(cm)	67,1
I_G(cm⁴)	149292265,33
ρ(%)	41,52

Tableau III.5. Caractéristiques géométriques de la poutre en travée

III.2.15.4. Caractéristiques géométriques de la section en travée + hourdis

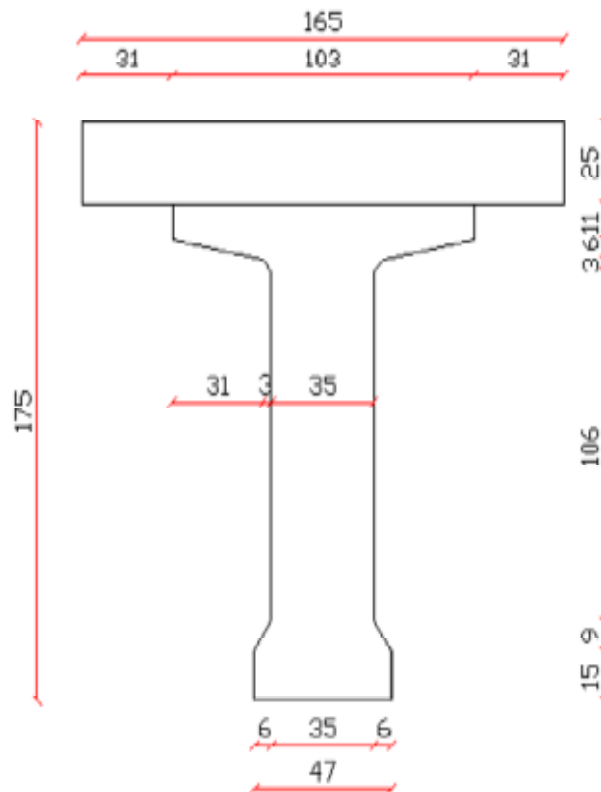


Fig.III.6. Dimensions de la poutre+hourdis en travée

$$V = \frac{\sum s / \text{axe}}{\sum b} = \frac{1206036,5}{10588} = 113,9 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 175 - 113,90 = 61,1 \text{ cm}$$

$$IG = I - B V^2 = 168486276,2 - 10588 \times 113,90^2 = 31125928,68$$

$$\rho = IG / (B \times V \times V') = 0,4224 = 42,24\%$$

$B \text{ (cm}^2\text{)}$	10588
$V \text{ (cm)}$	113,90
$V \text{ (cm)}$	61,1
$I_G \text{ (cm}^4\text{)}$	31125928,68
$\rho \text{ (\%)}$	42,24

Tableau III.6. Caractéristiques géométriques de la poutre+hourdis en travée

III.2.15.5. Caractéristiques géométriques de la section à about

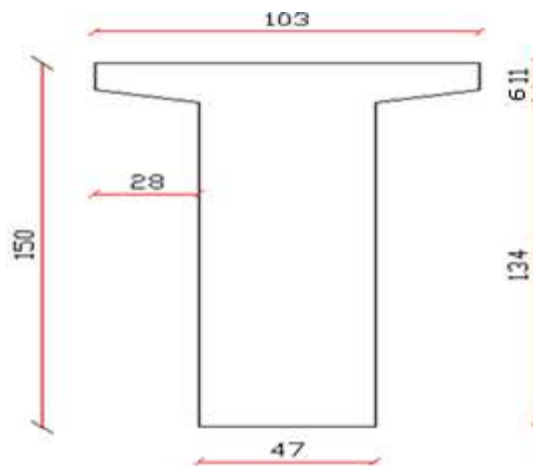


Fig.III 7. . Dimensions de la poutre à l'about

Sectios	DINENSIOS (cm)	Z (cm)	I_0 (cm^4)	I (cm^4)
1	103× 11	1133	144.5	2.3668×10^7
2	$((28 \times 6)/2) \times 2$	168	274	12613104
3	47× 139	6533	62.5	4.11731×10^7

Tableau III.7 . Calcul des données géométriques de la poutre à l'about

On a:

$$I = I_0 + Z^2 \times B(\text{sectios})$$

ET.

$$V' = \frac{\sum s / \text{axe}}{\sum b} = \frac{657261}{7834} = 83.89 \text{ cm}$$

Avec:

$$S = B \times Z$$

$$V = h - V' = 150 - 83,89 = 66,11 \text{ cm}$$

$$IG = I - B \times V'^2 = 77454247,67 - 7834 \times 83,89^2 = 22322221,2 \text{ cm}^4$$

$$\rho = IG / (B \times V \times V') = 0,5137 = 51.37 \%$$

B (cm²)	7234
V (cm)	83.89
V(cm)	66.11
I_G(cm⁴)	22322221.20 cm
ρ(%)	51.37

Tableau III.8. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

III.2.15.6. Caractéristiques géométriques de la section à l'about + hourdis

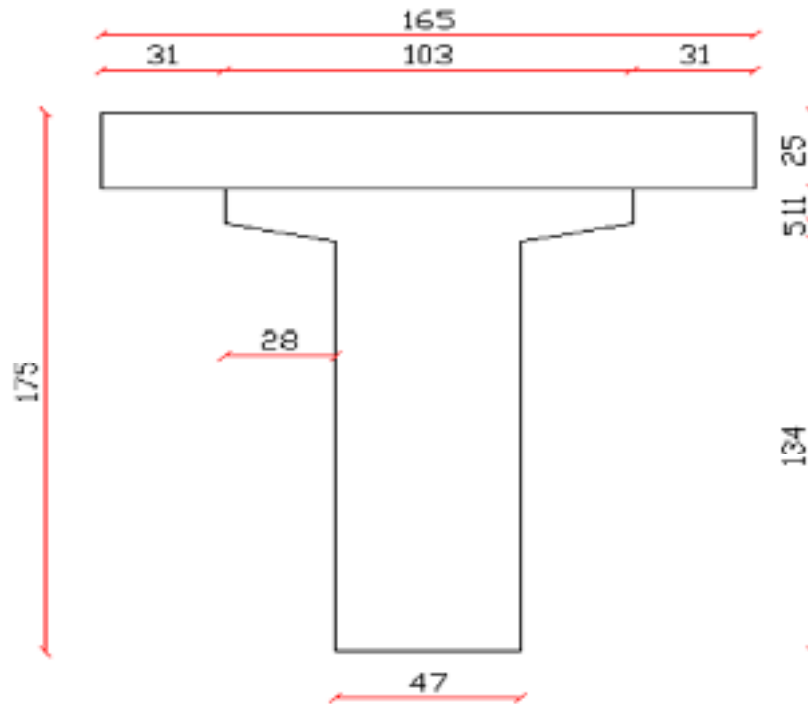


Fig III.8. Dimensions de la poutre+hourdis à l'about

$$V' = \frac{\sum s/axe}{\sum b} = \frac{1327573.5}{11959} = 111.01 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 175 - 111,01 = 63.99 \text{ cm}$$

$$IG = I - B \times V'^2 = 186594872.7 - 11959 \times 111.01^2 = 39221483.49 \text{ cm}^4$$

$$\rho = IG/(B \times V \times V') = 0,4616 = 46,16 \%$$

B (cm²)	11959
V'(cm)	111.01
V (cm)	64
I_G (cm⁴)	39221483.49
ρ %	46.16

Tableau III.9. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

III.3 CHARGES ET SURCHARGES

III 3.1.Introduction

Il s'agit d'étudier les différentes charges qui agissent sur le tablier car le pont a une fonction porteuse, elles sont classées en deux catégories :

- ✓ Les charges permanentes
- ✓ Les surcharges

III.3.2.Calcul des charges permanentes

Poutres, dalle, revêtement de la chaussée, corniche plus trottoirs, garde-corps

Eléments	Données	Formules	Résultats
Poutre	$\gamma_b = 2.5t/m^3$ $s_1 = 0.51m^2$ $s_2 = 0.61m^2$ $s_3 = 1.78 m^2$ $l_1 = 18.50m$ $l_2 = 6.70m$ $l_3 = 0.78m$ $N=6$	$g_1 = \gamma_b \times (s_1 l_1 + 2s_2 l_2)$	264.135t
Dalle	$e_d = 0.25m$ $L_d = 10m$ $\gamma_b = 2.5t/m^3$ $L=33.4m$	$g_2 = e_d \times L_d \times \gamma_b \times l$	208.75t
Revêtement de la chaussée	$e_1 = 0.085m$ $L_1 = 7.50m$ $L=33.40m$ $\gamma_b = 2.20t/m^3$	$g_3 = e_r \times l_r \times L_r \times \gamma_b$	46.84t
Corniches	$L=33.40m$ $\gamma_c = 1.12t/m^3$	$g_4 = 2 \times l \times \gamma_b$	74.816t
Garde-corps	$L=33.40m$ $\gamma_g = 0.10t/m^3$	$g_5 = 2 \times l \times \gamma_b$	6.68t
Entretoise	$e_e = 0.30m$ $S_e = 1.05m$ $\gamma_b = 2.50t/m^3$ $N=5$	$g_6 = N \times s_e \times e_e \times \gamma_b$	3.937t
Charge totale		$G = \sum g_i$	G=605.158t/travée

Tableau III.10. Charges permanentes

III 3.3.Calcul des surcharges

D'après le fascicule 61 du document technique réglementaire (D.T.R), les surcharges utilisées pour le dimensionnement du tablier sont les suivantes :

- ✓ Surcharge A (L).
- ✓ Système BC.
- ✓ Système Bt.
- ✓ Système Br.
- ✓ Surcharge militaire MC120.
- ✓ Charge exceptionnelle D240.
- ✓ Surcharges sur trottoirs.
- ✓ Surcharges dues au vent et au séisme.
- ✓ Efforts de freinage.

Sachant que :

La largeur roulable est définie comme étant la largeur comprise entre les bordures ; elle est de 7.5 m (2×3.75).

D'après le fascicule 61 titre II, On distingue trois classes de ponts, en fonction de leur largeur roulable les suivantes

Classe	La largeur roulable
1	$l_r \geq 7m$
2	$5.5m < l_r < 7m$
3	$l_r < 5.5m$

Tableau III.11. Classe de pont

Le pont supporte une chaussée de largeur roulable égale à 7,5m, il est donc de première classe.

- ✓ **Système de charge A(L)**

La chaussée du pont supporte une charge uniformément répartie A(L) employé pour la stabilité d'ensemble d'une structure

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} (kg/m^2)$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{33.40 + 12} = 1016.0260(kg/m^2)$$

La valeur A(L) est multiplié par les coefficients a1 et a2.

- ✓ Le coefficient a1 est obtenu à partir du tableau en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées

nombre de voies chargées		1	2	3	4	>=5
la classe du pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	0.9	0.75	0.7
	Troisième	0.9	0.8	0.9	0.75	0.7

Tableau III.12. Les valeurs du coefficient a1

D'après le tableau :

$$a1 = 1$$

$$a2 = V0/V$$

V: la largeur d'une voie .

V₀: valeur donnée par le tableau.

classe de pon	V ₀ (m)
Première classe	3.5
Deuxième classe	3
Troisième classe	3.75

Tableau III.13 . Les valeurs de V₀

$$a2 = 3.5/3.75 = 0.933$$

$$A(L)_{final} = A(L) a1 \times a2 = 947.952 (kg/m^2) = (0.9479 (t/m^2))$$

✓ **Surcharge B.**

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts, leur charge est multipliée par le coefficient de majoration dynamique :

✓ **Système Bc :**

Il se compose de camions type comportant trois essieux. Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est égal à deux. Dans le sens transversal on dispose sur la chaussée autant de files de camions que la chaussée comporte de voie de

Etude de tablier

circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable, comme le montre la figure suivante :

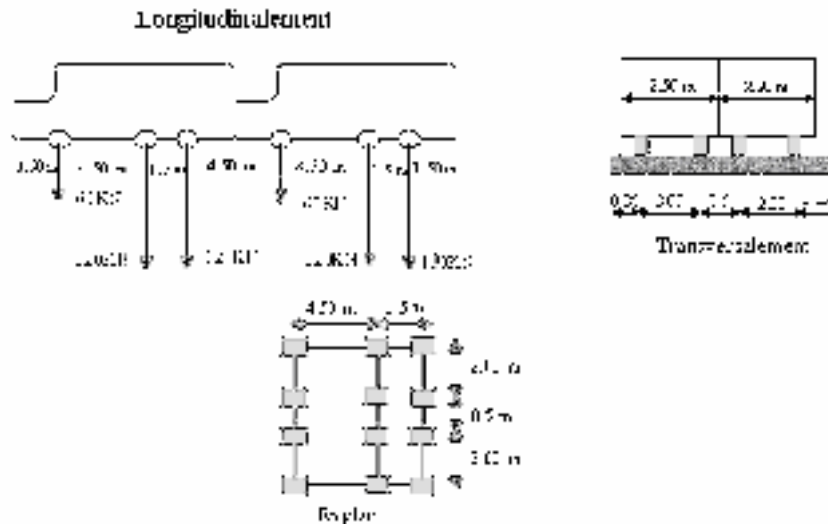


Fig III.9 . Le système Bc(5)

La valeur des charges du système Bc sont multipliées par les coefficients bc obtenus à partir du tableau :

Tableau les valeurs du coefficient bc

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

Tableau III.14 . Les valeurs du coefficient $b_c(5)$

D'après le tableau : $b_c = 1,1$

On peut placer 2x2 camions (2 longitudinal et 2 transversal)

Le poids d'un camion est : 30 t

Soit :

$$Bc = 30 \times 4 = 120 \text{ t} \rightarrow S = Bc \times b_c = 120 \times 1,1 = 132 \text{ t} = 1320 \text{ kn}$$

Le coefficient de majoration dynamique sera égal à :

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

Avec .

: L : longueur de la travée

G ; poids total des charges permanentes

S : poids maximum des surcharges que peut supporter l'ouvrage

$$\gamma = 1,083$$

$$Bc \text{ final} = S \cdot \delta = 142.956 \text{ t}$$

Système Bt :

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

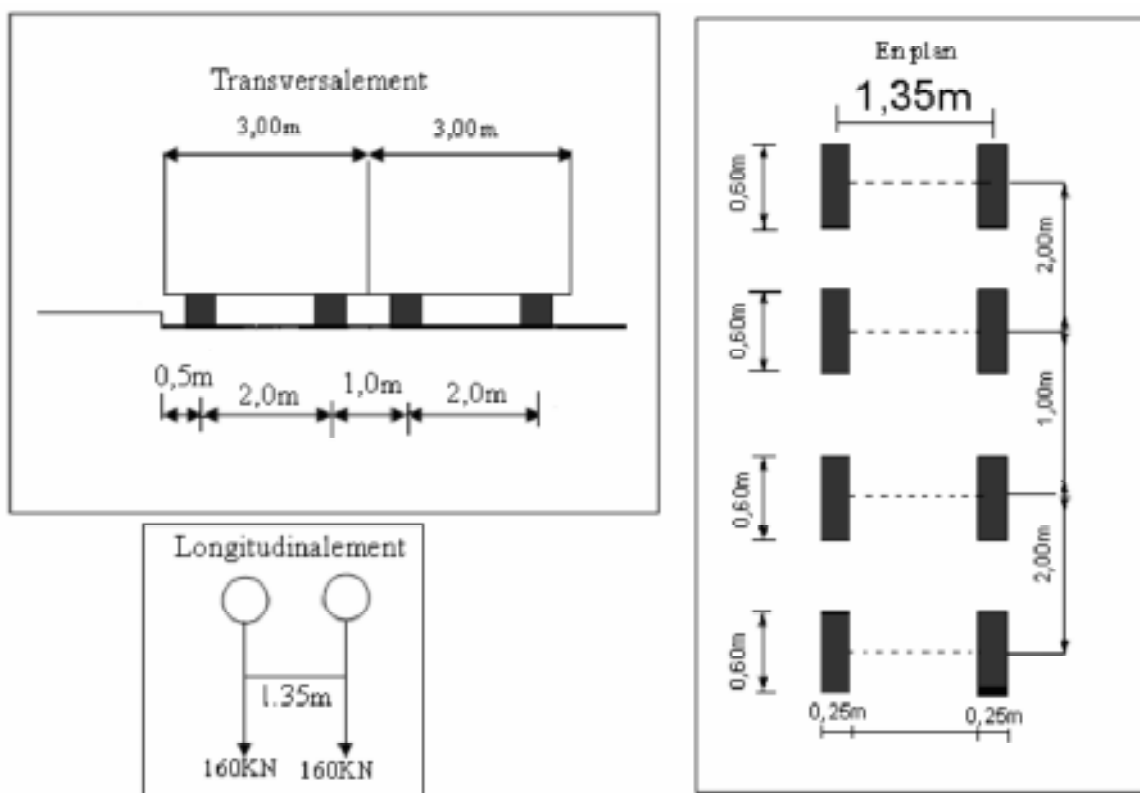


Fig III.10. Le système Bt(5)

La valeur des charges du système Bt sont multipliées par le coefficient b_t obtenu à partir du tableau

Classe de pont	b_t
Première classe	1.20
Deuxième classe	1

Tableau 2.15. Les valeurs du coefficient $b_{t(5)}$

$$b_t = 1$$

Le poids d'un essieu tandem est de 32t

Donc :

$$Bt = 32.2 = 64 t = 640 kn$$

Le coefficient de majoration dynamique sera égal à :

$$\delta = 1.067$$

Bt final=

$$S. \gamma = 68,288t$$

✓ **Système Br :**

Il se compose d'une roue qui porte une charge de 100 kn, comme le montre la figure suivante :

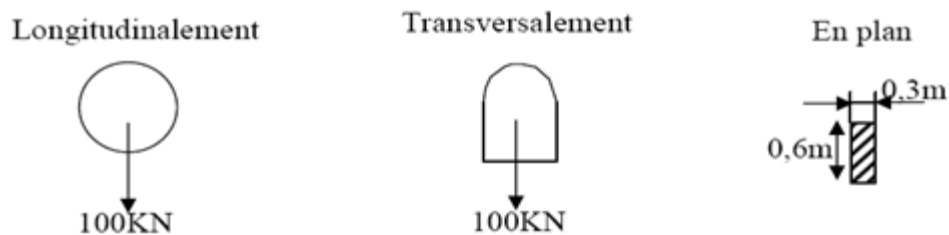


Fig III.11. Le système Br(5)

Le coefficient de majoration dynamique sera égale à :

$$\delta = 1.054$$

$$Br \text{ final} = S. \delta = 10,54t$$

✓ **Surcharge militaire Mc120**

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture et d'ossature des tabliers, on distingue particulièrement le convoi MC120 qui comporte deux chenilles.

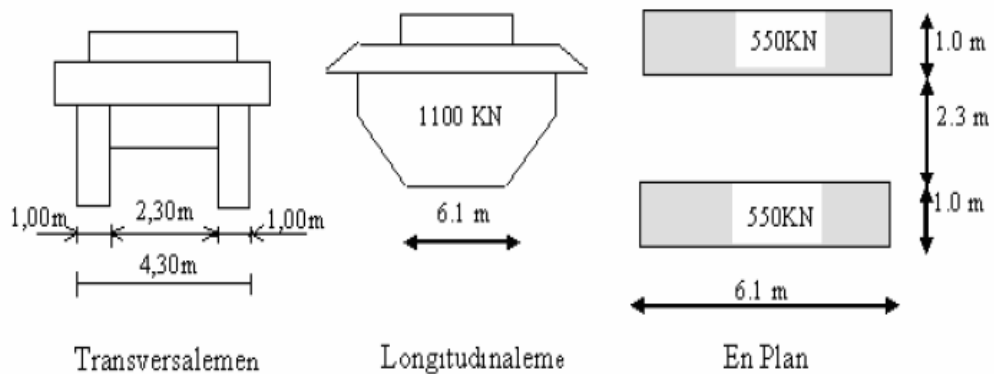


Fig III.12. Surcharge Mc120(5)

Charge total des chenilles : 1100 kn

Le coefficient de majoration dynamique sera égale à :

$$\delta = 1.078$$

$$Mc\ 120\ final = S \times \delta = 118,60t$$

✓ **Charge exceptionnelle D240**

Il comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total.

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

$$D_{240} = 2400 / (18.6 \times 3.20) = 40.32\ t$$

✓ **Charge exceptionnelle D280 (5)**

Il comporte deux remorques supportant chacune 1400 kn ;dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle chargé de 3,30m de large et de 11m de long.

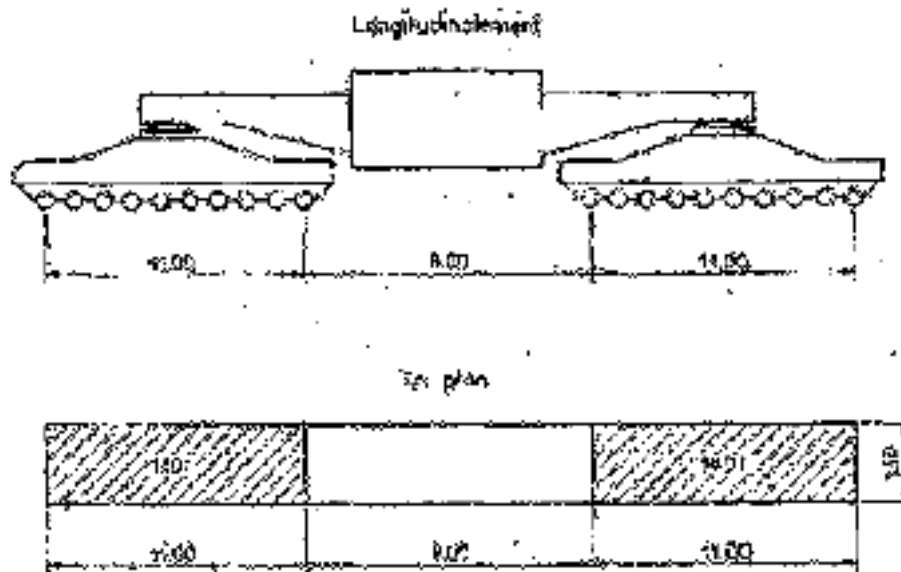


Fig III.13. Surcharge D280

$$S = 14,00 \times 2 = 2800 \text{ KN}$$

Le coefficient de majoration dynamique sera égal à :

$$\delta = 1.114$$

$$D280 = S \times \delta = 311,92t$$

✓ **Surcharge de trottoirs**

C'est une charge uniformément répartie de 1 0kg/m , elles ne sont pas frappés de majoration pour effets dynamique.

Charges générales : 150 kg/m²

Deux trottoirs chargés :

$$2 \times 0,15 \times 1,25 = 0,375t/ml$$

✓ **Efforts de freinage**

✓ *Due à A(L)*

$$HF(A(L)) = \frac{S \cdot A(L)_{final}}{20 + 0.0035 \times S}$$

$$S : \text{surface chargée} = 7,5 \times 33,40 = 250,5 \text{ m}^2$$

$$HF(A(L)) = 11.36 t$$

✓ *Due à Bc*

C'est le poids d'un camion supposé freiner donc :

$$HF(Bc) = 30 t$$

III.4. DETERMINATION DES MOMENTS ET DES EFFORTS

III.4.1. La méthode numérique (sap 2000)

SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie

Particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil, il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure.

III.4.2. La modélisation

Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec six travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 2 cm d'épaisseur avec 6 poutres).

Les poutres sont considérées comme un élément FRAME, elles sont appuyées sur un appui simple d'un côté (pile) et de l'autre côté sur un appui double (culée), la dalle et l'entretoise sont définies comme des éléments SHELL.

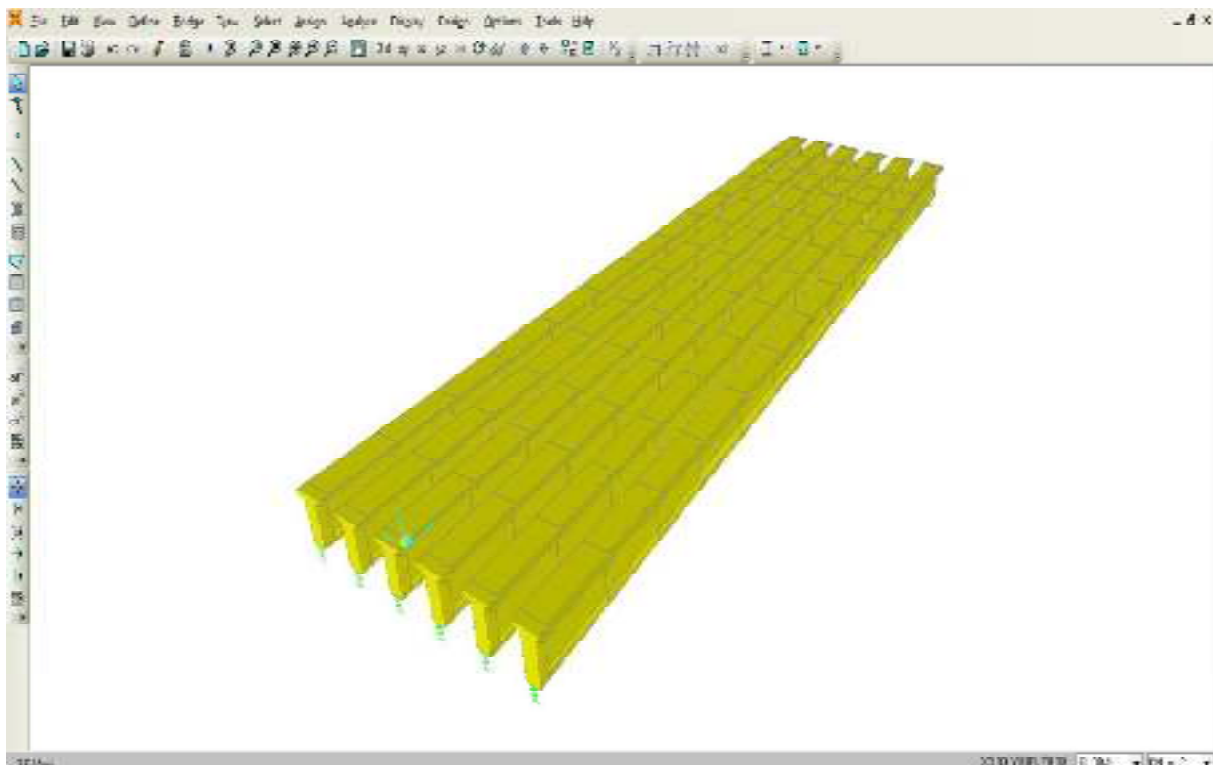


Fig III.14. Modélisation des poutres

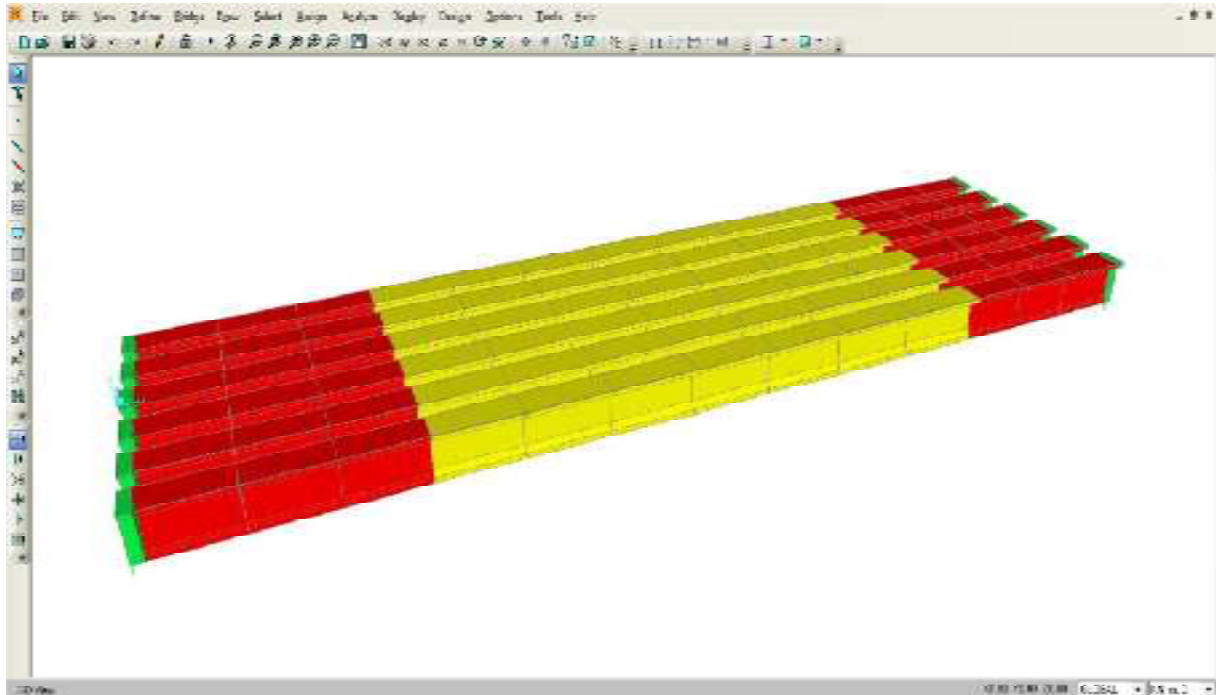


Fig III.15. Modélisation des poutres avec leurs différentes sections

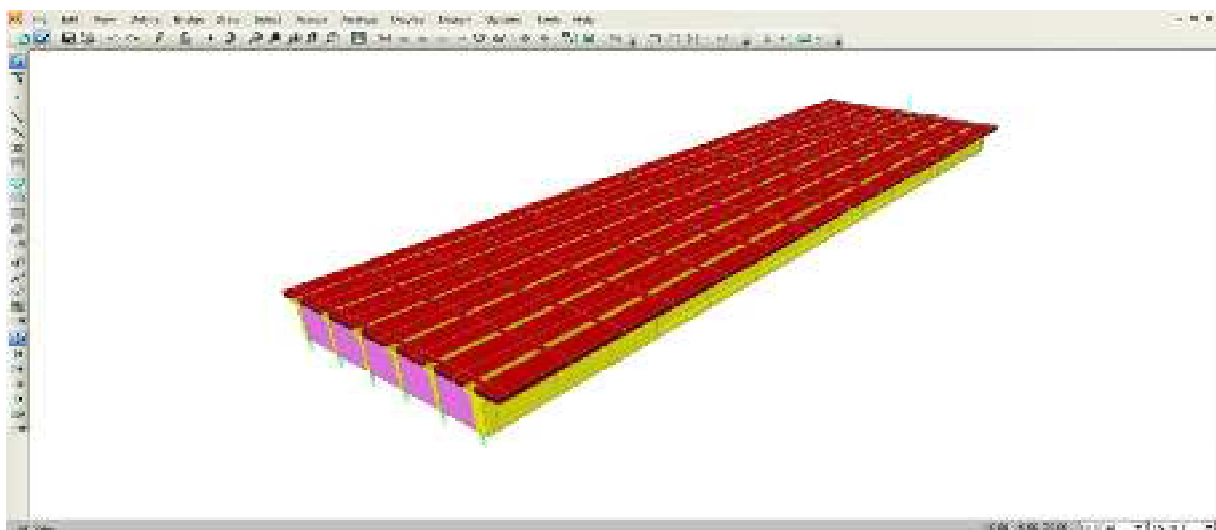


Fig III.16. Modélisation de la dalle et de l'entretoise

III.4.3. Moments fléchissant dans les poutres

III.4.3.1. Moments fléchissant due au poids propre (Dead)

Suite à la modélisation du tablier avec logiciel SAP2000, On a trouvé les résultats présentées sous forme du diagramme suivant :

- Poutre de rive

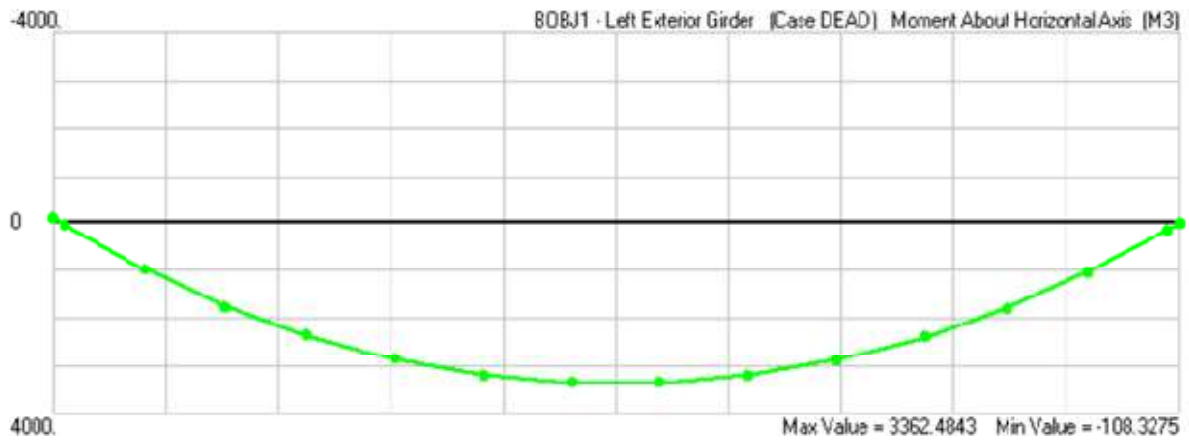


Fig.III.17 . Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre de rive

- Poutre intermédiaire 1

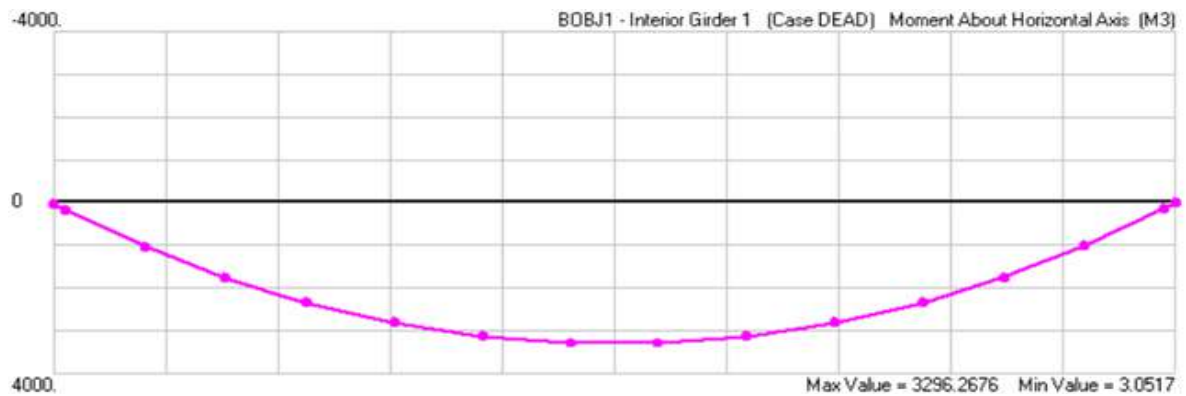


Fig III.18 . Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre intermédiaire

- Poutre intermédiaire 2

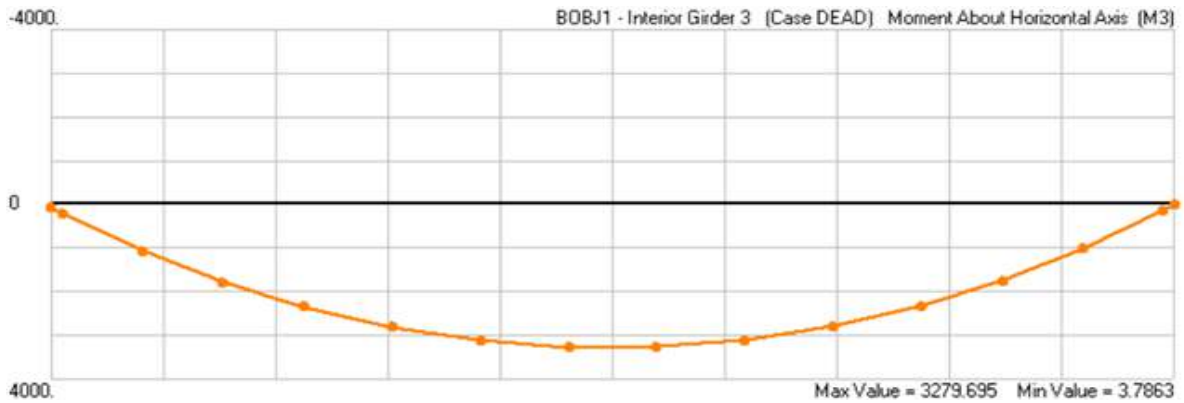


Fig III.19 . Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre intermédiaire 2

III.4.3.2. Moments fléchissant due à la surcharge A(I)

- Poutre de rive



Fig III.20. Diagramme du moment de la poutre de rive due à A(L)

- Poutre intermédiaire 1



Fig.III.21. Diagramme du moment de la poutre intermédiaire 1 due à A(L)

- Poutre intermédiaire 2



Fig.III.22. Diagramme du moment de la poutre intermédiaire 2 due à A(L)

Nous avons résumé tout les resultats dans les tableaux suivants :

Cas de charge	Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
Charges permanente	3362.48	3296.26	3279.69
Surcharge A(l)	1595.11	1628.86	1662.24
Surcharge Bc	centré	1130.17	1280.08
	Excentré	1253.26	1308.59
Surcharge Bt	centré	73.73	94.23
	Excentré	84.46	98.23
Surcharge Mc120	centré	1261.31	1542.97
	Excentré	851.14	1134.75
Surcharge D280	centré	562.80	616.97
	Excentré	444.61	451.65

Tableau III.16. Tableau récapitulatif des moments fléchissant

III.4.3.3. Valeur des moments fléchissant réels

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les

combinaisons d'actions selon BPEL

Action	ELU	ELS
Charge permanent	1.35	1
Surcharge A(l)	1.6	1.2
Surcharge Bc	1.6	1.2
Surcharge Bt	1.6	1.2
Surcharge Mc 120	1.35	1
Surcharge D280	1.35	1

Surcharge de trottoir	1.5	1
-----------------------	-----	---

Tableau III.17 . Coefficients des combinaisons d'actions

Les résultats des moments fléchissant d'après l'application des coefficients des combinaisons d'action (voir tableau .1 .) sont présentés dans les tableaux suivants

III.4.3.4.Moments fléchissant à l'état limite ultime (ELU)

Combinaison d'action	Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
1,35G+1,5Q+1,6A(l)	7105.20	7070.10	7101.30
1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)	7608.02	7623.61	7718.91
1,35G+1,5Q+1,6Bc(excentré)	7809.15	7669.23	7466.71
1,35G+1,5Q+1,6Bt(centré)	5934.02	5725.88	5645.97
1,35G+1,5Q+1,6Bt(excentré)	5951.27	5732.23	5623.43
1,35G+1,5Q+1,35Mc120 (centré)	7515.76	7656.57	7726.35
1,35G+1,5Q+1,35Mc120 (excentré)	8410.21	8117.54	7783.19
1,35G+1,5Q+1,35D282 (centré)	6574.23	6406.54	6379.50
1,35G+1,5Q+1,35D 280(excentré)	7014.49	6660.02	6399.85

Tableau.III.18 Tableau récapitulatif des moments à l'ELU

III.4.3.5 Moments fléchissant à l'état limite de service (ELS)

Combinaison d'action	Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
G+Q+1.2A(l)	5286.92	5261.38	5291.90
G+Q+1.2Bc (centré)	5652.28	5666.08	5738.49
G+Q+1.2Bc (excentré)	5803.00	5700.02	5549.32
G+Q+1.2Bt (centré)	4396.66	4242.78	4183.76
G+Q+1.2Bt (excentré)	4409.60	4247.55	4166.85
G+Q+Mc120 (centré)	5567.23	5671.53	5723.22

G+Q+Mc120 (excentré)	6229.78	6012.99	5765.33
G+Q+D280 (centré)	4869.80	4745.58	4869.80
G+Q+D280 (excentré)	5195.91	4997.41	4740.63

Tableau 2.19. récapitulatif des moments à l'ELS

III.4.4 Efforts tranchants dans les poutres

III.4.4.1.Efforts tranchants due au poids propre

- Poutre de rive

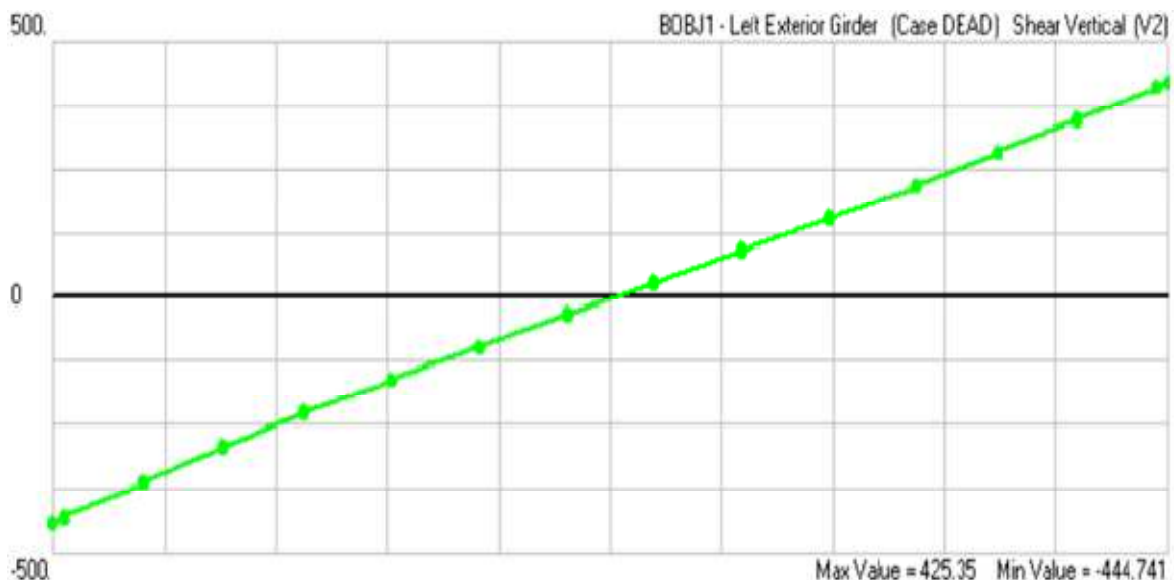
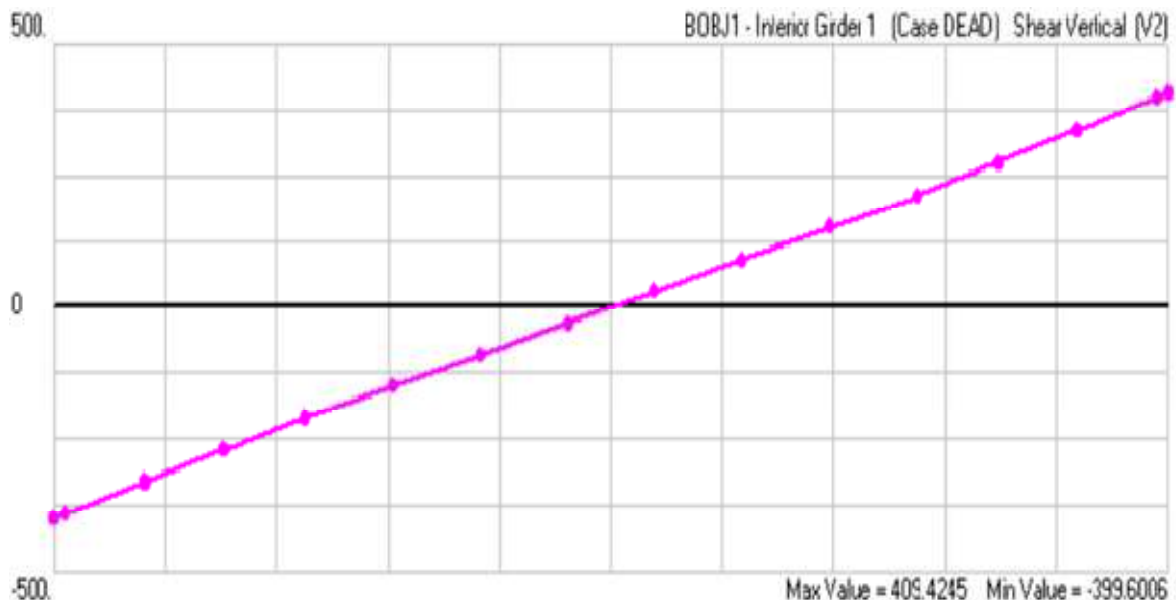


Fig.III.23 Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre de rive

→ Poutre intermédiaire 1



FigIII.24. Digramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre intermédiaire 1

- Poutre intermédiaire 2

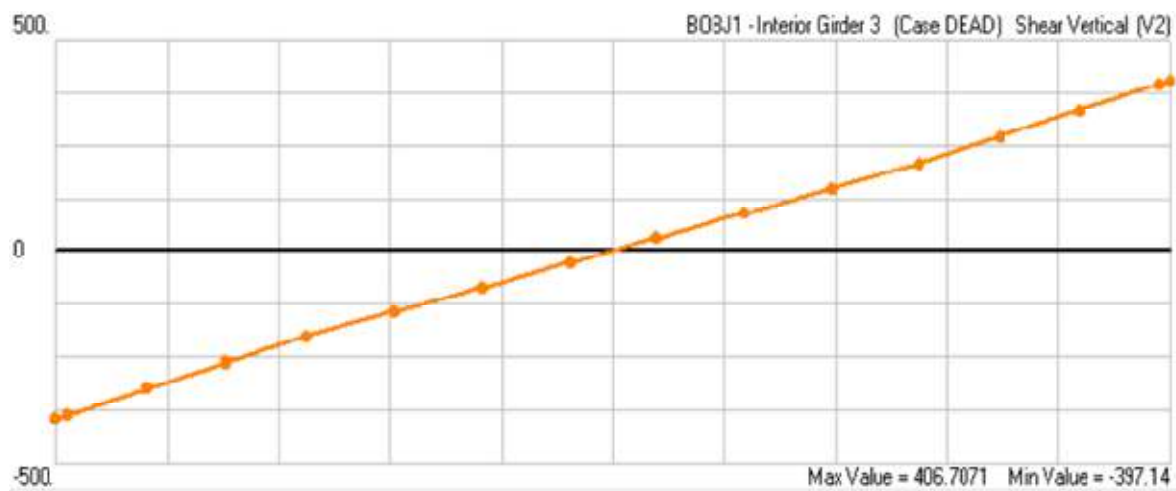


Fig.III.25 . Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre intermédiaire 2

Nous avons résumé tout les resultats dans les tableaux suivants :

Cas de charge	Moments de la poutre de rive [KN.m]	Efforts de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	Efforts de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]
Charges permanente	425.3	409.4	406.7

Surcharge A(l)		195.1	226.4	235.3
Surcharge Bc	Centré	106.7	182	265.7
	Excentré	161.9	25.24	146.2
Surcharge Bt	Centré	7.2	16.4	20.3
	Excentré	9.6	22.3	11.1
Surcharge Mc120	Centré	126.4	252.7	279.7
	Excentré	85.7	118.3	287
Surcharge D280	Centré	52.6	87.1	133
	Excentré	53.6	44.2	76.7

Tableau 2.20. Tableau récapitulatif des efforts tranchants

III.4.4.2 Effort tranchants à l'état limite ultime (ELU)

Combinaison d'action	L'effort tranchant dans la poutre de rives [KN.m]	L'effort tranchant dans la poutre de rives [KN.m]	L'effort tranchant dans la poutre de rives [KN.m]
1,35G+1,5Q+1,6A(l)	1077.6	1035.3	1029.1
1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)	931.4	965.2	1077.3
1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)	1021	1076.9	881.9
1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)	776.9	699.3	684.7
1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)	780.8	708.7	670
1,35G+1,5Q+1,6Bc120(centré)	936.1	1014.2	1029.7
1,35G+1,5Q+1,6Bc120(centré)	1100.1	832.7	1039.7
1,35G+1,5Q+1,6Bc280(centré)	833.6	790.6	831.8
1,35G+1,5Q+1,6Bc280(centré)	923.4	868.5	810.1

TABIEAU.III.21.TABLEAU Récapitulatif des efforts a L'ELU

III.4.4.3 Efforts tranchants à l'état limite de service (ELS)

Combinaison d'action	L'effort tranchant dans la poutre de rives [KN.m]	L'effort tranchant dans la poutre de rives [KN.m]	L'effort tranchant dans la poutre de rives [KN.m]
----------------------	---	---	---

1,35G+1,5Q+1,6A(l)	801.1	770.2	765.7
1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)	691.4	717.7	801.9
1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)	758.6	801.4	655.4
1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)	575.6	518.2	507.5
1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)	578.5	525.3	496.5
1,35G+1,5Q+1,6Bc120(centré)	693.4	751.2	762.7
1,35G+1,5Q+1,6Bc120(centré)	809.8	815.7	770.1
1,35G+1,5Q+1,6Bc280(centré)	617.4	585.6	616.1
1,35G+1,5Q+1,6Bc280(centré)	684	643.3	610.8

Tableau 2.22. Tableau récapitulatif des efforts à l'ELS

Dimensionnement des éléments structuraux du Tablier :

3.2.1 Dimensionnement des poutres principales :

La répartition transversale des charges sur les poutres principales d'un pont à poutres sans entretoises intermédiaires se fait par la méthode de Guyon-Massonnet.

Méthode de Guyon-Massonnet :

Cette méthode consiste à la détermination d'un coefficient appelé coefficient de répartition transversale « CRT ». Ce coefficient permet de répartir proportionnellement les charges placées

sur le hourdis aux poutres en fonction de leur position par rapport à la charge.

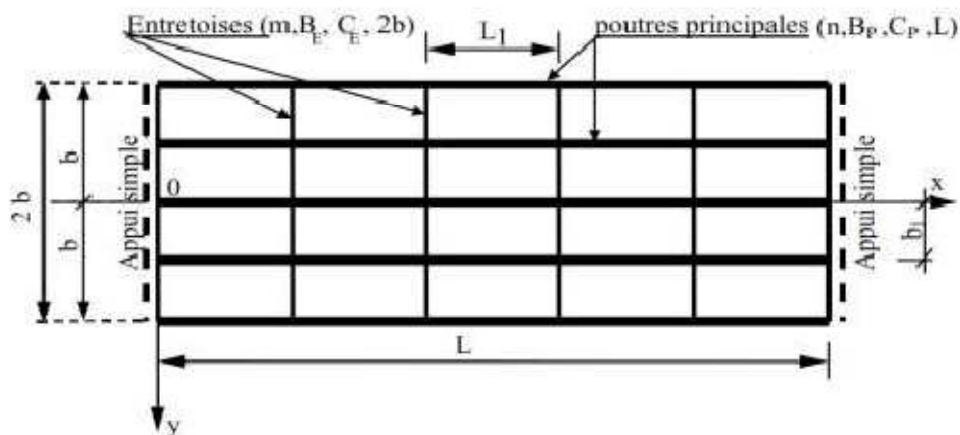


Figure 12 : Modèle de calcul du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet:

Où :

b : demi largeur du tablier

L : portée de la travée indépendante

L_1 : entraxe des entretoises

b_1 : entraxe des poutres principales

Etude de tablier

Pour utiliser la méthode de Guyon-Massonnet, certains paramètres du tablier doivent être déterminés : ce sont les paramètres fondamentaux.

Calcul des paramètres fondamentaux :

Les paramètres fondamentaux sont deux, et sont fonctions de la section transversale du tablier (poutre et hourdis). Ce sont :

- Le paramètre de torsion : $\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \rho_E}}$

- le paramètre d'entretoisement : $\theta = \frac{b^4}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$

La valeur du paramètre θ doit être supérieure à 0,3 pour satisfaire la condition d'utilisation de la méthode de Guyon-Massonnet.

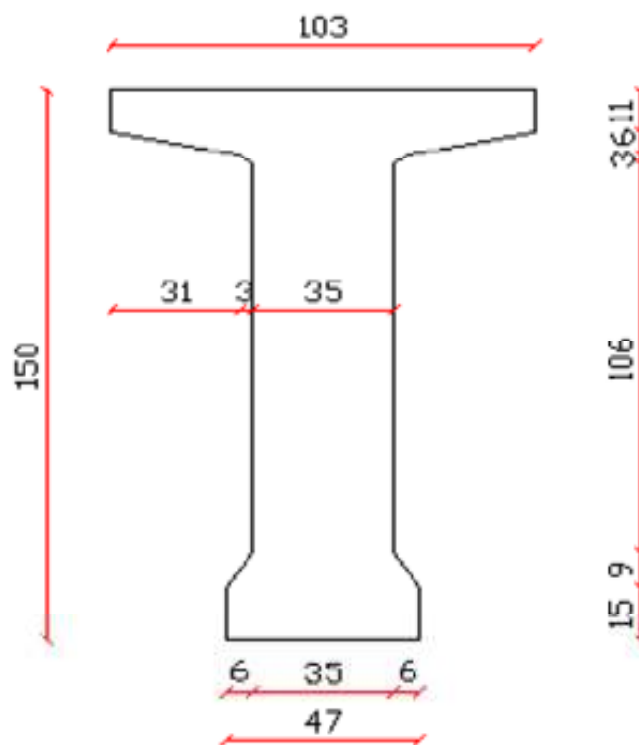


Figure 13: section de la poutre pour le calcul des paramètres fondamentaux

Les paramètres fondamentaux de notre section sont présentés dans le tableau suivant :

désignation	symbole	unité	Valeur
Centre de gravité Y	Y	m	0,842
Moment d'inertie	IGZ	m^4	1,1424416
Rigidité de flexion de poutre	ρ_p	Mpa	0,235 E
Rigidité de torsion de poutre	γ_p	Mpa	0,0108 E
Rigidité de torsion du hourdis	γ_E	Mpa	$6,67 \times 10^{-4} E$
Rigidité de flexion du	ρ_E	Mpa	$6,67 \times 10^{-4} E$

hourdis			
Paramètres de torsion	α		0,92
Paramètres d'entretoisement	θ		0,31

Tableau 6: caractéristiques de la section à mi- travée.

En l'absence des entretoises intermédiaires, le hourdis joue le rôle d'entretoisement. Ce pourquoi dans notre cas, la rigidité de torsion des entretoises est égale à celle du hourdis.

$\theta = 0,31 > 0,3$ Donc méthode de Guyon-Massonnet.

3.2.1a Calcul du coefficient de répartition transversale :

Ce coefficient se calcule à l'aide des tables de Guyon-Massonnet et est fonction pour chaque poutre de sa position (poutre de rive ou intermédiaire) et de la nature de la charge appliquée.

La valeur de ce coefficient est donnée par l'expression suivante :

$$\mu = \frac{K}{n}$$

Où : n= nombre de poutres du tablier ;

K : coefficient de Guyon-Massonnet.

Le coefficient K est déterminé pour chaque poutre à partir d'une courbe tracée à l'aide des tables de Guyon-Massonnet.

Calcul du CRT pour la poutre de rive :

- Ligne d'influence de k.

Interpolation sur α :

$0,1 < \theta = 0,31 < 1$ donc nous avons la relation suivante :

$$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha(1 - e^{\theta_0})$$

$$\text{avec } \theta_0 = \frac{0,065 - \theta}{0,663} = \frac{0,065 - 0,31}{0,663} = 0,37$$

$$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0,92(1 - e^{-0,37})$$

$$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0,28 = 0,72K_0 + 0,28K_1$$

$$K_{\alpha} = 0,72K_0 + 0,28K_1$$

Interpolation sur θ :

Dans notre cas $0,3 < \theta = 0,31 < 0,35$, donc nous allons interpoler par rapport à ces deux valeurs extrêmes.

D'où :

$$K_{\theta} = 0,2K_{\theta = 0,35} + 0,8K_{\theta = 0,3}$$

Interpolation sur y :

$$Y = 3,25 + \frac{3,25}{2} = 4,875m \text{ et } b = 6m$$

$$\Rightarrow Y = \frac{4,875}{6} b \approx 0,81b$$

$$\Rightarrow Y = 0,81b$$

Etude de tablier

Dans les tableaux de Guyon-Massonnet nous avons les valeurs suivantes :

$$K_{0,75b} = K_{y=\frac{3b}{4}} \text{ et } K_b = K_{y=b}$$

Par interpolation linéaire entre les deux valeurs de k nous avons :

$$K_{0,81} = K_{0,75b} + (K_b - K_{0,75b}) \frac{0,81 - 0,75}{1 - 0,75}$$

$$K_{0,81} = 0,76K_{0,75b} + 0,24K_b$$

$$\text{Pour } \theta = 0,30$$

Tableau : valeurs du coefficient K pour $\theta = 0,3$

$\theta = 0.3$		0-b	0- 3b/4	0-b/2	0-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
k_0	k3b/4	0, 210 9	0, 418 3	0, 625 2	0, 828 9	1, 028 3	1, 214 -	1, 383 3	1, 541 9	1, 697 5
	kb	- 0, 503 8	0, 128 4	0, 247 7	0, 625 2	1, 004 4	1, 382 2	1, 757 2	2, 120 9	2, 480 5
	K0, 81 b	0, 153 7	0, 374 6	0, 595 0	0, 812 6	1, 026 4	1, 228 1	1, 413 2	1, 588 2	1, 760 1
k_1	k3b/4	0, 877 6	0, 910 4	0, 945 3	0, 982 0	1, 017 3	1, 045 1	1, 059 1	1, 065 2	1, 068 9
	kb	0, 801 2	0, 845 3	0, 892 9	0, 945 3	1, 001 8	1, 059 1	1, 110 8	1, 150 8	1, 184 9
	K0, 81 b	0, 871 5	0, 905 2	0, 941 1	0, 979 1	1, 016 1	1, 046 2	1, 063 2	1, 072 0	1, 078 2
k_a	$k_{\theta=0,3}$	0, 354 7	0, 523 1	0, 691 9	0, 859 2	1, 023 5	1, 177 2	1, 315 2	1, 443 7	1, 569 2

CRT de la poutre de rive :

La figure 17 représente la courbe de K de la poutre de rive obtenue dans notre cas après différentes interpolations entre les valeurs de θ , α , et y (ordonnée de la poutre)..

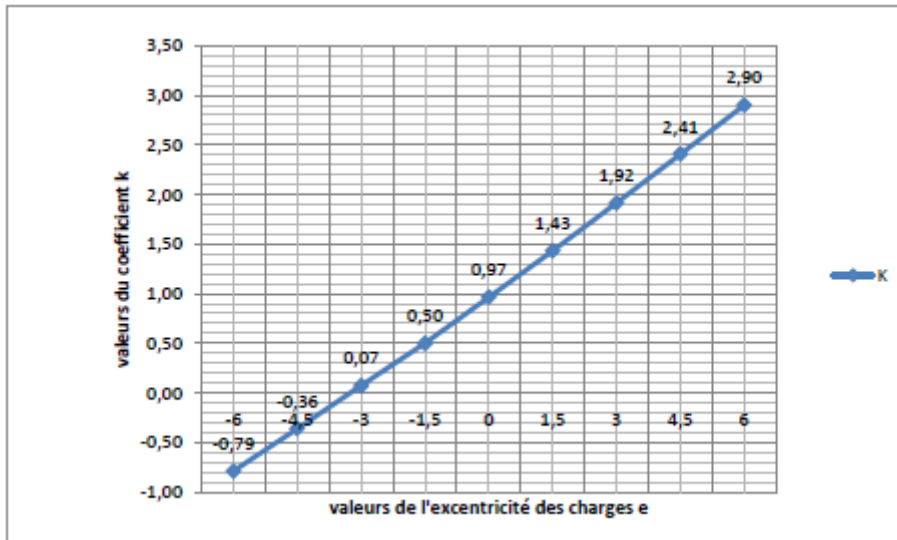


Figure 14: courbe du coefficient k de la poutre de rive.

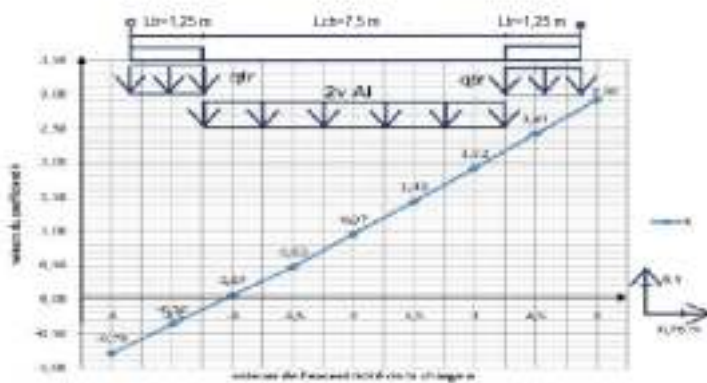


Figure 15: exemple de chargement de la courbe de $k=k(e)$ sous charge A_1 et q_{tr}

La valeur de K est obtenue à partir des expressions suivantes :

- Pour les charges surfaciques : $K = \frac{\omega}{L}$
 ω : L'aire délimitée par les charges sur la courbe de k.
 L : La largeur chargeable occupée par la charge.
- Pour les charges ponctuelles :

$$K = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 K_i = \frac{1}{2} (K_1 + K_2)$$

K_i : l'ordonnée de la charge sur la courbe.

Les CRT calculés pour la poutre de rive sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Charge	CRT	caractéristiques	Cas le plus défavorable
--------	-----	------------------	-------------------------

Al	0,26	$a_1=1$ et $L_{a1}=7,5m$	2 voies chargées
Qtr	0,52	$L_{tr}=1,5m$	2 trottoirs chargés
Bc	0,67	$B_c=1,1$ et $P=12t$	2 files de camion Bc
Mc120	0,37	$L_{mc}=1$ et $P=55t$	1 char Mc120

Tableau 7:récapitulatif des CRT de la poutre de rive

Calcul du CRT de la poutre intermédiaire :

La démarche de calcul du CRT de la poutre intermédiaire est analogue à celle de la poutre de rive. La seule différence réside au niveau de la position de la poutre et des interpolations sur y qui changent

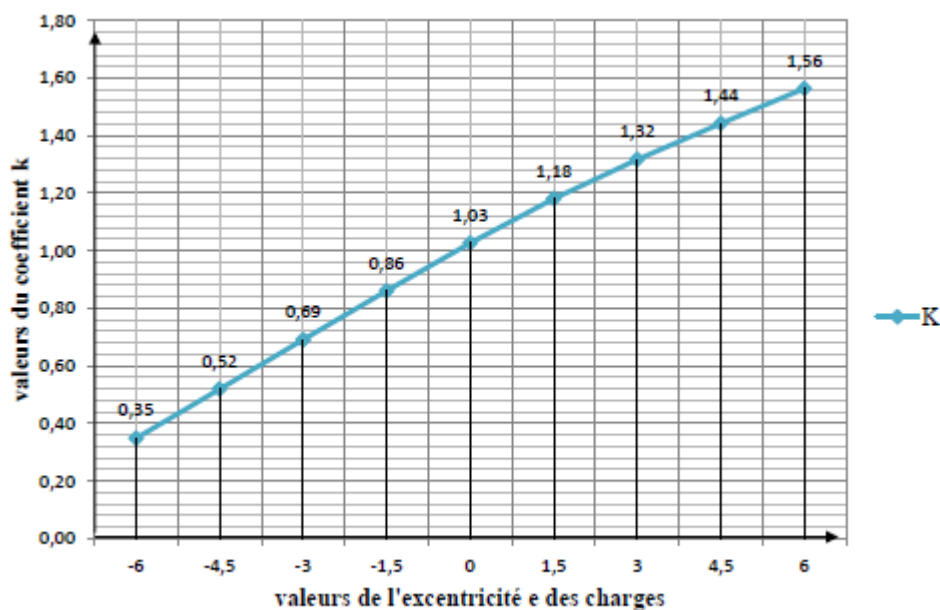


Figure 16:Courbe de K(e) de la poutre intermédiaire.

Les valeurs du CRT calculées sont indiquées dans le tableau ci-dessous

Chapitre 04 :

*Etude de la
dalle*

IV.1 INTRODUCTION

La dalle en béton armé qui est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement) et les surcharges à transmettre aux poutres. Il assure la répartition transversale des efforts.

IV.2 ÉVALUATION DES SOLLICITATIONS

La dalle en béton armé de 2 cm d'épaisseur, recouverte d'une couche de Revêtement de 8,5cm ; reposant sur des poutres en béton précontrainte.

Les valeurs des moments présentées dans la figure sont obtenues d'après par le SAP2000 v 14.2, et on a pris la valeur maximum

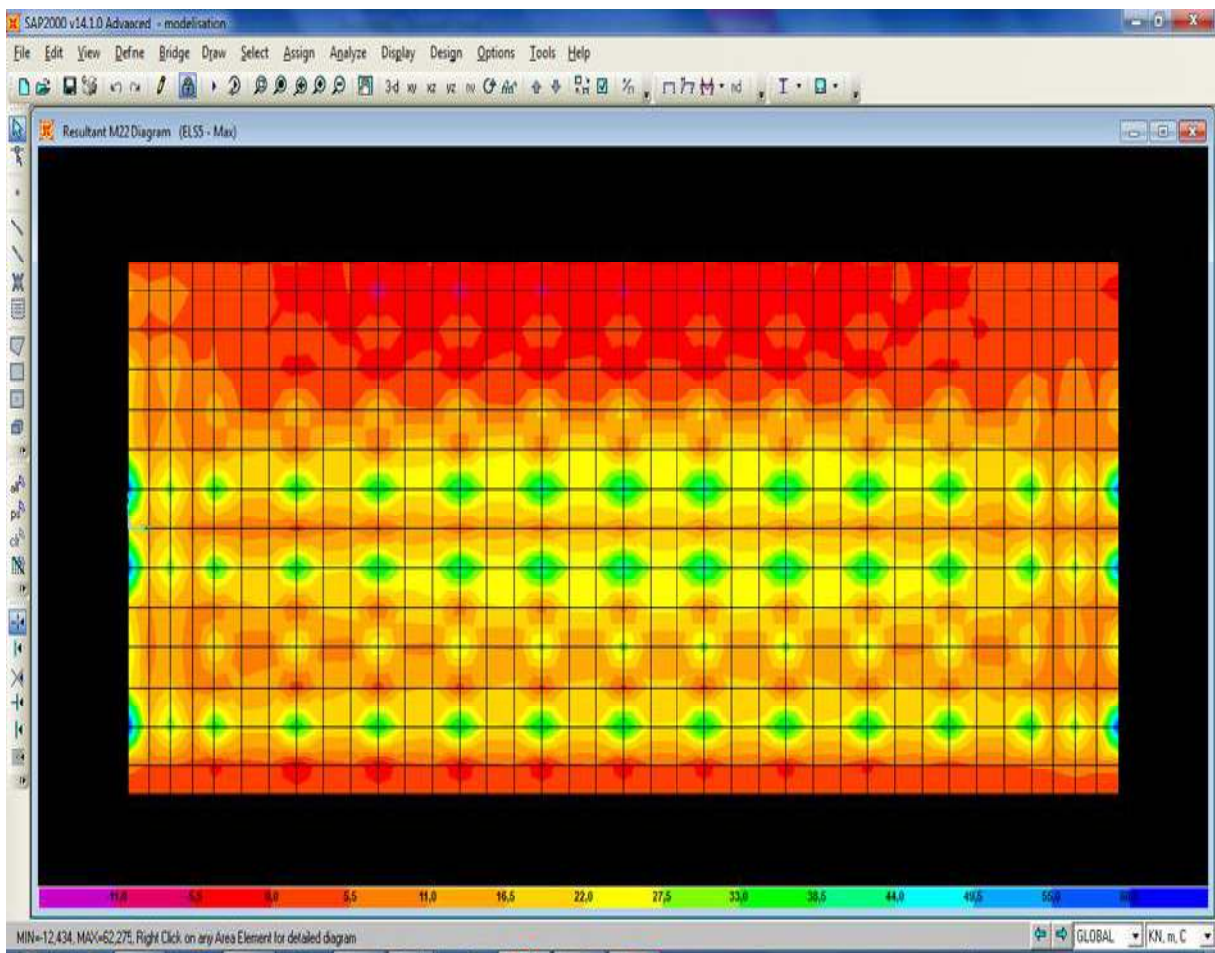


Fig IV.1.Exemple du moment longitudinal maximum

IV.3 ÉTUDE DES MOMENTS FLECHISSANT

Après avoir étudié chaque cas de chargement en flexion, et avoir appliqué toutes les combinaisons, les résultats des moments sont donnés dans le tableau :

a) ELU(KN.m)

	Transversal (M_{1-1})		Longitudinal (M_{1-1})	
	En Appui	En travée	En Appui	En travée
A(I)	20.765	50.966	18.848	14.798
BC centre	31.054	72.927	26.373	41.070
BC EXCENTRE	39.261	68.239	38.607	27.993
BT centre	16.971	33.783	17.001	5.040
BT EXCENTRE	17.839	34.339	17.843	5.391
M120 centre	37.184	65.929	37.688	52.594
M120 EXCENTRE	56.459	65.431	82.994	45.857
D280 centre	17.751	41.951	18.178	22.154
D280 EXCENTRE	26.953	41.662	28.655	15.739

Tableau IV.1. Moments fléchissant à l'ELU

b) ELS(KN.m)

	Transversal (M_{1-1})		Longitudinal (M_{1-1})	
	En Appui	En travée	En Appui	En travée
A(I)	15.426	37.968	13.987	11.133
BC centre	23.238	54.453	19.707	30.861
BC EXCENTRE	29.298	49.298	28.808	21.063
BT centre	12.581	25.034	12.603	3.736
BT EXCENTRE	13.232	25.452	13.235	3.999
M120 centre	27.543	48.837	27.910	38.958
M120 EXCENTRE	41.822	48.467	61.477	33.968
D280 centre	13.148	31.074	13.465	16.410
D280 EXCENTRE	19.965	30.861	21.226	11.657

Tableau IV.2. Moments fléchissant à ULS

IV.4 ÉTUDE DES EFFORTS TRANCHANTS

	Efforts tranchants ELU		Efforts tranchants ELS	
	V _{xx} (V1-3)	V _{yy} (V2-3)	V _{xx} (V1-3)	V _{yy} (V2-3)
	Longitudinal	transversal	Longitudinal	transversal
A(I)	40.55	26.66	30.12	19.83
BC centre	74.02	52.87	55.40	39.53
BC EXCENTRE	70.03	55.80	52.38	14.99
BT centre	32.99	22.39	24.45	14.99
BT EXCENTRE	33.67	22.39	24.96	16.61
M120 centre	58.79	80.04	43.55	59.29
M120 EXCENTRE	67.57	51.40	50.05	38.08
D280 centre	33.45	29.71	24.78	22.01
D280 EXcentre	42.81	25.73	31.71	19.06

Tableau IV.3 . Efforts tranchants à l'ELU et l'ELS

IV.5 CALCUL DU FERRAILLAGE

On détermine le ferrailage par un mètre linéaire, pour cela, on prend la largeur $b=1m$.

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa} ; \delta_B = 1,5 ; \delta_B = 1,15$$

Aciers à hautes adhérences (H.A) feE400.

Fissuration préjudiciable(2).

a) ELU :

- En travée : sens longitudinal

$$M_u = 52,594 \times 10^{-3} \text{ MN} ; b = 1m ; h = 0,25 m ; d = 0,9h = 0,225 m$$

$$\mu_r = 0.392$$

$$f_{bc} = (0.85 \times f_{c28})/\gamma_b = 19,83 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_U}{B \times D^2 \times F_{BC}} = \frac{52.594 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 19.83} = 0.052$$

$$0.052 < 0.392 \quad \rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1025 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052}) = 0.066$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.225 (1 - 0.4 \times 0.066) = 0.219 \text{ m}$$

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = \frac{52.594 \times 10^{-3}}{0.219 \times 347.82} = 6.904 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 6.904 \text{ cm}^2$$

	Sens longitudinal	Sens transversal
Mu(MN.m)	52.594×10 ⁻³	72.927 × 10 ⁻³
μ	.052	0.072
α	0.066.	0.093
Z(m)	0.219	0.216
Ast(cm ²)	6.904	7.706

Tableau IV.4 . Ferrailage de l'hourdis en travée à l'ELU

- En appui

$\mu < \mu_i \rightarrow$ section simple armature

	Sens longitudinal	Sens transversal
Mu(MN.m)	82.994×10 ⁻³	56.459×10 ⁻³
μ	0.082	0.072
α	0.108	0.093
Z(m)	0.215	0.218
Ast(cm ²)	11.098	7.420

Tableau IV.5. Ferrailage de l'hourdis en appui à l'ELU

b) ELS :

- **En travée : sens longitudinal**

$$M_s = 38,958 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

Il faut vérifier ces deux conditions :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

- **Détermination de l'axe neutre (x) :**

$$(b \times x^2)/2 + n \times A_{sc} (x - d') - n \times A_{st}(d - x) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Avec

$$: A_{sc} = 0$$

$$n : \text{coefficient d'équivalence} = 15$$

$$(1) \Rightarrow 0.5x^2 - 15 \times 6.904 \times 10^{-4} \times (0.225 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.068$$

$$X = 0.058 \text{ m}$$

- **Détermination des contraintes**

$$\sigma_{bc} = M_s \times X/I$$

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0.058^3}{3} + 15 \times 6.904 \times 10^{-4} \times (0.225 - 0.058)^2 = 3.538 \times 10^{-4}$$

$$I = 3.538 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = (38.958 \times 10^{-3} \times 0.058) / (3.538 \times 10^{-4})$$

$$\sigma_{bc} = 6.386 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d-x)}{I}$$

$$\sigma_{ST} = 15 \times (38,958 \times 10^{-3} \times (0.225 - 0.058)) / (3.538 \times 10^{-4})$$

$$\sigma_{st} = 208.83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ST} = \min (2/3 f_e ; \max (0.5 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}}))$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7$$

$$\bar{\sigma}_{ST} = \min (266.66, 228.63) = 228.63$$

$$\sigma_{ST} < \bar{\sigma}_{ST} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On augmente la section d'armature on adopte $A_{st} = 9.24 \text{ cm}^2$ (6T14)

$$\sigma_{BC} = 6.386 < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 208.83 < \bar{\sigma}_{st} = 228.6 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

	Sens longitudinal	Sens longitudinal
Ms (MN.m)	38.958×10^{-3}	54.453×10^{-3}
σ_{bc}	6.386	7.36
σ_{st}	208.32	225.47
$A_{st} (\text{cm}^2)$	9.24 (6T14)	12.06 (6T16)
Esp (cm)	17.5	15

Tableau IV.6. Ferrailage de la dalle en travée à l'ELS

En appui

	Sens longitudinal	Sens longitudinal
M_s (MN.m)	61.477×10^{-3}	41.822×10^{-3}
σ_{bc}	7.80	6.47
σ_{st}	220.77	222.11
A_{st} (cm ²)	14.07(7T16)	10.78 (7T14)
Esp (cm)	17.5	15

Tableau IV.7. Ferrailage de l'hourdis en appui à l'ELS

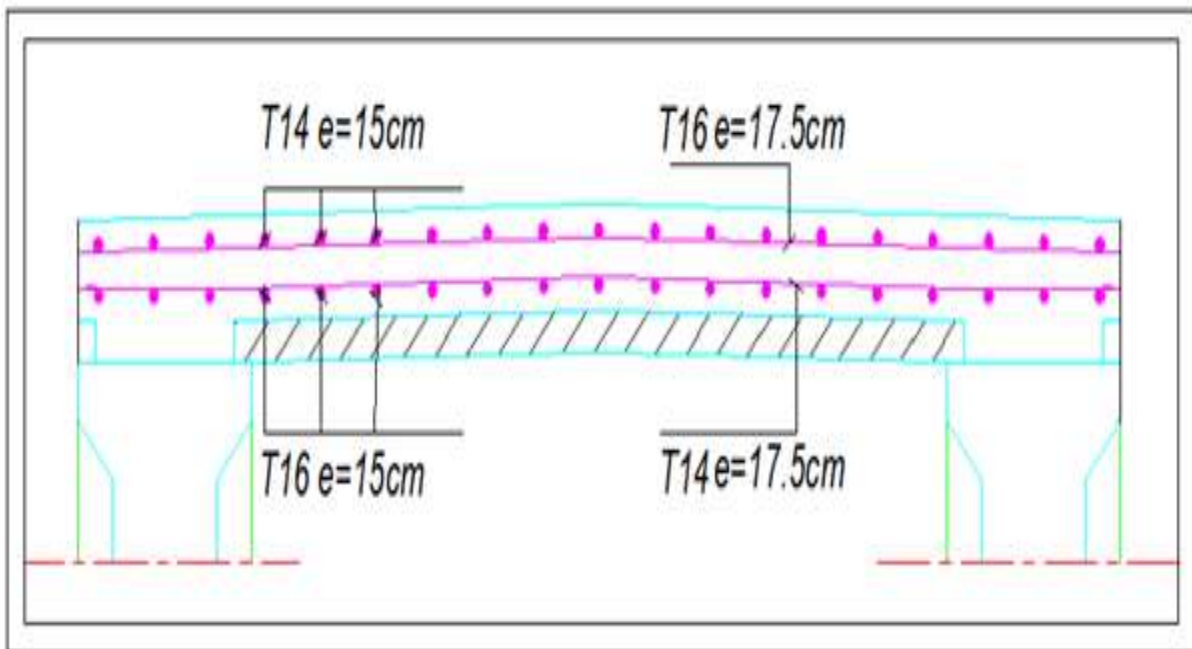


Fig IV.2. Ferrailage de la dalle

c) Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.225 \times 2.7/400 = 3.49 \text{ cm}^2$$

$$6.90 \text{ cm}^2 > 3.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification au poinçonnement

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact petites par rapport aux dimensions de la dalle « Ref 20 » : sous l'action des forces localisées telle que le « Br », il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement(2).

Condition à vérifier :

$$Q_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times h \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'état limite ultime

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

h : épaisseur totale de la dalle

f_{cj} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

La surface d'impact: $U = V = u + h + 2hr$

Avec :

h_r : hauteur du revêtement

$$U = V = 30 + 25 + 2 \times 8.5 = 72 \text{ cm}$$

$$Q_u = 1.5 \times \delta_{br} \times Q$$

$$Q_u = 1.5 \times 1.054 \times 10 = 15.81 \text{ t}$$

$$U_c = 2 \times (U + V)$$

$$U_c = 2 \times (72 + 72) = 288 \text{ cm}$$

$$H = 25 \text{ cm} ; f_{c28} = 35 \text{ Mpa} ;$$

$$Q_u = 15.81 < \frac{0.045 \times 2.88 \times 0.25 \times 3500}{1.5} = 75.6 \text{ t}$$

Donc, on peut conclure qu'il n'y a pas de risque de poinçonnement

VI.6 RESISTANCE AUX EFFORTS TRANCHANTS

VI.6.1. Effort tranchant transversal

On adopte des armatures droites avec $\alpha = 90^\circ$ (2).

$$T_u = 80,04 \text{ KN} = 80,04 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\tau_u = t_u / (b \times d)$$

$$\tau_u = \frac{80,04 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225} = 0,355 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_{adm} = 3,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.6.2. Effort tranchant longitudinal

$$T_u = 74,02 \text{ KN} = 74,02 \times 10^{-3} \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{74,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225} = 0,328 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = 3,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc l'hourdis n'a pas besoin d'armatures transversales

VI.7. Etude de l'entretoise

Les entretoises sont des éléments transversaux destinés principalement à rigidifier le tablier vis-à-vis des déformations et des déplacements latéraux.

Dans notre cas, nous prévoyons seulement des entretoises d'about qui ont pour rôle

- D'éviter le déversement des poutres lors du coulage de l'hourdis
- Elles sont indispensables pour soulever le tablier en vue d'un changement des appareils d'appuis
- Pour leur calcul, elles seront calculées comme des poutres reposant sur appuis chargée par les réactions des poutres.

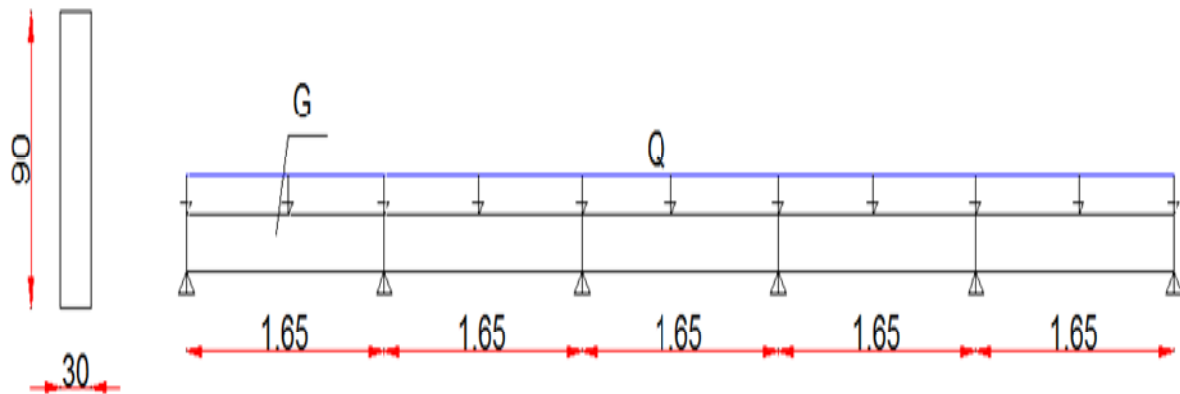


Fig IV.3. Chargement de l'entretoise

Pour le calcul des sollicitations, on utilise le logiciel SAP2000 :

$$Q_U = G / (n \times L)$$

G : charge permanente pour une travée de tablier = 6051,58 KN

$$Q_U = \frac{6051.58}{2 \times 33.40} = 90.59 \text{ KN /ml}$$

	ELU (KN .M)	ELS (KN .M)
Moment maximum en travée	62.38	41.73
Moment maximum en appuis	74.23	49.66

Tableau IV.8. Moments fléchissant de l'entretoise à l'ELU et l'ELS

VI.7.1 Ferrailage entretoise

a) ELU

	En travée	En appuie
M_s (MN . m)	62.38×10^{-3}	74.23×10^{-3}
μ	0.015	0.019
A	0.018	0.023
Z (m)	0.80	0.80
A_{st} (cm ²)	2.24	2.66

Tableau IV.9 . Ferrailage de l'entretoise à l'ELU

b) ELS

	En travée	En appuie
M_s (MN . m)	41.73×10^{-3}	49.66×10^{-3}
σ_{bc}	2.45	2.92
σ_{st}	176.21	156.49
A_{st} (cm ²)	3.14 (4T10)	3.14 (4T10)
Esp (cm)	17	17

Tableau IV.10. Ferrailage de l'entretoise à l'ELS

VI.7.2. Armatures de construction

La valeur de ces armatures est donnée par la formule suivante :

$$A_r = 25\% \times A_s$$

$$A_r = 0.25 \times 3.14$$

$$A_r = 0.78 \text{ cm}^2$$

On prend donc :

$$2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

Chapitre 05 :

*Repartition
transversale des
efforts*

V.Introduction

La répartition transversale des charges dans les constructions planes dépend de l'efficacité de la liaison transversale des éléments portants principaux.

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous procédons à la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres afin de trouver la poutre la plus sollicitée, pour cela, nous utiliserons selon la rigidité de l'entretoise l'une des deux méthodes :

- La méthode de « **GUYON – MASSONNET** ».
- La méthode de « **COURBON** ».

V.1. Choix de la méthode

La valeur de la rigidité de l'entretoise « r » permet de déterminer la méthode à utiliser.

$$r = \frac{n \times v}{2 \times L} \times \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}}$$

Avec :

n : nombre de poutres.

v : entraxe des poutres.

I_p : Moment d'inertie de la poutre.

I_E : Moment d'inertie de l'entretoise.

L : portée de la travée.

- $r < 0.3$: l'entretoise est infiniment rigide, la méthode de COURBON est recommandée.
- $r \geq 0.3$: la rigidité réelle de l'entretoise est prise en compte, la méthode de **GUYON- MASSONNET** est adéquate.

Notre pont n'ayant pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle qui va jouer le rôle d'entretoise avec un espacement fictif de 1m.

$$I_E = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 0,25^3}{12} \Rightarrow I_E = 1.302 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

Les sections de la poutre sont variables, on utilise alors la formule suivante pour le calcul de son inertie :

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

Répartition transversale des efforts

Avec :

- $I_a = 0,3993 \text{ m}^4$ moment d'inertie de la section d'about (poutre + dalle).
- $I_m = 0,3381 \text{ m}^4$ moment d'inertie de la section médiane (poutre + dalle).

D'où

$$I_p = 0,3993 + (0,3381 - 0,3993) \times \frac{8}{3\pi}$$
$$I_p = 0,2874 \text{ m}^4$$

Donc :

$$r = \frac{6 \times 1,6}{2 \times 33,4} \times \sqrt[4]{\frac{0,2874}{1,302 \times 10^{-3}}}$$
$$r = 0,5710 > 0,3$$

En conclusion la méthode à utiliser est celle de : « GUYON – MASSONNET ».

V.2.La Méthode de « GUYON – MASSONNET ».

V.2.1. Principe de la méthode

La méthode de « **GUYON-MASSONNET** », appelée aussi méthode des coefficients de répartition transversales est la méthode la plus adaptée pour l'étude de notre pont, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

Cette méthode a pour but, de déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant revenant à chaque poutre en utilisant le coefficient de répartition transversale $K\alpha$ qui dépend essentiellement du paramètre de torsion « α » et du paramètre d'entretoisement « θ ».

Elle consiste à exploiter pour chaque chargement la ligne d'influence du coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges ($e = b$; $e = 3/4b$; $e = 1/2b$; $e = 1/4b$; $e = 0$) et pour les neuf sections de dalle ($y = \pm b$; $y = \pm 3/4b$; $y = \pm 1/2b$; $y = \pm 1/4b$; $y = 0$).

On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversale ($K\alpha$, $\mu\alpha$) et les sollicitations (moment fléchissant, effort tranchant) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier. Dans le cas des ponts à poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les

Répartition transversale des efforts

différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

V.2.2. Cette méthode est basée sur deux hypothèses

1. Le grillage de poutre est assimilé à une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion, dont l'équation de dérivées partielles est donnée par:

$$P(x,y) = \rho_p \frac{\sigma^4 w}{\sigma x^4} + \rho_E \frac{\sigma^4 w}{\sigma x^2 \sigma y^2} + (\gamma_p + \gamma_E) \frac{\sigma^4 w}{\sigma x^2 + \sigma y^2}$$

2. La répartition transversale des charges est remplacée par une charge répartie le long de l'axe de la construction suivant la sinusoïde de forme .

$$P(x) = p_1 \sin\left(\frac{\pi \times x}{L}\right)$$

p_1 : Valeur constante du chargement.

L : Portée des poutres.

$p_1 \sin\left(\frac{\pi \times x}{L}\right)$: Le premier terme de développement en série de fourrier de la P charge $P(x)$

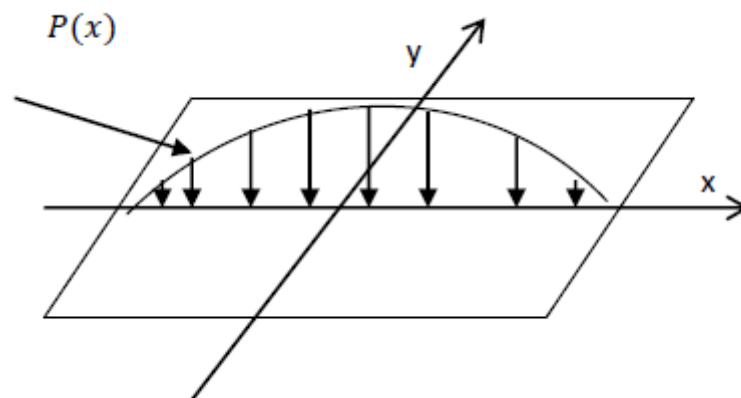


Fig V.1 : Calcul des moments de flexion dans la dalle orthotrope.

La construction prend une déformée de demi-onde de sinusoïde de la forme :

$$w(x,y) = w(y) \sin\left(\frac{\pi \times x}{L}\right)$$

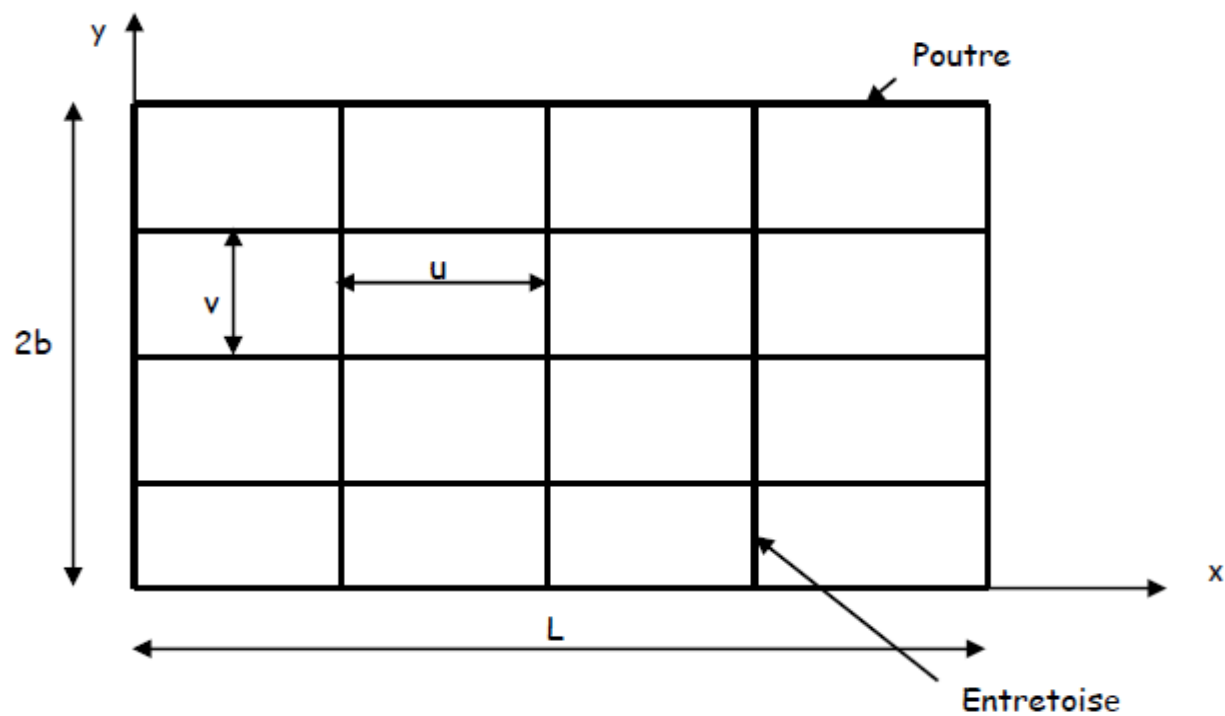


Fig V.2 : Grillage de la poutre.

V.2.3. Détermination des paramètres α et θ :

La rigidité torsionnelle α et le coefficient d'entretoisement θ sont donnés respectivement par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{\gamma_P \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \rho_E}} \text{ AVEC } 0 \leq \alpha \leq 1 \\ \theta = \frac{b^4}{L} \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}} \end{array} \right.$$

$\rho_P = \frac{E \times I_P}{v}$ rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

$\rho_E = \frac{E \times I_E}{u}$ rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

$\gamma_P = \frac{c_P}{v}$ rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur.

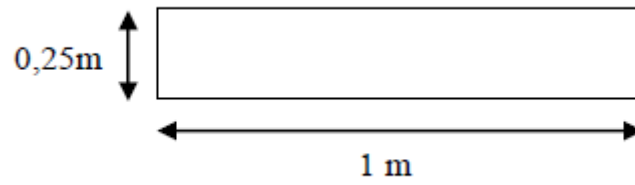
$\gamma_E = \frac{c_E}{u}$ rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

• **Calcul du coefficient d'entretoisement θ**

$$u = 1\text{m}$$

$$v = 1.6\text{ m}$$

$$I_P = 0.2874\text{m}^4$$



$$I_E = \frac{1 \times 0.25^3}{12} = 1.302 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$\rho_p = 1.1796 E$$

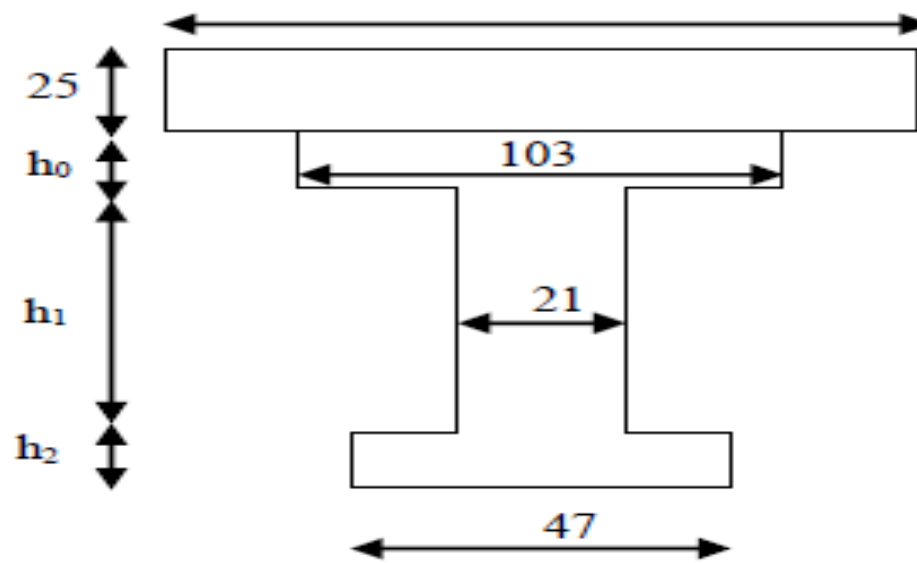
$$\rho_E = 1.302 \times 10^{-3} E$$

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{3.75}{33.4} \sqrt{\frac{1.1796 E}{1.302 \times 10^{-3} E}}$$

$$\theta = 0.508$$

• **Calcul du paramètre de torsion α**

Nous substituons la section réelle à une section équivalente fictive pour le calcul de la rigidité torsionnelle dans le but de simplifier les calculs.



$$\begin{cases} h_0 + h_1 + h_2 = 150 \text{cm} \\ 103 \times h_0 + 21 \times h_1 + 47 \times h_2 = 5108 \text{cm}^2 \end{cases}$$

On fixe $h_0 = 15 \text{cm}$

$$\begin{cases} h_1 + h_2 = 135 \text{cm} \\ 21h_1 + 47h_2 = 3563 \text{cm}^2 \end{cases}$$

D'où:

$$\begin{cases} h_1 = 107 \text{cm} \\ h_2 = 28 \text{cm} \end{cases}$$

Répartition transversale des efforts

$$C_p = \sum kab^3G + \frac{1}{6}ab^3G$$

Avec:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \Rightarrow G = \frac{E}{2.3}$$

ν : Coefficient de poisson ($\nu = 0.15$)

G : Module d'élasticité transversale

E : Module de Young

Section	a	b	a/b
1	103	15	6.8667
2	107	21	5.0952
3	47	28	1.6786

Tableau V.1 : Valeurs a , b et le rapport a/b

Les valeurs de K sont calculées par interpolation à partir du tableau:

a/b	1	1.5	2	3	4	∞
k	0.141	0.196	0.229	0.263	0.281	0.333

Tableau V.2 : Coefficient K en fonction de a/b

Le tableau suivant regroupe les valeurs de K calculées par interpolation.

a/b	6.8667	5.0952	1.3786
k	0.333	0.333	0.208

Tableau V.3 : Récapitulatif des valeurs de K

$$c_p = \left(\frac{1}{3} \times 1.03 \times 0.15^3 + \frac{1}{3} \times 1.07 \times 0.21^3 + 0.208 \times 0.47 \times 0.28^3\right)$$

$$\Rightarrow c_p = 8.94 \times 10^{-3}G$$

$$C_E = \frac{1}{6} \times 1.6 \times 0.25^3G$$

$$\Rightarrow c_E = 4.167 \times 10^{-3}G$$

Avec

$$G = \frac{E}{2.3}$$

$$\gamma_P = \frac{c_p}{\nu} = \frac{8.94 \times 10^{-3}}{1.6}$$

$$\gamma_P = 5.588 \times 10^{-3}G$$

$$\gamma_E = \frac{c_E}{u} = \frac{4.167 \times 10^{-3}}{1}$$

$$\gamma_E = 4.167 \times 10^{-3} G$$

$$\alpha = \frac{\gamma_p \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \rho_E}} = \frac{5.588 \times 10^{-3} + 4.167 \times 10^{-3}}{2\sqrt{0.1796 \times 1.302 \times 10^{-3} \times 2.3}}$$

$$\alpha = 0.139$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \alpha = 0.139 \\ \theta = 0.508 \end{cases}$$

V.3. Détermination du coefficient de répartition transversal

V.3.1. Définition

On désigne par le rapport du déplacement vertical $\omega(w, y)$ d'un point de la construction sous l'effet d'une charge linéaire $P(x)$ à celui $\omega_0(x)$ au même point, mais sous l'effet de la charge $p_0(x)$ uniformément répartie sur toute la largeur du pont, par le coefficient de répartition transversale k_y ; alors

$$k_y = \frac{\omega(w, y)}{\omega_0(x)}$$

Le coefficient de répartition transversale dépend de :

- - Paramètre d'entretoisement. θ
- - Paramètre de torsion. α
- - Excentricité relative e/b de la charge linéaire
- - Ordonnée y/b du point considéré de la construction

SATTLER a établi trois formules d'interpolation pour le calcul de : k_a

$$k_a = k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^{0.05} \quad 0 < \theta \leq 0.1$$

$$k_a = k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^{\left(1 - \frac{e(0.065 - \theta)}{0.663}\right)} \quad 0.1 < \theta \leq 1$$

$$k_a = k_0 + (k_1 - k_0)\sqrt{\alpha} \quad \theta > 1$$

D'où :

k_1 : est obtenu pour $\alpha = 1$

k_0 : est obtenu pour $\alpha = 0$

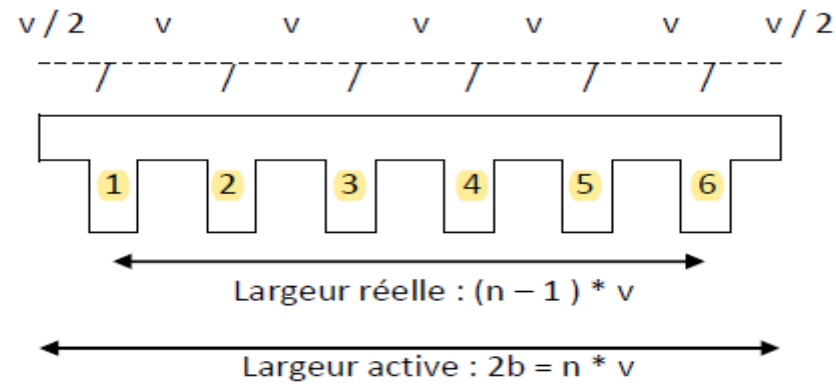
Avec :

K_0 et K_1 sont déterminées à partir des tableaux de « Guyon Massonnet » après interpolation linéaire.

Répartition transversale des efforts

- **Largeur active et position active**

Cette méthode est valable seulement si on considère une largeur active de la construction (2b), donc il est nécessaire que les positions transversales réelles des poutres soient réduites à leurs positions actives.



$$\text{Largeur active } 2b = n \cdot v = 6 \cdot 1,60 = 9,60 \text{ m}$$

$$\text{Position active} = \frac{n-1}{n} \cdot \text{Position réelle}$$

$$n : \text{nombre de poutres} = 6$$

Les positions actives et réelles des outres sont représentées dans le tableau suivant :

N° de la poutre	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6
Position réelle (m)	0.8	2.4	4
Position active (m)	0.667	2	3.333
Position active en f(b) (m)	0.139b	0.417b	0.694b

Tableau V.4 : Positions réelles et actives des poutres

Pour le calcul de K_0 et K_1 nous avons utilisé les formules d'interpolation suivantes :

$$k_0 = k_0(\theta_1) + (k_0(\theta_2) - k_0(\theta_1)) \frac{\theta - \theta_1}{\theta_2 - \theta_1}$$

$$k_1 = k_1(\theta_1) + (k_1(\theta_2) - k_1(\theta_1)) \frac{\theta - \theta_1}{\theta_2 - \theta_1}$$

$$\theta_1 = 0.50 < \theta = 0.508 < \theta_2 = 0.55 \text{ avec } \alpha = 0.139$$

Les valeurs de K_a sont récapitulées dans les tableaux suivants :

	y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
k_0	0	0.5986	0.8188	1.0287	1.1986	1.2726	1.0287	0.8188	0.1986	0.5986
	b/4	0.0159	0.3038	0.6217	0.9285	1.1986	1.4374	1.4169	1.3833	1.3758
	b/2	-	-	0.2303	0.6217	1.0287	1.8076	2.0966	1.4374	2.3522

Répartition transversale des efforts

	0.5204	0.1478							
3b/4	0.9675	0.5635	0.1478	0.3038	0.8188	2.0966	2.8199	1.4169	3.5291
b	1.3966	0.9675	0.5204	0.0159	0.5986	2.3522	3.5291	1.3758	4.8464

Tableau V.5 : Valeurs de K_0 pour $\theta = 0.508$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.8552	0.9243	1.0026	1.0801	1.1745	1.0801	1.0026	0.9243	0.8552
b/4	0.6750	0.7549	0.8503	0.9634	1.0801	1.1618	1.1654	1.1312	1.0929
b/2	0.5420	0.6238	0.7236	0.8526	1.0026	1.1651	1.2996	1.3628	1.3525
3b/4	0.4439	0.5244	0.6238	0.7549	0.9243	1.1312	1.3628	1.5849	1.7587
b	0.3655	0.4439	0.5420	0.6750	0.8552	1.0929	1.3945	1.7587	2.1674

Tableau V.6 : Valeurs de K_1 pour $\theta = 0.508$

Dans notre cas :

$$k_a = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{(1 - \frac{e(0.065 - \theta)}{0.663})} \quad 0.1 < \theta \leq 1$$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.6967	0.8592	1.0187	1.1533	1.2143	1.1533	1.0187	0.8592	0.6967
b/4	0.2482	0.4763	0.7091	0.9418	1.1533	1.2987	1.333	1.3077	1.2677
b/2	0.1143	0.1472	0.4189	0.7091	1.0187	1.333	1.6134	1.8161	1.9701
3b/4	0.4280	0.1477	0.1472	0.4763	0.8592	1.3077	1.8161	2.3479	2.8523
b	0.7231	0.4280	0.1143	0.2482	0.6967	1.2677	1.9861	2.8523	3.8223

Tableau V.7 : Valeurs de k_a pour $\theta = 0.508$

Les positions actives des poutres ne coïncident pas avec les ordonnées (y) figurant sur le tableau de k_a . On va interpolier pour chaque position en utilisant la formule suivante :

$$k_a = k_a(y_1) + (k_a(y_2) - k_a(y_1)) \frac{y_p - y_1}{y_2 - y_1}$$

Avec :

$$y_1 < poutre < y_2$$

Répartition transversale des efforts

Après interpolation on obtient les résultats suivants :

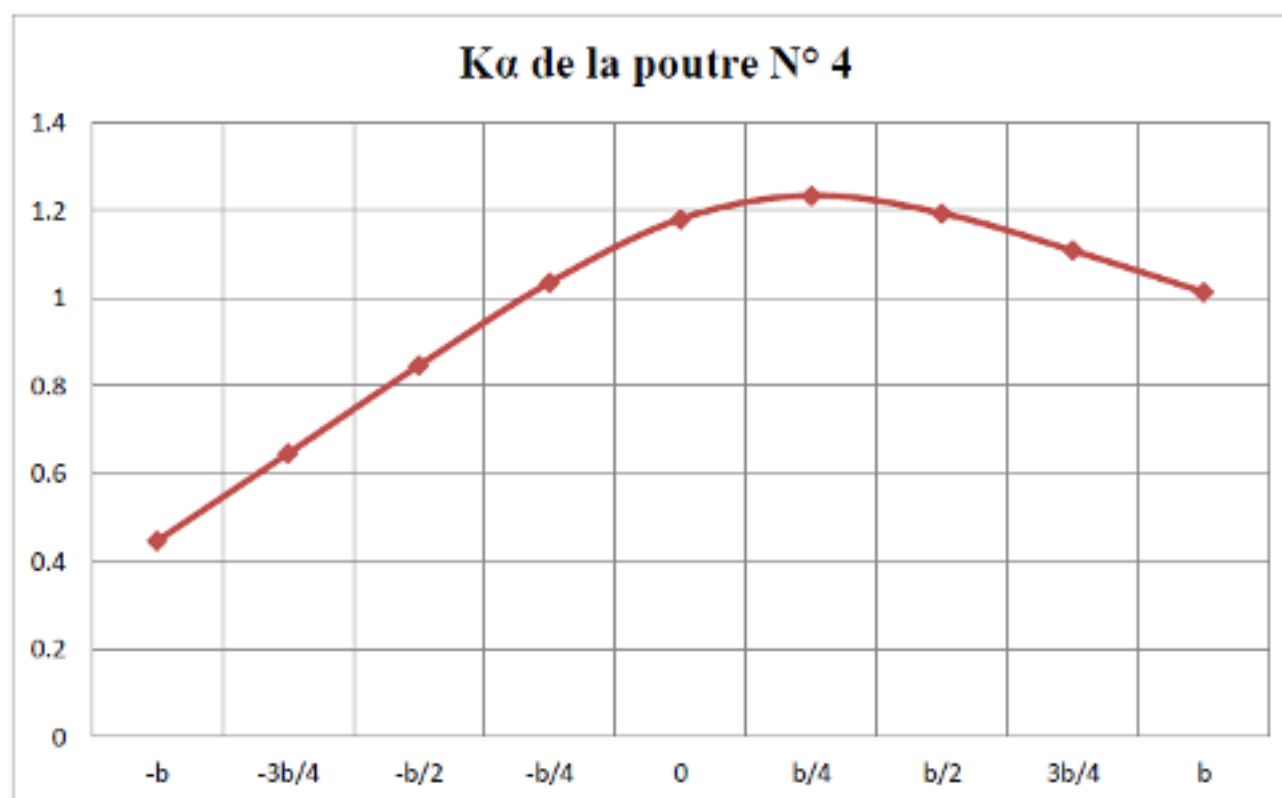
poutre	y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	3b/4	b/2	b
Poutre4	0.139	0.4473	0.6463	0.8466	1.0357	1.1804	1.2341	1.1936	1.1086	1.0124
Poutre5	0.417	0.0061	0.2564	0.5152	0.7864	1.0634	1.3218	1.5204	1.6473	1.7369
Poutre6	0.694	0.3577	0.0816	0.2080	0.5284	0.8949	1.3134	1.7707	2.2238	2.6547

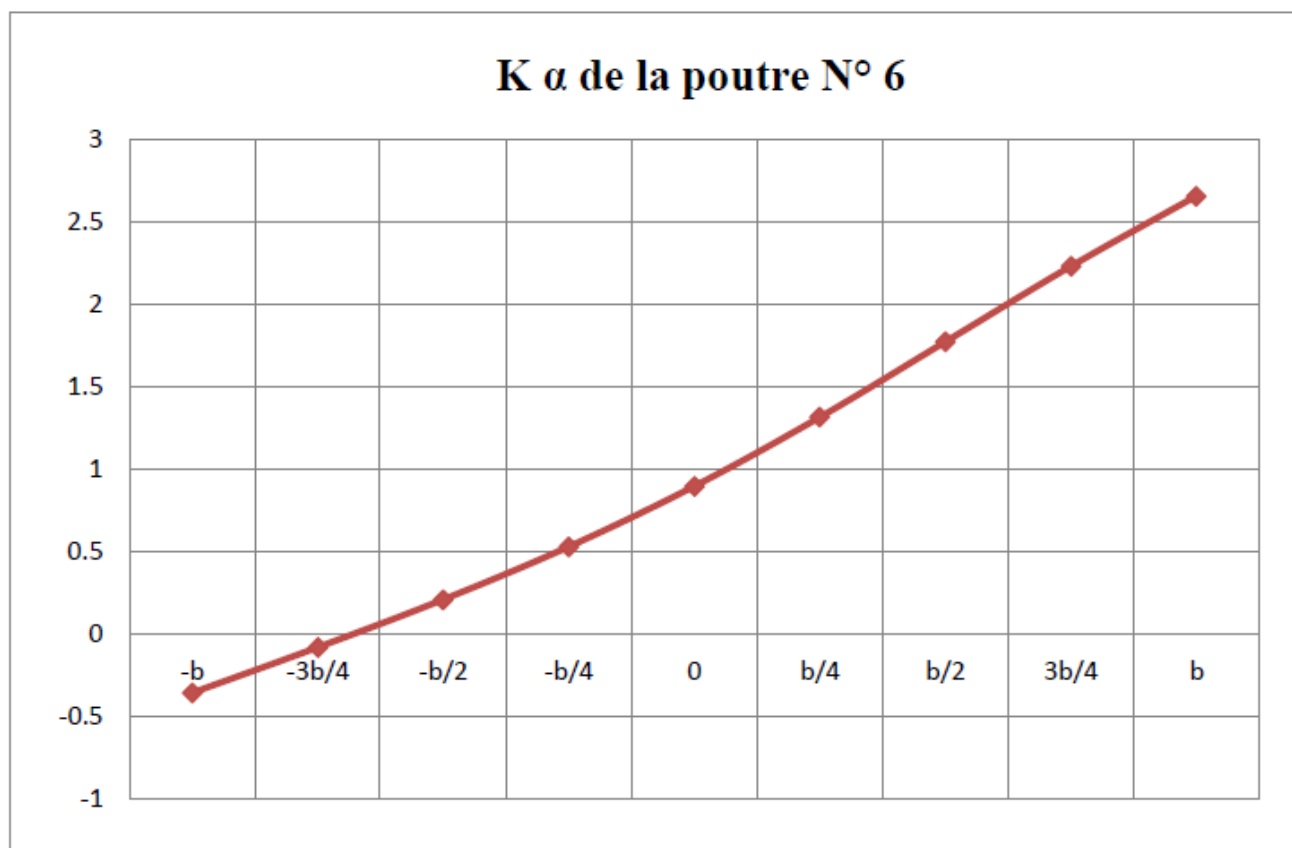
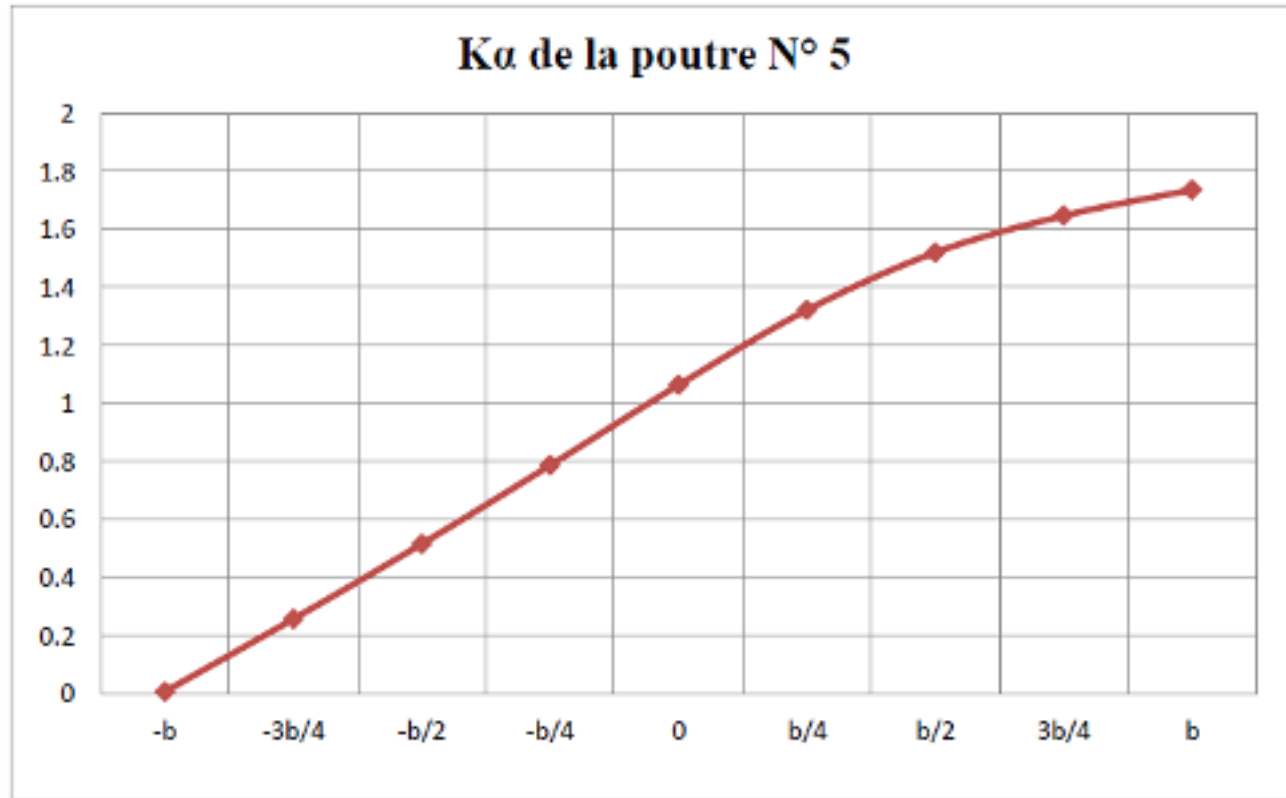
Tableau V.8: Valeurs de K_α pour les différentes poutres.

V.4. Calcul des coefficients de répartition k_α max pour les différents chargements

Après avoir tracé les lignes d'influence de k_α

- Lignes d'influences des coefficients « K_α poutre » en fonction des différentes positions





V.4.1.Cas de charges concentrées :

$$k_{a \max} = \frac{\sum p_i y_i}{\sum p_i}$$

Pi : Charge concentrée.

yi : Ordonnée des lignes d'influence de Ka au droit de pi.

Comme dans le sens transversal, les charges pi ont la même valeur alors :

n : nombre de charges.

V.4.2.Lignes d'influences d'une poutre :

La ligne d'influence est la déformation d'une poutre au droit d'une section donnée sous l'influence d'une charge mobile unitaire.

Soit une charge unitaire P mobile placée sur la poutre. Les lignes d'influences dues à cette

charge sont :

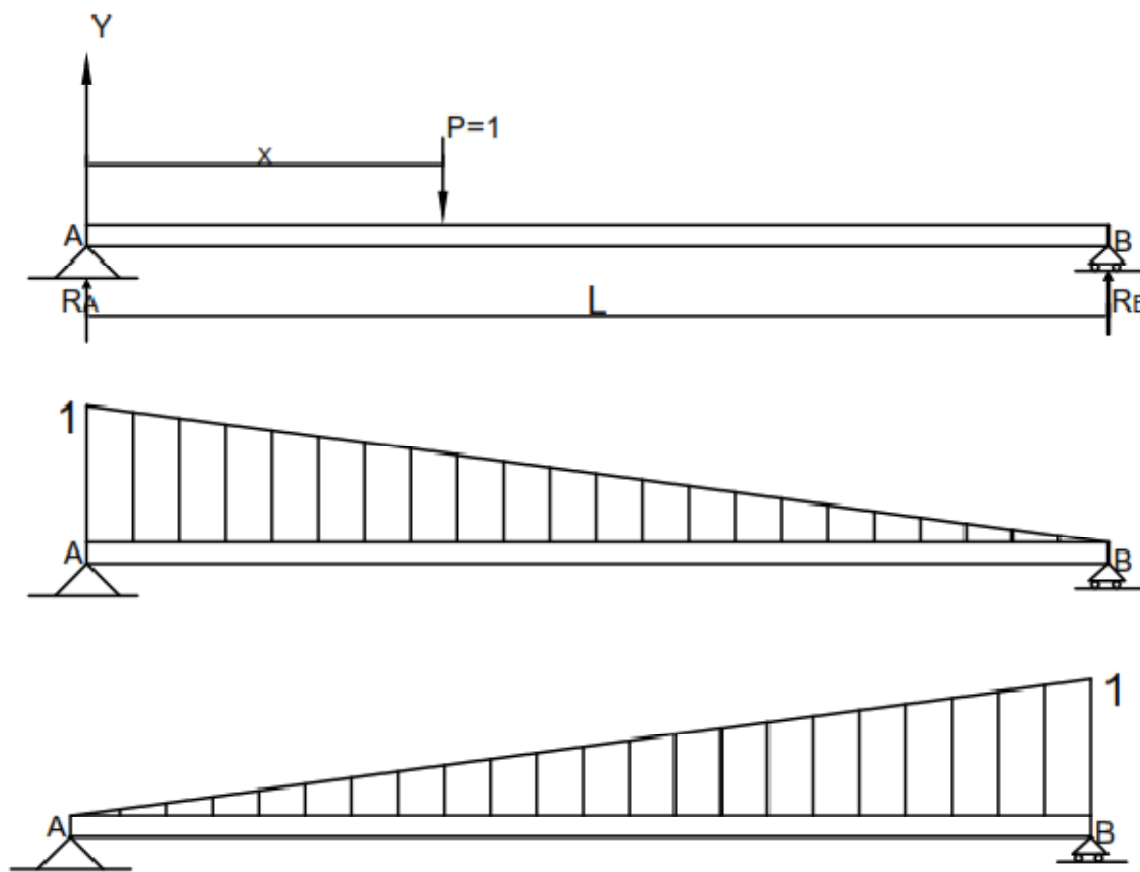


Fig.V.3 Ligne d'influence des réactions d'appuis

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \Rightarrow R_A \times L - P \times (l - x) = 0$$

$$R_A = p \frac{l - x}{l} \Rightarrow \begin{cases} x = l & R_B = p = 1 \\ x = 0 & R_A = 0 \end{cases}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L - P \times X = 0$$

$$R_B = P \frac{X}{L} \Rightarrow \begin{cases} X = L & R_B = p = 1 \\ X = 0 & R_B = 0 \end{cases}$$

➤ • Ligne d'influence du moment fléchissant :

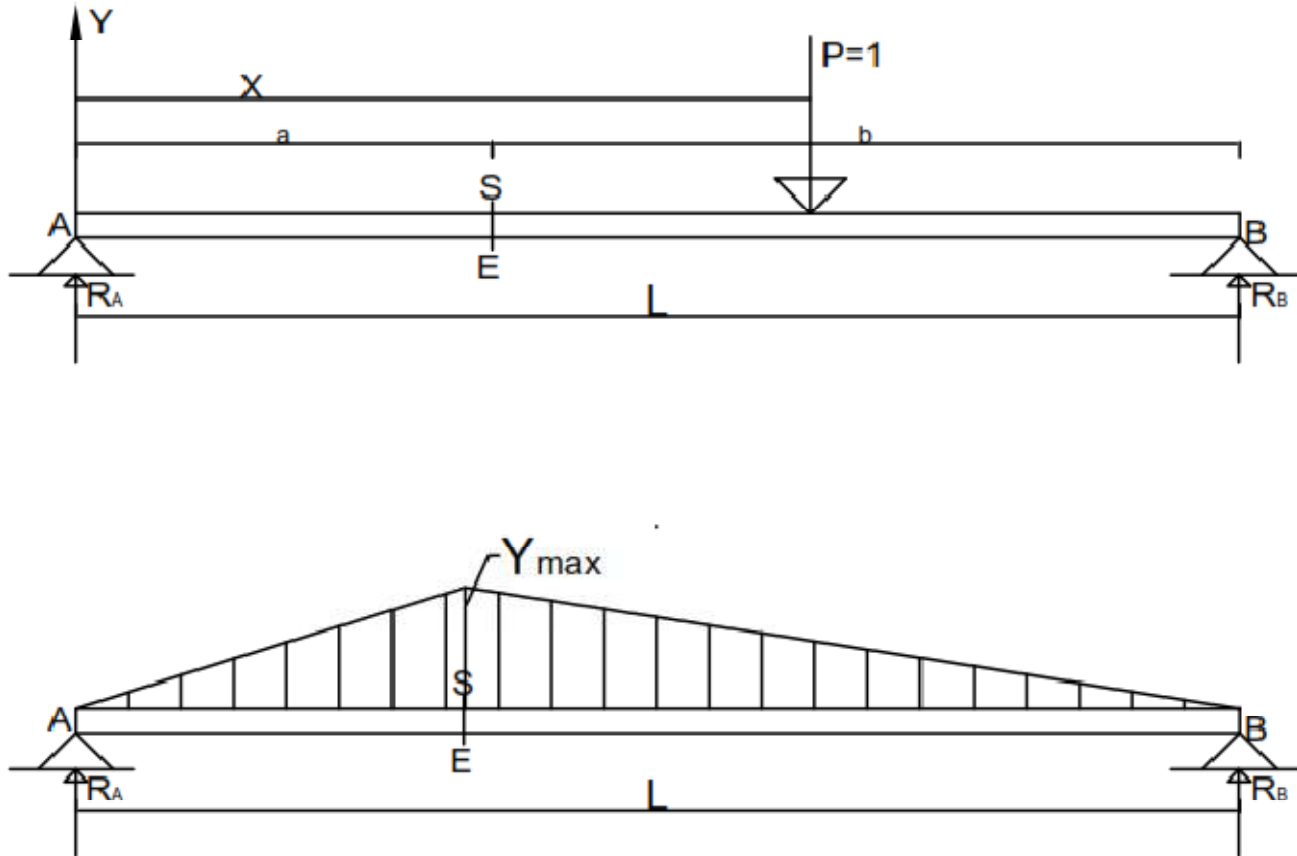


Fig.V.4.ligne d'influence du moment fléchissant.

Si la charge mobile P=1 est à gauche de la section SE :

$$\sum M/\text{droite} = 0$$

$$R_B \times b - M_{SE} = 0 \Rightarrow M_{SE} = R_B \times b = \frac{X}{L} \times b$$

$$\begin{cases} \text{si } X = 0 \Rightarrow M_{SE} = 0 \\ \text{si } X = L \Rightarrow M_{SE} = B \end{cases}$$

Si la charge mobile P=1 est à droite de la section :

$$\sum M/\text{gouche} = 0$$

$$R_A \times a - M_{SE} = 0 \Rightarrow M_{SE} = R_A \times a$$

$$M_{SE} = \frac{L-X}{L} \times a \Rightarrow \begin{cases} x=0 & M_{SE} = a \\ x=L & M_{SE} = 0 \end{cases}$$

- Ligne d'influence de l'effort tranchant :

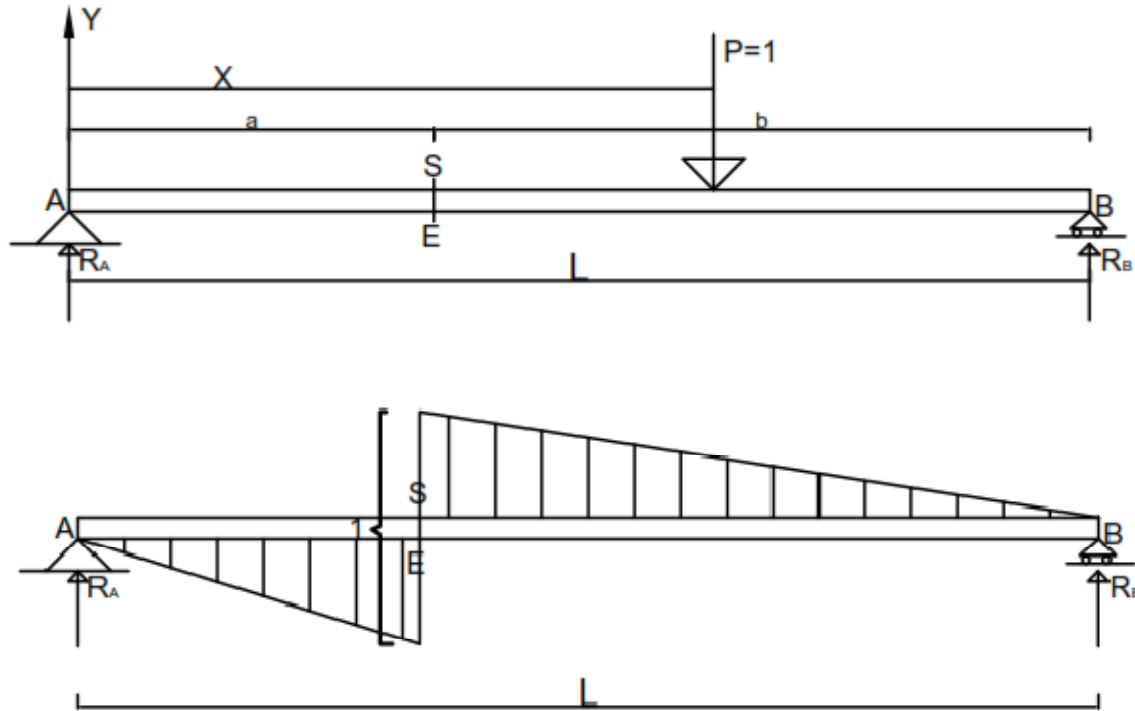


Fig.V.5.ligne d'influence de l'effort tranchant :

$$\sum y/\text{gouche} = 0$$

$$\Rightarrow R_A - T_G = 0 \Rightarrow T_G = R_A = \frac{L-X}{L}$$

$$\begin{cases} \text{si } X = 0 \Rightarrow T_G = 0 \\ \text{si } X = L \Rightarrow T_G = L \end{cases}$$

$$\sum y/\text{droite} = 0$$

$$\Rightarrow R_b + T_G = 0 \Rightarrow T_G = -R_b = -\frac{X}{L}$$

$$\begin{cases} \text{si } X = 0 \Rightarrow T_G = 0 \\ \text{si } X = L \Rightarrow T_G = -1 \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant :

V.5.Théorème de Barré Saint venant :

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante

Répartition transversale des efforts

générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre.

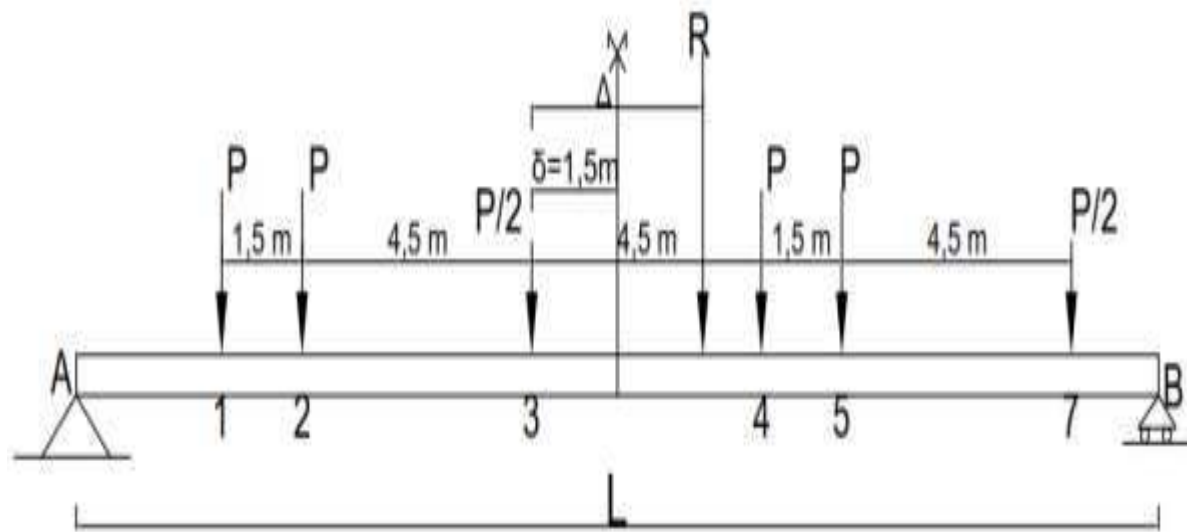


Fig.V.6.position de la charge critique.

Soit la charge N° 3, P/2 symétrique à la résultante par rapport au milieu de la travée.

$$\begin{aligned} \sum M/B &= 0 \\ \Rightarrow R_A \times L - R \left(\frac{L}{2} - (\Delta - \delta) \right) \\ \Rightarrow R_A &= \frac{R}{L} \left(\frac{L}{2} - \Delta + \delta \right) \end{aligned}$$

Or

$$\Delta = 3\text{m}; \delta = 1.5\text{m}; p = 12\text{t}$$

$$R = \sum p_i = (12 + 12 + 6) \times 2 = 60\text{t} = 600\text{KN}$$

$$R_A = \frac{60}{38.75} \left(\frac{38.75}{2} - 3 + 1.5 \right) = 27.68\text{t}$$

Une étude basée sur ce théorème a été faite pour le convoi r

$$\sum \frac{M}{P^3} = 0 \Rightarrow R_A \times \left(\frac{L}{2} - \delta \right) - p_2 \times 4.5 - p_1 \times 6 - M = 0$$

$$M = R_A \times \left(\frac{L}{2} - \delta \right) - p_2 \times 4.5 - p_1 \times 6$$

$$M = 27.68 \times \left(\frac{38.75}{2} - 1.5 \right) - 12 \times 4.5 - 12 \times 6 = 368.78\text{t.m}$$

$$M = 368.78\text{t.m} = 3687.8\text{kn.m}$$

Répartition transversale des efforts

Une étude basée sur ce théorème a été faite pour le convoi réglementaire Bc. Les dispositions

les plus défavorables des essieux pour différentes longueurs de travées et les expressions des

moments maximaux correspondants sont données dans le tableau ci-dessous pour le cas de

travée indépendante.

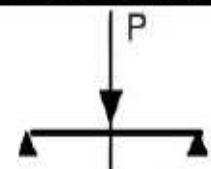
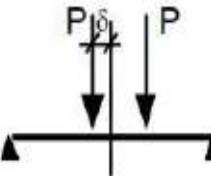
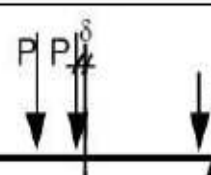
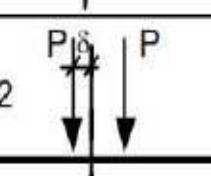
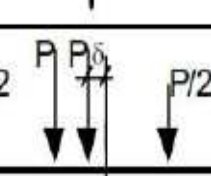
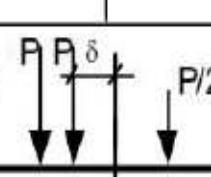
Portées (Lc en m)	Dispositions des essieux	δ (m)	Moments maximaux (M_{\max})
$0 < Lc < 2,56$ m		0	$M = 0,25 P Lc$
$2,56 < Lc < 9,19$		0,375	$M = P (0,50 Lc + \frac{0,281}{Lc} - 0,75)$
$9,19 < Lc < 11,75$		0,15	$M = P (0,625 Lc + \frac{0,056}{Lc} - 1,875)$
$11,75 < Lc < 17,44$		0,375	$M = P (0,75 Lc + \frac{0,422}{Lc} - 3,375)$
$17,44 < Lc < 18,38$		0,844	$M = P (Lc + \frac{2,848}{Lc} - 7,875)$
$18,38 < Lc$		1,725	$M = P (1,25 Lc + \frac{14,878}{Lc} - 13,125)$

Tableau V.9 Expression du moment maximal sous l'effet du convoi Bc dans une poutre à travée indépendante.

Nous déduisons ainsi que notre moment maximal est : $Lc = 38,75 \text{ m} > 18,38 \text{ m}$

Répartition transversale des efforts

$$M = p(1.25l_c + \frac{14.878}{l_c} \times 13.125)$$

$$M = 12(1.25 \times 38.75 + \frac{14.878}{38.75} \times 13.125) = 641,72 \text{ t.m}$$

$$M = 641.725 \text{ t.m} = 6417.2 \text{ kn.m}$$

On suppose que ce moment maximal est à $L/2$ et est égale à :

$$M_{\max} = \gamma Q_1 \times \eta_{BC} \times \delta_B \times BC \times M$$

$$\eta_{BC} \times \delta_B \times BC \times M = 0.67 \times 1.06 \times 1.1 \times 6417.2 = 5013.25 \text{ kn.m}$$

Moment fléchissant maximal

position	valeur sans pondération (KN.m)	ELU(KN.m)	ELs(KN.m)
$L_p/2$	5013.25	8021.2	6015.9

Tableau V.10 valeur du moment maximal dû à la charge Bc sur la poutre de rive.

- Calcul de l'effort tranchant :

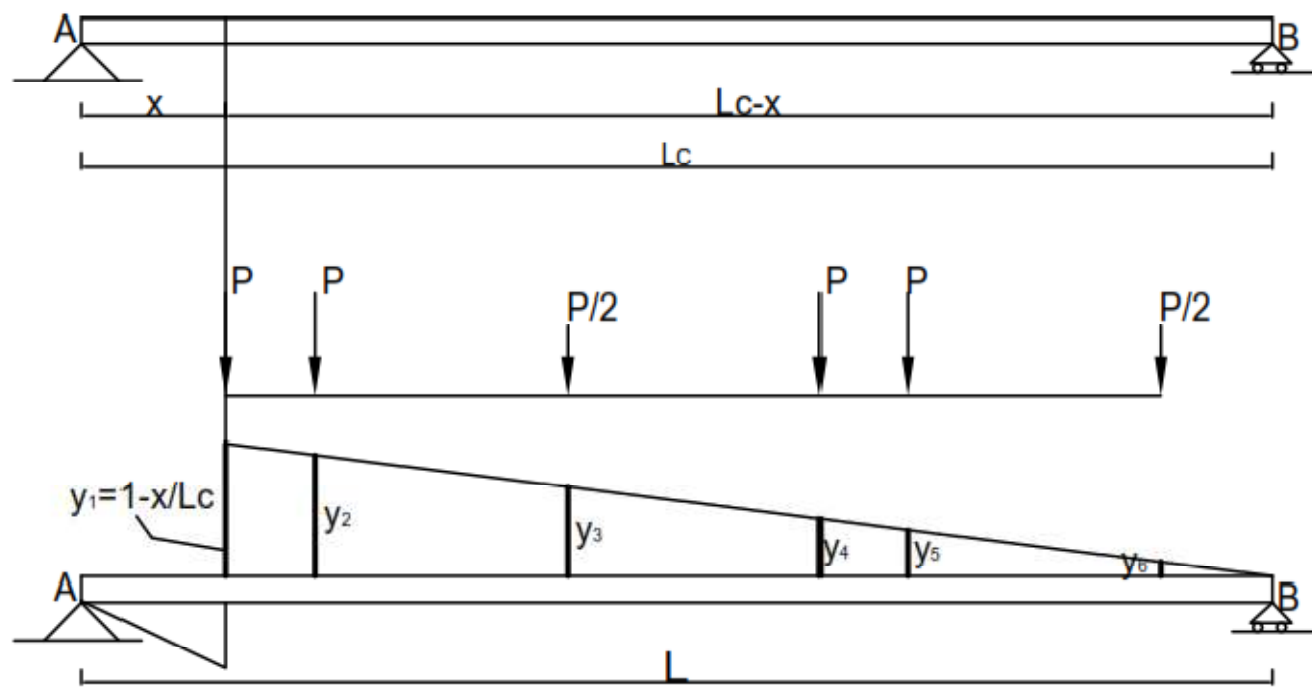


Fig.V.7.Ligne d'influence de l'effort tranchant.

Répartition transversale des efforts

$$T = \sum p_i \times y_i$$

L'effort tranchant est maximal au droit des appuis.

$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow y_1 = 1 - \frac{X}{LC} = 1\text{m}$$

En appliquant le théorème de Thalès nous obtenons les valeurs suivantes :

$$Y_2 = \frac{37.25 \times y_1}{38.75} \approx 0.96\text{m}$$

$$Y_3 = \frac{32.75 \times y_1}{38.75} \approx 0.85\text{m}$$

$$Y_4 = \frac{28.25 \times y_1}{38.75} \approx 0.73\text{m}$$

$$Y_5 = \frac{26.75 \times y_1}{38.75} \approx 0.69\text{m}$$

$$Y_6 = \frac{22.25 \times y_1}{38.75} \approx 0.57\text{m}$$

$$T = 12 \times 1 + 12 \times 0.96 + 6 \times 0.85 + 12 \times 0.73 + 12 \times 0.69 + 6 \times 0.57$$

$$T = 49.08\text{KN}$$

$$\eta_{BC} \times \delta_B \times BC \times T = 1.06 \times 0.67 \times 1.1 \times 49.08 = 38.34\text{kn}$$

Effort tranchant maximal			
position	Valeur sans pondération (KN)	ELU (KN)	ELs (KN)
sur appui	38.34	61.34	46

Tableau V.11.valeur de l'effort tranchant maximal de la poutre de rive.

➤ **Sollicitations dues à la charge militaire Mc120 :**

Coefficient de pondération de la charge :

$$\gamma_{Q1} = 1,35 \text{ à l'ELU et } \gamma_{Q1} = 1,00 \text{ à l'ELS}$$

$$\text{Coefficient de répartition transversale } \eta_{MC120} = 0,3$$

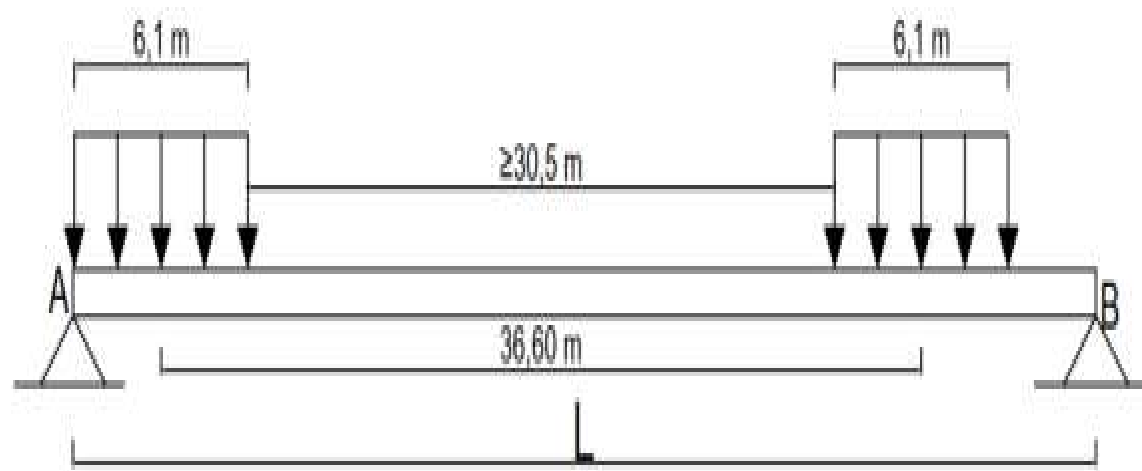
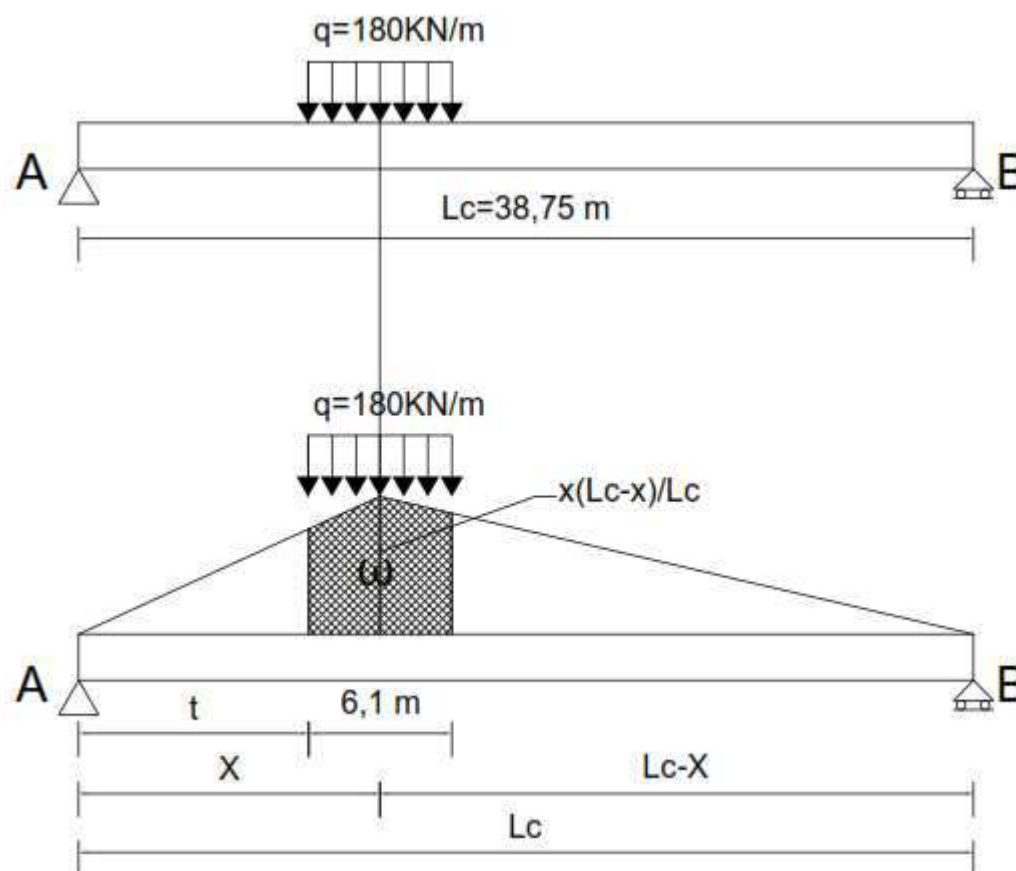


Fig.V.8.représentation longitudinale de la charge Mc 120.

- Ligne d'influence de la charge Mc120 pour un convoi sur la poutre.



FigV.9.ligne d'influence du moment fléchissant.

Lorsque la longueur de la poutre ne permet de disposer qu'un seul char sur la poutre, le moment fléchissant maximal est obtenu en plaçant la charge à une distance t de l'appui

Répartition transversale des efforts

gauche.

$$t = x/lc(lc - 6.1)$$

avec

ω : l'aire maximal correspondant à la charge (figure ci dessus).

$$\text{Pour } x = \frac{l}{2} \Rightarrow t = \frac{1}{2}(38.75 - 6.1) = 16.33\text{m}$$

$$y = \frac{x}{lc}(lc - x) = \frac{1}{2}\left(38.75 - \frac{38.75}{2}\right) = 9.69\text{m}$$

$$Y1 = 8.16\text{m}$$

$$Y2 = 8.16\text{m}$$

$$\omega = 2\left(\frac{y + y1}{2} \times 3.05\right) = (y + y1) \times 3.05 = 54.44\text{m}^2$$

$$M = q \times \omega = 180 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \times 54.44 = 9799.2\text{kn.m}$$

$$M_{\text{maX}} = \gamma Q1 \times \eta M_{c120} \times \delta M_{c120} \times M$$

$$\eta M_{c120} \times \delta M_{c120} \times M = 0,37 \times 1,06 \times 9799,2 = 3843,25 \text{ KN.m}$$

La portée de calcul de notre tablier de 38,75 m, permet de disposer un char sur toute sa longueur et partiellement un deuxième char.

Deuxième disposition possible du convoi militaire Mc120 :

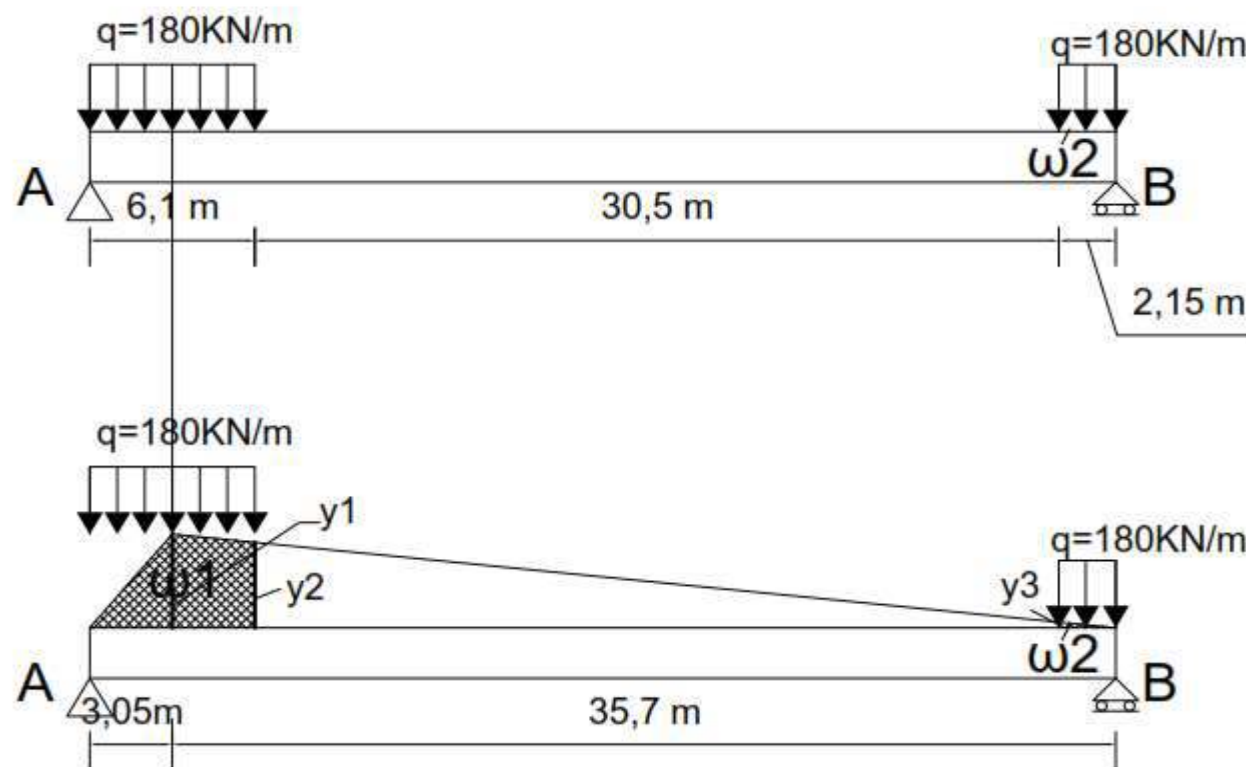


Fig.V.10.ligne d'influence du moment fléchissant.

Répartition transversale des efforts

$$\omega_1 = \frac{1}{2}(3.05 \times 2.79) + \frac{1}{2}(2.79 + 2.57) \times 3.05 \approx 12.43 \text{m}^2$$

$$\omega_2 = \frac{1}{2}(0.17 \times 2.15) = 0.18 \text{m}^2$$

$$\omega = 12.43 + 0.18 = 12.61 \text{m}$$

$$M = q \times \omega = 180 \times 12.61 = 2269.8 \text{kn. m}$$

$$\eta M_{c120} \times \delta M_{c120} \times M = 0,37 \times 1,06 \times 2269,8 = 890,22 \text{ KN. m}$$

Le moment fléchissant dû à la première disposition est plus défavorable que celui de la deuxième disposition.

➤ Calcul de l'effort tranchant :

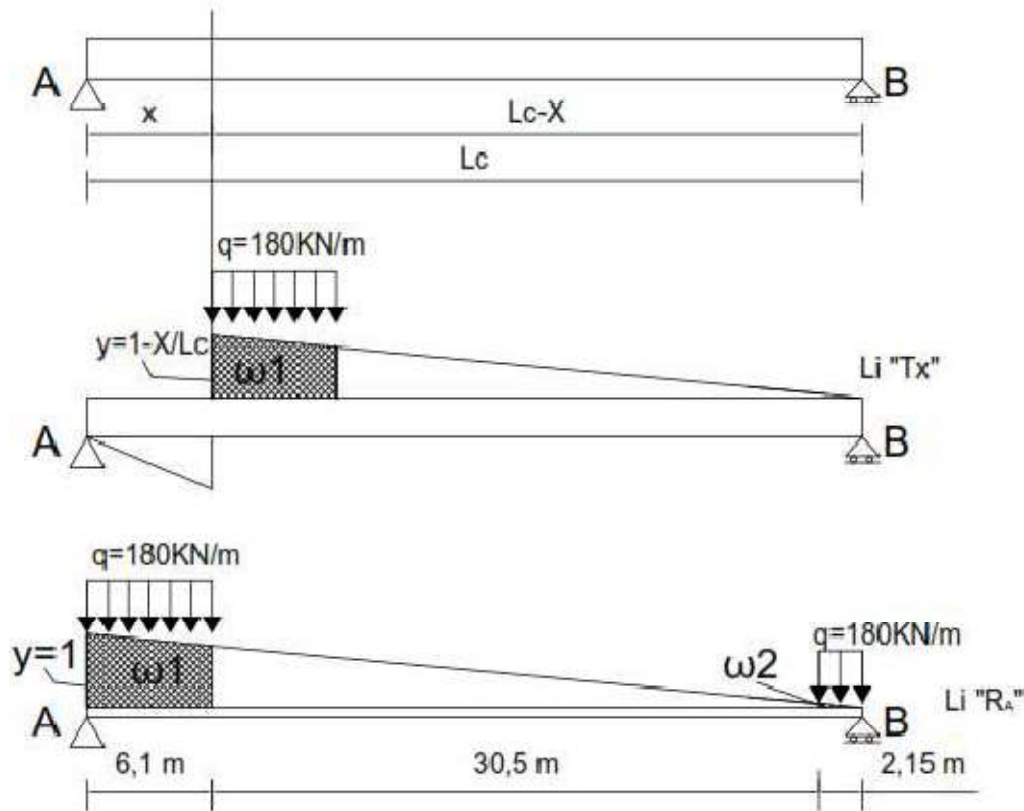


Fig.V.11.ligne d'influence de l'effort tranchant et de la réaction d'appui RA.

$$T = q\omega = q(\omega_1 + \omega_2)$$

$$\omega_1 = \frac{1 + 0.84}{2} \times 6,1 = 5,61 \text{ m}^2$$

$$\omega_2 = 0.5 \times 0,06 \times 2,15 = 0,065 \text{ m}^2$$

$$\omega = 5,61 + 0,065 = 5,675 \text{ m}^2$$

$$T = 180 \times 5,675 = 1021,5 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \gamma Q_1 \times \eta M_{c120} \times \delta M_{c120} \times T$$

Répartition transversale des efforts

$$\eta_{Mc120} \times \delta_{Mc120} \times T = 0,37 \times 1,06 \times 1021,5 = 400,63 \text{ KN}$$

➤ **Cas de charges uniformément réparties**

$$ka_{max} = \frac{\Omega_{max}}{l}$$

Ω : Aire de la ligne d'influence qui sera calculée par la méthode des trapèzes.

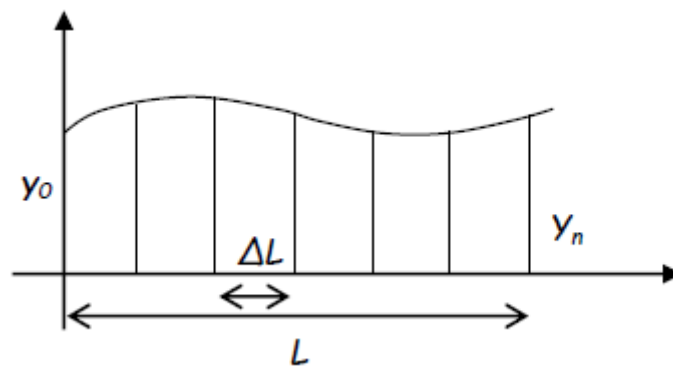
L : Largeur chargée.

$$\Omega^{max} = \frac{\Delta l}{2} (y_0 + y_n + 2 \cdot (y_1 + y_2 + \dots + y_{n-1}))$$

La formule de ka_{max} devient :

$$ka_{max} = \frac{1}{2n} (y_0 + y_n + 2 \cdot (y_1 + y_2 + \dots + y_{n-1}))$$

n : nombre d'intervalles



Charge et surcharge	Nombre de V.C	KP 4	KP 5	KP 6
G	/	1.0000	1.0000	1.0000
A	1	1.2053	1.3754	1.4715
	2	1.0858	1.0365	0.9505
BC	1	1.1923	1.4281	1.6039
	2	1.1453	1.1826	1.1185
BT	1	1.1982	1.3886	1.5113
	2	1.1022	1.0771	1.0136
Br	/	1.1380	1.6092	2.0796
Mc120	/	1.1434	1.1299	1.2970

Répartition transversale des efforts

D240	/	1.2053	1.3754	1.4715
Charge du trottoir	1TR	1.0775	1.6785	2.3719
	2TR	0.5799	0.1726	0.1741

Tableau V.12 Récapitulatif des valeurs de Ka max revenant à chaque poutre.

V.6. Calcul des efforts dans les poutres

$$M(x) = M_l(x) \frac{ka_{max}}{n}$$

$$T(x) = T_l(x) \frac{ka_{max}}{n}$$

n : nombre de poutres.

$M(x)$: moment fléchissant revenant à une poutre.

$T(x)$: effort tranchant revenant à une poutre.

$ML(x)$: moment longitudinal.

$TL(x)$: effort tranchant longitudinal

$$T(x) = TL(x) \cdot K \alpha_{max} n$$

$$M(x) = ML(x) \cdot K \alpha_{max} n$$

Après tout calcul nous avons trouvé que l'effet maximum est obtenu à :

$x = 0$ pour T et $x = L/2$ pour M

Les efforts de chaque poutre sont représentés dans les tableaux (V.10), (V.11), (V.12) :

Répartition transversale des efforts

CHARGE	INPAC T	KA	EFFORT S	0	L/8	L/4	3L/8	XS	L/2
G	-	1.0000	M [t.m]	0.000	183.55	314.66	393.332	414.79	419.55
			T [t]	0	5	6	7	4	
A	1VOIE	1.2053	M [t.m]	0.000	36.016	61.741	77.177	81.389	82.322
			T [t]	5					
B	2VOIE	1.0858	M [t.m]	0.000	58.397	100.10	125.136	131.96	133.47
			T [t]	3					
BC	1VOIE	1.1923	M [t.m]	0.000	34.316	56.549	69.599	71.744	70.566
			T [t]	4					
B	2VOIE	1.1453	M [t.m]	0.000	65.927	108.64	133.771	137.83	135.59
			T [t]	6					
BT	1VOIE	1.1982	M [t.m]	0.000	21.278	36.722	57.623	47.913	48.261
			T [t]	8					
B	2VOIE	1.1022	M [t.m]	0.000	39.570	67.560	83.986	88.148	88.789
			T [t]	8					
BR	1ROUE	1.1380	M [t.m]	0.000	7.266	12.456	15.570	16.419	16.607
			T [t]	9					
MC120	1CHAR	1.14.3 4	M [t.m]	0.000	72.609	124.47	155.591	164.08	165.96
			T [t]	4					
D240	1CHAR	1.2053	M [t.m]	0.000	121.80	208.81	261.018	275.26	278.41
			T [t]	9					

Répartition transversale des efforts

TROTOIR	1TROT T	1.0755	T [t]	34.37 3	28.346	22.320	16.294	12.834	10.267	
			M [t.m]	0.000	2.320	3.977	4.971	5.242	5.302	
	2TROT T	0.5779	T [t]	0.655	0.501	0.368	0.256	0.2000	0.164	
			M [t.m]	0.000	2.497	4.280	5.350	5.642	5.707	
				T [t]	0.705	0.539	0.396	0.275	0.216	0.176

Tableau V.13 : Valeurs de M et T pour la poutre n° 4.

V.7. Combinaisons des efforts aux états limites

Combinaison des charges à l'ELS et à l'ELU pour les poutres n° 4, et 6 en utilisant les règles du B.P.E.L 91.

CHARGE	INPACT	Ka	EFFORT	0	L/8	L/4	3L/8	XS	L/2
G	/	1.0000	M [t.m]	0.000	183.555	314.666	393.332	414.797	419.554
			T [t]	51.797	38.848	25.898	12.946	5.515	0.000
A	1VOIE	1.4715	M [t.m]	0.000	43.970	75.378	94.222	99.364	100.503
			T [t]	12.408	10.239	8.193	6.267	5.228	4.491
	2VOIE	0.9505	M [t.m]	0.000	51.120	87.635	109.543	115.521	116.846
			T [t]	14.425	11.905	9.526	7.286	6.078	5.221
BC	1VOIE	1.6039	M [t.m]	0.000	46.163	76.071	93.626	96.5121	94.927
			T [t]	13.565	11.398	9.231	7.064	5.641	4.912
	2VOIE	1.1158	M [t.m]	0.000	64.229	105.842	130.267	134.282	132.077
			T [t]	18.874	15.859	12.843	9.828	7.848	6.835
BT	1VOIE	1.5113	M [t.m]	0.000	27.129	46.318	72.680	60.433	60.872
			T [t]	7.677	6.697	5.717	4.736	4.164	3.756
	2VOIE	1.0136	M [t.m]	0.000	36.390	62.129	77.218	81.063	81.652
			T [t]	10.298	8.983	7.668	6.353	5.585	5.038
BR	1ROUE	2.0796	M [t.m]	0.000	13.279	22.762	28.453	30.004	30.349
			T [t]	3.242	3.278	2.810	2.342	2.072	1.873

Répartition transversale des efforts

MC120	1CHAR	1.2970	M [t.m]	0.000	82.363	141.194	176.493	186.125	188.259
			T [t]	23.242	20.035	16.827	13.620	11.779	10.413
D240	1CHAR	1.4715	M [t.m]	0.000	148.711	254.933	318.666	336.057	339.911
			T [t]	41.946	34.607	27.249	19.892	15.669	12.535
TROTTOIR	1 TR	2.3719	M [t.m]	0000	5.106	8.753	10.942	11.539	11.672
			T [t]	1.441	1.103	0.810	0.563	0.441	0.360
	2TR	0.1741	M [t.m]	0.000	0.750	1.285	1.606	1.694	1.712
			T [t]	0.212	0.162	0.119	0.083	0.065	0.053

Tableau V.14 : Valeurs de M et T pour la poutre n° 6.

V.8.Conclusion

➤ **LA POUTRE LA PIUS SOLLICITEE EST LA POUTRE 6**

Les valeurs qui seront utilisées pour le dimensionnement de la précontrainte et la justification

des poutres sont à :

$$ELS \begin{cases} M_{SER} = 759.465T.M \\ T_{SER} = 93.761T \end{cases}$$

$$ELu \begin{cases} M_u = 1025.287T.M \\ T_u = 126.577T \end{cases}$$

Chapitre 06 :

Etude de la pile

VI.1.INTRODUCTION

La pile est un élément fondamental de la structure globale du pont, c'est un Appui intermédiaire qui a pour rôle de supporter le tablier et de transmettre les charges au sol par l'intermédiaire des fondations. Elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile, et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent....) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier, etc.)(3)

VI.2.CRITERE DE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE

La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particuliers :

- La profondeur de la brèche à franchir ;
- Le type de tablier a porté ;
- Résistance mécanique et robustesse ;
- Facteur d'esthétique.

VI.3.PRE DIMENSIONNEMENT

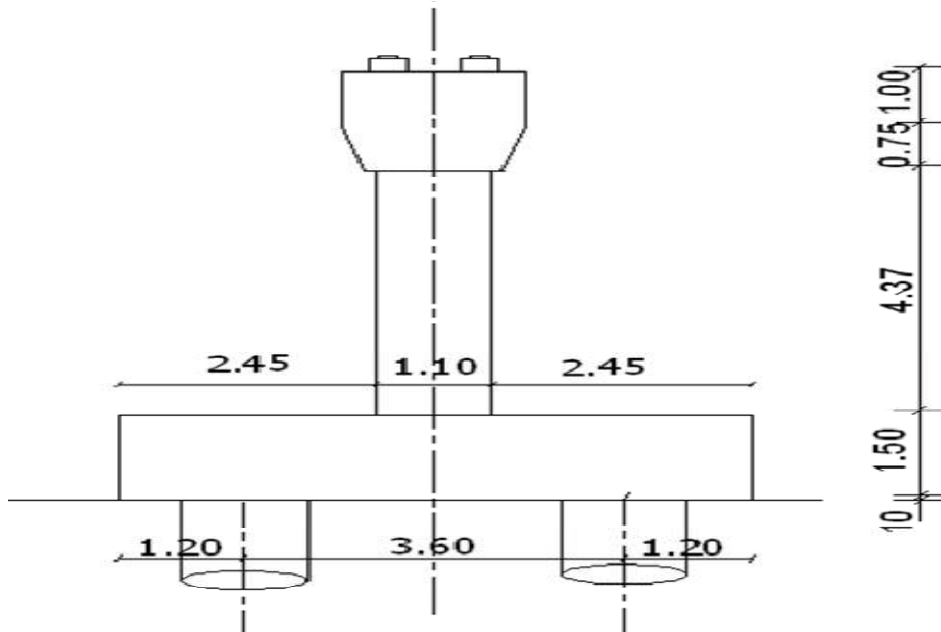


Fig VI.1. Plan coffrage pour les piles types

Désignation	PILE 1	PILE 2	PILE 3	PILE 4	PILE 5
Hauteur de la pile (m)	6.12	6	5.88	5.05	4.85
Hauteur du Fût (m)	4.37	4.25	4.13	3.3	3.1

Tableau VI.1. Récapitulatif des hauteurs des futs et piles

VI.4.DETERMINATION DES EFFORTS

VI.4.1.Efforts verticaux

- Poids propre du tablier : $G = 605,158 \text{ t/travée}$
- Poids propre du chevêtre $1.75 \times 1.75 \times 10 \times 2.5 = 76.56 \text{ t}$
- Poids propre du fut : $\frac{\pi}{4} \times 1.10^2 \times 4.37 \times 2.5 = 10.38 \text{ t}$
- Poids propre de la semelle : $6 \times 1.5 \times 13.20 \times 2.5 = 297 \text{ t}$
- Surcharge Mc120 = 118.60t

VI.4.2.Efforts horizontaux

- Variation linéaire du tablier : 17,41 t
- Freinage : 11,38 t.
- Séisme : 84,82 t

VI.4.3.Efforts sollicitant la pile

Combinaison fondamentale : $ELU = 1,35G + 1,5Q + 1,35Mc120 + 0,8Qvl$

Etude de la pile

éléments	coéf	V (t)	H (t)°	Z(m)	$M_0(t/m)$
Réaction de tablier	1.35	816.96	/	0	0
Surcharge Mc120	1.35	160.11	/	0	0
Chevêtre	1.35	102.006	/	0	0
FUT	1.35	14.013	/	0	0
Variation linéaire	0.8	/	13.92	6.12	85.19
Total		1093.089	13.92		85.19

Tableau VI.2. Efforts sollicitant la pile à l'ELU
 Combinaison fondamentale : $ELS = G + Q + Mc120 + 0,6Qvl$

éléments	coéf	V (t)	H (t)°	Z(m)	$M_0(t/m)$
Réaction de tablier	1	605.158	/	0	0
Surcharge Mc120	1	118.60	/	0	0
Chevêtre	1	76.56	/	0	0
FUT	1	10.38	/	0	0
Variation linéaire	0.6	/	10.44	6.12	63.92
TOTAL		810.698	10.44		63.92

Tableau VI.3 . Efforts sollicitant de la pile à l'ELS

Etude de la pile

Combinaison accidentelle : **ELU acc = 1,036 G + Q + 0,2 Mc120 + Fh sismique**

éléments	coéf	V (t)	H (t)°	Z(m)	M ₀ (t/m)
Réaction de tablier	1.036	626.94	/	0	0
Surcharge Mc120	0.2	23.72	/	0	0
Chevêtre	1.036	79.31	/	0	0
FUT	1.036	10.75	/	0	0
Variation linéaire	1	/	84.92	6.12	519.10
TOTAL		740.72	84.92		519.10

Tableau VI.4.Efforts sollicitant de la pile à la combinaison accidentelle

VI.5.ETUDE DU CHEVETRE

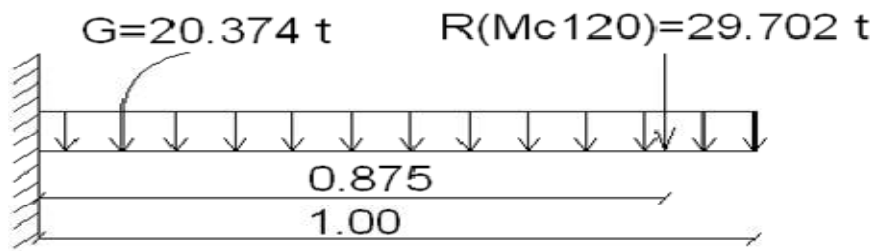
Le rôle du chevêtre est d'assurer le transfert des descentes des charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier, il permet également l'emplacement des vérins lors du chargement des appareils d'appuis.

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue sur trois appuis qui sont les futs.

$$H = 1,75 \text{ m} ; B = 1,75 \text{ m} ; L = 10 \text{ m}$$

$$G. \text{corniche} + G. \text{corp} = 20,374 \text{ t} ; R (\text{Mc120})$$

$$= 29,702 \text{ t (réaction la plus défavorable)}$$



➤ combinaison d'action :

$$E.L.U : 1.35 G + 1.35 Mc120$$

$$E.L.S : G + Mc120$$

On a modélisé le chevêtre par le logiciel SAP2000 qui donne les résultats suivants :

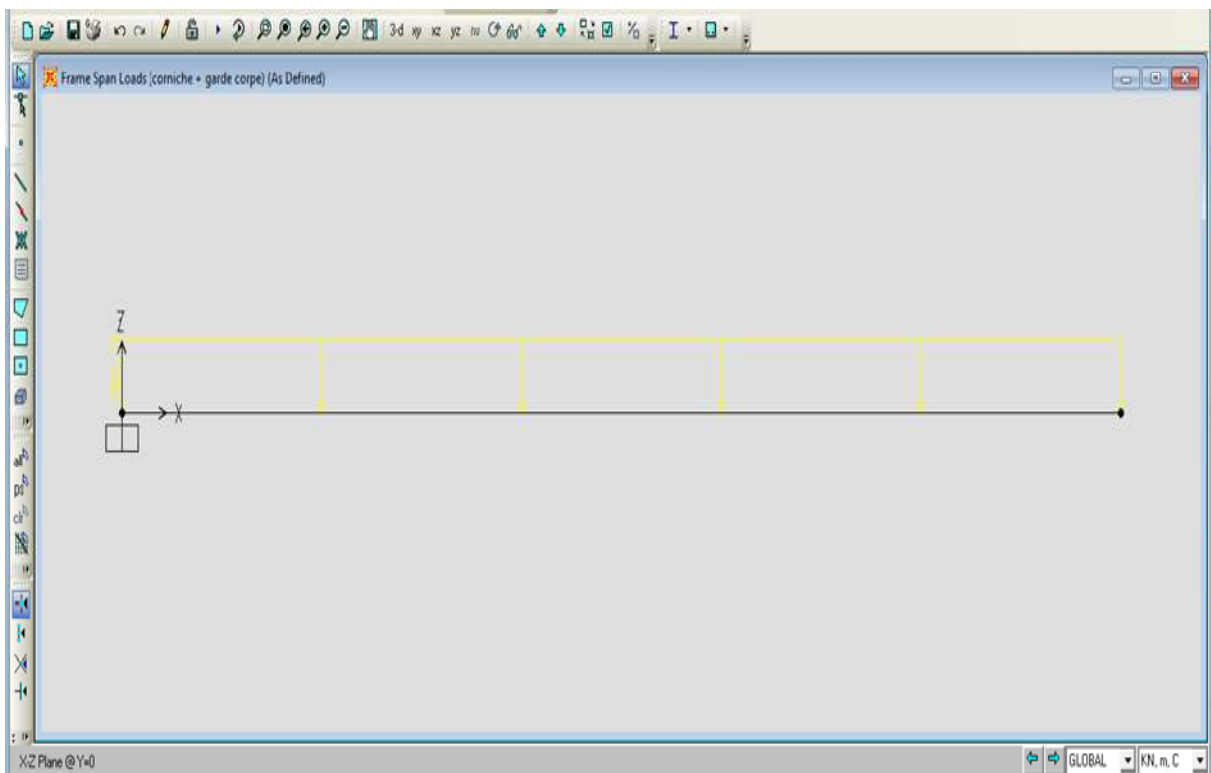


Fig VI.2. Modélisation du chevêtre

	Moment (t.m)	Effort tranchant (t)
ELU	48.838	67.6
ELS	36.17	50.076

Tableau VI.5. Moments et efforts tranchants du chevêtre

IV.5.1. Calcul du ferrailage

a). ELU

$$M_u = 48.383 \times 10^{-2} MN.m$$

$$d = 0.9h = 1.57m$$

$$f_{c28} = 35Mpa ; \gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

$$d' = 0.1h = 0.175m$$

$$\mu_u = 0.392$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 19.83Mpa$$

$$U_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$= \frac{48.838 \times 10^{-2}}{1.75 \times 1.75^2 \times 19.83}$$

$$= 5.70 \times 10^{-3} < 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 5.70 \times 10^{-3})}) = 7.145 \times 10^{-3}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$= 1.57(1 - 0.4 \times 7.145 \times 10^{-3}) = 1.565 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \delta_s} = \frac{48.838 \times 10^{-2}}{1.565 \times 347.82} = 8.97 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On a trouvé une section très faible donc on prévoit un ferrailage minimal donné par le R.P.O.A Le pourcentage minimum donné par le R.P.O.A est de 0.5% de la section

$$A_{min} = \frac{0.5}{100} \times (1.75 \times 1.75) = 153.125 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de :

$$26T25 = 127,66 \text{ cm}^2 \text{ en appui}$$

$$13T20 = 40.84 \text{ cm}^2 \text{ en travée}$$

b).ELS

$$M_s = 36,17 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$$

Il faut vérifier ces deux conditions $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

➤ Détermination de l'axe neutre (x) :

$$\frac{bx^2}{2} + n \times A_{sc}(x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0 \dots \dots (1)$$

Avec

n : coefficient d'équivalence=15

$$(1) \Rightarrow 0.875x^2 + 15 \times 127.66 \times 10^{-4}(x - 0.175) - 15 \times 40.84 \times 10^{-4} \\ \times (1.57 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.69$$

$$\Rightarrow x = 0.28 \text{ m}$$

- Détermination des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$I = I_{bc} + n \times I_{sc} + n \times I_{st}$$

$$I_{bc} = \frac{bx^2}{3} = 0.012m^4$$

$$I_{sc} = A_{sc}(x - d') = 1.40 \times 10^{-4}m^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x) = 6.79 \times 10^{-3}m^4$$

$$I = 0.010 + 15 \times 1.40 \times 10^{-4} + 15 \times 6.79 \times 10^{-3} = 0.115m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{36.17 \times 10^{-2} \times 0.28}{0.115}$$

$$\sigma_{bc} = 0.88 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{36.17 \times 10^{-2} \times (1.57 - 0.28)}{0.115}$$

$$\sigma_{st} = 60.86 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{(\eta f_{t28})}))$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66, 228.63) = 228.63$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$= 0.23 \times 1.75 \times 1.57 \times \frac{2.7}{400} = 42.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c). Effort tranchant

$$T_u = 67.6 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{67.6 \times 10^{-2}}{1.75 \times 1.57}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 3.5 \text{ Mpa}$$

Etude de la pile

Le diamètre minimum des armatures transversales est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi\right) = \min\left(\frac{175}{35}, \frac{175}{10}, 2.5\right) = 2.5 \text{ cm}$$

en prend $\phi = 14 \text{ mm}$

Espacement d'après R.P.A :

$$\text{Zone nodale : } \text{esp} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1, 30 \text{ cm}\right)$$

$$\text{Zone courante : } \text{esp} \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{esp} = 30 \text{ cm.}$$

VI.6.ETUDE DE LA PILE

VI.6.1 Etude du flambement

Avec ;

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

$$L_f = \frac{\sqrt{2}}{2} h_{\text{pile}} = \frac{\sqrt{2}}{2} \times 6.12 = 4.32 \text{ m}$$

$$i = \frac{a}{2\sqrt{3}} = \frac{1.1}{2\sqrt{3}} = 0.137$$

Donc ;

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{4.32}{0.137} = 13.62 < 50 \Rightarrow \text{il ny a pas de pisque de flambement}$$

Avec $b = 0.95m^2$

VI.6.2.Ferraillage de la pile

On prévoit un ferraillage minimal donné par le R.P.O.A.(8)

- Armatures longitudinales

$$0.5\% < pg < 3\%$$

$$A_{min} = 0.9\%B = 0.9 \times 0.95 = 85.5cm^2$$

On adopte un ferraillage de 18HA25=98.17cm²avec un espacement de $e = 20cm$

- Armatures transversales

$$A_t \geq \frac{A_l}{16} \times \frac{f_{e_l}}{f_{e_t}} \times \frac{S_t}{100}$$

Avec:

A_t : La section des aciers transversaux

A_l : La section totale des armatures longitudinales

f_{e_l} : Caractéristiques de l'acier des armatures longitudinales

f_{e_t} : Caractéristiques de l'acier des armatures transversales

S_t : L'espacement des armatures transversales

$$S_t = \min [24\phi.t ; 8\phi.l ; 0,25d] = 200 \text{ mm}$$

$$A_t \geq \frac{98.17}{16} \times \frac{400}{235} \times \frac{200}{100}$$

$$A_t \geq 20.88 \text{ donc on prend } t14$$

- **Espacement d'après le R.P.O.A**

Zone critique: $\Rightarrow esp = 15 \text{ cm.}$

Zone courante: $\Rightarrow esp = 20 \text{ cm.}$

VI.7. ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DE LIAISON

VI.7.1. Pré dimensionnement

Les dimensions de la semelle sont :

$$A = 6,00 \text{ m}$$

$$B = 13,20 \text{ m}$$

$$H = 1,50 \text{ m}$$

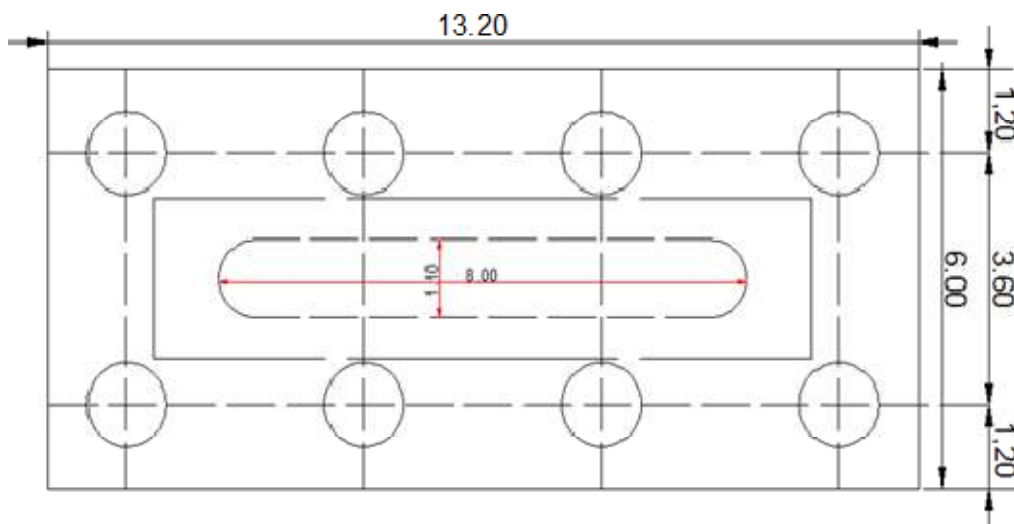


Fig.VI.3. Dessin de la coupe de la semelle

VI.7.2. Vérification de la stabilité et des contraintes sous semelle

Combinaison fondamentale : ELU=1,35G+1,5Q+1,35Mc120+0,8QvI

Eléments	Coéf	V(t)	H(t)	Z(m)	$M_0 \left(\frac{t}{m} \right)$
Réaction de tablier	1.35	816.96	/	0	0
Surcharge Mc120	1.35	160.11	/	0	0
Chevêtre	1.35	102.006	/	0	0
FUT	1.35	14.013	/	0	0
Variation Linéaire	0.8	/	13.925	6.12	85.19
TOTAL		1093.089	13.92		85.19

Tableau VI.6. Efforts sollicitant sous semelle à l'ELU

La stabilité de l'ensemble est assurée par l'intermédiaire des fondations

Combinaison fondamentale : **ELS=G+Q+Mc120+0,6QvI**

Etude de la pile

Eléments	Coéf	V(t)	H(t)	Z(t)	$M_0\left(\frac{t}{m}\right)$
Réaction de tablier	1.036	626.94	/	0	0
Surcharge Mc120	0.2	23.72	/	0	0
Chevêtre	1.036	79.31	/	0	0
FUT	1.036	10.75	/	0	0
Variation Linéaire	1	/	84.82	6.12	519.10
TOTAL		740.72	84.82		519.10

Tableau VI.7.Efforts sollicitant sous semelle à la combinaison accidentelle

La stabilité de l'ensemble est assurée par l'intermédiaire des fondations

VI.7.3.Réactions des pieux de la pile

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode n'est valable que si ces deux conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{a}{4} \end{cases}$$

Dans notre cas, les deux conditions sont vérifiées.

a).Combinaison fondamentale

- ELU

$$Mu = 85,82 \text{ t.m}$$

$$Nu = 1645,58\text{t}$$

Etude de la pile

Soit la section d'un pieu: $s = \pi \times r^2 = 1,1309\text{m}^2$

On a deux files de quatre pieux donc : $B = 8S$

Le moment d'inertie est le suivant : $I = 2 \times S \times v^2 = 29,31 \times S \text{ m}^4$

$$V = 1.8\text{m}$$

On a:

$$\sigma = \frac{N_u}{b} \mp \frac{M_u \times V}{I}$$

$$R = \sigma \times S$$

D'où:

$$R_1 = \frac{1654.58}{8} + \frac{85.82 \times 1.8}{29.31} = 212.09\text{t}$$

$$R_2 = \frac{1654.58}{8} - \frac{85.82 \times 1.8}{29.31} = 201.55\text{t}$$

ELS

$$M_s = 63,96 \text{ t.m}$$

$$N_s = 1218,95 \text{ t}$$

On a:

$$\sigma = \frac{N_s}{B} \mp \frac{M_s \times V}{I}$$

$$R = \sigma \times S$$

D'où:

$$R_1 = \frac{1218.95}{8} + \frac{63.96 \times 1.8}{29.31} = 156.29t$$

$$R_2 = \frac{1218.95}{8} - \frac{63.96 \times 1.8}{29.31} = 148.44t$$

a).Combinaison accidentelle

$$M_{u \text{ acc}} = 519,10 \text{ tm}$$

$$N_{u \text{ acc}} = 1163,73 \text{ t}$$

On a:

$$\sigma = \frac{N_{u \text{ acc}}}{B} \mp \frac{M_{u \text{ acc}} \times V}{I}$$

$$R = \sigma \times S$$

D'où:

$$R_1 = \frac{1163.73}{8} + \frac{519.10 \times 1.8}{29.31} = 177.34t$$

$$R_2 = \frac{1163.73}{8} - \frac{519.10 \times 1.8}{29.31} = 113.58t$$

VI.7.4.Estimation de la charge nominale

La charge nominale est la charge admissible vis-à-vis de la résistance du sol. Pour les besoins de l'estimation de la charge nominale de ces pieux nous allons référer à la méthodologie exposée par J-Costet et Sanglerat.(4)

- Méthode Sanglerat

$$Q_n = \frac{A}{3} Q_p + \frac{Q_f}{2}$$

Avec :

A : aire de la section droit du pieu.

$$\begin{aligned} \varphi = 29.9^\circ. C = 3,1 \text{Kpa} ; D = 21 \text{ m} ; (N_c = 30,14 ; N_q = 18,4 ; N_\gamma = 8,1) ; \gamma \\ = 2 \text{t/m}^2 ; \end{aligned}$$

$$K_p \gamma = 1.5 ; \delta = \frac{2}{3} \varphi = 19,93^\circ$$

Q_f : frottement latéral mobilisable le long du fut à la rupture :

$$Q_F = (k_p \gamma \sin \delta) \gamma d^2 / 2p$$

Avec :

P : périmètre du pieu.

D : longueur du pieu.

K_pγ : coefficient de butée.

δ : Obliquité de la butée par rapport au pieu.

γ : densité du milieu considéré

$$Q_f = (1,5 \sin 19,93) \times 2 \times \frac{21^2}{2} \times 3.768 = 849.633 \text{t}$$

Q_p : résistance de pointe à la rupture :

$$Q_p = \gamma D N_q + 1,2 c N_c$$

$$k_a = \operatorname{tg}^2 (\pi/2 - \varphi/2) = 0.334$$

$$k_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{2} + \varphi/2 \right) = 0.334$$

$$Q_p = 2 \times 21 \times 18.4 + 1,2 \times 0,31 \times 3 0,14 = 784,012 \text{ t}$$

$$Q_n = \frac{\pi(1.2^2)}{3 \times 4} \times 784.012 + \frac{849.633}{2} = 720.382 \text{ t}$$

$$-\text{ELU} \frac{Q_f + Q_p}{1.4} = \frac{849.633 + 784.012}{1.4} = 1166.97 \text{ t}$$

$$-\text{ELS} \frac{Q_f}{2} + \frac{Q_p}{3} = \frac{849.633}{2} + \frac{784.012}{3} = 686.15 \text{ t}$$

$$-\text{ELUacc} \frac{Q_f + Q_p}{1.3} = \frac{849.633 + 784.012}{1.3} = 1256.65 \text{ t}$$

	pile		$\varphi = 29.9^\circ$ D=21m
	R_1	R_2	
ELU	212.09	201.55	1166.97
ELUacc	177.34	113.58	1256.65
ELS	156.29	148.44	686.15

Tableau VI.8 . Réactions des pieux sous les différentes combinaisons

VI.7.5.Ferrailage de la semelle de liaison

Efforts obtenus :

$$N_1 = 156.29 \text{ t}$$

$$N2 = 148.44 \text{ t}$$

$$T1 = (2,075/1,45) \times 156.29 = 223.65 \text{ t}$$

$$T2 = (2,075/1,45) \times 148.44 = 212.42 \text{ t}$$

a). Armatures longitudinales

$$\begin{aligned} A_{\text{linf}} &= (223.65 \times 10^{-2} / 201,63) = 110,2 \text{ cm}^2, \text{ on prend 25HA25} \\ &= 122,75 \text{ cm}^2 \text{ avec esp } 15 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

✓ Armature constructive :

On prend HA20 esp 15 cm

b). Armatures transversales

$$\begin{aligned} A_{\text{tinf}} &= 1/4 A_{\text{linf}} = 122,75/4 = 30,68 \text{ cm}^2, \text{ on prend 17T16} \\ &= 34,18 \text{ cm}^2 \text{ avec esp } 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

Armature constructive :

On prend HA16 esp 20cm

VI.7.6. Ferrailage des pieux de la pile

$$N1 = 159,63 \text{ t}; N2 = 141,90 \text{ t}; M = 0,4793 \text{ t.m}$$

Ces efforts donnent un ferrailage minimum de :

$$0,8\% \times (A. \text{ pieu}) \text{ (puisque'il s'agit d'une zone sismique)} = 90.47 \text{ cm}^2$$

Nous aboutirons sur une section de 19 HA 25 = 92,27 cm²

Chapitre 07 :

*Etude de la
culée*

VII.1.INTRODUCTION

Les culées sont les appuis extrêmes ; destinée à supporter le poids du tablier. Elles sont constituées en générale :

- ✓ D'un mur de front sur lequel s'appuie le tablier, ce mur a aussi pour rôle de soutenir les terres.
- ✓ Murs latéraux, ils sont appelés "murs en retour " s'ils sont parallèles à l'axe de l'ouvrage ou "murs en ailes" s'ils sont inclinés à cet axe. Ils assurent le soutènement des terres des remblais d'accès au pont.
- ✓ Mur garde grève, il se trouve à l'arrière, son rôle est d'isoler le tablier du remblai.
- ✓ Il est prévu derrière la culée des dalles de transition en béton armée pour lutter contre le tassement éventuel des remblais.

VII.2.CHOIX DU TYPE DE CULEE

Notre choix s'est porté sur les culées remblayées ; Il faut prévoir une culée qui maintient les terres de remblai, cette culée remblayée va jouer le double rôle de soutènement des terres.

VII.3.IMPLANTATION DES CULEES

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante:

$$H \text{ culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation}$$

L'ensemble des côtes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	CuléeI	CuléeII
Côte projet (m)	1278.242	1277.5
Côte TN (m)	1275.83	1274.24
Côte de la fondation (m)	1273.672	1271.30
Hauteur de la culée (m)	4.57	6.20

Tableau VII.1. La position des culées

VII.4.PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est :

$$\text{Pour la culée} \quad N^{\circ} 1 H \text{ culée } 1 = 4,57 \text{ m}$$

$$\text{Pour la culée} \quad N^{\circ} 2 H \text{ culée } 2 = 6.20\text{m}$$

VII.4.1.Mur de front (M.F)

Son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appui, et l'about de la poutre.

$$e = e1 + e2 + e3 + e4$$

avec :

$e1$: distance d'entraxes de l'appareil d'appui et le bord ($e1 = 35\text{cm}$).

$e2$: about de la poutre ($e2 = 50\text{cm}$)

$e3$: épaisseur de joint de dilatation ($e = 9\text{cm}$)

$e4$: épaisseur de mur garde grève ($e = 25\text{cm}$)

$$e = 1,10 \text{ m}$$

$$h = 2,60\text{m} ; \text{emf} = 1,10 \text{ m} ; L = 10,00\text{m}$$

VII.4.2.Mur garde grève (M.G.G)

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage, il doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

Hauteur :

$h = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{dé d'appui} + \text{hauteur de la dalle}$

$$h = 1,50 + 0,085 + 0,2 + 0,25 = 2,035 \text{ m}$$

$$\text{Epaisseur} : e = \text{Max} (0,30\text{m} ;) = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Longueur} : L = 10,00 \text{ m}$$

VII.4.3.Dalle De Transition (D.T)

Sa longueur est dimensionnée par la formule suivante

$$L = \text{Min}(6\text{m}, \text{max}(4\text{m}, 0.6h))$$

Avec :

H étant la hauteur de remblai (mur de front + mur garde grève) = 4,7 m

On prend : L = 4 m

Généralement elle a une épaisseur e :

$$e = 30 \text{ cm}$$

Largeur de la dalle = 10,00 m

VII.4.4.Mur en retour (M.R)

Les murs en retour sont des voiles encastrés d'un côté sur le mur de front et l'autre côté sur la semelle de fondation.

Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont.

Les dimensions du mur de front sont limitées comme suit :

La pente : $p = 2/3$

$$L_r = 5,00 \text{ m}$$

Epaisseur : $e = 0,65\text{m}$

VII.4.5.Semelle

On prend $e_s = 1,5 \text{ m}$

Longueur de la semelle : $L = 13,20 \text{ m}$

Largeur de la semelle : $l = 6,00 \text{ m}$

VII.4.6.Le corbeau

Pour fermer le vide entre tablier et le mur garde grève, ces éléments sont munis de corbeau en partie supérieure dans lesquels se trouvent les réservations pour l'installation des joints.

Hauteur : $H = 1,25 \text{ m}$

Hauteur : $a = 0,5 \text{ m}$

Epaisseur : $e_c = 0,4 \text{ m}$

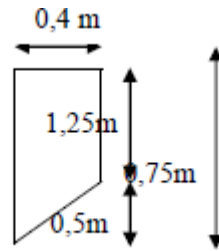


Fig.VII.1. Pré dimensionnement du corbeau

VII.4.7. Le sommier d'appui

Le sommier d'appui est l'élément sur lequel repose l'about du tablier, dans notre cas on a une culée remblayée donc le sommier d'appui est intégré au mur de front.

D'après le guide S.E.T.R.A on prend $d' = 0,5m$

Soit a : la longueur de l'appareil d'appui $\Rightarrow a = 30cm$

Il faut prendre $(d'' - \frac{\alpha}{2}) > 0,2m$ on prend $d'' = 0,50m$

Donc l'épaisseur du sommier d'appui sera :

$$e = a + d' + d'' + \text{épaisseur du mur garde grève}$$

$$e = 1,55m$$

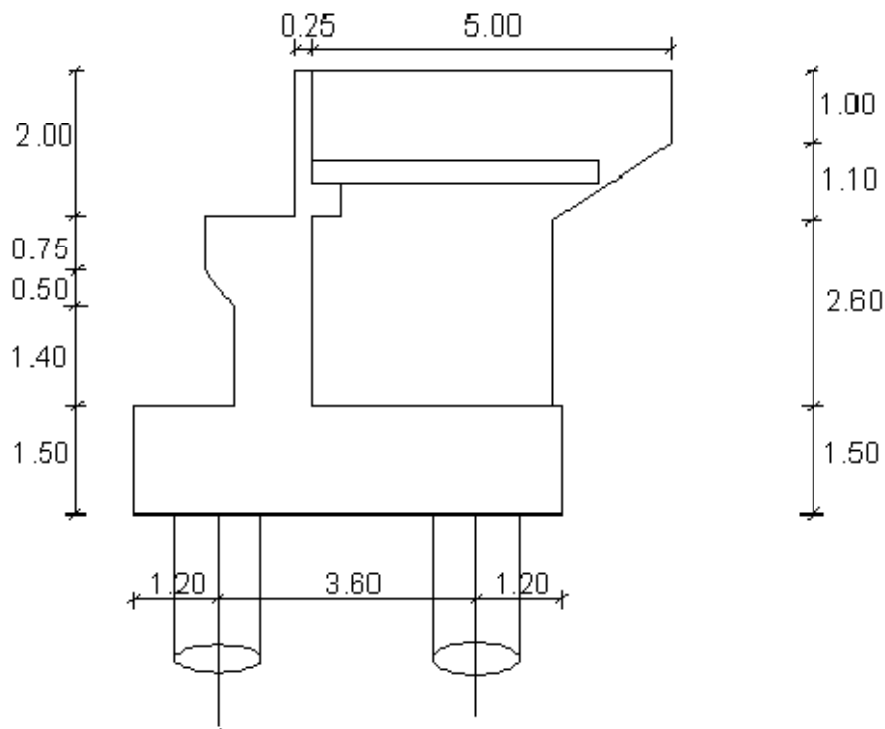


Fig VII.2. Dessin de la culée 1

VII.5.FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE

VII.5.1.Cas fondamental

Le mur garde grève est calculée comme une console encastrée dans le chevêtre, il est soumis aux surcharges du remblai et à la poussée des terres.

✓ **Détermination des sollicitations et du ferrailage**

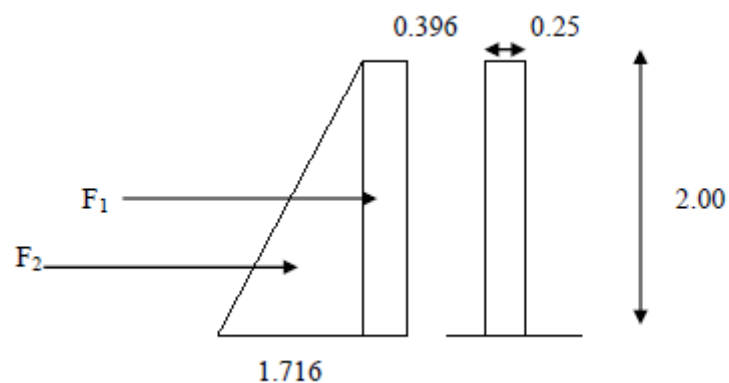


Fig VII.3 . Sollicitations du mur garde grève

$$\sigma(h) = K_a \times \gamma t \times h + K_a \times q$$

Avec :

$$K_a = 0,33 ; \gamma t = 2 \text{ t/m}$$

q : surcharge de remblai majorée de 20% = $1,2 \text{ t/m}^2$.

$$\text{Si } h = 0\text{m} \Rightarrow \sigma(0)_1 = 0,33 \times 1,2 = 0,396 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow F_1 = \sigma(h)_1 h = 0,396 \times 2,00 = 0,792 \text{ t}$$

$$\text{Si } h = 2,00\text{m} \Rightarrow \sigma(2,00)_2 = 0,33 \times 2 \times 2 + 0,396 = 1,716 \text{ t/m}$$

$$\Rightarrow F_2 = (\sigma(h)_2 - \sigma(h)_1) / 2 h = (1,16 - 0,6) / 2 \times 2,00 = 1,32 \text{ t/m}^2$$

Z(m)	$\sigma_v(\text{t/m}^2)$	k_a	$\sigma_h(\text{t/m}^2)$	Force(t)	Pt d'application/O(m)
0	1.2	0.33	0.396	0.792	1.00
2.00	5.2	0.33	1.716	1.32	0.66

Tableau VII.2. Sollicitations dans le mur garde grève

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M = F1x1 + F2x2$$

$$M = 0,792 \times 1 + 1,2 \times 0,66 = 1,663 \text{ t.m} = 16,63 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

$$U_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{16,63 \times 10^{-3}}{1 \times 19,83 \times 1,8^2} = 2,58 \times 10^{-4}$$

$$\mu_u = 2,58 \times 10^{-4} < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{Section simple armature}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 3,22 \times 10^{-4}$$

$$z = d(1 - 0,04\alpha) = 1,79 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{16,63 \times 10^{-3}}{1,79 \times 347,82} = 0,267 \text{ cm}$$

VII.5.2.Cas accidentel

✓ La poussée dynamique des terres

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

$k_H = A = 0,12$ (coefficient d'accélération de zone groupe 2 (pont important)).

$$kv = 0,3 k_H = 0,036$$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE

Avec:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]} = \frac{\cos^2(23,40)}{\cos^2(7,095) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30)\sin(23,40)}{\cos(6,60)\cos(0)}} \right]} = 0,408$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \mp kv}\right) = \arctan\left(\frac{0,12}{1 \mp 0,036}\right) = 6,60^\circ$$

H : La hauteur du mur (H = 2 m)

γ : Le poids volumique des terres ($\gamma = 2 \text{ t/m}^3$)

φ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ($\varphi = 30^\circ$)

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. ($\beta = 0$)

Donc :

$$\Rightarrow F_{ad} = 1,6 \text{ t}$$

✓ La poussée due à la surcharge

$$F_{ad}(q) = \frac{q \times h}{\cos\beta} (1 \pm kv) K_{ad}$$

$$\Rightarrow F_{ad}(q) = 1,014 \text{ t}$$

$$M_u = (F_{ad} + F_{ad}(q)) H/2 = (1,69 + 1,014) 2/2$$

$$\Rightarrow M_u = 2,704 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = 4,20 \times 10^{-4}$$

$$4,20 \times 10^{-4} < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{Section simple armature}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 5.25 \times 10^{-4}$$

$$z = d(1 - .04\alpha) = 1.79\text{m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82\text{Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{27.04 \times 10^{-3}}{1.79 \times 347.82} = 0.434 \text{ cm}$$

VII.5.3.Ferraillage minimum d'après le R P O A

$$A_{min} = 0,5\%B \Rightarrow A_{min} = 0,5\%(0,25 \text{ m}) = 12,5\text{cm}^2$$

On compare :

$$A_{st} = 0,434 \text{ cm}^2 < A_{min}(R.P.O.A) = 12,5\text{cm}^2$$

Donc on ferraillera avec le minimum de R.P.O.A.

On adoptera alors :

$$6\text{HA}16 ; A_{st} = 12,06\text{cm}^2 \Rightarrow \text{partie tendue avec un espacement de } 15\text{cm}$$

$$6\text{HA}12 ; A_{st} = 6,79\text{cm}^2 \Rightarrow \text{partie comprimée avec un espacement de } 20\text{cm}$$

VII.5.4.Armatures de répartition

$$A_r = 25\% \times A_{st} \Rightarrow A_r = 0,25 \times 12,5 = 3,125 \text{ cm}^2 .$$

On adopte :

5HA12/ml \Rightarrow $A_r = 5,65 \text{ cm}^2$; partie tendue avec un espacement de 20cm.

VII.6.LA DALLE DE TRANSITION

La dalle de transition consiste à jeter un pont entre le tablier et la culée. Elle est calculée comme une poutre reposant d'un coté sur le corbeau et de l'autre coté sur le remblai compacté.

VII.6.1.Evaluation des charges

- ✓ Poids propre de la dalle : $0,3 \times 1 \times 2,5 = 0,75 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids propre des terres : $1 \times 2 \times 1,03 = 2,06 \text{ KN/ml}$
- ✓ Surcharge remblai : $1 \times 1,2 = 1,2 \text{ KN/ml}$
- ✓ Revêtement de la chaussée : $0.085 \times 1 \times 2 = 0,187 \text{ KN/ml}$

$$\sum q = 4,197 \text{ KN/ml}$$

VII.6.2.Ferraillage de la dalle de transition

- ✓ **ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (0,75 + 2,06 + 0,187) + 1,5 \times 1,2$$

$$q_u = 5,84 \text{ t/ml}$$

$$M_u = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{5,84 \times 4^2}{8} = 11,6 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = 0,080$$

$$0,080 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{Section simple armature}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,104$$

$$z = d(1 - .04\alpha) = 0,258$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{116,8 \times 10^{-3}}{0,258 \times 347,82} = 13,01 \text{ cm}^2$$

On prend 7T20 = 21,99cm² avec esp = 15 cm

✓ **ELS**

$$q_s = G + Q = 0,75 + 2,06 + 0,187 + 1,2 = 4,197 \text{ t/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{41,97 \times 10^{-3} \times 4^2}{8} = 0,0839 \text{ MN}$$

Il faut vérifier ces deux conditions : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

- **Détermination de l'axe neutre (x) :**

$$\frac{bx^2}{2} + n \times Asc (x - d') - n \times Ast (d - x) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\Rightarrow 0,5x^2 + 15 \times 21,99 \times 10^{-4} x - 89,059 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Rightarrow x = 0,085 \text{ m}$$

- **Détermination des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n \times Ast(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,085^3}{3} + 15 \times 21,99 \times 10^{-4} (0,27 - 0,085)^2$$

$$I = 8,765 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,0839 \times 0,085}{8,765 \times 10^{-4}} = 8,13 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0,0839 \times (0,27 - 0,085)}{8,765 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 265,62 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta} f_{t28})\right)$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66; 228,63) = 228,63$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

On augmente la section d'armature on adopte $A_{st} = 25,13 \text{ cm}$ (8T20)

$$\sigma_{bc} = 6.49 < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 143.90 < \bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 3,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend 5T12} = 5,65 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$V_v = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.84 \times 4}{2} = 11,68 \text{ t}$$

$$u =$$

$$\tau_u = 43,26 \text{ t/m} < 163,33 \text{ t/m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII.7. ETUDE DU CORBEAU

Il forme un appui à la dalle de transition encastré sur le mur de grève. On calcule le corbeau comme une console encastrée sur le mur garde grève.

VII.7.1. Condition d'une console courte

Les dimensions du corbeau sont :

$$d \geq \max(a; L)$$

$$1,2 \geq 0,5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII.7.2. Cisaillemen

On va vérifier le cisaillement dans le corbeau

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min(4; 0.03(2 + \rho) \times \min(f_{c28}; 30))$$

Avec :

$$\rho = \min\left(\frac{1}{\alpha}; 4\right) = 2$$

$$\bar{\tau}_u = 360 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{11.68}{1 \times 1.38} = 8,46 \text{ t}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$Z = \min (0.75 \times d \times (1 + \rho/10); 1.2 \times a(0.8 + \rho/5))$$

$$Z = 0,72 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{M_u \times L}{2} = \frac{11.68 \times 0.40}{2} = 2,33 \text{ t.m}$$

$$\text{Le ferrailage est : } A_s = \frac{2.33}{0.72 \times 347882.6} = 0,93 \text{ cm}^2$$

VII.7.3.Ferrailage minimum d'après le R P O A

$$A_{\min} = 0,5\%B \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times (0,40 \times 1) = 2 \times 10^{-3} \text{ m} = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On compare : } A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2 < A_{\min}(\text{R.P.O.A}) = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adoptera alors : } A_{\min}(\text{R.P.O.A}) = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_{st} = 28,27 \text{ cm}^2 \text{ (9HA20) avec un espacement de 15 cm}$$

VII.7.4.Armatures de répartition

$$A_r = 25\%A_{st \min} \Rightarrow 25\% \times (28,27) = 7,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{st} = 10,05 \text{ cm}^2 \text{ (5HA16) avec espacement de 20 cm}$$

VII.8.ETUDE DU MUR EN RETOUR

Du point de vue mécanique, un mur en retour constitue un élément complexe puis qu'il s'agit d'une plaque encastree sur une partie de son contour et soumise à un système de surcharge répartie à étudier séparément.

VII.8.1. Dimensionnement

On propose un mur en retour avec la section suivante :

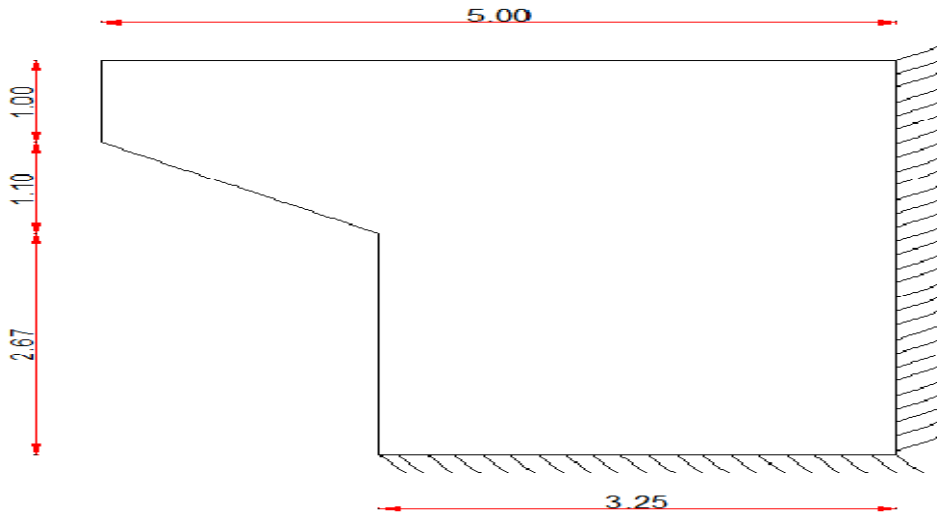


Fig.VII.4. Dimensions du mur en retour

VII.8.2.Détermination des contraintes

VII.8.2.1.Cas accidentel

✓ La poussée dynamique des terres

$$F_{ad} = 0.5\gamma H^2 \bar{K} (1 \pm k_v) K_{ad}$$

$$k_H = A = 0,12$$

$$k_v = 0,3 k_H = 0,036$$

Avec:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos\theta\cos\beta}} \right]} = \frac{\cos^2(23.40)}{\cos^2(7.095) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30)\sin(23.40)}{\cos(6.60)\cos(0)}} \right]^2} = 0.408$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \mp k_v}\right) = \arctan\left(\frac{0.12}{1 \mp 0.036}\right) = 6.60^\circ$$

H : La hauteur du mur (H = 4.77m)

γ : Le poids volumique des terres (γ = 2 t/m³)

φ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion (φ = 35°)

β: Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. (β = 0)

HAUTEUR(m)	$f_{ad}\left(\frac{t}{m^2}\right)$
4.77	9.617
2.1	1.864
1	0.422

Tableau VII.3 Calcul de la poussée dynamique des terres

✓ **La poussée due à la surcharge**

$$F_{ad}(q) = \frac{Q \cdot H}{\cos\beta} (1 \pm kv) K_{ad}$$

$$F_{ad}(q) = 2,419 \text{ t/m}^2$$

VII.2.2.Cas fondamental

La surcharge du remblai supportant une chaussée $q = 1\text{t/m}$, majorée de 20% = $1,2\text{t/ m}^2$

$$\sigma(h) = k_a \times \gamma_t \times h + k_a \times q$$

$$k_a = 0.33; \gamma_t = 2\text{t/ m}^2$$

$$\text{ELU. } \sigma(h) = k_a \times (1.35\gamma_t \times h + 1.5 \times q) = P_u$$

$$\text{ELS. } \sigma(h) = k_a \times \gamma_t \times h + k_a \times q = P_s$$

H(m)	$\sigma(h)(\text{t. m}^2)$	
	ELU	ELS
0	0.594	0.396
4.77	4.844	3.544

Tableau VII.4.Les contraintes sur le mur en retour

VII.8.2.3.Détermination du ferrailage

On a modélisé le mur en élément Shell, les résultats des moments sont obtenus par le logiciel SAP200

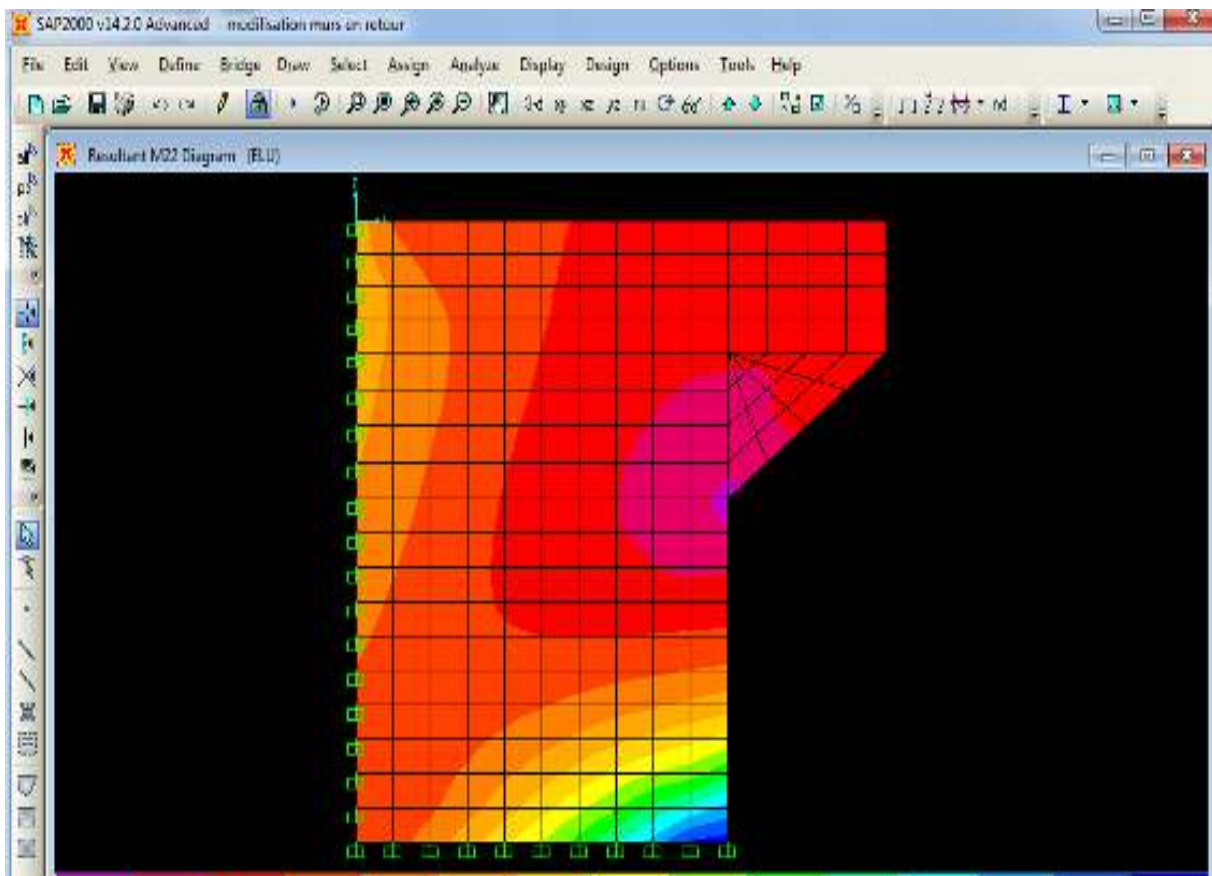


Fig.VII.5.Modélisation du mur en retour

Moment (t.m)	Sens vertical		Sens horizontal	
	M22	F22	M11	F11
Effort tranchant (t)				
ELU	196.2332	355.6	148.5262	238.73
ELS	93.9661	263.41	70.3686	176.83

Tableau VII.5.Moments et efforts tranchants à L'ELU et L'ELS

✓ **Sens vertical**

À L'aide de logiciel LOGIBAT (SOCOTEC).

On adoptera :

✓ **Côté Remblai :**

7T20 (21,99) cm² partie inferieur ; espacement = 15 cm

7T16 (14,07 cm²) partie supérieur ; espacement = 15 cm

✓ **Autre côté :**

T14 partie inférieure et supérieure ; espacement=15 cm

✓ **Sens horizontal**

On adoptera :

✓ **Côté Remblai :**

7T16 ($14,07\text{cm}^2$) partie inférieure ; espacement = 15 cm

7T14 ($10,78\text{cm}^2$) partie supérieure ; espacement = 15 cm

✓ **Autre côté :**

T14 partie inférieure et supérieure ; espacement=15 cm

• **Condition de non fragilité**

$$A_{S_{\min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,54 \times \frac{2,7}{400} = 8,38\text{cm}^2$$

$A_S = 36,06\text{cm}^2 > 8,38\text{cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

VII.9.MUR DE FRONT

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la superstructure, poussée des terres), surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitation.

VII.9.1 Les sollicitations du mur de front

Mur garde grève : $0,25 \times 2 \times 2,5 = 1,25\text{ t/ml}$

Corbeau d: $0,5 \times 0,4 \times 2,5 = 0,5\text{ t/ml}$

Corbeau g: $0,75 \times 0,4 \times 2,5 = 0,75\text{ t/m}$

: $0,5 \times 0,4 \times 2,5 = 0,5\text{ t/m}$

Mur de front : $2,65 \times 1,1 \times 2,5 = 7,287\text{ t/ml}$

Réaction du tablier : $308,95/10 = 30,895\text{ t/ml}$

Poussée des terres : $\frac{1}{2} \times 0,33 \times 2 \times 6,2^2 = 12,8\text{ t/ml}$

Surcharge du remblai horizontal : $0,33 \times 1,2 \times 4,7 = 1,879\text{ t/ml}$

Surcharge de Mc120 : $118,60/9,3 = 12,75\text{ t/ml}$

→ **Combinaison fondamentale**

✓ **ELU**

On prendra les Combinaisons des charges les plus défavorables.

Combinaison fondamentale : **ELU=1,35G+1,5Q+1,35Mc120+0,8Qvl**

Eléments	coef	$V_i(t)$	$H_i(t)$	D/0(m)	M/0(t.m)
murs garde grève	1.35	1.69	/	-0.43	-0.72
murs de front	1.35	9.84	/	0.00	0.00
corbeau d	1.35	0.68	/	-0.75	-0.51
corbeau g	1.35	1.01	/	0.75	0.76
corbeau g	1.35	0.68	/	0.68	0.46
Poussée des terres	1.5	/	19.20	1.57	30.08
Poussée remblai horizontal	1.5	/	2.82	2.35	6.62
Réaction tablier	1.35	41.71	/	0.00	0.00
V.L.T.	0.8	/	28.64	-2.90	-83.06
Mc120	1.35	17.21	/	0.00	0.00
Total		72.81	50.66		-46.36

Tableau VII.6.Récapitulatif des moments à l'ELU

VII.9.3.Ferraillage du mur de front à l'ELU :

Le mur de front est calculé en flexion composée.

$$h = 1,1\text{m}; b = 1\text{ m}; d' = 0,1h = 0,11\text{ m}; d = 0,9h = 0,99\text{ m}; M_u = 81,58\text{t}$$

$$M_u = M_s - M_r$$

$$M_u = 46,36\text{ t.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,568\text{ m}$$

$e \geq 0,18\text{ m} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

$$M_a = M_u + N_u(d - e) \Rightarrow M_a = 46,36 + 81,58(0,99 - 0,55) \Rightarrow M_a = 82,26\text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

Avec :

$$f_{bc} = 19,83\text{ Mpa}$$

$$\mu_u = 0,0423 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section à simple armature.}$$

$$A_2 = 0$$

$$A1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{z} - N_u \right)$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0.054$$

$$Z = 0.965 \text{ m}$$

$$A1 = \frac{1}{347.82} \left(\frac{822.6 \times 10^{-3}}{0.965} - 815.8 \times 10^{-3} \right) = 1.05 \text{ cm}^2$$

Donc : $A1 > 0$

✓ **On ferraille avec la section non fragile**

$$S.N.F = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_t}{f_e} \right) \Rightarrow S.N.F = 0,23 \times 1,00 \times 0,99 \left(\frac{270}{400} \right) = 15.36 \text{ cm}^2$$

✓ **ELS**

Combinaison fondamentale : **ELS=G+Q+Mc120+0,6Qvl**

Eléments	coef	Vi(t)	Hi(t)	D/0(m)	M/0(t.m ²)
murs garde grèv	1	1.25	/	-0.43	-0.53
murs de front	1	7.29	/	0.00	0.00
corbeau b	1	0.5	/	-0.75	-0.38
corbeau g	1	0.75	/	0.75	0.56
corbeau g	1	0.5	/	0.68	0.34
poussée ds terres	1	/	12.80	1.57	20.05
pou.sur.horizontal	1	/	1.88	2.35	4.42
-réaction. Tablier	1	30.90	/	0.00	0.00
V.L.T.	0.6	/19.25	21.48	-2.90	-62.29
Mc120	1	60.43	/	0.00	0.00
Total			36.16		-37.83

Tableau VII.7 Récapitulatif des moments à l'ELS

$$N_s = 60,43 \text{ t}$$

$$M_s = 37,83 \text{ t.m}$$

On augmente la section d'armature on adopte :

$$A_1 = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ (6T16)} ; \text{ espacement} = 16 \text{ cm}$$

on a :

$$\sigma_{bc} = 3,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{BC} = 1800 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = -79,9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{ST} = 21560 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII.10. ETUDE DE LA SEMELLE DE LIAISON

Dans le cas des appuis de pont, les types de fondation employée varient en fonction de l'éloignement du « bon sol ».

Dans le cas de notre ouvrage, le bon sol se trouve loin, la situation efficace consiste à opter pour une fondation sur pieux nécessairement solidarités en tête par une semelle très rigide disposée au-dessous du niveau des plus grands affouillements.

VII.10.1 Pré dimensionnement

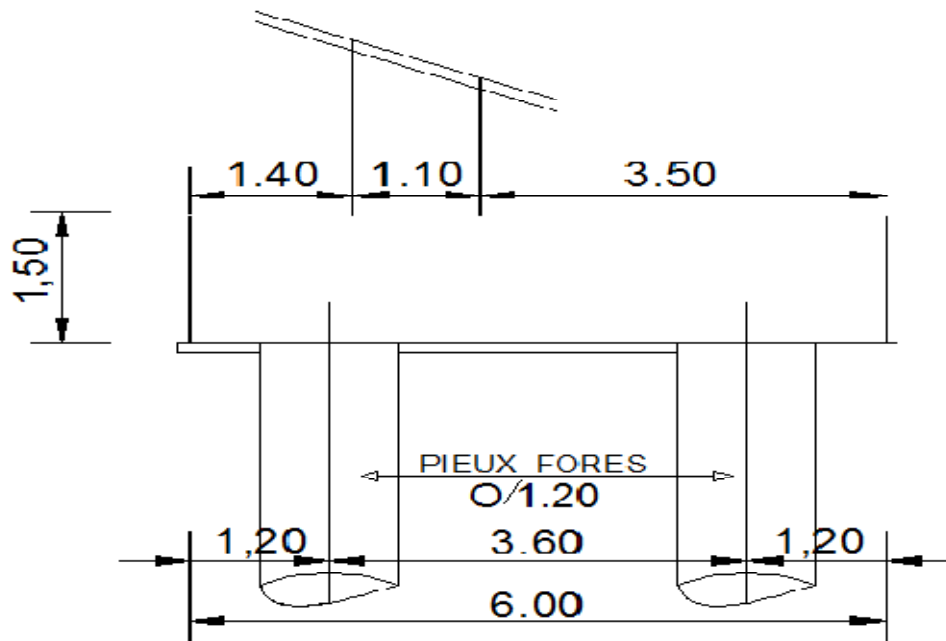


Fig.VII.6. Pré dimensionnement de la semelle de liaison

- La formule de l'entraxe entre les pieux est donnée par :

$$L \geq 3 \times \emptyset \Rightarrow L \geq 3 \times 1,2 \quad L \geq 3,6 \text{ m}$$

On prend : $L = 3,6 \text{ m}$

- La largeur de la semelle est donnée par :

$$A \geq L + \emptyset P + 30\text{cm} \Rightarrow A \geq 3,6 + 1,2 + 0,3 \Rightarrow A \geq 5,1 \text{ m}$$

On prend :

$$A = 6,00 \text{ m}$$

- La longueur de la semelle est donnée par :

$$B \geq \max [A ; \emptyset] + 30 \text{ cm}$$

$$B \geq \max [6,00 ; 1,2] + 30 \text{ cm}$$

$$B \geq 6,3$$

On prend : $B = 13,20 \text{ m}$

On adopte le nombre des pieux est égal à 6 pieux de diamètre $\emptyset = 1,2 \text{ m}$

La hauteur de la semelle est calculée selon la méthode des bielles :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{1}{2} - \frac{a}{4} \end{cases}$$

Donc, les dimensions de la semelle sont :

$$A = 6,00 \text{ m}$$

$$B = 13,20 \text{ m}$$

$$H = 1,50 \text{ m}$$

VII.10.2.Sollicitations

VII.10.2.1.Efforts horizontaux

- ✓ Variation linéaire du tablier : 24,812 t
- ✓ Freinage : 6,115 t
- ✓ Séisme : 45,38 t

VII.10.2.2.Efforts verticaux

✓ Poids propre de la culée

Eléments	formule	Vi(t)
murs garde grève	$2 \times 0.25 \times 10 \times 2.5$	12.5
corbeau gauche	$0.5 \times 0.4 \times 9.7 \times 2.5$	4.85
corbeau gauche	$0.75 \times 0.4 \times 9.7 \times 2.5$	7.275
	$0.5 \times 0.4 \times 9.7 \times 2.5$	2.425
corbeau gauche	$2.65 \times 1.1 \times 10 \times 2.5$	72.875
dalle de transition	$0.3 \times 4 \times 9.6 \times 2.5$	28.8
murs de retour	$4.7 \times 3.35 \times 0.6 \times 0.75$	23.617
	$1 \times 1.25 \times 0.6 \times 2.5$	1.875
	$1.1 \times 1.25 \times 0.6 \times 2.5$	1.031
Semelle	$1.5 \times 6 \times 13.2 \times 2.5$	297
Total		452.248

Tableau VII.8.Poids propre de la culée

✓ Poussée des terres

$$PH = \frac{1}{2} \times ka \times \gamma \times h^2 \times L$$

Avec :

Ka : Coefficient actif de poussée

$$Ka = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.333$$

Avec :

$$\phi = 30^\circ$$

γ : Poids volumique du remblai = 2 t/m

h : Hauteur totale de la culée H = 6,2 m

L : Longueur du mur de front L = 10 m

$$ph = \frac{1}{2} \times 0.333 \times 2 \times 6.2^2 \times 10 = 128 \text{ t}$$

✓ **Poids des terres**

✓ Sur le patin (gauche) : on considère qu'il n'y a pas de remblai

✓ Sur le patin (droite) : $P_t = 3.5 \times 4.7 \times 10 \times 2 = 329 \text{ t}$

✓ **Surcharge de remblai :**

La surcharge du remblai supportant une chaussée $q = 1 \text{ t/m}$.

Majorée de 20% = $1,2 \text{ t/m}$.

✓ **Poussée de la surcharge**

$$Ph = ka \times q \times h \times L$$

$$Ph = 0.333 \times 1.2 \times 4.7 \times 10 = 18.97 \text{ t}$$

$$Pv = 3.5 \times 1.2 \times 10 = 42 \text{ t}$$

✓ **La poussée dynamique des terres**

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma H^2 ((1 \mp k_v) k_{ad} - k_a)$$

$$Kh = A = 0,12$$

(Coefficient d'accélération de zone groupe 2 (Pont important)).

$$Kv = 0,3Kh = 0,06$$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE

Avec:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]} = \frac{\cos^2(23.40)}{\cos^2(7.095) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(30) \sin(23.40)}{\cos(6.60) \cos(0)}} \right)} = 0.408$$

$$\theta = \arctan(kh / (1 \mp k_v)) =$$

$$\theta = \arctan(0.12 / (1 \mp 0.036)) = 6.60^\circ$$

H : La hauteur du mur ($H = 6,2 \text{ m}$)

γ : Le poids volumique des terres ($\gamma = 2 \text{ t/m}$)

φ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ($\varphi = 0^\circ$)

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. ($\beta = 0^\circ$)

$$F_{ad} = 3.56 \text{ t/m}$$

✓ **La poussée due à la surcharge**

$$F_{ad}(q) = q \times h ((1 \mp k_v) k_{ad})$$

$$F_{ad}(q) = 3,14 \text{ t/m}$$

✓ Sous charges permanentes

Eléments	Formule	Vi(t)	D/0(m)	M/0 (t.m2)
murs garde grève	$2 \times 0.25 \times 10 \times 2.5$	12.5	2.38	29.69
corbeau d	$0.5 \times 0.4 \times 9.7 \times 2.5$	4.85	2.70	13.10
corbeau g	$0.75 \times 0.4 \times 9.7 \times 2.5$	7.28	1.20	8.73
corbeau g	$0.5 \times 0.4 \times 9.7 \times 2.5$	2.43	1.27	3.07
murs de front	$2.65 \times 1.1 \times 10 \times 2.5$	72.88	1.95	142.11
dalle de transition	$0.3 \times 4 \times 9.6 \times 11.52 \times 2.5$	28.80	4.50	129.60
murs de retour	$4.7 \times 3.35 \times 0.6 \times 2.5$	23.62	4.18	98.60
murs de retour	$1 \times 1.25 \times 0.6 \times 2.5$	1.88	6.48	12.14
murs de retour	$1.1 \times 1.25 \times 0.6 \times 2.5$	1.03	6.27	6.46
Semelle	$1.5 \times 6 \times 13.2 \times 2.5$	197.00	3.00	891.00
Total		452.25		1334.50

Tableau VII.9.Sous charge permanente

VII.10.3.Combinaison des charges

Les combinaisons de charges sont conformes au règlement BAEL91.

On prendra les Combinaisons des charges les plus défavorables

✓ ELU

a) Combinaison Fondamentale

Situation d'Exploitation : $1,35 G + 1,35 Mc120 + 1,5Q + 0,8Qvlt$

b) Combinaison Accidentelle

Situation accidentelle: $1,036 G + Q + Fa + 0,2 Mc120$

VII.10.4.Vérification de la stabilité et les contraintes sous semelle

Combinaison fondamental : $ELU=1,35G+1,5Q+1,35Mc120+0,8Qvlt$

Etude de la culée

Elément	Coefficient	Vi (t)	Hi (t)	d /0 (m)	M/0 (m)
murs garde grève	1.35	16.88	/	0.63	10.55
corbeau d	1.35	6.55	/	0.30	1.96
corbeau g	1.35	9.82	/	1.80	17.68
corbeau g	1.35	3.27	/	1.73	5.67
murs de front	1.35	98.38	/	1.05	103.30
dalle de transition	1.35	38.88	/	-1.50	-58.32
murs en retour	1.35	31.88	/	-1.18	-37.46
murs en retour	1.35	2.53	/	-3.48	-8.80
murs en retour	1.35	1.39	/	-3.27	-4.55
Semelle	1.35	400.95	/	0.00	0.00
poussée des terres	1.35	/	172.80	2.07	357.11
poids des terres	1.35	529.20	/	-1.25	-661.50
Poussée .surch.horizontal	1.5	/	28.19	2.35	66.23
Poussée .surch.vertical	1.5	63.00	/	-1.25	-75.75
réaction tablier	1.35	417.08	/	1.40	583.92
V.L.T	0.8	/	19.86	4.40	87.37
Mc120	1.35	160.03	/	1.40	224.04
Total		1779.85	220.84		608.45

Tableau VII.10. Récapitulatif des sollicitations à l'ELU
La stabilité de l'ensemble est assurée par le biais des fondations

Etude de la culée

Combinaison fondamentale

: ELS =G+Q+Mc120+0,6Qvl

élément	Coefficient	Vi (t)	Hi (t)	d /0 (m)	M/0 (m)
murs garde grève	1	12.50	/	0.63	7.81
corbeau d	1	4.85	/	0.30	1.46
corbeau g	1	7.28	/	1.80	13.10
corbeau g	1	2.43	/	1.73	4.20
murs de front	1	72.88	/	1.05	76.52
dalle de transition	1	28.80	/	-1.50	-43.20
murs en retour	1	23.62	/	-1.18	-27.75
murs en retour	1	1.88	/	-3.48	-6.52
murs en retour	1	1.03	/	-3.27	-3.37
Semelle	1	297.00	/	0.00	0.00
poussée des terres	1	/	128	2.07	264.52
poids des terres	1	392.00	/	-1.25	-490.00
Poussée .surch.horizontal	1	/	18.79	2.35	44.16
Poussée .surch.vertical	1	42.00	/	-1.25	-52.50
Réaction de tablier	1	308.95	/	1.40	432.53
V.L.T	0.6	/	14.89	4.40	65.52
Mc120	1	118.54	/	1.40	165.96
Total		1313.74	161.68		452.44

Tableau VII.11. Récapitulatif des sollicitations à l'ELS

La stabilité de l'ensemble est assurée par le biais des fondations

Etude de la culée

Combinaison accidentelle : **ELU acc=1,036G+Q+0,2Mc120+Fa**

Elément	Coefficient	Vi (t)	Hi (t)	d /0 (m)	M/0 (m)
murs garde grève	1.036	12.95	/	0.63	8.09
corbeau d	1.036	5.02	/	0.30	1.51
corbeau g	1.036	7.54	/	1.80	13.57
corbeau g	1.036	2.51	/	1.73	4.35
murs de front	1.036	75.50	/	1.05	79.27
dalle de transition	1.036	29.84	/	-1.50	-44.76
murs en retour	1.036	24.47	/	-1.18	-28.75
murs en retour	1.036	1.94	/	-3.48	-6.75
murs en retour	1.036	1.07	/	-3.27	-3.49
Semelle	1.036	307.69	/	0.00	0.00
poussée des terres	1.036	/	9.84	4.13	40.68
	1.036	/	132.61	2.07	273.97
poids des terres	1.036	406.11	/	-1.25	-507.64
Poussée .surch.horizontal	1	/	4.31	2.35	10.13
poussée .surch.vertical	1	42.00	/	-1.25	-1.25
réaction. Tablier	1.036	320.07	/	1.40	448.10
efforts sismique (Fa)	1	/	84.82	4.40	373.21
Mc120	0.2	23.71	/	1.40	33.19
Total		1260.42	231.58		693.43

Tableau VII.12. Récapitulatif des sollicitations à la combinaison accidentelle

La stabilité de l'ensemble est assurée par le biais des fondations.

VII.10.5. Réactions des pieux de la culée

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode n'est valable que si ces deux conditions suivantes seront vérifiées

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{a}{4} \end{cases}$$

Dans notre cas, ces conditions sont vérifiées.

a) Combinaison fondamentale

✓ ELU

$$Mu = 608,45 \text{ t.m}$$

$$Nu = 1799,85 \text{ t}$$

$$\text{Soit la section d'un pieu : } S = \pi r^2 = 1.1304 \text{ m}^2$$

$$\text{On a deux files de 3 pieux donc : } B = 6S$$

$$\text{Le moment d'inertie est le suivant : } I = 3 \times 2 \times S \times v^2 = 19.44 \times \text{sm}^4$$

$$V = 1,8 \text{ m}$$

On a:

$$\sigma = \frac{N_U}{B} \mp \frac{M_U \times V}{I}$$

$$R = \sigma \times S$$

D'où

$$R_1 = \frac{1779.85}{6} + \frac{608.45 \times 1.8}{19.44} = 352.97 \text{ t}$$

$$R_2 = \frac{1654.58}{8} - \frac{608.45 \times 1.8}{19.44} = 240.30 \text{ t}$$

✓ ELS

$$Ms = 452,44 \text{ t.m}$$

$$Ns = 11,74 \text{ t}$$

On a:

$$\sigma = \frac{N_U}{B} \mp \frac{M_U \times V}{I}$$

$$R = \sigma \times S$$

D'où

$$R_1 = \frac{1313.74}{6} + \frac{452.44 \times 1.8}{19.44} = 260.84 \text{ t}$$

$$R_2 = \frac{1313.74}{8} - \frac{452.44 \times 1.8}{19.44} = 177.06 \text{ t}$$

b) Combinaison accidentelle

$$Mu_{acc} = 693,43 \text{ t.m}$$

$$Nu_{acc} = 1260,42$$

On a:

$$\sigma = \frac{N_U}{B} \mp \frac{M_U \times V}{I}$$

$$R = \sigma \times S$$

D'où

$$R_1 = \frac{1260,42}{6} + \frac{693,43 \times 1,8}{19,44} = 274,27 \text{ t}$$

$$R_2 = \frac{1260,42}{8} - \frac{693,43 \times 1,8}{19,44} = 145,86 \text{ t}$$

Efforts obtenus :

$$N1 = 260,84 \text{ t} ; N2 = 177,06 \text{ t}$$

$$T1 = (0,475/1,45) \times 260,84 = 85,44 \text{ t}$$

$$T2 = (2,575/1,45) \times 177,06 = 314,43 \text{ t}$$

VII.10.6. Estimation de la charge nominale

La charge nominale est la charge admissible vis-à-vis de la résistance du sol. Pour les besoins de l'estimation de la charge nominale de ces pieux nous allons référer à la méthodologie exposée par J-Costet et Sanglerat.

✓ Méthode Sanglerat

$$Qn = \frac{A}{3} Qp + \frac{Qf}{2}$$

Avec :

A : aire de la section droit du pieu.

$$\varphi = 20,73^\circ ; C = 6,2 \text{ Kpa} ; D = 21 \text{ m} ; (Nc = 15,81 ; Nq = 7,07 ; N\gamma = 4,19) ;$$

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3 ;$$

$$Kp\gamma = 1,5 ; \gamma = \frac{2}{3} \varphi = 13,82^\circ$$

Qf : frottement latéral mobilisable le long du fut à la rupture :

$$Qf = (Kp\gamma \sin \delta) \gamma \frac{d^2}{2} p$$

Avec :

P : périmètre du pieu.

D : longueur du pieu.

K_{γ} : coefficient de butée.

δ : Obliquité de la butée par rapport au pieu.

γ : densité du milieu considéré.

$$Q_f = (1,5 \sin 13,82) \times 2 \times \frac{21^2}{2} \times 3.768 = 595.39t$$

Q_p : résistance de pointe à la rupture :

$$Q_p = \gamma DNq + 1,2cNc$$

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.472$$

$$k_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = 2.11$$

$$Q_p = 2 \times 21 \times 7.07 + 1.2 \times 0.62 \times 15.81 = 308.70t$$

$$Q_n = \frac{\pi 1.2^2}{3 \times 4} \times 308.70 + \frac{595.39}{2} = 414.072t$$

✓ **ELU :**

$$\frac{Q_F + Q_P}{1.4} = \frac{595.39 + 308.70}{1.4} = 645.77T$$

✓ **ELS :**

$$\frac{Q_F}{2} + \frac{Q_P}{3} = \frac{595.39}{2} + \frac{308.70}{3} = 400.6T$$

✓ **ELU acc :**

$$\frac{Q_F + Q_P}{1.3} = \frac{595.39 + 308.70}{1.3} = 695.45T$$

	Pile		$\varphi=20.73^\circ$ D=21m
	R1	R2	
ELU	212.09	201.55	645.77
ELUacc	177.34	113.58	400.6
ELS	156.29	148.44	695.45

Tableau VII.13 . Réactions des pieux sous les différentes combinaisons

VII.10.7.Ferrailage de la semelle de liaison

➤ Les Armatures principales

On prend

$$24HA25 = 117,84 \text{ cm}^2 \text{ avec esp } 15 \text{ cm}$$

Armature constructive :

On prend

$$HA20 \text{ esp } 15 \text{ cm}$$

✓ Les armatures transversales

$A_{tinf} = 1/4 A_{linf} = 117,84/4 = 29,46 \text{ cm}^2$, on prend 17T16 = 34,18 cm²
avec esp 20 cm

✓ Armature constructive :

On prend

$$HA16 \text{ esp } 20 \text{ cm}$$

VII.10.8.Ferrailage des pieux de la culée

Pour le calcul de l'effort et le moment pour chaque pieu, on a utilisé un programme GWBASIC élaboré par la SEROR.

a) Paramètre de calcul

Dans ce programme, on utilise certains paramètres :

E : module de déformation du béton 2 106 t/m

K : coefficient de rigidité du sol.

Nombre de fils égale : 2.

Diamètre extérieur des pieux : 1.2 m.

Condition en pied : libre

Nombre de couches : 2 couches.

Couche1

: des Galets de différent taille et de nature dur à très dur à matrice sableuse

(épaisseur entre 1,5 et 19,5 m)

Dans notre cas on a 2 coefficients de rigidité.

✓ **Pour les sollicitations de courte durée (cas Accidentelle)**

D'après le fascicule 62 titre V :

$$K_F = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \times \frac{b_0}{b} (2.65 \times \frac{b}{b_0})^\alpha + \alpha} \text{ pour } B \geq B_0$$

$$K_F = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \times (2.65)^\alpha + \alpha} \text{ pour } B < B_0$$

Avec :

$B_0 = 0,6 \text{ m}$; B : diamètre des pieux

$E_m = 65 \text{ MPa}$

α : étant un coefficient caractérisant le sol, donné par les tableaux du fascicule 62

$$\alpha = 1/2$$

$$K_F = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \times \frac{b_0}{b} (2.65 \times \frac{b}{b_0})^\alpha + \alpha} = \frac{12 \times 65}{\frac{4}{3} \times \frac{0.6}{1.2} (2.65 \times \frac{1.2}{0.6})^{0.5} + 0.5} = \frac{38405.7 \text{ t}}{\text{m}^2}$$

✓ **Pour les sollicitations de longue durée (cas fondamentale)**

$$K_1 = K_f / 2 = 19201.85 \text{ t/m}^2$$

Les sollicitations au niveau de la semelle

	ELU	ELU	ELS
	Fondamentale	Accidentelle	Rare
N(t)	1779.85	1260.42	1313.74
M(t.m)	608.45	293.43	452.44
T (t)	220.84	231.58	161.68

Tableau VII.14 . Sollicitations au niveau de la semelle

b) Résultats du programme

Tassement : 0,13086 mm

Rotation : 0,00019 rd

Déplacement horizontale à la base : 0,38013mm

c) Ferrailages des pieux (ELS)

$$N1 = 202,862 t$$

$$N2 = 125,572 t$$

$$Ms = ,382 t.m$$

Ces efforts donnent un ferrailage négligeable, soit un ferrailage minimum de :

$$0.8\% \times (A. \text{pieu}) \text{ (puisque'il s'agit d'une zone sismique) ;}$$

Nous aboutirons sur une section de

$$19 HA 25.$$

✓ Armatures transversales

$$\phi_T = 20 \text{ mm donc on adopte } \phi_T = 1 \text{ mm}$$

$$\text{Espacement des cerces} = 12 \phi_T = 24 \text{ cm}$$

D'après le RPOA : puisqu'on a des pieux en béton, on met des renforts sur une profondeur $2 \times d = 2,4\text{m}$ à partir de la tête du pieu avec un esp = 10cm.

Chapitre 08 :

*Etude de
la précontrainte*

VIII.INTRODUCTION

Le béton a pour principal qualité sa bonne résistance à la compression et sa faible résistance à la traction. En 1928 Eugène Freyssinet eu une idée révolutionnaire en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint.

VIII.1.PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause(6).

La précontrainte peut se classer en deux catégories :

- **Précontrainte par pré tension**
- **Précontrainte par post tension**

VIII.2.PRECONTRAINTE PAR POST TENSION

La technique de post tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre le câble de précontrainte. L'élément en béton est donc coulé au préalable, avec des réservations pour le passage ultérieur de la précontrainte. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, la précontrainte est enfilée et tendue à l'aide de vérins.

La post tension est très utilisée en ouvrages d'art pour les grandes portées(6).

VIII.3.PROCEDE DE PRECONTRAINTE PAR POST TENSION

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives (cadres, épingles, étriers, aciers longitudinaux, chaises de support des gaines).
- Mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.
- Mise en place d'étanchéité des gaines par collage de rubans adhésifs sur les raccords ou trous accidentels faits lors des travaux
- Mise en place des plaques d'appui et des frottements adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement future des ancrages.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'études pour autoriser la mise en tension.
- Durcissement du béton, enfilage des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment.
- L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend, généralement, les éléments suivants :
 - Dispositif d'ancrage: on distingue, principalement, deux types d'ancrage:
 - Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension.
 - Ancrage passif (ancrage mort), situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.
 - Les coupleurs: dispositif permettant les prolongements des armatures.
 - Matériels de mise en tension: vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins etc.
 - Les accessoires: gaines, tubes d'injection etc.

Les procédés de précontrainte font l'objet de brevet et sont fabriqués par leurs exploitants. Parmi ces procédés, le procédé de Freyssinet qui utilise des câbles composés de fils de $\varnothing 5$, $\varnothing 7$ et $\varnothing 8$ et de torons T13 de 12,7mm et T15 de 15,2mm.

Nous choisirons des câbles 12T15 ayant les caractéristiques suivantes :

- Aire de la section du câble : $A_p=1668\text{mm}^2$
- Diamètre de la gaine $\varnothing 80\text{ mm}$.
- Contrainte limite élastique garantie $f_{peg}=1600\text{ MPA}$.
- Contrainte limite de rupture garantie $f_{prg}=1860\text{ MPA}$.
- Coefficient de frottement angulaire $f=0,2\text{ rad}^{-1}$.
- Coefficient de frottement linéaire $\varphi=2.10^{-4}$.
- Recul d'ancrage $g=6\text{mm}$.
- Relaxation à 1000 heures $\rho=2,5\%$ TBR « très basse relaxation ».
- Module d'élasticité de l'acier de précontrainte : $E_p=190000\text{ MPA}$

VIII.4.CALCUL DE LA PRECONTRAINT

Selon le BPEL(8) nous avons deux forces de précontrainte P1 qui représente la section sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage) et P2 qui représente la section sur critique (cas où le fuseau de passage à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage), ainsi la valeur minimale de précontrainte est le maximum de P1 et P2.

La classe de vérification de précontrainte est la classe II.

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi-travée :

$$B = 0,9233\text{ m}^2$$

$$V' = 1,191\text{ m}$$

$$V = 0,555\text{ m}$$

$$IG = 0,28057\text{m}^4$$

$$\rho = 45,67\%$$

$$L_{\text{enrobage}} = 1,5\text{ m}$$

$$\varnothing_{\text{gaine}} ; d_i = 0,12\text{ m}$$

$$f_{c28} = 35\text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,7\text{ MPa}$$

On estime les pertes totales à 30% de la précontrainte initiale.

$$M_{max} : \text{Moment sous } (G + Mc_{120}) = 6229,7\text{KN.m}$$

Etude de la précontrainte

M_{min} : Moment sous poids propre (G) = 3362,48 KN.m

a) Section sous critique

$$P_1 = \frac{\Delta m}{\rho \times H} + B \times \sigma_{ti}$$

Avec

σ_{ti} : contrainte de traction sur la fibre inférieure = -ft28 = -2,7 Mpa

$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 2867,22 \text{ KN.m} = 2,8672 \text{ MN.m}$

$$P_1 = \frac{2,8672}{0,4567 \times 1,75} + 0,9233 \times (-2,7) = 1,09 \text{ MN}$$

b) Section sur critique

$$P_2 = \frac{M_{max} + \frac{I_G}{V'} \times \sigma_{ti}}{P \times V + V' \cdot d'}$$

$$P_2 = \frac{6,229 + \frac{0,28057}{1,191} \times (-2,7)}{0,4567 \times 0,555 + 1,191 - 0,12} = 4,22 \text{ MN}$$

$$P_{min} = \max(P_1, P_2) = 4,22 \text{ MN}$$

Donc la section est sur critique

$$e_0 = -(V' - d') = -(1,191 - 0,175) = -1,016 \text{ m}$$

- l'excentricité de la première famille de câbles :

$$V' : \text{poutre seule} = 0,555 \text{ m}$$

$$d_i = 1,5 \phi 80 \text{ mm} = 0,12 \text{ m}$$

$$e_0 = -(0,555 - 0,12) = -0,435 \text{ m}$$

- l'excentricité de la deuxième famille de câbles :

$$V' : \text{poutre avec dalle} = 1,191 \text{ m}$$

$$d_i = 2 \phi 80 \text{ mm} = 0,16 \text{ m}$$

$$e_0 = -(1,191 - 0,16) = -1,031 \text{ m}$$

VIII.5.CALCUL DU NOMBRE DE CABLES

On estime les pertes totales à 30% de la précontrainte initiale P_0 , en tenant compte de ces pertes la valeur de précontrainte sera de :

$$P_0 = \frac{P_{min}}{0,98 - 1,2 \times \frac{\Delta P}{P_0}}$$

Avec :

$$P = 0,3P_0 = 2,0 \text{ MN}$$

$$P_0 = 6,80 \text{ MN}$$

$$n = \frac{P_0}{P}$$

Avec :

P : précontrainte développée pour un câble

$$P = \sigma P_0 \times A_p$$

$$\sigma P_0 = \min(0,8f_{prg} ; 0,9f_{erg}) = \min(1488 ; 1440) = 1440 \text{ Mpa}$$

$$P = 1440 \times 1,668 \times 10^{-3} = 2,40 \text{ MN}$$

$$n = \frac{6,80}{2,40} = 2,83$$

Donc:

on prend 3 câbles de **12T15**

La nouvelle valeur de la précontrainte :

$$P_0 = nP = 3 \times 2,40 = 7,20 \text{ MN}$$

Précontrainte P_{min} (MN)	L'excentricité e (m)	Nombre de câbles	Précontrainte initiale P (MN)
4,22	-1,071	3(12T15)	6,80

Tableau VIII.1. Récapitulatif des résultats de précontrainte

VIII.5.1.VERIFICATION A L'ELS

On calcule les contraintes caractéristiques :

$$P_1 = 1,02P_0 - 0,8\Delta P_0 = 1,02 \times 6,80 - 0,8 \times 2,04 = 5,30 \text{ MN}$$

Etude de la précontrainte

$$P_2 = 0,98P_0 - 1; 20\Delta P_0 = 0,98 \times 6,80 - 1,20 \times 2,04 = 4,21MN$$

On prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule :

$$B = 0,5108 m^2$$

$$V' = 0,842 m$$

$$V = 0,658 m$$

$$IG = 0,138034 m$$

$$\rho = 48,8\%$$

Donc il faut vérifier que : Fibre supérieure : $\bar{\sigma}_{st} = -1,5ft28 = -4,05 Mpa$

$$\text{Fibre inférieure} : \sigma_{ci} = 0,6fc28 = 21 Mpa$$

$$M_{min} = M_{pp} = 3,362 MN.m$$

$$M_q = 2,867 MN.m$$

a) Combinaison quasi-permanente

$$\text{Quasi - permanente} : P + G$$

Selon le VIPP du guide SETRA la précontrainte de première famille est dimensionner pour reprendre l'effet de précontrainte et l'effet de poids propre, elle est mise en tension sur les poutres seules assez rapidement après le bétonnage des poutres.

Donc : on prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule.

$$e_0 = -0,722 m.$$

➤ Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{P}{B} - \frac{PeV}{I_G} + \frac{M_{min} \times V}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{st} = -4,05Mpa$$

Etude de la précontrainte

$$\frac{P}{B} + \frac{PeV'}{Ig} - \frac{M_{min}V'}{Ig} \leq \sigma_{ci} = 21\text{Mpa}$$

P1/B	P1 e V/IG	M _{min} V/IG	Résultat
10,37	18,07	16,02	8,32Mpa
P1/B	P1 e V'/IG	M _{min} V'/IG	Résultat
10,37	23,34	20,51	13,2Mpa

Tableau VIII.2. Combinaison quasi-permanente de P1

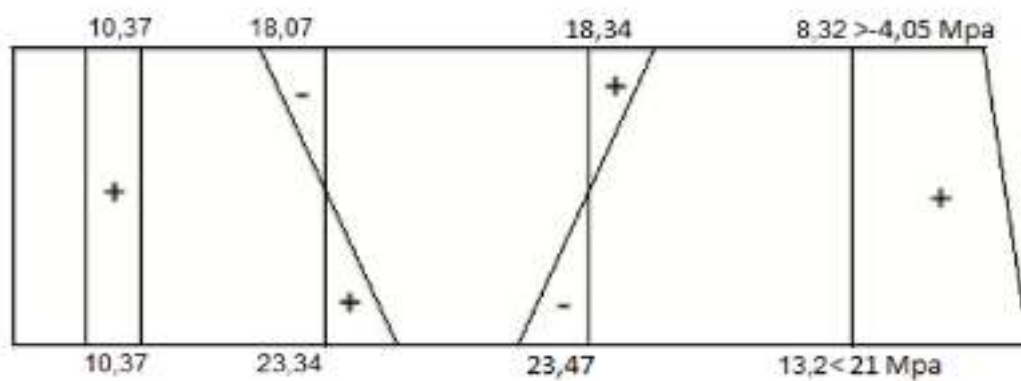


Fig VIII.1. Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P1

Sous P1 :

$$8,32 > -4,05 \text{ Mpa} = \text{condition vérifiée.}$$

$$13,2 < 21 \text{ Mpa} = \text{condition vérifiée}$$

P2 /B	P2 e V/IG	M _{min} V/IG	Résultat
8,24	14,35	16,02	9,91Mpa
P2 /B	P2 e V'/IG	M _{min} V'/IG	Résultat
8,24	18,54	20,51	6,27Mpa

Tableau VIII.3. Combinaison quasi-permanente de P2

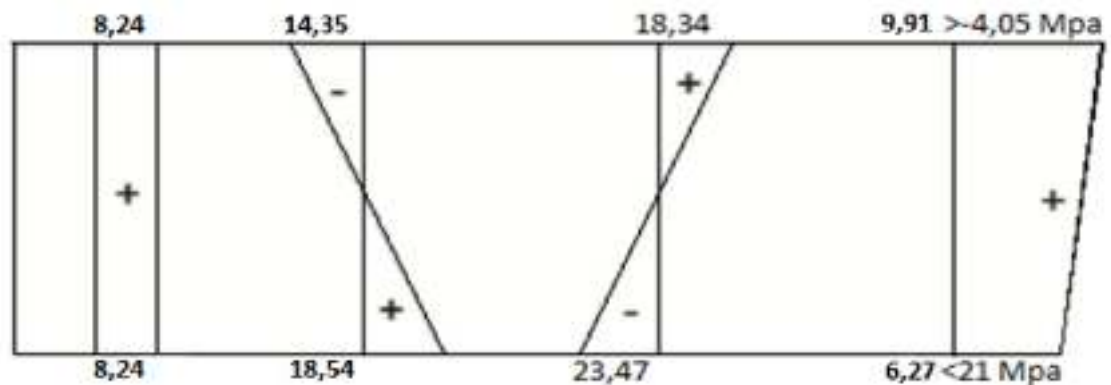


Fig VIII.2. Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P2

Sous P2 :

$$9,91 > -4,05 \text{ Mpa} = \text{condition vérifiée}$$

$$6,27 < 21 \text{ Mpa} = \text{condition vérifiée}$$

b) Combinaison fréquente

Selon le VIPP du guide SETRA la précontrainte de deuxième famille est dimensionner pour reprendre les actions supplémentaires (superstructure et actions variables), elle est mise en tension lorsque le béton du hourdis a acquis une certaine résistance.

Fréquente : P+G+0,72Q

Donc :

on prend les caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis.

$$e_0 = -1,031 \text{ m}$$

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées

$$\frac{P}{B} - \frac{PeV}{I_G} + \frac{M_{min} \times V}{I_g} \geq \bar{\sigma}_{st} = -4,05 \text{ Mpa}$$

$$\frac{P}{B} + \frac{PeV'}{I_g} - \frac{M_{min}V'}{I_g} \leq \sigma_{ci} = 21 \text{ Mpa}$$

Etude de la précontrainte

P1/B	P1 e V/IG	M _{min} V/IG	0,72,Mq V/IG	Résultat
5,74	10,80	6,65	4,08	5,67Mpa
P1/B	P1 e V'/IG	M _{min} V'/IG	0,72,Mq V'/IG	Résultat
5,74	23,19	14,27	8,76	5,90Mpa

Tableau VIII.4. Combinaison fréquente de P1

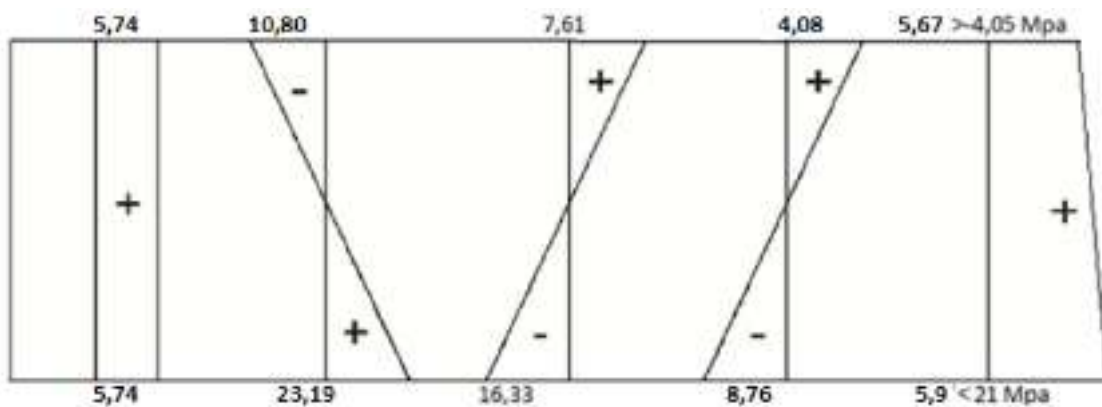


Fig VIII.3. Digramme de la combinaison fréquente de P1

Sous P1 :

$$5,67 > -4,05 \text{ Mpa} = \text{condition vérifiée}$$

$$5,9 < 21 \text{ Mpa} = \text{condition vérifiée}$$

P2/B	P2 e V/IG	M _{min} V/IG	0,72.Mq V/IG	Résultat
4,55	8,58	6,65	4,08	6,70Mpa
P2/B	P2 e V'/IG	M _{min} V'/IG	0,72.Mq V'/IG	Résultat
4,55	18,42	14,27	8,76	0,06Mpa

Tableau VIII.5. Combinaison fréquente de P2

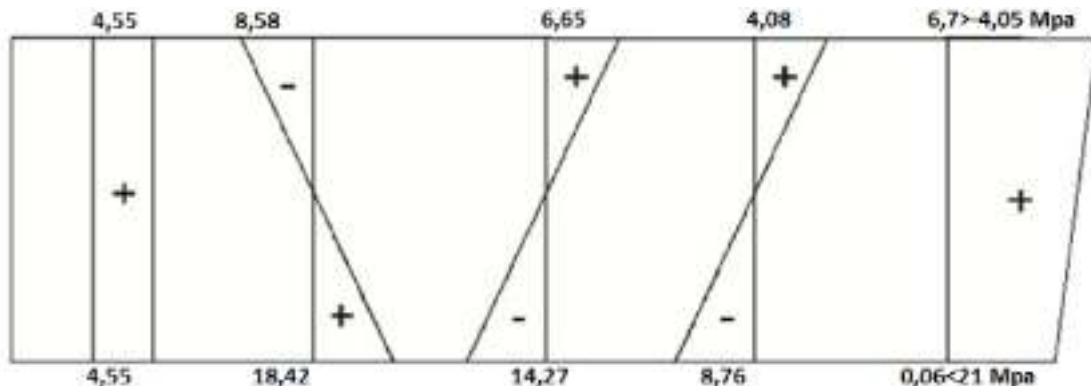


Fig VIII.4. Digramme de la combinaison fréquente de P2

Sous P2 :

$$6,7 > -4,05 \text{ Mpa} = \text{condition vérifiée}$$

$$0,06 < 21 \text{ Mpa} = \text{condition vérifiée}$$

c) Combinaison rare

Rare : P+G+1,2Q

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{P}{B} - \frac{PeV}{I_g} + \frac{M_{min} \times V}{I_g} \geq \bar{\sigma}_{st} = -4,05 \text{ Mpa}$$

$$\frac{P}{B} + \frac{PeV'}{I_g} - \frac{M_{min} V'}{I_g} \leq \sigma_{ci} = 21 \text{ Mpa}$$

P1/B	P1 e V/IG	M _{min} V/IG	1,2.MQ V/IG	Résultat
5,74	10,80	6,65	6,80	8,39Mpa
P1/B	P1 e V'/IG	M _{min} V'/IG	1,2.MQ V'/IG	Résultat
5,74	23,19	14,27	14,60	0,06Mpa

Tableau VIII.6. Combinaison rare de P1

Etude de la précontrainte

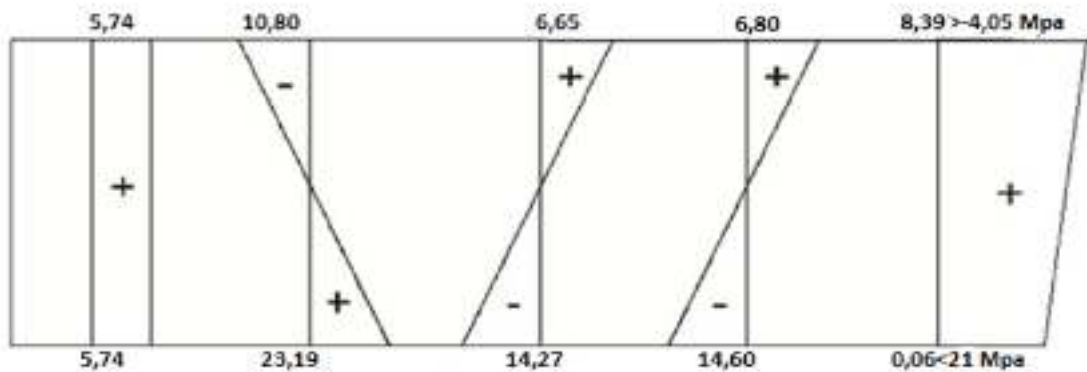


Fig VIII.5. Diagramme de la combinaison rare de P1

Sous P1 :

$$8,39 > -4,05 \text{ Mpa} = \text{condition vérifiée}$$

$$0,06 < 21 \text{ Mpa} = \text{condition vérifiée}$$

P2/B	P2 e V/IG	M _{min} V/IG	1,2.MQ V/IG	Résultat
4,55	8,58	6,65	6,80	9,42Mpa
P2/B	P2 e V'/IG	M _{min} V'/IG	1,2.MQ V'/IG	Résultat
4,55	18,42	14,27	12	-3,3Mpa

Tableau VIII.7. Combinaison rare de P2

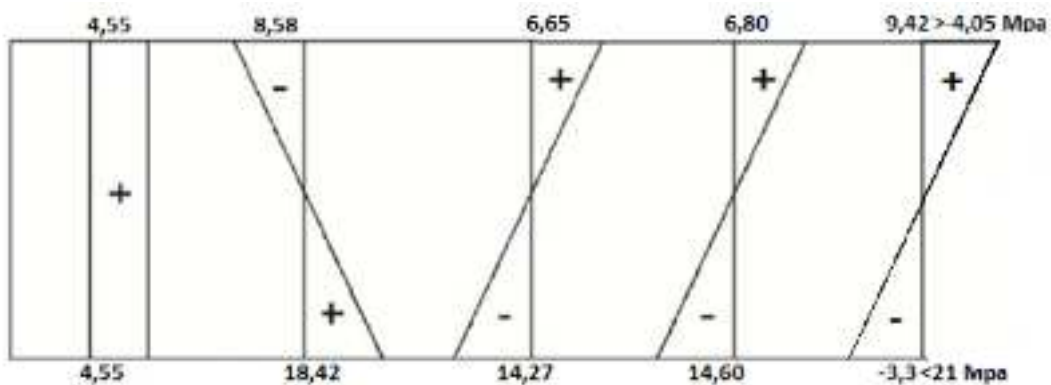


Fig VIII.6. Diagramme de la combinaison rare de P2

Etude de la précontrainte

Sous P2 :

$$9,42 > -4,05 \text{ Mpa} = \text{condition vérifiée}$$

$$-3,3 < 21 \text{ Mpa} = \text{condition vérifiée}$$

VIII.6.DISPOSITION DES CABLES

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

- la précontrainte $P(x)$ est admise constante sur le tronçon considéré $P(x) = P_0 = \text{constante}$.
- L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontraint par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe Longitudinal) est faible.

Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

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

$$Y' = 2ax + b.$$

$$Y'' = 2a.$$

a) Tracé des câbles sortants de l'about

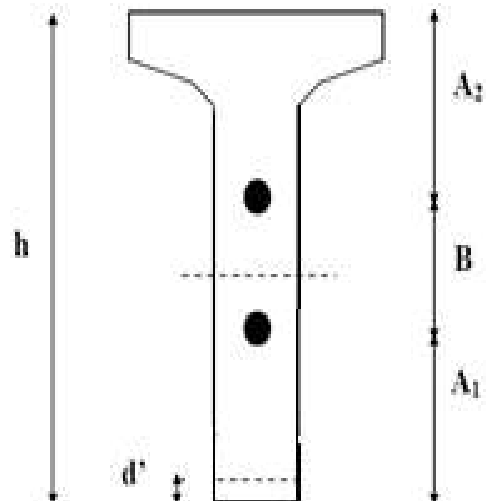
On fixe

$$B = 0,45 \text{ m.}$$

$$Y_g = (A_1 + 0,45 + A_1)/2 = 0,915 \text{ m.}$$

$$A_1 = 0,69 \text{ m.}$$

$$A_2 = 1,5 - (0,45 + 0,69) = 0,36 \text{ m}$$



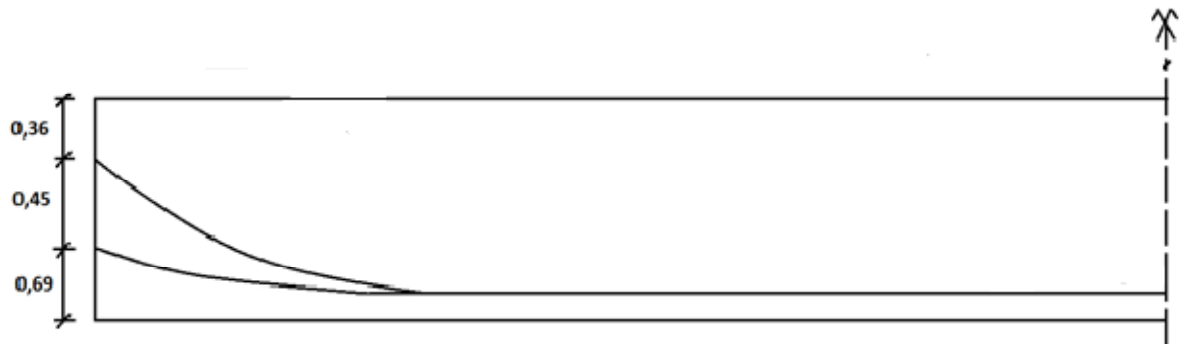


Fig VIII.7 Câbles de l'about

b) Calcul des angles sortant de l'about

$$\tan \alpha = \frac{2\left(\frac{Lp}{2} + L_1 - L_2\right)}{H\left[\left(\frac{Lp}{2} + L_1 - L_2\right)^2 - 1\right]}$$

Pour le calcul des α_i on fixe l_2 du deuxième câble au départ et on ajoute une raison de 1,5 m.

Donc on a :

$$l_{2,2} = 10 \text{ m}; l_{2,1} = 11,5 \text{ m}; l_1 = 1 \text{ m}.$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{2(16,8 + 1 - 11,5)}{0,57\left[\left(\frac{16,8 + 1 - 11,5}{0,57}\right)^2 - 1\right]} = 0,182 \Rightarrow \alpha_1 = 10,33^\circ$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{2(16,8 + 1 - 10)}{1,2\left[\left(\frac{16,8 + 1 - 10}{1,2}\right)^2 - 1\right]} = 0,266 \Rightarrow \alpha_2 = 14,90^\circ$$

Détermination des équations et des distances de chaque câble :

$$b_i = \frac{2(e_i - d_i - 100 \tan \alpha_i)}{\tan \alpha_i}; \vartheta_i = \frac{\tan \alpha_i}{2b_i}$$

$$b_1 = \frac{2(69 - 12 - 100 \times 0,182)}{0,182} = 426,37 \text{ cm} \Rightarrow \vartheta_1 = 2,13 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

$$b_2 = \frac{2(114 - 12 - 100 \times 0,266)}{0,266} = 566,91 \text{ cm} \Rightarrow \vartheta_2 = 2,34 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

c) Trace du câble émergeant sur la fibre supérieure de la poutre

La zone de relevage entraîne une diminution de l'intensité de la précontrainte au même temps qu'une diminution de la valeur absolue de l'excentricité 'e' (par relevage du C.D.G de l'ensemble des câbles) d'où une diminution progressive du moment de précontrainte pour s'annuler sur les appuis.

$$\text{Zone de relevage est : } \frac{L}{4} \leq L_0 \leq \frac{L}{3} \Rightarrow 8,35 \leq L_0 \leq 11,3 \Rightarrow L_0 = 8,35\text{m}$$

A l'extrados $\alpha = 24,15^\circ$ telle que $\tan \alpha = 0,45$

Le câble présente une partie parabolique EG et une partie rectiligne GC pour que l'effort de précontrainte créée à l'encrage se transmette convenablement au câble.

Le câble sera placé à 3,5m de l'appui et l'équation de la parabole du câble est : $Y = ax^2$

$$EG = ab^2 \Rightarrow a = \frac{EG}{b^2}$$

$$\tan \alpha = \frac{dy}{dx}(b) = 2ab \Rightarrow b = 2 \times \frac{EG}{\tan \alpha} = GC$$

$$EG = 150 - 16 - 41 = 93\text{cm}$$

$$b = 2 \times \frac{93}{0,45} = 413,33\text{cm} \Rightarrow a = \frac{93}{413,33^2} = 5,44 \times 10^{-4}\text{cm}$$

N° Câble	e (cm)	d (cm)	α (deg)	$a \times 10^{-4}$	b(cm)	$y = ax^2$
1	69	12	10,33	2,13	426,37	$2,13 \times 10^{-4}x^2$
2	114	12	14,90	2,34	566,91	$2,34 \times 10^{-4}x^2$
3	150	16	24,15	5,44	413,33	$5,44 \times 10^{-4}x^2$

Tableau VIII.8. Tableau récapitulatif du tracé des câbles

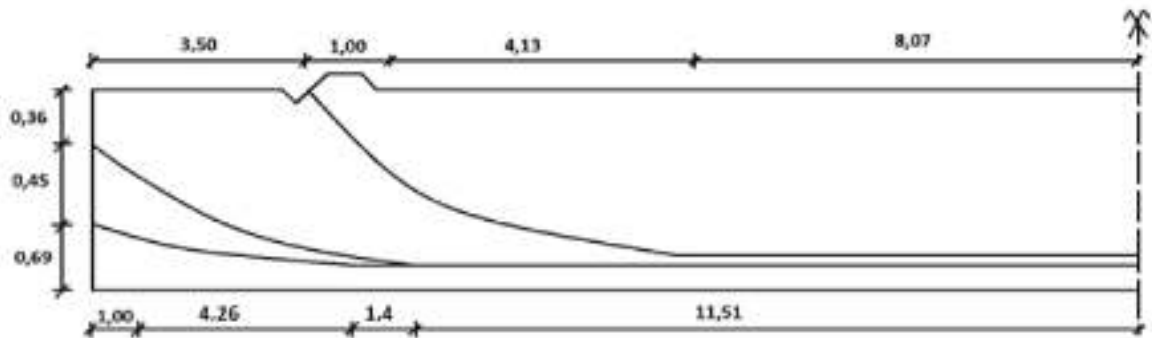


Fig VIII.8. Tracé des câbles

VIII.8.CALCUL DES PERTES DE PRECONSTRAINTES

D'une façon générale, on appelle perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin et la force dans l'armature à un moment donné. on doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service de l'ouvrage, ce qui permet de connaître la tension nécessaire à réaliser pendant la mise en tension. On distingue deux catégories de pertes de tension :

- pertes instantanées
- pertes différés

VIII.8.1.pertes instantanées

Se produisent au moment de la mise en tension, elles sont due au raccourcissement élastique du béton, frottement câble/béton et le glissement (recule d'ancrage).

VIII.8.2.Pertes par frottements

Elles sont dues au frottement du câble de précontrainte avec la gaine lors de la mise en tension.

Sa formule est donnée par :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_p0(1 - e - (f\alpha + \varphi L))$$

Avec :

Etude de la précontrainte

L

: est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension

e : la base des logarithmes népériens

α : l'angle de relevage du câble en radians

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'origine $\Rightarrow \sigma_{p0} = 144000 \text{ t/m}^2$

f : coefficient de frottement fils sur gaine $\Rightarrow f = 0,16$

φ : Coefficient de frottement en ligne droite $\Rightarrow \varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$

– Pour $x=0,50L$

Câbles	$\alpha(deg)$	$\alpha(rad)$	L	$f\alpha + \varphi L$	$\Delta\sigma_f(Mpa)$	Valeur moyenne
1	10,40	0,1815	16,7065	0,0624	87,109	95,245
2	14,89	0,2598	16,4703	0,0745	103,381	95,245
3	24,15	0,4214	10,795	0,0890	122,622	122,622

Tableau VIII.9. Les valeurs des pertes par frottements à $x=0,50L$

– Pour $x=0,25L$

Câbles	$\alpha(deg)$	$\alpha(rad)$	L	$f\alpha + \varphi L$	$\Delta\sigma_f(Mpa)$	Valeur moyenne
1	10,40	0,1815	8,3538	0,0457	64,326	72,735
2	14,89	0,2598	8,2351	0,058	81,144	72,735
3	24,15	0,4214	5,3975	0,0782	108,317	108,317

Tableau VIII.10. Les valeurs des pertes par frottements à $x=0,25L$

VIII.8.3. Pertes par recule d'ancrage

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

Si : $d < L/2$ il faut tirer le câble par les deux extrémités.

Etude de la précontrainte

Si : $d > L/2$ il faut tirer le câble par une seule extrémité.

$$d = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}\left(f\frac{a}{L} + \theta\right)}}$$

g : intensité de recule d'encrage 6 mm

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte $E_p = 1,90 \times 10^5 \text{ Mpa}$

Câbles	$\alpha(\text{rad})$	L(m)	$\left(f\frac{a}{L} + \theta\right)$	D
1	0,1815	33,413	0,0028	16,8148
2	0,2598	33,481	0,0032	15,7288
3	0,4214	21,59	0,0051	12,4590

Tableau IX.11. Les valeurs de « d »

$$d < L/2$$

on tire les câbles par les deux extrémités

Les pertes par recul d'ancrage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{rec}} = 2\sigma_{p0} \left(\frac{f_a}{L} + \theta \right) d$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès » appliqué au diagramme des tensions

$$\Delta\sigma_{\text{rec}} = (0,25L) = \Delta\sigma_{\text{rec}}(0,00L)(1 - 0,25L/d)$$

$$\Delta\sigma_{\text{rec}} = (0,50L) = \Delta\sigma_{\text{rec}}(0,00L)(1 - 0,5L/d)$$

Câbles	D(m)	$\Delta\sigma_{rec}(0, 0L)$	$\Delta\sigma_{rec}(x = 3, 5m)$	$\Delta\sigma_{rec}(0, 25L)$	$\Delta\sigma_{rec}(0, 50L)$
1	16,8148	135,594	105,242	68,23	0
2	15,7288	144,956	113,853	67,812	0
3	12,4590	0	172,78	97,928	0

Tableau VIII.12. Les pertes par recule d'ancrage

VIII.8.4. Pertes par raccourcissement instantané du béton

Ces pertes sont dues à la non simultanéité de mise en tension des n câbles.

La perte moyenne par câble est :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{1}{2} \times \frac{\sigma_b}{E_i} E_p$$

Avec :

σ_b : contrainte parabole du béton

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1,9 10 Mpa

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 3,59 \times 10^4 \text{Mpa}$$

VIII.8.4.1. pertes par raccourcissement instantané du béton pour les câbles d'about

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} + \frac{M_G \times e}{I}$$

Avec :

$$P = A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{rec})$$

Etude de la précontrainte

Désignation	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
P(Mpa)	2,16	2,17	2,243
.e(m)	0	-0,6572	-0,722
$M_G(MN)$	0	1,462	1,9504
I(m4)	0,2232	0,1380	0,1380
$B_{net}(m^2)$	0,773	0,4953	0,4953
$\sigma_b(Mpa)$	2,794	4,21	2,79
$\Delta\sigma_{rac}(Mpa)$	7,393	11,14	7,383

Tableau VIII.13 . Les pertes par raccourcissement instantané pour l'about
pertes par raccourcissement instantané du béton pour le câble
d'extrados

$$\sigma_b = \frac{P_1}{B_p} + \frac{P_1 e_1^2}{I_p} + M_p \frac{e_1}{I_p} + \frac{P_2}{B_t} + \frac{P_2 e_2^2}{I_t} + \frac{M_d e_2}{I_t}$$

Avec

$$P_1 = 1668(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{ft} - \Delta\sigma_{rec} - \Delta\sigma_{rac})$$

$$P_2 = 1668(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{ft} - \Delta\sigma_{rec})$$

B_p : section de la poutre seule

B_t : section de la poutre + hourdis

I_t : inertie de la poutre +hourdis

M_p : moment du au poids propre de la poutre seul

M_d : moment de la dalle

Etude de la précontrainte

Désignation	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$P_1(Mpa)$		2,14	2,23
$P_2(Mpa)$		2,058	2,197
$e_1(m)$		-0,6572	-0,722
$e_2(m)$		-0,0195	-0,0310
$M_p(MN)$		1,462	1,9504
$M_d(MN)$		1,05	1,39
$I_p(m^4)$		0,1380	0,1380
$I_t(m^4)$		0,2805	0,2805
$B_p(m^2)$		0,4953	0,4953
$B_t(m^2)$		0,9132	0,9132
$\sigma_b(Mpa)$		10,062	8,34
$\Delta\sigma_{rac}(Mpa)$		26,626	22,069

Tableau VIII.14 . Les pertes par raccourcissement instantané pour l'extrados

pertes instantanées totales

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_{rec} + \Delta\sigma_{rac}$$

Etude de la précontrainte

➤ câbles de l'about

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_{\text{frot}}(\text{Mpa})$	0,00	72,735	95,245
$\Delta\sigma_{\text{rec}}(\text{Mpa})$	140,27	68,021	0,00
$\Delta\sigma_{\text{rac}}(\text{Mpa})$	7,393	11,14	7,383
Pertes totales(Mpa)	147,663	151,896	102,628

Tableau VIII.15 . Les pertes instantanées totales des câbles de l'about

➤ câble de l'extrados

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_{\text{frot}}(\text{Mpa})$	0,00	108,317	122,622
$\Delta\sigma_{\text{rec}}(\text{Mpa})$	0,00	97,928	0,00
$\Delta\sigma_{\text{rac}}(\text{Mpa})$	0,00	26,626	22,069
Pertes totales(Mpa)	0,00	232,871	144,691

Tableau VIII.16. Les pertes instantanées totales des câbles de l'extrados

pertes différées

Elles résultant des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage.

Elles résultant des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage.

Etude de la précontrainte

Pertes dues au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps du à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton. Les câbles de précontrainte solidaires du béton subissent le même raccourcissement.

L'expression de cette perte est prise égale à :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times E_p$$

Avec :

$$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4} \text{ (région sèche)}$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

De 3 à 7 jours il y a une dissipation de 15% du retrait du béton ; à 60 jours il y a une dissipation de 50% du retrait de béton ; à l'infini on a une dissipation de 100% du retrait du béton.

$$\Delta\sigma_r = 57 \times (1 - 0,15) = 48,45 \text{ Mpa à l'about}$$

$$\Delta\sigma_r = 57 \times (1 - 0,50) = 28,5 \text{ Mpa à l'extrados}$$

Pertes dues au fluage du béton

Le fluage de béton est la déformation qui se produit sous l'effet d'une charge fixe appliquée indéfiniment, elle entraîne une perte de tension dans les câbles de précontrainte donnée par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_{fi} = 2 \times \frac{\sigma_b}{E_i} E_p$$

$$\text{A l'about } \Delta\sigma_{fi} = 2 \times \frac{1,9 \times 10^5}{11000 \sqrt[3]{35}} \times \sigma_b \times (1 - 0,15) = 8,98 \sigma_b$$

$$\text{A l'extrados } \Delta\sigma_{fi} = 2 \times \frac{1,9 \times 10^5}{11000 \sqrt[3]{35}} \times \sigma_b \times (1 - 0,5) = 5,28 \sigma_b$$

$X(m)$	$X=0,00L$	$X=0,25L$	$X=0,50L$
A l'about	25,09	37,805	25,054
A l'extrados	/	53,127	44,035

Tableau VIII.17. Les pertes dues au fluage du béton

Etude de la précontrainte

pertes dues à la relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. L'évaluation de la relaxation finale d'une armature tendue à sa tension initiale est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{relax}}(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

$\rho_{1000}=2,5$ (Très Basse Relaxation)

$\mu_0 = 0,43$ Pour les armatures de très basse relaxation (classe II)

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$$

σ_{pi} : tension initiale nette

f_{prg} : 1860 Mpa

– Câbles de l'about

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\sigma_{p0}(Mpa)$	1440	1440	1440
$\Delta\sigma_i(Mpa)$	147,663	151,896	102,628
$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$	1292,337	1288,104	1337,372
μ	0,69	0,692	0,719
$\Delta\sigma_{\text{relaxation}}(Mpa)$	50,11	50,622	57,975

Tableau VIII.18 . Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'about

Etude de la précontrainte

– Câble de l'extrados

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\sigma_{p0}(Mpa)$	0	1440	1440
$\Delta\sigma_i(Mpa)$	0	232,871	144,691
$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$	0	1207,13	1295,3
μ	0	0,649	0,696
$\Delta\sigma_{relaxation}(Mpa)$	0	39,65	51,68

Tableau VIII.19. Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'extrados

Pertes de tensions différées totales

La perte différée finale est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{retrait} + \Delta\sigma_{fluage} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{relaxation}$$

– Câbles de l'about

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_{retrait}(Mpa)$	48,45	48,45	48,45
$\Delta\sigma_{fluage}(Mpa)$	25,09	37,383	24,677
$\Delta\sigma_{relaxation}(Mpa)$	50,11	50,622	57,975
$\Delta\sigma_d(Mpa)$	115,298	128,018	121,439

Tableau VIII.21. Les pertes de tensions différées totales des câbles de l'about

Etude de la précontrainte

– Câble de l'extrados

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_{retrait}(Mpa)$	0	28,5	28,5
$\Delta\sigma_{fluage}(Mpa)$	0	52,879	43,771
$\Delta\sigma_{relaxation}(Mpa)$	0	39,65	51,68
$\Delta\sigma_d(Mpa)$	0	113,001	114,73

Tableau VIII.22. Les pertes de tensions différées totales des câbles de l'extrados

Calcul du pourcentage des pertes totales

$\Delta\sigma_{total} = 2(\Delta\sigma_{instantanées,about} + \Delta\sigma_{différées,about}) + 1(\Delta\sigma_{instantanées,extrados} + \Delta\sigma_{différées,extrados})$

$$\text{Pertes (\%)} = \frac{\Delta\sigma_{total}}{3 \times \sigma_{p0}}$$

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_{total}(Mpa)$	525,922	905,7	737,555
Pertes(%)	12,17	20,96	17,07

Tableau VIII.23. Pourcentage réel des pertes

L'estimation des pertes à 25% est vérifiée après le calcul, donc le nombre de câbles est bel et bien vérifié et égale à 3 câbles de 12T15 chacun

Etude de la précontrainte

Vérification à l'ELS des contraintes de la poutre la plus sollicitée

La vérification est effectuée à mi-travée, point critique en flexion. On vérifiera que les contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant deux phases :

➤ **Phase 1 :**

A la mise en tension, en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50%.

Le B.P.E.L donne : $P_1 = 1,02P_0 - 0,8\sigma P_i$; dans cette phase, on considère que les pertes instantanées.

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
B(m ²)	0,773	0,4953	0,4653
I(m ⁴)	0,2232	0,1380	0,1380
V(m)	0,6611	0,658	0,658
V'(m)	0,8389	0,842	0,842
.e1(m)	0	-0,6572	-0,722

Tableau VIII.24. Caractéristiques géométriques de la poutre à la mise en tension

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e \cdot V}{I_G} + \frac{M_{min} \cdot V}{I_G} = \sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = -4,05 \text{ Mpa}$$

$$\frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \cdot e \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I_G} = \sigma_i \leq \sigma_{ci} = 21 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$P_1 = 0,50(1,02 P_0 - 0,8\sigma P_i)$$

Etude de la précontrainte

$$\sigma_{pi} = \frac{\Delta\sigma_i}{\sigma_{p0}} \times P_0 \Rightarrow P_0 = 6,80 \text{ MN}$$

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_i(\text{Mpa})$	147,663	151,869	102,628
$\sigma_{pi}(\text{Mpa})$	0,679	0,717	0,484
P1(MN)	3,189	3,181	3,274
$M_{min}(\text{MN.m})$	0	1,462	1,9504
$\sigma_s(\text{Mpa})$	4,12	3,42	4,64
$\sigma_i(\text{Mpa})$	4,12	10,25	9,13

Tableau VIII.25. Détermination des contraintes à la mise en tension

Les deux équations sont vérifiées.

➤ **Phase 2 :**

En service, On utilise les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite.

Le B.P.E.L donne $P_2=0,98P_0-1,2\sigma P$ et on considère les pertes instantanées et différées.

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
B(m ²)	1,1855	0,9132	0,9132
I(m ⁴)	0,3922	0,2805	0,2805
V(m)	0,64	0,555	0,555
V'(m)	1,1101	1,191	1,191
e2(m)	0	-1,0145	-1,0310

Tableau VIII.26. Caractéristiques géométriques de la poutre en service

Etude de la précontrainte

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \cdot e \cdot V}{I_G} + \frac{M_{min} \cdot V}{I_G} = \sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = -4,05 \text{ Mpa}$$

$$\frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I_G} = \sigma_i \leq \sigma_{ci} = 21 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$P_2 = 0,98P_0 - 1,2\sigma P$$

$$\sigma_{pi} = \frac{\Delta\sigma_t}{\sigma_{p0}} \times P_0 \Rightarrow P_0 = 6,80 \text{ MN}$$

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_1(\text{Mpa})$	525,922	905,7	737,555
$\sigma_p(\text{mpa})$	2,48	4,27	3,48
P2(MN)	3,688	1,54	2,488
Mmin(MN.m)	0	1,462	1,9504
$\sigma_s(\text{Mpa})$	3,11	1,487	1,50
$\sigma_i(\text{Mpa})$	3,11	2,112	5,33

Tableau VIII.27. Détermination des contraintes en service

Les deux équations sont vérifiées.

VIII.9.FERRAILLAGE DE LA POUTRE

VIII.9.1.Armatures longitudinales

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

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

Avec :

Etude de la précontrainte

B_t : surface du béton tendu (cm^2).

N_{bt} : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

f_{tj} : contraintes de traction du béton calculée à partir de f_{cj} .

σ_{bt} : contrainte de traction réelle dans le béton

h_{bt} : correspond au lieu où la contrainte est nulle

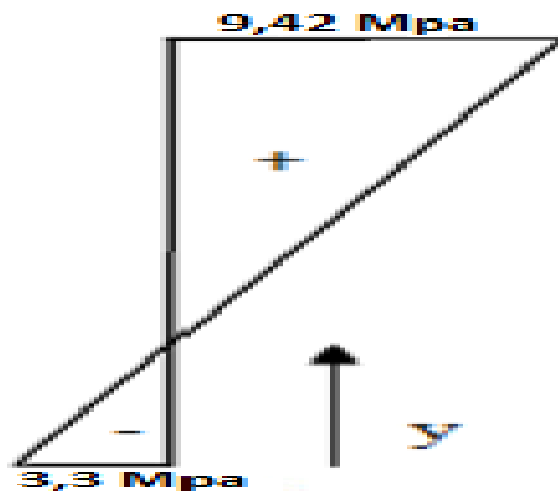


Fig. VIII.9 Diagramme des contraintes sous P2 (combinaison rare)

$$\sigma_i = 3,3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 9,42 \text{ Mpa}$$

$$3,3(1,5 - y) = 9,42y \Rightarrow y = 0,389 \text{ m}$$

$$B_t = 3,3 \times 0,389 \times 0,5 = 0,641 \text{ m}^2$$

$$N_{bt} = \frac{\sigma_{bt} B_t}{2} = 1,05 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0,641}{1000} + \frac{1,05}{400} \times \frac{2,7}{3,3} = 27,88 \text{ cm}^2$$

On prend 9HA20 = 28,27 cm^2

Etude de la précontrainte

VIII.9.2. Armatures de peau

Le but de ces armatures est essentiellement de limiter la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte sous l'action de phénomènes tels que retrait différentiel.

➤ **Longitudinale**

Pour les armatures de peau on prend 3 cm / ml de périmètre de section et $A / B > 0,1 \%$.

$$A_{pl} = 3(1,5 + 0,47) \cdot 2 = 11,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{pl}/B = 11,82/5108 = 0,23\%$$

Soit 16HA10 réparties sur le porteur espacé de 20 cm

➤ **Transversale**

2cm²/ml de parement mesuré parallèle à l'axe du CDG et placé sur le pourtour. Le choix se portera ici sur des cadres.

$$S_t = \min(0,8h ; 3b ; 1m) = \min(1,2 ; 1,41 ; 1) = 1m.$$

On prendra ici un écartement de 20 cm au droit des appuis pour atteindre 1m au centre.

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b_r} \geq \frac{\gamma_s \cdot \tau_u}{f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{0,2806}{0,21 \times 1,35} = 0,99 \text{ Mpa}$$

br : largeur réduite au sens du BPEL 91

$$b_r = 0,47 - 0,08 = 0,39 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq b_r \times S_t \times \frac{\gamma_s \cdot \tau_u}{f_e}$$

$$A_t \geq 2,22 \text{ cm}^2$$

On prend des cadres de HA10.

VIII.9.3. Armatures supérieures de la table de compression

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

Le poids propre :

$$q_1 = \left[\frac{11 + 16}{2} \times 28 + 16 \times 23,5 \right] \times 2,5 \times 1 \times 10^{-4} = 0,1885 \text{ t/ml}$$

Le béton frais hourdis :

$$q_2 = (51,5 \times 25) 2,5 \times 1 \times 10^{-4} = 0,321 \text{ t/ml}$$

une surcharge de 450Kg/m provoquée par la présence des ouvriers et du matériel des travaux lors de la construction.

$$q_3 = 1,5 \times 0,45 \times 0,515 = 0,347 \text{ t/ml}$$

$$q_{\text{total}} = q_1 + q_2 + q_3 = 0,8565 \text{ t/ml}$$

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console.

$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{0,8565 \times 0,515^2}{2} = 0,113 \text{ t.m/ml}$$

$$A = \frac{M}{Z\bar{\sigma}_a}$$

Avec

$$Z = \frac{7}{8}h_0 = \frac{7}{8}1,35 = 1,18 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{\text{en}} = \frac{2}{3}400 = 266,66 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{0,113}{1,18 \times 267} = 0,35 \text{ cm}^2$$

On prend 1HA10 tous les 14cm sur appui et 23 cm en travée.

VIII.10.1. Effort tranchant maximum

Tmax=1,13MN (à l'ELU)

$$\tau_v = \frac{T.S}{b.I_G}$$

S : moment statique de l'hourdis par rapport au plan de contrainte poutre-hourdis.

$$S = 1,65 \times 0,25 \times 0,125 = 0,052 \text{ m}^3$$

Etude de la précontrainte

IG : inertie de la poutre seul = 0,22 22221m⁴

b : largeur de l'hourdis revient à chaque poutre = 1,65m

$$\tau_v = \frac{1,13 \times 0,052}{1,65 \times 0,22322221} = 0,159 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \tau_v + \tau_r = 0,159 + 1,02 = 1,18 \text{ Mpa}$$

1,18 Mpa < 1,5ftj = 4,05 Mpa >>> condition vérifiée

VIII.10.2.Effort de cisaillement dalle-poutres

$$g = \tau_b \cdot b = 1,18 \times 1,65 = 1,947 \text{ MN. m}$$

$$A_t = \frac{g \cdot t}{\bar{\sigma}_{at}} = \frac{2,05 \times 0,16}{2/3(400)} = 12,3 \text{ cm}^2$$

On prend 16HA10/ml = 12,56 cm²

$$\sigma_{at} = \frac{g \cdot t}{A_t} = \frac{2,05 \times 0,16}{12,56} = 261,15 \text{ Mpa}$$

261,15 < 267 Mpa $\Rightarrow \sigma_{at} < \bar{\sigma}_{at} \Rightarrow$ condition vérifiée

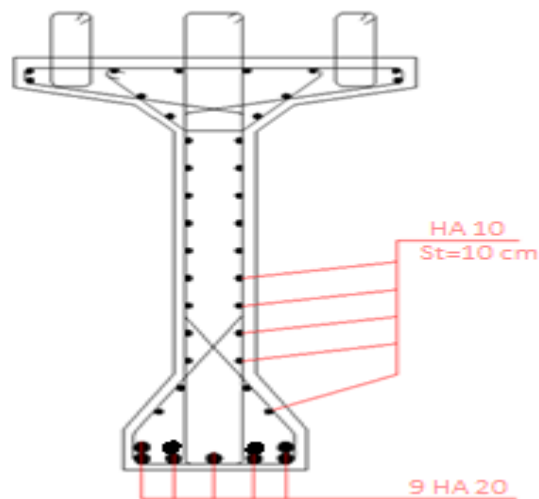


Fig. VIII.10. ferrailage passif de la poutre

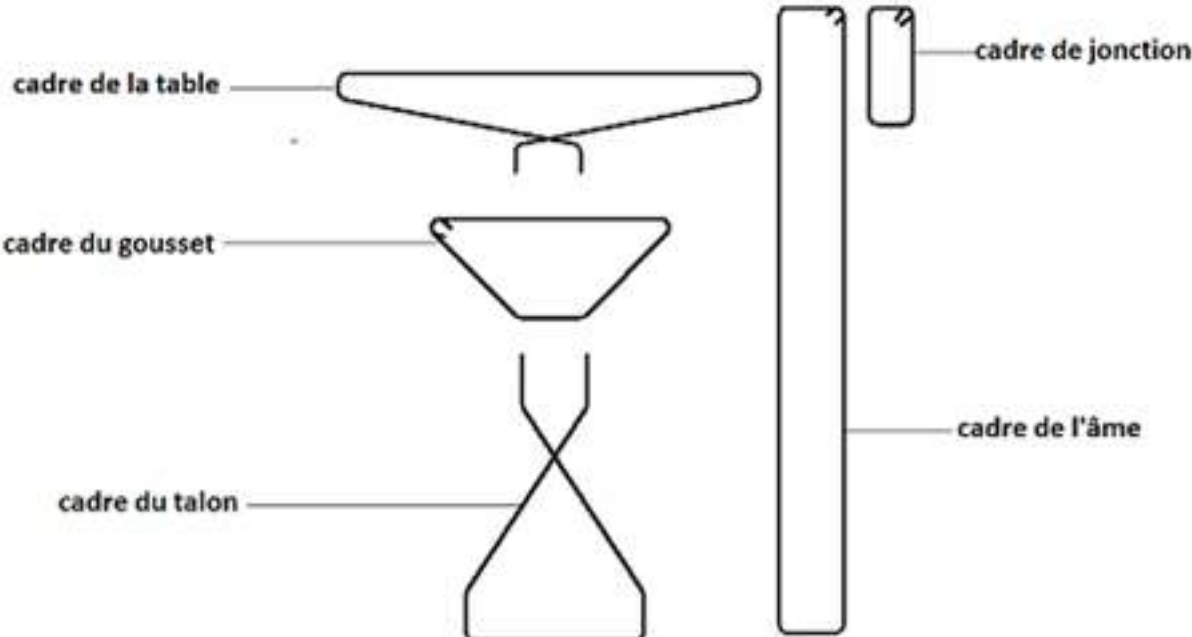


Fig.VIII.11. Détail du ferrailage transversal passif de la poutre

Chapitre 09 :

*Accessoires du
tablier*

IX. Accessoires du tablier

IX.1.définition

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage. Leur incidence est par contre majeure sur l'aspect du tablier, en particulier pour les corniches et les dispositifs de retenue. Ils jouent également un rôle essentiel du point de vue de la sécurité des usagers et de la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement).

Le SETRA complète et met à jour régulièrement des dossiers complets relatifs aux différents types d'équipements auxquels il convient de se reporter {Cf. Bibliographie}. Nous avons cherché dans les paragraphes qui suivent à répertorier les particularités propres aux ponts à poutres de type VIPP.

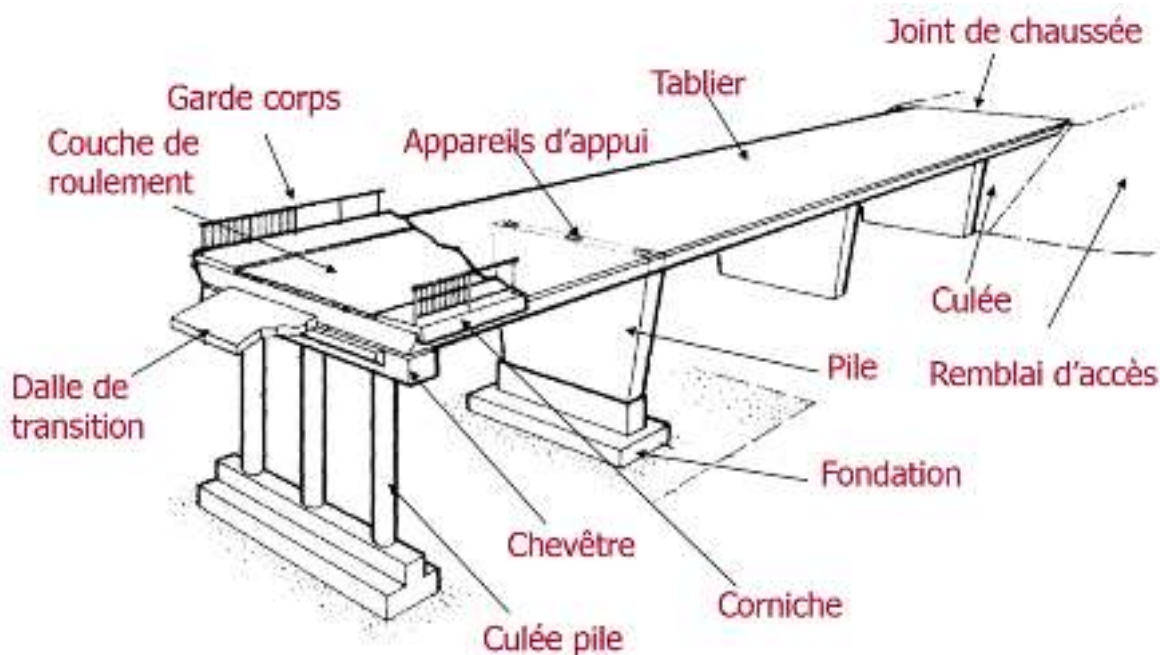


Fig.IX.1.Eléments du pont(3)

IX.1.1.Dispositifs de retenue

Les dispositifs de retenue modifient la face vue du tablier et ont donc une forte incidence sur

l'aspect de l'ouvrage. Leur choix doit satisfaire à la fois à des critères de sécurité et d'esthétique.

Les dispositifs de retenue comprennent :

- les garde-corps ;
- les glissières ;
- les barrières.
- Les garde-corps ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers où ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger
- Les glissières sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle. Il existe des glissières souples et des glissières rigides.
- Les glissières souples comportent des éléments linéaires portés par des poteaux ; lesquels reprennent l'impact d'un véhicule en perdition en mobilisant leur aptitude, ainsi que celle des poteaux qui les soutiennent, à subir une déformation plastique.
- Les glissières rigides généralement en béton, sont basses et retiennent les véhicules par leurs roues. Compte tenu des préjudices qu'elles peuvent porter à l'intégrité mécanique des véhicules, elles sont réservées au milieu urbain, là où la vitesse est limitée.
- Enfin, les barrières sont destinées à empêcher des véhicules lourds de tomber du pont, et à essayer de les remettre, si possible, dans la bonne direction.
- La norme NF EN 1317 (qui comporte 6 Parties, la Partie 6 correspondant aux garde-corps) fixe la classification des dispositifs de retenue des véhicules en fonction du niveau de sécurité

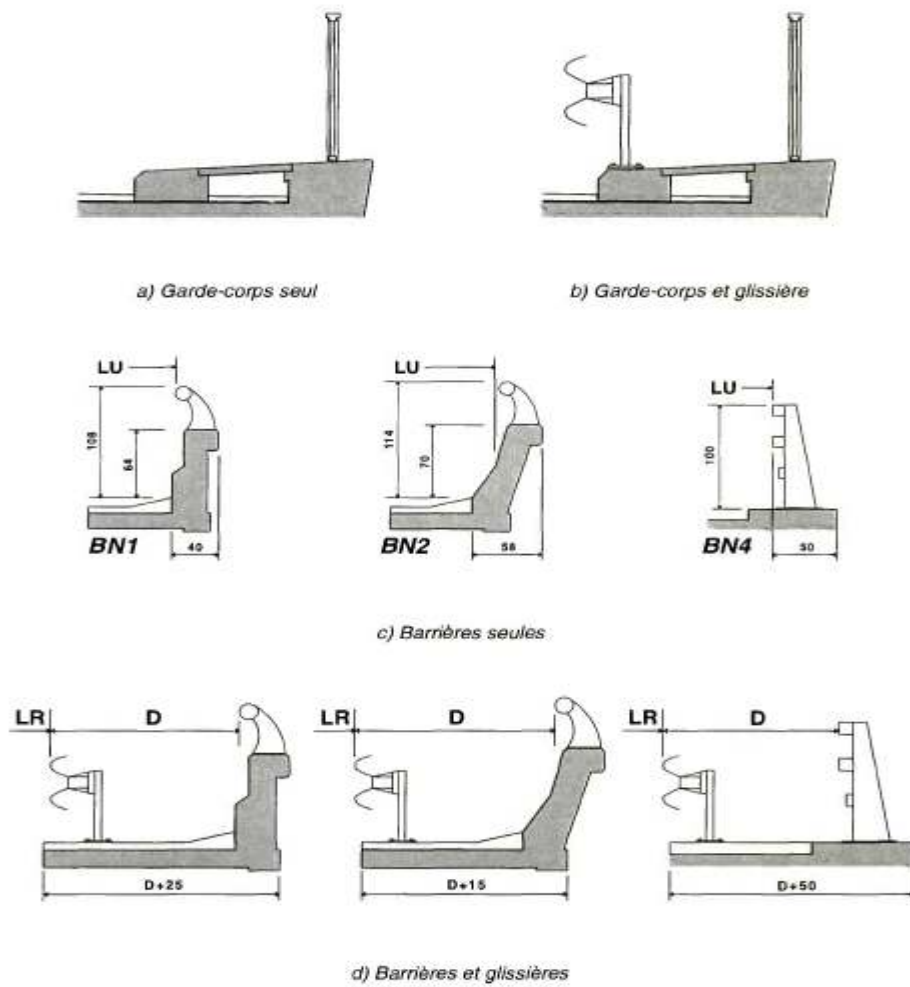


Fig.IX.2.Types des dispositifs retenue(3)

Dans notre projet le type utilisée de dispositif retenue est exprimé dans la figure suivante

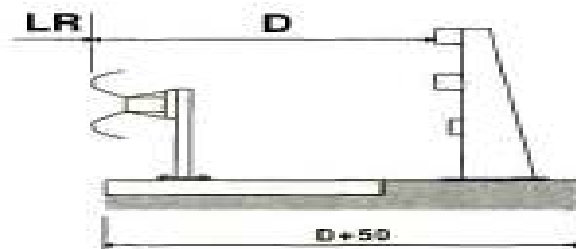


Fig.IX.3. dispositif retenue

IX.1.2.LES JOINTS DE CHAUSSEE

IX.1.2.1.Définition

Les joints de dilatation sont les dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. De tels joints existent au moins aux extrémités des tabliers, quel que soit leur type.

- Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur, dues à la température ou aux effets différés, dans le cas des structures en béton (retrait, fluage), et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis.
- La longueur maximale de tablier continu sans joint de dilatation est couramment de l'ordre de 500 à 600 m, mais, en recourant à des joints spéciaux, cette longueur peut être portée à 800 ou 900 m.
- Les joints sont des points faibles, à travers lesquels l'eau peut pénétrer dans la structure. On limite leur nombre autant que possible en préférant des structures continues ou rendues partiellement continues. En particulier, dans le cas des ponts à poutres précontraintes par post-tension, les travées sont systématiquement attelées par groupes de trois ou quatre (continuité de la dalle de couverture), de sorte que les joints de chaussée ne sont disposés que tous les 150 à 200 m.

L'agressivité dynamique du trafic routier endommage progressivement les joints par fatigue. Ils doivent donc être remplacés à intervalles réguliers.(3)

IX.1.2.2.Les différents types de joints

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds) ;
- Les joints semi lourd, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules par jours
- Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour



Fig.IX.4. Joint de la chaussée

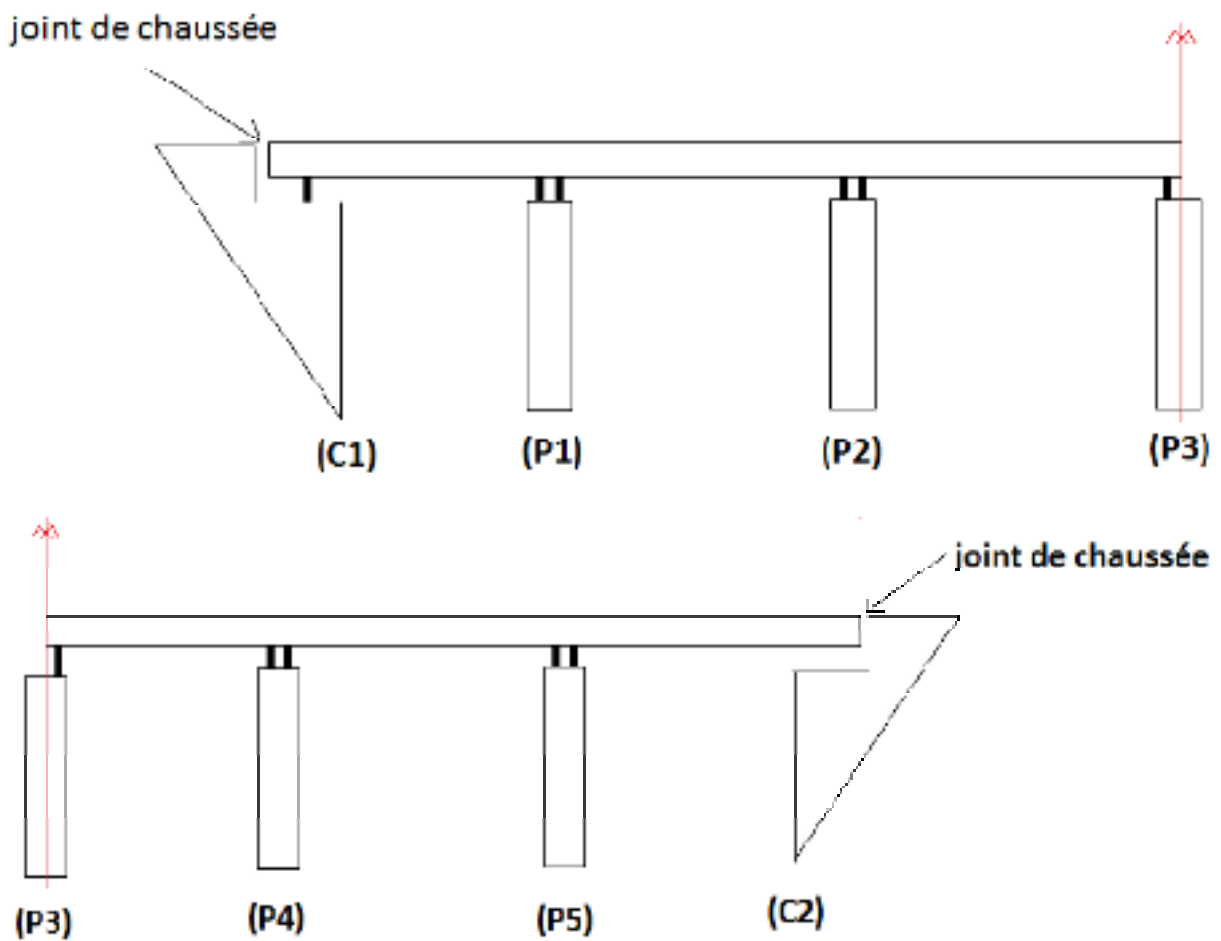


Fig.IX.5. position de Joint de la chaussée

IX.1.3. Calcul des joints de chaussée

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

a) Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement dû au freinage.

b) Le déplacement dû aux variations linéaires plus le déplacement dû au séisme.

On doit vérifier

$$\begin{cases} \Delta T + \Delta_{\text{freinage}} < W \\ \Delta T + \Delta_{\text{séisme}} < 1.3W \end{cases}$$

W: Le déplacement caractérise le type de joint de chaussée

On prend $w = 10 \text{ cm}$

$$\Delta T = \Delta_{\text{retrait}} + \Delta_{\text{fluage}} + \Delta_{\text{température}} = 7.34 \text{ cm}$$

$$a) \Delta_{\text{freinage}} = \frac{T \times H_{\text{frei}}}{G_s} = \frac{0.048 \times \frac{30.}{6}}{80 \times 0.12} = 0.025 \text{ m} = 2.5 \text{ cm}$$

G : module de déformation transversale ($G = 80 \text{ t/m}^2$)

$$S : 0,12 \text{ m}^2$$

$$T : 0,048 \text{ m}$$

$$b) \Delta_{\text{séisme}} = \frac{T \times H_s}{G \times S} = \frac{0.048 \times 7.38}{80 \times 0.12} = 0.036 \text{ m} = 3.69 \text{ cm}$$

$$\Delta T + \Delta_{\text{freinage}} = 7,34 + 2,50 = 9,84 \text{ cm} < w = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\Delta T + \Delta_{\text{séisme}} = 7.34 + 3.69 = 11,03 \text{ cm} < w = 13 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Puisque on a un pont à poutre en béton précontraintes, isostatique on va disposer les joints de chaussée sur les extrémités de chaque travée.

IX.1.3.LES DES D'APPUIS

IX.1.3.1.Fonction des dés d'appuis

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

IX.1.3.2. Dimensionnement des dés d'appuis

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm.

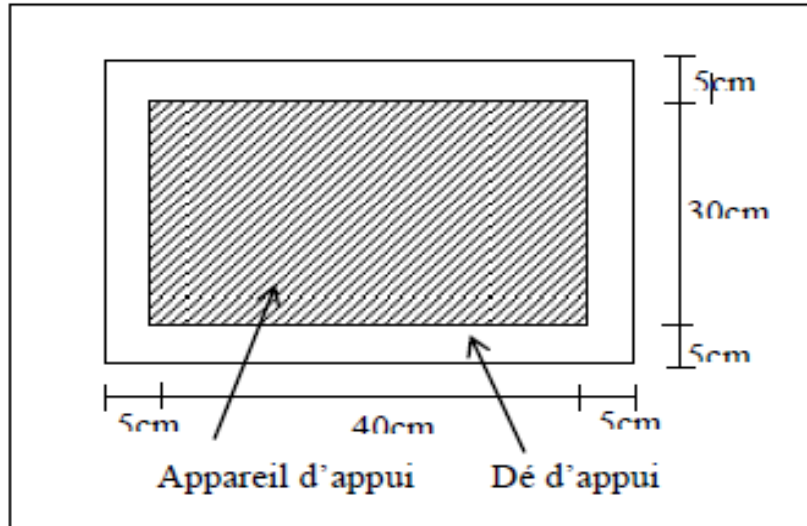


Fig.IX.6. Les dimensions des dés d'appuis

$$A = a + 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$H_i > 5 \text{ cm}$$

$$H_S > 2 \text{ cm}$$

$$H = H_i + H_S - T$$

Nous prendrons

$$H_i = 10 \text{ cm}$$

$$H_S = 10 \text{ cm}$$

$$T = 8,5 \text{ cm}$$

IX.1.3.3. Ferrailage des dés d'appui

On prend des armatures capables de reprendre 4% de N_{\max}

$$A = \frac{0.04 \times N_{\max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite de traction des aciers

On a une fissuration préjudiciable

Donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} Fe; 110\sqrt{\mu \times f_{t28}}\right)$$
$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.7}\right)$$
$$\sigma_{st} = 22863.07 \text{ t/m}^2$$

n : Coefficient de fissuration

$$A = \frac{0.04 \times 120.65}{22863.07} = 2.11 \text{ cm}^2$$

On prend : $6\emptyset 8 = 3,02 \text{ cm}^2$ dans les deux sens.

IX.1.4. Etanchéité

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier (eau de pluie, eau de lavage et, surtout, eau chargée de sels anti-verglas dans le cas des ponts routiers) entraîne des risques graves de corrosion des armatures en acier (passives et actives) et doit être évitée, quel que soit le matériau utilisé. Pour cela, on recourt généralement à une chape d'étanchéité (représentant 2 à 3 % du coût de l'ouvrage neuf), disposée sur la dalle de béton, ou à un complexe étanche sur les platelages métalliques (platelages orthotropes).

Si la circulation est faible, une couche de 10 mm d'un mélange d'asphalte et de bitume peut donner de bons résultats. Si la circulation est importante, il faut recourir à des solutions plus élaborées : par exemple, une chape épaisse en asphalte coulé, ou une chape mince constituée d'un film adhérent au support, ou encore des feuilles préfabriquées bitumineuses, etc.

Quel que soit le procédé employé, des précautions très strictes doivent être prises à l'exécution pour que l'étanchéité soit réellement imperméable et durable.

La couche de roulement qui vient au-dessus de la chape d'étanchéité est constituée le plus souvent d'une couche de béton bitumineux de 4 à 5 cm d'épaisseur. Sur les itinéraires à forte circulation, il faut prévoir la possibilité d'ajouter une deuxième couche portant l'épaisseur totale à une dizaine de centimètres. Des indications sur ces questions sont données dans la documentation du Sétra (Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements). Les principales techniques d'étanchéité en usage en France sont les suivantes :

- la technique à base d'asphalte (de 1 à 3 cm d'épaisseur) mise en œuvre « à chaud » (environ 200 °C);
- la technique de la feuille préfabriquée mono-couche ou complétée par une couche d'asphalte gravillonné ;
- la technique par « Moyens à haute cadence » (MHC), moyens permettant de mettre en œuvre simultanément le système d'étanchéité et une couche de roulement de 4 cm...(3)

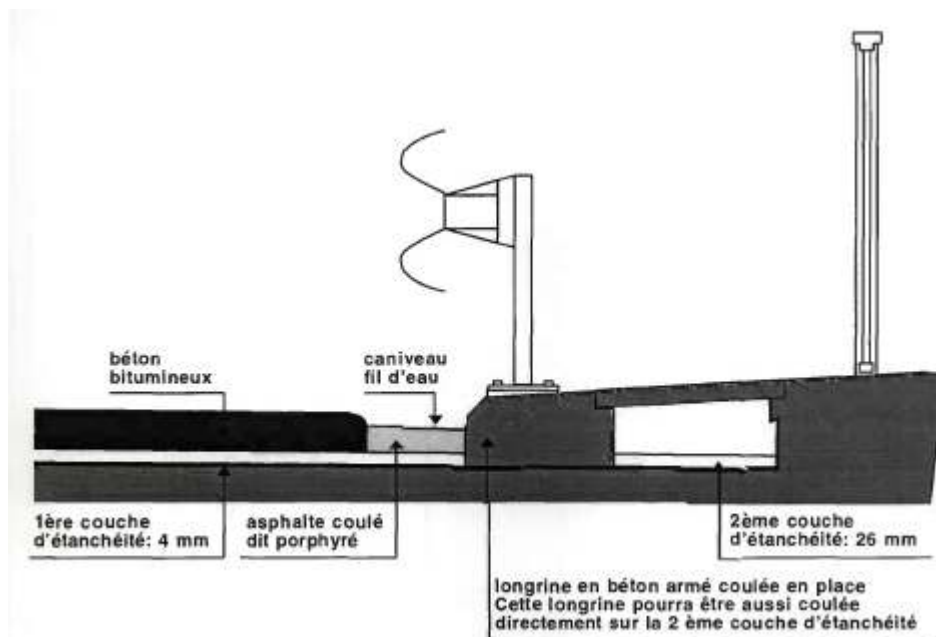


Fig.IX.7.Continuité de l'étanchéité

IX.1.4.2.AVANTAGES ET INCONVENIENTS COMPARES DES TROIS

PRINCIPAUX SYSTEMES D'ETANCHEITE

	ASPHALTES COULES	BRAIS-RESINES	FEUILLES
SUPPORT	<ul style="list-style-type: none"> • éviter les trop nombreux relevés dans le projet • accepte certains défauts de planéité < 1,5mm • peu importante • bonne • nécessaire 	<ul style="list-style-type: none"> • aucun problème pour les relevés et les gargouilles • nécessite une très bonne planéité (ragréage) < 1,0mm • très importante (élimination de la laitance et des poussières) • très bonne • inutile 	<ul style="list-style-type: none"> • éviter les trop nombreux relevés dans le projet • nécessite une très bonne planéité (ragréage) < 1,5mm • moyenne • difficile dans les courbes • nécessaire
ENTREPRISE	<ul style="list-style-type: none"> • moyenne 	<ul style="list-style-type: none"> • très élevée 	<ul style="list-style-type: none"> • élevée

Accessoires du tablier

<ul style="list-style-type: none"> • Qualification du personnel • Qualité de la fabrication en usine • Qualité du produit sur le site 	<ul style="list-style-type: none"> • susceptible de variations, difficile à contrôler • peu de variation après fabrication 	<ul style="list-style-type: none"> • peu de variations, facile à contrôler avant travaux • susceptible de variations importantes 	<ul style="list-style-type: none"> • peu de variations, facile à contrôler avant travaux • pas de risque de variation
<p>CHANTIER</p> <ul style="list-style-type: none"> • Matériel d'application • Cadence d'application • Conditions météorologiques à l'application • Epaisseur • Accrochage • Continuité de l'étanchéité • Défauts possibles en cours de chantier (à surveiller) • Délai minimal avant couche de roulement • Risque de dégradations exposition prolongée au soleil sans protection • Circulation de chantier • Solidarité avec la couche de roulement • Influence possible sur le comportement de la couche de roulement 	<ul style="list-style-type: none"> • lourd (camions-pétrins) • 70à100mVj • peu sensible • 25 à 35 mm. Problème dans les cas où l'épaisseur est à prendre au détriment de la couche de roulement • le plus souvent posé en semi-indépendance, risque de circulation d'eau sous la chape • peu de joints, réalisés par collage à chaud, pas de surépaisseur • excès ou séchage insuffisant du vernis d'accrochage • 24 h • important (cloquage) • possible sous réserve • faible à nulle fluage 	<ul style="list-style-type: none"> • très réduit (agitateur, raclette, machines légères) • 300 à 400 m'/j • sensible aux basses températures et à l'humidité • 2,5 mm • très bon • pas de joints, quelques recouvrements sans surépaisseur mais risque de feuilletage entre couches • bullage, trous d'aiguilles, mauvais accrochage du gravillon • 7 jours • faible à inexistant pour les produits présentant un bon comportement au vieillissement • prohibée • inexistante (sauf cas particulier) • glissement 	<ul style="list-style-type: none"> • assez réduit (fondeur, chalumeau, machines légères) • 50à100mVj • peu sensible • 4à8mm • moyen • nombreux recouvrements transversaux et longitudinaux avec surépaisseur • mauvais collage, cloquage, décollements des joints, plissement • 24 h • très important (cloquage) • à éviter même pour les produits autoprotégés • très forte • glissement
<p>ENTRETIEN</p> <ul style="list-style-type: none"> • Réparation locale • Dépose pour sélection 	<ul style="list-style-type: none"> • assez facile • délicate 	<ul style="list-style-type: none"> • délicate • difficile 	<ul style="list-style-type: none"> • assez facile • difficile

Tableau.IX.1. AVANTAGES ET INCONVENIENTS des SYSTEMES D'ETANCHEITE(3)

Il convient de remarquer que les systèmes adhérent au support présentent une meilleure sécurité vis-à-vis des risques de pénétration d'eau en cas de défaut localisé de la chape. En outre, les systèmes comportant une protection par un asphalte gravillonne qui a l'avantage de compléter l'étanchéité et de protéger la première couche pendant la phase de chantier, sont préférables.

Il est également conseillé de prévoir une étanchéité sur les corniches, les contre-corniches et

Autres parties d'ouvrages comme les longrines d'ancrage de barrières. Celle-ci pourrait être du type film mince adhérent au support conforme

IX.1.5.CORNICHES

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- en jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur ;
- en éloignant l'eau des parements verticaux ;
- et en rattrapant les irrégularités de la structure.

Depuis quelques années, le rôle de la corniche s'est orienté très nettement vers l'élément de décoration de l'ouvrage pendant que toutes les autres fonctions (larmiers, fixations du garde-corps...) étaient assurées par d'autres dispositions constructives).

En site urbain ou protégé, on recourt de plus en plus fréquemment aux corniches-caniveaux qui assurent, à la fois une fonction esthétique, et une fonction d'évacuation longitudinale des eaux de pluie

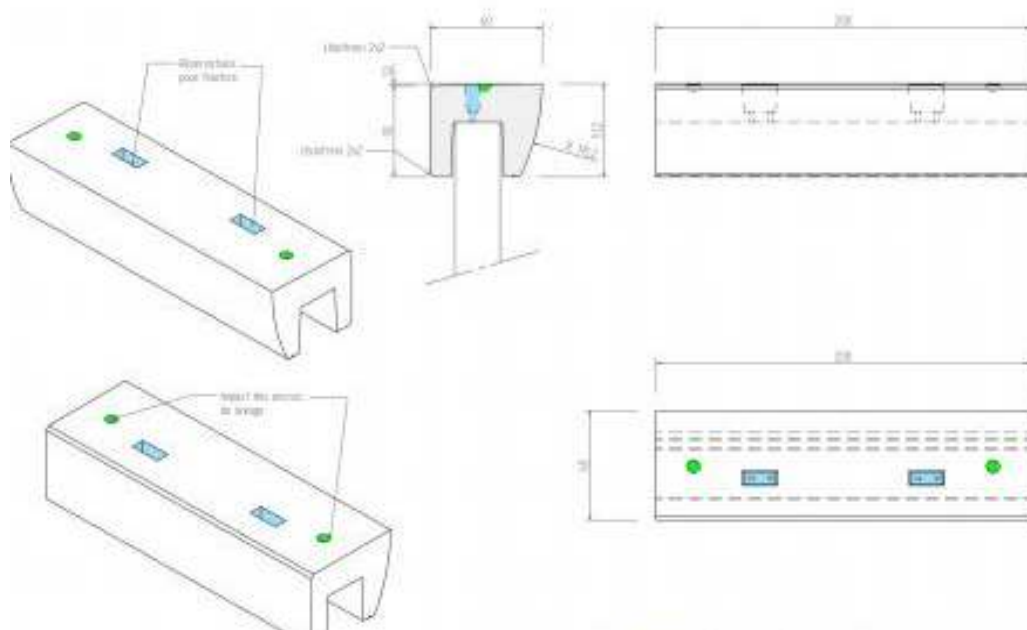


Fig.IX.8.illustration de corniche

IX.1.6.ÉVACUATION DES EAUX

L'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;
- une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles disposées tous les 20 m environ de part et d'autre de la chaussée ou de la plate-forme ferroviaire. Elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en forme de toit (pour une voie routière bidirectionnelle) avec deux versants à 2,5 % ou avec une pente unique (pour une chaussée unidirectionnelle ou bidirectionnelle) de même valeur. L'eau peut être évacuée sans précautions particulières en rase campagne, mais, en site urbain, elle est évacuée à l'aide de chéneaux ou de corniches-caniveaux.


IX.1.7 AUTRES ÉQUIPEMENTS

On citera tout particulièrement les dalles de transition. Elles ont pour but d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont, en cas de tassement de remblai. Ce sont des dalles en béton armé, reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage, et par l'autre sur le remblai d'accès.

Font également partie des équipements les grilles centrales qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieur ou dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

Enfin, les ponts doivent souvent assurer le passage de canalisations de toutes sortes, dont l'emplacement doit être prévu dans le projet et le poids pris en compte dans les calculs. (voir chapitre : étude de la culée)



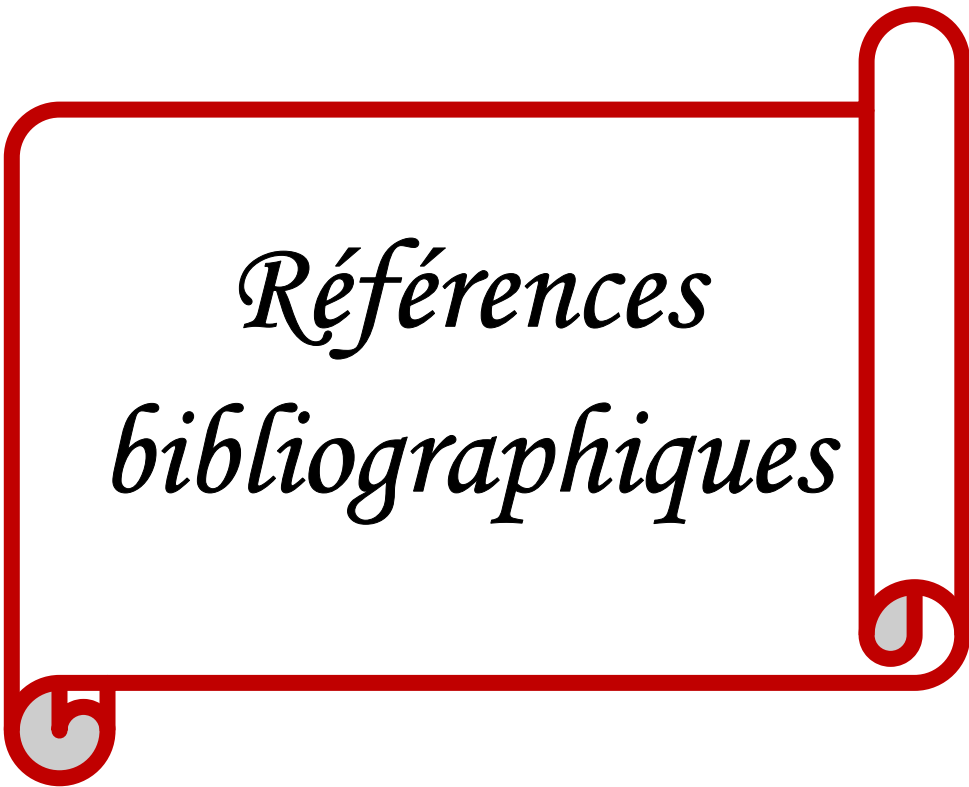
*Conclusion
générale*

Conclusion générale

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un étudiant ingénieur, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part. L'ingénieur doit donc faire preuve de rigueur et d'un sens de l'observation très développé.

Cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances et ceci en complétant la formation acquise au sein du département de génie civil, aussi grâce aux calculs effectués manuellement, nous avons acquis des ordres de grandeurs très importantes qui nous serviront dans le domaine professionnel.

Nous avons fait suivre tous les calculs et les étapes nécessaires pour concevoir un pont qui remplisse tous les critères demandés en veillant au bon respect des normes de sécurité

A decorative red border that resembles a scroll, with rounded corners and a vertical strip on the right side that has a small loop at the bottom.

*Références
bibliographiques*

Références bibliographiques

(1) : Les ponts APMBTP08.Lycée du B.T.P.Gaudier Brzka-Saint Jean de brayes-Orléans.

(2) : Lacroix M.R et all. Règles techniques de conception et de calculs des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62 (titre I-section I) BAEL 91 révisé 99.

(3) : Guide S.E.T.R.A. Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension).

(4) : Bekkal Brikci W, Dali Youcef . Etude d'un ouvrage d'art en béton précontraint.

(5) : Document technique règlementaire D.T.R. Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. Fascicule 61 titre II.

(6) : Yazid A. Béton précontraint : cours et exercices. Centre universitaire de Bechar, institue de génie civil.

(7) : Lacroix M.R et all. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Fascicule 62(titre I-section II) BPEL 91 révisé 99.

(8) : Document technique règlementaire D.T.R. Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. RPOA 200 .

(9) : Document technique règlementaire D.T.R. Règles parasismiques Algérien.RPA 99 version 2003.

(10) : Logiciel SaP2000

Résumé

Ce mémoire concerne l'étude d'un pont routier à poutres en béton précontraint. L'ouvrage concerné est un pont situé au niveau du Chemin de Wilaya(CW) 01 qui relie la route nationale RN01 et le village Amsel passant par OUED Tamanrasset dans la wilaya de Tamanrasset, sa longueur totale est de l'ordre de 200m.

L'objectif de ce projet est de réaliser un ouvrage d'art qui traverse l'oued en remplacement d'un ouvrage jusqu'ici submersible. En effet, une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des différents éléments composant ce pont suivant les multiples sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement, et les actions accidentelles de type sismiques.

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse a été réalisé grâce au logiciel SAP2000v14.2, ensuite les résultats obtenus ont été traduits par des graphiques représentant les ferraillements adéquats des différents éléments composant la structure.

abstract

This memory proposes the study of a road bridge with prestressed concrete beams. The work concerned is a bridge located at the level of CW01 who connects the national road RN 01 and the village Amsel passing by Oued Tamanrasset in the province of Tamanrasset., its total length is about 200 m.

The goal of this project is to realize a structure which crosses the Oued in replacing of a bridge up to now submersible. Indeed, a detailed study has been done on the behavior of the various elements composing this bridge according to the many stresses: permanent actions, actions due to the overloads of traffic and of attachment, and accidental actions of seismic type.

A digital processing of modeling and analysis has been executed by the software SAP2000v14.2, and then the results obtained were translated to graphs representing adequate reinforcements of the various elements composing the structure

هذه الذاكرة تقترح دراسة جسر بخرسانة مسبقة لإجهاد . يقع الجسر المعني على مستوى الطريق الولائي رقم 01 الرابط بين الطريق الوطني رقم 01 وقرية عمصل يقطع وادي تامنراست في ولاية تامنراست ويبلغ الطول الإجمالي 200 متر

.الهدف من هذا المشروع إنشاء جسر يعبر الوادي ليحل محل جسر حتى الآن غاطس.وبهذا الصدد تمت دراسة دقيقة للعناصر التي يكون النفق حسب مختلف المؤثرات مؤثرات دائمة، مؤثرات ناتجة عن شحنات العربات ومؤثرات ناتجة عن الزلزال.

تمت معالجة رقمية و تحليلية ببرنامج .SAP2000v14.2. و أخيرا ،فإن النتائج المحصل عليها يتم ترجمتها إلى رسومات تمثل الحديد المقوية لمختلف العناصر المكونة للبنية.