



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



Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Projet de Fin d'Études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie civil

Option: Voies et Ouvrages d'Art (V.O.A)

Thème :

**Conception et étude d'un pont en béton précontraint
construit par encorbellement successif**



Proposé par : l'Agence National des Autoroute (ANA)
de Tizi-Ouzou



Réalisé par :
Mr: SAAD Ali

Encadré par :
Pr: BOUAFIA Youcef

Promotion : 2016/2017

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie le bon Dieu de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à réaliser ce modeste travail.

*Je tiens à remercier **ma famille** pour les sacrifices, qu'elle a faits pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études.*

*Je remercie **Mr. BOUAFIA**, mon encadreur qui a fait tout son possible pour m'aider à réaliser ce travail. **Mr. BENYAH** pour l'aide qu'il m'a apporté, sa disponibilité, son orientation et ces conseils.*

Je tiens à remercier tous le personnel de l'agence National des Autoroute (ANA) de Tizi-Ouzou qui m'ont proposé ce projet de fin d'étude.

Mes remerciements s'adressent également aux membres du jury à leur tête monsieur le président du jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail.

Enfin, mes plus vifs remerciements s'adressent aussi à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Merci



DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.

À mon cher frère : Sofiane

À ma sœur Fetta

À toutes mes sœurs Atika, Ouardia et Naima et leurs belles familles

Et mon neveu Youcef (youyou).

À mes cousins : Mehdi et Abdellah.

À tous mes Amis de la promotion VOA : Massi, Rezki, Salim, Tahar, Bilal, Rafik, Yacine et Arezki. Et à l'ensemble de la promotion de génie civil 2016/2017 particulièrement : G.Hocine et Akli.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire et ceux qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

Ali

Sommaire

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

I.1 Présentation de la pénétrante	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Données.....	2
I.3.1. Données Naturelles du site.....	2
Données géotechniques:.....	2
Données topographiques :.....	4
Données hydraulique:.....	4
Donnée sismiques:.....	4
Données climatiques:.....	4
I.3.2. Données fonctionnelles:.....	4
a) Données relatives à l'obstacle franchi:.....	4
b) Donnée relative à la voie portée:.....	5

CHAPITRE II : Conception générale et Pré-dimensionnement de l'ouvrage

Introduction :	7
II.1 : Critères de choix du type d'ouvrage :	7
II.2 : Propositions des variantes :	7
II.2.1 : Variantes N°1 : Ponts à poutres précontraintes par post-tension :.....	7
II.2.1.1 : Implantation de l'ouvrage :	8
II.2.1.3 : Avantage des ponts a poutres en précontrainte :.....	9
II.2.1.4 : Inconvénients des ponts a poutres en précontrainte :.....	9
II.2.2 : Variante N° 2 : Pont à poutres mixtes :	10
II.2.2.1 Implantation de l'ouvrage	10
II.2.2.2 Pré dimensionnement des poutres :.....	10
II.2.2.3 Avantage des ponts mixtes :.....	12
II.2.2.4 Inconvénients des ponts mixtes :	12
II.2.3 : Variante N°3 : Pont en béton précontraint encorbellement en successifs :.....	12
II.2.3.1 : Répartition des travées :.....	12
II.2.3.2 : Coupe longitudinale de l'ouvrage (Profil en long) :	13
II.2.3.3 : Coupe transversale :.....	13
II.2.3.4 : Découpage des voussoirs :	13
II.2.3.5 Pré dimensionnement :.....	14
II.2.3.6 Avantage des ponts construits en encorbellement successif :.....	17
II.2.3.7 Inconvénients des ponts construits en encorbellement successif :	17
II.3 : Choix de la variante :	18
II.3.1 : Les différents critères :	18
II.4 : Conclusion :.....	19

CHAPITRE III : Caractéristiques des matériaux.

Introduction	20
III-1 : Le béton.....	20
a. Dosage :.....	20
b. Densité :	20
III.2. Caractéristiques mécaniques du béton	20
III-2-1 : La résistance à la compression	20
III-2-2 : La résistance à la traction.....	21
III-2-3 : Contraintes admissibles	21
III-2-3-1- Contrainte admissible à l'état limite ultime (ELU) :	21
III-2-4- Module de déformation longitudinale du béton	22
III.2.4.1. Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures) :.....	22
III.2.4.2. Module de déformation différée (longue durée) :.....	22
III-2-5- Module de Déformation transversale du béton :	22
III-2-6 : Coefficient de poisson « ν » :.....	22
III-2-7 : Déformations différées	23
III-3- Les aciers.....	23
III-3-1-Les aciers passifs	24
III-3-1-1 : La contrainte limite de traction à l'état limite ultime (ELU) :.....	24
III-3-1-2 : La contrainte limite de traction à l'état limite de service (ELS) :.....	24
III-3-2-Les aciers actifs.....	25
III-3-2-1-Caractéristiques géométriques des câbles :.....	25
III-3-2-2-Caractéristiques mécaniques :.....	25

CHAPITRE IV : Caractéristiques géométriques.

IV.1 : Calcule des caractéristiques géométriques des sections.....	26
IV.1.1 : Section sur pile.....	26
IV.1-2 : Section sur culée :	27
IV.2 : Loi de variation des différents paramètres géométriques.....	28
IV.2.1 : Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$	28
IV.2.2 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieure $e(x)$	29
IV.2.3 : Variation de la section $S(x)$	30
IV.2.4 : Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir.....	31
IV.2.5 : Variation de l'inertie $I(x)$	31
IV.3 : Caractéristiques géométriques du voussoir sur pile a section- pleine.....	33

CHAPITRE V : Charge et surcharge.

Introduction	35
V.1: Caractéristiques du pont.....	35
V.1.1: Classe du pont :.....	35
V.1.2: Largeur chargeable (L_c) :.....	35

V.1.3: Nombre de voies de circulation	35
V.1.4: Largeur d'une voie :	35
V.2: Evaluation des charges et surcharges.....	36
V.2.1: Charge permanente (CP) :	36
V.2.1.1: Les éléments porteurs :	36
V.2.1.2. Les éléments non porteurs :.....	37
V.2.2: Les surcharges routières :	39
V.2.2.1: Système de chargs A :	39
V.2.2.2: Système de charges B :.....	41

CHAPITRE VI : Etude longitudinale.

Introduction :	51
VI.1 : Charges appliquées à la console en cours de la construction :	54
VI.2 : Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau :	55
VI.2.1 : Effets dus au poids propre G :	55
VI.3 : Les combinaisons des charges :	59
VI.4 : Clavage des travées :	61
VI.4.1. Clavage des travées de rive :	61
VI.4.2 : Clavage de la travée intermédiaire.....	62
VI.5 : Etude longitudinale en phase de service :	63
VI.5.1 : Modélisation :	63
VI.5.2 : Modèle de calcul :	64
VI.5.3 : Combinaisons de calcul :	64

CHAPITRE VII : Etude de la précontrainte.

Introduction et principe :	65
VII.1 : Etude de la précontrainte de l'ouvrage :	65
VII.2 : Etude de la précontrainte de fléau :	66
VII.2.1 : Calcul de la précontrainte de fléau : (Disposition des câbles) :	66
VII.2.2 : Câblages :	66
VII.2.3 : Détermination du nombre de câbles de fléau :	67
VII.2.4 : Répartition des câbles dans chaque voussoir :	68
VII.2.5 : Espacement des armatures de la précontrainte :	69
VII.2.6 : Tracé des câbles :	70
VII.2.7 : Etude du tracé des câbles :	71
VII.2.7.1 : Etude de tracé en élévation :	71
VII.2.7.2. Etude du tracé des câbles en plan:.....	74
VII.3. Pertes de précontrainte : (BPEL 91).....	77
VII.3.1. Définition.....	77
VII.3.2. Différents types de pertes.....	77
VII.3.3. Tension à l'origine.....	78

VII.3.4. Pertes de tension instantanée :	78
VII.3.4.1. Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine :	78
VII.3.4.2. Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages (Recul d'encrage) :	79
VII.3.4.3. Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton :	81
VII.3.5 Les pertes différées.....	82
VII.3.5.1. Pertes dues au retrait du béton :	83
VII.3.5.2. Pertes dues au fluage du béton :	83
VII.3.5.3. Pertes par relaxation des aciers :	84
VII.3.5.4 Variation des pertes différées dans le temps :	85
VII.3.6 Calcul des pertes totales :	86
VII.4. Vérification des contraintes en phase de construction :	86
VII.5 Étude de la précontrainte de continuité :	87
VII.5.1. Détermination de la précontrainte de continuité:	87
VII.5.5. Détermination du nombre de câbles de continuités:	88
VII.5.5.1. Câblage de la travée de rive :	88
VII.5.5.2. Câblage de la travée intermédiaire :	89
VII.6. Pertes de tensions	89
VII.6.1 Travée de rive :	89
VII.6.2. calcul des pertes totales :	90
VII.6.3. Travée intermédiaire :	90
VII.6.4. Calcul des pertes totales :	91
VII.6.5. Vérification des contraintes en phase de service (ELS) :	91
VII.6.5.1 Vérification de la travée de rive :	92
VII.6.5.2 Travée intermédiaire :	93

CHAPITRE VIII : Etude transversal.

Introduction :	94
VIII. 1-Modélisation:	94
VIII.2: Définition des charges:.....	94
VIII.2.1: Les charges permanentes :	94
VIII.2.2. Revêtement et chape « Prev »:	94
VIII.2.3. Poids propre des trottoirs et corniche :	95
VIII.2.4. Garde-corps:	95
VIII.2.5. Glissières de sécurité de pont :	95
VIII.2.6. Charges routières :	95
VIII. 3. Les combinaisons d'actions :	96
VIII-4-Détermination des efforts :	96
VIII.5. Vérification de l'effort tranchant :	97
VIII-6- Vérification au poinçonnement :	98
VIII.7. Vérification des âmes au flambement :	98
VIII.8. Ferrailage :	98

VIII.8.1. Ferrailage en flexion simple pour les dalles :	99
VIII.8.2. Ferrailage en flexion composé pour les âmes :	99
VIII.8.3. Condition de non fragilité:	100
VIII.8.4. Ferrailage des voussoirs :	100
VIII.8.4.1 Ferrailage de voussoir près de la pile:	100
VIII.8.4.2. Ferrailage de voussoir près de la culée :	101

CHAPITRE IX : Etude de l'effort tranchant.

Introduction	104
Détermination de l'effort tranchant	104
IX-1-1- Effort tranchant dû aux charges extérieures	104
IX-1-2- Effort tranchant dû à la précontrainte.....	104
IX.3. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement.....	105
Conclusion	106

CHAPITRE X: équipement de pont.

Introduction	107
X-1- Appareils d'appui.....	107
X.1.1: Le choix de l'appareil d'appui pour notre ouvrage	107
X.1.2. Les appareils d'appuis en élastomère fretté	108
X.1.3. Matériaux constituant.....	108
X.1.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui (D'après SETRA BT N°4/1974)	108
X.1.4.1. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :	109
X.1.4.2. L'aire de l'appareil d'appuis :	109
X.1.4.3 Distorsion : Déformation angulaire :	110
X.2. Dés d'appui	112
X.2.1. Fonction des dés d'appuis.....	112
X.2.2. Dimensions de dés d'appuis	112
X.2.2. Ferrailage des dés d'appuis:.....	112
X.3. Joints de chaussée (Joint de dilatation)	113
X.3.1. Choix du type de joint	113
X.3.2. Calcul du souffle des joints :	114
X.3.3. Type de joint choisi :	117
X.3.4. Couche d'étanchéité :	117
X.3.5. Couche de roulement :	118
X.4- Dispositifs retenue :	118
IX.4.1- Les glissières :	118
X.4.2- Le garde-corps :	118
X.4.3- Corniches :	118
X.4.4- Evacuation des eaux :	119
X.5- Autres équipements :	119

CHAPITRE XI : étude de la pile.

Introduction	120
XI.1. Etude de la pile.....	120
XI.1.1 Structure des appuis.....	120
XI.1.2 Choix du type de pile.....	120
XI.1.3 Implantation des piles.....	121
XI.1.4 Pré-dimensionnement de la pile.....	121
XI.1.5 Étude et ferrailage de la pile.....	121
XI.1.5.1. Évaluation des efforts agissant sur la pile :	121
XI.1.5.2 Combinaisons de charge :	121
XI.1.5.3. Ferrailage :	122
XI.2. Les Fondations	126
XI.2.1. Choix du type de fondation	126
XI.2.2. La semelle	126
Dimension de la semelle :	126
XI.2.3. Nombre de files de pieux :	127
XI.2.4. Étude et ferrailage de la semelle :	128
XI.2.4.1. Caractéristiques de la semelle :	128
XI.2.4.2. Effort revenant à chaque pieu :	128
XI.2.4.3. Ferrailage de la semelle (méthode des consoles) :	129
XI.2.5. Étude et ferrailage des pieux :	131
XI.2.5.1. Calcul des moments par la formule de WARNER :	131
XI.2.5.2. Ferrailage des pieux :	133

CHAPITRE XII : étude de la culée.

Introduction	135
XII.1- Fonction des culées :	135
Les fonctions mécaniques :	135
Les fonctions techniques :	135
XII.2)- Choix de la morphologie :	135
XII.3. Implantation de la culée :	136
XII.4 Pré dimensionnement de la culée :	136
XII.4.1. Mur de garde grève :	136
XII.4.2. Le mur de front (mur frontal):	136
XII.4.3. Les murs latéraux (murs cachent) :	137
XII.4.3. Les murs en retour :	137
XII.4.4. Dalle de transition :	137
XII.4.5. Les corbeaux :	137
XII.4.6. La semelle :	137
XII.4.7. Sommier d'appui :	138

XII.5. Évaluation des efforts sollicitant la culée	138
XII.5.1. Caractéristiques des matériaux de la culée :	138
XII.6 Vérification de la stabilité de la culée	139
XII.6.1)- Évaluation des efforts sollicitant la culée :	139
XII.6.2)- Calcul du coefficient de poussée :	139
XII.6.3)-Poussée des surcharges de remblai :	140
Conclusion.....	143

CHAPITRE XIII : étude sismique

Introduction	144
XIII.1 Calcul de la masse de la structure (M) :	144
XIII.2 Analyse de la structure :	144
XIII.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage et du site d'implantation :	144
XIII.2.2 Méthode d'analyse	144
XIII.2.3 Calcul de la période fondamentale de l'ouvrage (T) :	145
Calcul de la raideur de la structure :	145
XIII.2.2 Spectre de réponse élastique :	146
XIII.3.Spectre de dimensionnement :	147
XIII.4 Effet sismique dans le sens longitudinal :	147
XIII.4.1 Calcul élastique ($q=1$) :	147
XIII.4.2 Calcul inélastique (dimensionnement $q > 1$) :	148
XIII.5.Effet sismique dans le sens transversal :	148
XIII.5.1 Calcul de la période :	149
XIII.5.2Calcul des efforts sismiques transversaux :	149
XIII.6 Effet sismique dans le sens vertical :	151
XIII.6.1 Calcul de la période dans le sens vertical :	151
XIII.6.2 Calcul des forces correspondantes pour chaque point nodal :	151
XIII.6.3Calcul des déplacements vertical :	151
XIII.7. Récapitulatif des résultats :	152
XIII.8. Combinaison des composantes de l'action sismique :	152
XIII.8.1 Calcul en déplacement :	153
Conclusion.....	153

Liste des tableaux

Tab. II-1: Tableau synoptique de comparaison des variantes.....	19
Tab. IV.1: caractéristiques géométriques de la section sur pile.....	27
Tab. IV.2: caractéristiques géométriques de la section sur culée.....	27
Tab. IV-3: Tableau récapitulatif de la variation des différents paramètres de la travée de rive.....	33
Tab. IV-4: Tableau récapitulatif de la variation des différents paramètres de ½ de la travée intermédiaire.....	33
Tab. IV.5: caractéristiques géométriques de la section sur pile pleine	34
Tab. V.1: Coefficient a_1 fonction du nombre de voies et la classe du pont.....	39
Tab. V.2: Valeurs de la charge $A(L)$ pour chaque cas.....	41
Tab V.3: Valeurs de bc en fonction de la classe de pont et de nombre des files chargée.....	42
Tab. V.4: Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge B_c	43
Tab. V.5: Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge B_r	44
Tab. V.7: Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge B_t	45
Tab. V.6: Valeurs du coefficient b_t	45
Tab. V.7: Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge B_t	45
Tab. V.8: Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge $Mc120$	46
Tab. IV.9: Valeurs des coefficients de majoration.....	50
Tab. IV.10: Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS [Réf.2].....	50
Tab.VI.1: Les efforts des charges de construction sur le demi-fléau.....	58
Tab.VII.2: Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation temporaire (A1).....	59
Tab.VII.3: Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation temporaire(A2).....	60
Tab.VI.4: Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation accidentelle (B1)	60
Tab.VI.5: Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation accidentelle (B2)	61
Tab. VI.6: Combinaison les plus défavorables	61
Tab. VII-1: Câbles de fléau.	69
Tab. VII-2: Nombre de câbles de fléau par gousset.	69
Tab. VII-3: Espacement entre les câbles.	70
Tab.VII.4: Tracé en élévation des câbles de fléau.	74
Tab.VII.5: traces des câbles en plan.....	76
Tab. VII.6: Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles.	79
Tab. VII-7: Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble.....	81

Liste des tableaux

Tab. VII-8: Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble.....	82
Tab. VII-9: Pertes de tension par fluage.	84
Tab. VII-10: Pertes dues à la relaxation des aciers.	85
Tab. VII-11: Les pertes totales instantanées et différées.	86
Tab. VII-12: Vérification des contraintes en construction.	87
Tab. VII.13: Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir (Travée de rive).....	83
Tab. VII.14: Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir (Travée intermédiaire).	89
Tab. VII.15: Pertes de précontrainte dans la travée de rive.....	89
Tab. VII.16: Pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.....	90
Tab. VII.17: Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{min} : $(G + CCP)$	92
Tab. VII.18: Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{max} : $(G + A(L)+s(t))$	92
Tab. VII.19: Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{min} : $(G + CCP)$	93
Tab. VII.20: Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{max} : $(G + A(L)+s(t))$	93
Tab. VIII.1: Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.....	96
Tab. VIII-2: valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.....	96
Tab. VIII-3: valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.....	97
Tab. VIII-4: Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).....	97
Tab. VIII-5: Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée).....	97
Tab. VIII-6: ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la pile.....	100
Tab. VIII-7: ferrailage de la dalle inférieur du voussoir près de la pile.....	101
Tab. VIII-8: ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile.....	101
Tab. VIII-9: ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la culée.....	102
Tab. VIII-10: ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la culée.....	102
Tab. VIII-11: ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée.....	102
Tab. IX.1: Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire.....	106
Tab. IX.2 : Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.....	106
Tab. X.1: Différents modèles des joints W_d	117
Tab. X.2: Caractéristiques physiques des joints W_d	117
Tab. XI.1: Points d'implantation des piles.....	121
Tab. XI.2: Les sollicitations maximales sur la pile.....	122
Tab. XII.1: Implantation de la culée.....	136
Tab. XII.2: Tableau résumant les différentes valeurs de K_{ah} en condition normal et sismique.....	140
Tab. XII.3: Calcul des moments et des efforts globaux.....	142
Tab. XII.4: Résultats du calcul de la poussée à vide.....	143
Tab 0III.1: Valeurs du calcul de la période.....	149

<u>Fig. I.1:</u> Le tracé de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest.....	01
<u>Fig. I.2:</u> objectif de cette étude.....	01
<u>Fig. I.3:</u> Le plan de situation de l'ouvrage.....	02
<u>Fig. I.4:</u> Les zones de forage (vue en plan)	02
<u>Fig. I.5:</u> Les zones de forage (vue en long)	03
<u>Fig. I.6:</u> Sondages pressiométrique	03
<u>Fig. I.7:</u> Sondage carotté	03
<u>Fig. I.8:</u> Tracé en plan de projet.....	05
<u>Fig. I.9:</u> Profil en long.....	05
<u>Fig. I.10:</u> Profil en travers.....	06
<u>Fig II-1:</u> Vue en élévation de la variante 1 a poutre multiple.....	08
<u>Fig II-2:</u> Coupe transversale de la poutre.....	09
<u>Fig II-3:</u> Vue en élévation du pont mixte.....	10
<u>Fig II-4:</u> Coupe transversale de la poutre.	10
<u>Fig II-5:</u> les différentes coupes transversales.....	11
<u>Fig II-6:</u> Profil en long d'un tablier construit en encorbellements successifs.....	12
<u>Fig II-7:</u> Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	13
<u>Fig II-8:</u> Coupe transversale schématique de l'ouvrage.....	13
<u>Fig II-9:</u> dimensions des différents composants de voussoir sur pile et à la culé.....	14
<u>Fig II-10:</u> Gousset supérieur.....	16
<u>Fig II-11:</u> les dimensions du Gousset supérieur.....	17
<u>Fig. II-12:</u> les dimensions du Gousset.....	17
<u>Fig. III-1:</u> Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	21
<u>Fig. III-2:</u> Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....	24
<u>Fig. III-3:</u> acier actif (15T15s).....	25
<u>Fig. III-4:</u> Diagramme contraintes-déformation des aciers de précontrainte	25
<u>Fig. IV.1:</u> Section transversale du voussoir sur pile.....	26
<u>Fig. IV.2:</u> Section transversale du voussoir sur culé.....	27
<u>Fig. IV.3:</u> Variation de la hauteur de la travée de rive.....	28
<u>Fig. IV.4:</u> Variation de la hauteur de la travée intermédiaire.....	29
<u>Fig. IV.5:</u> Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.....	29
<u>Fig. IV.6:</u> Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.....	30
<u>Fig. IV.7:</u> Variation de la section de la travée de rive.....	30
<u>Fig. IV.8:</u> Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.....	31

<u>Fig. IV.9:</u> Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive.....	32
<u>Fig. IV.10:</u> Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire.	32
<u>Fig. IV.11:</u> Section transversale du voussoir pleine sur pile.....	34
<u>Fig V.1:</u> Coupe transversale des 2 trottoirs de droite et gauche avec éléments non porteurs.....	38
<u>Fig V.2:</u> les différents cas du placement de la charge Δ (l) sur le tablier.	40
<u>Fig V.3:</u> Dimensions de surcharge Bc.....	42
<u>Fig V.4:</u> Dimensions du sous - système Br	43
<u>Fig V.5:</u> Dimensions du sous - système Bt.....	44
<u>Fig V.6:</u> Les dimensions du système Mc120.....	46
<u>Fig V.7:</u> Les dimensions du système Mc120 sens longitudinal.....	47
<u>Fig V.8:</u> Les dimensions du système D ₂₄₀	47
<u>Fig. IV.1:</u> Poids propre du demi-fléau.	54
<u>Fig. VI-2:</u> Surcharges réparties de chantier.....	55
<u>Fig. VI-3:</u> Surcharges concentrées.	56
<u>Fig. VI-4:</u> Surcharges de l'équipage mobile.	57
<u>Fig. VI-5:</u> Surcharges du vent.....	57
<u>Fig. VI-6:</u> Action accidentelle.....	56
<u>Fig. VI-7:</u> Combinaisons en situation temporaire.....	59
<u>Fig. VI-8:</u> Combinaisons accidentelles.....	60
<u>Fig. VI.9:</u> Détermination des efforts dus au clavage de la travée de rive.....	62
<u>Fig. VI.10:</u> Vue en 3D modèle de calcul de la travée de rive.....	62
<u>Fig. VI.11:</u> Schéma statique avant enlèvement de l'équipage de clavage.....	62
<u>Fig. VI.12:</u> Schéma statique après l'enlèvement de l'équipage de clavage.	63
<u>Fig. VI.13:</u> Vue du modèle de calcul en 3D.	64
<u>Fig VII-1:</u> Espacement entre les câbles.	69
<u>Fig.VII-2:</u> Disposition des câbles de fléau dans le gousset.	70
<u>Fig.VII-3:</u> Encrage des câbles au niveau des âmes.	71
<u>Fig.VII-4:</u> Câblage du voussoir en élévation.	71
<u>Fig VII.5:</u> Tracé des câbles en élévation.	74
<u>Fig VII-6:</u> Câblage en plan.	75
<u>Fig.VII-7:</u> Tracé de câbles de fléau en plan	77
<u>Fig.VII-8:</u> Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage.	80
<u>Fig.VII.9:</u> Tracé des câbles de continuité pour la travée de rive.....	88

<u>Fig. VII.10:</u> <i>Tracé des câbles de continuité pour la travée intermédiaire.</i>	89
<u>Fig. VIII.1:</u> <i>Modèle de calcul en 3D (sur pile et culé).</i>	94
<u>Fig. VIII-2:</u> <i>Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile.</i>	103
<u>Fig. VIII-3:</u> <i>Schéma du Ferrailage du voussoir près de la clé.</i>	103
<u>Fig.IX.1:</u> <i>Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson.</i>	104
<u>Fig. X.1:</u> <i>Appareil d'appui en élastomère fretté.</i>	108
<u>Fig. X.2:</u> <i>Constitution type d'un appareil d'appui de type B.</i>	108
<u>Fig. X.3:</u> <i>Dimension des couches d'appareil d'appui</i>	108
<u>Fig. X.4:</u> <i>Réactions d'appuis.</i>	109
<u>Fig. X.5:</u> <i>Détail de l'appareil d'appui</i>	111
<u>Fig. X.6:</u> <i>Dimensions du dé d'appui.</i>	112
<u>Fig. I.7:</u> <i>Joint de dilatation.</i>	113
<u>Fig. X.8:</u> <i>Définition du souffle</i>	114
<u>Fig. X.9:</u> <i>Joint du type Wd110 (souffle moyen).</i>	117
<u>Fig X.10:</u> <i>glissière de sécurité</i>	118
<u>Fig X.11:</u> <i>corniches et garde-corps</i>	119
<u>Fig X.12:</u> <i>Les équipements du pont.</i>	119
<u>Fig. XI.1:</u> <i>Abaque de Walther pour la flexion composée</i>	123
<u>Fig. XI.2:</u> <i>schéma de répartition des armatures de la pile.</i>	124
<u>Fig. XI.3:</u> <i>ferrailage de la pile</i>	125
<u>Fig XI.4:</u> <i>Disposition des pieux au niveau des piles (vue en plan).</i>	127
<u>Fig XI.5:</u> <i>Coupe transversale (pile + semelle de liaison + pieux).</i>	128
<u>Fig. XI.6:</u> <i>Ferrailage de la semelle</i>	130
<u>Fig. XI.7:</u> <i>abaques de Walther</i>	133
<u>Fig. XI.8:</u> <i>Ferrailage des pieux</i>	134
<u>Fig.XII.1:</u> <i>Les éléments constitutifs d'une culée.</i>	136
<u>Fig.XII.2:</u> <i>Dalle de transition.</i>	137
<u>Fig. XII.3:</u> <i>Disposition des pieux au niveau de la culée (vue en plan)</i>	138
<u>Fig.XII.4:</u> <i>Représentation des moments stabilisant et renversant</i>	139
<u>Fig. XIII.1:</u> <i>Discrétisation de la structure</i>	149

INTRODUCTION

GÉNÉRAL

La réalisation des ouvrages d'art est parmi l'un des besoins de construction nécessaire dans la Vie, pour plusieurs objectifs, sociales, économique et développement durable. En fonction principale, le pont est un ouvrage qui permettra d'assurer la continuité d'une voie de circulation, ou de franchir un obstacle naturel ou artificiel: rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc.

La conception d'un pont résulte le plus souvent d'une démarche itérative dont le but est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté, en tenant compte de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, avec l'intégration d'un certain nombre d'exigences de qualité architecturale.

L'étude d'un projet de pont est l'esprit d'un ingénieur expérimenté et imaginaire, avec une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré- dimensionnements et de leurs suggestions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution en assurant parfaitement son service avec un coût optimale.

Pour cela, le concepteur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants: l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation.

Comme les ouvrages d'arts traduisent l'esprit constructif d'un pays, et dans le cadre du développement économique et l'investissement dans les réseaux routiers, l'Algérie a lancé un programme national consistant à réaliser des pénétrantes autoroutières pour relier plusieurs villes à l'autoroute est-ouest.

Celle tizi-ouzou en fait parties, elle comprend plusieurs ouvrages d'arts avec de nouvelles techniques et méthodes de réalisation.

Un de ces ouvrages nous a été proposé par l'Agence Nationale des Autoroutes (ANA) comme sujet de fin d'études pour nous permettre de compléter notre formation.

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont implanté Dans la pénétrante qui reliera la wilaya de tizi-ouzou à l'autoroute est-ouest. Avec les principales étapes de l'étude d'un pont construire par encorbellement successifs.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de la pénétrante

La pénétrante de Tizi-Ouzou fait partie des projets de pénétrantes autoroutières devant relier l'Autoroute Est-Ouest à plusieurs villes. Celle de Tizi Ouzou doit relier l'Autoroute Est-Ouest dans la commune de Djebahia de la wilaya de bouira à la ville de Tizi-Ouzou, et traverse les villes suivantes: Djebahia, Aomar, Draa El Mizan, Tizi Ouzou.

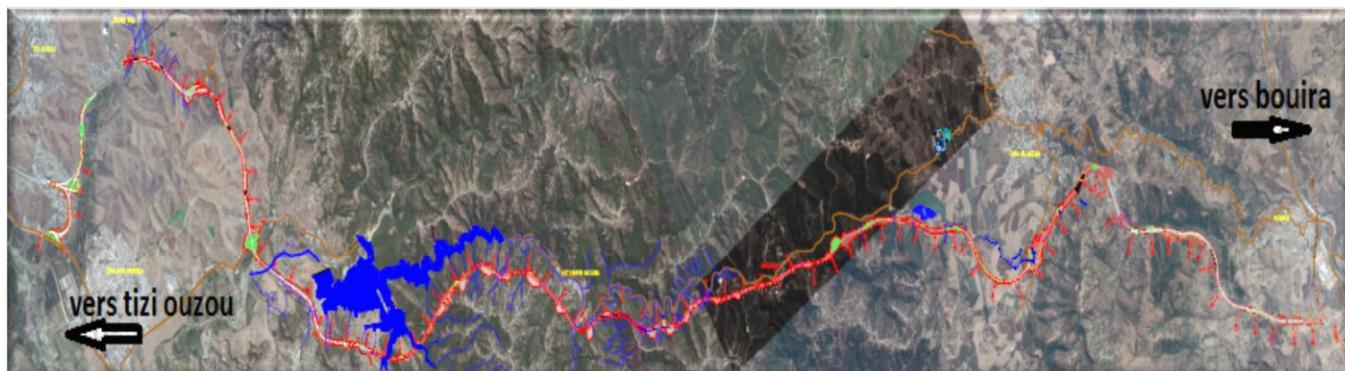


Fig. I.1. Le tracé de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest

Le tracé de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest est divisé en deux sections:

Section 1:

Début au raccordement avec l'autoroute Est-Ouest dans la commune de Djebahia (Wilaya de Bouira), et se termine à limite de la commune de Draa El Mizane dans la wilaya de Tizi Ouzou.

Section 2:

Elle prend naissance à la limite de la commune de Draa El Mizane jusqu'au raccordement avec l'évitement sud de la ville de Tizi-Ouzou.

Le projet de cette pénétrante comporte :

- Linéaire de l'axe principale autoroutier : 48 KM
- Profil en travers : 2x3 voies
- Nombre de viaducs : 21 unités repartis sur 09 KM
- Nombre d'ouvrage hydraulique : 51 unités
- Nombre de tunnels : 3 unités bitube reparti sur 1.352 KM
- Nombre d'échangeurs : 8 unités

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le présent projet a été proposé par l'agence nationale des autoroutes (ANA) de la Wilaya de Tizi-Ouzou, l'objet de notre étude consiste à faire le dimensionnement et l'étude d'un viaduc construit par encorbellement successif, situé au pk 29.240 au pk 29+565. l'ouvrage comporte cinq appuis (2 culées et 3 piles intermédiaires) avec une longueur de 325 m

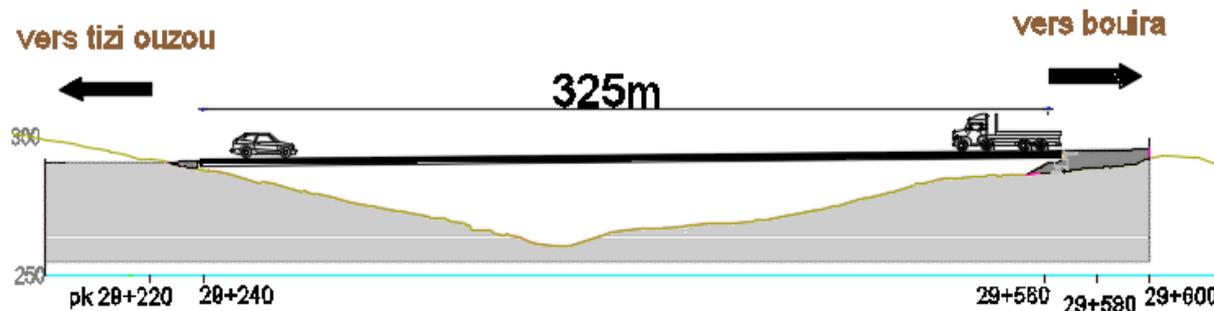


Fig. I.2. objectif de cette étude

L'ouvrage est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles et distants de 2.70 m construits par encorbellement successif. Chaque viaduc a une largeur totale de 13.40 m a trois voies de circulation de 3m pour la 1^{ère} voie et 3.5m pour la 2^{ème} et la 3^{ème} voie.

La longueur totale de l'ouvrage est de 325m

Notre viaduc est constitué d'un tablier de type caisson à hauteur variable

L'ouvrage est implanté en zone de moyenne sismicité, zone II. a

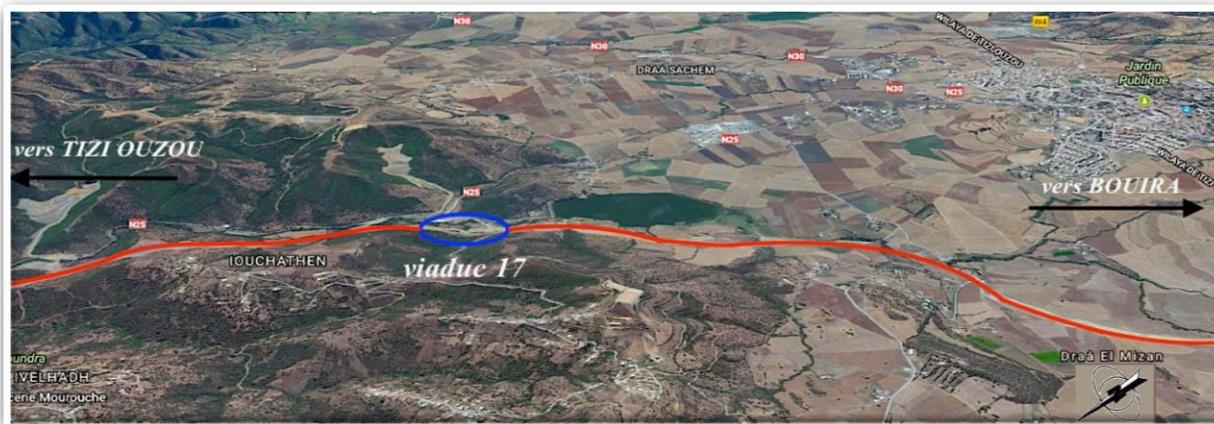


Fig. I.3. Le plan de situation de l'ouvrage

I.3. Données

La conception d'un pont doit satisfaire les données fondamentales suivantes qui peuvent être fonctionnelles ou naturelles:

I.3.1. Données Naturelles du site

C'est l'ensemble des éléments de l'environnement entourant l'ouvrage et qui influent sur sa conception, ces données sont: Les données géotechniques, données hydraulique, Les données topographiques, Les données climatiques, donnée sismiques.

Données géotechniques:

La géologie de l'endroit est caractérisée par un substrat schisteux micacé avec quelques intercalations quartzeux. Ceci marque un paléorrelief sur lequel il y a des sols éluviaux-colluviaux avec une épaisseur très variable (entre 8 et plus de 20 mètres approximativement). La nappe phréatique a été localisée à environ entre 3 et 5 mètres de profondeur.

L'investigation géotechnique réalisée pour l'étude de la fondation de ce viaduc a consisté dans la réalisation de six (6) sondages carottés avec la réalisation de pressiomètres Ménard dedans de chacun d'eux.

Les figures ci-dessous représentent les différentes zones de sondages carottés et préssiométriques :



Fig. I.4. Les zones de forage (vue en plan)

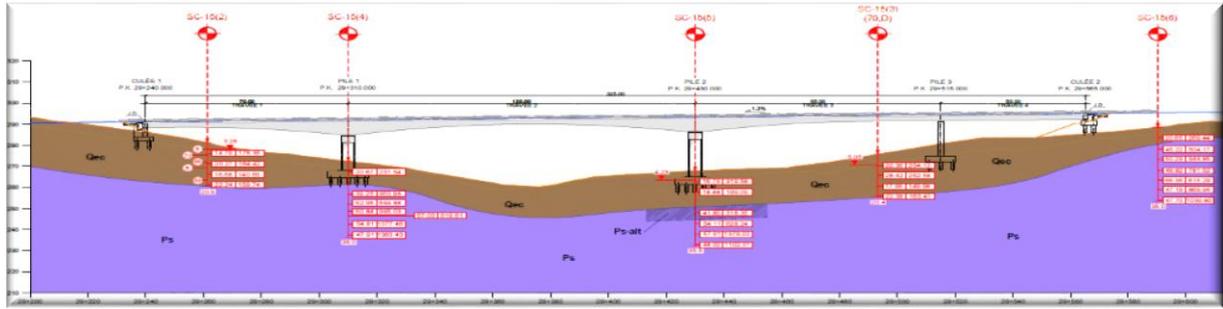


Fig. I.5. Les zones de forage (vue en long)

Les résultats des sondages géotechniques sont comme illustré sur la figure ci-dessous:

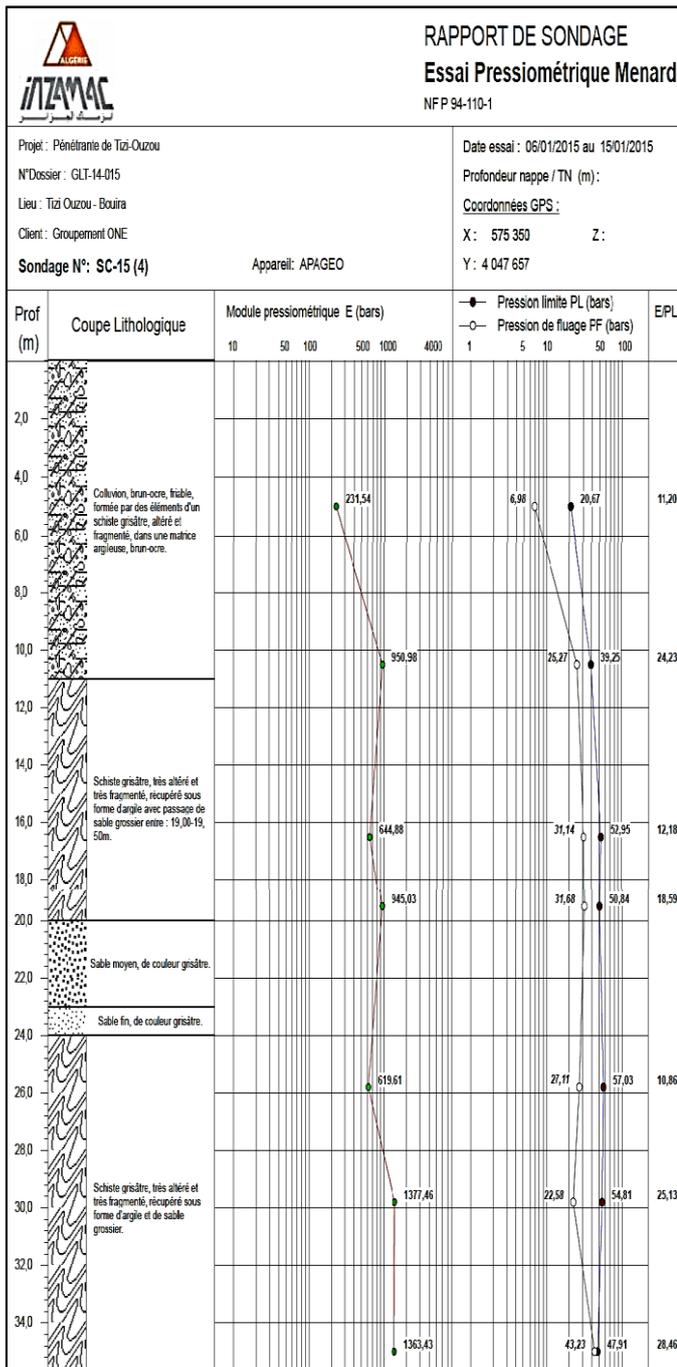


Fig. I.6. Sondages pressiométrique

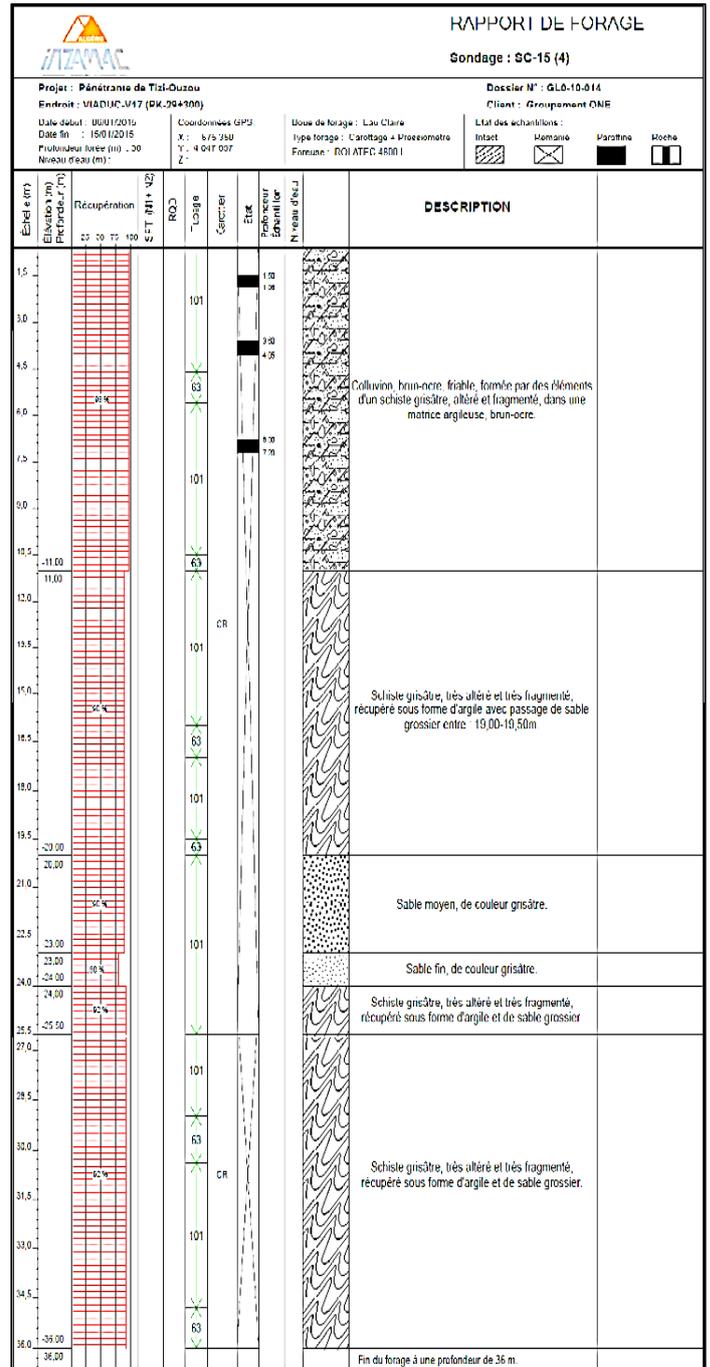


Fig. I.7. Sondage carotté

Données topographiques :

L'implantation de l'ouvrage dépend essentiellement de la forme de terrain qui influe sur la conception générale, aussi que les mouvements du terrain et l'implantation du chantier. A partir du levé topographique, on peut constater que notre site est plus ou moins accidenté à relief vallonné, dont les cotes de projet varient de 250 m à 300 m.

Données hydrauliques:

Dans le cas du franchissement d'un cours, il est indispensable d'en connaître parfaitement le régime : fréquence et importance des crues, débit solide, charriage éventuelle de corps flottants susceptible de heurter les piles. Mais le plus grand danger réside dans le phénomène d'affouillement, qui fut par le passé, la cause la plus fréquente d'effondrement des ponts sur un cours d'eau.

Donnée sismiques:

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou accélérations. Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

Notre ouvrage se situe dans la wilaya de Tizi-Ouzou, qui est classée par le Règlement parasismique Algérien pour les ouvrages d'art (RPOA) dans la zone **II- a** c'est-à-dire une zone à sismicité moyenne.

Données climatiques:

- **La Température :**

Les effets de température (gradient thermique) sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, ils interviennent également au niveau de dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

- **La Neige :**

Etant donné que les charges véhiculaires sont supérieures à celles de la neige accumulée et qu'elles n'agissent pas simultanément, les charges de neige sont négligées.

- **Le vent :**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule 61, Titre II définissant les surcharges appliquées aux ponts routiers. On prend une surcharge du vent répartie de 0,125 t/m² en phase de construction et 0,2t/m² en phase de service.

I.3.2. Données fonctionnelles:

a) Données relatives à l'obstacle franchi:

- **hauteurs libres :**

Le gabarit caractérise la hauteur statique maximale d'un véhicule chargement compris, dont le passage doit être accepté sous le pont. Cette notion ne doit pas être confondue avec celle de hauteur libre ou (tirant d'air) qui représente la distance minimale entre tout point de la partie roulable de la plate-forme et de la sous face de l'ouvrage.

La hauteur libre minimale sous ouvrage d'art est:

4,30 m sur l'ensemble du réseau routier national, wilaya et communal.

4,50 m pour les grandes routes de trafic international

4,75 m sur les autoroutes.

5,00 m dans le cas des ouvrages routiers sur voies ferrées.

- Une revanche de 10 cm doit être ajoutée à ces valeurs pour tenir compte d'éventuels renforcements de la chaussée et de possibles tassements des appuis.

➤ **ouvertures :**

La notion d'ouverture ne concerne en fait que les franchissements de voies routières. Pour toute voie routière passant sous un pont, on caractérise son profil en travers par l'ouverture utile droite compté entre nus intérieurs des appuis de l'ouvrage qui l'encadrent.

b) Donnée relative à la voie portée:

C'est l'ensemble des caractéristique ou données relatives à la voie portée, ils permettent de caractériser la géométrie d'une route, on trouve types: Le tracé en plan, profil en long et le profil en travers.

➤ **Tracé en plan :**

Le tracé en plan est la projection verticale sur un plan horizontal, Il est constitué par la projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la route.

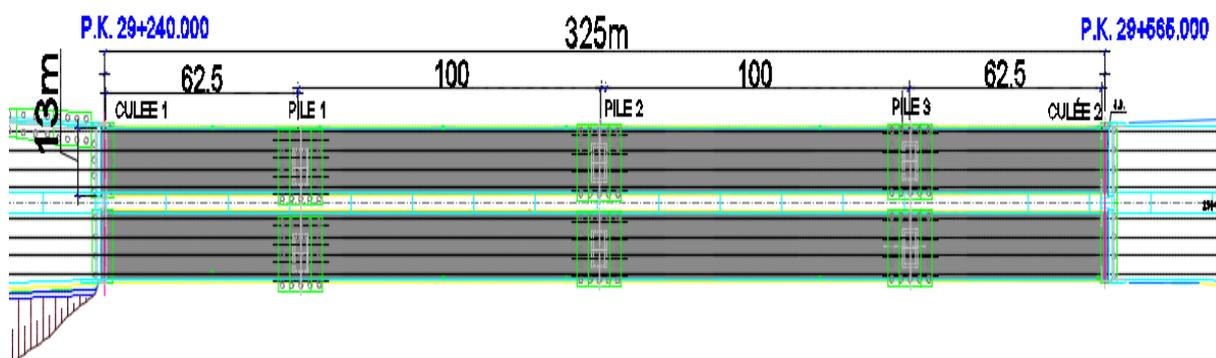


Fig.I.8 : Tracé en plan de projet

➤ **Profil en long :**

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, il est obtenu par élévation verticale dans le sens de l'axe de la route de l'ensemble des points constituant celui-ci.

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 1,2 %

Le profil en long de notre projet est:

- La longueur totale est de 325m
- Les 2 travées de rive est de 62.5
- Les 2 travées intermédiaires est de 100m

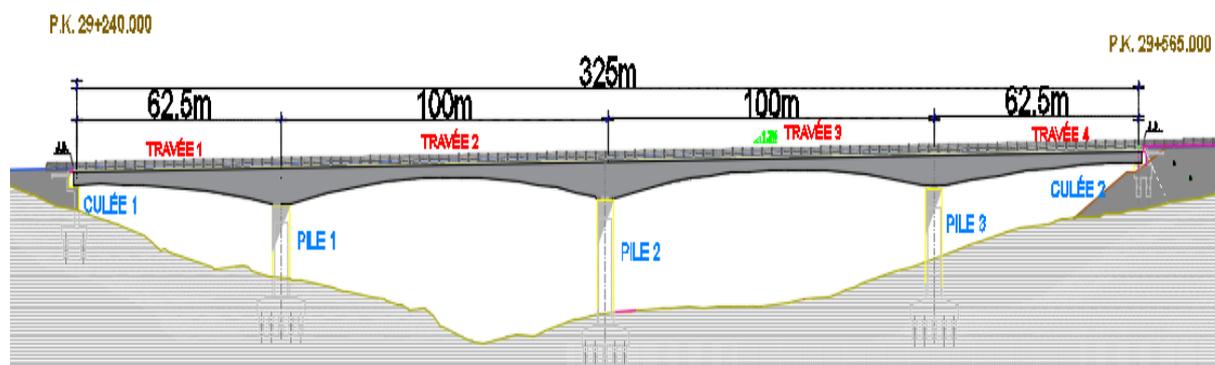


Fig.I.9 : Profil en long

➤ **Profil en travers (PET) :**

Le profil en travers présente l'ensemble des éléments qui définissent les caractéristiques géométriques et les équipements de la voie dans le sens transversal, le profil en travers pour notre projet:

- Nombre de voies de circulations = 3 voies

- Largeur totale $L_t = 13,40$ m
- Largeur utilisé $L = 13,00$ m
- Largeur roulable $L_r =$ la largeur chargeable = 10.50 m
- Largeur d'une voie = 3m pour la 1^{ère} voie et 3.5m pour la 2^{ème} et la 3^{ème} voie
- Largeur de trottoir = 0.5m pour le trottoir de gauche et 1.5m pour celui de droite.
- La pente du versant (devers) : 2.5 %.

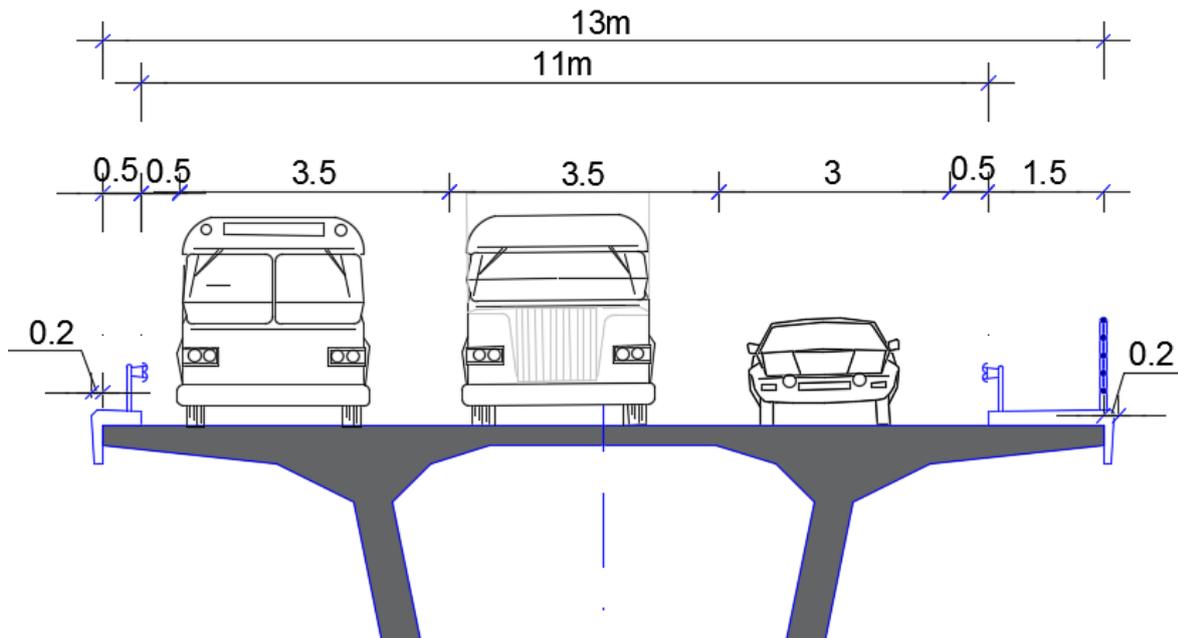


Fig.I.10 : Profil e travers

CHAPITRE II

Conception générale et
Pré-dimensionnement de
l'ouvrage

Introduction :

La conception d'un pont est une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes à respecter et des types de ponts à envisager, afin de faire le choix du type de pont le plus approprié.

La solution retenue résulte de l'étude de ces deux ensembles. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait appel au jugement et à l'expérience.

II.1 : Critères de choix du type d'ouvrage :

L'objet principale dans cette conception est la proposition de plusieurs variantes peuvent être envisagé tout en suivant certains critères selon :

- la voie portée : (pont route, pont rails, aqueducs.....).
- le matériau principal dont ils sont constitués.
- leur structure (voûtes, à poutres, arc, câbles).
- la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- la méthode de construction du tablier.
- la disposition en plan : droits, courbe ou biais.

En respectant certains paramètres intervenant dans le choix :

- Les profils de la chaussée (profil en long, profil en travers, tracé en plan).
- La nature de son sol support.
- Les dispositions possibles des appuis et le nombre.
- Les conditions d'exécutions et d'accès à l'ouvrage.
- Les gabarits du site à franchir.

Et en prenant dans la tête tous ces points, on a opté à proposer trois variantes différentes avec pour chacune un pré-dimensionnement, nous les analysons puis en tirant les avantages et les inconvénients de chacune, afin d'arriver à choisir la solution la plus rentable et avantageuse d'entre elles.

II.2 : Propositions des variantes :

On premier lieu on a proposés 3 variantes de conception pour l'ouvrage en question qui sont les suivantes :

- Variante N°01 : Ponts à poutres précontraintes par post-tension
- Variante N°02 : pont mixte.
- Variante N°03 : pont caissons à section variable

II.2.1 : Variantes N°1 : Ponts à poutres précontraintes par post-tension :

Les ponts à poutres en précontrainte de type VIPP¹ font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elle par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès. Ces viaduc comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueur égales dégageant les tirant d'air bien proportionnés du point de vue de rapport hauteur/longueur.

II.2.1.1 : Implantation de l'ouvrage :

Pour l'implantation de cette variante, on propose à réaliser 10 travées identiques de 32.5m. La longueur totale de pont est de 325 m, avec des entretoises dans chaque ligne d'appuis pour permettre le relevage du tablier à l'aide des vérins afin d'en changer les appareils d'appuis, Et pour le système statique de cette variante on propose de mettre des travées isostatiques, et pour limiter le nombre de joints de chaussées, on réalise couramment la continuité de la dalle sous chaussée, par groupe de 2 travées, tout en conservant l'indépendance mécanique de chacune d'elles.

Pour le pré-dimensionnement de pont VIPP on utilise le guide SETRA :

➤ Espacement des poutres :

L'espacement des poutres : $L/22 < ht < /18 \Rightarrow 1,47 < ht < 1,8m$

On fixe : **ht=1,50m.**

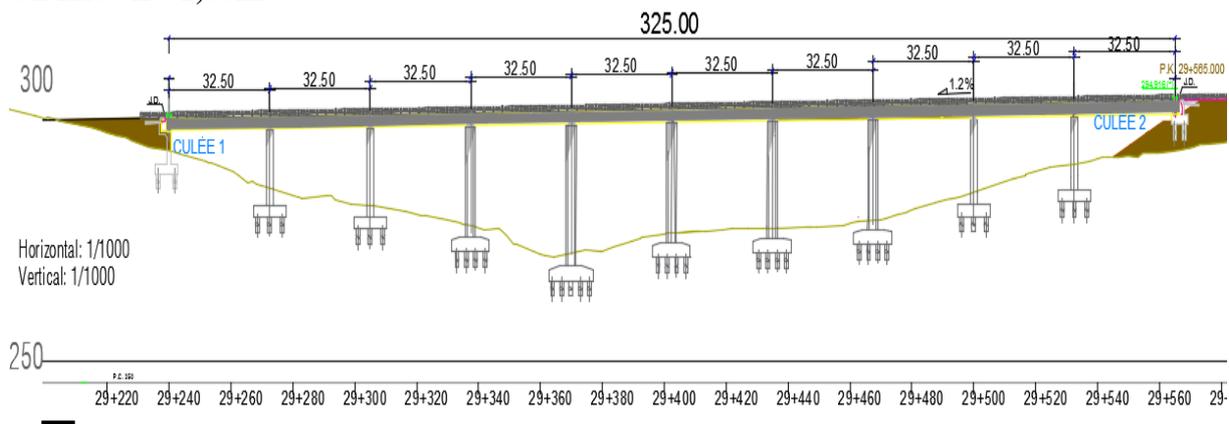


Fig II-1 : Vue en élévation de la variante 1 a poutre multiple

➤ La largeur de la table de compression : $0,6 ht < b < 0,7 ht \Rightarrow 0,9 < b < 1,05$

On fixe : **b=1,03m.**

➤ Epaisseur de la table de compression : $10 \leq e \leq 15cm$,

On fixe : **e = 11cm.**

➤ Largeur de talon : $40 < Lt < 55cm$,

On fixe **Lt = 45cm.** Mais cette valeur peut être modifié après l'étude de la précontrainte.

➤ Epaisseur du talon e_t : On fixe **$e_t = 15cm$.**

➤ Epaisseur de l'âme en travée (b_0) : $18 < b_0 < 25cm$

On prend : **$b_0 = 20cm$.**

➤ Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b_0) :

On prend : **$b_0 = 45cm$.**

➤ **Goussets :** C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontraintes. Cet angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

- **Gousset du talon** : En travée : $\alpha_3 = 57^\circ$, $e_3 = 20\text{cm}$
A l'appui il y'en a pas de gousset.
- **Gousset de la table de compression** :
 - En travée : $\alpha_1 = 12^\circ$, $e_1 = 6\text{cm}$, $\alpha_2 = 45^\circ$, $e_2 = 10\text{cm}$
 - A l'appui : $\alpha_1 = 12^\circ$, $e_1 = 6\text{cm}$.
- **Epaisseur de l'hourdis (la dalle) h_0** : $18 \leq h_0 \leq 25$, On fixe : **$h_0 = 20\text{cm}$**
- **Nombre de poutres** : Nombre de poutres est déterminée par la loi :
$$N = (L_a / \lambda) + 1$$

L_a : est l'entraxe entre les poutres d'extérieure et égale à **13 m**.

λ : est l'entraxe des poutres $\Rightarrow 1,5 \leq \lambda \leq 2,5\text{m}$

Donc on prend : $\lambda = 1,5\text{m}$, **$N = 10$ poutres.**

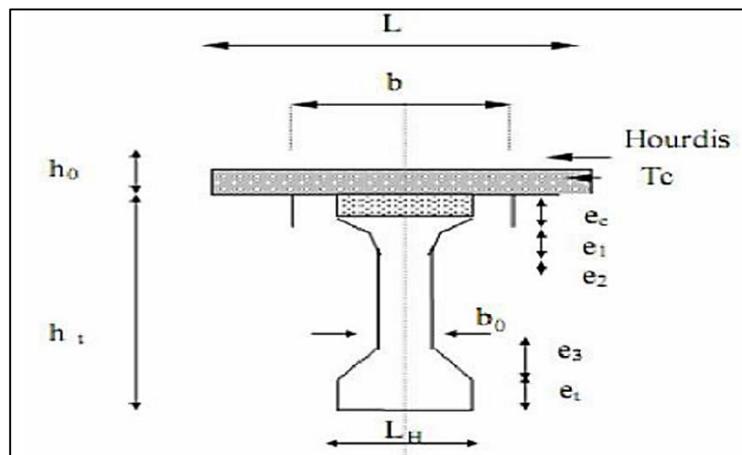


Fig II-2 : Coupe transversale de la poutre.

II.2.1.3 : Avantage des ponts a poutres en précontrainte :

Les avantages de ce type d'ouvrage se résume dans :

- Une grande simplicité de conception est une bonne réutilisation des coffrages.
- Le délai de construction peut être très rapide car les poutres peuvent être préfabriquées et stockées pendant la réalisation des fondations et des appuis.
- La bonne maîtrise de la qualité des poutres préfabriquées.
- Un bon amortissement du matériel de fabrication en choisissant des poutres égales.
- Cout d'entretien relativement faible.

II.2.1.4 : Inconvénients des ponts a poutres en précontrainte :

- Les Viaduc à travées Indépendantes à Poutres préfabriquées précontraintes par posttension (VIPP) présent un inconvénient aux niveaux de talons, ils sont plus comprimés que les membrures supérieures sous les charges permanentes.
- Le risque de fluage différentiel peut provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.
- Les joints de chaussée qui séparent les travées sont des organes fragiles, qui nécessitent un entretien coûteux.
- Nombre d'appuis est très important et par conséquent le coût total de l'ouvrage.

- Un dispositif nécessaire et spécial pour la mise en place des poutres dans le cas de notre pont.

II.2.2 : Variante N° 2 : Pont à poutres mixtes :

Les ponts mixtes représentent l'association mécanique entre l'acier et le béton dans le but d'obtenir un tablier résistant. L'acier résistant à la traction sous forme de poutres et le béton à la compression par le biais d'une dalle en béton armé.

Ces deux éléments étant reliés par une connexion mécanique, afin de garantir la compatibilité de leurs déplacements. Les portées économiques de ce mode de construction se situent entre 30 à 110m.

II.2.2.1 Implantation de l'ouvrage

Concernant le profil en long de cette variante, on opte à réaliser un pont contient six (6) travées non identique, 4 travées de 60 m et 2 travées de rives de 42,5 m, dont la longueur totale est de 325 m. par la suite on préconise de mettre un système hyperstatique, afin de rendre la superstructure comme une seule poutre reposée sur des appuis dans chaque pile.

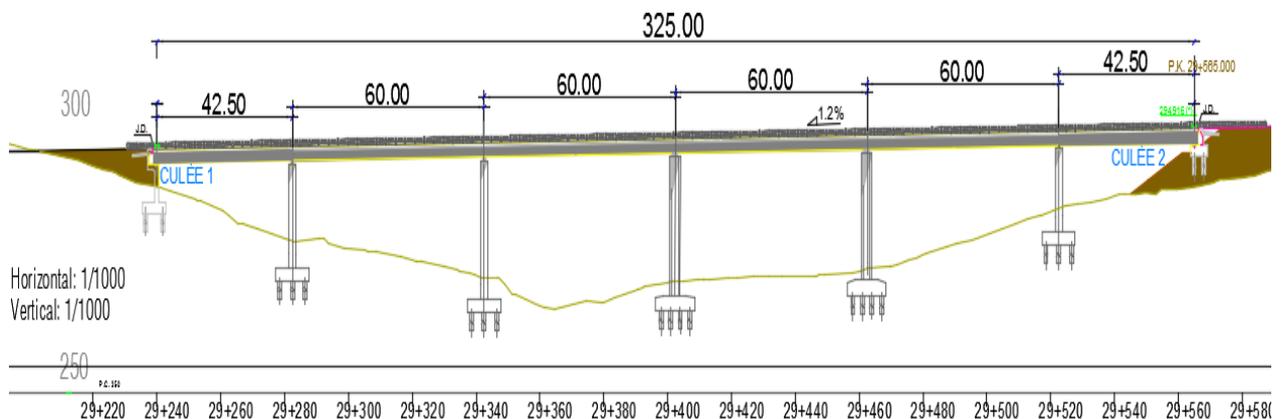


Figure II-3 : Vue en élévation du pont mixte.

II.2.2.2 Pré dimensionnement des poutres :

On va adapter pour cette conception une poutre en I comporte une âme et deux semelles. En partie courante la section est représentée sur le dessin de la figure suivante avec des notations habituelles :

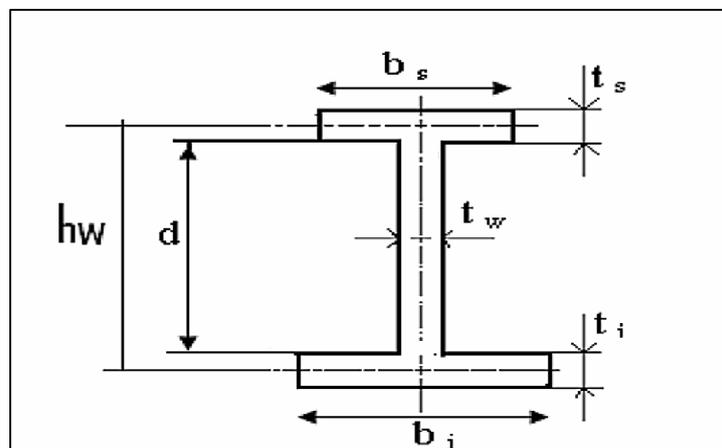


Fig II-4 : Coupe transversale de la poutre.

On va adopter des poutres de longueur $L= 60 \text{ m}$

- Hauteur d : $d = \frac{L}{25}$, alors $d= 2,4 \text{ m}$
- Epaisseur t_s (en travée) : $12\text{mm} \leq t_s \leq 40\text{mm}$, alors $t_s= 20\text{mm}$.
- Epaisseur t_s (sur appui) : $20\text{mm} \leq t_s \leq 40\text{mm}$, alors $t_s= 30\text{mm}$.
- Epaisseur t_i (en travée) : $20\text{mm} \leq t_i \leq 40\text{mm}$, alors $t_i= 30\text{mm}$.
- Epaisseur t_i (sur appui) : $30\text{mm} \leq t_i \leq 60\text{mm}$, alors $t_i= 40\text{mm}$.
- Largeur b_s : La largeur b_s de la semelle supérieure et la largeur b_i de la semelle inférieure peuvent être estimées par les formules moyennes suivantes, lorsque La portée L varie de 30 à 100 m :

$$b_s(\text{mm}) = \frac{1}{7} (40L + 1600) = \frac{1}{7} (40 \times 60 + 1600)$$

$$\Rightarrow b_s = 571,43 \text{ mm}$$

Alors on prend : $b_s = 600 \text{ mm}$

- Largeur b_i : $500\text{mm} \leq b_i \leq 1200\text{mm}$, alors $b_i= 700\text{mm}$.
 - Détermination de l'épaisseur t_w : L'épaisseur de l'âme, notée t_w , est presque toujours supérieure ou égale à 12 mm afin de limiter le nombre de ses raidisseurs
- Dans notre cas, on prend $t_w= 18\text{mm}$.

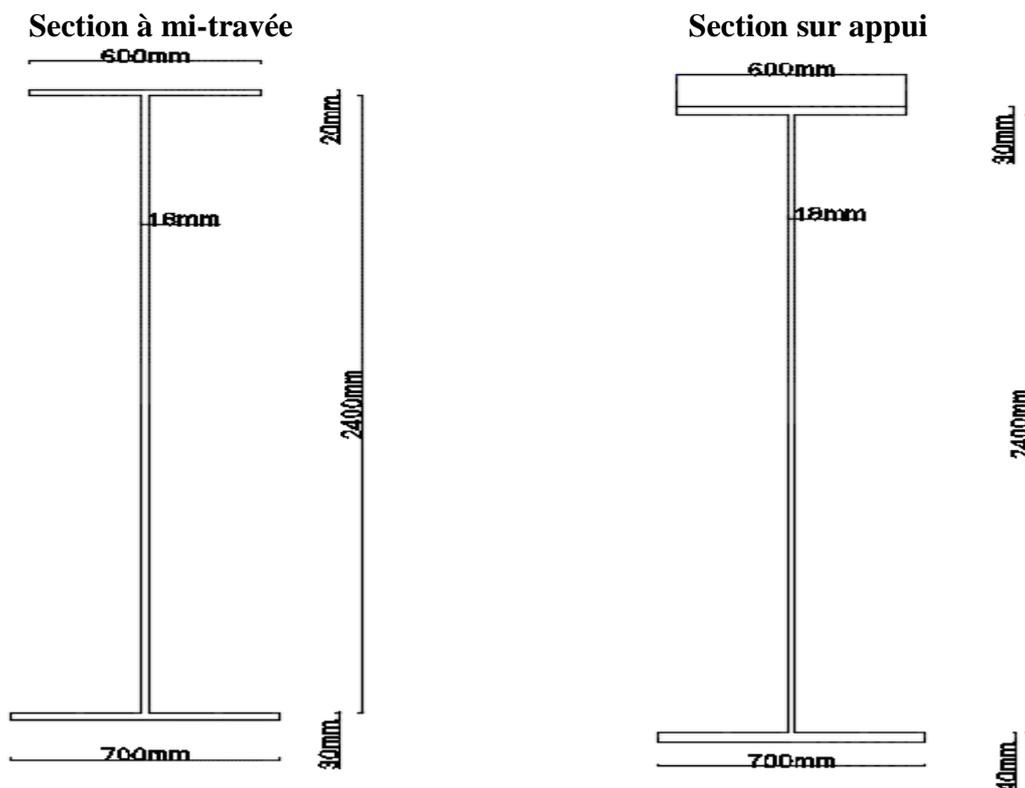


Fig II-5 : les différentes coupes transversales des poutres en acier

- Nombre de poutres (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier est l'espacement

$$N = \frac{La}{d} + 1 , \quad La : \text{Est la largeur du tablier égale à } 13\text{m}.$$

On fixe l'espacement (longueur de l'entretoise) : $d = 4,6\text{m}$.

Donc : $N = \frac{13,8}{4,6} + 1 \Rightarrow N = 04 \text{ poutres.}$

➤ **Epaisseur de la dalle :** $20\text{cm} \leq e_m \leq 24\text{cm}$, alors : $e_m = 22\text{cm}$.

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage.

Pour un ouvrage, les dimensions des semelles inférieures d'un pont mixte et d'un pont à dalle orthotrope sont très voisines.

II.2.2.3 Avantage des ponts mixtes :

- Les ponts mixte sont caractérisés par leur légèreté, alors la diminution des nombre des pieux et aussi des sections des poutres simplifiées.
- Les ponts métalliques ont une très bonne résistance à la traction.
- Franchir des portées importante peuvent y aller jusqu'à 110 m.
- Sur le plan esthétique, une bonne symétrie en élévation.

II.2.2.4 Inconvénients des ponts mixtes :

- Le coût est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Une petite durée pour effectuer des entretiens périodiques.
- Sensible aux tassements différentiels.

II.2.3 : Variante N°3 : Pont en béton précontraint encorbellement en successifs :

La méthode de construction en encorbellement consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles : après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte. Le tronçon devient alors autoporteur et sert de base de départ à une nouvelle avancée, afin d'obtenir un fléau.

II.2.3.1 : Répartition des travées :

Les travées de rives ont généralement une longueur supérieur à celle d'un demi-fléau, cela permet un bon équilibrage des Moments dans les différents travées sous les charges d'exploitations et garantie des réactions d'appuis positives au niveau des culées, ainsi éviter les moments renversants et les réactions négatives qui tendent à soulever les poutres au-dessous de leurs appareils d'appuis.

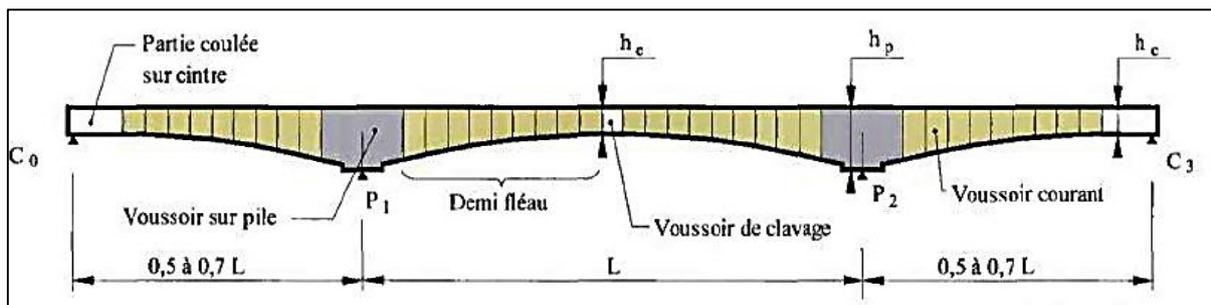


Fig II-6 : Profil en long d'un tablier construit en encorbellements successifs

Pour cette variante, on opte pour une distribution de travées de 62,5+100+100 +62,5 m, La longueur totale du viaduc étant donc de 325 m.

Selon « STRA » la longueur de la travée de rive doit être comprise dans l'intervalle suivant :

$$0,5L_i \leq L_r \leq 0,7 L_i \quad \text{avec : } L_i = 100 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 0,5 L_i = 50\text{m}$$

$$0,7 L_i = 70\text{m}$$

Dans notre projet : $L_r = 62,50 \text{ m}$ (la condition est vérifiée).

II.2.3.2 : Coupe longitudinale de l'ouvrage (Profil en long) :

L'ouvrage comporte deux travées de rive, et deux travées intermédiaires ayant respectivement les portées suivantes : 62,5 m, 100 m.

Le tablier se compose d'une poutre caisson à hauteur variable en béton précontraint, elle repose sur deux piles avec un encastrement partiel (**semi-encastré**) et sur des appareils d'appuis au niveau des culées.

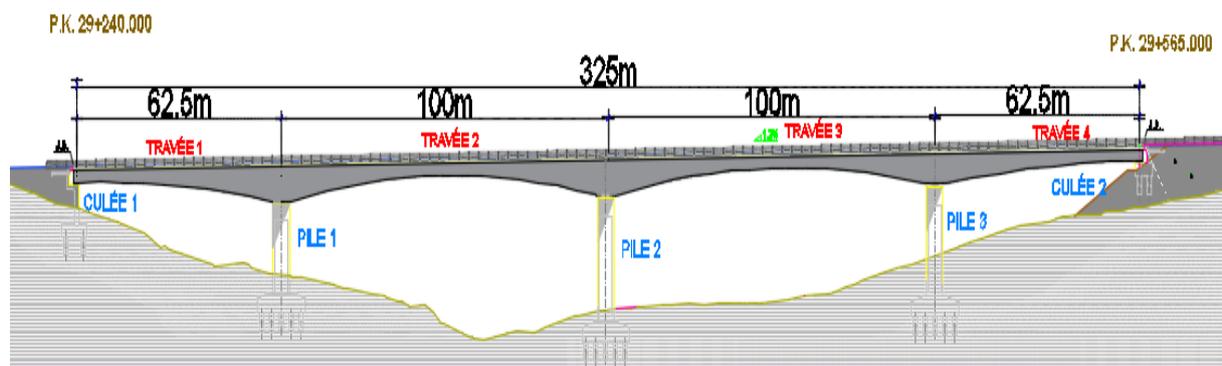


Fig II-7 : Coupe longitudinale de l'ouvrage.

II.2.3.3 : Coupe transversale :

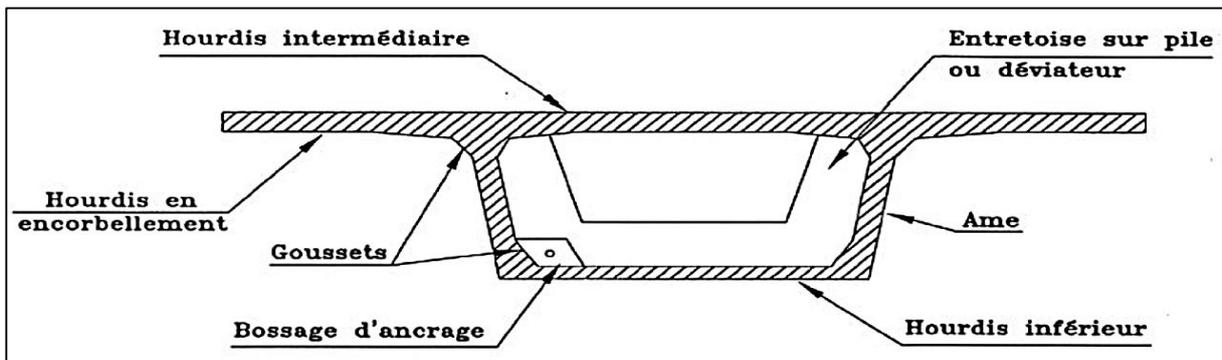


Fig II-8 : Coupe transversale schématique de l'ouvrage.

II.2.3.4 : Découpage des voussoirs :

Pour mieux faciliter la tâche d'exécution, on opte pour le découpage suivant :

Voussoir sur pile : 8m (03 voussoirs).

Voussoir courant : 4,50 m (60 voussoirs de hauteurs variables).

Voussoir de clavage : 2m (04 voussoirs de hauteur constante).

Voussoir sur culée : 11,50m (02 voussoirs de hauteur constante coulés sur cintre).

II.2.3.5 Pré dimensionnement :

On fait pré dimensionnement selon le guide SETRA, La figure ci-dessous précise les notations qu'on va utiliser pour pré-dimensionner cette variante :

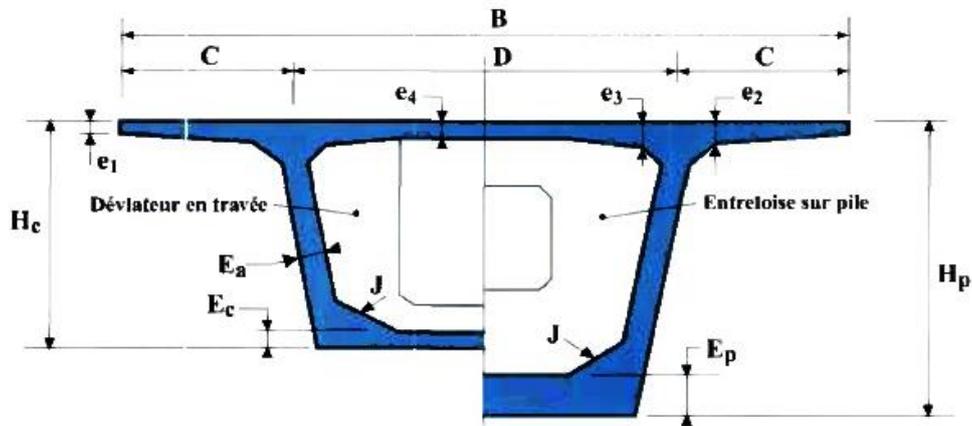


Fig II-9 : dimensions des différents composants de voussoir sur pile et à la culé

Le type et le nombre du caisson est généralement imposée par la largeur de la chaussée **B**.

Pour : $B \leq 13 \text{ m}$ Le caisson unicellulaire à deux âmes.

Pour : $13 \text{ m} < B \leq 18 \text{ m}$ Le caisson bicellulaire à trois âmes.

Pour : $18 \text{ m} < B \leq 25 \text{ m}$ Deux caissons unicellulaires.

Dans notre projet la largeur du tablier est de **13 m** donc nous avons choisi un tablier en forme de caisson unicellulaire avec deux âmes inclinées, cette disposition est souvent considérée comme étant plus esthétique et économique, car elle permet de réduire la dimension des piles.

➤ Hauteur du voussoir :

• Sur pile h_p :

Dans le cas courant, la hauteur sur pile est comprise entre $L/16$ et $L/18$, alors Avec L : désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

$$6,25 \leq h_p \leq 5,55. \text{ On prend } h_p = 6 \text{ m.}$$

• Sur culée h_c :

La hauteur du voussoir sur culée est comprise entre $L/30$ et $L/35$, avec un minimum de 2.20 m permettant un cheminement aisé dans le caisson.

$$\text{Donc } 3,33 \leq h_c \leq 2,86. \text{ On prend } h_c = 3 \text{ m}$$

➤ L'épaisseur des âmes :

L'épaisseur des âmes doit être déterminée de manière à reprendre dans des conditions acceptables les efforts tranchants et les moments de torsion, permettre un bétonnage aisé, vérifier les conditions au cisaillement et enfin permettre la mise en œuvre des organes d'ancrage de la précontrainte.

Dans le cas d'un câblage traditionnel cas de notre projet, les épaisseurs minimales doivent être :

$$e_{\min} = 36 \text{ cm pour des unités } 12T13$$

$$e_{\min} = 44 \text{ cm pour des unités } 12T15$$

$$e_{\min} = 59 \text{ cm pour des unités } 19T15$$

Par ailleurs, au stade de pré-dimensionnement, l'épaisseur des âmes est fixée en fonction de la résistance à l'effort tranchant :

L'épaisseur totale e_a des deux âmes peut être estimé à :

$e_a = 0,26 + L/500 = 0,46 \text{ m}$, Avec **L** portée principale (en **m**)

Donc : $e_a = 46 \text{ cm}$, on prend : $e_a = 50 \text{ cm}$

Les câbles de précontrainte choisis sont du type 12T15.

➤ **Inclinaison des âmes :**

L'inclinaison adoptée est de 19 %, soit $\text{tga} = 0,19$ et donc **a = 11°**

➤ **Entraxe des âmes :**

On adopte généralement une disposition telle que : **B = 2b**

Avec :

B : La largeur total du tablier

b : La distance entre les axes des âmes au niveau de leur enracinement sur ce hourdis.

Donc :

L'écartement entre les âmes est : **b = 6,5 m**

$$c = \frac{B}{4} \quad \text{Donc : } C = 3,25 \text{ m}$$

➤ **Epaisseur du Hourdis supérieur :**

Pour une largeur de tablier égal à $B = 13 \text{ m}$, le choix sera porté pour une section de caisson unicellulaire avec deux âmes inclinées, cette disposition est souvent considérée comme étant plus esthétique et économique, car elle permet de réduire la dimension des piles.

On a le rapport :

$$\frac{b}{e_{s1}} = 25 \text{ à } 30 ; \quad \mathbf{b} : \text{étant l'entraxe des âmes}$$

Donc :
$$e_{s1} = \frac{b}{30} = \frac{6,5}{30} = 0,22 \text{ m}$$

$$e_{s1} = 25 \text{ cm}$$

L'hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre.

- Son épaisseur en extrémité e_{s1} dépend du dispositif de retenue choisi (voir le guide SETRA relatif aux barrières de sécurité, alors On prend $e_{s1} = 25 \text{ cm}$.
- L'épaisseur e_2 , à l'enracinement de l'encorbellement dépend des équipements et du profil en travers fonctionne, On fixe $e_2 = 0,50 \text{ cm}$
- L'épaisseur à mi- travée e_4 est égale à $D/25$ ou $D/30$. On prend $e_4 = 0,25 \text{ cm}$ à cause de la compression qui subit l'hourdis supérieur à mi- portée.
- à l'encastrement, la valeur e_3 est estimée en mètre à $e_3 = 0.10 + D/25$, avec $D = B - 2C$, donc $e_3 = 36 \text{ cm}$. On doit aussi vérifier la relation $e_3 > e_2 - 0.10 \text{ m}$ et $e_3 > 1.5 * e_4$.
Donc on prend $e_3 = 0,50 \text{ cm}$

➤ **L'épaisseur de l'hourdis inférieur :**

Elles sont fixées suivant plusieurs paramètres :

- L'intensité des efforts de compression en phase de construction et en service.
- Le logement des câbles de continuité.
- La poussée au vide due à ces câbles.
- L'ancrage de ces câbles et diffusion des efforts de précontrainte correspondants.
- La Facilité du bétonnage.
- L'épaisseur de l'hourdis inférieur est variable entre la section sur pile et la section à la clé.

L'épaisseur sur culée E_c :

Elle doit être supérieure ou égale à la plus restrictive des valeurs suivantes :

$$E_c \geq \begin{cases} 18 \text{ cm} \\ *3, \phi \text{ étant le diamètre de conduits de précontraintes.} \\ \frac{e_a}{3}, e \text{ étant l'épaisseur des âmes} \end{cases}$$

$$E_c \geq \begin{cases} 18 \text{ cm} \\ \phi * 3, \phi = 8 \text{ cm}, 3 * 8 = 24 \text{ cm} \\ \frac{e_a}{3} = \frac{50}{3} = 16,67 \text{ cm} \end{cases}$$

$E_c \geq \max (18\text{cm}, 24\text{cm}, 16,67\text{cm})$

Alors : $E_c = 25 \text{ cm}$ et pour bien équilibrés la section on prend $E_c = 30 \text{ cm}$

L'épaisseur sur pile E_p :

Au voisinage des piles, c'est l'intensité des contraintes normales dues à la flexion longitudinale qui est prépondérante. Pour un pré dimensionnement, on peut utiliser la règle suivante :

$E_p = 2.5 * E_c \iff E_p = 2.5 * 30 = 75 \text{ cm}$

Dépend beaucoup plus de des portées et des largeurs des hourdis, qui varient généralement entre 35 ou 80 cm ou plus. On la fixe $E_p = 80 \text{ cm}$.

➤ **Dimensionnement des goussets :**

Les goussets facilitent la mise en place du béton, et permettent de loger les câbles du fléau ainsi que les ancrages éventuels des câbles de continuité relevés en travée.

Gousset supérieur : les dimensions du gousset supérieur sont conditionnées par plusieurs facteurs qui sont en général :

- Leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.
- Ils abritent les câbles de fléau qui précèdent leur ancrage.
- Ils permettent les déviations des câbles.
- Ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants.

L'épaisseur $e' = 25 \text{ cm}$.

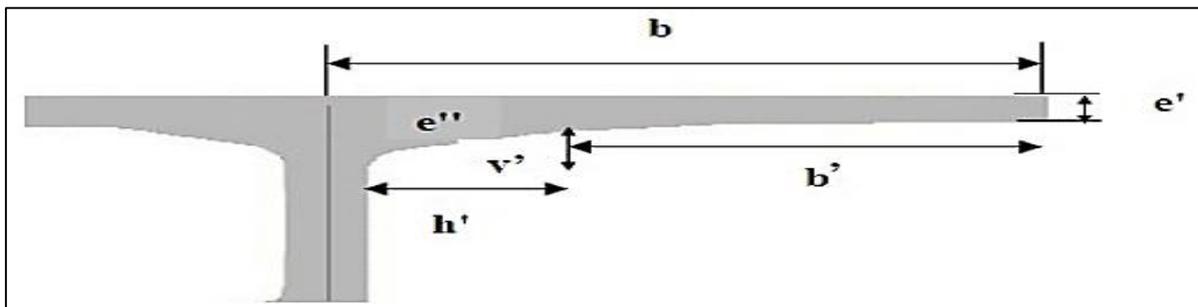


Fig II-10 : Gousset supérieur

La valeur (e'') est comprise entre : $\frac{b'}{5} \leq e'' \leq \frac{b'}{7}$

Avec : $b' = 2360 \text{ cm}$
 $32,15 \text{ cm} \leq e'' \leq 45 \text{ cm}$

- Pour notre ouvrage : $e'' = 50 \text{ cm}$

L'angle d'inclinaison du gousset et l'horizontal est α :

Tel que : $\text{tg} \alpha = \frac{v}{h}$

Avec: $v = 50 \text{ cm}$ et $h = 100 \text{ cm} \Rightarrow$ Ce qui donne
 $\alpha = 26.56^\circ$ on pose : $\alpha = 27^\circ$

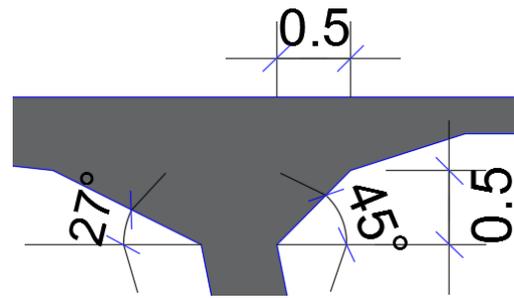


Fig. II-11 : les dimensions du Gousset supérieur

Dans la face intérieure, on les fixe à $50\text{cm} \times 50\text{cm}$ et un angle de 45° .

Gousset inférieur : son rôle principal est le raccordement mécanique entre les âmes et l'hourdis inférieur et il doit aussi loger les câbles de continuités intérieures.

On le fixe à $35\text{cm} \times 35\text{cm}$ avec un angle de 79° .

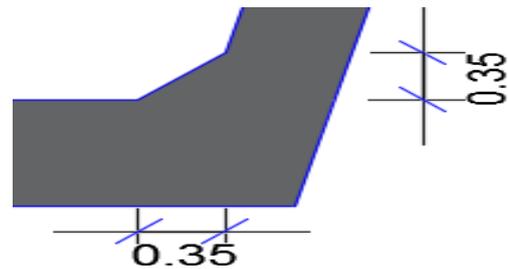


Fig. II-12 : les dimensions du Gousset inférieur

II.2.3.6 Avantage des ponts construits en encorbellement successif :

- Une vallée accidentée et profonde ne peut être franchie facilement, que si on construit notre tablier sans contact avec le sol.
- La suppression des cintres et échafaudages très coûteux vu la grande hauteur de la brèche.
- Réduire le nombre des appuis à réaliser.
- Faciliter la construction du tablier sur le profil en long et le tracé en plan et de lui donner des différentes géométries.
- La technologie des coffrages glissants pour les piles hautes permettent à la construction de devenir économique.
- La construction par éléments de 3 à 4m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier.
- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.
- Eviter la construction des appuis très large, cas des ponts poutres.

II.2.3.7 Inconvénients des ponts construits en encorbellement successif :

- Le poids est très important, ce qu'il conduit à envisager des appuis et fondations importantes.
- L'ouvrage constitue un système hyperstatique, sensible aux tassements différentiels.
- Le découpage du tablier en petits éléments et la multiplicité des phases de bétonnage qui en résulte favorisent les différences de teinte entre deux voussoirs successifs.
- L'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement aux accès au chantier.
- Le coût est très élevé du fait l'utilisation de nombreux câbles de la précontrainte et des fondations profondes importantes.
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée et un matériel adéquat, important.

II.3 : Choix de la variante :

Dans le domaine des ouvrages d'art, comme dans bien d'autres domaines, la solution d'un problème n'est pas unique, mais en général un choix plus précis peut être fait, qui doit permettre de fixer définitivement la conception d'ensemble de l'ouvrage, ce choix n'est pas pris au hasard, il doit être étudié avec beaucoup de soin que par des ingénieurs expérimentés, possédant une solide culture technique dans le domaine. Afin de satisfaire certains critères et exigences. Ce que n'est pas le cas pour nous mais on a essayé au maximum de rassembler des informations de différents secteurs (bureau d'étude, entreprise,...).

II.3.1 : Les différents critères :

➤ Les efforts dans la structure

- **Variante N°1** : selon le guide SETRA, la réaction d'appuis par poutre varie de 100 à 150 tonnes pour des portées de 30 à 40m, donc les descentes de charges provenant du tablier sont relativement importantes. Toutefois, les piles doivent avoir des dimensions importantes pour pouvoir reprendre des sollicitations importantes. La reprise des efforts n'est pas un réel problème pour la structure.

- **Variante N°2** : Contrairement à la variante N°1, la descente de charges provenant de tablier est moins importante. Mais Les charges dues au trafic routier ou ferroviaire induisent dans les tabliers de ponts des cycles d'intensité et de fréquences élevées, ils sont donc potentiellement susceptibles de s'endommager en fatigue.

- **Variante N°3** : Le poids propre important développe des efforts dans la structure d'une intensité très importante qu'il fallait reprendre en utilisant la précontrainte d'une manière très intense.

➤ Les efforts dans les fondations :

- **Variante N°1** : Les fondations sont sollicitées d'une manière très importante à cause du poids très important de l'ouvrage et aussi de la faible portance du sol de fondation. (D'après les résultats géotechniques).

- **Variante N°2** : Les fondations sont sollicitées par des efforts très raisonnables à cause de la légèreté de tablier.

- **Variante N°3** : Les ponts construits par encorbellement sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des efforts très importants, ce qui implique des fondations importantes.

➤ L'intégration dans le paysage :

- **Variante N°1** : Le fait d'avoir un très grand nombre de pile dans un site agricole est très pénalisant pour le site et rend vraiment le paysage non agréable.

- **Variante N°2** : De même que la variante N°1.

- **Variante N°3** : Le pont construit en encorbellement successif à hauteur variable présente un avantage esthétique que les usages apprécient. La réduction de nombre de piles ramène à créer des ouvertures importantes ce qui donne un paysage harmonique.

➤ Mode de construction :

Pour Le pont construit en encorbellement La construction de piles s'avère un peu facile par rapport aux autres variantes à cause de son nombre diminué Concernant le

tablier du pont en encorbellement coulé sur place sans contact avec le sol, présent un avantage très bénéfique par rapport aux autres variantes, dans notre cas où les conditions de navigation dans le site sont très difficiles et la brèche profonde.

➤ **Le cout global :** La quantité des matériaux utilisés lors de construction est très importante pour les deux premières variantes ; en vue de leur nombre de piles important et haut (10 piles pour la 1^{ère} variante et 6 pour la 2^{ème}). Ainsi, le nombre important des poutres, fondations et pieux. Ils rendent le cout global très important.

❖ **Tableau de comparaison des variantes proposées :**

Après avoir fait la présentation et l'analyse des trois variantes proposées, on passe maintenant à la comparaison pour pouvoir tirer la plus adéquate pour notre site. Et voici un tableau synoptique qui détail en maximum les inconvénients et les avantages de chaque variante suivant les critères qu'on a détaillé précédemment :

<u>Critères</u> <u>Variantes</u>	Coût global de la construction	Efforts dans les fondations	Intégration dans le paysage	Mode de Construction	Entretien
Pont a poutre multiple en BP	/	/	-	-	/
Pont mixte acier béton en poutres multiple	-	+	-	!	-
Pont en BP construit par encorbellements successifs	+	-	+	+	+

Tab. II-1 : Tableau synoptique de comparaison des variantes

Signification des facteurs de comparaison :

+ : Favorable. ! : Pas envisageable.

- : Défavorable. / : Moyen

II.4 : Conclusion :

Après l'analyse du tableau précédent, la variante retenue est celle construite en encorbellements successifs pour son intérêt esthétique, statique, coût et aussi le plus important son mode de constructions qui s'adapte aux conditions et obstacles de notre site.

Les concepts de cette variante seront traités plus en détail dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE III

Caractéristiques des
matériaux

Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

III-1 : Le béton

Le béton est un mélange dans des proportions prédéfinies de liant (ciment), de granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau et parfois d'autres ajouts, conformément aux prescriptions du **BAEL** ou du **BPEL**.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il est utilisé sous des contraintes plus élevées, ces qualités sont alors :

- une résistance élevée à la compression,
- l'étanchéité et la non agressivité chimique,
- une déformabilité instantanée et différée la plus faible possible,
- une bonne maniabilité.

a. Dosage :

Le béton est dosé à **400 kg/m³** de ciment **CPJ 425**, avec un contrôle strict.

b. Densité :

La masse volumique du béton armé $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées avec un ajout de câble permettant de réaliser des structures beaucoup plus légères. donc des très grande portée, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenés par les charge (poids propre).

Le module d'élasticité longitudinale est élevé, pour réduire les déformations et les pertes de tension des aciers.

Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 Kg/m³, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m³ (c. à. d 500 Kg de ciment pour 1 m³ de béton). Quant aux liants, les plus utilisés pour la mise en œuvre du béton sont les ciments portland artificiels C.P.A325.

III.2. Caractéristiques mécaniques du béton

III-2-1 : La résistance à la compression

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section 200 cm² et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32"), est notée f_{c28} et s'exprime en MPa, elle varie en fonction de l'âge du béton.

Le règlement du **BAEL** et **BPEL**, donne des lois d'évolution de f_{cj} (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours comme suit :

✓ Pour un béton âgé de moins de 28 jours, on utilise les formules suivantes :

$$f_{cj} = \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \quad (\text{BAEL art 2.1, 21}) \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{MPa} \end{cases}$$

✓ Pour un béton âgé de 28 jours et plus on considère que $f_{cj} = f_{c28}$.
Le béton de notre ouvrage est caractérisé par :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa pour le béton de tablier (Superstructure)} \\ 30 \text{ MPa pour le béton d'appui et les fondations (Infrastructure)} \end{cases}$$

III-2-2 : La résistance à la traction

La résistance à la traction joue un rôle très important dans le comportement mécanique, en particulier « l'adhérence ».

Elle est définie conventionnellement par la relation ci-dessus en fonction de la résistance à la compression.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{BAEL art 2.1, 12})$$

Pour notre ouvrage :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa (pour tablier).}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (30) = 2,4 \text{ MPa (pour les appuis et les fondations).}$$

III-2-3 : Contraintes admissibles

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

III-2-3-1- Contrainte admissible à l'état limite ultime (ELU) :

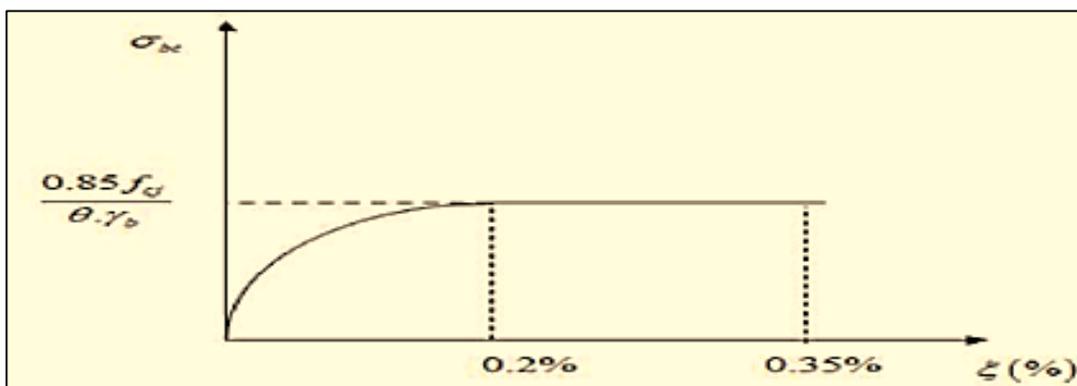


Fig III-1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL art A.4.3, 4})$$

Avec :

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours.

$$\gamma_b : \text{coefficient de sécurité : } \begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ situation de projet durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ situation de projet en cas de séisme. (Accidentelle)} \end{cases}$$

θ : le coefficient θ est fixé à :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} \\ & \text{considérée est supérieure à 24 H.} \\ 0,90 & \text{: Lorsque cette durée est comprise entre 1 H et 24H,} \\ 0,85 & \text{: Lorsque cette durée est inférieure à 1H.} \end{cases}$$

III-1-3-2- Contrainte admissible à l'état limite de service (ELS) :

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\sigma = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{en service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases} \quad (\text{BAEL art A.4.5, 2})$$

III-2-4- Module de déformation longitudinale du béton

On distingue les modules de Young ; instantané E_{ij} et différé E_{vj} :

III.2.4.1. Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad (\text{BEAL art A.2.1, 21})$$

$$E_{ij} = \begin{cases} 35982 \text{ MPa} & \text{Pour le béton de la superstructure.} \\ 34180 \text{ MPa} & \text{Pour le béton d'appuis et la fondation.} \end{cases}$$

III.2.4.2. Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (Mpa)} \quad (\text{BEAL art A.2.1, 21})$$

$$E_{vj} = \begin{cases} 12103 \text{ MPa} & \text{Pour le béton de la superstructure.} \\ 11497 \text{ MPa} & \text{Pour le béton d'appuis et la fondation.} \end{cases}$$

III-2-5- Module de Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Avec : } E : \text{Module de Young.}$$

ν : coefficient de poinçonnement.

III-2-6 : Coefficient de poisson « ν » :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$V = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l} \quad \begin{cases} L, t : \text{Longueur et largeur de l'élément considéré.} \\ \Delta l : \text{La variation longitudinale de l'élément.} \\ \Delta t : \text{La variation transversale de l'élément.} \end{cases}$$

On prend pour les calculs de béton précontraint les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} \nu = 0 & \text{Pour le calcul des sollicitations} \longrightarrow (\text{Béton fissuré E.L.U}) \\ \nu = 0,2 & \text{Pour le calcul des déformations)} \longrightarrow (\text{Béton non fissuré E.L.S}) \end{cases}$$

III-2-7 : Déformations différées

On distingue deux déformations différées qui apparaissent dans la vie d'un ouvrage en béton :

➤ **le retrait :**

Le retrait est un phénomène de raccourcissement différé dû principalement au départ de l'eau libre interne c'est-à-dire de l'eau qui chimiquement n'était pas nécessaire à la prise du ciment mais qui était indispensable pour obtenir une consistance plastique du béton pour faciliter sa mise en œuvre.

L'importance du retrait dépend d'un certain nombre de paramètres :

- ✓ l'humidité relative de l'air ambiant (le retrait augmente quand l'humidité diminue).
- ✓ les dimensions de la pièce (le retrait est plus grand pour les pièces peu épaisses).
- ✓ la quantité d'armatures situées à l'intérieur de la pièce qui freinent le retrait.
- ✓ la quantité d'eau mise en œuvre (le retrait augmente avec cette valeur).
- ✓ le dosage du ciment (le retrait augmente avec la quantité du ciment).
- ✓ le temps écoulé.

➤ **le fluage :**

Il correspond à un raccourcissement croissant dans le temps sous contrainte constante, une pièce soumise à la compression simple se raccourcit à la mise en application de la charge qu'on appelle raccourcissement élastique instantané :

$$\frac{\Delta l_i}{l} = \frac{\sigma}{E_{ij}}$$

Mais dans le temps, la pièce continue à se raccourcir pour atteindre, au bout d'un temps infini (Plusieurs années), une limite qui est de l'ordre de « 3 fois le raccourcissement instantané ».

C'est de là qu'on pouvait écrire :

$$\frac{\Delta l_v}{l} = 3 \frac{\Delta l_i}{l} = \frac{\sigma}{E_{ij}} = \frac{\sigma}{E_{vj}}$$

Le fluage est un phénomène complexe qui n'est ni linéaire ni réversible il dépend d'un certain nombre de paramètres :

- ✓ du dosage du ciment.
- ✓ la teneur en eau.
- ✓ de l'humidité relative de l'air.
- ✓ du durcissement du béton à l'âge de la mise en charge.
- ✓ de l'épaisseur moyenne de la pièce.

➤ **Effet de la température :**

Le béton armé et donc le béton précontraint n'aurait jamais pu exister si « les coefficients de dilatation thermique » des deux matériaux béton et acier avaient été très différents.

Le coefficient de dilatation de l'acier valant 10^{-5} celui du béton varie de **0,8 à 1,2 10^{-5}**

Donc dans les calculs on pourra retenir la valeur 10^{-5} par degré Celsius pour le béton précontraint.

III-3- Les aciers

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

-**Les aciers actifs**, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.

-**Les aciers passifs** nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (absence d'étrier précontraints) pour limiter la fissuration.

III-3-1-Les aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence (**fascicule N°62 art2.2, 5**) :

- De classe **FeE40**.
- De limite élastique est respectivement **400 MPa** et **500 MPa**.
- De module d'élasticité longitudinale : **Es = 210 000 Mpa**

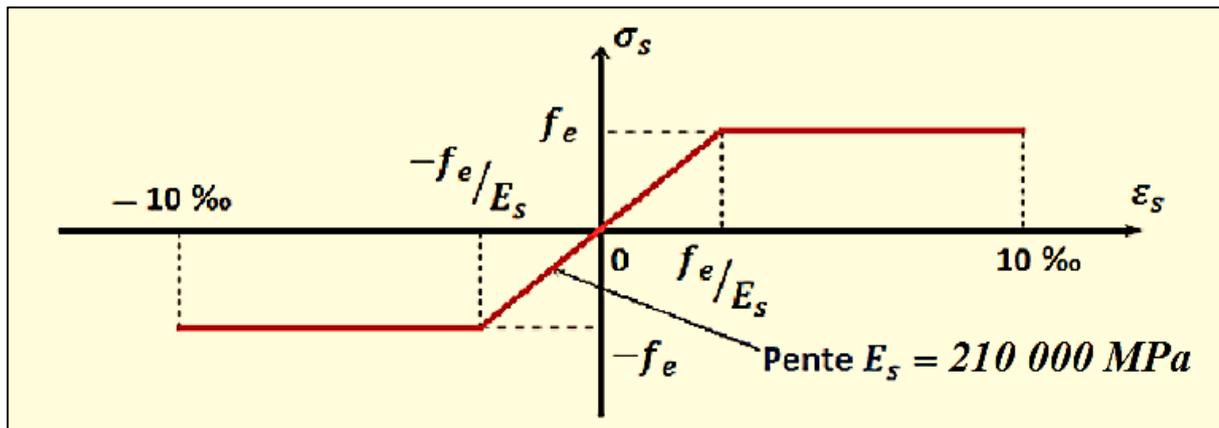


Fig. III-2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier (BAEL 91 REVISE 99).

III-3-1-1 : La contrainte limite de traction à l'état limite ultime (ELU) :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BEAL art A.4.3, 2})$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle (situation de projet en cas de séisme)} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ situation de projet durable ou transitoire.} \end{array} \right.$

III-3-1-2 : La contrainte limite de traction à l'état limite de service (ELS) :

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celle-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

On définit :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\sigma}_s = f_e$
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{sc} = \min \{2/3f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{sc} = \min \{1/2f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}}\}$

η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les aciers à haute adhérences.} \end{array} \right.$$

III-3-2-Les aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour la construction en béton précontraint. Elles sont sous tension même sans aucune sollicitation. Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles T15super.



Fig. III-3 : acier actif (15T15s)

III-3-2-1-Caractéristiques géométriques des câbles :

Selon FREYSSINET les câbles ont les caractéristiques géométriques suivantes :

- Section nominale d'un toron : **140 mm²**.
- Poids de **1T15s = 1,175 (kg/m)**.
- Section nominale d'un câble à **12 torons, A_p = 1800 mm²**.
- Diamètre de la gaine : **80 mm**.

III-3-2-2-Caractéristiques mécaniques :

Les câbles ont les caractéristiques géométriques suivantes :

- Module d'élasticité de l'acier : **E_p = 195 000 MPa**.
- Coefficient de frottement de courbure : **f = 0,2 rad⁻¹**.
- Coefficient de perte par frottement linéaire : **φ = 0,003m⁻¹**.
- Relaxation à 1000 heures ; **ρ₁₀₀₀ = 2.5%** (acier à très basse relaxation TBR),
μ₀ = 0,43% (TBR).
- Recul d'ancrage : **6 mm**.
- Contrainte de rupture garantie (Tension minimale de rupture) : **f_{prg} = 1860 MPa**.
- Contrainte limite élastique garantie (Tension de fluage du câble) : **f_{peg} = 0,9 f_{prg}**
→ **f_{peg} = 1674 MPa**.
- Tension initiale du câble : **f_i = 0.73 f_{pk}** → **f_i = 1358 MPa**.

L'évolution des contraintes en fonction des déformations est définie dans le diagramme suivant conformément aux règles du **BPEL** :

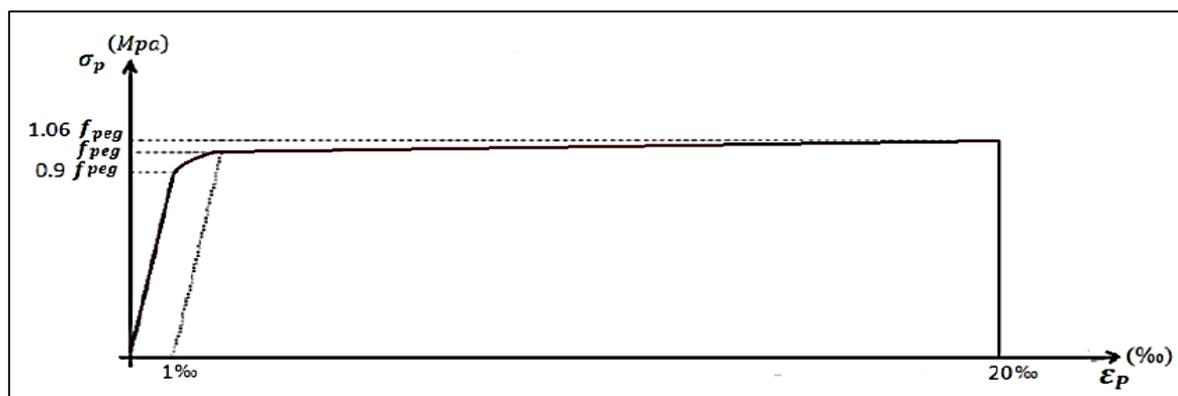


Fig III-4 : Diagramme contraintes-déformation des aciers de précontrainte (BPEL).

CHAPITRE IV

Caractéristiques
géométriques

IV.1 : Calcule des caractéristiques géométriques des sections

Déterminations des différentes caractéristiques géométriques des deux caissons (voussoir sur pile et sur culé).

On pose :

Y_{Gi} : Ordonnée de centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure ;

S_i : Aire de la section « i ».

I_{Gi} : Moment d'inertie de la section « i », par rapport à son centre de gravité.

V : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure :

$$V = H - Y_G$$

V' : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure :

- ✓ Rendement géométriques de la section :

$$\rho = \frac{I_{yi}}{S.V.V'}$$

- ✓ $C = \rho.V$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central ;
- ✓ $C' = \rho.V'$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central ;

IV.1.1 : Section sur pile

Le schéma suivant illustre les différentes caractéristiques géométriques du voussoir sur pile, qu'on a déjà adopté, dans le chapitre conception générale.

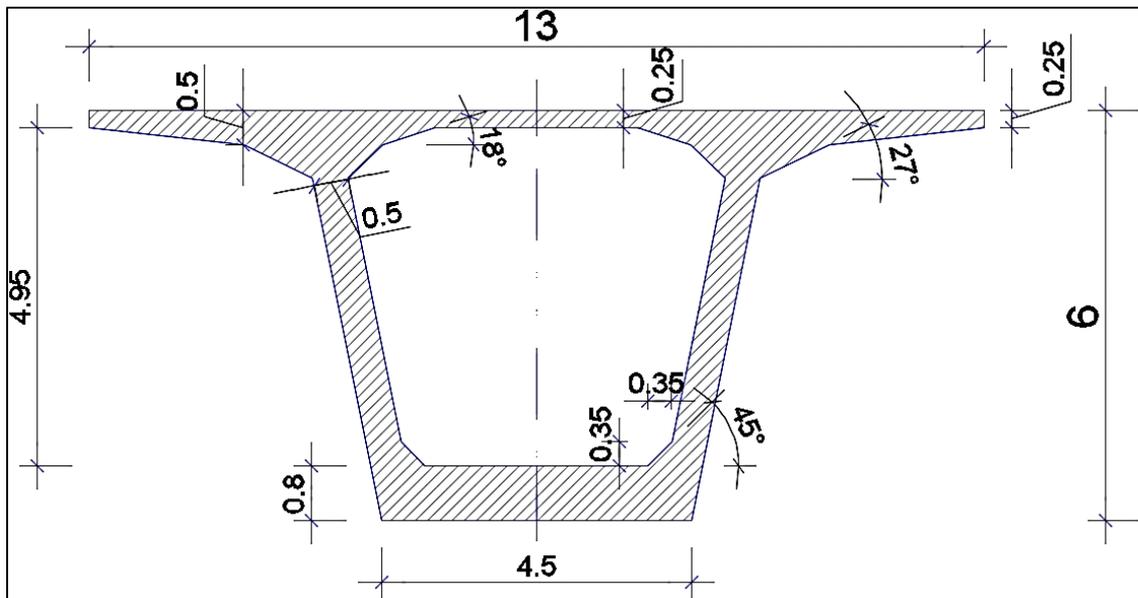


Fig.IV.1 : Section transversale du voussoir sur pile

Le tableau ci-dessous donne les caractéristiques mécaniques du voussoir sur pile :

Caractéristiques mécaniques	Valeur
A_p	14.40 m ²
I_{Gx}	88.20 m ⁴
$V'_p=Y_{Gp}$	3.50 m
V_p	2.50 m
ρ_p	0.700
C'_p	2.45 m
C_p	1.75 m

Tab. IV.1 : caractéristiques géométriques de la section sur pile

IV.1-2 : Section sur culée :

Et de même pour le voussoir à la clef on se contente de donner ces caractéristiques dans la figure suivante :

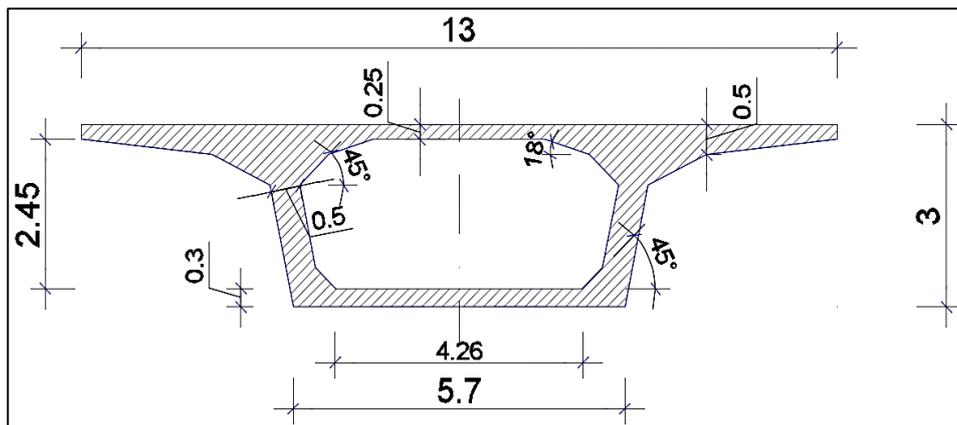


Fig. IV.2 : Section transversale du voussoir sur culée

Caractéristiques mécaniques	Valeur
A_c	9.80 m ²
I_{Gx}	7.40 m ⁴
$V'_c=Y_{Gc}$	2.00 m
V_c	1.00 m
ρ_c	0.378
C'_c	0.755 m
C_c	0.378 m

Tab. IV.2 : caractéristiques géométriques de la section sur culée.

IV.2 : Loi de variation des différents paramètres géométriques

L'extrados a une pente de 1,2 % et on a une variation de l'épaisseur du hourdis inférieure, de la hauteur de la poutre, de la section, de l'inertie et de la position du centre de gravité de la section du voussoir.

IV.2.1 : Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$

➤ Travée de rive :

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure ci-dessous, pour lequel nous admettons :

- ✓ L'extrados est rectiligne.
- ✓ Sur clé : L'intrados à une hauteur constante égale à $h_c=3.00$ m puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre $h_p=6.00$ m au niveau de la pile.
- ✓ La travée de rive ou bien la demi-travée intermédiaire contient **10 voussoirs** courants,
- ✓ de **4,5 m** de long chacun, sur **45 m**.
- ✓ C'est cette longueur « $L = 45$ m » que nous utiliserons pour la suite de nos calculs.

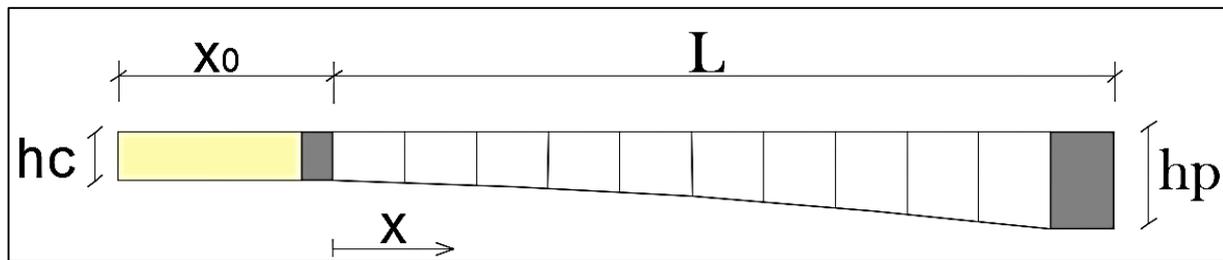


Fig. IV.3 : Variation de la hauteur de la travée de rive.

- ✓ La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.
- ✓ La variation de la hauteur est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x \leq 0 : & h(X) = h_c = 3,00 \text{ m} \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & h(X) = h_c + \frac{h_p - h_c}{L^2} X^2 \quad h(\overline{x}) = 3 + 0.00148 X^2 \end{cases}$$

Avec : h_p : hauteur de la poutre sur pile.

h_c : hauteur de la poutre à la culée.

L : $62,5 - (11,5+2+4) = 45\text{m}$

➤ Travée intermédiaire :

En considérant le fléau intermédiaire représenté sur la figure ci-dessous : Comme la travée est symétrique, donc on peut s'intéresser uniquement à sa moitié (demi-fléau).

Comme pour les travées de rives, on opte pour une variation parabolique de l'intrados, la hauteur varie de 6 m sur pile à 3 m à la clé.

On pose L : la longueur de la travée centrale - $8 \text{ m} - 2 \text{ m} = 90/2 = 45 \text{ m}$.

Sachant : ✓ la longueur des deux demi-voussoirs sur pile est égale à 8m.

✓ la longueur du voussoir de clavage est égale à 2 m.

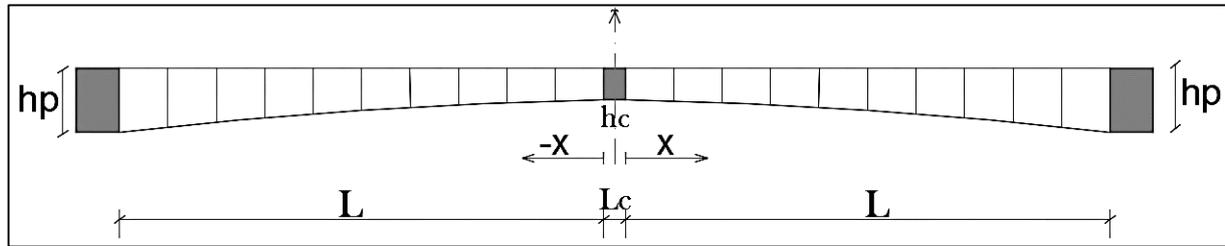


Fig. IV.4 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire

La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x \leq 0 : \quad h(X) = h_c = 3,00 \text{ m} \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : \quad h(X) = h_c + \frac{h_p - h_c}{L^2} X^2 \quad h(\vec{x}) = 3 + 0,00148 X^2 \end{array} \right.$$

IV.2.2 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieure e(x)

➤ Travée de rive :

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure ci-dessous :

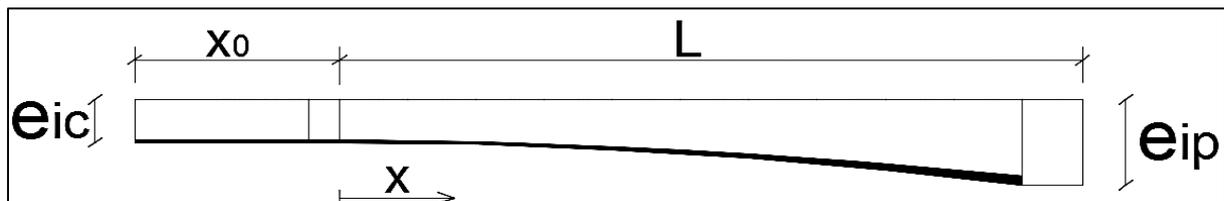


Fig. IV.5 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.

La variation des épaisseurs du hourdis inférieur est donnée par les relations suivantes :

- ✓ Épaisseur à la clé $e_{ic} = 0,30 \text{ m}$
- ✓ Épaisseur sur pile $e_{ip} = 0,80 \text{ m}$
- ✓ Longueur à partir de la pile $L = 45 \text{ m}$
- ✓ La variation de l'épaisseur du hourdis inférieur est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x \leq 0 : \quad e(X) = e_{ic} = 0,30 \text{ m} \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : \quad e(X) = e_{ic} + \frac{e_{ip} - e_{ic}}{L^2} X^2 \quad \Rightarrow \quad e(X) = 0,30 + 0,00024 X^2 \end{array} \right.$$

Avec : e_c : épaisseurs du hourdis sur culée.

e_p : épaisseurs du hourdis sur pile.

➤ Travée intermédiaire :

En considérant le demi-fléau intermédiaire représenté sur la figure suivante :

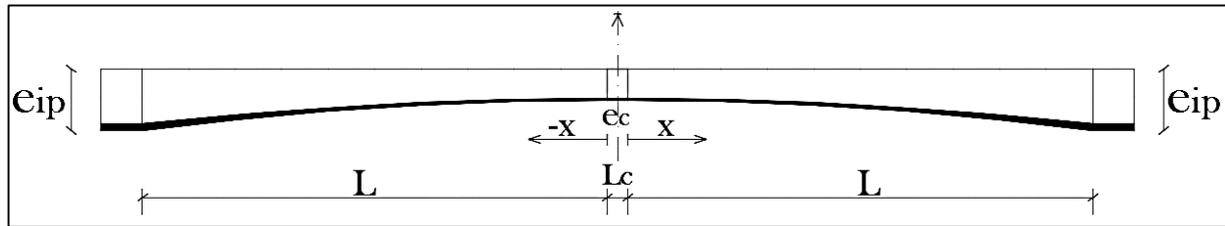


Fig. IV.6 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.

La variation des épaisseurs du hourdis inférieur est donnée par les relations suivantes :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x \leq 0 : \quad e(X) = e_{ic} = 0,30 \text{ m} \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : \quad e(X) = e_{ic} + \frac{e_{ip} - e_{ic}}{L^2} X^2 \quad e(\vec{x}) = 0,30 + 0,00024 X^2 \end{array} \right.$$

IV.2.3 : Variation de la section S(x)

➤ Travée de rive :

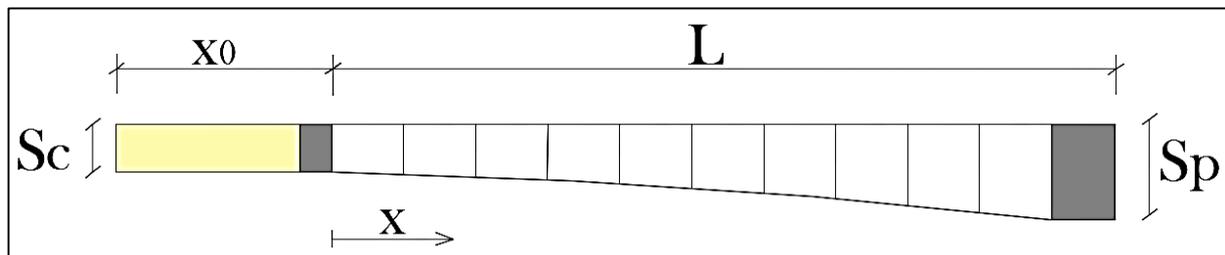


Fig. IV.7 : Variation de la section de la travée de rive.

- ✓ Épaisseur à la clé $S_{ci} = 9,80 \text{ m}^2$
- ✓ Épaisseur sur pile $S_{pi} = 14,40 \text{ m}^2$
- ✓ Longueur à partir de la pile $L = 45 \text{ m}$
- ✓ La variation de la section est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x \leq 0 : \quad S(X) = S_{ci} = 9,80 \text{ m}^2 \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : \quad S(X) = S_c + \frac{S_p - S_c}{L^2} X^2 \quad \Leftrightarrow \quad S(X) = 9,80 + 0,00227 X^2 \end{array} \right.$$

Avec : S_c : section de la poutre à la culée.

S_p : section de la poutre à la pile.

➤ Travée intermédiaire :

En considérant le demi-fléau intermédiaire représenté sur la figure suivante :

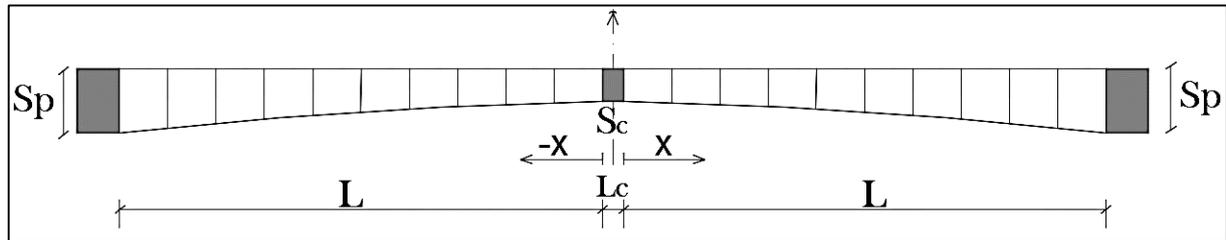


Fig. IV.8 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.

La fonction représentative de l'aire de la section est :

$$\begin{cases} \text{Pour } x \leq 0 : & S(X) = S_{ci} = 9,80 \text{ m}^2 \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & S(X) = S_c + \frac{S_p - S_c}{L^2} X^2 \end{cases} \Rightarrow S(X) = 9,80 + 0,00227 X^2$$

IV.2.4 : Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir

➤ Travée de rive :

- ✓ Épaisseur à la clé $Y_{Gc} = 2,00 \text{ m}$
- ✓ Épaisseur sur pile $Y_{Gp} = 3,50 \text{ m}$
- ✓ Longueur à partir de la pile $L = 45 \text{ m}$
- ✓ La variation des (C.D.G) est donnée par les relations suivantes par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x \leq 0 : & Y_G(X) = Y_{Gc} = 2,00 \text{ m} \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & Y(X) = Y_{Gc} + \frac{Y_{Gc} - Y_{Gp}}{L^2} X^2 \end{cases} \Rightarrow Y(X) = 2,00 + 0,00074 X^2$$

Avec : $Y_{Gc} = 1,9541 \text{ m}$ position du centre de gravité de la section à la clé.

$Y_{Gp} = 3,4527 \text{ m}$ position du centre de gravité de la section sur pile.

➤ Travée intermédiaire :

$$\begin{cases} \text{Pour } x \leq 0 : & Y_G(X) = Y_{Gc} = 2,00 \text{ m} \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & Y(X) = Y_{Gc} + \frac{Y_{Gc} - Y_{Gp}}{L^2} X^2 \end{cases} \Rightarrow Y(X) = 2,00 + 0,00074 X^2$$

IV.2.5 : Variation de l'inertie I(x)

Pour la détermination de la variation d'inertie dans une section variable, on fait appel à l'hypothèse des tables de Guldin :

- Il est d'usage de considérer une loi de variation de la forme $kh^{(5/2)}$, h étant la hauteur de la poutre. Cette loi, est une loi intermédiaire entre la loi limite Kh^2 et la loi de variation de l'inertie d'une section pleine rectangulaire $I = Kh^3$.
- L'expérience montre qu'une loi de la forme $kh^{(5/2)}$, conduit à des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fait pour une section en forme de poutre caisson.

➤ Travée de rive :

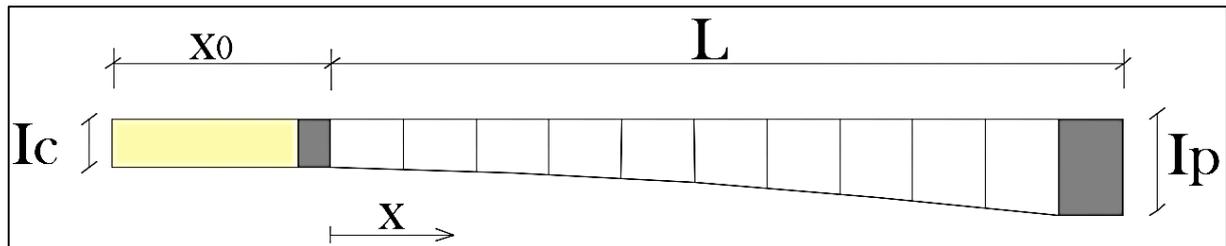


Fig. IV.9 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive

La variation des inerties est donnée par les relations suivantes :

$$I(x) = I_c \left[1 + K \left(1 - \frac{x}{L} \right)^{5/2} \right] \quad \text{Avec : } K = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0,4} - 1$$

- ✓ L'inertie sur clé $I_c = 7,40 \text{ m}^4$
- ✓ L'inertie sur pile $I_p = 88,20 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} \text{Pour } x \leq 0 : & I(X) = I_c = 7,40 \text{ m}^4 \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & I(x) = I_c \left[1 + K \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right]^{5/2} \end{cases}$$

Avec : $K = 1,695$

➤ Travée intermédiaire :

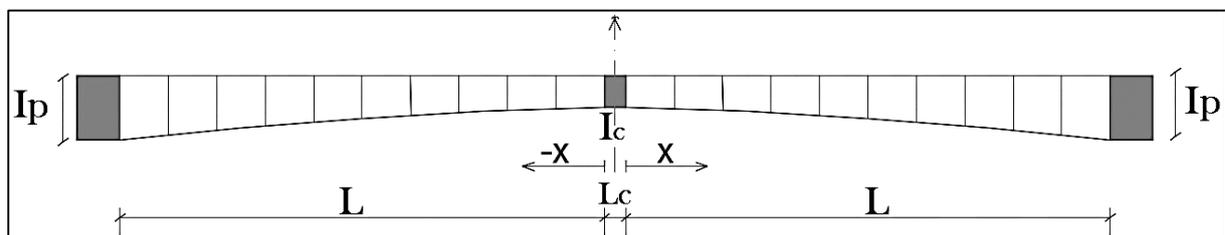


Fig. IV.10 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire.

✚ La variation des différents paramètres de la travée de rive :

Le tableau ci-dessous donne les différentes caractéristiques des voussoirs d'un demi-fléau :

	X(m)	H(x) (m)	e(x)(m)	S(x) (m ²)	Yg(x) (m)	I(x) (m ⁴)	V(x) (m)	v'(x) (m)	ρ	C(x) (m)	C'(x) (m)
sur cintre	13,5	3	0,3	9,8	2	7,4	1	2	0,378	0,378	0,755
clavage	-2	3	0,3	9,8	2	7,4	1	2	0,378	0,378	0,755
v1	0	3	0,3	9,8	2	7,4	1	2	0,378	0,378	0,755
v2	4,5	3,03	0,31	9,846	2,015	7,717	1,015	2,015	0,383	0,389	0,772
v3	9	3,12	0,32	9,984	2,06	8,718	1,06	2,06	0,4	0,424	0,824
v4	13,5	3,27	0,35	10,214	2,135	10,552	1,135	2,135	0,426	0,484	0,91
v5	18	3,48	0,38	10,536	2,24	13,481	1,24	2,24	0,461	0,571	1,032
v6	22,5	3,75	0,43	10,95	2,375	17,895	1,375	2,375	0,5	0,688	1,189
v7	27	4,08	0,48	11,456	2,54	24,341	1,54	2,54	0,543	0,837	1,38
v8	31,5	4,47	0,55	12,054	2,735	33,541	1,735	2,735	0,586	1,017	1,604
v9	36	4,92	0,62	12,744	2,96	46,426	1,96	2,96	0,628	1,231	1,859
v10	40,5	5,43	0,71	13,526	3,215	64,166	2,215	3,215	0,666	1,476	2,142
(1/2)vsp	45	6	0,8	14,4	3,5	88,2	2,5	3,5	0,7	1,75	2,45

Tab. IV-3 : Tableau récapitulatif de la variation des différents paramètres de la travée de rive.

✚ La variation des différents paramètres de la travée intermédiaire :

	X (m)	H(x) (m)	e(x) (m)	S(x) (m ²)	Yg(x) (m)	I(x) (m ⁴)	V(x) (m)	v'(x) (m)	ρ	C(x) (m)	C'(x) (m)
clavage	-2	3	0,3	9,8	2	7,4	1	2	0,378	0,378	0,755
v1	0	3	0,3	9,8	2	7,4	1	2	0,378	0,378	0,755
v2	4,5	3,03	0,31	9,846	2,015	7,717	1,015	2,015	0,383	0,389	0,772
v3	9	3,12	0,32	9,984	2,06	8,718	1,06	2,06	0,4	0,424	0,824
v4	13,5	3,27	0,35	10,214	2,135	10,552	1,135	2,135	0,426	0,484	0,91
v5	18	3,48	0,38	10,536	2,24	13,481	1,24	2,24	0,461	0,571	1,032
v6	22,5	3,75	0,43	10,95	2,375	17,895	1,375	2,375	0,5	0,688	1,189
v7	27	4,08	0,48	11,456	2,54	24,341	1,54	2,54	0,543	0,837	1,38
v8	31,5	4,47	0,55	12,054	2,735	33,541	1,735	2,735	0,586	1,017	1,604
v9	36	4,92	0,62	12,744	2,96	46,426	1,96	2,96	0,628	1,231	1,859
v10	40,5	5,43	0,71	13,526	3,215	64,166	2,215	3,215	0,666	1,476	2,142
(1/2)vsp	45	6	0,8	14,4	3,5	88,2	2,5	3,5	0,7	1,75	2,45

Tab. IV-4 : Tableau récapitulatif de la variation des différents paramètres de 1/2 de la travée intermédiaire

IV.3 : Caractéristiques géométriques du voussoir sur pile a section- pleine

Les différentes caractéristiques données dans le **tableau** sont incorrects, celles-ci ne seront utilisées que pour établir les lois de variation.

En effet, un voussoir sur pile a une section quasiment pleine car la poutre caisson est dotée d'une entretoise robuste qui a pour rôle de la rigidifier à la torsion et d'assurer l'indéformabilité de la section droite.

Les dimensions réelles sont représentées sur le schéma suivant :

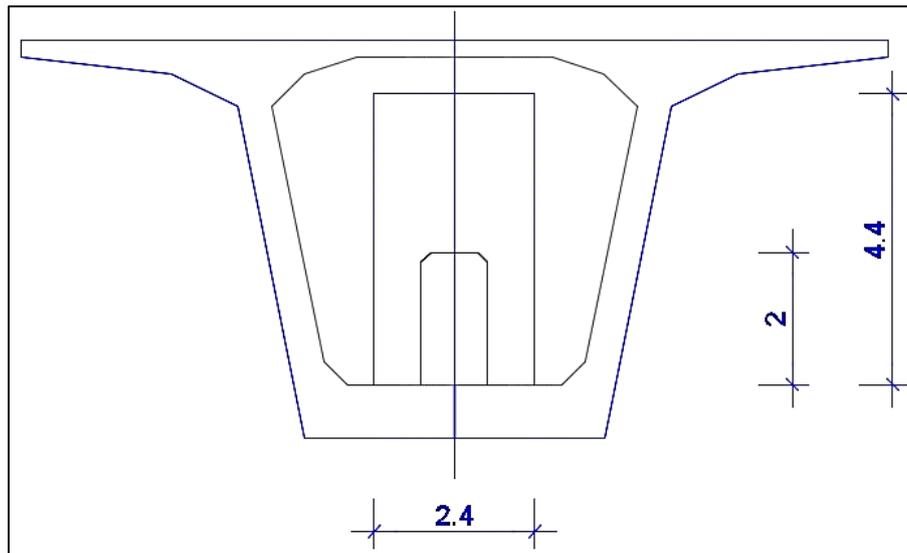


Fig.IV.11 : Section transversale du voussoir pleine sur pile

Le tableau ci-dessous donne les caractéristiques mécaniques du voussoir sur pile à section pleine :

Caractéristiques mécaniques	Valeur
A_p	35.2 m ²
I_{Yp}	122.6 m ⁴
$V'_p=Y_{Gp}$	2.5 m
V_p	3.5 m
ρ_p	0.399
C_p	1.3965 m
C'_p	0.9975 m

Tab. IV.5 : caractéristiques géométriques de la section sur pile pleine

CHAPITRE V

Charge et surcharge

Introduction

L'évaluation des différentes charges et surcharges agissantes sur l'ouvrage est très importante. Ce dernier doit tenir tant que en phase de construction, qu'en service sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propres.

Le DTR RCPR¹ est pris comme une référence, afin d'évaluer toutes les charges et les surcharges.

V.1: Caractéristiques du pont

V.1.1: Classe du pont :

- $L_r \geq 7.00m$ \Rightarrow un pont de 1^{ère} classe.
- $5.50 m < L_r < 7.00 m$ \Rightarrow Un pont de 2^{ème} classe.
- $L_r \leq 5.50 m$ \Rightarrow Un pont de 3^{ème} classe.

Tel que L_r : la largeur roulable

Dans notre cas $L_r = 11 m$ \Rightarrow pont de **1^{ère} classe**

V.1.2: Largeur chargeable (L_c) :

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,5m de deux cotés.

En général la largeur chargeable s'écrit sous la forme suivante : $L_C = L_R - 2 \times 0,5$

Si le pont ne comporte pas de bande d'arrêt d'urgence, alors : $L_C = L_R$

- Dans notre cas : la largeur chargeable $L_c = 10 m$.

V.1.3: Nombre de voies de circulation

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

Donc pour notre cas : $n_v = L_c/3 = 10/3 = 3.33$

$\Rightarrow n_v = 3$ voies.

V.1.4: Largeur d'une voie :

$L_v = L_c/n_v = 10/3 = 3.33$ $\Rightarrow L_v = 3.50 m$.

- Donc pour notre cas : trois voies de 3,50 m.

¹ Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes

V.2: Evaluation des charges et surcharges

V.2.1: Charge permanente (CP) :

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

V.2.1.1: Les éléments porteurs :

Ces charges concernent le tablier seul.

$$G = 2 G_1 + 2 G_2$$

On note :

- G_1 : Poids propre d'une travée de rive.
- G_2 : Poids propre d'une travée centrale.

➤ Calcul de G_1 :

$$G_1 = G_1' + G_1'' + G_1'''$$

Avec :

- G_1' : Poids propre du voussoir sur la culée (partie de hauteur constante « partie coulée sur cintre + voussoir de clavage, »)
- G_1'' : Poids propre d'un demi-voussoir sur pile.
- G_1''' : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

$$G_1' = \gamma_b \times S_c \times 11.5 = 2.5 \times 9.80 \times 11.5 = \mathbf{330.75 \text{ t.}}$$

$$G_1'' = \gamma_b \times S_p \times 4 = 2.5 \times 14.40 \times 4 = \mathbf{144.00 \text{ t.}}$$

Avec : S_c : Section du voussoir sur culée. $S_c = 9.80 \text{ m}^2$

S_p : Section du voussoir sur pile. $S_p = 14.40 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} G_1''' &= 2.5 \times \int_0^{45} (S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{X}{L}\right)^2) dx \\ &= 2.5 \times \left[S_c \times X + (S_p - S_c) \left(\frac{X^3}{3L^2}\right) \right]_0^{45} \\ &= 2.5 \times \left[9.80 \times 45 + (14.40 - 9.80) \left(\frac{45^3}{3 \times 45^2}\right) \right] \\ &= \mathbf{1275.00 \text{ t}} \end{aligned}$$

D'où : $G_1 = 330.75 + 144 + 1275$

$$\mathbf{G_1 = 1749.75 \text{ t}}$$

Calcul de G_2 :

$$G_2 = G_2' + G_2'' + G_2'''$$

G_2' : poids du voussoir de clavage,

G_2'' : poids de deux demi - voussoirs sur pile,

G_2''' : poids de la partie à hauteur variable.

$$\text{Donc : } G_2' = \gamma_b \times S_c \times 2 = 2.5 \times 9.80 \times 2 = 49.00 \text{ t.}$$

$$G_2'' = 2 \times \gamma_b \times S_p \times 4 = 2 \times 2.5 \times 14.40 \times 4 = 288.00 \text{ t.}$$

$$G_2''' = 2 \times 2.5 \times \int_0^{45} (S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{X}{L}\right)^2) dx$$

$$G_2''' = 2 \times 2.5 \times \left[9.80 \times 45 + (14.40 - 9.80) \left(\frac{45^3}{3 \times 45^2}\right) \right]$$

$$= 2550.00 \text{ t}$$

$$\text{D'où : } G_2 = 49 + 288 + 2550$$

$$G_2 = 2887.00 \text{ t}$$

Finalemment :

$$G = 2 \times G_1 + 2 \times G_2$$

$$G = 2 \times 1749.75 + 2 \times 2887.00$$

Donc le poids total du tablier est : $G = 9273.50 \text{ t}$

V.2.1.2. Les éléments non porteurs :

a) Le revêtement :

Dans les calculs on a adopté une couche d'étanchéité de 1 cm et d'une couche de roulement de 8 cm pour le trafic, avec les densités suivantes 2 t/m³ et 2,4 t/m³

$$P_{rev} = e \cdot Lr \cdot \gamma_{BB}$$

Avec :

- Lr : la largeur roulable = 11 m
- γ_{BB} : Poids volumique du béton bitumineux² = 24 Kn/m³ = 2.4 t/m³
- e : Epaisseur moyen du revêtement.

$$\text{Donc : } P_{rev} = 0.01 \times 11 \times 2 + 0.08 \times 11 \times 2.4 = 2.332 \text{ t/ml}$$

$$P_{rev} = 2.332 \text{ t/ml}$$

² Tirer du D.T.R : chapitre 3 Evaluation des actions hors trafic « tableau des poids volumiques»

b) Les trottoirs et corniches :

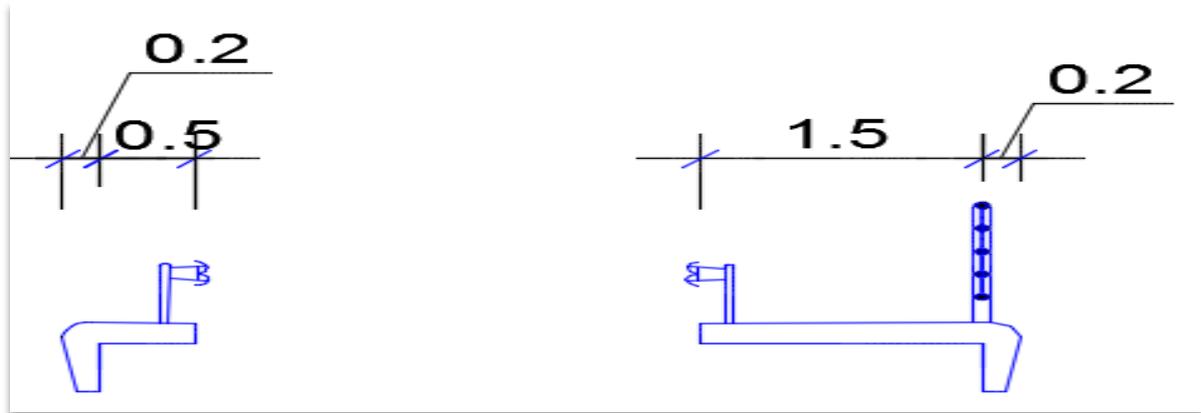


Fig V.1: Coupe transversale des 2 trottoirs de droite et gauche avec éléments non porteurs

Le poids de trottoir-corniche pour un coté = $S_{tsw} \times \gamma_{\text{béton}}$ tel que $\gamma_{\text{béton}} = 2.5 \text{ t/m}^3$

Pour le trottoir de droite : (**tr+corniche**) = $2,5 \times 0,418 = 1.045 \text{ t / ml}$

Pour le trottoir de gauche : (**tr+corniche**) = $2,5 \times 0,208 = 0.52 \text{ t/ml}$

Donc le poids propre de trottoir-corniche est : **$P(\text{tr +cor}) = 1.605 \text{ t / ml}$**

le poids des trottoirs:

Le trottoir de droite: $2.5 \times 0.306 = 0.765 \text{ t/m}$

Le trottoir de gauche: $2.5 \times 0.102 = 0.255 \text{ t/m}$

le poids des corniches:

La corniche de droite: $2.5 \times 0.112 = 0.28 \text{ t/m}$

La corniche de gauche: $2.5 \times 0.106 = 0.265 \text{ t/m}$

c) **Le garde-corps :**

Le poids d'un garde-corps est estimé selon D.T.R fascicule 61, titre II à **0,1 t/ml.**

Sur notre ouvrage on dispose uniquement d'un seul garde-corps

D'où : **$P_{1gc}=0.1 \text{ t/ml.}$**

d) **Glissières de sécurité de pont :**

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à :

$P_{gl}=0.06\text{t/ml}$

$P(2gli) = 0.12 \text{ t/ml}$

Alors :

CCP = revêtement + corniches et trottoirs + garde-corps + glissières de sécurités

CCP= $2.332+1.605+0.1+0.12= 4.157 \text{ t/m}$

CCP=4.157 t/m

L'ensemble des charges permanentes G :

$$G = CP + CCP$$

D'où : $G = 9273.50 + 4.157 \cdot 325$

$$G = 10624.525 \text{ t}$$

V.2.2: Les surcharges routières :

D'après le D.T.R, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La charge routière type : A (l)
- La charge routière type : B (Bc, Bt, Br)
- La charge militaire Mc: (Mc120)
- Convoi exceptionnel : D240
- Surcharges sur trottoirs : St
- Vent : w
- Température
- Force de freinage
- Séisme

V.2.2.1: Système de chargs A :

La charge A(l) est donnée par le D.R.T par la formule suivante :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad (\text{Kg/m}^2)$$

Ac :(A(l) corrigée) obtenu en majorant A(L) par les coefficients α_1 et α_2

$$A = \alpha_1 \times \alpha_2 \times A(l).$$

Avec :

α_1 : coefficient déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées. Il est donné par le tableau suivant :

Nombre de voies chargées	1	2	3	4	≥ 5	
Classe de pont	1 ^{ère}	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 ^{ème}	1	0.9	-	-	-
	3 ^{ème}	0.9	0.8	-	-	-

Tab V.1 : Coefficient α_1 fonction du nombre de voies et la classe du pont

α_2 : est donné par la formule suivante : $\alpha_2 = \frac{V}{V_0}$

V : étant la largeur d'une voie et V_0 ayant les valeurs suivantes :

- 3.5m pour les ponts de première classe.
- 3.0m pour les ponts de deuxième classe.
- 2.75m pour les ponts de troisième classe.

$$V = \frac{11}{3} = 3.667$$

$$\text{Donc : } a_2 = \frac{3.5}{3.667} = 0.955 \quad : \quad a_2 = \frac{3}{3.667} = 0.818$$

Ce qui donne : $A_c = 0.9 \times 0.954 \text{ A(l)} = 0.8586 \text{ A(l)}$

$$A_c = 0.9 \times 0.818 \text{ A(l)} = 0.7362 \text{ A(l)}$$

A) Placement de la charge A(l) sur le tablier :

Il faut envisager différents cas de chargement possible, pour pouvoir déterminer l'emplacement de la charge A(L), sur les travées, qui donnera les moments fléchissant et les efforts tranchants maximums. Pour se faire il faut donc envisager les différents cas de chargement possible.

Dans notre cas, nous avons **07 cas** de chargement possible le illustré sur la figure ci-dessous

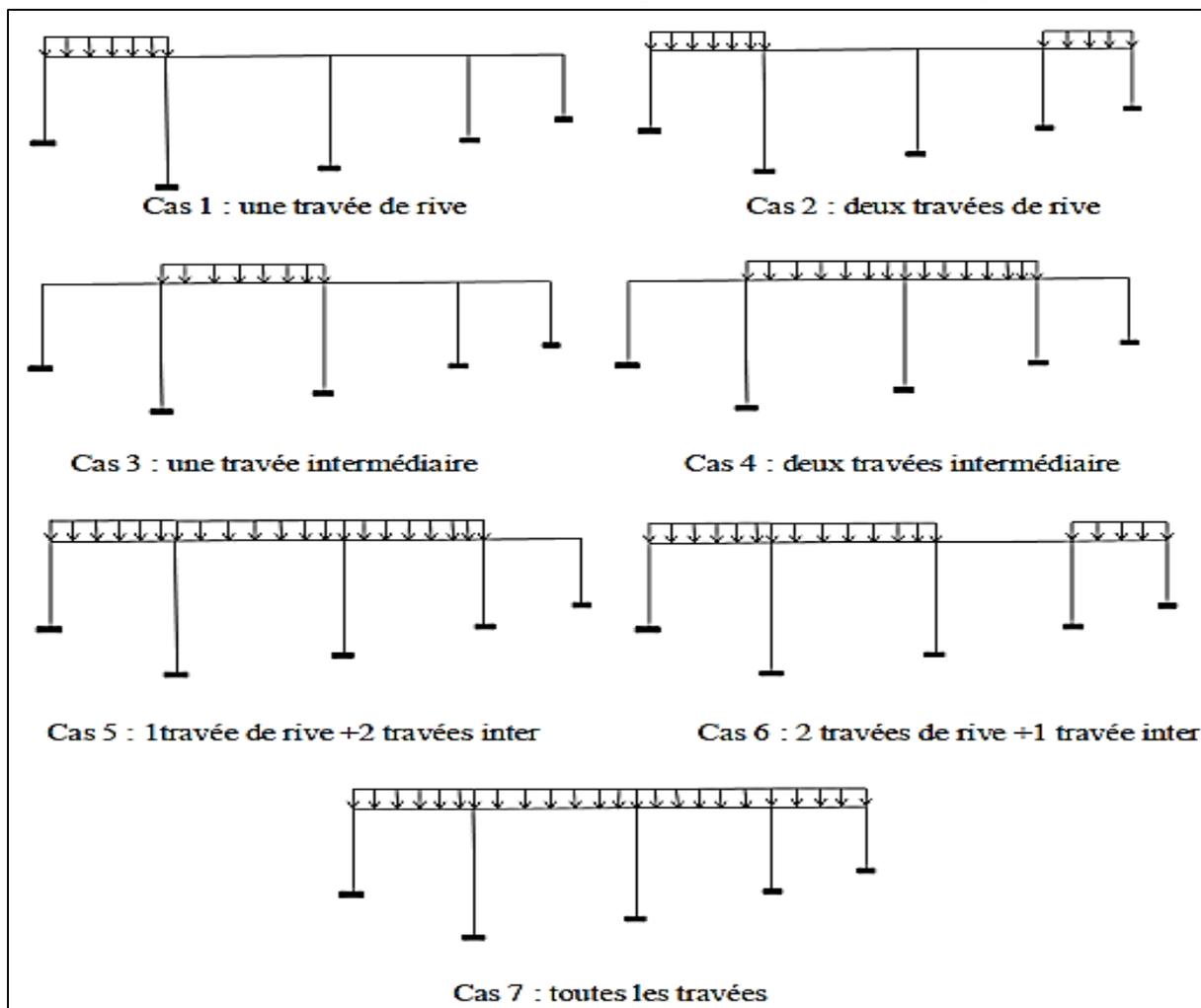


Fig V.2 : les différents cas du placement de la charge A (l) sur le tablier.

Les différentes valeurs de A(L) sont données dans le tableau suivant :

cas de charge	L(m)	A(L) t/m ²	a ₁	a ₂ 1ère et 2ème voie	a ₂ 3ème voie	Ac t/m ² 1ère et 2ème voie	Ac t/m ² 3ème voie	1 voie 3,5 m t/ml	2 voies 7m t/ml	3 voies 10m t/ml
1	62.5	0.713	0.9	0.955	0.818	0.613	0.525	2.146	4.291	5.251
2	125	0.493	0.9	0.955	0.818	0.424	0.363	1.482	2.965	3.628
3	100	0.551	0.9	0.955	0.818	0.474	0.406	1.659	3.318	4.060
4	200	0.400	0.9	0.955	0.818	0.344	0.294	1.203	2.405	2.943
5	262.5	0.361	0.9	0.955	0.818	0.310	0.266	1.086	2.173	2.659
6	225	0.382	0.9	0.955	0.818	0.328	0.281	1.149	2.298	2.812
7	325	0.337	0.9	0.955	0.818	0.290	0.248	1.013	2.027	2.480

Tab. V.2: Valeurs de la charge A(L) pour chaque cas

❖ Exemple de calcul :

Pour le cas N°1 :

1^{er} cas : (1) voie chargée : a₁ = 0.9, a₂ = 0.955 ; A (l) = 0.713 x 0.9 x 0.955 x 3.5 = **2.146 t/ml.**1^{er} cas : (2) voies chargées : a₁ = 0.9, a₂ = 0.955; A (l) = 0.713 x 0.9 x 0.955 x 7 = **4.291 t/ml.**1^{er} cas : (3) voies chargées a₁ = 0.9, a₂ = 0.818; A (l) = 0.713 x 0.9 x 0.818 x 10 = **5.251 t/ml**

- Le cas le plus défavorable vaut : **5,251 t/ml**, sur la travée de rive de 62,5 m.

Remarque :

L'effet le plus défavorable n'est pas forcément obtenu en chargeant la plus grande longueur possible.

V.2.2.2: Système de charges B :

- Le système Bc se compose de camions types (30t),
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10t),
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (32t).

V.2.2.2.1: Système de charge Bc :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes:

- Masse portée par chacun des essieux arrière **12 t.**
- Masse portée par l'essieu avant..... **06 t.**
- Masse portée par chacun des essieux arrière **12 t.**
- Masse portée par l'essieu avant..... **06 t.**
- Longueur d'encombrement..... **10,5 m.**
- Largeur d'encombrement..... **2,5 m.**
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière..... **4,5 m.**
- Distance entre les deux essieux arrière **1, 5 m.**
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu..... **02 m**

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions qu'elle le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

a) Disposition dans le sens transversal : Le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

b) Disposition dans le sens longitudinal : Le nombre des camions est limité à deux, la distance entre deux camions d'une même file est déterminée de façon à produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

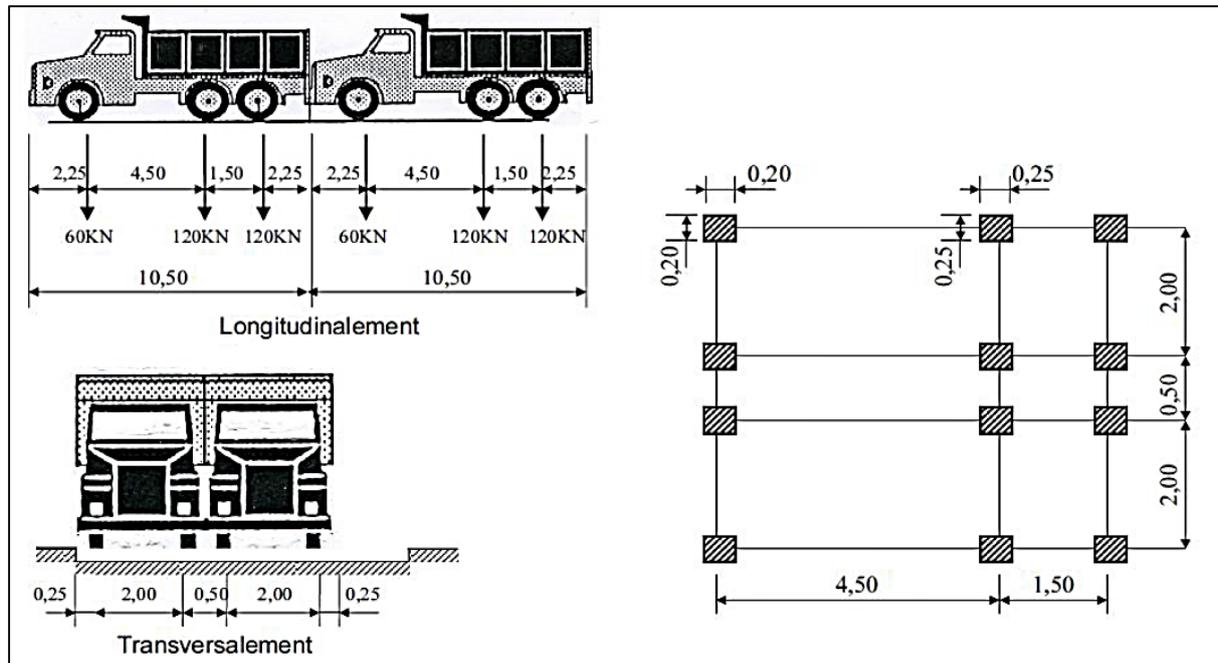


Fig. V.3: Dimensions de surcharge Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients *bc* du tableau suivant :

Nombre de file		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	1 ^{ère}	1,20	1,10	0,95	0,8	0,7
	2 ^{ème}	1	1	-	-	-
	3 ^{ème}	1	0,8	-	-	-

Tab V.3 : Valeurs de *bc* en fonction de la classe de pont et de nombre des files chargée.

c) Coefficient de majoration dynamique δ :

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0.2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec :

L : la longueur de l'élément considérée, L = 325 m.

G : la charge permanente, G = 10624.525 t

S: La surcharge considérée,

• **Calcul du coefficient dynamique :**

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bc, qui est fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées

$$S = \eta \times P_{\text{camion}} \times bc$$

D'où : $S = 4 \times 30 \times 1.1 = 132t$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \eta : \text{Nombre de camion} \\ P_{\text{camion}} : \text{poids d'un camion} = 30t \end{array} \right.$

Les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la charge Bc sont données par le tableau suivant :

cas de charge	L(m)	G(t)	bc 1 file	bc 2 file	bc 3 file	S(t) 1 file	S(t) 2 file	S(t) 3 file	δ 1 file	δ 2 file	δ 3 file	Bc 1	Bc 2	Bc 3
1	62.5	2009.563	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.035	1.039	1.042	74.517	137.191	178.204
2	125	4019.125	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.018	1.020	1.022	73.300	134.676	174.711
3	100	3302.700	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.022	1.025	1.027	73.606	135.298	175.568
4	200	6605.400	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.011	1.013	1.014	72.820	133.682	173.328
5	262.5	8614.963	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.009	1.010	1.010	72.628	133.289	172.785
6	225	7321.825	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.010	1.011	1.012	72.732	133.503	173.083
7	325	10624.525	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.007	1.008	1.008	72.509	133.045	172.448

Tab. V.4 : Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge Bc.

V.2.2.2.2: Système de charge Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 10 t. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargée dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m. qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

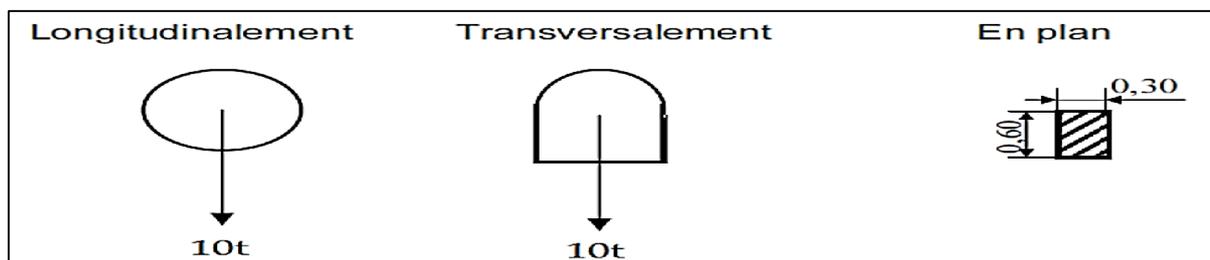


Fig V.4: Dimensions du sous - système Br

Le système de charge Br est majoré par un coefficient de majoration dynamique δ :

- L= 62,5 m,
- G= 2009,563 t
- S= 10 t

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0.2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0.2 \times 62.5} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{2009.563}{10}}$$

$\delta = 1.0304$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

cas de charge	L(m)	G(t)	S(t)	δ	Br (t)
1	62.5	2009.563	10	1.0304	10.3038
2	125	4019.125	10	1.0158	10.1576
3	100	3302.700	10	1.0195	10.1950
4	200	6605.400	10	1.0100	10.0998
5	262.5	8614.963	10	1.0077	10.0765
6	225	7321.825	10	1.0089	10.0890
7	325	10624.525	10	1.0062	10.0620

Tab. V.5 : Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge Br.

V.2.2.2.3: Système de charge Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munis de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu.....16 t
- Distance des deux essieux.....1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....2,00 m

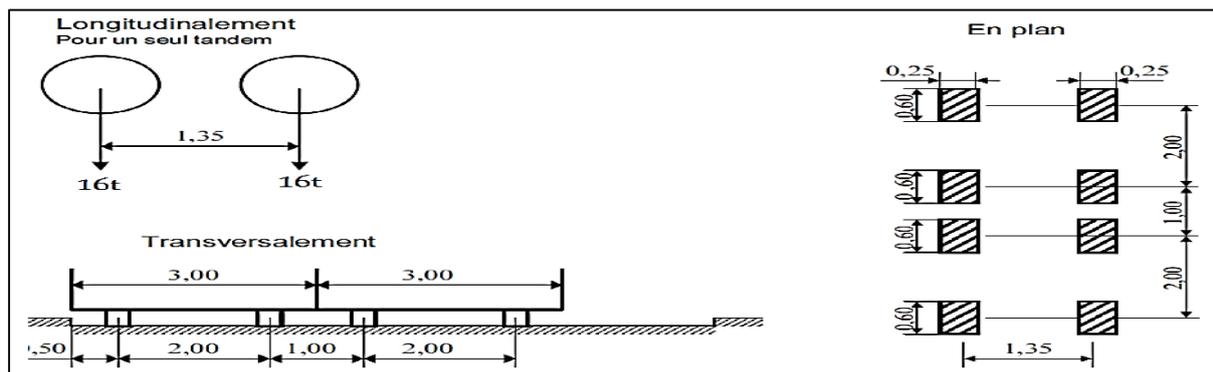


Fig V.5: Dimensions du sous - système Bt

La surface d'impact de chaque roue (portant 80 kN) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large.

La disposition de ces bandes longitudinales par rapport aux bords de la largeur chargeable ou de la largeur roulable, est soumise aux mêmes règles que les bandes des camions Bc.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients bt suivants :

Classe de pont	Première	Deuxième
Coefficient bt	1	0,9

Tab. V.6 : Valeurs du coefficient bt

Exemple d'application pour le système Bt :

- Cas d'une seule travée : **L= 62,5 m**
- Masse totale du tandem : 32t
- Coefficient bt=1.0 (voir le pont est de première classe).

$$S = \eta \times P_{\text{camion}} \times bc$$

$$S = 2 \times 32 \times 1$$

$$S = 64t$$

Coefficient d'amplification dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0.2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

“G“ : Charge permanente

$$G = 2009,563 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0.2 \times 62.5} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{2009.563}{64}}$$

$$\delta = 1.0344$$

L'ensemble des résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

cas de charge	L(m)	G(t)	bt	S(t) 1 file	S(t) 2 file	δ 1 file	δ 2 file	Bt1 (t)	Bt2 (t)
1	62.5	2009.563	1	32	64	1.0320	1.0344	33.0243	66.1996
2	125	4019.125	1	32	64	1.0166	1.0178	32.5304	65.1369
3	100	3302.700	1	32	64	1.0205	1.0219	32.6559	65.4042
4	200	6605.400	1	32	64	1.0105	1.0112	32.3354	64.7172
5	262.5	8614.963	1	32	64	1.0080	1.0086	32.2571	64.5497
6	225	7321.825	1	32	64	1.0094	1.0100	32.2992	64.6403
7	325	10624.525	1	32	64	1.0065	1.0070	32.2084	64.4456

Tab. V.7 : Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge Bt

V.2.2.2.4: La surcharge militaire Mc120 :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les convois militaires de classe Mc120, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorable que les surcharges A et B.

Un véhicule de type Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale110 t
- Longueur d'une chenille.....6.10 m
- Largeur d'une chenille.....1 m
- Distance entre axes des chenilles.....3.30 m

Ces caractéristiques sont définies dans la figure suivante :

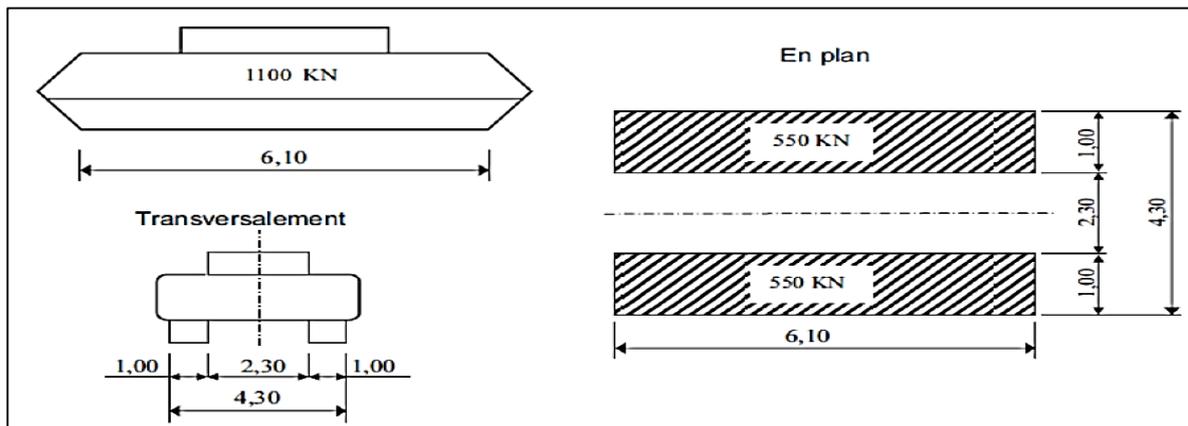


Fig V.6 : Les dimensions du système Mc120

Exemple d'application :

- Cas d'une seule travée : **L= 62,5 m**
- Masse totale de chenille : S = 110 t

Coefficient d'amplification dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0.2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

$\delta = 1.0456$

Le tableau récapitulatif des valeurs de la surcharge Mc120 :

cas de charge	L(m)	G(t)	η	S(t)	δ	Mc 120
1	62.5	2009.5625	2	220	1.0456	230.0350
2	125	4019.125	4	440	1.0314	453.8022
3	100	3302.7	3	330	1.0337	341.1111
4	200	6605.4	6	660	1.0244	676.0899
5	262.5	8614.9625	5	550	1.0169	559.2964
6	225	7321.825	7	770	1.0241	788.5310
7	325	10624.525	10	1100	1.0212	1123.3188

Tab. V.8 : Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Mc120

Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules n'est pas limité mais la distance entre deux véhicules successifs est limitée à 36,60m.

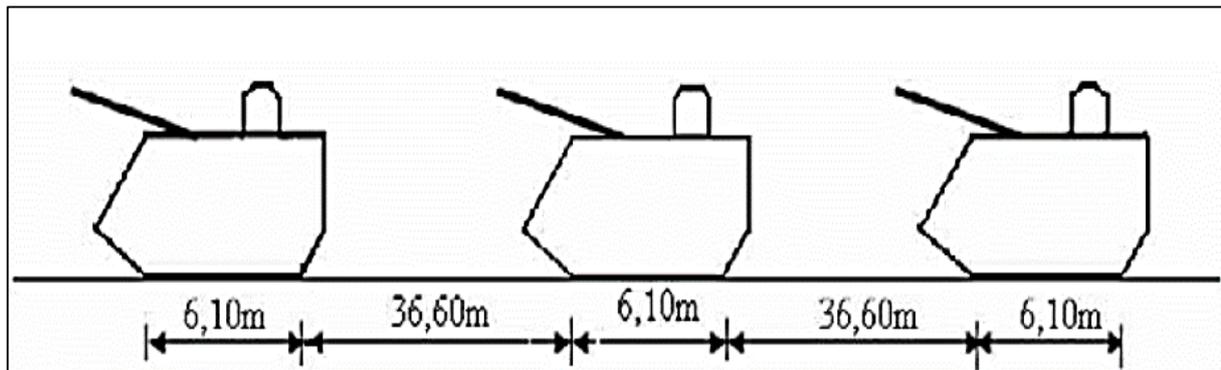


Fig V.7 : Les dimensions du système Mc120 sens longitudinal

V.2.2.2.5: Charges exceptionnelles D240 :

Le convoi de type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 tonnes de poids total. Ce poids est supposé repartié au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long,

- Le poids par mètre linéaire égal à 12,90 t/ml.

$$M_{D240} = P/L = 240/18,6 = 12,90 \text{ t/ml}$$

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

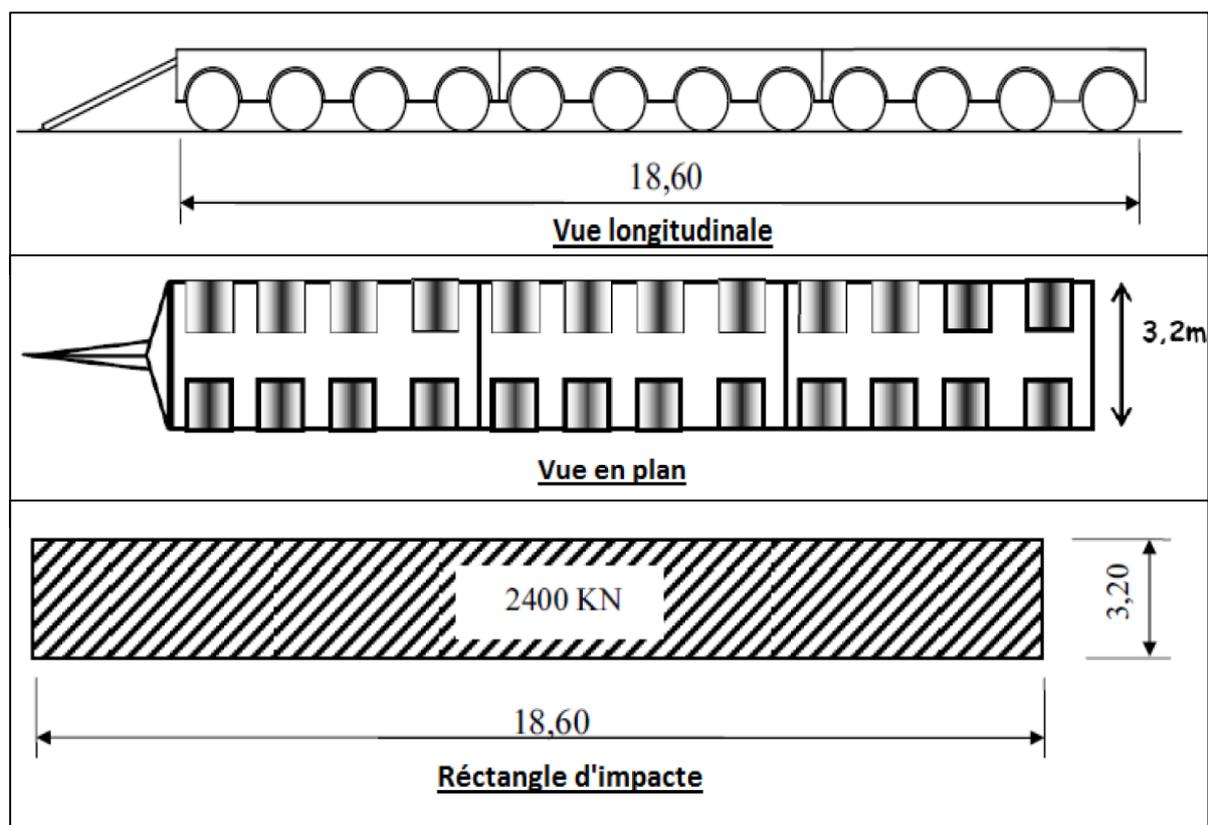


Fig V.8 : Les dimensions du système D240

V.2.2.2.6: Autres charges :**A. Surcharges sur les trottoirs :**

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons, on peut les assimiler à des charges réparties de **1,5 kN/m²** pour la justification de la flexion longitudinale et **4,5 kN/m²** pour celle de la flexion locale.

Les diverses charges sur les trottoirs ne sont pas frappées de majorations pour les effets dynamique.

❖ Charges locales :

Elles sont utilisées pour la justification des éléments du tablier, dans le sens transversal on applique une charge uniforme de **0,45 t/m²**. Dans notre cas, c'est le trottoir de droite qui est uniquement chargé.

Soit: $St = 0,45 \times 1,50 = 0,675 \text{ t/ml}$.

❖ Charges générales :

Elles sont appliquées pour les justifications dans le sens longitudinal. On applique sur les trottoirs une charge uniforme de **0,15 t/m²** de façon à produire l'effet maximal envisagé. Seul le trottoir de droite pourra être chargé.

Soit : $St = 0,15 \times 1,50 = 0,225 \text{ t/ml}$

B. Le vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de :

- **0.200 t/m²** lorsque l'ouvrage est en service.
- **0.125 t/m²** lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.

C. La température :

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journallement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement Logiquement l'extrados est plus chaud que l'intrados. Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : $\Delta T = \pm 10^\circ\text{C}$.

D. Efforts de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc. sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

❖ Effort de freinage correspondant au système de charge A(l) :

La relation donnant l'effort de freinage“ F“ :

$$F = \frac{A(L) \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

S : désigne en mètre carré la surface chargée.

Exemple d'application :

- Le cas le plus défavorable !
- **L= 62,5 m** => **A(L) = 5,251 t/ml**
- S = surface charge par m² => S= L x Lc= 62,5 x 10=625 m².t

$$F = \frac{A(L) \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

$$\mathbf{F = 0,236 t}$$

❖ Effort de freinage correspondant au système de charge Bc :

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner produisant un effort de **30t**.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas à majorer pour effets dynamiques. Cependant les coefficients **bc** du tableau ne s'appliquent pas aux efforts de freinage développés par le système Bc.

E. L'effort sismique :

L'analyse sismique de l'ouvrage est réalisée en adoptant une méthode modale spectrale en régime élastique linéaire. Avec un premier calcul modal les modes et les fréquences propres de la structure sont obtenus, avec un nombre de modes qui mobilisent au minimum le 90% de la masse totale dans les 3 directions de vibration. Avec la combinaison des modes, les efforts et les déplacements sont obtenus en appliquant les spectres horizontal et vertical correspondants.

Les actions à appliquer sont les permanentes avec leur valeurs caractéristiques et le 20% de la surcharge répartie ; les efforts obtenus sont combinée tenant compte du 100% des efforts selon la direction dominante et le 30% des efforts dans les autres 2 directions. Le système d'appuis adopté représente les conditions réelle avec des restraints élastique (transversal et longitudinal sur piles, transversal sur culée et glissant longitudinal) ainsi que l'encastrement dans la base de pile et culées.

L'ouvrage d'art situé dans la Wilaya de Tizi-Ouzou. Selon l'art 3 de la norme de référence (RPOA 2008) est une zone à sismicité moyenne. Etant donné que l'ouvrage d'art est inclus dans le groupe 2 (ponts importants selon art. 2.2), le coefficient d'accélération de zone à prendre en compte est 0.20.

V.2.2.7 : Les combinaisons de charges :

❖ Les coefficients de majoration :

Les coefficients de majoration à L'E.L.U et à L'E.L.S sont mentionnés dans le tableau suivant:

Action	ELU	ELS
Charge permanente (G)	1.35	1.00
Surcharge A(L)	1.60	1.20
Système B	1.60	1.20
Mc 120	1.35	1.00
Ch. Exceptionnel D 240	1.35	1.00
Surcharge sur les trottoirs (St)	1.60	1.00
Effet de précontrainte (p)	1.00	1.00

Tab. IV.9 : Valeurs des coefficients de majoration.

❖ Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont données dans le tableau suivant :

Action prépondérantes	Numéro de la combinaison	combinaison
ELU	1	1,35G+1,6(A(L)+St)
	2	1,35G+1,6(Bc+St)
	3	1,35G+1,6(Bt+St)
	4	1,35G+1,35 Mc120
	5	1,35G+1,35 D240
ELS	6	G+1,2(A(L)+S(t))
	7	G+1,2(Bc+St)
	8	G+1,2(Bt+St)
	9	G+Mc120
	10	G+D240

Tab. IV.10 : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS [Réf.2].

CHAPITRE VI

Étude longitudinale

Introduction :

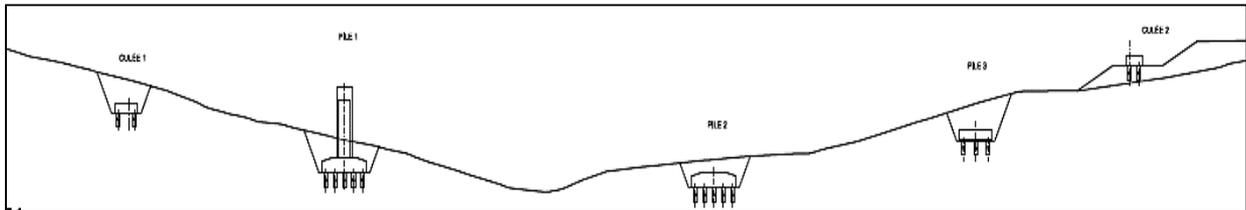
La construction des ponts par encorbellement successif consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite.

Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau.

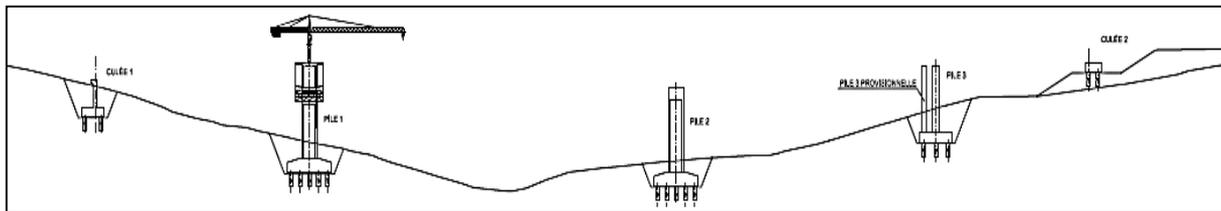
Les schémas ci-dessous montrent les différentes phases de construction en encorbellements de notre ouvrage :

Phase-1:

- Excavation et remplissage.
- Construction des semelles des piles 1, 2, et 3 et des culées 1 et 2.
- Construction de la pile 1.

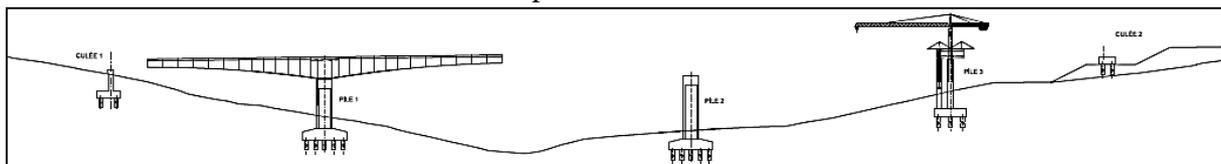


- Construction des piles 2 et 3 et de la première phase des culées 1 et 2.
- Montage et construction du voussoir 0 à la pile 1.



Phase-2:

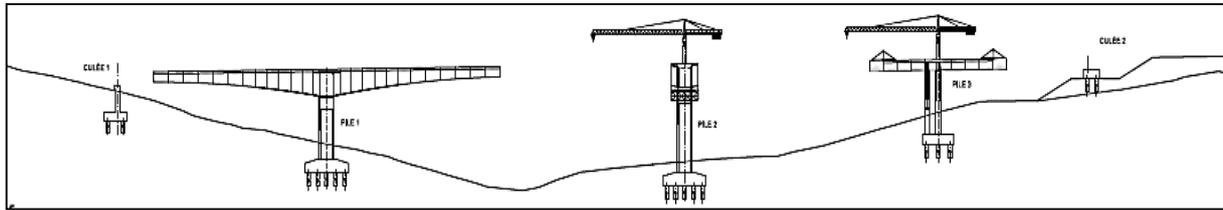
- Montage des coffrages d'avance par encorbellement successif sur le voussoir 0 de la pile 1.
- Construction du tablier par encorbellement successifs de la pile 1 (voussoirs 1 à 10 droite et gauche)
- Construction du voussoir 0 sur la pile 3



Phase-4:

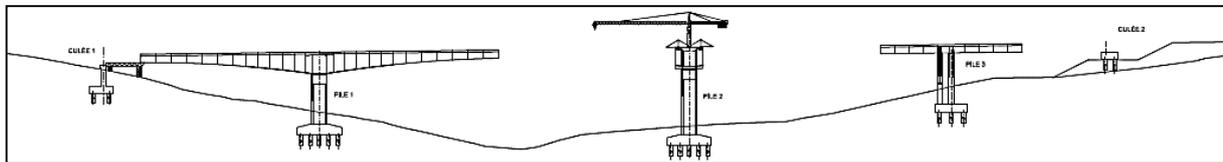
- Démontages des coffrages d'avance sur la pile 1

- Montage des coffrages d'avance par encorbellement successifs sur le voussoir 0 de la pile 3.



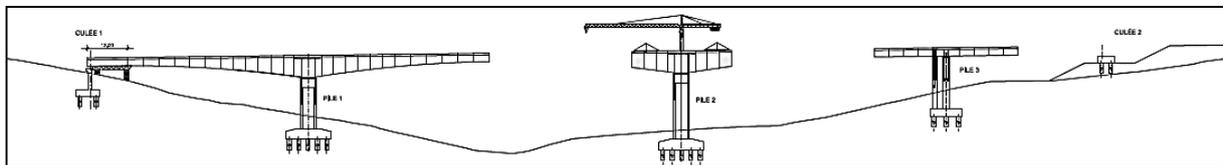
Phase-5:

- Construction du tablier par encorbellement successifs de la pile 3 (voussoirs 1 à 10 droite et gauche)
- Montage de cintre du voussoir 0 sur la pile 2
- Construction du voussoir 0 sur la pile 2



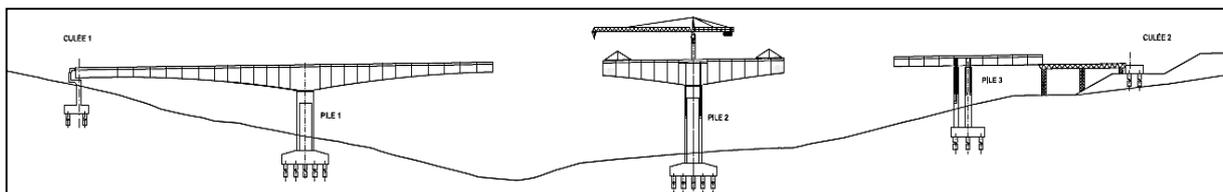
Phase-6:

- Démontage des coffrages d'avances sur la pile 3
- Montage des coffrages d'avance par encorbellement successifs sur le voussoir 0 de la pile 2
- Montage de cintre pour l'exécution de la zone du tablier proche à la culée.



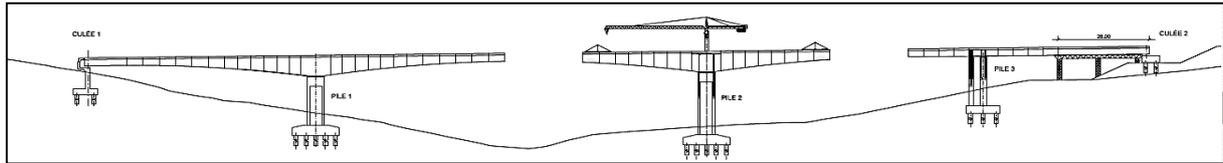
Phase-7:

- Construction du tablier par encorbellement successifs de la pile 2
- Construction sur cintre du tablier proche à la culée 1



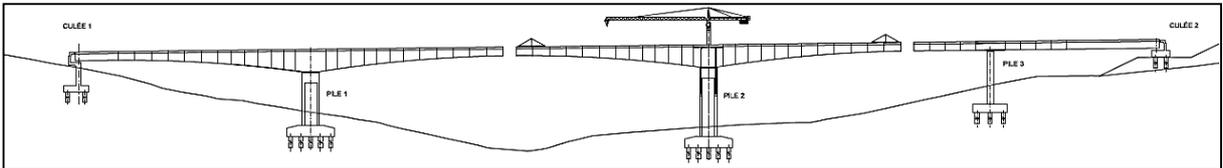
Phase-8:

- Démontage de cintre à la culée 1
- Construction de la tête de la culée 1
- Montage de cintre pour l'exécution de la zone du tablier proche à la culée 2



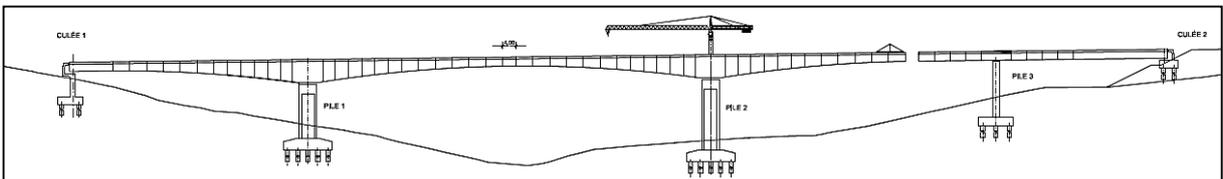
Phase-9:

- Construction sur cintre du tablier proche à la culée 2



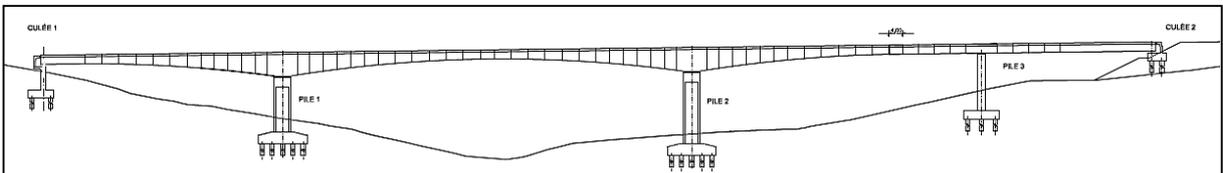
Phase-10:

- Démontage de cintre proche à la culée 2
- Construction de la tête de la culée 2



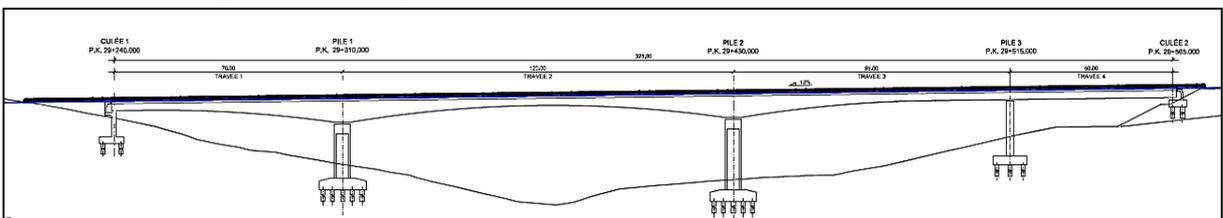
Phase-11:

- Construction du voussoir du clavage de la travée 2
- Mise en tension des câbles de continuité de la travée 2
- Démontage des coffrages d'avance de la travée 2



Phase-12:

- Construction du voussoir du clavage de la travée 3
- Mise en tension des câbles de continuité de la travée 3
- Démontages des coffrages d'avance de la travée 3



- Ancrage tablier-culée 1 depuis le démontage des coffrages d'avance de la travée 3

Phase-13:

- Travail de finition
- Revêtements, joints, signalisation.....

VI.1 : Charges appliquées à la console en cours de la construction :

La pente longitudinale de notre pont est négligeable. On peut donc considérer que le fléau est symétrique, alors les efforts qui y sont appliqués sont les mêmes.

Dans notre projet on va étudier $\frac{1}{2}$ fléau, l'abscisse "x" est comptée à partir de l'axe de la pile. Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage, les charges à considérer dans cette phase d'exécution sont les suivantes : [SETRA 2003].

a) Charges permanentes :

Le tablier possède une hauteur qui varie paraboliquement, on peut admettre que la loi de variation de l'aire de sa section droite est également parabolique. Considérons alors le demi-fléau représenté sur la figure suivante :

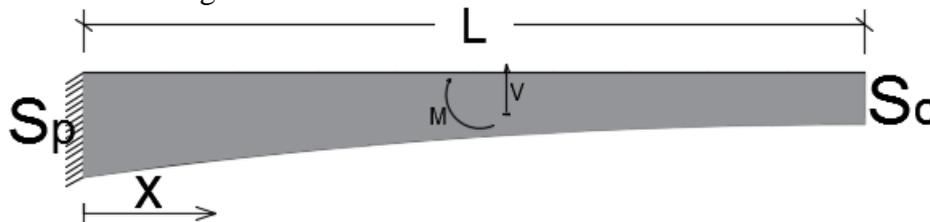


Fig VI. 1: Poids propre du demi-fléau.

b) Charges variables d'exécution :

On distingue deux types de charges variables :

➤ Charges de chantier aléatoires :

On tient également compte de divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie **Qpra1 de 0,02 t/m²** et une surcharge concentrée

$$\mathbf{Qpra2 = 5 + 0,5B = 5 + 0,5 \times 13 = 11,5 \text{ t}}$$

(B : largeur du hourdis supérieur) appliquée en bout de fléau, représentant le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs et des autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage.

➤ Charges de chantier connu:

On prend le poids de l'équipage mobile **QPRC1** égal à **50 t** concentré au bout de dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

c) Effet du vent :

Le fascicule 61 titres II prescrit une charge **Qw = 100 kg/m²** si la phase de construction n'excède pas un mois, sinon **125kg/m²**, pour notre projet on prend **Qw = 125 kg/m²**. C'est une charge équivalente à une charge uniforme.

d) Actions accidentelles (FA) :

Des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels que la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte. Cette surcharge est égale à deux fois celle de l'équipage mobile donc :

$$\mathbf{FA = -2 \times Qprc1.}$$

$$\mathbf{FA = -2 \times 50 = -100 \text{ t}}$$

VI.2 : Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau :

VI.2.1 : Effets dus au poids propre G :

Quand : $0 \leq x \leq 4$ (m) :

Le poids propre est $G(x) = 373.33$ t

Quand : $4 \leq x \leq 49$ (m) :

La variation de la section est défini par :

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

La variation du poids propre du tablier (Par mètre linéaire) avec la formule suivante :

$$G(x) = \gamma_b \times S(x) = \gamma_b \times \left[S_p - 2(S_p - S_c) \frac{x}{L} + (S_p - S_c) \frac{x^2}{L^2} \right]$$

- γ_b : poids volumique du béton égal à 2.5 t/m³.
- S_p : L'aire de la section sur pile.
- S_c : L'aire de la section à la clé.

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre sont donnés par les formules ci-dessous.

❖ Effort tranchant :

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

$$V(x) = \gamma_b \left[S_p(L - X) - (S_p - S_c) \frac{L^2 - X^2}{L} + (S_p - S_c) \frac{L^3 - X^3}{3L^3} \right]$$

❖ Moment fléchissant :

La variation du moment fléchissant est donnée par la formule suivante :

$$M(x) = \gamma_b \left[-\frac{S_p(L-x)^2}{2} + ((S_p - S_c) \cdot (L - x)^2 \frac{(2L-x)}{3L}) - ((S_p - S_c)(L - x)^2 \frac{(3L^2 + 2Lx + x^2)}{12L^2}) \right]$$

Avec :

- L : étant la longueur du fléau considéré.

VI.1.2.2 : Effet des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau :

a) Surcharges de chantier :

$$Q_{pra1} = 0.05 \times 13 = 0.65$$

Avec : L : Largeur du tablier ;

$L = 13$ m.

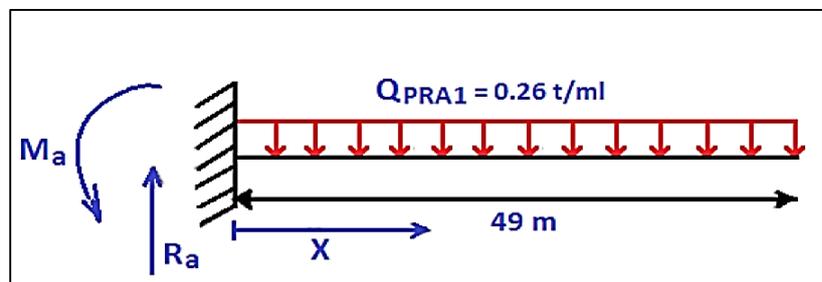


Fig VI-2 : Surcharges réparties de chantier

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus aux surcharges réparties de chantier (Q_{PRA1}) sont donnés par les formules ci-dessous.

Les équations de sollicitation :

❖ Moment fléchissant « M » :

$$M(X) = -Ma + \frac{qX^2}{2} - Rax \text{ (t.m)}$$

Avec : $Ma = \frac{ql^2}{2}$, $Ra = ql$

$$M(X) = -0.13X^2 + 12.74X - 312,13 \text{ (t.m)}$$

❖ Effort tranchant T :

$$T = q.(L-x)$$

$$T(X) = -0.26X + 12.74 \text{ (t)}$$

b) Une surcharge concentrée « QPRA2 » :

C'est une charge concentrée qui vaut **11,5t** cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel, etc. appliqué au bout du fléau juste l'avant dernier voussoir.

Avec : $B = 13 \text{ m}$ (largeur du tablier). $Q_{PRA2} = 50 + 5 \times 13 = 11.5 \text{ t} = 115 \text{ KN}$

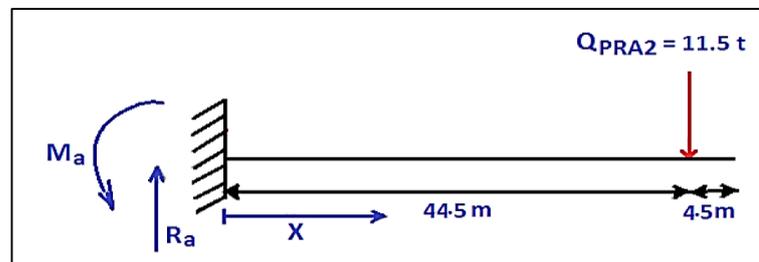


Fig VI-3 : Surcharges concentrées.

Les équations de sollicitation :

❖ Moment fléchissant « M » :

$$\text{Pour : } \begin{cases} 0 \leq X \leq 44.5 \\ 44.5 \leq X \leq 49 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(X) = 11.5x - 511.75 \text{ t.m} \\ M(X) = 11.5x - 511.75 - 11.5(x - 44.5) \text{ t.m} \end{cases}$$

❖ Effort tranchant T :

$$\text{Pour : } \begin{cases} 0 \leq X \leq 44.5 \\ 44.5 \leq X \leq 49 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(X) = 11.5 \text{ t} \\ T(X) = 0 \text{ t} \end{cases}$$

VI.1.2.3 : Effets du poids de l'équipage mobile (Q_{PRC1}) :

On prend le poids de l'équipage mobile égal à **50 tonnes** concentrée au milieu de l'avant dernier voussoir qui déjà mit en tension, donc pour le dernier voussoir et le clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

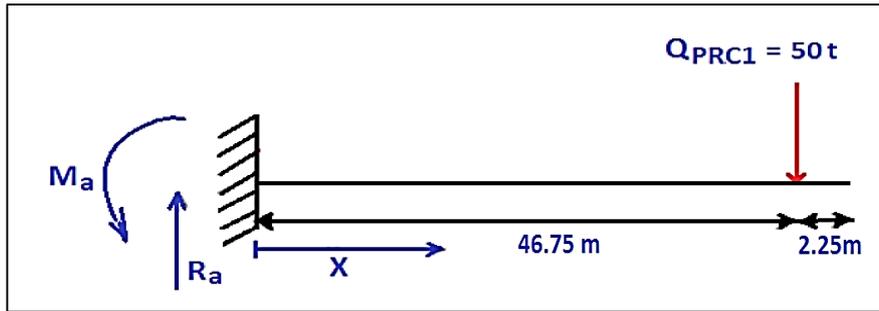


Fig VI-4 : Surcharges de l'équipage mobile.

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus à la surcharge concentrée de chantier « Q_{PRA2} » sont donnés par les formules ci-dessous :

Les équations de sollicitation :

❖ Moment fléchissant « M » :

$$\text{Pour : } \begin{cases} 0 \leq X \leq 46.75 & \Rightarrow M(x) = 50 X - 2337.5 \text{ t.m} \\ 46.75 \leq X \leq 49 & \Rightarrow M(x) = 50 X - 2337.5 - 50(x - 46.75) \text{ t.m} \end{cases}$$

❖ Effort tranchant T :

$$\text{Pour : } \begin{cases} 0 \leq X \leq 46.75 & \Rightarrow T(X) = 50 \text{ t} = 500 \text{ (KN)} \\ 46.75 \leq X \leq 49 & \Rightarrow T(X) = 0 \text{ t} \end{cases}$$

VI.1.2.4 : Vent :

D'après le fascicule 61 titre II, la charge du vent est égale à 125 kg/m², soit 0.125 t/m²

$$Q_w = 0,125 \times 13 = 1.625 \text{ t/ml} = 16.25 \text{ KN/ml}$$

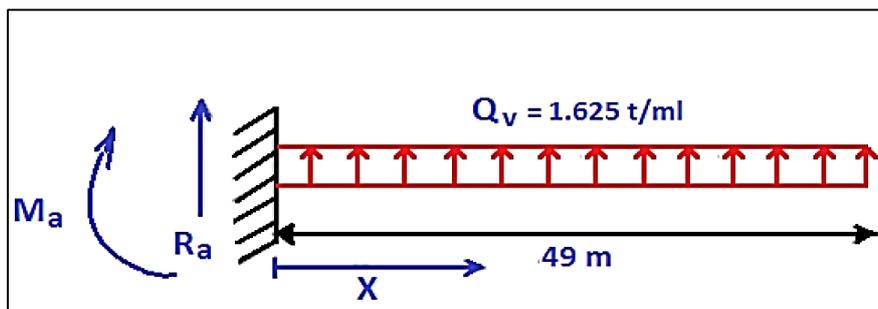


Fig VI-5 : Surcharges du vent

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus aux surcharges vent sont donnés par les formules ci-dessous.

Les équations de sollicitation :

❖ Moment fléchissant « M » :

$$M(X) = 0,8125 X^2 - 79,625X + 1950.813 \text{ t.m}$$

❖ Effort tranchant T :

$$T(X) = -1,625 X + 79,625 \text{ t}$$

VI.1.2.5 : Etude de la stabilité des fléaux :

Pendant la construction des ponts construits par encorbellement successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin, ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive. L'accident à éviter à ce stade ; est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile.

Pour évaluer ce risque, on considère **une situation accidentelle** qui correspond à la chute de l'équipage mobile en cours de construction.

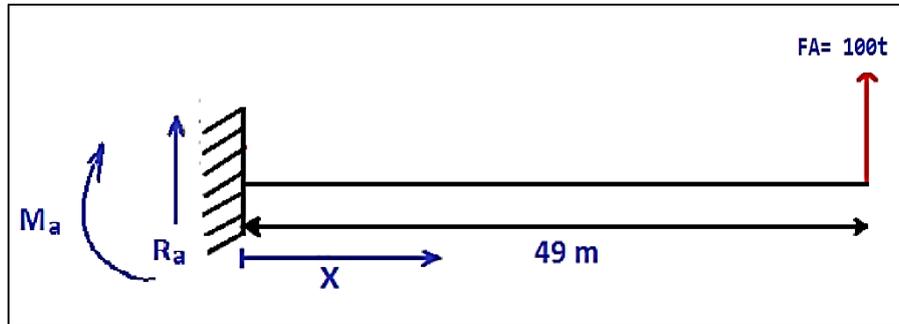


Fig VI-6 : Action accidentelle

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus aux surcharges vent sont donnés par les formules ci-dessous.

Les équations de sollicitation :

❖ **Moment fléchissant « M »:**

$$M(X) = -100 X + 4900 \text{ t.m}$$

❖ **Effort tranchant T :**

$$T(X) = -100 \text{ t}$$

En raison de la symétrie du fléau, on va se limiter à donner les résultats pour un demi-fléau, Les résultats sont présentés dans le tableau ci – dessous :

section	G		(QPRA1)		(QPRA2)		(QPRC1)		QW		FA	
	V(x) (t)	M(x) (t.m)										
0	1204.33	-31713.21	12.74	-312.13	11.5	-517.50	50	-2350	79.63	1950.81	-100	4900
4	1064.09	-27710.32	11.70	-263.25	11.5	-471.50	50	-2150	86.13	1645.31	-100	4500
8.5	915.27	-23348.34	10.53	-213.23	11.5	-419.75	50	-1925	93.44	1332.70	-100	4050
13	775.93	-19182.48	9.36	-168.48	11.5	-368.00	50	-1700	100.75	1053.00	-100	3600
17.5	646.03	-15264.91	8.19	-128.99	11.5	-316.25	50	-1475	108.06	806.20	-100	3150
22	525.58	-11651.72	7.02	-94.77	11.5	-264.50	50	-1250	115.38	592.31	-100	2700
26.5	414.54	-8402.90	5.85	-65.81	11.5	-212.75	50	-1025	122.69	411.33	-100	2250
31	312.90	-5582.41	4.68	-42.12	11.5	-161.00	50	-800	130.00	263.25	-100	1800
35.5	220.65	-3258.11	3.51	-23.69	11.5	-109.25	50	-575	137.31	148.08	-100	1350
40	137.76	-1501.81	2.34	-10.53	11.5	-57.50	50	-350	144.63	65.81	-100	900
44.5	64.21	-389.22	1.17	-2.63	11.5	0.00	50	-125	151.94	16.45	-100	450
49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-100	0.00

Tab. VI.1 : Les efforts des charges de construction sur le demi-fléau

VI.3 : Les combinaisons des charges :

a) Combinaisons en situation temporaire de construction (type A) :

$$\begin{cases} A_1: 1.1(G_{\max} + G_{\min}) + 1.25(Q_{\text{PRC1}}^{\max} + Q_{\text{PRC1}}^{\min} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}}[+Q_W]) \\ A_2: 0.9(G_{\max} + G_{\min}) + 1.25(Q_{\text{PRC1}}^{\max} + Q_{\text{PRC1}}^{\min} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}}[+Q_W]) \end{cases}$$

Avec :

- G_{\max} : Poids du demi-fléau du côté du déséquilibre majoré de 2%.
- G_{\min} : Poids du demi-fléau de l'autre côté du déséquilibre minoré de 2%.
- Q_{PRC1}^{\max} : Poids de l'équipage mobile du côté du déséquilibre majoré de 6%.
- Q_{PRC1}^{\min} : Poids de l'équipage mobile de l'autre côté du déséquilibre minoré de 4%.

D'où :

$$\begin{cases} G_{\max} = 1.02G \\ Q_{\text{PRC1}}^{\max} = 1.06 Q_{\text{PRC1}} \end{cases} \quad \begin{cases} G_{\min} = 0.98G \\ Q_{\text{PRC1}}^{\min} = 0.96 Q_{\text{PRC1}} \end{cases}$$

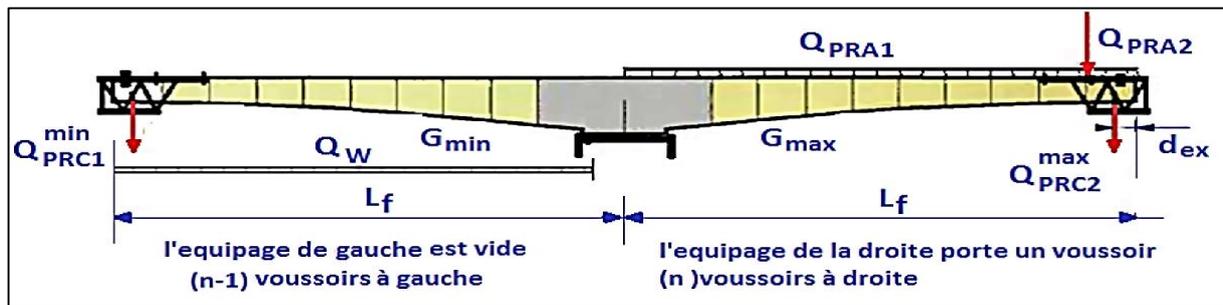


Fig VI-7 : Combinaisons en situation temporaire

❖ Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation temporaire :

A1	1.1 (MG _{max} +M G _{min}) (t.m)	1.25(M _{prc1max} + M _{prc1min} +M _{pra1} +M _{pra2} +M _{qw}) (t.m)	M _{comb} (t.m)	1.1 (VG _{max} +VG min) t.m	1.25(V _{prc1max} + V _{prc1min} +V _{pra1} +V _{pra2} + V _{qw}) (t.m)	V _{comb} (t.m)
4	-35582,22	-1712,27	-37270,741	1351,26	196,08	1547,34
8,5	-31090,98	-1710,55	-32777,772	1193,90	202,91	1396,81
13	-26196,83	-1675,97	-27849,056	1026,93	210,58	1237,52
17,5	-21522,75	-1606,85	-23105,845	870,59	218,26	1088,85
22	-17127,23	-1503,17	-18606,657	724,85	225,94	950,79
26,5	-13073,23	-1364,95	-14414,421	589,70	233,62	823,32
31	-9428,05	-1192,17	-10596,472	465,11	241,30	706,41
35,5	-6263,46	-984,84	-7224,551	351,08	248,98	600,05
40	-3655,60	-742,95	-4374,808	247,57	256,65	504,22
44,5	-1685,03	-466,52	-2127,799	154,56	264,33	418,90
49	-436,70	-155,54	-568,489	72,05	272,01	344,06

Tab.VII.2 : Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation temporaire (A1)

A2	0.9 (MG _{max} + MG _{min}) (t.m)	1.25 (M _{prc1max} + M _{prc1min} +M _{pra1} +M _{pra2} +M _{qw}) (t.m)	M _{comb} (t.m)	0.9(VG _{max} +V G _{min}) t.m	1.25 (V _{prc1max} + V _{prc1min} +V _{pra1} +V _{pra2} + V _{qw}) (t.m)	V _{comb} (t.m)
4	-29112,73	-1712,27	-30825,00	1105,58	196,08	1301,66
8,5	-25438,07	-1710,55	-27148,62	976,83	202,91	1179,74
13	-21433,77	-1675,97	-23109,75	840,22	210,58	1050,80
17,5	-17609,52	-1606,85	-19216,37	712,30	218,26	930,56
22	-14013,19	-1503,17	-15516,36	593,06	225,94	819,00
26,5	-10696,28	-1364,95	-12061,22	482,48	233,62	716,10
31	-7713,86	-1192,17	-8906,03	380,55	241,30	621,85
35,5	-5124,65	-984,84	-6109,49	287,25	248,98	536,22
40	-2990,95	-742,95	-3733,90	202,56	256,65	459,21
44,5	-1378,66	-466,52	-1845,18	126,46	264,33	390,79
49	-357,30	-155,54	-512,84	58,95	272,01	330,96

Tab.VII.3 : Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation temporaire(A2)

b) Combinaisons accidentelles de construction (type B) :

$$\left\{ \begin{array}{l} B_1: 1.1(G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1}^{max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}) \\ B_2: 0.9(G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1}^{max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}) \end{array} \right.$$

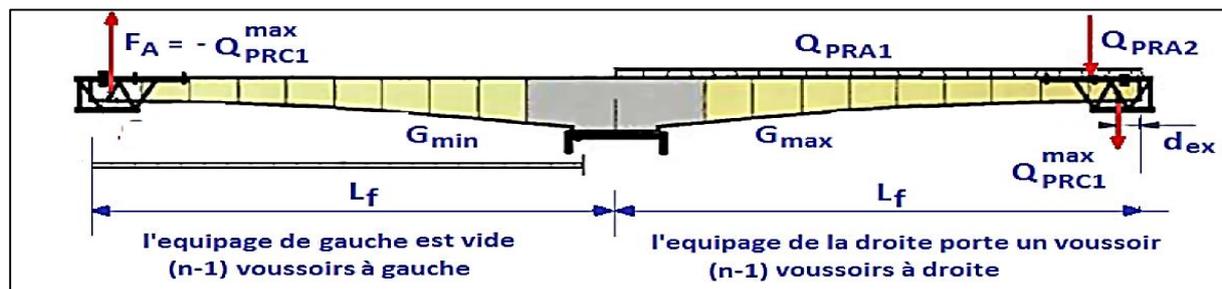


Fig VI-8 : Combinaisons accidentelles

B1	1.1 (MG _{max} +M G _{min}) (t.m)	M _{prc1max} +M _{p ra1} +M _{pra2} + M _{qv} +M _{Fa} (t.m)	M _{comb} (t.m)	1.1 (VG _{max} +VG min) t.m	V _{prc1max} +V _{pra1} + V _{pra2} +V _{qv} +V _{Fa} (t.m)	V _{comb} (t.m)
4	-35582,22	1579,37	-34002,85	1351,26	-22,76	1328,50
8,5	-31090,98	1486,25	-29604,73	1193,90	-23,80	1170,10
13	-26196,83	1376,52	-24820,32	1026,93	-24,97	1001,96
17,5	-21522,75	1261,52	-20261,23	870,59	-26,14	844,45
22	-17127,23	1141,26	-15985,98	724,85	-27,31	697,54
26,5	-13073,23	1015,73	-12057,50	589,70	-28,48	561,22
31	-9428,05	884,94	-8543,12	465,11	-29,65	435,46
35,5	-6263,46	748,88	-5514,58	351,08	-30,82	320,26
40	-3655,60	607,56	-3048,05	247,57	-31,99	215,58
44,5	-1685,03	460,97	-1224,06	154,56	-33,16	121,40
49	-436,70	309,12	-127,59	72,05	-34,33	37,72

Tab.VI.4: Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation accidentelle (B1)

B2	0.9(MG _{max} + MG _{min}) (t.m)	M _{prc1max} +M _{p ra1} +M _{pra2} + M _{qv} +M _{Fa} (t.m)	M _{comb} (t.m)	0.9(VG _{max} +VG _{min}) t.m	V _{prc1max} +V _{pra1} +V _{p ra2} +V _{qv} +V _{Fa} (t.m)	V _{comb} (t.m)
4	-29112,73	1579,37	-27533,36	1105,58	-22,76	1082,82
8,5	-25438,07	1486,25	-23951,82	976,83	-23,80	953,03
13	-21433,77	1376,52	-20057,25	840,22	-24,97	815,25
17,5	-17609,52	1261,52	-16348,00	712,30	-26,14	686,16
22	-14013,19	1141,26	-12871,93	593,06	-27,31	565,75
26,5	-10696,28	1015,73	-9680,55	482,48	-28,48	454,00
31	-7713,86	884,94	-6828,93	380,55	-29,65	350,90
35,5	-5124,65	748,88	-4375,77	287,25	-30,82	256,43
40	-2990,95	607,56	-2383,39	202,56	-31,99	170,57
44,5	-1378,66	460,97	-917,69	126,46	-33,16	93,30
49	-357,30	309,12	-48,19	58,95	-34,33	24,62

Tab.VI.5: Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation accidentelle (B2)

- Les combinaisons les plus défavorables :

Type de Combinaisons	Combinaisons	T (m)	M (t.m)
Combinaisons de construction Type A	$1.1(G_{\max} + G_{\min}) + 1.25(Q_{\text{PRC1}}^{\max} + Q_{\text{PRC1}}^{\min} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}} + Q_w)$	1547,34	-37294,49
	$0.9(G_{\max} + G_{\min}) + 1.25(Q_{\text{PRC1}}^{\max} + Q_{\text{PRC1}}^{\min} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}} + Q_w)$	1301,66	-30825,00
Combinaisons accidentelles Type B	$1.1(G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{PRC1}}^{\max} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}})$	1328,50	-34002,85
	$0.9(G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{PRC1}}^{\max} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}})$	1082,82	-27533,36

Tableau VI.6 : Combinaison les plus défavorables

Les efforts maximaux :

- Le moment de renversement $M_R = -37294.49 \text{ t. m}$
- La réaction à la tête de la pile $R = 1547.34 \text{ t}$

VI.4 : Clavage des travées :

Lorsque le premier fléau est terminé, on commence par solidariser la **travée de rive** sur pile-culée, cette partie sera coulée sur **cintre**. Cette opération de solidarisation s'appelle **clavage**, ensuite on vient assurer la continuité complète du tablier en solidarisant la travée adjacente puis on termine avec la travée centrale.

VI.4.1. Clavage des travées de rive :

On considère que la console est solidaire avec la partie coulée sur cintre, la structure est devenue alors **hyperstatique**, et pour le calcul des efforts, cette dernière est supposée soumise à l'effet du poids propre de la partie de clavage.

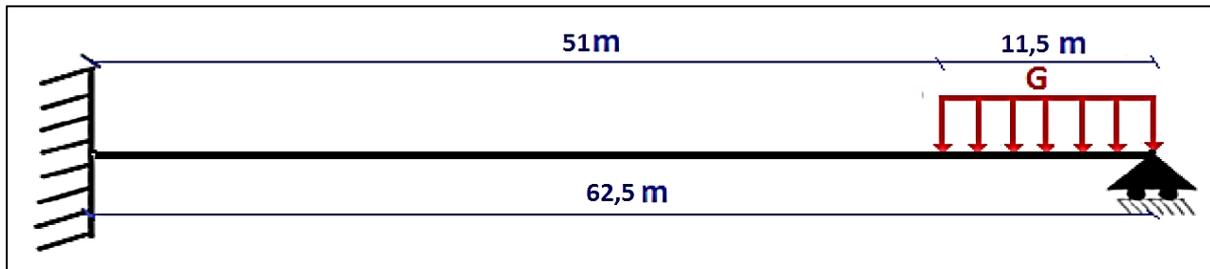


Fig VI.9 : Détermination des efforts dus au clavage de la travée de rive

Avec : $G = \gamma_b \times Sc = 2.5 \times 9,80 = 24,5 \text{ t/ml.}$

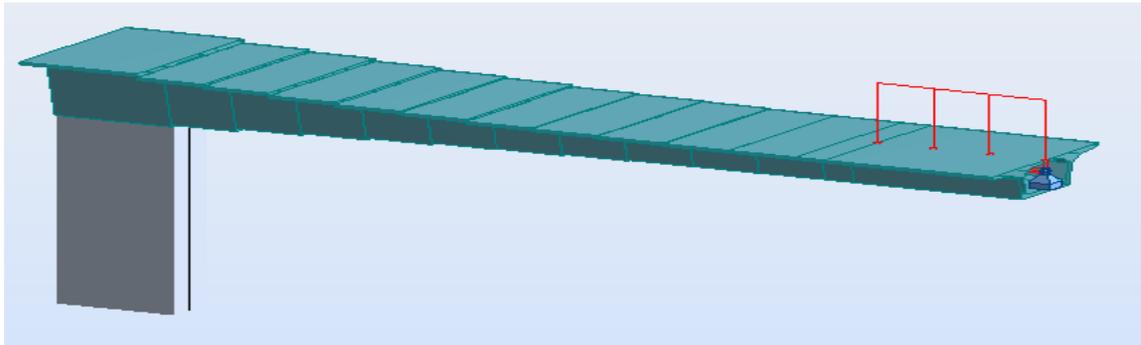


Fig. VI.10 : Vue en 3D modèle de calcul de la travée de rive

VI.4.2 : Clavage de la travée intermédiaire

Le clavage entre deux fléaux s’effectue en exécutant un voussoir de clavage **2 m** de longueur entre leurs extrémités. Les effets du clavage engendrent des efforts qui doivent être pris en compte suivant le déroulement des opérations :

- Le poids du béton frais est directement transmis aux fléaux en regard par l’intermédiaire des fixations des équipages de clavage.
- Une fois le béton durci, on réalise physiquement le clavage à l’aide de câbles de précontrainte de continuité et on enlève l’équipage de clavage.

a) Avant l’enlèvement de l’équipage de clavage :

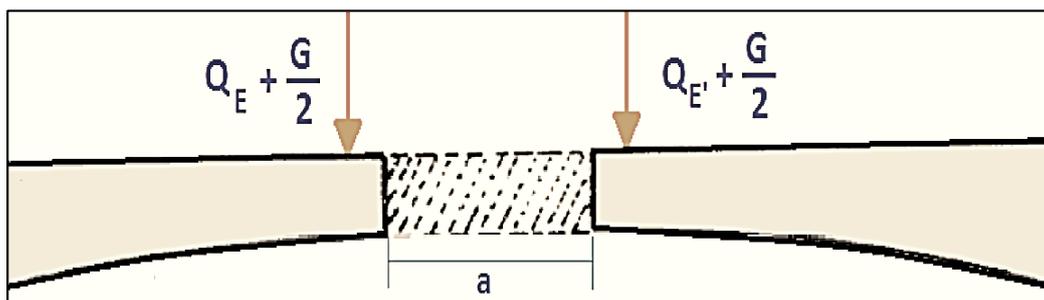


Fig. VI.11 : Schéma statique avant enlèvement de l’équipage de clavage

Avec :

- $Q_E + Q_{E'} = 20 \text{ t}$: poids total de l’équipage mobile (ces deux forces ne sont pas forcément égales).
- G : poids du voussoir de clavage soit :

$$G = \gamma_b \times Sc = 2.5 \times 9.80 \times 2 \Rightarrow G = 49 \text{ t}$$

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de diagrammes (ANNEXE) :

b) Après l'enlèvement de l'équipage de clavage :

Avec :

$$Q_E + Q_{E'} = 20 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} G = 49,5 \text{ t} \\ a = 2 \text{ m} \end{array} \right\} G/a = 49/2 = 24,5$$

G/a : représente le poids du béton durci.

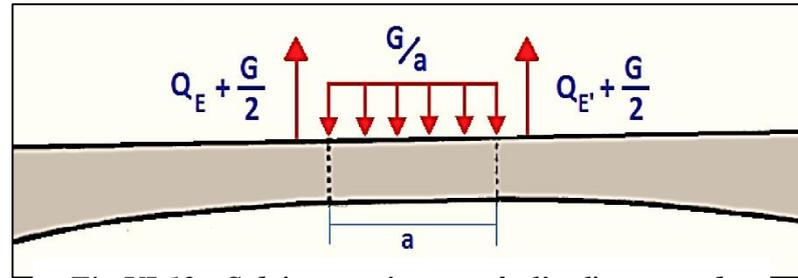


Fig VI.12 : Schéma statique après l'enlèvement de l'équipage de clavage.

Les résultats obtenus sont présentés sous forme des diagrammes (ANNEXE)

VI.5 : Etude longitudinale en phase de service :

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre nous nous intéressons à la détermination du câblage de continuité, une fois l'ouvrage rendu continu (clavage de toutes les travées), le schéma statique final est un système hyperstatique donc on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants:

- Poids propre.
- Superstructure
- Surcharge de trottoirs.
- Surcharges routières.
- Gradient thermique.

Les calculs seront effectués par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

VI.5.1 : Modélisation :

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure et différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- La définition des conditions d'appuis.
- Le choix de la méthodologie de calcul.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- La vérification des résultats.
- Le lancement des calculs et l'interprétation des résultats.

VI.5.2 : Modèle de calcul :

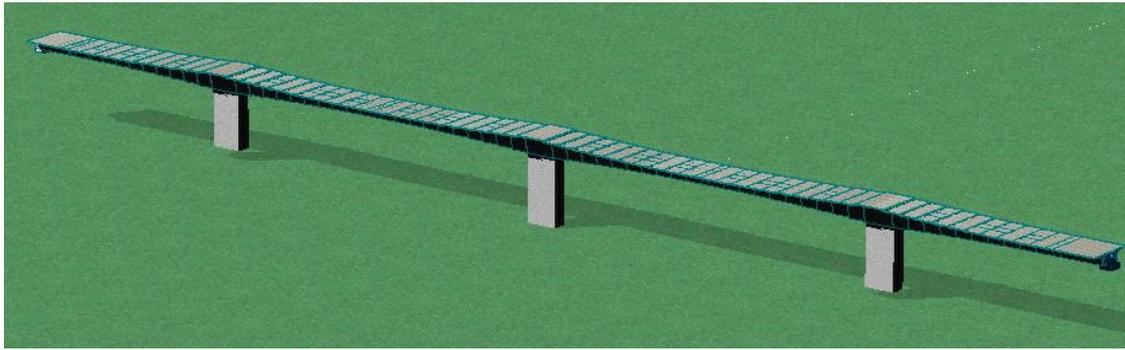


Fig. VI.13 : Vue du modèle de calcul en 3D.

VI.5.3 : Combinaisons de calcul :

D'après le « Fascicule N°61 titre II », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

- **Poids propre (PP)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- **Complément du poids propre (CCP)** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à **4,157 t/ml**.
- **Charge A** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à **A_c(l) = 5,251 t/ml**.
- **Surcharge BC.**
- **Surcharge militaires MC120.**
- **Convoi exceptionnel D240.**
- **Surcharges sur les trottoirs St** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à : **St = 0,255 t/m**.

Les charges roulantes sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur.

- ✚ **Les différentes combinaisons préconisées par le « Fascicule N°61 Titre 2 » sont citées en chapitre V.**

▪ **Remarque :**

L'analyse des résultats de la structure obtenus par le logiciel pour les différentes combinaisons considérées donne les trois combinaisons ci-dessous, comme étant celles qui développent les efforts les plus défavorables sur l'ensemble de la structure.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A \text{ l'ELU}} : 1,35 G + 1,5 (A(L)+S(t)) \\ \mathbf{A \text{ l'ELS}} : \quad \mathbf{A \text{ vide}} : G + CCP \\ \quad \quad \quad \mathbf{En service} : G + (A(L)+S(t)) \end{array} \right.$$

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants obtenus sous ces combinaisons sont présentés dans l'ANEXE.

Les résultats obtenus sous la combinaison ELU : $1,35 G + 1,5 (A(L)+S(t))$.

CHAPITRE VII

Étude de la précontrainte

Introduction et principe :

D'après L'inventeur de la précontrainte, **Eugène Freyssinet 1928**, " Pré contraindre une section c'est soumettre, avant l'application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leurs composantes avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération ".

Cette technique, consistent à tendre (comme des ressorts) les aciers constituant les armatures du béton, et donc à comprimer, au repos, ce dernier.

Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois parvenir à se mettre en traction, puisqu'il était déjà partiellement comprimé.

On distingue deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par post-tension.
- Précontrainte par pré-tension.

➤ Précontrainte par pré-tension :

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

- Mise en tension des armatures.
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte (torons).
- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension

➤ Précontrainte par post-tension :

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton. Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

On distingue deux types de précontrainte par post-tension :

- **Une précontrainte partielle** : autorisation des contraintes de traction limitées.
- **Une précontrainte totale** : élimination totale des contraintes de traction.

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension.

VII.1 : Etude de la précontrainte de l'ouvrage :

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellement est assurée par deux familles de câbles : **les câbles de fléau et les câbles de continuité**.

✚ Câbles de fléau :

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction en vue de jouer un double rôle :

- ✓ Assurer la résistance aux moments négatifs dus aux poids propre des voussoirs, l'équipage mobile et la charge de chantier en phase de construction.
- ✓ Assurer la stabilité des fléaux pendant la construction.

La première condition fixe la force de précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

✚ Câbles de continuité :

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés à assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

VII.2 : Etude de la précontrainte de fléau :

VII.2.1 : Calcul de la précontrainte de fléau : (Disposition des câbles) :

Les câbles du fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure et ils sont mis en place au fur et à mesure de l'avancement de la construction, Le décroissement des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

VII.2.2 : Câblages :

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent au niveau des fibres supérieures et inférieures des contraintes. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

$$\text{Sur la fibre supérieure : } \sigma_{sup} = -\frac{|M|V}{I}$$

$$\text{Sur la fibre inférieure : } \sigma_{inf} = \frac{|M|V'}{I}$$

Ce sont des contraintes de traction en fibres supérieures, et des contraintes de compression en fibres inférieures. L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.

Les contraintes engendrées par l'effet de la précontrainte sont écrites comme suit :

$$\text{Fibre supérieures : } \sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} \quad (\text{Compression})$$

$$\text{Fibre inférieures : } \sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I} \quad (\text{Traction})$$

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer leurs contraintes avec les contraintes dues aux efforts sur la console en cours de construction. Cela donne :

$$\text{Fibre supérieures : } \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{|M|V}{I} = 0$$

$$\text{Fibre inférieures : } \frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I} + \frac{|M|V'}{I} = 0$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

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

- **P** : La force de précontrainte.
- **v** : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.
- **v'** : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.
- **I** : Le moment d'inertie longitudinal de la section.
- **e** : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
- **M** : moment maximal dû aux poids propre et surcharge.
- **S** : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

Donc pour reprendre la traction on doit avoir :

$$\frac{P}{S} + \frac{P \cdot e \cdot V}{I} - \frac{|M|V}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

Sans toutefois que les contraintes de compression ne soient pas dépassées :

$$\frac{P}{S} - \frac{P \cdot e \cdot V'}{I} + \frac{|M|V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression.

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction.

A la limite on aura:

$$P = \frac{\frac{M \cdot V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \cdot V}{I}}$$

On peut déterminer ainsi, pour chaque voussoir, le nombre de câbles arrêtés. L'effort assuré par ces câbles sera nécessaire pour soutenir le voussoir **Vi**.

Chaque voussoir **Vi** doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir **Vi+1**, avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier et du vent.

Pour calculer l'effort « **P** », on doit fixer le « **e** ».

VII.2.3 : Détermination du nombre de câbles de fléau :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_0} \quad \text{D'où :} \quad P_0 = 0.75 \times \sigma_{P_0} \times S$$

- En estimant les pertes à 25%
- P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T15S peut créer.
- $F_{prg} = 1860$ MPa pour un câble de 1 T15 s.

- $F_{peg} = 1660$ MPa pour un câble de 1 T15 s.
- La tension d'origine :

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée « σ_{p0} ». Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

La tension à l'ancrage vaut alors :

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 F_{prg}, 0.9F_{peg}) = \text{Min} (1488, 1494)$$

$$\sigma_{p0} = \mathbf{1488 \text{ MPa.}} \quad \text{Avec : } S = 1800 \text{ mm}^2 = 0,0018 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{S} \quad \Rightarrow \quad P_0 = 0.75 \times \sigma_{p0} \times S$$

$$P_0 = 0.75 \times 1488 \times 1800 \times 10^{-3}$$

$$\mathbf{P_0 = 200.88 \text{ t}}$$

La détermination du nombre de câbles pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques :

- ✓ Section : $S = \mathbf{35.20 \text{ m}^2}$.
- ✓ Inertie : $I = \mathbf{122.60 \text{ m}^4}$.
- ✓ Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = \mathbf{2.50 \text{ m}}$.
- ✓ $e = V - d$, On prend l'enrobage $d = \mathbf{0.15 \text{ m}} \Rightarrow e = 2.50 - 0.15 = \mathbf{2.35 \text{ m}}$.
- ✓ Grâce à la symétrie des deux fléaux ; on peut calculer le nombre de câbles pour l'un des deux, gauche ou droit.

Le moment à l'encastrement est : $\mathbf{M = - 37270.741 \text{ t.m}}$ (calculer précédemment)

$$\Rightarrow P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}} = 9956.967 \text{ t}$$

$$\text{On trouve : } N = \frac{P}{P_0} = \frac{9956.967}{200.88} = \mathbf{49.57}$$

$$\Rightarrow \mathbf{N = 50 \text{ Câbles.}}$$

VII.2.4 : Répartition des câbles dans chaque voussoir :

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement, considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins **2 câbles** dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion ; on doit arrêter la moitié du nombre de câbles dans chaque âme.

Le tableau suivant définit le nombre des câbles arrêtés au niveau de chaque voussoir :

VOUSSOIR	M	I	S	V	e	P	N	N réel	p réel
1/2 VSP	-37270,741	122,6000	35,200	2,50	2,35	9956,968	49,567	50	10044
V1	-32777,772	88,2000	13,525	2,22	2,07	6543,601	32,575	50	10044
V2	-27849,056	64,1661	12,744	1,96	1,81	6359,856	31,660	44	8436,96
V3	-23105,845	46,4259	12,054	1,74	1,59	6072,686	30,230	38	6829,92
V4	-18606,657	33,5406	11,456	1,54	1,39	5653,542	28,144	32	6026,4
V5	-14414,421	24,3408	10,950	1,38	1,23	5072,540	25,252	26	5222,88
V6	-10596,472	17,8954	10,536	1,24	1,09	4307,938	21,445	20	4419,36
V7	-7224,551	13,4807	10,214	1,14	0,99	3363,634	16,744	16	3615,84
V8	-4374,808	10,5523	9,984	1,06	0,91	2293,963	11,420	12	2812,32
V9	-2127,799	8,7185	9,846	1,02	0,87	1224,705	6,097	8	1607,04
V10	-568,489	7,7175	9,800	1,00	0,85	347,169	1,728	2	401,76

Tab. VII-1 : Câbles de fléau.

N° de voussoir	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nombre de câbles	50	44	38	32	26	20	16	12	8	2
Nbr des câbles arrêté/voussoir	6	6	6	6	6	4	4	4	4	2
Nbr des câbles arrêté/âme	3	3	3	3	3	2	2	2	2	1

Tab. VII-2 : Nombre de câbles de fléau par gousset.

Remarque :

- Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.
- Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

VII.2.5 : Espacement des armatures de la précontrainte :

D'après B.P.E.L : Pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminées de bétonnage) et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, on devra respecter une distance minimum entre conduits comme indiqué sur la figure :

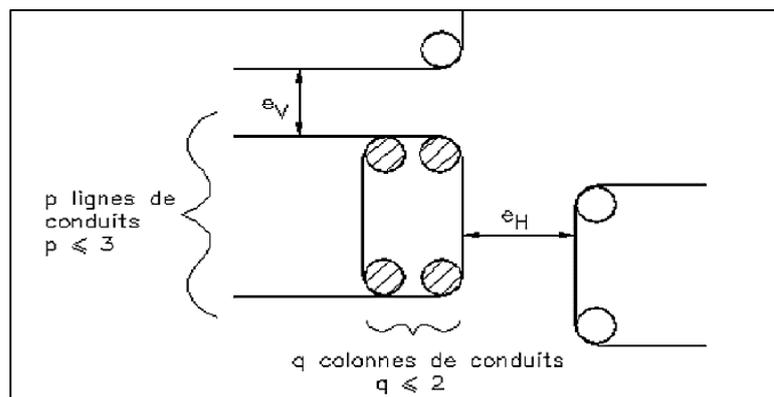


Fig VII-1 : Espacement entre les câbles.

q	p	1	2	3
1		 $eh \geq \phi$ $ev \geq \phi$	 $\phi \leq 10\text{cm}$ $eh \geq \phi$ $ev \geq \phi$	 $\phi \leq 5\text{cm}$ $eh \geq 1.5\phi$ $ev \geq \phi$
2		 $\phi \leq 5\text{cm}$ $eh \geq 1.5\phi$ $ev \geq \phi$	 $\phi \leq 5\text{cm}$ $eh \geq 1.5\phi$ $ev \geq 1.2\phi$	 $\phi \leq 5\text{cm}$ $eh \geq 1.5\phi$ $ev \geq 1.2\phi$

Tab. VII-3-Espacement entre les câbles.

a) Dispositions constructives :

- ❖ La distance entre axes des câbles est de $1,5 \phi_{g_{ext}}$.
- ❖ L'enrobage des gaines est $\geq \phi_{g_{ext}}$
- ❖ Le diamètre des gaines d'un câble à 12T15s est de 8,2 cm.

Les câbles au niveau des goussets seront répartis comme est indiqué sur la figure suivante :

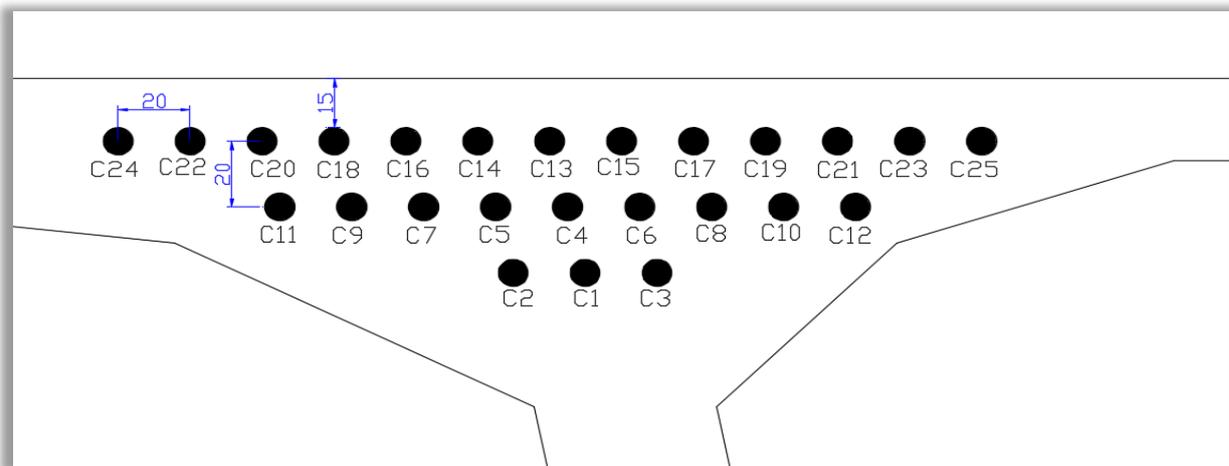


Fig. VII-2 : Disposition des câbles de fléau dans le gousset.

VII.2.6 : Tracé des câbles :

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments négatifs pendant la construction de la console et à rendre chaque voussoir solidaire de la partie du tablier déjà exécutée. on opte pour le schéma de tracé d'un câblage incliné qui consiste à descendre les câbles de fléau dans les âmes afin de profiter de la réduction de l'effort tranchant due aux composantes verticales des efforts de précontrainte.

Aux joints entre voussoirs, les gaines présentent des discontinuités de pente et de courbure, surtout dans le cas des voussoirs préfabriqués, ces discontinuités engendrent des frottements augmentant les pertes et pour réduire ce frottement, on suit les dispositions suivantes :

- ✓ Eviter au maximum les croisements des câbles, en particulier dans les âmes.

- ✓ Utiliser des gaines de diamètre suffisamment grand et rigide le plus possible pour assurer leur alignement lors du bétonnage.
- ✓ Limiter les déviations en plan et en élévation.
- ✓ Augmenter le rayon de courbure des câbles.
- ✓ Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera **0,50 m** entre axes des câbles.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme de référence on l'ancrera au niveau du **C.D.G** de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci s'ancreront à **0,125 m** de part et d'autre du **C.D.G**.

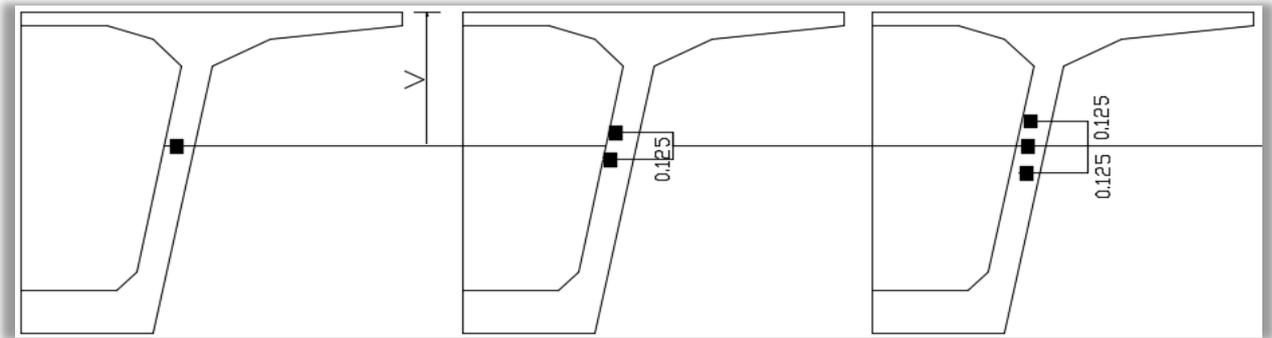


Fig. VII-3 : Encrenage des câbles au niveau des âmes.

VII.2.7 : Etude du tracé des câbles :

Pour descendre dans l'axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents.

VII.2.7.1 : Etude de tracé en élévation :

Le câble en élévation suit une ligne droite jusqu'au début du voussoir où il emprunte une courbe en forme de parabole jusqu'à son ancrage d'équation :

L'équation de la courbe est de la forme :
$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \cdot \frac{x^2}{L^2}$$

Avec :

- d_0 : distance à la face supérieure du câble filant.
- d_1 : distance à la face supérieure du point d'ancrage.
- L : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.

$L = 4.5m$ (la longueur d'un voussoir courant)

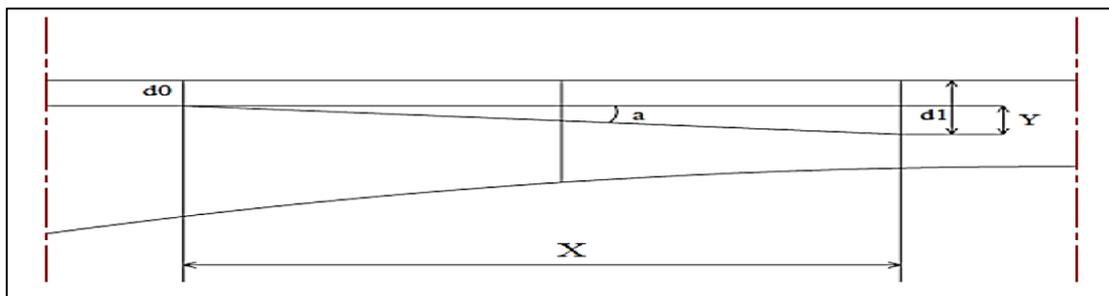


Fig. VII-4 : Câblage du voussoir en élévation.

Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression :

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

R_{min} : Rayon minimal pour les câbles **12T15s = 6m**.

La déviation verticale d'un câble α_n est :

$$tg\alpha_n = \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \cdot \frac{x_0}{L^2} \quad \longrightarrow \quad \alpha_n = Arctg(2(d_1 - d_0) \cdot \frac{x_0}{L^2})$$

➤ **Tracé du câble « C1 » :**

Le câble N°3 s'ancrera à une distance de 0.25 m au-dessous du CDG de la section.

$$\begin{cases} l = 4.5 \\ V = 2.50 \\ d_0 = 0.15 + 0.20x^2 + 0.082/2 = 0.591m \end{cases}$$

$$d_1 = V - 0.25 = 2.25 \quad \longrightarrow \quad Y = d_1 - d_0 = 2.25 - 0.591 = 1.659$$

$$\Rightarrow R(x) = 4.5^2 / 2Y = 6.1 \geq 6m$$

La position du point d'ancrage est bonne.

Donc :

$$\tan \alpha = 2(d_1 - d_0) \cdot (x/l)^2 = 2Y/l^2 \Rightarrow \alpha = 0,164 \text{ rad}$$

Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \cdot \frac{x^2}{L^2} = 0,591 + 0.082x^2 \text{ (m)}$$

$$Y(x) = 0.591 + 0.082 X^2$$

Pour que $R(x) \geq 6 m$ tous les autres câbles du 1^{er} voussoirs doivent être ancrés à une distance inférieure à 2.25 et on pose un espacement de 0.125m entre les câbles.

Donc pour les câbles C2 on a $d_1 = 2.125m$, et pour le câble C3 on a $d_1 = 2m$

Tracé du câble « C2 » :

Le câble N°4 s'ancrera à une distance de 0.75 m au-dessus du CDG de la section.

$$\begin{cases} l = 4.5 \\ V = 2.50 \\ d_0 = 0.15 + 0.20x^2 + 0.082/2 = 0.591m \end{cases}$$

$$d_1 = 2.25 - 0.125 = 2.125 \quad \longrightarrow \quad Y = d_1 - d_0 = 2.125 - 0.591 = 1.534$$

$$\Rightarrow R(x) = 4.5^2 / 2Y = 6.6 \geq 6m$$

La position du point d'ancrage est bonne.

Donc :

$$\tan \alpha = 2(d_1 - d_0) (x/l)^2 = 2Y/l^2 \Rightarrow \alpha = 0,164 \text{ rad}$$

Alors l'équation de la courbe du câble N°4 est la suivante :

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \cdot \frac{x^2}{L^2} = 0,591 + 0,0758x^2 \text{ (m)}$$

$$Y(x) = 0,591 + 0,0758 X^2$$

➤ **Tracé du câble « C3 » :**

Le câble N°1 s'ancrera à une distance de 0.25 m au-dessus du CDG de la section.

$$\begin{cases} l = 4,5\text{m} \\ V = 2,50 \\ d_0 = 0,15 + 0,20x^2 + 0,082/2 = 0,591\text{m} \end{cases}$$

$$d_1 = 2,25 - 0,125 - 0,125 = 2 \quad \Longrightarrow \quad Y = d_1 - d_0 = 2 - 0,591 = 1,409$$

$$\Rightarrow R(x) = 4,5^2/2Y = 7,186 \geq 6\text{m}$$

La position du point d'ancrage est bonne.

Donc :

$$\tan \alpha = 2(d_1 - d_0) (x/l)^2 = 2Y/l^2 \Rightarrow \alpha = 0,164 \text{ rad}$$

Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \cdot \frac{x^2}{L^2} = 0,591 + 0,069x^2 \text{ (m)}$$

$$Y(x) = 0,591 + 0,069 X^2$$

➤ **Tracé du câble « C4 » :**

Le câble N°2 s'ancrera à une distance de 0.75 m au-dessus du CDG de la section.

$$\begin{cases} l = 9\text{m} \\ V = 2,215 \\ d_0 = 0,15 + 0,20x^2 + 0,082/2 = 0,591\text{m} \end{cases}$$

$$d_1 = V + 0,125 = 2,34 \quad \Longrightarrow \quad Y = d_1 - d_0 = 2,34 - 0,591 = 1,949$$

$$\Rightarrow R(x) = 9^2/2Y = 20,780 \geq 6\text{m}$$

La position du point d'ancrage est bonne

Donc :

$$\tan \alpha = 2(d_1 - d_0) (x/l)^2 = 2Y/l^2 \Rightarrow \alpha = 0,114 \text{ rad}$$

Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \cdot \frac{x^2}{L^2} = 0,591 + 0,0241x^2 \text{ (m)}$$

$$d(x) = 0,591 + 0,0241 X^2$$

Le reste des calculs est mentionné dans le tableau ci-après :

voussoir	N° de câbles	L (m)	V (m)	d0	d1	Y	R	tan α	α (rad)	Equation de la courbure Y(x)
V1	C1	4,5	2,5	0,591	2,25	1,659	6,103	0,737	0,635	=0,591+0,0819x ²
	C2	4,5	2,5	0,591	2,125	1,534	6,600	0,682	0,598	=0,591+0,0758x ²
	C3	4,5	2,5	0,591	2	1,409	7,186	0,626	0,559	=0,591+0,0696x ²
V2	C4	9	2,215	0,391	2,34	1,949	20,780	0,433	0,409	=0,391+0,0241x ²
	C5	9	2,215	0,391	2,215	1,824	22,204	0,405	0,385	=0,391+0,0225x ²
	C6	9	2,215	0,391	2,09	1,699	23,838	0,378	0,361	=0,391+0,0210x ²
V3	C7	9	1,96	0,391	2,085	1,694	23,908	0,376	0,360	=0,391+0,0209x ²
	C8	9	1,96	0,391	1,96	1,569	25,813	0,349	0,335	=0,391+0,0194x ²
	C9	9	1,96	0,391	1,835	1,444	28,047	0,321	0,311	=0,391+0,0178x ²
V4	C10	9	1,735	0,391	1,86	1,469	27,570	0,326	0,316	=0,391+0,0181x ²
	C11	9	1,735	0,391	1,735	1,344	30,134	0,299	0,290	=0,391+0,0166x ²
	C12	9	1,735	0,391	1,61	1,219	33,224	0,271	0,265	=0,391+0,0150x ²
V5	C13	9	1,54	0,191	1,665	1,474	27,476	0,328	0,317	=0,191+0,0182x ²
	C14	9	1,54	0,191	1,54	1,349	30,022	0,300	0,291	=0,191+0,0167x ²
	C15	9	1,54	0,191	1,415	1,224	33,088	0,272	0,266	=0,191+0,0151x ²
V6	C16	9	1,375	0,191	1,5	1,309	30,940	0,291	0,283	=0,191+0,0162x ²
	C17	9	1,375	0,191	1,375	1,184	34,206	0,263	0,257	=0,191+0,0146x ²
	C18	9	1,375	0,191	1,25	1,059	38,244	0,235	0,231	=0,191+0,0131x ²
V7	C19	9	1,24	0,191	1,3025	1,1115	36,437	0,247	0,242	=0,191+0,0137x ²
	C20	9	1,24	0,191	1,1775	0,9865	41,054	0,219	0,216	=0,191+0,0122x ²
V8	C21	9	1,135	0,191	1,1975	1,0065	40,238	0,224	0,220	=0,191+0,0124x ²
	C22	9	1,135	0,191	1,0725	0,8815	45,944	0,196	0,193	=0,191+0,0109x ²
V9	C23	9	1,06	0,191	1,1225	0,9315	43,478	0,207	0,204	=0,191+0,0115x ²
	C24	9	1,06	0,191	0,9975	0,8065	50,217	0,179	0,177	=0,191+0,0100x ²
V10	C25	9	1,015	0,191	1,015	0,824	49,150	0,183	0,181	=0,191+0,0102x ²

Tab.VII.4: Tracé en élévation des câbles de fléau.

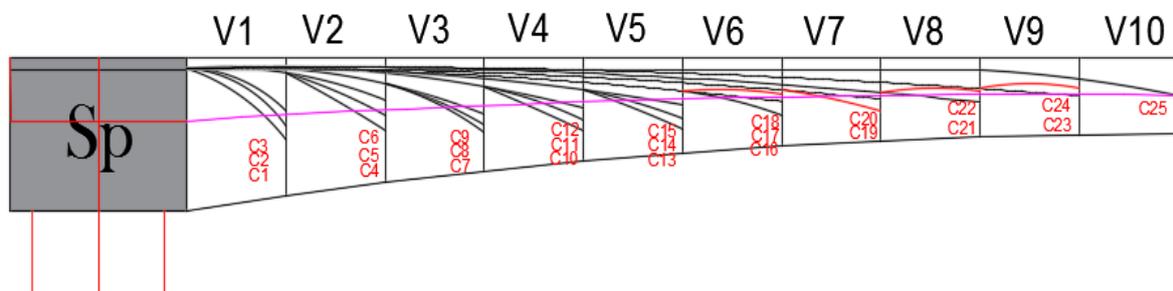


Fig VII.5 : Tracé des câbles en élévation.

VII.2.7.2. Etude du tracé des câbles en plan:

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence au début du voussoir jusqu'à l'encrage, mais avec une variation très lente car le câble suit en même temps deux courbures :

en plan et en élévation, qui pose des problèmes au niveau de l'exécution, bien que théoriquement il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S » plus au moins prononcé. Lorsque les courbes augmentent, les pertes de précontraintes sont très importantes, au niveau de l'ancrage, le câble doit être droit sur au moins **40 cm** du fait que l'encrage se fait dans l'âme. Le rayon de courbure soit supérieur à $R_{min} = 2 \text{ m}$.

On a opté pour une telle courbure pour réduire au maximum la composante transversale de l'effort de précontrainte dans le plan.

Le tracé suit une équation parabolique de la forme :

$$Z = a x^2 + b x + c.$$

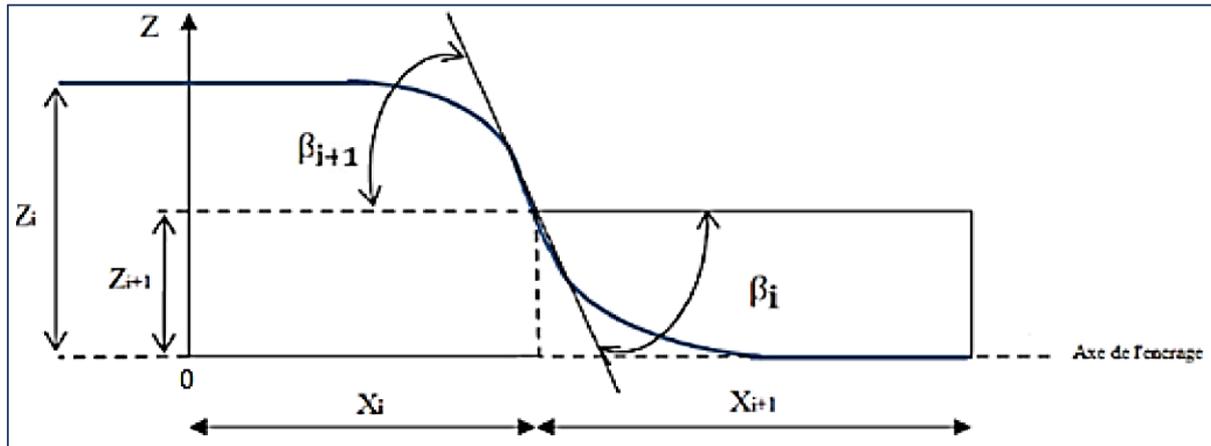


Fig VII-6 : Câblage en plan.

Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} + Z_i) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

Le rayon de courbure :

L'inclinaison : $R_i = \frac{(x_i)^2}{2(Z_{i+1}-Z_i)}$ et $R_{i+1} = \frac{(x_{i+1})^2}{2(Z_{i+1}-Z_{i+2})}$

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(Z_{i+1}-Z_i)}{x_i} \quad \text{Et} \quad \tan(\beta_{i+1}) = \frac{2Z_{i+1}}{x_{i+1}}$$

Avec :

- β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.
- β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.
- R_i : Le Rayon de courbure dans la première section.
- R_{i+1} : Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

NB :

Le tracé des câbles C1, C4 et C13 est confondue avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

Exemple de calcul : câble C3 du voussoir V1:

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_i = 0,2 \text{ m} \\ Z_{i+1} = 0,2/2 = 0,1 \text{ m.} \end{array} \right. \implies R_i(x) = \frac{L_i^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} = 25,3125 \text{ m}$$

$$\tan \beta_i = \frac{2(0,2-0,1)}{2,25} = 0,089$$

Tableau ci- dessous représente les paramètres de tracé des câbles de fléau en plan :

voussoir	N° de câbles	L (m)	L1 = L/2 (m)	Zi (m)	Zi+1 (m)	Ri (m)	β(rad)	Equation de la 1ere courbure (m)	Equation de la 2eme courbure (m)
V1	C1	4,5	2,25	0	0	∞	0,000	0,000	0
	C2	4,5	2,25	-0,2	-0,1	25,3125	0,089	=-0,2+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
	C3	4,5	2,25	0,2	0,1	25,3125	0,089	0,2-0,1x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
V2	C4	9	4,5	0	0	∞	0,000	0,000	0
	C5	9	4,5	-0,2	-0,1	101,25	0,044	=-0,2+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
	C6	9	4,5	0,2	0,1	101,25	0,044	=0,2+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
V3	C7	9	4,5	-0,4	-0,2	50,625	0,089	=-0,4+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
	C8	9	4,5	0,4	0,2	50,625	0,089	=0,4+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
	C9	9	4,5	-0,6	-0,3	33,75	0,133	=-0,6+0,1049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
V4	C10	9	4,5	0,6	0,3	33,75	0,133	=-0,2+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
	C11	9	4,5	-0,8	-0,4	25,3125	0,178	=0,2+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
	C12	9	4,5	0,4	0,2	25,3125	0,089	=-0,4+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
V5	C13	9	4,5	0	0	∞	0,000	0,000	0
	C14	9	4,5	-0,2	-0,1	101,25	0,044	=-0,2+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
	C15	9	4,5	0,2	0,1	101,25	0,044	=0,2+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
V6	C16	9	4,5	-0,4	-0,2	50,625	0,089	=-0,4+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
	C17	9	4,5	0,4	0,2	50,625	0,089	=0,4+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
	C18	9	4,5	-0,6	-0,3	33,75	0,133	=-0,6+0,1049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
V7	C19	9	4,5	0,6	0,3	33,75	0,133	=-0,2+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
	C20	9	4,5	-0,8	-0,4	25,3125	0,178	=0,2+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
V8	C21	9	4,5	0,8	0,4	25,3125	0,178	=-0,4+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
	C22	9	4,5	-1	-0,5	20,25	0,222	=0,4+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
V9	C23	9	4,5	1	0,5	20,25	0,222	=-0,2+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
	C24	9	4,5	-0,2	-0,1	101,25	0,044	=0,2+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²
V10	C25	9	4,5	1,2	0,6	101,25	0,267	=-0,4+0,0049x ²	=-0,2+0,0049(x-2,25) ²

Tab.VII.5: traces des câbles en plan

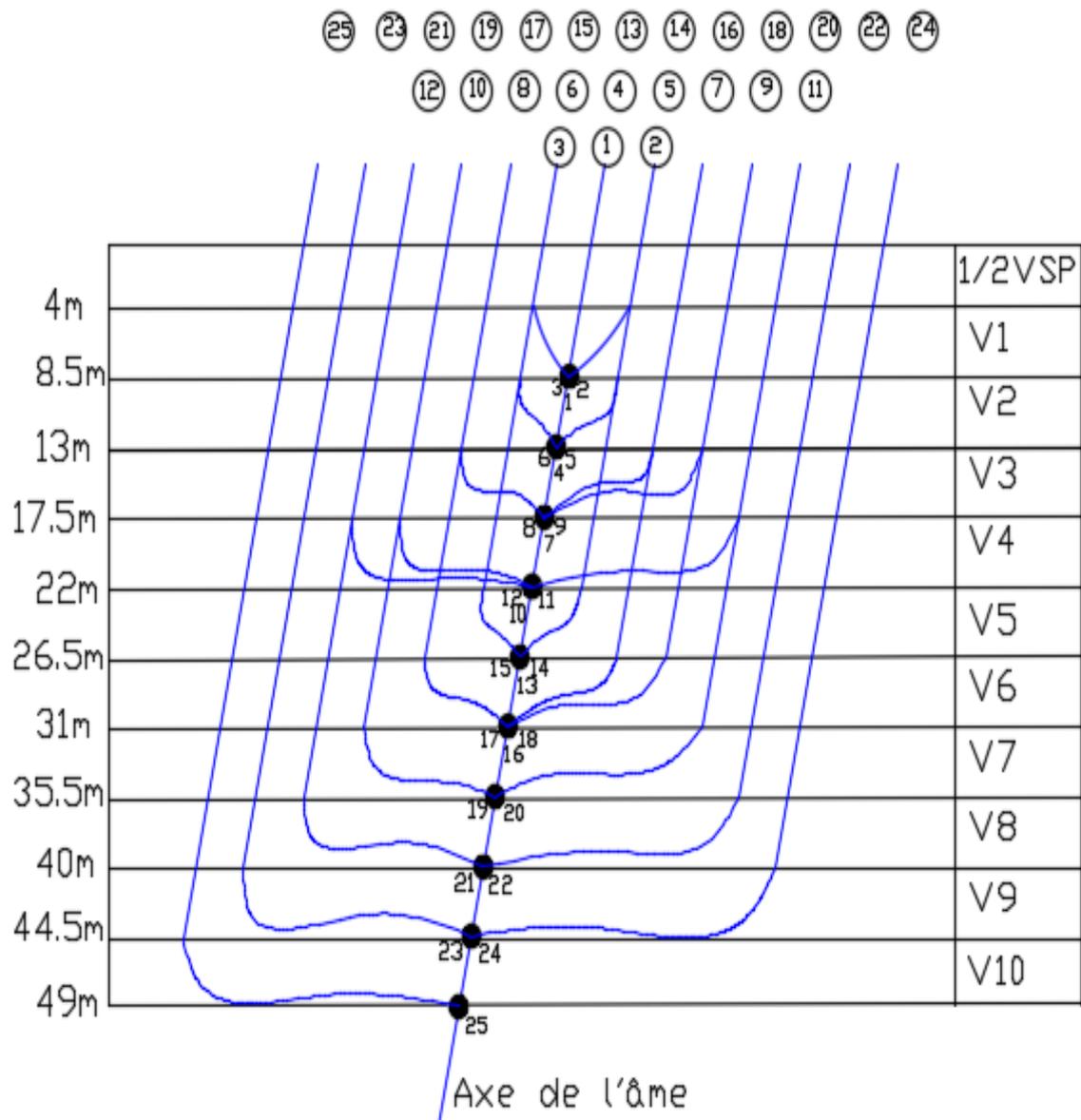


Fig. VII-7 : Tracé de câbles de fléau en plan

VII.3. Pertes de précontrainte : (BPEL 91)

VII.3.1. Définition

D'une façon générale, on désigne sous le nom «perte de tension» ou «perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois:

- dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait des frottements,
- dans le temps, à cause du retrait, du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

VII.3.2. Différents types de pertes

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- **Les pertes instantanées** : qui se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues principalement au frottement du câble sur la gaine, au tassement des organes d'ancrage (par recul de l'ancrage) et au non simultanément de mise en tension des câbles (déformations instantanées du béton).
- **Les pertes différées** : qui se produisent dans un temps plus ou moins long. Elles sont dues au retrait et au fluage du béton, et à la relaxation des armatures.

VII.3.3. Tension à l'origine

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée « σ_{p0} ». Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

$$\text{Min (0,80 } f_{prg}, 0,90 f_{peg})$$

VII.3.4. Pertes de tension instantanée :

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes:

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

D'une manière générale les pertes instantanées sont sous forme suivante :

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

VII.3.4.1. Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine :

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine le frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble.

Selon les règles **BPEL91**, la tension $\sigma_{p0}(x)$ (contrainte exercée lors de la mise en tension) d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtient, compte tenu des frottements, à partir de la tension σ_{p0} à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

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

Dans laquelle :

- **X (m)** : est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.
- **α (Rad)** : est la déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace
($\alpha = \alpha \text{ élévation} + \alpha \text{ plan}$).
- **f (rd⁻¹) = 0,2 rd⁻¹** : Est le coefficient de frottement en courbe.
- **φ** : Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$.
- **σ_{p0}** : Tension à l'origine = 1488Mpa.

Donc on aura :

$$\Delta\sigma_{pf}(x) = 1488 (1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)})$$

Application :

Exemple de calcul :

$$\begin{aligned} \text{Câble N}^\circ 1 : \quad \Delta\sigma_{pf}(x) &= 1488 (1 - e^{-(0,2 \times 0,635 + 0,003 \times 8,5)}) \\ &= 210,553 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

Les résultats du calcul des pertes pour chaque câble sont donnés par le tableau dans la page suivante :

voussoir	N° de câbles	X (m)	$\alpha(\text{rad}) = \alpha + 2\beta$	$1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)}$	$\Delta\sigma_{pf}(x)$ (MPa)
V1	C1	8,500	0,635	0,142	210,553
	C2	8,500	0,776	0,165	246,030
	C3	8,500	0,737	0,159	236,326
V2	C4	13,000	0,409	0,114	169,244
	C5	13,000	0,474	0,125	186,346
	C6	13,000	0,450	0,121	180,060
V3	C7	17,500	0,538	0,148	220,090
	C8	17,500	0,513	0,144	213,849
	C9	17,500	0,577	0,155	230,032
V4	C10	22,000	0,582	0,167	248,148
	C11	22,000	0,646	0,177	263,815
	C12	22,000	0,442	0,143	212,970
V5	C13	26,500	0,317	0,133	198,023
	C14	26,500	0,380	0,144	214,327
	C15	26,500	0,354	0,140	207,769
V6	C16	31,000	0,461	0,169	251,528
	C17	31,000	0,435	0,165	245,132
	C18	31,000	0,498	0,175	260,630
V7	C19	35,500	0,509	0,188	279,755
	C20	35,500	0,571	0,198	294,774
V8	C21	40,000	0,576	0,210	311,772
	C22	40,000	0,638	0,219	326,333
V9	C23	44,500	0,649	0,231	344,355
	C24	44,500	0,266	0,170	253,474
V10	C25	49,000	0,714	0,252	374,459
somme					6179,793

Tab. VII.6 : Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles.

La somme des pertes dues aux frottements des câbles par âme est :

$$\Sigma\Delta\sigma_{pf} = 6179,793 \text{ Mpa}$$

VII.3.4.2. Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages (Recul d'encrage) :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes.

Il n'affecte qu'une partie x de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur est donnée par relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}K}}$$

Avec :

- λ : Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- σ_{p0} : Contrainte initiale.
- σ_{p0} : Contrainte après recul d'ancrage.
- $\Delta\sigma_0$: La perte de tension.
- g : L'intensité du recul à l'ancrage, tel que : $g = 0,006 \text{ m}$.
- E_p : Module d'élasticité des aciers = 190 000 MPa selon BPEL91

En pratique, on admet le raisonnement suivant :

La quantité $g E_p$ représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur λ , dans la mesure où l'armature de longueur l est tendue par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale sur la longueur l est α , ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\frac{\alpha \cdot f}{l}$ sur la longueur λ , on trouve :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}K}} \quad \Rightarrow \quad \begin{array}{l} \lambda > x \rightarrow \text{les pertes existent.} \\ \lambda < x \rightarrow \text{les pertes nulles.} \end{array}$$

Tel que : $k = \frac{\alpha \cdot f}{l} + \varphi$

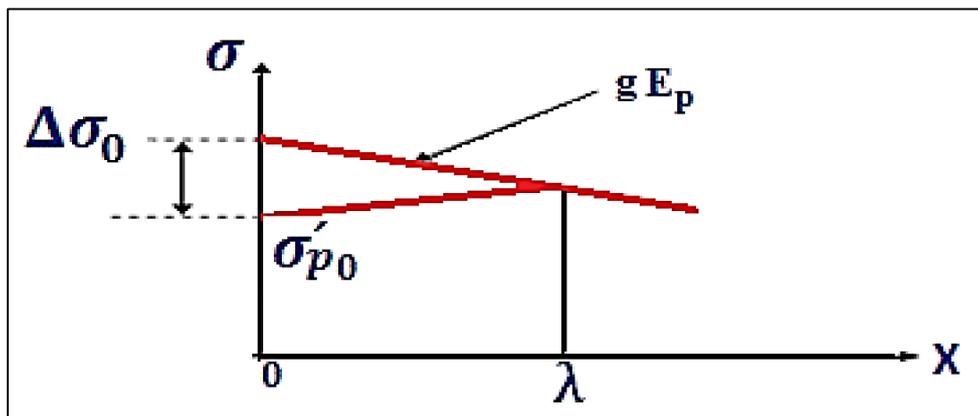


Fig. VII-8 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage.

Les pertes dues au recul à l'ancrage sont données par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_{pr} = 2 \lambda k$$

Les pertes de recul à l'ancrage sont résumées dans le tableau suivant:

vousoir	N° de câbles	X(m)	A (rad)	K	λ (m)	Δσ _{pr} (MPa)
V1	C1	8,5	0,635	0,018	6,533	0,235
	C2	8,5	0,776	0,021	6,003	0,255
	C3	8,5	0,737	0,020	6,136	0,250
V2	C4	13	0,409	0,009	9,082	0,169
	C5	13	0,474	0,010	8,628	0,178
	C6	13	0,450	0,010	8,787	0,174
V3	C7	17,5	0,538	0,009	9,152	0,167
	C8	17,5	0,513	0,009	9,296	0,165
	C9	17,5	0,577	0,010	8,935	0,171
V4	C10	22	0,582	0,008	9,612	0,159
	C11	22	0,646	0,009	9,293	0,165
	C12	22	0,442	0,007	10,446	0,147
V5	C13	26,5	0,317	0,005	11,923	0,129
	C14	26,5	0,380	0,006	11,425	0,134
	C15	26,5	0,354	0,006	11,619	0,132
V6	C16	31	0,461	0,006	11,325	0,135
	C17	31	0,435	0,006	11,486	0,133
	C18	31	0,498	0,006	11,106	0,138
V7	C19	35,5	0,509	0,006	11,428	0,134
	C20	35,5	0,571	0,006	11,099	0,138
V8	C21	40	0,576	0,006	11,417	0,134
	C22	40	0,638	0,006	11,126	0,138
V9	C23	44,5	0,649	0,006	11,381	0,135
	C24	44,5	0,266	0,004	13,512	0,113
V10	C25	49	0,714	0,006	11,380	0,135
somme						3,963

Tab. VII-7 : Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble.

Les pertes dues aux reculs d'ancrages sont égales à :

$$\Sigma \Delta \sigma_{pr} = 3,963 \text{ Mpa}$$

VII.3.4.3. Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton :

Les Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à une mise en tension des câbles d'une manière non simultanée et sachant que la mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un deuxième câble va entraîner un raccourcissement du vousoir et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du vousoir et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Les règles de **BPEL** proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta \sigma_p(x) = \frac{1}{2} \sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

- E_{ij} : Module de YOUNG instantané de béton jour j ; $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$
- $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$ à $j \geq 28$ jours $\Rightarrow E_{ij} = 35\,981,729 \text{ MPa}$
- $(x) = n \sigma_b(x)$: Contrainte de compression de béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse (x) calculée au niveau du câble moyen.

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

Avec :

- P : Effort de précontrainte après pertes par frottement ;
- n : Nombre de câbles
- M : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges

N° de voussoirs	P (t)	S (m2)	e (m)	I (m4)	M (t.m)	σ_b (t/m2)	σ_{bn} (t/m2)	$\Delta\sigma_{bn}$ (t/m2)	$\Delta\sigma_{bn}$ (MPa)
V1	10044,0	14,400	2,065	88,200	32777,772	415,683	1247,050	3292,498	32,925
V2	8838,72	13,525	1,810	64,166	27849,056	319,217	957,652	2528,420	25,284
V3	7633,44	12,744	1,585	46,426	23105,845	223,205	669,614	1767,935	17,679
V4	6428,16	12,054	1,390	33,541	18606,657	132,470	397,409	1049,252	10,493
V5	5222,88	11,456	1,225	24,341	14414,421	52,467	157,400	415,571	4,156
V6	4419,36	10,950	1,090	17,895	10596,472	51,575	154,725	408,510	4,085
V7	3615,84	10,536	0,985	13,481	7224,551	75,547	151,093	398,921	3,989
V8	2812,32	10,214	0,910	10,552	4374,808	118,768	237,536	627,149	6,271
V9	1607,04	9,984	0,865	8,718	2127,799	87,770	175,540	463,465	4,635
V10	401,76	9,846	0,850	7,717	568,489	15,803	15,803	41,725	0,417
somme									109,934

Tab. VII-8: Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble.

Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont égales à :

$$\Sigma \Delta\sigma_{bn} = 133,769 \text{ Mpa}$$

Conclusion :

Les pertes instantanée sont égales à :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{pf} + \Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{bn}$$

$$\Delta\sigma_{inst} = 6179,793 + 3,963 + 109,94$$

$$\Sigma \Delta\sigma_{inst} = 6293,696 \text{ MPa}$$

VII.3.5 Les pertes différées

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

Les pertes différées existent en trois sortes :

- ❖ Pertes par retrait du béton.
- ❖ Pertes par fluage.
- ❖ Pertes par relaxation des aciers.

VII3.5.1. Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et a des réactions chimiques, ce retrait à lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :

$$\epsilon_r = [1 - r(t_0)]$$

Avec :

- ϵ_r : Retrait final du béton il diffère selon le climat, $\epsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$ pour un climat humide comme celui de notre ouvrage. (BPEL91).

La perte finale de tension par retrait est donc :

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

Selon le règlement BPEL, La valeur de la perte de précontrainte dues au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_r (t) = E_p \cdot \epsilon_r$$

Application :

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 2 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ Mpa}$$

VII.3.5.2. Pertes dues au fluage du béton :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton sous l'effet des contraintes de compression.

La perte finale de tension, due au fluage du béton, dans les conditions thermo hygrométriques constantes, est fonction de la contrainte maximale et de la contrainte finale, supportées par le béton dans la section considérée, de l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte, ainsi que la durée de l'intensité de la charge.

Avec :

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

- E_p : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte.
- E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton âgé de j jours.
- σ_M : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte, dans la section considérée.
- σ_b : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

D'après les règlements BPEL on estime que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_M \leq 1,5 \sigma_b \\ \frac{E_p}{E_{ij}} \approx 6 \end{array} \right.$$

$$\implies \Delta\sigma_{fl} = 2.5 \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b \quad \text{Or} \quad \sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

- M** : Moment en phase de réalisation.
- P** : Force de précontrainte.
- e** : Excentricité du câble moyen.

Tableau donnant les pertes dues au fluage de béton dans chaque câble :

N° de voussoirs	Préél (t)	S (m2)	e (m)	I (m4)	M (t.m)	σb (t /m2)	Δσfl (t/m2)	Δσfl (MPa)
1/2 VSP	10044	35,2	2,350	122,600	37270,741	23,365	12,338	0,123
V1	10044	14,4	2,065	88,200	32777,772	415,683	466,437	4,664
V2	8838,72	13,525	1,810	64,166	27849,056	319,217	547,824	5,478
V3	7633,44	12,744	1,585	46,426	23105,845	223,205	515,648	5,156
V4	6428,16	12,054	1,390	33,541	18606,657	132,470	384,726	3,847
V5	5222,88	11,456	1,225	24,341	14414,421	52,467	183,544	1,835
V6	4419,36	10,95	1,090	17,895	10596,472	51,575	211,063	2,111
V7	3615,84	10,536	0,985	13,481	7224,551	75,547	354,042	3,540
V8	2812,32	10,214	0,910	10,552	4374,808	118,768	627,149	6,271
V9	1607,04	9,984	0,865	8,718	2127,799	87,770	515,605	5,156
V10	401,76	9,846	0,850	7,717	568,489	15,803	102,226	1,022
somme								39,206

Tab. VII-9 : Pertes de tension par fluage.

Les pertes dues au fluage sont égales à :

$$\Sigma \Delta \sigma_{fl} = 39,206 \text{ Mpa}$$

VII.3.5.3. Pertes par relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers:

- à la relaxation normale : RN
- à très basse relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ₁₀₀₀)

En général : ρ₁₀₀₀ = 2, 5% pour les aciers TBR.

Le **BPEL** propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta \sigma_{rix} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot (\sigma_{pi} \times \rho_{1000})$$

- σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x : σ_{pi} = σ_{p0} - Δσ_{inst}
- Δσ_{inst} = Δσ_f + Δσ₀ + Δσ_p
- μ₀ : Coefficient pris égal à 0,43 pour les aciers TBR.
- σ_{p0} : Tension à l'origine ; σ_{p0} = 1488 MPa.
- ρ₁₀₀₀: Valeur garantie de la relaxation à 1000 h.

Le tableau suivant donne les valeurs de la perte de précontrainte pour chaque câble :

voussoir	N° de câbles	X (m)	$\Delta\sigma_{inst}$	Σp_i (MPa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)
V1	C1	8,5	243,712	1244,288	44,603
	C2	8,5	279,210	1208,790	39,870
	C3	8,5	269,501	1218,499	41,144
V2	C4	13	194,697	1293,303	51,472
	C5	13	211,807	1276,193	49,030
	C6	13	205,519	1282,481	49,922
V3	C7	17,5	237,936	1250,064	45,392
	C8	17,5	231,693	1256,307	46,251
	C9	17,5	247,883	1240,117	44,036
V4	C10	22	258,800	1229,200	42,566
	C11	22	274,473	1213,527	40,489
	C12	22	223,610	1264,390	47,373
V5	C13	26,5	202,307	1285,693	50,380
	C14	26,5	218,617	1269,383	48,071
	C15	26,5	212,057	1275,943	48,994
V6	C16	31	255,749	1232,251	42,975
	C17	31	249,351	1238,649	43,837
	C18	31	264,853	1223,147	41,759
V7	C19	35,5	283,878	1204,122	39,262
	C20	35,5	298,902	1189,098	37,332
V8	C21	40	318,178	1169,822	34,908
	C22	40	332,742	1155,258	33,117
V9	C23	44,5	349,124	1138,876	31,142
	C24	44,5	258,222	1229,778	42,643
V10	C25	49	375,011	1112,989	28,111
somme					1064,678

Tab. VII-10 : Pertes dues à la relaxation des aciers.

Les pertes dues à la relaxation des câbles sont égales à :

$$\Sigma \Delta \sigma_{rlx} = 1064,678 \text{ Mpa}$$

VII.3.5.4 Variation des pertes différées dans le temps :

La perte finale différée est prise égale à : $\Delta \sigma_d = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \Delta \sigma_{rlx}$

Le coefficient $\left(\frac{5}{6}\right)$ tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

La somme des pertes différées : $\Sigma \Delta \sigma_d = 38 + 39.206 + \left(\frac{5}{6} \times 1064.678\right)$

$$\Sigma \Delta \sigma_d = 964.437 \text{ MPa}$$

VII.3.6 Calcul des pertes totales :

Les pertes totales sont :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = 6293.696 + 964.437 = 7258.133 \text{ MPa}$$

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$\Delta\sigma_T \% = 100 \times \frac{7258.133}{50 \times 1488} = 9.75\% < 25\%$$

N° de voussoirs	$\Delta\sigma_{pf}(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{pr}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{bn}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$(5/6)\Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)	somme
1/2 VSP	0,000	0,000	0,000	0,123	0,000	0,123
V1	692,908	0,740	32,925	4,664	104,680	835,917
V2	535,650	0,521	25,284	5,478	125,353	692,286
V3	663,971	0,504	17,679	5,156	113,066	800,376
V4	724,934	0,471	10,493	3,847	108,690	848,435
V5	620,120	0,394	4,156	1,835	122,871	749,376
V6	757,290	0,407	4,085	2,111	107,143	871,035
V7	574,529	0,272	3,989	3,540	63,828	646,160
V8	638,105	0,272	6,271	6,271	56,687	707,607
V9	597,829	0,248	4,635	5,156	61,488	669,356
V10	374,459	0,135	0,417	1,022	23,426	399,459
somme	6179,793	3,962	109,934	39,206	887,232	7220,129+30= 7258.133

Tab. VII-11 : Les pertes totales instantanées et différées.

Donc on a un pourcentage de perte égal à : $100 \times \frac{7258.133}{50 \times 1488} = 9.75$

9.75 % < 25 % \Rightarrow L'estimation des pertes est vérifiée.

Remarque :

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les câbles reprennent largement les charges considérées.

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit **50 câbles (12T15s)**.
L'estimation des pertes est vérifiée.

VII.4. Vérification des contraintes en phase de construction :

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte le poids propres et les surcharges de chantier. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section. En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e \cdot V}{I} - \frac{MV}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e \cdot V'}{I} + \frac{MV'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bt}$$

Avec :

- σ_{Sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.
- σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.
- P : Effort de précontrainte.
- S : Section transversale du voussoir.
- M : Moment généré par application des charges.
- v : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.
- v' : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.
- σ_{bt} : Contrainte admissible de traction
- σ_{bc} : Contrainte admissible de compression.

Avec :

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa} ; (\sigma_{\text{bt}} = 0, \text{ Car on est en classe I})$$

Donc on doit vérifier que : $\sigma_{\text{inf}} \leq 21 \text{ MPa}$; $\sigma_{\text{Sup}} \geq 0 \text{ MPa}$

Ce tableau résulte les contraintes dans le demi-fléau :

N° de voussoirs	x (m)	l (m4)	S (m2)	v' (m)	v (m)	e (m)	P (t)	M (t.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	OBS
1/2 VSP	4	122,600	35,200	3,500	2,500	2,350	10043,877	37270,741	0,066	6,755	vérifiée
V1	8,5	88,200	13,525	3,215	2,215	2,065	9208,083	32777,772	3,352	11,825	vérifiée
V2	13	64,166	12,744	2,960	1,960	1,810	9351,714	27849,056	4,002	12,377	vérifiée
V3	17,5	46,426	12,054	2,735	1,735	1,585	9243,624	23105,845	4,509	12,649	vérifiée
V4	22	33,541	11,456	2,540	1,540	1,390	9195,565	18606,657	5,352	12,438	vérifiée
V5	26,5	24,341	10,950	2,375	1,375	1,225	9294,624	14414,421	6,777	11,443	vérifiée
V6	31	17,895	10,536	2,240	1,240	1,090	9172,965	10596,472	8,292	9,455	vérifiée
V7	35,5	13,481	10,214	2,135	1,135	0,985	9397,840	7224,551	10,912	5,982	vérifiée
V8	40	10,552	9,984	2,060	1,060	0,910	9336,393	4374,808	13,491	1,306	vérifiée
V9	44,5	8,718	9,846	2,015	1,015	0,865	9374,644	2127,799	16,485	-4,303	vérifiée
V10	49	7,717	9,800	2,000	1,000	0,850	9644,541	568,489	19,727	-9,930	vérifiée

Tab. VII-12 : Vérification des contraintes en construction.

VII.5 Étude de la précontrainte de continuité :

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux. Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

VII.5.1. Détermination de la précontrainte de continuité:

On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité. L'effort sera calculé à partir du moment max déterminé selon la formule suivante :

$$p \left(\frac{1}{S} + \frac{e'v'}{I} \right) - \frac{Mv'}{I} = 0 \qquad P_i = \frac{M \frac{V'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e'V'}{I}}$$

Avec :

P: effort de précontrainte.

M: moment maximal.

V: distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.

V': distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.

e': l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

S: la section du voussoir sur l'axe de la pile.

I : le moment d'inertie de la section.

VII.5.5. Détermination du nombre de câbles de continuités:

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison la plus défavorable donnée par le logiciel **Robot Structural** après l'analyse de la structure :

$$1,35 G + 1,6(A(L)+S(t)).$$

Avec :

G : charge permanente.

D240 : Charge exploitation roulantes.

Remarque :

Pour la détermination du nombre de câbles de continuités, on procèdera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau.

$$P_i = \frac{M_i \frac{V_i}{I_i}}{\frac{1}{S} + \frac{e_i V_i}{I_i}} \quad \text{Avec :} \quad N = \frac{P_i}{P_0}$$

VII.5.5.1. Câblage de la travée de rive :

Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée de rive est donné dans le tableau ci-dessous :

VOUSSOIR	M	I	S	V'	e'	P	N	N réel	N arrêté	p réel
V7	2321,876	10,55	10,214	2,135	1,99	940,450	4,682	6	6	1205,28
V8	4985,087	8,718	9,984	2,06	1,91	2135,943	10,633	12	6	2410,56
V9	6618,747	7,717	9,846	2,015	1,87	2936,454	14,618	16	4	3214,08
V10	7308,937	7,400	9,800	2	1,85	3281,154	16,334	18	2	3615,84
VS clavage	6992,137	7,400	9,800	2	1,85	3138,935	15,626	18	0	3615,84
VS clé	6549,285	7,400	9,800	2	1,85	2940,128	14,636	18	0	3615,84

Tab. VII.13 : Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir.
(Travée de rive)

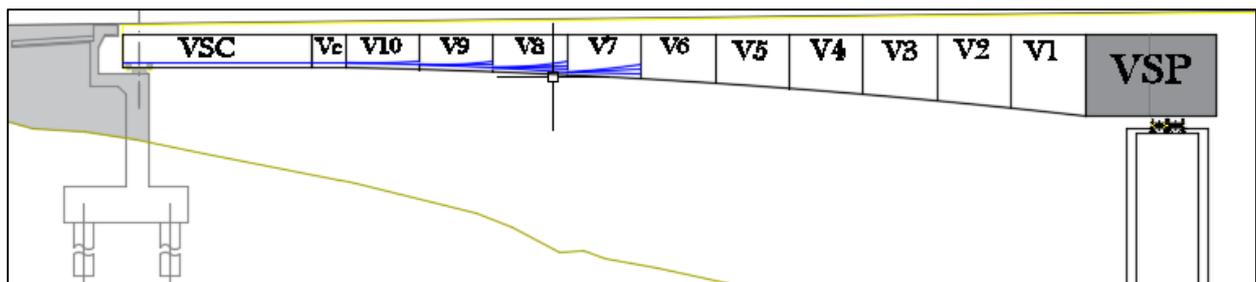


Fig. VII.9 : Tracé des câbles de continuité pour la travée de rive

VII.5.5.2. Câblage de la travée intermédiaire :

-Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée intermédiaire est donné dans le tableau ci-dessous :

VOUSSOIR	M	I	S	V'	e'	P	N	N réel	N arrêté	p réel
V7	1399,999	13,481	10,536	2,240	2,090	526,078	2,619	4	4	803,520
V8	5668,666	10,552	10,214	2,135	1,985	2296,031	11,430	12	8	2410,560
V9	8878,291	8,718	9,984	2,060	1,910	3804,050	18,937	20	8	4017,600
V10	11103,029	7,717	9,846	2,015	1,865	4925,938	24,522	26	6	5222,880
V de clavage	12597,145	7,400	9,800	2,000	1,850	5655,154	28,152	30	4	6026,400
V10	11281,875	7,717	9,846	2,015	1,865	5005,284	24,917	26	6	5222,880
V9	9052,015	8,718	9,984	2,060	1,910	3878,485	19,307	20	8	4017,600
V8	5905,335	10,552	10,214	2,135	1,985	2391,891	11,907	12	8	2410,560
V7	1689,581	13,481	10,536	2,240	2,090	634,894	3,161	4	4	803,520

Tab.VII.14 : Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir. (Travée intermédiaire)

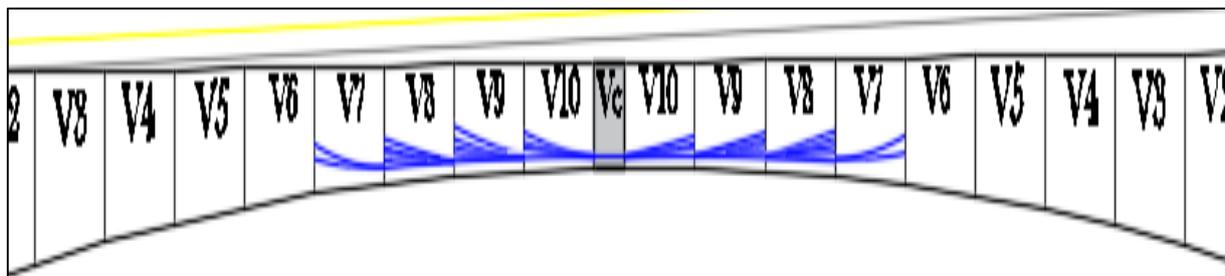


Fig. VII.10 Tracé des câbles de continuité pour la travée intermédiaire.

VII.6. Pertes de tensions

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte du fléau. Le tableau ci-dessous donne un résumé de calcul des pertes instantanées, différées et totales :

VII.6.1 Travée de rive :

N° de voussoirs	$\Delta\sigma_{Pf}$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_{bn}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)	somme
V7	525,237	1,797	2,605	1,309	134,770	665,718
V8	679,931	2,048	19,082	8,018	110,662	819,740
V9	594,615	1,565	30,483	10,913	56,056	693,632
V10	342,840	0,840	36,242	10,693	22,957	413,573
VS clavage	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
VS clé	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
somme	2142,623	6,250	88,411	30,933	324,445	2630,662

Tab.VII.15 : Pertes de précontrainte dans la travée de rive.

Conclusion :

Les pertes différées finale sont égale à :

D'après le BPEL :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_{rlx}$$

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance de la perte. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

$$\Delta\sigma_d = 38 + 30.933 + 324.445 = 393.378 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_d = 393.378 \text{ MPa}$$

VII.6.2. calcul des pertes totales :

Les pertes totales sont :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = (2142.623 + 6.250 + 88.411) + 393.378 = 2630.662 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_T = 2630,662 \text{ MPa}$$

=>Donc on a un pourcentage de perte égale à :

D'abord il faut déterminer le nombre de câbles par âme qui est :

$$\frac{N}{2} = \frac{18}{2} = 9$$

Avec :

N : le nombre des câbles totaux de précontrainte.

$$\Delta\sigma_T \% = 100 \times \frac{2630.662}{1488 \times 9} = 0.1964 = 19,64\% \leq 25\% \quad \longrightarrow \quad \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

Remarque :

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les câbles reprennent largement les charges considérées.

✓ Pour notre projet nous maintenons le nombre de câbles précédent (**20 câble de 12T15s**).

VII.6.3. Travée intermédiaire :

N° de voussoirs	$\Delta\sigma_{Pf}$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_{bn}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rt}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)	SOMME
V7	300,784	0,193	9,471	0,000	3,157	93,844	411,032
V8	551,622	0,303	5,526	0,000	1,428	124,060	738,096
V9	1183,522	0,474	10,969	0,000	2,011	85,583	1702,498
V10	1108,647	0,606	15,939	0,000	1,727	212,218	1696,248
V de clavage	550,883	0,252	20,028	0,000	0,668	26,714	986,504
V10	1268,552	0,539	12,516	0,000	1,356	64,498	1692,224
V9	1467,496	0,556	7,955	0,000	1,458	43,401	1923,101
V8	856,030	0,355	2,000	0,000	0,517	125,090	1034,856
V7	574,652	0,105	5,915	0,000	1,972	63,061	648,920
SOMME	7862,188	3,381	90,320	38,000	14,293	838,471	10871,479

Tab. VII.16 : Pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.

Conclusion :

Les pertes différées finale sont égale à :

D'après le **BPEL** :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_{rlx}$$

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance de la perte. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

$$\Delta\sigma_d = 38 + 14.293 + 838.471 = 890.764 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_d = 890.764 \text{ MPa}$$

VII.6.4. Calcul des pertes totales :

Les pertes totales sont :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = (7862.188 + 3.381 + 90.320) + 890.764 = 8846.653 \text{ MPa.}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_T = 8846.653 \text{ MPa}$$

=> Donc on a un pourcentage de perte égale à :

Le nombre de câbles par âme est : $N/2 = 30/2 = 15$ (on multiplie par 2 puisque on arrête les câbles dans les 2 coté du clavages) donc $N = 30$.

Avec N : le nombre des câbles totaux de précontrainte.

$$\Delta\sigma_T \% = 100 \frac{8846.653}{1488 \times 30} = 19.818$$

$$19.818\% \leq 25\%$$

donc L'estimation des pertes est vérifiée.

Remarque :

Les pertes de tension sont inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les câbles reprennent les charges considérées.

✓ Pour notre projet on maintient le nombre de câbles précédent (**30 câble de 12T15s**).

VII.6.5. Vérification des contraintes en phase de service (ELS) :

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérifications :

- Premier cas ou l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme les surcharges de la superstructure (poids du trottoir, glissière de sécurité...etc.), c'est-à-dire la vérification à vide.
- Deuxième cas ou l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges d'exploitations.

Donc, on est amené à vérifier :

$$\text{A l'ELS : } \begin{cases} \text{A vide : } G + \text{CCP} \\ \text{En charge : } G + (A(L) + s(t)) \end{cases}$$

À vide (sous M_{min}) :

$$\sigma_{SUP} = \frac{P}{S} + \frac{Pev}{I} - \frac{M_{min}V}{I} \geq \sigma_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{Pev'}{I} + \frac{M_{min}V'}{I} \leq \sigma_{bc}$$

En charge (sous M_{max}) :

$$\sigma_{SUP} = \frac{P}{S} + \frac{Pev}{I} - \frac{M_{max}V}{I} \geq \sigma_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{Pev'}{I} + \frac{M_{max}V'}{I} \leq \sigma_{bc}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

P : Effort de précontrainte Réelle.

S : Section transversale du voussoir.

e' : excentricité.

I : le moment d'inertie de la section.

Mmax: le moment maximum agissant sur la section, sous la combinaison G + (A(L)+s(t)),

Mmin : le moment minimum agissant sur la section, sous la combinaison G + CCP.

V: Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

V' : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.

σ_{bt} : Contrainte admissible de traction $\longrightarrow \sigma_{bt} = 0 \text{ MPa}$ (Car on est en classe I)

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression. $\longrightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$

VII.6.5.1 Vérification de la travée de rive :

❖ Vérification à vide :

Voussoirs	X (m)	I (m4)	S (m2)	v' (m)	V (m)	e' (m)	P (t)	M (t.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	OBS
V7	35,5	13,481	10,214	2,135	1,135	1,985	549,562	1404,737	0,274	1,035	vérifiée
V8	40	10,552	9,984	2,060	1,060	1,910	1590,820	2986,141	1,646	1,491	vérifiée
V9	44,5	8,718	9,846	2,015	1,015	1,865	2520,448	3957,326	3,425	0,842	vérifiée
V10	49	7,717	9,800	2,000	1,000	1,850	3202,267	4351,746	5,305	-0,807	vérifiée
VS clavage	53,5	7,717	9,800	2,000	1,000	1,850	3615,840	4152,610	6,977	-2,884	vérifiée
VS clé	58	7,717	9,800	2,000	1,000	1,850	3615,840	3881,565	7,328	-3,587	vérifiée

Tab.VII.17 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous Mmin : (G + CCP)

❖ Vérification en charge :

N° de voussoirs	x (m)	I (m4)	S (m2)	v' (m)	v (m)	e' (m)	P (t)	M (t.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	OBS
V7	35,5	13,481	10,214	2,135	1,135	1,99	549,56	1723,85	0,01	1,54	vérifiée
V8	40	10,552	9,984	2,06	1,06	1,91	1590,82	3701,49	0,93	2,89	vérifiée
V9	44,5	8,718	9,846	2,015	1,015	1,87	2520,45	4914,59	2,31	3,05	vérifiée
V10	49	7,717	9,8	2	1	1,85	3202,27	5427,31	3,91	1,98	vérifiée
v de clavage	53,5	7,717	9,8	2	1	1,85	3615,84	5192,20	5,63	-0,19	vérifiée
vsc	58	7,717	9,8	2	1	1,85	3615,84	4863,44	6,06	-1,04	vérifiée

Tab.VII.18 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous Mmax : (G + A(L)+s(t)).

VII.6.5.2 Travée intermédiaire :

❖ Vérification à vide :

Voussoirs	X (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	v' (m)	V (m)	e' (m)	P (t)	M (t.m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{Inf} (MPa)	OBS
V7	35,5	13,481	10,536	2,24	1,24	2,09	392,488	3554,849	2,143	4,916	vérifiée
V8	40	10,552	10,214	2,135	1,135	1,985	1672,464	5435,927	0,639	5,919	vérifiée
V9	44,5	8,718	9,984	2,06	1,06	1,91	2315,102	6740,908	0,501	7,798	vérifiée
V10	49	7,717	9,846	2,015	1,015	1,865	3526,632	7409,109	2,488	5,754	vérifiée
V de clavage	53,5	7,400	9,800	2	1	1,85	5039,896	7540,457	7,553	0,323	vérifiée
V10	58	7,717	9,846	2,015	1,015	1,865	3530,656	6649,287	3,501	3,755	vérifiée
V9	62,5	8,718	9,984	2,06	1,06	1,91	2094,499	5495,756	0,280	5,631	vérifiée
V8	67	10,552	10,214	2,135	1,135	1,985	1375,704	3384,532	0,644	2,670	vérifiée
V7	71,5	13,481	10,536	2,24	1,24	2,09	154,600	862,038	0,349	1,042	vérifiée

Tab.VII.19 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{min} : (G + CCP).

❖ Vérification en charge :

N° de voussoirs	x (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	v' (m)	V (m)	e' (m)	P (t)	M (t.m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{Inf} (MPa)	OBS
V7	35,5	13,481	10,536	2,24	1,24	2,09	392,49	4392,67	2,91	6,31	vérifiée
V8	40	10,552	10,214	2,135	1,135	1,99	1672,46	6731,65	2,03	8,54	vérifiée
V9	44,5	8,718	9,984	2,06	1,06	1,91	2315,10	8381,31	2,50	11,67	vérifiée
V10	49	7,717	9,846	2,015	1,015	1,87	3526,63	9194,36	0,14	10,42	vérifiée
V de clavage	53,5	7,400	9,8	2	1	1,85	5039,90	9354,91	5,10	5,23	vérifiée
V10	58	7,717	9,846	2,015	1,015	1,87	3530,66	9177,82	0,18	10,36	vérifiée
V9	62,5	8,718	9,984	2,06	1,06	1,91	2094,50	8278,75	3,10	12,21	vérifiée
V8	67	10,552	10,214	2,135	1,135	1,99	1375,70	6607,95	2,82	9,19	vérifiée
V7	71,5	13,481	10,536	2,24	1,24	2,09	154,60	4195,05	3,41	6,58	vérifiée

Tab.VII.20 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{max} : (G + A(L)+s(t)).

CHAPITRE VIII

Etude transversal

Introduction :

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement successif est la section tubulaire (caisson), du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieur et inférieur, aucune entretoise inférieure n'est nécessaire dans les tabliers construits par cette méthode, à l'exception de celles situées au droit des appuis.

Elles assurent la transmission des charges verticales aux appuis et empêchent la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur les sections dangereuses, qui sont la section sur pile et à la clé (les moments de flexions y sont max).

Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation, développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

VIII. 1-Modélisation:

La modélisation est effectuée par le logiciel **Robot Structural analysis 2011**. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre), appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis double à l'extrémité de chaque âme.

Pour chaque voussoir on prendra une longueur unitaire égale à **1m**, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

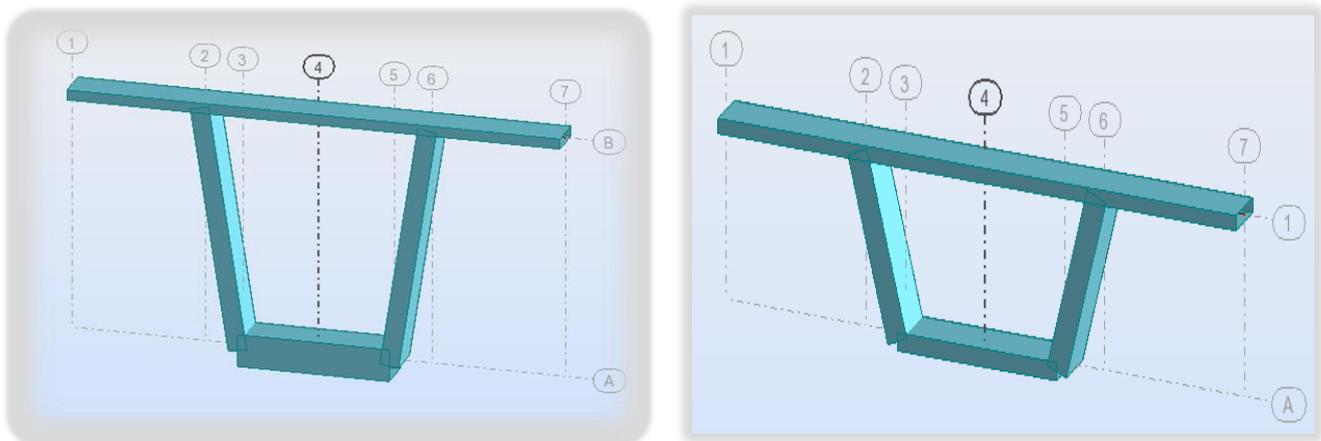


Fig. VIII .1: Modèle de calcul en 3D (sur pile et culé).

VIII.2: Définition des charges:

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

D'après le « *Fascicule N°61 Titre II* », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

VIII.2.1: Les charges permanentes :

a) Le poids propre du tablier :

La valeur du poids propre et les effets qu'il engendre sont automatiquement pris en compte par le logiciel.

VIII.2.2. Revêtement et chape « Prev »:

Le revêtement est constitué par la charge de la couche d'étanchéité de 8cm avec une densité de : **2,4 t/m³**. et de la couche de Roulement de 1cm d'épaisseur, avec la densité de **2t/m³**.

On a la largeur roulable : **L_r= 1 m**.

P_{rev} = (0.08x1x2.4)+(0.01x1x2) = 0.212 t/ml.

VIII.2.3. Poids propre des trottoirs et corniche :

Pour le trottoir de droite : (**tr+corniche**) = $2,5 \times 0,418 = 1.045 \text{ t / ml}$

Pour le trottoir de gauche : (**tr+corniche**) = $2,5 \times 0,208 = 0.52 \text{ t/ml}$

D'où le poids de trottoirs +corniche est : **Pr(tr+corniche)= 1,605 t/ml**

le poids des trottoirs:

Le trottoir de droite: $2.5 \times 0.306 = 0.765 \text{ t/m}$

Le trottoir de gauche: $2.5 \times 0.102 = 0.255 \text{ t/m}$

le poids des corniches:

La corniche de droite: $2.5 \times 0.112 = 0.28 \text{ t/m}$

La corniche de gauche: $2.5 \times 0.106 = 0.265 \text{ t/m}$

VIII.2.4. Garde-corps:

Le poids d'un garde-corps est estimé **0,1 t/ml**.

Donc : **P_{gc}=0,1 t (le fascicule 61, titre II a)**

VIII.2.5. Glissières de sécurité de pont :

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments lissants, leurs poids est pris égal à :

P_{gs}= 0,06 t/ml. P_{gs}= 0.12 t/ml (deux glissière).

VIII.2.6. Charges routières :

Nous allons considérer les charges suivantes :

A(I), Bc, Bt et **Mc120** car elles développent les effets les plus défavorables .Ces charges seront disposées d'une manière à obtenir les efforts les plus prépondérants. On prend dans ces calculs la largeur chargeable égale à 10 m.

a) Système de charge A(L) :

$(l) = 10.22/10.5 = 0.973 \text{ t/ ml.}$

A(L) = 230 + 36000/L + 12 = 230 + 36000/10 + 12 = 1,866 t /ml

b) Système de charge Bc:

Ce système comporte des charges ponctuelles, les surcharges **B** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique, $\delta_{bc} = 1,042$.

$\delta_{bc} = 1,042 \times 6 = 6.252 \text{ t.}$

c) Système de charge Bt :

Représenté par une charge ponctuelle roulante, elles sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique, $\delta_{bt} = 1,0344$.

$\delta_{bt} = 1,0344 \times 16 = 16.5504 \text{ t}$

d) Charges militaires Mc120 :

Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de large distant de 2, 3m, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique **$\delta = 1, 0456$**

On considère le poids d'une de deux chenilles appliqué sur le voussoir,

Soit : $MC120 = \frac{55}{6.1 \times 1} 1.0456 = 9,427 \text{ t/m}^2$

e) Charges exceptionnelles D 240:

Charge uniformément répartie et vaut selon le RCPR : **240t** sur une largeur de **3,2 m**.

3.2m de large et 18.6m de long donc **D₂₄₀ = 4,032 t/m²**.

(Pour 1 m $D_{240} = 4,032 \text{ kN/ml}$)

f) Surcharges sur les trottoirs :

En flexion locale elle est prise égale à $0,45 \text{ t/m}^2$ (fascicule 61 titre II) Donc : $S_t = 0,45 \text{ t/ml}$ sur le trottoir de droite.

(Pour 1m $S_t = 0.45 \text{ t/ml}$).

VIII. 3. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons de charges à adopter pour l'étude transversale sont indiquées dans le BPEL, et sont résumées dans le tableau suivant :

	ELU	ELS
combinaison 1	$1.35 G + 1.6(A(I) + S_t)$	$G + 1,2 (A(I) + S_t)$
combinaison 2	$1,35G + 1,6(Bc + S_t)$	$G + 1,2 (Bc + S_t)$
combinaison 3	$1.35 G + 1.6(Bt + S_t)$	$G + 1,2 (Bt + S_t)$
combinaison 4	$1.35 G + 1.6 Mc120$	$G + 1,2 Mc120$
combinaison 5	$1.35 G + 1.5D240$	$G + D240$
combinaison 6	$1.35 G + 1.5D240$	$G + 1,2 Bt + 1.2 S_t + 0,5 T$
combinaison 7	/	$G + 1.2 Bc + 1.2 S_t + 0,5 T$

Tab. VIII. 1 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.

Avec :

G : Charges permanentes

A(I) : Système de charge A définies dans le fascicule 61 titres II

Bc et Bt: Système de charges B définies dans le fascicule 61 titre II

Mc120: Charges militaires ; système de charges M définies dans le fascicule 61 titre II.

At : Le gradient thermique.

VIII-4-Détermination des efforts :

Après analyse de la structure par le logiciel **Robot Structural**, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont :

A l'ELU: $1,35G + 1,6 (Bt + S_t)$

A l'ELS: $G + 1,2 (Bt + S_t)$

Les résultats obtenus par la modélisation par le logiciel sont dans l'ANNEXE.

Résultat :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de tableaux représentant les moments de flexion ainsi que les efforts normaux :

➤ Section sur pile :

			ELU	ELS
Dalle	supérieur	$M_{\max}(t.m)$	32.154	24.091
		$M_{\min}(t.m)$	13.529	10.137
	inférieur	$M_{\max}(t.m)$	22.295	16.714
		$M_{\min}(t.m)$	12.942	1.380
âme	droite	$M_{\max}(t.m)$	22.295	16.714
		$N_{\max}(t)$	59.589	44.095
	gauche	$M_{\max}(t.m)$	12.942	9.7140
		$N_{\max}(t)$	24.927	18.548

Tab. VIII-2 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.

➤ Section sur culée :

			ELU	ELS
dalle	supérieur	$M_{max}(t.m)$	33.647	25.211
		$M_{min}(t.m)$	13.521	10.131
	inférieur	$M_{max}(t.m)$	18.501	13.865
		$M_{min}(t.m)$	15.038	0.783
âme	droite	$M_{max}(t.m)$	18.501	13.865
		$N_{max}(t)$	55.260	41.341
	gauche	$M_{max}(t.m)$	15.038	11.290
		$N_{max}(t)$	20.926	15.590

Tab. VIII-3 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.

VIII.5. Vérification de l'effort tranchant :

La formule de vérification est donnée par le (BAEL 91) :

$$\tau_u = V_u / b d \leq \bar{\tau}_u$$

Avec la fissuration est préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min [(0,15 \times f_{c28} / \gamma_b), 4 \text{ MPa}] = (0,15 \times 35) / 1,5 = 3,5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91})$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement ultime.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement admissible.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile.

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours : 35MPa.

$$\gamma_b: \text{coefficient de sécurité: } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{cases}$$

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux ci-dessous:

➤ Voussoir sur pile :

section	/	b mm	D mm	$V_u (t)$	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs
console	appuis	1000	250	12.119	0.606	3,5	Vérifiée
dalle supérieur	appuis	1000	250	25.06	1.253	3,5	Vérifiée
dalle inférieur	appuis	1000	250	10.609	0.141	3,5	Vérifiée
âme	appuis	1000	250	44.695	0.993	3,5	Vérifiée

Tab. VIII-4 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).

➤ Voussoir sur culée :

section	/	b mm	d mm	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs
console	appuis	1000	250	12.119	0.606	3,5	Vérifiée
dalle supérieur	appuis	1000	250	25.378	1.253	3,5	Vérifiée
dalle inférieur	appuis	1000	250	7.789	0.260	3,5	Vérifiée
âme	appuis	1000	250	41.341	1.654	3,5	Vérifiée

Tab. VIII-5 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée).

VIII-6- Vérification au poinçonnement :

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, nous admettons qu'aucune armature transversale n'est requise, si la condition suivante est satisfaite : (**BAEL 91**)

$$Q_u \leq 0,045 U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Qu : valeur de la force concentrée en MN ; **Qu** = 0,1MN

H : hauteur de la section.

D : Longueur de la surface d'impact de la roue.

Uc : Le périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillet moyen de la section.

$$U_c = d + 2 \times h/2 = 0,2 + 0,25 = 0,45 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0,045 U_c \times H \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$0,045 U_c \times H \times f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times 35 / 1,5 = 0,118 \text{ MN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est satisfaite pour les trois system, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VIII.7. Vérification des âmes au flambement :

Dans le but d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élanement λ de celles-ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

$$\lambda = l_f / i$$

Avec :

λ : élanement du poteau.

l_f : longueur de flambement

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 ;

$l_f = 0,5 l_0$: Car les âmes sont encastrees à ses extrémités ;

l_0 : Est la hauteur libre de l'âme qui est égale à $\cos a \times l_0 = 3,95 \text{ m}$

i : rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0,5^3}{12} = 0,0104 \text{ m}^4$$

$$B = bh = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0,0104}{0,5}} = 0,144 \text{ m}$$

Donc :

$$\lambda = \frac{0,5 \times 3,95}{0,144} = 13,715 < 50 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de flambement des âmes.

VIII.8. Ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera selon les règles (**BAEL 91**) à l'état limite ultime

« ELU », et sera vérifié l'état limite de service « ELS »

Les voussoirs sont subdivisés en trois éléments : les âmes verticales, dalle supérieur et inférieur.

❖ **Données du problème :**

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2,7 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,5$ (Situation courante)

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$

$\theta = 1$ car $t > 24$ heure (le temps de chargement) $\gamma_b = 1.5$ dans le cas durable

$\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable

$c = c' = 5 \text{ cm}$: On prend le même enrobage pour toutes les sections :

VIII.8.1. Ferrailage en flexion simple pour les dalles :

Sens transversal :

A_{st} : La section de l'acier qui est égale à:

$A_{st} = M_u / Z \cdot \bar{\sigma}_s$

Avec :

M_u : moment fléchissant.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite à la traction :

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,826 \text{ MPa} & \ll \text{ELU} \gg \\ \text{Min} (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta x f_{tj}}) = \text{Min} (2/3 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.7}) = \\ \text{Min} (266.66, 228,63) = 228.63 \text{ MPa} & \ll \text{ELS} \gg \end{cases}$$

$Z = d \times (1 - \alpha/3)$

$d = h - c$

$\alpha = \frac{\bar{\sigma}_{bc} \times 15}{(\bar{\sigma}_{bc} \times 15) + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{19.33 \times 15}{(19.33 \times 15) + 347.826} = 0.455$

➤ **Sens longitudinal (armature de répartition) :**

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

VIII.8.2. Ferrailage en flexion composé pour les âmes :

La section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

➤ **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 22.295 + 59.589 \times \left(\frac{0.5}{2} - 0.05 \right) = 34.213 \text{ t.m}$$

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$u_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{34.213}{1 \times (0.5 - 0.05)^2 \times 19830} = 0.00852$$

Si $u_b \leq u_f = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armé ($A' = 0$)

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34.213}{0.995 \times 0.45 \times 228.63} \times 100 = 33.42 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures réelles :**

Selon le règlement (BAEL 91) on a :

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} = 33.42 + \frac{59.589}{228.63} = 33.68 \text{ cm}^2$$

VIII.8.3. Condition de non fragilité:

Selon le règlement (BAEL 91) on a :

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

$$A_{S_{min}} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.7}{400} = 6.98$$

VIII.8.4. Ferrailage des voussoirs :

VIII.8.4.1 Ferrailage de voussoir près de la pile:

Au stade de calcul on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

➤ **Console ; dalle supérieure :**

Hauteur de la dalle : h = 25 cm

La largeur de la dalle : b = 100 cm

➤ **Dalle inférieure :**

Hauteur de la dalle : h = 80 cm

La largeur de la dalle : b = 100 cm

➤ **Les âmes :**

Hauteur de l'âme : h = 50 cm

La largeur de l'âme : b = 100 cm

Remarque :

Quand la section calculée est inférieure à la section minimale $A_s \leq A_{S_{min}}$ on prend directement $A_{S_{min}}$, et on applique le même principe sur les armatures transversales « At ».

📌 Dalle supérieur :

Moment sur	Mu (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversales	As1 (cm ²)	Armatures longitudinales
Appuis	32,154	0,25	0,2	169,66	82.89	3.105	82.89	7HA Φ40	27.63	9HA Φ20
Travée	13,529	0,25	0,2	169,66	34.87	3.105	34.87	7HA Φ32	11.62	8HA Φ14

Tab. VIII-6 : ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la pile.

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

Armatures principales (sens transversal):

$A_s = 82.89 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **7HA Φ40**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm. $A_i = 13.521 \text{ cm}^2$ Ce qui correspond à **7 HA Φ32**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

Armatures de repartition (sens longitudinal):

$A_s = 27.63 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **9HA Φ20/ml**, avec un espacement entre les barres

égal à 11 cm. $A_i = 18,44 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **8HA $\Phi 14$ /ml**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

✚ Dalle inférieure :

Moment sur	M (t.m)	H (m)	D (m)	Z (mm)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversals	As _l (cm ²)	Armatures longitudinal /ml
Appuis	22.295	0,8	0,75	636,25	15.327	11.644	15.327	8HA $\Phi 16$	11.644	8HA $\Phi 14$
Travée	0.325	0,8	0,75	636,25	0.223	11.644	11.644	8HA $\Phi 14$	11.644	8HA $\Phi 14$

Tab. VIII-7 : ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la pile.

Armatures principales (sens transversale) :

$A_s = 62.37 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **8HA $\Phi 16$** , avec un espacement entre les barres égal à 12.5 cm.
 $A_i = 3,105 \text{ cm}^2$ Ce qui correspond à **8HA $\Phi 14$** , avec un espacement entre les barres égal à 12.5 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal) :

$A_s = 12.718 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **8HA $\Phi 14$ /ml**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.
 $A_i = 11.644 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **8HA $\Phi 14$ /ml**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

✚ L'âme :

Moment sur	M (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversals	As _l (cm ²)	Armatures longitudinal
M_{max}	22,295	0,5	0,45	381,75	33.68	6,986	33.68	7HA $\Phi 25$	11.227	10HA $\Phi 12$
N_{max}	59,789									

Tab. VIII-8 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile.

Armatures principales (sens transversale)

$A_s = 33.68 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **7HA $\Phi 25$** , avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

$A_s = 11.227 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **10HA $\Phi 12$ /ml**, avec un espacement entre les barres égal à 10cm.

VIII.8.4.2. Ferrailage de voussoir près de la culée :

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

➤ Console ; dalle supérieure ; dalle inférieure : Hauteur de la dalle : $h = 25 \text{ cm}$
 La largeur de la dalle : $b = 100 \text{ cm}$

➤ Les âmes
 Hauteur de l'âme : $h = 50 \text{ cm}$
 La largeur de l'âme : $b = 100 \text{ cm}$

✚ Dalle supérieure :

Moment sur	M (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversals	Asl (cm ²)	Armatures longitudinal
Appuis	33,65	0,25	0,2	169,66	86,743	3,105	86,743	7HA Φ 40	28,914	10HA Φ 20
Travée	13,52	0,25	0,2	169,66	34,857	3,105	34,857	8HA Φ 25	11.619	8HA Φ 14

Tab. VIII-9 : ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la culée.

Armatures principales (sens transversale)

As = 86,743cm² ce qui correspond à **7HA Φ 40**, avec un espacement entre les barres égal à 14cm. Ai = 34,857cm² Ce qui correspond à **8 HA Φ 32**, avec un espacement entre les barres égal à 12.5 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

As = 28,914cm² ce qui correspond à **10HA Φ 20/ml**, avec un espacement entre les barres égal à 10cm. Ai = 21,35cm² ce qui correspond à **8HA Φ 14/ml**, avec un espacement entre les barres égal à 12cm.

✚ Dalle inférieure:

Moment sur	M (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversals	Asl (cm ²)	Armatures longitudinal
Appuis	18,501	0,3	0,25	212,08	11,09	3,88	11,09	10HA Φ 12	3,88	4HA Φ 12
Travée	1.27	0,3	0,25	212,08	2.619	3,88	3,88	4HA Φ 12	3,88	4HA Φ 12

Tab. VIII-10 : ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la culée

Armatures principales (sens transversale)

As = 11,09cm² ce qui correspond à **10 HA Φ 12**, avec un espacement entre les barres égal à 10cm. Ai = 3,48cm² Ce qui correspond à **4 HA Φ 12**, avec un espacement entre les barres égal à 25cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

As = 3,88cm² ce qui correspond à **4HA Φ 12/ml**, avec un espacement entre les barres égal à 25cm. Ai = 3,88cm² ce qui correspond à **4HA Φ 12/ml**, avec un espacement entre les barres égal à 25cm.

✚ L' âme :

Moment sur	M (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversals	Asl (cm ²)	Armatures longitudinal
M _{max}	18.501	0,5	0,45	381,75	29.11	6,986	29.11	10HA Φ 20	9.7	9HA Φ 14
N _{max}	55.26									

Tab. VIII-11 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée.

Armatures principales (sens transversale) :

$A_s = 29.11\text{cm}^2$ ce qui correspond à **10 HA $\Phi 20$** , avec un espacement entre les barres égal à 10 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal) :

$A_s = 9.7\text{cm}^2$ ce qui correspond à **9HA $\Phi 14$** , avec un espacement entre les barres égal à 11 cm.

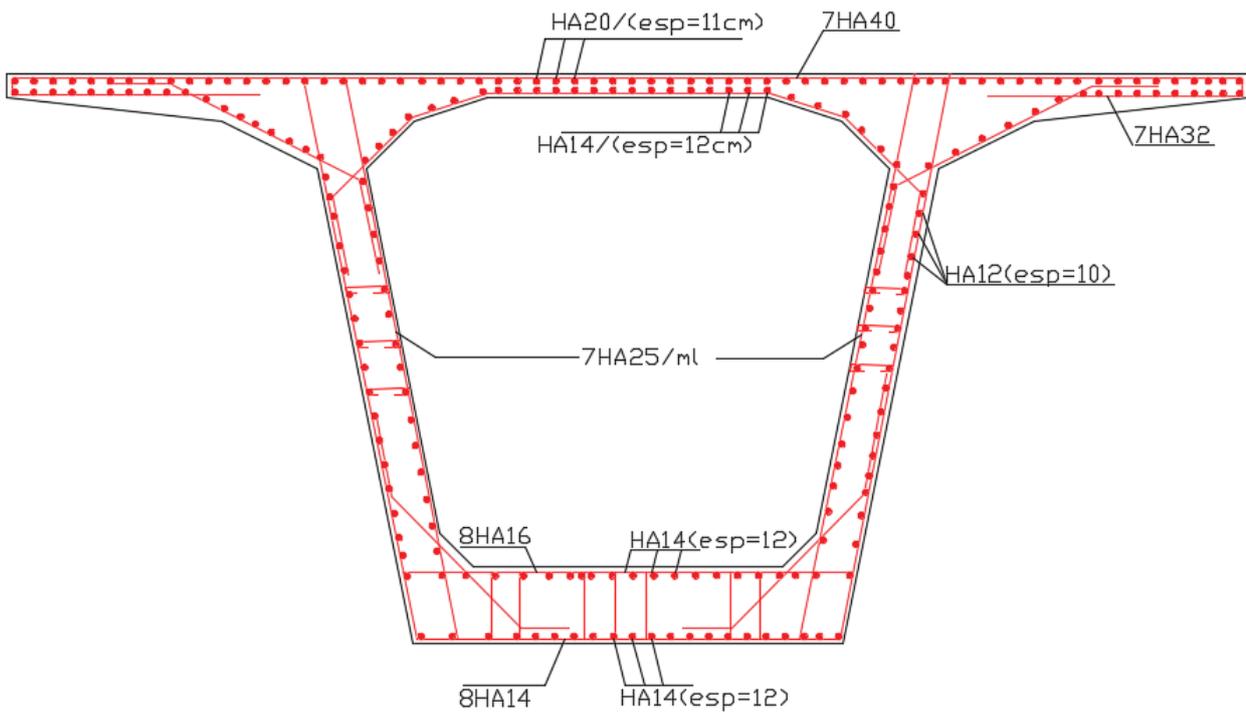


Fig VIII-2 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile.

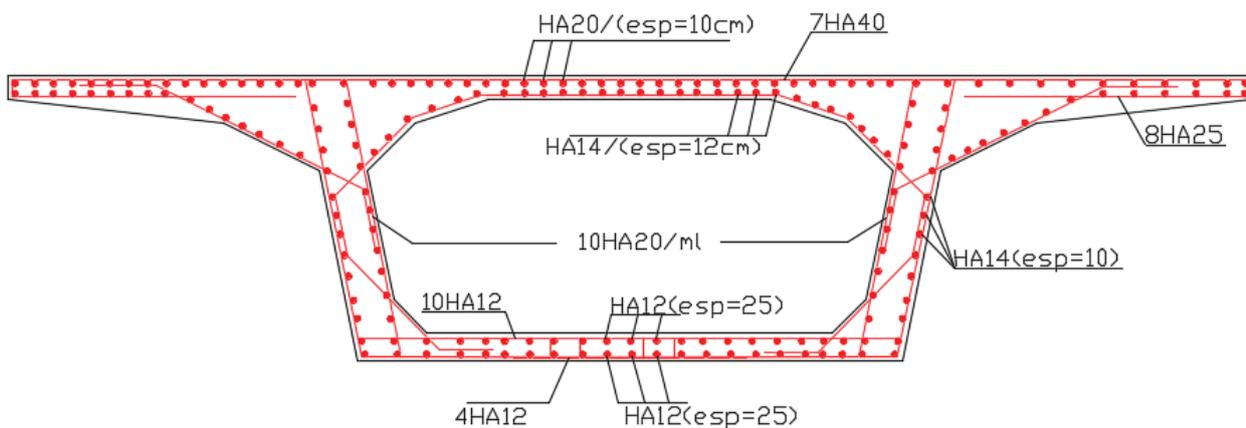


Fig VIII-3 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la clé.

CHAPITRE IX

Etude à l'effort tranchant

Introduction

L'effort tranchant est la projection de la résultante des efforts appliqués à droite de la section de calcul, sur la normale à la fibre moyenne. Le calcul doit être effectué donc sur les sections droites de la poutre, c'est-à-dire normales à la fibre moyenne et non pas sur des sections verticales, ce qui donnerait des résultats sensiblement erronés.

Il faut tenir compte :

- Des charges et surcharges (poids propre, superstructures, charges d'exploitation).
- La réduction de l'effort de l'effort tranchant dû à la précontrainte.
- L'effet **RESAL**.

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

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes avec, en cas de pervibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

Détermination de l'effort tranchant

IX-1-1- Effort tranchant dû aux charges extérieures

L'effort tranchant dû aux charges extérieures sera celui trouvé par le logiciel robot structural, pour la combinaison la plus défavorable à l'ELS, soit la combinaison **G + 1.2 (A(L) + ST)**.

IX-1-2- Effort tranchant dû à la précontrainte

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage. Cet effort est de signe contraire à l'effort tranchant dû aux charges extérieures.

L'effort tranchant provoqué par la précontrainte (H.THONIER 92, [Réf.8]) est :

$$VP = P \sin \alpha$$

Avec :

$$P = n P_0$$

n: nombre de câbles arrêtés dans le voussoir considéré.

P₀: contrainte dans le câble comptée avec 25% de pertes

α: angle d'inclinaison du câble par rapport à l'horizontale.

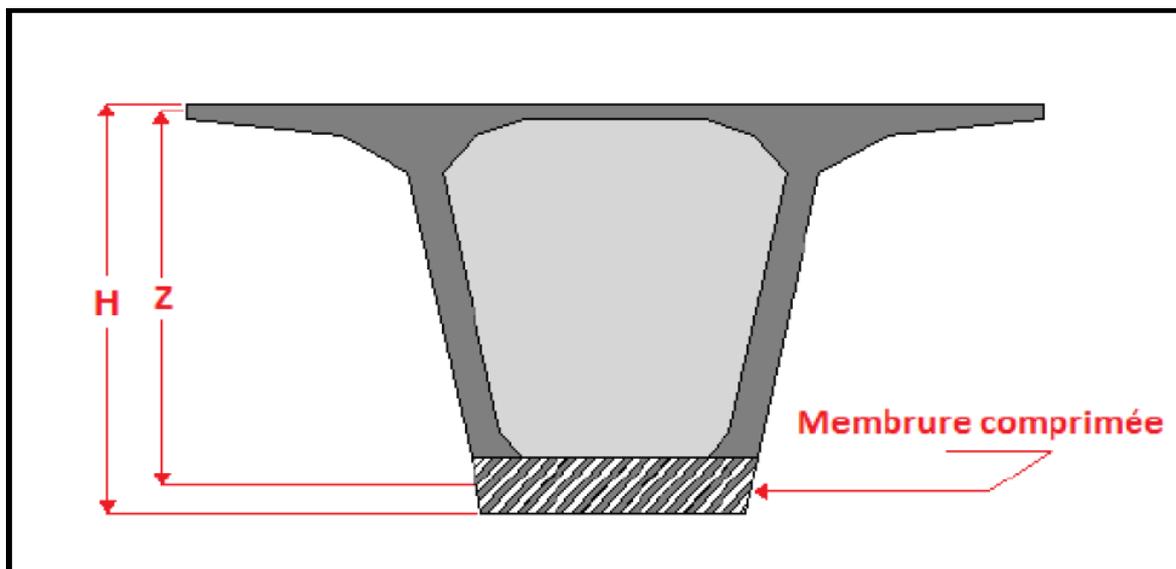


Fig.IX.1 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson.

L'effort tranchant réduit est donné par la relation suivante : [Réf.8]

$$V_R = V_{ext} - V_P + V_{RESAL}$$

$$v_R = v_{ext} - p_{\sin \alpha} + \frac{M_{axt}}{z} \frac{dh}{dx}$$

IX.3. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement (BPEL 91, [Réf.13])

L'effort de cisaillement à l'ELS est :

$$\tau = \frac{v_R}{z b_n}$$

Avec :

V_R : effort tranchant réduit.

b_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et le diamètre des câbles qui traversent cette âme.

$$b_n = 2(a - \phi) = 2(0,5 - 0,082) = \mathbf{0,836 \text{ m}}$$

$$z = \left(\frac{1 + \rho}{2}\right) \times H$$

ρ : C'est le rendement géométrique de la section. $\rho = \frac{I}{S V V'}$

I : Moment d'inertie de toute la section,

$S(y)$: Moment statique de la section située au-dessus de l'axe passant par le centre de gravité,

La vérification à faire est la suivante : $\tau \leq \bar{\tau}$

Tel que :

$$\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$$

$$\bar{\tau}_1 = 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\bar{\tau}_2 = 2 f_{tj} / f_{cj} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_t)$$

Avec :

σ_x : Contrainte normale au niveau de la section de calcul $\sigma_x = P/S$

σ_t : Contrainte normale transversale agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément évaluée avec la largeur nette normale transversale.

En l'absence d'armature transversale de précontrainte : $\sigma_t = 0$

$f_{cj} = 35 \text{ MPa}$ et

$f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus pour la travée intermédiaire sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Travée de rive :

Voussoir	Nbre de câbles arrêtés	α deg	VP=P. $\sin\alpha$ (MN)	Z (m)	Mext (MN.m)	Vext (MN)	Vresal (MN)	VR (MN)	σ_x (MPa)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)	Obs
V1	6	34,248	6,783	5,100	-269,760	16,684	-7,021	2,880	6,975	0,676	3,232	4,576	vérifiée
V2	6	22,056	4,526	4,524	-200,479	14,625	-5,161	4,938	6,535	1,306	3,158	4,540	vérifiée
V3	6	19,214	3,967	4,005	-140,100	12,693	-3,514	5,212	5,990	1,557	3,063	4,486	vérifiée
V4	6	16,622	3,448	3,546	-88,482	10,779	-2,118	5,213	5,333	1,759	2,945	4,406	vérifiée
V5	6	16,680	3,459	3,148	-45,239	8,962	-1,005	4,498	4,559	1,709	2,800	4,291	vérifiée
V6	6	14,734	3,065	2,813	-10,024	7,204	-0,198	3,940	4,036	1,675	2,697	4,199	vérifiée
V7	4	13,120	1,824	2,542	17,238	5,466	0,286	3,928	3,432	1,849	2,573	4,077	vérifiée
V8	4	11,845	1,649	2,332	37,015	3,817	0,467	2,635	2,753	1,351	2,427	3,918	vérifiée
V9	4	10,928	1,523	2,184	49,146	2,131	0,390	0,998	1,610	0,546	2,157	3,591	vérifiée
V10	2	10,377	0,724	2,096	54,273	0,578	0,148	0,002	0,408	0,001	1,832	3,142	vérifiée

Tab.IX.1. Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire.

Travée intermédiaire :

Voussoir	Nbre de câbles arrêtés	α deg	VP=P. $\sin\alpha$ (MN)	Z (m)	Mext (MN.m)	Vext (MN)	Vresal (MN)	VR (MN)	σ_x (MPa)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)	Obs
V1	6	34,248	6,783	5,100	-347,377	19,317	-9,041	3,493	6,975	0,819	3,232	4,576	vérifiée
V2	6	22,056	4,526	4,524	-225,642	17,400	-5,809	7,065	6,535	1,868	3,158	4,540	vérifiée
V3	6	19,214	3,967	4,005	-194,043	15,173	-4,867	6,339	5,990	1,894	3,063	4,486	vérifiée
V4	6	16,622	3,448	3,546	-130,485	13,418	-3,124	6,846	5,333	2,310	2,945	4,406	vérifiée
V5	6	16,680	3,459	3,148	-75,681	11,510	-1,681	6,370	4,559	2,420	2,800	4,291	vérifiée
V6	6	14,734	3,065	2,813	-28,680	9,809	-0,567	6,176	4,036	2,626	2,697	4,199	vérifiée
V7	4	13,120	1,824	2,542	10,577	8,052	0,175	6,404	3,432	3,014	2,573	4,077	vérifiée
V8	4	11,845	1,649	2,332	41,951	6,362	0,529	5,241	2,753	2,688	2,427	3,918	vérifiée
V9	4	10,928	1,523	2,184	66,075	4,503	0,524	3,505	1,610	1,920	2,157	3,591	vérifiée
V10	2	10,377	0,724	2,096	82,788	3,119	0,226	2,621	0,408	1,496	1,832	3,142	vérifiée

Tab.IX.2 : Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.

Conclusion

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition $\tau \leq \bar{\tau}$ est toujours vérifiée, On peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

CHAPITRE X

Équipement de pont

Introduction

Ces équipements souvent considérés comme secondaires, jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : durabilité, et bon fonctionnement et confort des usagers, mais aussi par rapport au poids non négligeable qu'ils représentent, parmi ces équipements, citons :

- ✓ Appareil d'appuis.
- ✓ Joints de chaussée.
- ✓ Revêtement du tablier.
- ✓ Trottoir.
- ✓ Dispositif de retenue.
- ✓ Système d'évacuation des eaux.
- ✓ Corniche (qui joue un rôle esthétique).

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements remplissent un certain nombre de fonctions dont on cite :

- La sécurité (bordures des trottoirs, dispositifs de retenues, grilles).
- La protection et la maintenance des éléments structuraux (étanchéité, évacuation des eaux).
- Le bon fonctionnement de la structure (appareils d'appui et joints de chaussées).
- Le confort de la chaussée (dalle de transition, joint de chaussée).
- L'esthétique (corniche et garde-corps).
- La possibilité de visite et d'entretien du pont (échelles, portes, passerelles).

X-1- Appareils d'appui

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est :

- De transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires ;
- Permettre des mouvements de rotation ou de translation ;
- transmettre totalement ou partiellement les efforts horizontaux dus aux effets introduits par les charges d'exploitation, aux effets résultant des modifications de longueur du tablier, aux effets du vent, aux actions accidentelles ;

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

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux (à pot).
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté. (Cercle métallique dont on garnit une pièce pour la renforcer)

X.1.1: Le choix de l'appareil d'appui pour notre ouvrage

Dans notre cas, on a opté pour les appareils d'appui en élastomère fretté car ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilité de mise en oeuvre ;
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle ;
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien ;
- ✓ Leur coût est relativement modéré.

X.1.2. Les appareils d'appuis en élastomère fretté

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.



Fig. X.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté.

X.1.3. Matériaux constituant

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont définies sur la figure suivante :

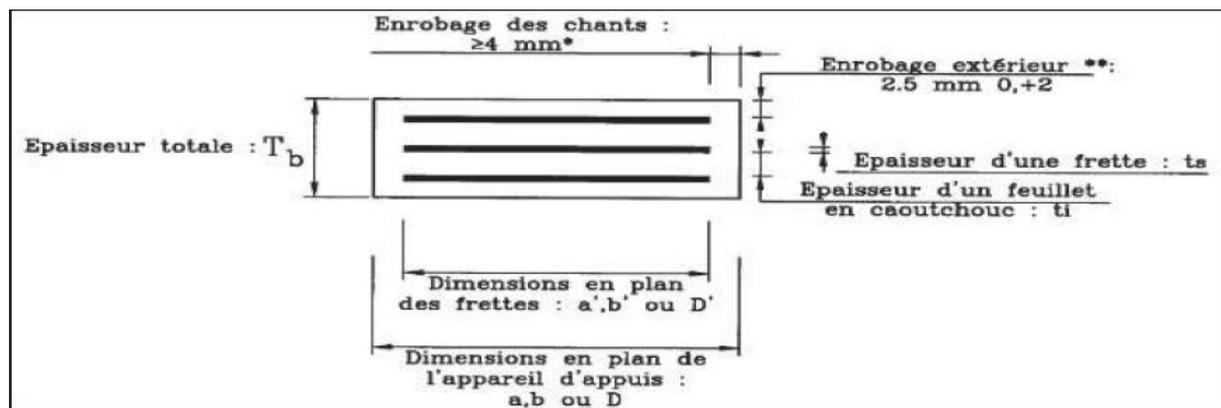


Fig. X.2: Constitution type d'un appareil d'appui de type B.

X.1.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui (D'après SETRA BT N°4/1974)

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

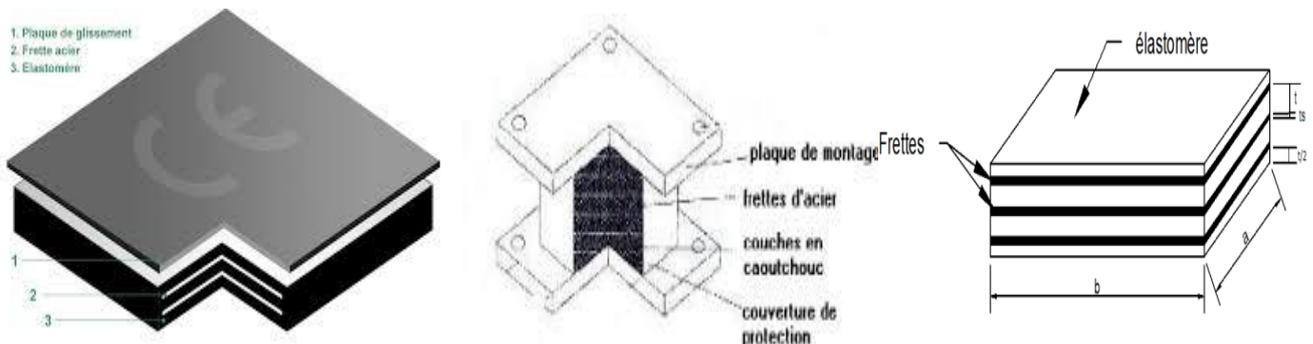


Fig. X.3: Dimension des couches d'appareil d'appui

- **G=0,8MPa** : Le module de déformation transversale pour les ponts routes,
 - L'aire **a×b** de l'appareil d'appui doit être telle que on considère que, **a=b**
 - **T** : L'épaisseur totale d'élastomère hormis les frettes : **T = n × t**
- n**: est le nombre de feuillets élémentaires.
t : est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire.
- **$\bar{\sigma}=15\text{MPa}$** Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

X.1.4.1. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :

La réaction totale maximale sur l'appui calculée à l'ELS à l'aide de la combinaison :

G + 1.2(AI+St).

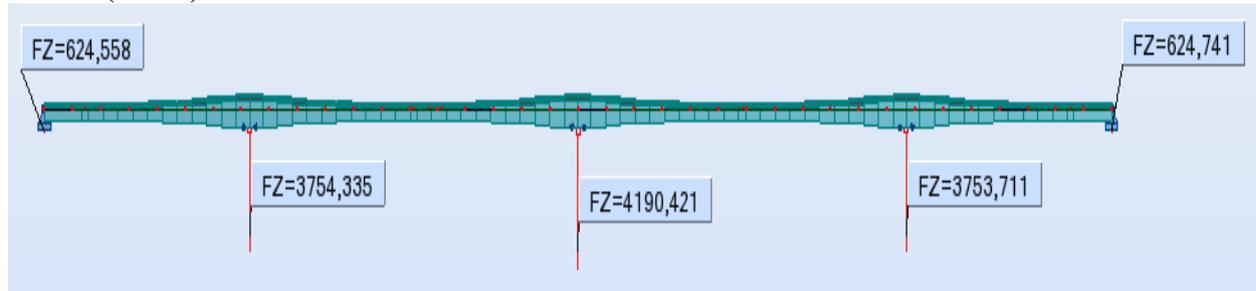


Fig. X.4 : Réactions d'appuis.

Pour notre dimensionnement on prend la réaction la plus prépondérante : **4190,421t**

La réaction **Rmax= 4190,421t** répartir sur deux appareils d'appuis :

Au niveau des piles le nombre d'appareils d'appuis est fixé à quatre d'où la réaction de chaque appui sera égale à :

$$R_{app} = R_{max}/4 = 4190.421/4 = 1047.605t$$

X.1.4.2. L'aire de l'appareil d'appuis :

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante (il doit vérifier les contraintes de compression).

$$\bar{\sigma}_m = R_{max} / ab \quad 2\text{Mpa} \leq R_{max} / ab \leq 15\text{Mpa}$$

- **Rmax** : est la réaction maximale
- **$\bar{\sigma}_m$** : contrainte moyenne de compression due à l'effort $\leq R_{max}$
- 2MPa condition de non cheminement
- 15 MPa condition de non écrasement

Donc :

$$\text{On aura } 10.47605/15 = 0.698 = abx$$

$$\text{Donc } a_{min} = b_{min} = 0.835\text{mm}$$

$$\text{On prend } a = b = 900 \times 900 \text{ mm}^2$$

Les contraintes maximales de cisaillement qui se développent sur les bords de chaque Feuillet sont :

$$\tau_R = \frac{3t(a+b)R}{a^2 \times b^2}$$

Donc :

$$\tau_R = \frac{3 \times 10(900 + 900) \times 10476050}{900^2 \times 900^2} = 0.862 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_m = \frac{10476050}{900^2} = 12.93 \leq 15 \text{MPa}$$

Condition vérifié

X.1.4.3 Distorsion : Déformation angulaire :

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

1er cas : La déformation u_1 de l'appareil est lente (effort horizontal H_1 de dilatation, retrait, fluage).

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{ab} = \frac{G \times \mu_1}{T}$$

Avec :

$G = 0,8 \text{ MPa}$ module de déformation transversale d'élastomère.

$\mu_1 = 48.75 \text{ mm}$ (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique)

On prend 12 élastomères, donc $T = 120 \text{ mm}$.

$$\tau_{H1} = \frac{0.8 \times 48.75}{120} = 0.325 \text{ Mpa}$$

2ème cas : L'appareil est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge) provoque μ_2 :

G est doublé sous l'effort dynamique. **Fascicule 61 titre II**

➤ **Force de freinage développé par système BC :**

Un camion peut développer un effort de freinage. Un seul camion est supposé freiner Donc :

$$H_2 = \frac{30}{2} = 15t$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{2G \times \mu_2}{T} = \frac{150000}{900 \times 900} = 0.185 \text{ Mpa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de:

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0.325 + \frac{0.185}{2} = 0.417 \text{ Mpa}$$

➤ **Contrainte de cisaillement due à la rotation**

La contrainte de cisaillement sous la rotation α vaut :

$$\tau_{\alpha t} = \frac{G}{2} \left(\frac{\alpha}{T} \right) \alpha T$$

Avec :

$$\alpha T = \alpha_0 + \alpha$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de **0,02 rad**

α : égale à 0.003 rad

$$\tau_{\alpha t} = \frac{0.8}{2} \left(\frac{900}{120} \right)^2 \times (0,02 + 0,003) = 0.518 \text{ Mpa}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

➤ **La limitation de la contrainte de cisaillement :**

1ère condition : $\tau = \tau_R \times \tau_H \times \tau_{\alpha} \leq 5G$

$$0.862 + 0.417 + 0.518 = 1.797 \leq 5 \times 0.8 = 4$$

Condition vérifié

2ème condition: $\tau_{H1} \leq 0$,

$$0.325 \leq 5 \times 0.8 = 4$$

Condition vérifié

3ème condition: $\tau_H \leq 0$,

$$0.417 \leq 0,7 \times 0,8 = 0,56$$

Condition vérifié

4ème condition: $\tau_{\alpha} \leq \tau_R$

$$0.518 \leq 0.862$$

Condition vérifié

X-1-2-8- La condition de non cheminement et non glissement :

➤ *La condition de non cheminement :*

$$\sigma_m \geq 2 \text{MPa}$$

$$12.93 \text{MPa} \geq 2 \text{MPa}$$

Condition vérifié

➤ **La condition non glissement**

$$H \leq f \times R$$

Avec :

$$f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m} = 0.1 + \frac{0.6}{12.93} = 0.146$$

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) a \times b = (0.325 + 0.185) 900 \times 900 = 413100 \text{ N}$$

$$H = 413100 \leq 0.146 \times 10476050 = 1529503.3$$

Condition vérifié

❖ **Condition de non flambement :**

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

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

D'où :

$$90 \leq 120 \leq 180$$

Condition vérifié

❖ **Condition de non soulèvement**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'}{G^2}$$

$$\beta \leq \frac{a \times b}{2t \times (a+b)} = \frac{900 \times 900}{2 \times 12 \times (900 + 900)} = 18.58$$

$$\alpha T \leq \frac{3}{18.58} \times \frac{120^2}{900 \times 900} \times \frac{12.93}{0.8} = 0.046$$

$$0.046 \text{rad} \geq 0.023 \text{rad}$$

Condition vérifié

X-1-2-10- Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$ts = \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma' m}{\sigma_e}$$

Tel que : $\left\{ \begin{array}{l} ts \geq 2 \text{ mm} \\ \sigma_e = 245 \text{ MPa pour l'acier} \end{array} \right.$
inox.

$$ts = \frac{900}{18.58} \times \frac{12.93}{245} = 2.556$$

On prend $ts = 3 \text{ mm}$

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de :

$$H = n \times t_i + (n + 1) \times ts = 10 \times 12 + 11 \times 3 = 153 \text{ mm}$$

- $a = b = 900 \text{ mm}$
- $H = T = 153 \text{ mm}$
- $t_i = 12$ (10 feuillet élastomères).

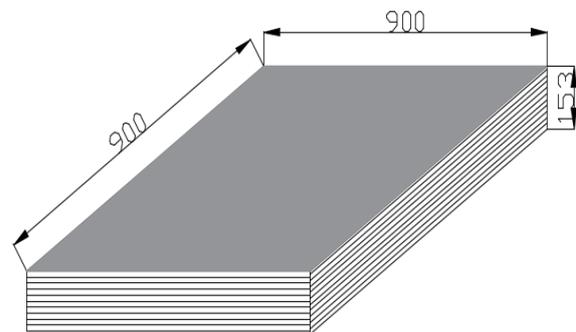


Fig.X.5 : Détail de l'appareil d'appui

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, on les appareils d'appuis choisit peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

X.2. Dés d'appui

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

X.2.1. Fonction des dés d'appuis

- ✓ Ils matérialisent l'emplacement des appareils
- ✓ 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.

X.2.2. Dimensions de dés d'appuis

$$A = B_x + 200 = 900 + 100 = 1000 \text{ mm.}$$

$$B = B_y + 200 = 900 + 100 = 1000 \text{ mm.}$$

$$B_0 = A \times B = 1.0 \times 1.0 = 1.0 \text{ m}^2.$$

$$P_0 = 2(A + B) = 2(1.0 + 1.0) = 4.0 \text{ m.}$$

$$h \geq \frac{2B_0}{P_0} = \frac{2 \times 1}{4} = 0.50 \text{ m.}$$

$$h = 0.6 \text{ m.}$$

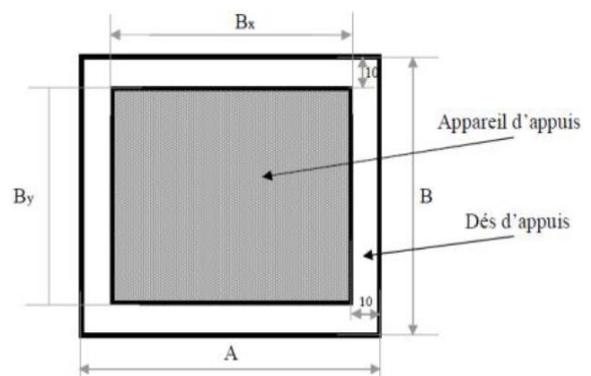


Fig. X-6-Dimensions du dé d'appui.

X.2.2. Ferrailage des dés d'appuis:

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

a) Armature de chaînage :

Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante

$$R = 0,25R_{max} = 0.25 \times 1047.605 = 261.901$$

$$A_{sc} = \frac{0.25 R_{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = (2/3) f_e = 266,67 \text{ MPa.}$$

$$A_{sc} = \frac{261.901}{266.67} = 98.212 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 13\text{HA } \Phi 32$$

b) Armature de profondeur :

On met des armatures de profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de **R=0,125 Rmax**

$$A_{sc} = \frac{0.125 R_{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A_{sc} = \frac{0.125 \times 1047.605}{266.67} = 49.1 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 16\text{HA } \Phi 20$$

c) Armature de diffusion :

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

- **Ferraillage de surface (frette supérieur) :**

Ces armatures sont capables de reprendre ($R=4\% R_{max}$)

$$A_s = \frac{0.04 \times R}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A_s = \frac{0.04 \times 1047.605}{266.67} = 15.714 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{11HA \Phi 14}$$

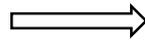
- **Ferraillage d'éclatement (frette inférieur) :**

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z .

Tel que :

$$\frac{b_0}{3} \leq Z \leq b_0$$

$$R=10\% R_{max}$$



$$A_s = \frac{0.1 R}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A_s = \frac{0.1 \times 1047.605}{266.67} = 39.28 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{13HA \Phi 20}$$

X.3. Joints de chaussée (Joint de dilatation)

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

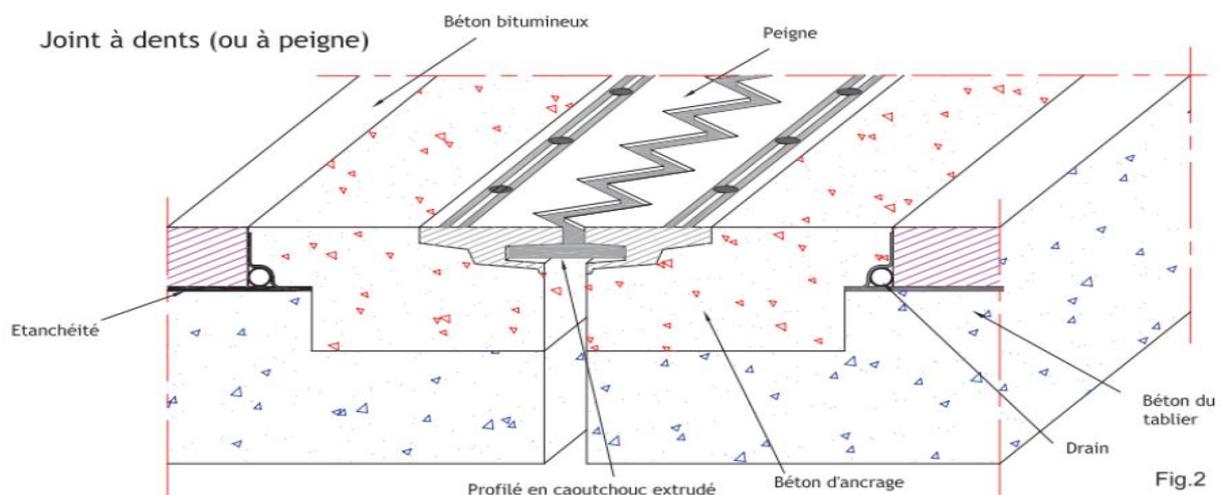


Fig. I-7-Joint de dilatation.

X.3.1. Choix du type de joint

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

❖ **Confort et esthétique :**

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de le hiatus plus une absence de bruits de vibrations.

❖ **Résistance :**

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

❖ **Étanche :**

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi à une bonne évacuation des eaux.

❖ **Fiable :**

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

X.3.2. Calcul du souffle des joints :

Définition :

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

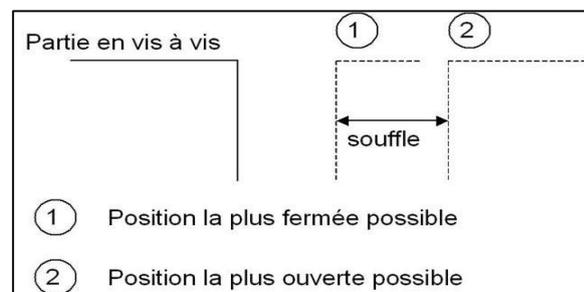


Fig. X.8: Définition du souffle

✚ **Détermination du souffle :**

Selon le RPOA est la somme algébrique de plusieurs facteurs, la température, le retrait et le fluage et le séisme.

On dimensionne le joint de chaussée avec la combinaison suivante :

$$W = WD + 0.4 WT + \frac{1}{3} WS$$

Avec :

- W : Souffle total du joint
- WD : Souffle des déformations différées retrait+ fluage
- WT : Souffle thermique.
- Ws : Souffle sismique.

➤ **Dilatation thermique :**

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\frac{\Delta l}{L/2} = \lambda \times \Delta T$$

$L/2$: la moitié de la longueur de tablier qui est égale à 162.5m.

λ : Coefficient de dilatation = 10^{-5} (cas des ouvrages en béton).

ΔT : la variation de température.

On a deux cas :

- 1) $\Delta T > 0$ on prend $\Delta T = 30^\circ$ donc : $\Delta L = 4.875$ cm
 2) $\Delta T < 0$ on prend $\Delta T = -10^\circ$ donc : $\Delta L = -1.625$ cm

➤ **Retrait**

$\frac{\Delta l}{L/2} = 3.5 \times 10^{-4}$ Dans les zones où les températures sont considérables (cas de Tizi Ouzou).

$\Delta l_{\text{retrait}} = 5.687$ cm.

➤ **Fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées.

On prend en première approximation :

$$\frac{\Delta l}{L/2} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_{best} de 2 à 3

$$\Delta l_{fl} = 162.5 \times 3 \times 10^{-4} = 4.875 \text{ cm.}$$

$\Delta l_{fl} = 4.875$ cm.

• **Souffle sismique :**

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$\mathbf{F} = \mathbf{K} \mathbf{x} \quad \longrightarrow \quad x = \frac{F}{K}$$

Avec :

\mathbf{F} : la force sismique,

\mathbf{K} : la rigidité des appuis du tablier,

\mathbf{x} : le déplacement

• **Calcul de la force sismique « F » :**

Selon le **RPOA** la force sismique est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}_{aeh} \times \mathbf{M}$$

\mathbf{S}_{aeh} : le spectre de réponse horizontal,

\mathbf{M} : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

On doit passer par le calcul de la période T : $T = 2\pi \sqrt{\frac{F}{K}}$

$K = \sum K_i$ est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

❖ **Calcul de la masse (M)**

On a la masse du tablier est déjà calculée dans le (**Chapitre V**) qui est égale :

$$M_t = 10624.525 \text{ t}$$

$$M_p = 1/2 (M_{p1} + M_{p2} + M_{p3}) = 0.5 (237.967 + 352.89 + 253.368) = 822.112 \text{ t}$$

$$M = M_t + M_p \quad \longrightarrow \quad M = 10624.525 + 860.537 = 11485.062 \text{ t}$$

$M = 11046.637$ t

❖ **Calcul des rigidités « K » :**

Pour les culées :

La culée est considérée comme un élément infiniment rigide, pour cela on devra calculer seulement la rigidité des appareils d'appuis :

$$\mathbf{K} = \mathbf{G} \times \frac{A}{H}$$

G : le module de cisaillement transversal, $G = 0.8 \text{ MPa} = 800 \text{ N/m}^2$.

A : la surface d'appareil d'appuis.

H : la hauteur de l'appareil.

$$K = 80 \times \frac{0.900 \times 0.900}{153 \times 10^{-3}} = 423.529 \text{ t/m}$$

Donc la rigidité de l'appui est :

$$\mathbf{K_a = n \times K = 2 \times K = 847.059 \text{ t/m.}}$$

Avec :

n : nombre d'appareil d'appui

On a deux culées $\Rightarrow \mathbf{K_c = 1694.118 \text{ t/m.}}$

Nous avons trois piles de hauteurs différentes :

$\mathbf{H_{p1} = 14.37 \text{ m}}$ et $\mathbf{H_{p2} = 21.31 \text{ m}}$ $\mathbf{H_{p3} = 15.30 \text{ m}}$ ses dernières sont encastées au niveau du tablier et fondations.

$$\text{D'où : } K = \frac{12EI}{H^3}$$

E : module de Young du béton à j jours, $\mathbf{E = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 33\,000 \text{ Mpa} = 33\,000 \times 10^6 \text{ N/m}^2}$

I : inertie de la section considérée ; $I = \frac{bh^3}{12}$

On a la résistance de béton de l'infrastructure $\mathbf{f_{c28} = 27 \text{ MPa}}$

Donc :

$$K_p = \sum_1^3 K_{pi} = (K_{p1} + K_{p2} + K_{p3})$$

$$\mathbf{K_{p1} = 510397,6089 \text{ t/m}}$$

$$\mathbf{K_{p2} = 156505,1332 \text{ t/m}}$$

$$\mathbf{K_{p3} = 422867,8261 \text{ t/m}}$$

$$K_{\text{structure}} = \sum K_i = K_c + K_p \quad \longrightarrow \quad \mathbf{K = 1091464.686 \text{ t/m}}$$

D'où la période $\mathbf{T = 0.63 \text{ s}}$

On tire du **RPOA** (le tableau 3.3 du R.P.O.A) le T_1 et T_2 et le coefficient S en fonction de la zone sismique et le site (zone IIa et site 3)

$$\mathbf{T_1 = 0,2 \text{ s}}$$

$$\mathbf{T_2 = 0,5 \text{ s}}$$

$$\mathbf{S = 1,2 ; \eta = 1 ; A = 0.20}$$

➤ Spectre de réponse (RPOA) : $T_2 \leq T \leq 3s$.

$$S_{aeh}(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = 2,5 \times A \eta g S (T_2/T).$$

$$\mathbf{S_{aeh} = 4.67 \text{ m/s}^2}$$

Donc :

$$\mathbf{F = 4.67 \times 11046.637 \Rightarrow F = 51587.79 \text{ t}}$$

$$\text{Alors : } x = 51587.79 / 1091464.686 = 0,0486 \text{ m} = \mathbf{4.86 \text{ cm}}$$

Ce qui donne un souffle totale de : $\mathbf{W = W_D + 0.4W_T + (1/3)W_s}$

$$\mathbf{W = (5.687 + 4.875) + (0,4 \times 4.875) + (1/3 \times 4.86)}$$

$$\Rightarrow \mathbf{W = 14.132 \text{ cm} = 141.32 \text{ mm}}$$

X.3.3.Type de joint choisi :

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé et. En regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 14.132cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle, et peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0,03 rad. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.



Fig. (X.9): Joint du type Wd110 (souffle moyen).

Le modèle pris est fonction du souffle et du biais de l'ouvrage, qui vaut zéro degré, les dimensions sont au mm

Type	Droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Tab. X.1: Différents modèles des joints Wd.

Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P(KN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

*P(KN)= Efforts de mise en tension par fixation.

Dimensions en mm

** Nb= Nombre de fixations par élément.

Tab. X.2: Caractéristiques physiques des joints Wd.

Suivant le souffle total, **141.42mm** se situe entre Dmax=150mm et Dmin=40mm donc : on choisit le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 40 à 150 mm.

IX.3- Le revêtement du tablier :

Le revêtement est assuré par :

X.3.4. Couche d'étanchéité :

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement

étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- Etanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique; (le choix opté pour notre cas);
- Etanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthannes);
- Etanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte;
- Etanchéité par MHC (moyen haute cadence).

X.3.5. Couche de roulement :

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 22KN/m³ à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds. La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

X.4- Dispositifs retenue :

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps ;

IX.4.1- Les glissières :

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.



Fig. X.10: glissière de sécurité

X.4.2- Le garde-corps :

Ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

X.4.3- Corniches :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En éloignant l'eau des parements verticaux
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.



Fig. X.11: corniches et garde-corps

X.4.4- Evacuation des eaux :

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

- Une bonne protection de la structure vis-à-vis les infiltrations
- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée;

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la chaussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit.

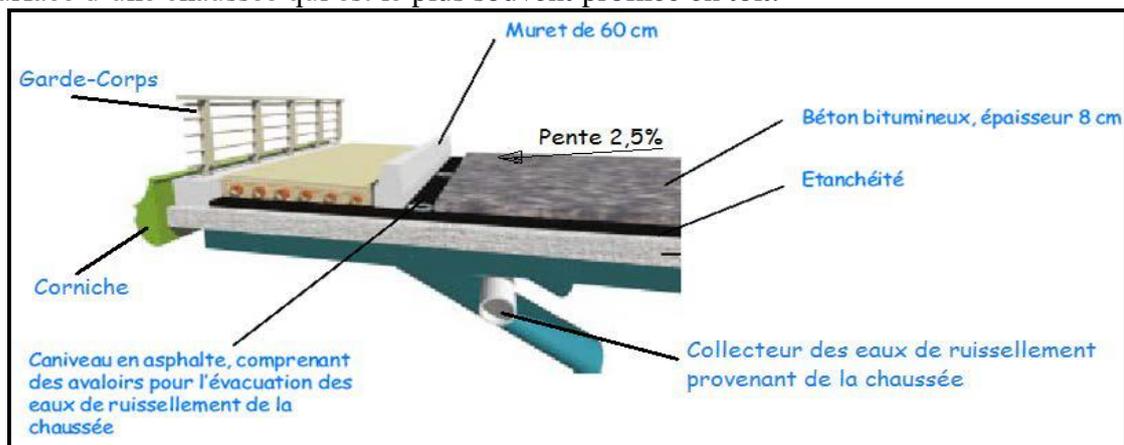


Fig. X.12: Les équipements du pont.

X.5- Autres équipements :

On citera tout particulièrement les dalles de transition, elles ont pour 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. Elles 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 dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

En fin, les ponts doivent souvent assurer le passage de canalisations de toutes sortes, dont l'emplacement doit être prévu dans le projet et dont le poids doit être prévu en compte dans le calcul.

CHAPITRE XI

Etude de la pile

Introduction

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.
- Les critères d'esthétique

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de tout l'ouvrage.

XI.1. Etude de la pile

XI.1.1 Structure des appuis

Un appui peut être caractérisé par ces caractéristiques géométriques et mécaniques, elles doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques. Il existe plusieurs types de piles (pile à fût, pile voile, pile portique ...) qui sont constituées d'une manière générale, de deux parties bien distinctes :

Une superstructure (où fût)

Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevron, de façon générale ils sont dimensionnés pour permettre l'implantation :

- Des appareils d'appui définitifs, lorsque le tablier n'est pas totalement encastré sur la pile.
- Des éventuels appareils d'appui provisoires
- Des niches à vérins pour le changement des appareils d'appui.

Une fondation

C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente de charges puis la transmet aux semelles reposantes directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux reposantes réunis en tête par une semelle de liaison.

Pour notre cas le type de la pile est une pile voile qui repose sur une fondation, cette fondation devra être dimensionnée de façon à assurer le transfert de la descente de charges aux sols.

XI.1.2 Choix du type de pile

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau. Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants.

Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage

Pile de type voile :

Elles sont plus nombreuses, parce qu'elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou poteaux ; aussi ils présentent moins de problèmes à la réalisation (L'exécution de coffrage est aisée et la simplicité de ses formes). sans oublier que la rigidité transversale de l'appui est toujours assurée, même leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.

XI.1.3 Implantation des piles

On a 3 piles, leurs hauteurs **H** est définies par : **$H \text{ pile} = \text{Côte projet} - \text{Côte fondation} - (\text{htablier} + h \text{ revêtement})$** . Avec : **$htablier = 6 \text{ m}$**

$$h \text{ revêtement} = 0.08 \text{ m}$$

Désignation	1	2	3
point kilométrique	29+300	29+400	29+500
Cote de projet	286.30	297.41	294.37
Cote de la fondation (m)	272.00	276.10	279.00
Hauteur de la pile	14.30	21.31	15.37

Tab. XI.1 : Points d'implantation des piles.

XI.1.4 Pré-dimensionnement de la pile

La pile est constituée par une semelle horizontale reliant les pieux.

Épaisseur du voile « E » :

$$e = \max \left[0.5\text{m}, \frac{4H+L}{100}, 0.1\text{m} \right].$$

Avec :

H : est la hauteur de la pile.

L : la portée de travée centrale

On a : $H=21.31 \text{ m}$

$L = 100 \text{ m}$

$E = 1.85 \text{ m}$

on prend : $E=2.4\text{m}$

XI.1.5 Étude et ferrailage de la pile

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris

la **pile 2** de hauteur **H = 21.31 m** qui est la plus élancée.

XI.1.5.1. Évaluation des efforts agissant sur la pile :

Les efforts agissant sur la pile sont :

- ✓ **GP** : La charge permanente de la pile.
- ✓ **Gtab** : Poids propre du tablier (la réaction d'appuis verticale sur la pile la plus élancée).
- ✓ **W** : La charge du vent.
- ✓ **FF**: la force de freinage.
- ✓ **Ex** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.
- ✓ **Ey** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

XI.1.5.2 Combinaisons de charge :

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

État Limite de Service **E.L.S :** $GP + G_{tab} + W + FF$
 État Limite Ultime **E.L.U :** $1,35(GP + G_{tab}) + 1,5(W+FF)$
 État Limite Admissible **E.L.A :** $\begin{cases} GP + V + EX \\ GP + V + EY \end{cases}$

Application numérique :

• La charge permanente « G » :

$G = S \times H \times \gamma$

Avec:

$$\begin{cases} S = 16.56\text{m}^2 \\ H = 21,31 \text{ m} \\ G = 16.56 \times 21.31 \times 2,5 = 882.234\text{t.} \end{cases}$$

• La charge verticale « Gtab » :

La réaction verticale V=

• La charge du vent « W » : (fascicule 61, titre II)

$W = 0,2 \text{ t/m}^2.$

• La force de freinage « FF » :

$FF = 30 \text{ t}$

• **La composante horizontale du séisme suivant l'axe x « Ex » :**

$G = G_{\text{tablier}} + G_{\text{pile}} = 3011.866 + 697.726 = 3879.592\text{t}$

Selon le **RPOA** : $E_x = 20\% G$

$E_x = 0,2 \times 3879.592 = 775.918 \text{ t}$

• **La composante horizontale du séisme suivant l'axe y « Ey » :**

Selon le **RPOA** : $E_y = 14\% G$

$E_y = 0,14 \times 3879.592 = 543.143 \text{ t}$

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales :

Combinaison	ELS	ELU	ELA
N(t)	5237.86	6224.13	6983.47
T(t)	58.74	83.93	463.59
M (t.m)	6132.14	6352.63	6612.14

Tab.XI.2 : Les sollicitations maximales sur la pile.

XI.1.5.3. Ferrailage :

La pile est soumise à la flexion Composée (un effort normal(N) et un moment de flexion autour de l'axe (XOX) « My »).

Données du problème :

- Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$.
- Résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,22 \text{ MPa}$.
- Limite élastiques des aciers : $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Enrobage des armatures $c = c' = 5 \text{ cm}$.
- Coefficient de fissuration $\mu = 1,6$.
- ELS d'ouverture des fissures:
Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = 266,67 \text{ MPa}$.
- Prise en compte des dispositions sismiques du RPOA.

a) Armatures longitudinales :

Utilisant les abaques de **Walther**, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé :

- **Section :**
 $B = 600\text{cm}$ $h = 450\text{cm}$ $c = c' = 5\text{cm}$
- **Condition d'orientation de la section :**

$$\frac{t_y}{h} < \frac{t_x}{b} \quad \longrightarrow \quad \frac{0.8}{4.5} = 0.17 < \frac{1.2}{5} = 0.24 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul les paramètres n et my :**

On a $N_{min} = N_r = 5742.68\text{t}$

$M_x = M_{yr} = 6612.14\text{t}$

$$n = \frac{N}{b \times h \times \beta_w} = \frac{5942.68}{6 \times 4.5 \times 2700} = 0.081$$

$$m_y = \frac{M_{yr}}{b \times h^2 \times \beta_w} = \frac{6612.14}{6 \times 4.5^2 \times 2700} = 0.0201$$

$$\omega = \frac{F_a \times \sigma_f}{b \times h \times \beta_w} \quad \longrightarrow \quad F_a = \frac{\omega b \times h \times b \times \beta_w}{\sigma_f}$$

De l'abaque (figure) $\omega = 0.13$

$$F_a = \frac{0.13 \times 4.5 \times 6 \times 2700}{400} \times 10^2 = 2369.25 \text{ cm}^2$$

Avec :

n : Effort intérieur relatif sans dimension.

b : Longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 5 m

H : Longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 4 m

W = $\beta W_{28} = 27\text{MPa}$: résistance du béton sur cube à 28 jours.

σ : Degré mécanique d'armature totale.

Fa : La section des armatures.

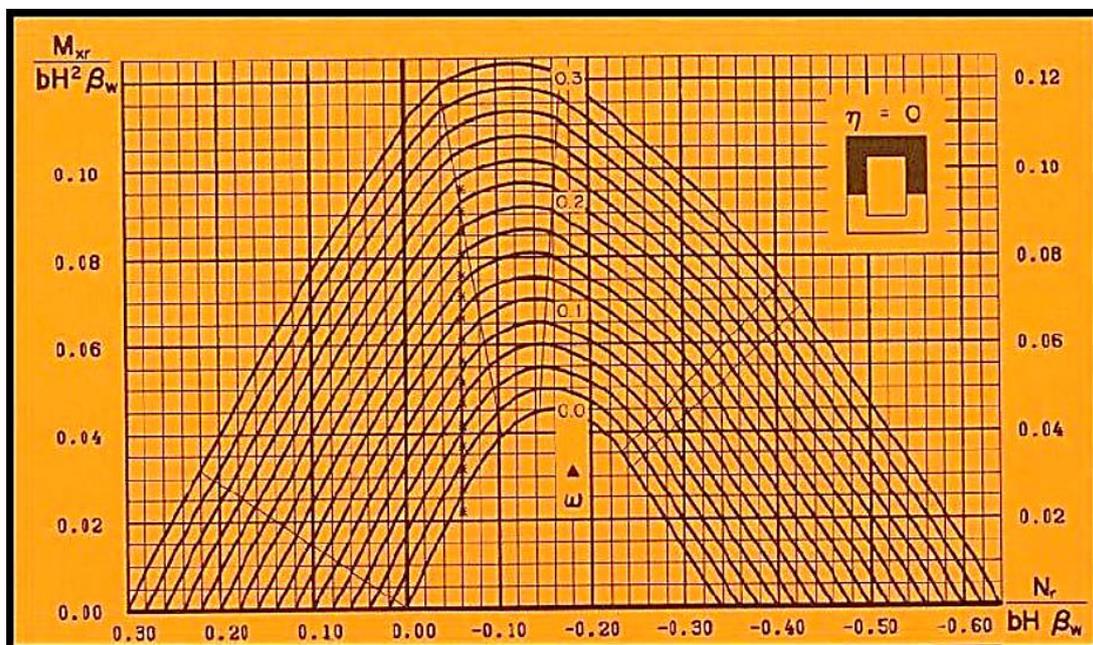


Fig. XI.1: Abaque de Walther pour la flexion composée

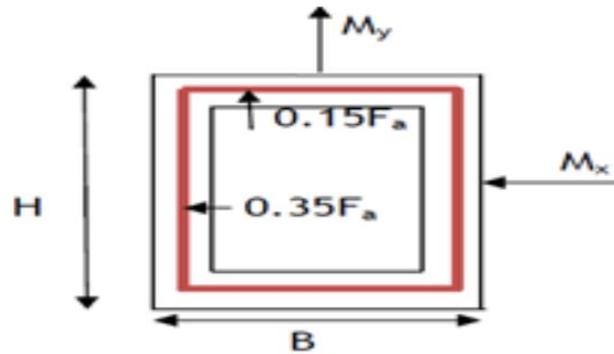


Fig. XI.2 : schéma de répartition des armatures de la pile.

Donc $\left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = 0.35 F_a = 758.16 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 95 \Phi 32 \\ A_{s2} = 0.15 F_a = 355.387 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 73 \Phi 25 \end{array} \right.$

• **Vérification de condition de non fragilité :**

Selon le règlement BAEL 91 on a :

$$A_s \geq A_{s_{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec : $f_{tj} = 2,22 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 6.0 \text{ m}$; $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 4.5 = 4.05 \text{ m}$

$$A_{s_{min}} = 0.23 \times 600 \times 405 \times \frac{2.22}{400} = 310.189 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{s_{min}}$ \longrightarrow **Donc, la condition de non fragilité est vérifiée.**

b) Armatures transversales :

La section d'armature transversale à mettre en place est au moins égale à 0,05% de la section verticale de béton :

$$A_{st} = 0,05\% \times h_p \times E = 0.05 \times 2131 \times 1.2 = 127.86 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 95.895 \text{ cm}^2$; Soit : 41 HA20

• **Espacement des armatures d'effort tranchant :**

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire la condition suivante :

$$St = \min [24\Phi_t; 8\Phi_l; 0.25 d]$$

Avec :

- d : hauteur utile,
- Φ_t : diamètre des armatures transversales.
- Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$$St = \min [(24 \times 2) ; (8 \times 3,2) ; (0.25 \times 0,9 \times 450)] = \min [48 ; 25.6 ; 101.25] = \mathbf{25.6 \text{ cm.}}$$

St=25 cm.

• **Section minimale des armatures d'effort tranchant**

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L \times F_{el}}{16 \times F_{et}} \times \frac{St(mm)}{100}$$

Avec :

St: représente l'espacement des armatures transversales en mm,

Al : est la section totale des armatures longitudinales,

fel et fet: caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$At \geq \frac{2369.25 \times 400}{16 \times 400} \times \frac{250}{100} = 370.195 \text{ cm}^2$$

At=370.195 cm² soit : 76 HA Φ 25.

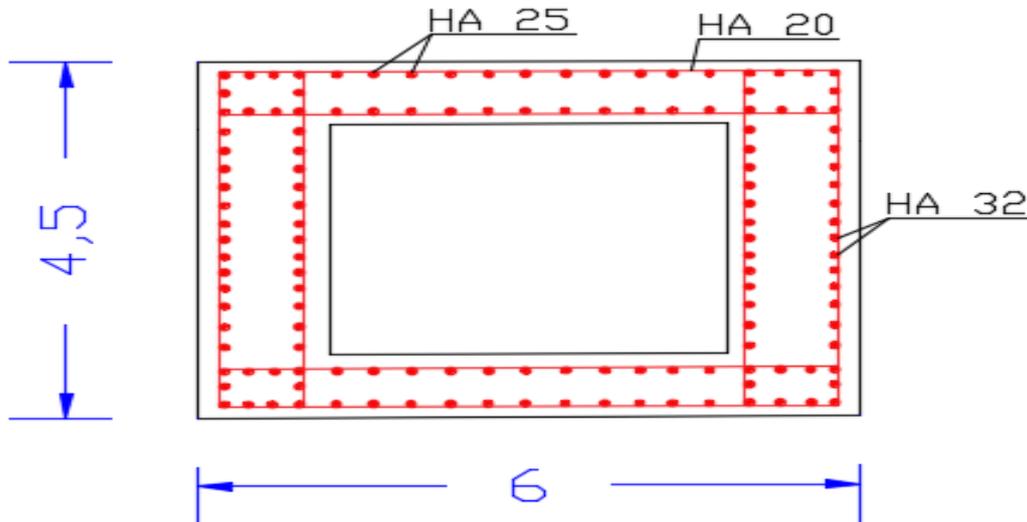


Fig. XI.3 : ferrailage de la pile

• **Vérification de la stabilité au flambement de la pile**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\lambda \leq 50 \quad \text{Avec} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : La longueur de flambement

i : Le rayon de giration.

• **La longueur de flambement**

La longueur de flambement est donnée par :

$$l_f = 2H \sqrt{1 - \frac{2 \times P_{pile}}{\pi \times N}}$$

N : le poids transmis par le tablier

i : le rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

Avec: $I = 38.245 \text{ m}^4$, $S = 16.56 \text{ m}^2$, $H = 21.31 \text{ m}$

AN:

$$l_f = 2 \times 21.31 \left(1 - \frac{2 \times 882.234}{\pi \times 3011.866}\right)^{1/2} = 38.44 \text{ m}$$

Le rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{38.24}{16.56}} = 1.519$$

$$\lambda = \frac{38.24}{1.519} = 25.17 < 50$$



condition vérifié

alors pas de risque de flambement

XI.2. Les Fondations

La fondation est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre à la semelle reposant directement sur le sol, ou par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux ; réunis en tête par la semelle de liaison lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

XII.2.1. Choix du type de fondation

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond: pieux d'environ **30m** de profondeur, et de diamètre $\Phi = 1,20 \text{ m}$.

le type de pieu que nous avons optez sont les pieux forés qui sont le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs.

XI.2.2. La semelle

La semelle est destinée à transmettre au sol, par l'intermédiaire des pieux les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharge.

On admit que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite (*SETRA1977*) :

Dimension de la semelle :

1. largeur de la semelle :

$$B = (N - 1) \times L + 2 \Phi$$

$$B = 13.2 \text{ m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (04).

L : la distance entre deux files ($L = 3\Phi$). $L=1.2 \times 3=3.6$

Φ : diamètre des pieux (1,20m).

2. longueur de la semelle :

$$LS = (N - 1) \times L + 2 \Phi$$

$$LS=13.2 \text{ m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (4).

3. hauteur de la semelle :

$$ht = \frac{L}{2.6} = \frac{3.6}{2.6}$$

$$ht = 1,38 \text{ m}$$

On prend:

$$ht = 2,00\text{m}$$

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

XI.2.3. Nombre de files de pieux :

Le nombre de files de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte quatre files de quatre pieux au niveau des piles, deux files de quatre pieux au niveau des culées.

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{N}{q}$$

Avec :

q : portance d'un pieu égale à **550 t**

$N = V + \text{Poids de la pile} + \text{Poids de la semelle}$

$N = 3011,866 + 882.234 + 871.2 = 4765,3 \text{ t}$

Donc : **$n = 8.66$ pieux**

D'après ce calcul ; nous pouvons prendre un nombre de pieux qui est égal à 9. Mais après un calcul itératif des efforts revenants à chaque pieu et les dispositions des pieux par rapport à la semelle, on constate qu'il faut avoir un nombre de pieux égal à 16.

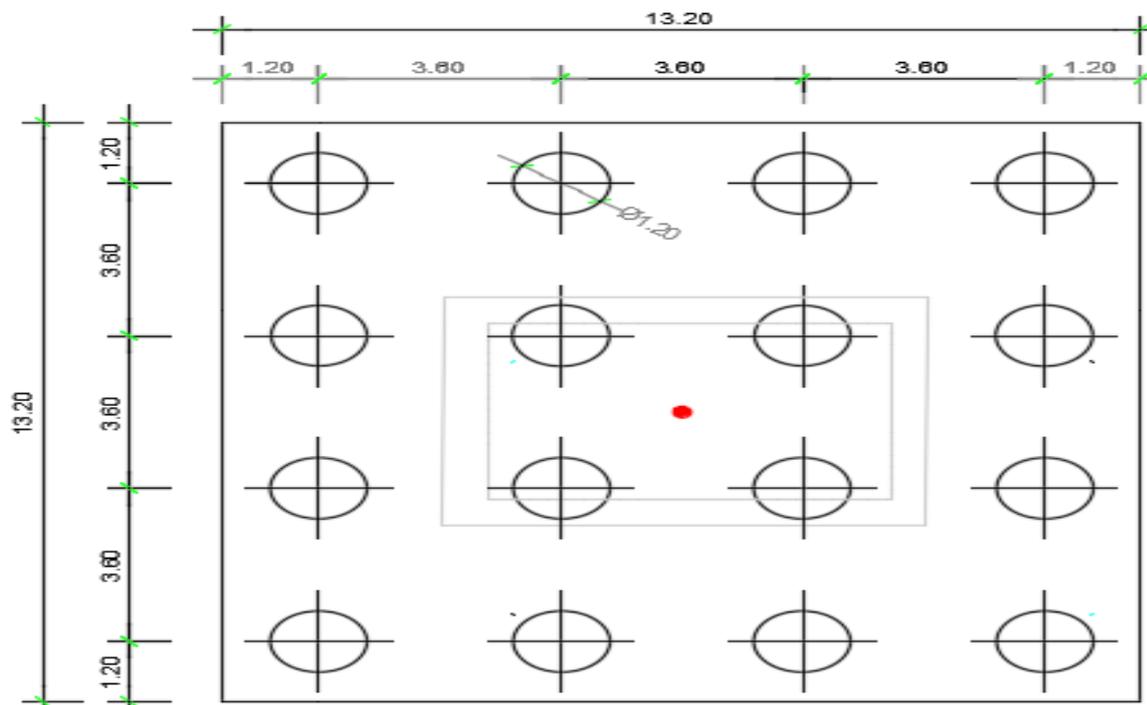


Fig XI-4 : Disposition des pieux au niveau des piles (vue en plan).

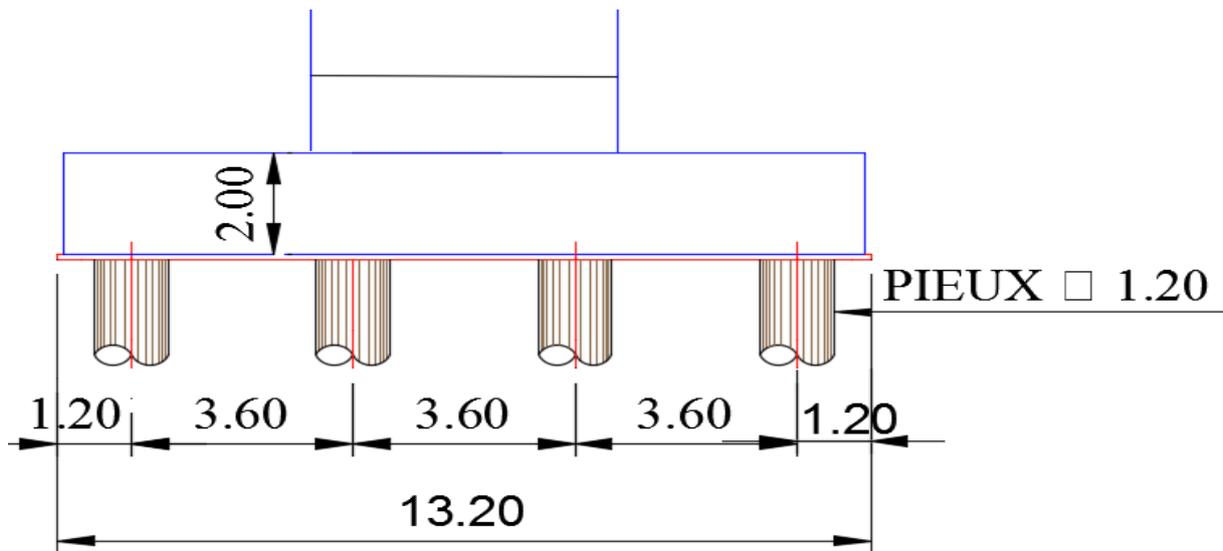


Fig XI-5 : Coupe transversale (pile + semelle de liaison + pieux).

XI.2.4. Étude et ferrailage de la semelle :

XI.2.4.1. Caractéristiques de la semelle :

Longueur L = 13.20.

Largeur B = 13.20 m.

Epaisseur E = 2.00 m.

Poids propre de la semelle : $13.2 \times 13.2 \times 2 \times 2,5 = 871.2 \text{ t}$

XI.2.4.2. Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- ✓ Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- ✓ Semelle infiniment rigide,
- ✓ Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx \times y}{\Sigma y^2} \pm \frac{My \times x}{\Sigma x^2}$$

✓ Conditions normales :

$N_{max} = 6224.13 \text{ t}$.

$M_{max} = 6352.63 \text{ t.m}$.

$$R_i = \frac{6224.13}{16} + \frac{6352.63}{(1.8)^2 \times 8 + (5.4)^2 \times 8} = 413.517$$

$$R_i = \frac{6224.13}{16} - \frac{6352.63}{(1.8)^2 \times 8 + (5.4)^2 \times 8} = 364.50$$

✓ Conditions sismiques :

$N_{max} = 6983.47$

$M_{max} = 6612.14 \text{ t.m}$

$$R_i = \frac{6983.47}{16} + \frac{6612.14}{(1.8)^2 \times 8 + (5.4)^2 \times 8} = 461.97$$

$$R_i = \frac{6983.47}{16} - \frac{6612.14}{(1.8)^2 \times 8 + (5.4)^2 \times 8} = 410.96$$

Conclusion :

On constate que : $R_{max} = 461.97 < 550 \text{ t}$
 $R_{min} = 364.50 > 0$

Condition de poinçonnement vérifiée
Condition de non soulèvement vérifiée

XI.2.4.3. Ferrailage de la semelle (méthode des consoles) :**A. Armatures transversales inférieures :**

D'après document "SETRA" la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\sigma_s} \times \frac{L - \frac{b}{4}}{d}$$

Avec :

$L = 13.2 \text{ m}$,

$b = 4.5 \text{ m}$,

$h = 2 \text{ m}$,

$d = 1,95 \text{ m}$

$N_{max} = 6983.47 \text{ t}$

σ_s : La contrainte limite à la traction

On a le moment est donné par la formule suivante : $M_x = R_{max} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$

$M_{max} = 5.35 R_{max}$

4. Condition normale :

$$\bar{\sigma_s} = \frac{2}{3} \sigma_e = \frac{2}{3} 40000 = 26667 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{R_{max}}{\sigma_s} \times \frac{5.35}{d} = \frac{413.517}{26667} \times \frac{5.35}{1.95} = 425.44 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 425.44 \text{ cm}^2 \quad (53\text{HA } 32)$$

5. Condition sismique :

$$\bar{\sigma_s} = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{R_{max}}{\sigma_s} \times \frac{4.15}{d} = \frac{461.97}{40000} \times \frac{5.35}{1.95} = 316.86$$

$$A = 316.86 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est : $A_1 = 425.44 \text{ cm}^2$.

Ces armatures transversales inférieures sont placées sur une section ($b_0 \times h$) avec :

$$b_0 = \Phi + h_{semelle} = 1,2 + 2 = 3,2 \text{ m}$$

$$\frac{A_s}{b_0} = 132.95 \text{ cm}^2$$

soit : 28 HA $\Phi 25$ ($A_{si} = 137.44 \text{ cm}^2$)

✓ **Condition de non fragilité** : selon le règlement *BAEL91* on a :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{F_e}$$

$$A_{min} = 112.012 \text{ cm}^2 \leq A_{si} = 132.95 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition de non fragilité est vérifiée}$$

• **L'espacement** :

$$S_t = \frac{\Phi + H - c}{n - 1} = \frac{1200 + 2000 - 50}{27} = 116.67 \text{ mm}$$

Avec :

n : Nombre de barre.

c : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1.2m

• **Armatures de répartition** :

Entre les différentes bandes de 3,2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_r = \frac{A_s}{3}$$

Soit: 12HA $\Phi 20$ / ml ($A_1 = 37.68 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm}$

B. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée

$$A_r = \frac{A_s}{3}$$

$$A_r = \frac{132.95}{3} = 44.316 \text{ cm}^2$$

Soit: 15HA $\Phi 20$ / ml ($A_1 = 47.12 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm}$

C. Armatures de construction :

1) **Armatures transversales supérieures** :

$$A_{ts} = \frac{A_s}{10}$$

$$A_{ts} = \frac{132.95}{10} = 13.295 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 7 \text{ HA } \Phi 16 / \text{ ml } (A_{ts} = 14.07 \text{ cm}^2), S_t = 15 \text{ cm.}$$

2) **Armatures longitudinales supérieures** :

$$A_{ls} = \frac{A_s}{3} = \frac{132.95}{3} = 44.31 \text{ cm}^2$$

soit : 10HA $\Phi 25$ / ml ($A_1 = 49.08 \text{ cm}^2$), $S_t = 10 \text{ cm}$

3) **Armatures latérale** :

$$A_{la} = \frac{A_s}{10}$$

$$A_{la} = \frac{132.95}{10} = 13.295 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 7 \text{ HA } \Phi 16 / \text{ ml } (A_{ts} = 14.07 \text{ cm}^2), S_t = 14 \text{ cm}$$

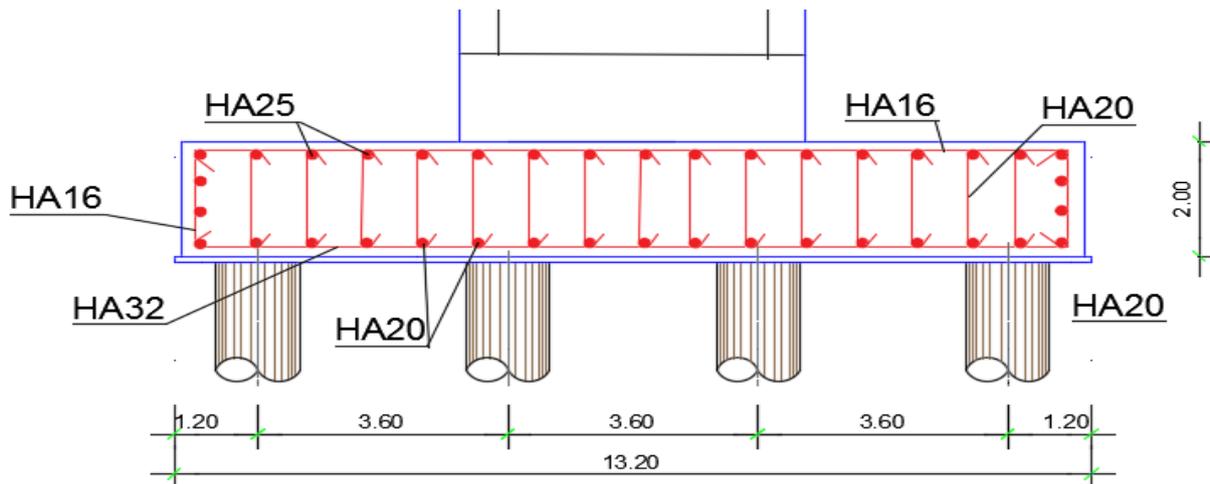
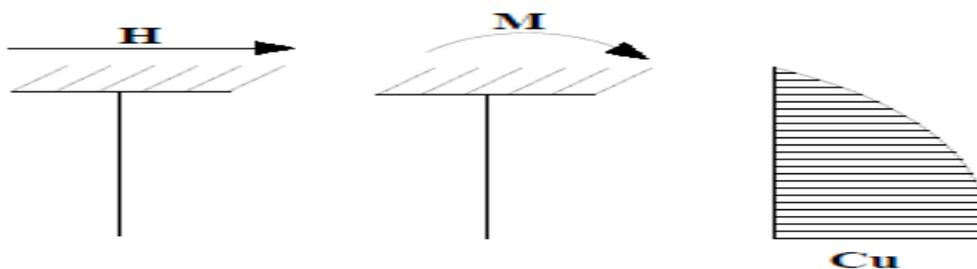


Fig. XI.6 : Ferrailage de la semelle

XI.2.5. Étude et ferrailage des pieux :

Quand le sol en surface ne présente pas une bonne portance, ce qui implique descendre à une grande profondeur jusqu’au sol support (substratum). Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d’une façon symétrique afin d’éviter les tassements différentiels et centrer sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. Dans les calculs des pieux, on ne tiendra pas du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s’y opposer.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.



XI.2.5.1. Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$\bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

M: Moment en tête du pieu

P Effort horizontal en tête du pieu

λ : Coefficient d’amortissement égale à

$\chi_{\theta M}$ et $\chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de **WARNER** en fonction de λL .

Calcul de « λ » :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu b}{4EI}}$$

Avec :

λ : Coefficient d'amortissement du module de **WARNER**.

$b = \Phi$ pieu = 120 cm.

$C_u = 3,5 \text{ Kg/cm}^3$.

E : module d'élasticité du béton. $E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\,000 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$I = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1017}} = 0.237 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda L = 0.237 \times 25 = 5.92$$

Effort horizontal maximum en tête du pieu « \bar{P} »:

❖ Condition normale :

$$T_y = 83.93 \text{ t} \quad (\text{Tableau XI-2})$$

$$\bar{P} = \frac{T_y}{12}$$

$$\bar{P} = \frac{83.93}{12} = 6.99 \text{ t/pieu}$$

❖ Condition sismique :

$$T_y = 824.21 \text{ t} \quad (\text{page Tableau X-1})$$

$$\bar{P} = \frac{463.59}{12} = 38.63 \text{ t/pieu}$$

Détermination des coefficients « $\chi_{\theta M}$ » et « $\chi_{\theta P}$ »:

Pour les pieux encastés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle

$$\lambda L = 4 \longrightarrow \chi_{\theta P} = 1.68 \text{ et } \chi_{\theta M} = 1.26$$

$$\lambda L = 6 \longrightarrow \chi_{\theta P} = 2.09 \text{ et } \chi_{\theta M} = 1.45$$

Donc :

$$\lambda L = 5.925 \longrightarrow \chi_{\theta P} = 2.075 \text{ et } \chi_{\theta M} = 1.443$$

Calcul de \bar{M} :

❖ Condition normale :

$$\bar{P} = 6.99 \text{ t/pieu} \longrightarrow M = -45.41 \text{ t.m}$$

❖ Condition sismique :

$$E. P = 38.63 \text{ t/pieu} \longrightarrow M = -234.40 \text{ t.m}$$

Donc le moment maximale dans le pieu est $M = -396.50 \text{ t.m}$

XI.2.5.2. Ferrailage des pieux :

A. Ferrailage longitudinal :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des **abaques de Walther** :

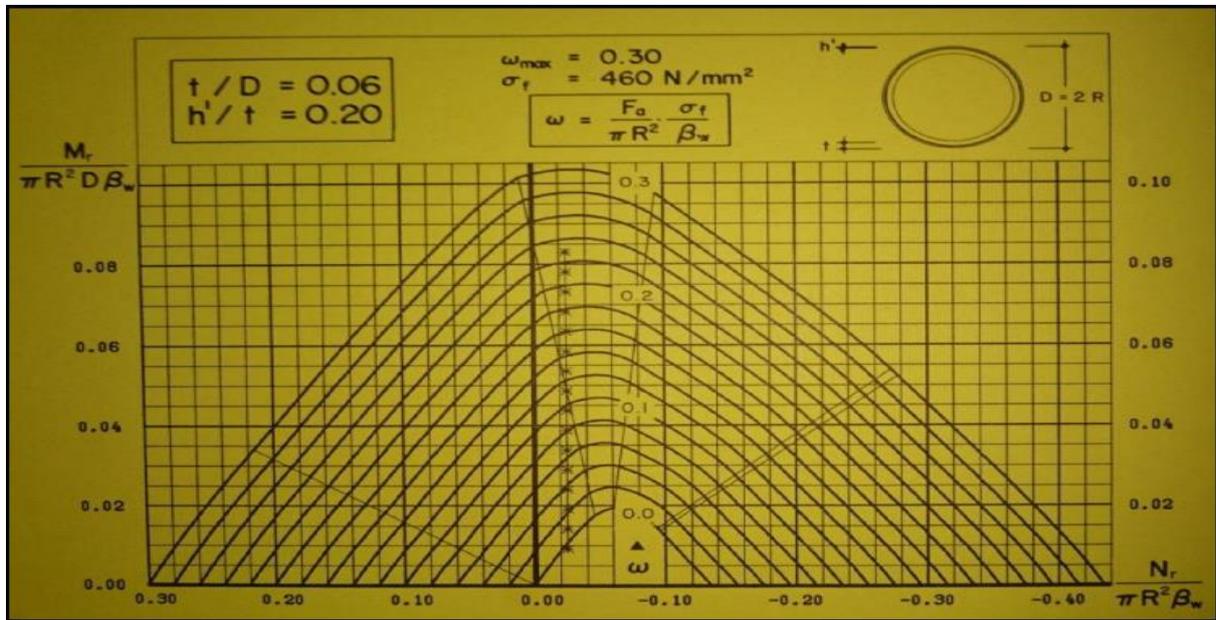


Fig. XI-7: abaques de Walther

6. Données d'entrée de l'abaque

$$N_{min} = 83.93 \text{ t.}$$

$$M_{max} = - 234.40 \text{ t.m.}$$

❖ Définition des armatures :

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$h/D = 0,05/1,2 = 0,04$$

Avec :

D : Diamètre du pieu

h : L'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\frac{Mr}{\pi * R^2 * D * \beta_w} = \frac{-234.40}{3.14 * 0.6^2 * 1.2 * 2700} = 0.064$$

$$\frac{Nr}{\pi * R^2 * \beta_w} = \frac{83.93}{3.14 * 0.6^2 * 2700} = 0.027$$

Avec:

β_w : Résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ($\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$).

R : Rayon du pieu.

D : Diamètre du pieu

Alors, on tire de l'abaque : $\omega = 0.2$

ω : Degré mécanique des armatures totales.

$$\omega = \frac{F_a * f_e}{\pi * R^2 * \beta w} \qquad F_a = \frac{\omega * \pi * R^2 * \beta w}{f_e}$$

F_a : la section des armatures.

$f_e = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

$$F_a = 0.20 \times \frac{3.14 * 0.6^2 * 27}{400} = 152.60 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal de la zone fléchié d'un pieu est égal à **1%** de la surface du pieu.
D'après le CPC (**fascicule 68 art. 36**).

Alors :

$$A_{\min} = 0,01 \times 120^2 \times \frac{\pi}{4} = 113.04 \text{ cm}^2$$

On prendra **32HA Φ 25** avec un espacement de **15 cm**

B. Armatures transversales :

Pour s'opposer au flambement éventuel des armatures longitudinales par éclatement du béton on dispose d'armatures transversales sous forme de cadre ou d'épingle de tel sorte que toutes les barres longitudinales soient tendues au moins dans deux directions perpendiculaires.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = 50.86 \text{ cm}^2$$

Donc on prendra du **HA Φ 12**

Φ_t : Diamètre des armatures transversales ;

Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales ;

un enrobage de 10cm en zone critique et de 20cm en zone courante.

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

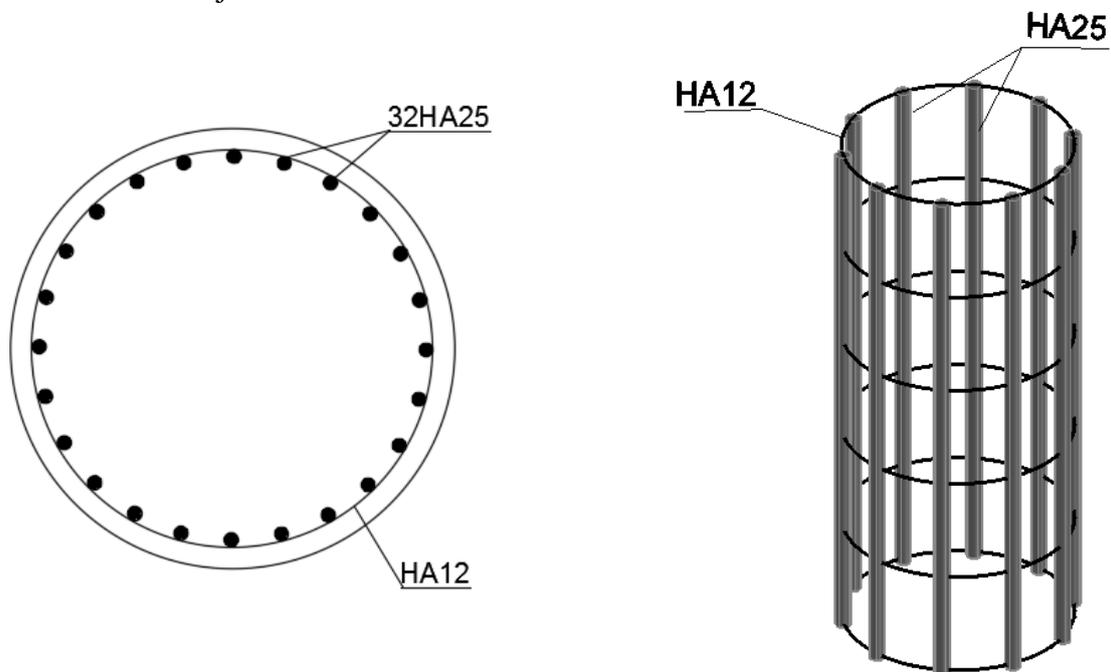


Fig. XI.8 : Ferrailage des pieux

CHAPITRE XII

Étude de la culée

Introduction

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

XII.1- Fonction des culées :

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

Les fonctions mécaniques :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une transmission des efforts au sol de fondation.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation, donc une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanentes.

Les fonctions techniques :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- L'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les

Il existe deux types de culées :

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

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

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

XII.2)- Choix de la morphologie :

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur pieux (culée remblayée). La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et Assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition, qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

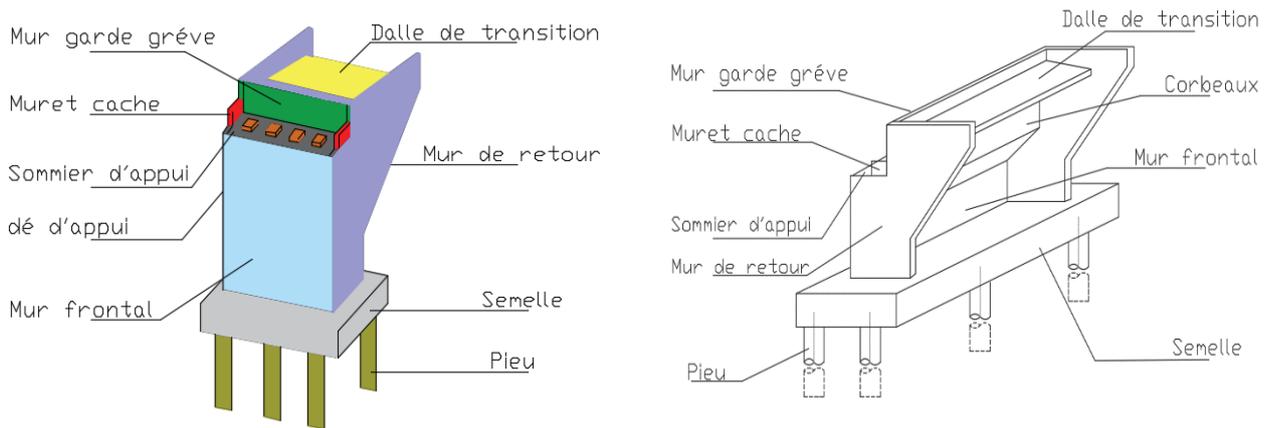


Fig.XII.1 : Les éléments constitutifs d'une culée.

XII.3. Implantation de la culée :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante:

$$H_{\text{culée}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée 1 (gauche)	Culée 2 (droite)
Cote projet(m)	290.73	294.836
Cote de la fondation(m)	278.500	289.536
Hauteur de culées(m)	12.23	5.3

Tab. XII.1: Implantation de la culée.

XII.4 Pré dimensionnement de la culée :

On se propose d'étudier une culée, la plus haute (culée gauche vers Bouira), avec les réactions max obtenus à l'ELU (toutes les dimensionnements se prévoient à l'ELU).

XII.4.1. Mur de garde grève :

Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et Assurer la fixation du joint de chaussée.

La hauteur du mur garde grève « h » :

$$h = h_{\text{voussoir sur culée}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui}}$$

$$h = 3 + 0.153 + 0.6 = 3.753 \text{ m.}$$

$$h = 3.75 \text{ m}$$

➤ **L'épaisseur du mur :**

Selon SETRA : $e = \text{Max} (0.30 \text{ m}, h/8) = \text{Max} (0.30 \text{ m} ; 0.469\text{m})$

$$e = 0.5\text{m}$$

➤ **La longueur du mur garde grève :**

$$L = 13 \text{ m.}$$

XII.4.2. Le mur de front (mur frontal):

Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courante varie selon sa hauteur sur lequel s'appuient le tablier.

- *La hauteur de mur frontale :* $h = h_{\text{culée}} - h_{\text{GG}} - h_{\text{semelle}} = 12.23 - 3.75 - 2.2 = 6.28 \text{ m}$

- *L'épaisseur de mur :* On prend l'épaisseur $e = 2.4 \text{ m}$

- *La longueur de mur frontale :* $L =$ la largeur de tablier, donc $L = 13,00 \text{ m}$

XII.4.3. Les murs latéraux (murs cachent) :

La hauteur du mur est : $H_{MGG} - H_{\text{Corniche}}$ (à l'extrémité encastrée) $H_{MC} = 3.75 - 0.79 = 2.96\text{m}$

L'épaisseur du mur latéral est : $E_{MC} = 30\text{ cm}$.

La longueur du mur latéral est : $L_{MC} = 2.00\text{ m}$.

XII.4.3. Les murs en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf en partie supérieure pour l'accrochage des corniches.

- La hauteur des murs en retour : h = est celle de la culée $h = 12.23\text{ m}$
- e = L'épaisseur du mur en retour varie entre 30 et 45 cm, on prend $e = 45\text{ cm}$.
- La longueur supérieure du mur en retour L varie entre 6 et 8 m. On prend : $L_{MRS} = 6.5\text{ m}$.

XII.4.4. Dalle de transition :

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage).

- La longueur de la dalle :

$$L = \text{Min} [6\text{ m}, \text{Max} (4\text{ m}, 0.6H)] ;$$

Avec : H étant la hauteur du remblai $= 7.21\text{ m}$

$$L = 4.326 ; \text{ Soit : } L = 5,00\text{ m}.$$

- L'épaisseur de la dalle de transition :

Généralement $e = 0,30\text{ m}$

La dalle de transition suit une pente de $P = 3\%$.

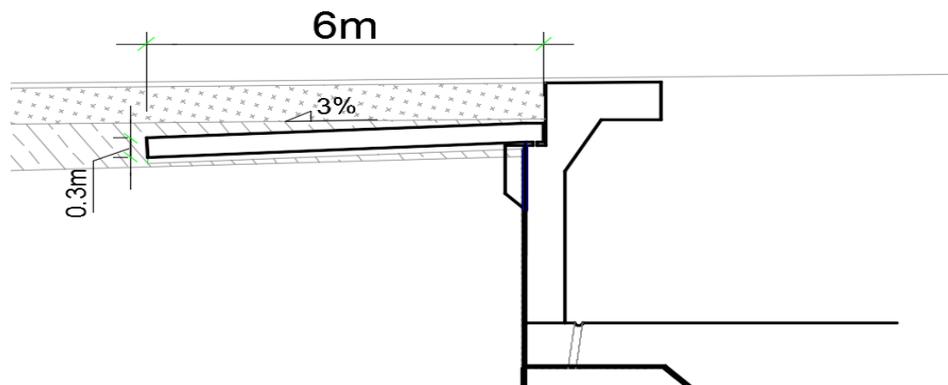


Fig. XII.2: Dalle de transition.

XII.4.5. Les corbeaux :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition.

Il a une forme de trapèze ayant une base de 1 m , une petite base de 75 cm et une hauteur de 25 cm .

- La largeur de corbeaux :

La largeur de corbeaux est :

L_C = longueur du mur garde grève est - $2x$ (épaisseurs du mur en retour)

$$\text{Donc : } L_C = 13 - (2 \times 0,45) = 12,1\text{ m}.$$

XII.4.6. La semelle :

- L'épaisseur de la semelle : $e = 2\text{ m}$.

- La longueur de la semelle: $L = 14,20\text{ m}$. (quatre pieux de 1.2 m de diamètre)

- La largeur de la semelle : $B = 6,60$ m. (deux pieux de 1.2 m de diamètre)

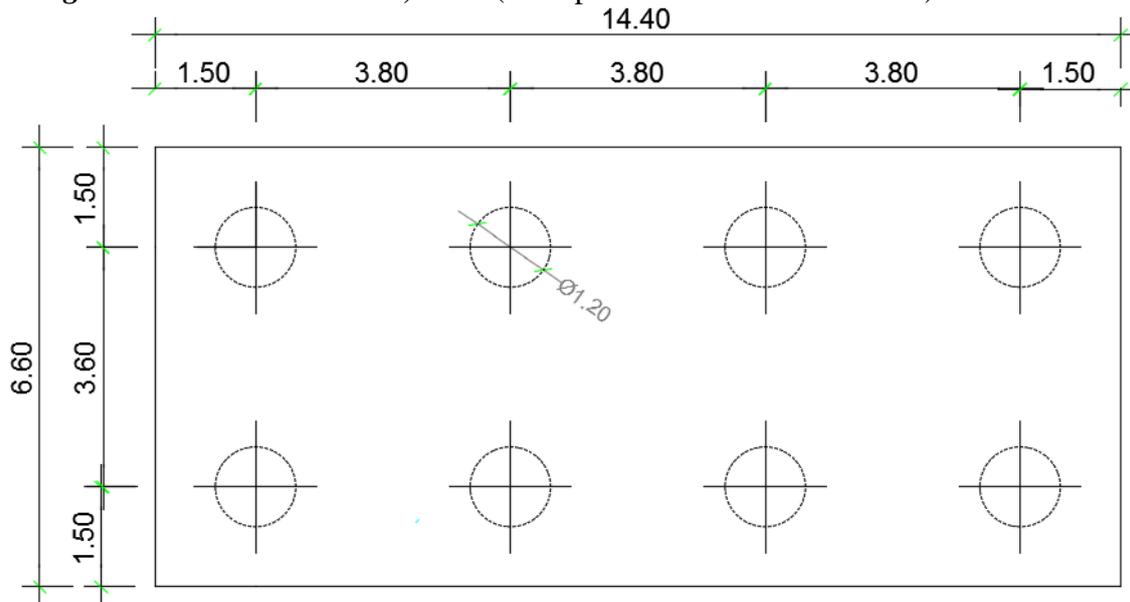


Fig XII-3 : Disposition des pieux au niveau de la culée (vue en plan).

XII.4.7. Sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

- La longueur du sommier :

$$L = \text{longueur du pont} - 2x (\text{épaisseur de mur cache}) = 13 - 2x0.30 = 12.40\text{m}$$

- La largeur du sommier $l = 2.50$ m.
- Les appareils d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier, on prend $d = 50$ cm.

XII.5. Évaluation des efforts sollicitant la culée

Le présent chapitre s'occupera de la vérification de la stabilité interne des éléments de la superstructure des culées, en faisant :

- Un dimensionnement sous charges de service,
- Un dimensionnement sous charges sismiques.

On choisira au final le dimensionnement le plus défavorable.

XII.5.1. Caractéristiques des matériaux de la culée :

Béton constituant la culée :

- $f_{c28} = 30$ MPa
- $f_{t28} = 2,4$ MPa
- $\gamma_b = 25$ kN/m³

Aciers d'armatures : FeE500 ($\gamma_s = 1,15$, fissuration préjudiciable)

Remblais :

- Densité $\gamma = 20$ kN /m³
- Angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$
- Coefficient de poussée active des remblais : K_a

XII.6 Vérification de la stabilité de la culée

XII.6.1)- Évaluation des efforts sollicitant la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismique.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport à l'appareil point O.

M_S : désigne le moment stabilisant.

M_R : désigne le moment renversant.

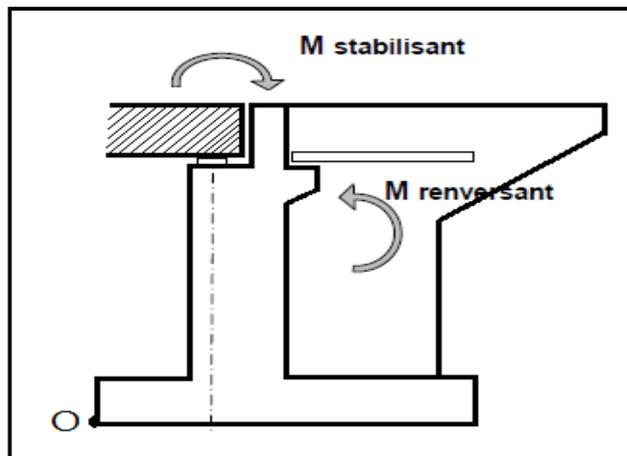


Fig. XII.4: Représentation des moments stabilisant et renversant.

XII.6.2)- Calcul du coefficient de poussée :

Dans les conditions normales (pas de séisme) :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA 2008 (art 5.5.2.4) :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha - \delta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} K \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne (pour le remblai $\varphi = 30^\circ$).

α : Inclinaison de la culée $\alpha = 0^\circ$.

β : Angle de talus avec l'horizontal $\beta = 0^\circ$.

δ : Angle de frottement remblai – culée (sol – béton) $\delta = 0^\circ$.

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{Arctg} \frac{K_H}{(1 \pm K_V)}$

K : coefficient caractérisant le séisme : $k = \sqrt{K_H^2 + (1 \pm K_V)^2}$

K_H : Accélération du séisme dans le sens horizontal.

K_V : Accélération du séisme dans le sens vertical.

- L'effort sismique horizontal: $F_{SH} = K_H \times P$

- L'effort sismique vertical: $F_{SV} = (1 \pm K_V) \times P$

Avec $A=0.2$ (coefficient d'accélération)

$$K_H = 0,5A = 0,5 \times 0,2 = 0,1$$

$$K_V = 0,07$$

Le coefficient de poussée des terres varie d'un cas de chargement à l'autre, selon les conditions sismiques ou normales.

En conditions sismiques on prend : $\begin{cases} KH = 0,20 \text{ et } KV = 0,07. \\ KH = 0,20 \text{ et } KV = 0. \\ KH = 0,20 \text{ et } KV = -0,07. \end{cases}$

En condition normale on prend : $KH = 0 \text{ et } KV = 0.$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Action de séisme	Notation	K_H	K_V	K	θ°	K_{ah}
Condition normale	1 cas	0	0	1	0	0,333
Vertical ↓+Horizontal	2 cas	0,1	0,07	1,039	5,339	0,383
Horizontal	3 cas	0,1	0	1,005	5,710	0,372
Vertical ↑+Horizontal	4 cas	0,1	-0,07	0,970	6,137	0,362

Tab. XII.2: Tableau résumant les différentes valeurs de K_{ah} en condition normal et sismique.

XII.6.3)-Poussée des surcharges de remblai :

L'intensité $q = 1t/m^2$, qu'on majore par 20 % : $P = q \cdot S$ avec S : surface de contact.

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = 1/2 \times K_{ah} \times \gamma \times L \times H^2$$

Avec :

$\gamma = 1,8 t/m^3$, poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

M_s : désigne le moment stabilisant

M_r : désigne le moment renversant

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Sollicitation	P (t)	K_H	Efforts horizontaux aux $F_h = K_H \times P$ (t)	K_V	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm K_v) \times P$ (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de levier <V> (m)	Moment de renversement MR = $F_H \times V$	Moment stabilisateur MS = $F_V \times H$
Mur de garde grève	0,5x3,753x13x2,5=60,98	0	0,00	0,00	60,98	0,85	10,36	0,00	51,77
		0,1	6,10	0,07	65,25			63,14	55,40
		0,1	6,10	0,00	60,98			63,14	51,77
		0,1	6,10	-0,07	56,71			63,14	48,15
Mur frontal	6,28x2,4x13x2,5=489,84	0	0,00	0,00	487,50	4,53	4,74	0,00	2208,38
		0,1	48,98	0,07	521,63			232,18	2362,96
		0,1	48,98	0,00	487,50			232,18	2208,38
		0,1	48,98	-0,07	453,38			232,18	2053,79
Mur en retour		0	0,00	0,00	73,13	6,74	6,64	0,00	492,86
		0,1	7,31	0,07	78,24			48,56	527,36

	10x0,45x 6,5x2,5= 73,125	0,1	7,31	0,00	73,13			48,56	492,86
		0,1	7,31	-0,07	68,01			48,56	458,36
Mur cachent	2.96x2.00 x0.3x2.5 =4,44	0	0,00	0,00	4,44	2,15	9,96	0,00	9,55
		0,1	0,44	0,07	4,75			4,42	10,21
		0,1	0,44	0,00	4,44			4,42	9,55
		0,1	0,44	-0,07	4,13			4,42	8,88
Corbeau	(0.75+1)x 0.25/2x2. 5=0,547	0	0,00	0,00	0,55	0,48	10,82	0,00	0,26
		0,1	0,05	0,07	0,59			0,59	0,28
		0,1	0,05	0,00	0,55			0,59	0,26
		0,1	0,05	-0,07	0,51			0,59	0,24
Sommier d'appui	12,40x4,6 5x0,65x2, 5=93,697	0	0,00	0,00	93,70	0,85	8,15	0,00	79,64
		0,1	9,37	0,07	100,26			76,35	85,22
		0,1	9,37	0,00	93,70			76,35	79,64
		0,1	9,37	-0,07	87,14			76,35	74,07
Dalle de transition	5x0.3x11 x2.5=41, 25	0	0,00	0,00	41,25	2,07	11,42	0,00	85,43
		0,1	4,13	0,07	44,14			47,10	91,41
		0,1	4,13	0,00	41,25			47,10	85,43
		0,1	4,13	-0,07	38,36			47,10	79,45
Semelle	6,60x2,2x 14,20x2.5 =515,46	0	0,00	0,00	515,46	3,30	1,10	0,00	1701,02
		0,1	51,55	0,07	551,54			56,70	1820,09
		0,1	51,55	0,00	515,46			56,70	1701,02
		0,1	51,55	-0,07	479,38			56,70	1581,95
poids des terres sur D T	11x5x0,7 5x2=82,5	0	0,00	0,00	82,50	1,96	11,88	0,00	161,37
		0,1	8,25	0,07	88,28			98,03	172,67
		0,1	8,25	0,00	82,50			98,03	161,37
		0,1	8,25	-0,07	76,73			98,03	150,07
Poids des terres sur la semelle	2,84x5,6x 11x2=34 9,88	0	0,00	0,00	349,88	1,14	6,30	0,00	398,86
		0,1	34,99	0,07	374,37			220,56	426,78
		0,1	34,99	0,00	349,88			220,56	398,86
		0,1	34,99	-0,07	325,39			220,56	370,94
Poids des surcharges	5x11x1.2 =66	0	0,00	0,00	66,00	2,08	12,25	0,00	136,95
		0,1	6,60	0,07	70,62			80,83	146,54
		0,1	6,60	0,00	66,00			80,83	136,95
		0,1	6,60	-0,07	61,38			80,83	127,36
Poussé des terres	Mur garde de gréve + mur frontal	0.5x 0.333 x2x10 ² x1 3=432,9	/	/	/	/	4,20	1818,18	/
		0.5x 0.383 x2x10 ² x1 3=497,9	/	/	/			2091,18	/
		0.5x 0.372 x2x10 ² x1 3=483,6	/	/	/			2031,12	/
		0.5x 0.362 x2x10 ² x1 3=470,6	/	/	/			1976,52	/

	Semelle	0.5x0.333 x2x2,2 ² x1 4,20=22, 886	/	22,80	/	/	0,73	16,71	/
		0.5x0.383 x2x2,2 ² x1 4,20=26, 322	/	26,30	/	/	0,73	19,28	/
		0.5x0.372 x2x2,2 ² x1 4,20=25, 566	/	25,50	/	/	0,73	18,69	/
		0.5x0.362 x2x2,2 ² x1 4,20=14, 879	/	24,88	/	/	0,73	18,24	/
Poussée des surcharges	M _{GG} + M _f	10x13x1. 2x0.333= 51,948	/	51,95	/	/	6,30	327,27	/
		10x13x1. 2x0.383= 59,748	/	59,75	/	/	6,30	376,41	/
		10x13x1. 2x0.372= 58,032	/	58,03	/	/	6,30	365,60	/
		10x13x1. 2x0.362= 69,108	/	56,47	/	/	6,30	355,77	/
	Semelle	2,2x14,20 x1.2x0.33 3=12,483	/	12,48	/	/	1,00	12,48	/
		2,2x14,20 x1.2x0.38 3=14,36	/	14,36	/	/	1,00	14,36	/
		2,2x14,20 x1.2x0.37 2=13,945	/	13,95	/	/	1,00	13,95	/
		2,2x14,20 x1.2x0.36 2=13,57	/	13,57	/	/	1,00	13,57	/
			/		/	/	1,00		/
	Totaux	1 ^{er} cas	/	520,13	/	1775,38	/	2174,65	5326,09
2 ^{eme} cas		/	776,08	/	1899,66	/	3429,70	5698,91	
3 ^{eme} cas		/	758,85	/	1775,38	/	3357,83	5326,09	
4 ^{eme} cas		/	743,29	/	1651,10	/	3292,57	4953,26	

Tab.XII.3 : Calcul des moments et des efforts globaux

Pour la vérification de la stabilité de la culée on a calculé tous les efforts agissant sur celle-ci (Tableau).

Deux conditions nécessaires sont à vérifier :

<p>Stabilité au renversement</p> $\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \text{ condition normale}$ $\frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \text{ condition sismique.}$	<p>Stabilité au glissement</p> $\frac{F_v}{F_h} \text{ tg } \varphi \geq 1,5 \text{ condition normale.}$ $\frac{F_v}{F_h} \text{ tg } \varphi \geq 1,00 \text{ condition sismique.}$
--	---

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée tout en vérifiant les deux conditions précédentes :

	Notation	Fh (t)	Fy (t)	Ms(t.m)	Mr (t.m)	Ms/M _R	Fv/Fh tgφ
Totaux	1 ^{er} cas	520,131	1775,379	5326,088	2174,648	2,449	1,971
	2 ^{eme} cas	776,077	1899,656	5698,914	3429,696	1,662	1,413
	3 ^{eme} cas	758,849	1775,379	5326,088	3357,827	1,586	1,351
	4 ^{eme} cas	743,293	1651,102	4953,262	3292,568	1,504	1,282

Tab.XII.4 : Résultats du calcul de la poussée à vide

Conclusion

Dans les 04 cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

CHAPITRE XIII

Étude sismique

Introduction

Parmi les exigences que la conception d'un ouvrage d'art doit satisfaire, on trouve la résistance à l'effet du séisme. La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité.

Dans ce présent chapitre on va s'intéresser au calcul des effets sismiques sur notre ouvrage en se basant sur le Document Technique Réglementaire **RPOA 2008** (règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art).

XIII.1 Calcul de la masse de la structure (M) :

Pour notre pont, on a un tablier qui repose sur des appareilles d'appuis en élastomère fretté, donc on néglige la masse des piles et culées.

Notre ouvrage est un pont routier dans une voie express, donc on ajoute 20% des charges d'exploitation routière à la masse du tablier.

$$M = M_{\text{tablier}} + 20\%P_{\text{exploitation}}$$

- $M_{\text{tablier}} = 10624.525 \text{ t}$ (Déjà calculé).
 - $P_{\text{exploitation}} = A(l) + S_{\text{trottoir}} = (5.251 + 1.605) \times 325 \rightarrow P_{\text{exp}} = 2228.20 \text{ t}$.
- $M = 10624.525 + 0.2 \times 2228.20 \rightarrow M = 11070.165 \text{ t}$

XIII.2 Analyse de la structure :

XIII.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage et du site d'implantation :

- **Zone sismique** : Zone IIa (zone de moyenne sismicité) ;
- **Classe de pont** : l'ouvrage est classé en groupe 2 (pont important) ;
- **Coefficient d'accélération de zone** ; $A=0.20$;
- **Catégorie du sol** : le sol est classé en catégorie S3 (site meuble).

✚ **Remarque** : toutes ces caractéristiques sont justifiées dans le chapitre I (Présentation du projet).

XIII.2.2 Méthode d'analyse

Pour l'analyse de la structure, on utilise la méthode d'analyse simplifiée dit monomodale, cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamentale) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre)
 - $M = 11070.165 \text{ t}$
 - $70\%M_{st} = (M_{\text{tablier}} + M_{\text{piles}}) \times 0.7 = (10624.525 + (882.234 + 592.02 + 633.42)) \times 0.7 = 8912.5393 \text{ t}$
 - ➔ $M > 70\%M_{st} \rightarrow$ cette condition est donc vérifiée.
- La distance entre le centre de masse et le centre élastique ne doit pas excéder 5% de la distance entre extrémité du tablier : l'ouvrage étant symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement, donc l'excentricité est nulle → donc la condition est vérifiée.

Il n'y a pas d'autre condition à vérifier parce que l'ouvrage étudié étant un pont droit et non biais.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on calcule par la méthode monomodale.

Détermination des actions sismiques :

Le tablier est considéré comme infiniment rigide dans le plan horizontal (longitudinal). Notre modèle se résume à une masse reliée par un ressort, sa masse est celle du tablier plus 20% des charges routières et sa raideur est la somme des raideurs des appareils d'appuis, des piles et des fondations.

XIII.2.3 Calcul de la période fondamentale de l'ouvrage (T) :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad \text{Avec : } M : \text{masse de la structure}$$

K : la raideur de la structure.

Calcul de la raideur de la structure :

$$K = n_{pile} \times K_{appui} \quad \text{Avec : } n_{pile} = 3 \text{ (nombre de piles)}$$

$$K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareil}} + \frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{fondation}}}$$

✚ Remarque :

- Les culés sont infiniment rigides ($\frac{1}{K_{culé}} = 0$)
- On néglige la raideur des fondations (appareils d'appuis souples).

✓ Raideur d'une pile

$$K_{pile} = n \times \frac{3EI}{l^3} \quad \text{Avec :}$$

E : Module de déformation longitudinale du béton = **36000 MPa**

n : Nombre de futs de la pile = **1**

l1 : Hauteur de la pile1 = **21.31 m**

l2 : Hauteur de la pile2 = **14.30 m**

l3 : Hauteur de la pile3 = **15.30 m**

I : Moment d'inertie de la section de la pile dans le sens longitudinal = **38.25 m⁴**

$$K_{pile1} = 1 \times \frac{3 \times 36000 \times 38.25}{21.31^3} = 426.8791 \text{ MN/m}$$

$$K_{pile2} = 1 \times \frac{3 \times 36000 \times 38.25}{14.30^3} = 1412.6907 \text{ MN/m}$$

$$K_{pile3} = 1 \times \frac{3 \times 36000 \times 38.25}{15.30^3} = 1153.4025 \text{ MN/m}$$

✓ Raideur des appareils d'appuis

$$K_{appareil} = n \times \frac{G \times a \times b}{e}$$

G : Module de cisaillement de l'appareil = **1.2 Mpa**

a, b : Les dimensions en plan de l'appareil = **900 × 900 mm²**

e : L'épaisseur totale du caoutchouc de l'appareil = **153 mm**

n : Nombre d'appareil d'appuis pour élément porteur = **4**

$$K_{appareil} = 4 \times \frac{1.2 \times 0.9 \times 0.9}{0.153} = 39.7476 \text{ MN/m}$$

✓ Raideur total par appui :

$$K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{37.7476} + \frac{1}{997.6574}} = 38.2247 \text{ MN/m}$$

La raideur totale de la structure :

$$K = 3 \times 38.2247 = 114.6741 \text{ MN/m}$$

✚ Donc la période fondamentale de l'ouvrage est de :

$$T = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{11070.165 * 10^3}{114.6741 * 10^6}} \rightarrow T = 1.56 \text{ s}$$

XIII.2.2 Spectre de réponse élastique :

✓ Composante horizontale :

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par l'équation (3.1) du RPOA .

$$Sae^h(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{3T_2}{T_2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (=9.81m/s²)

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (T₁=0.2 s ; T₂=0.5 s)

S : coefficient de site (S = 1.2)

A : coefficient d'accélération de zone (A = 0.20)

η : Facteur de correction de l'amortisseur $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$

ξ : taux d'amortissement ($\xi=5\%$ ouvrages avec des piles en béton armé).

La période du système se situe entre 0.5s et 3s $\rightarrow T_2=0.5 \text{ s} < T = 1.56 \text{ s} < 3 \text{ s}$

Donc on utilise la 3^{ème} formule de l'équation (3.1) du RPOA.

- $Sae^h(T, \xi) = 2.5 \times 1 \times 0.2 \times 9.81 \times 1.2 \left(\frac{0.5}{1.56} \right) \Rightarrow Sae^h(T, \xi) = 1.887 \text{ (m/s}^2\text{)}$

✓ Composante verticale :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par l'équation (3.2) du RPOA

$$Sae^V(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{3T_2}{T_2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité. ($\alpha=0.7$ pour la zone sismique IIa).

Pour la composante verticale, les valeurs de T_1 et T_2 pour le site S3 sont : $T_1=0.2$ s, $T_2=0.4$ s
 La période fondamentale du système se situe entre T_2 et $3s \Rightarrow T_2=0.4$ s < $T=1.56$ s < 3 s
 Donc on utilise la 3^{ème} formule de l'équation 3.2 du RPOA.

- $Sae^V(T, \xi) = 2.5 * 0.7 * 0.2 * 9.81 * 1 \left(\frac{0.4}{1.56} \right) \Rightarrow Sae^V(T, \xi) = 1.002 \text{ (m/s}^2\text{)}$

XIII.3.Spectre de dimensionnement :

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales est donné par l'équation (3.3) du RPOA.

$$Sad(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} 2.5\eta AgS & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

On a: $T_2=0.5$ s < $T=1.56$ s < 3.0 s

Donc on utilise la 2^{ème} formule de l'équation (3.3) du RPOA.

$$Sad(T, \xi) = 2.5 * 1 * 0.2 * 9.81 * 1.2 \left(\frac{0.5}{1.56} \right)^{2/3} \Rightarrow Sad(T, \xi) = 2.757 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

XIII.4 Effet sismique dans le sens longitudinal :

XIII.4.1 Calcul élastique (q=1) :

✓ Effort longitudinal global :

La force horizontale statique équivalente F est donnée par l'expression :

$$F_{longitudinal} = M \times Sae^h(T)$$

Avec : M :la masse effective totale de la structure.

$Sae^h(T)$: L'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale (T).

- $F_{longitudinal} = 11070.165 * 10^3 * 1.887 \Rightarrow F_{longitudinal} = 20889.4014KN$

✓ Répartition des efforts longitudinaux :

La redistribution par élément porteur se fait au prorata des raideurs

$$F^i_{longitudinal} = \frac{K_i}{K} F_{longitudinal}$$

Sur pile :

$$F^pile_{longitudinal} = \frac{38.2247 \times 10^6}{114.6741 \times 10^6} \times 20889.4014 \Rightarrow F^pile_{longitudinal} = 6963.1338 KN$$

($F^{pile1} = F^{pile2} = F^{pile3}$)

✓ Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d^tablier_{longitudinal} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times Sae^h(T)$$

- $d^tablier_{longitudinal} = \frac{1.56^2}{4\pi^2} * 1.887 \Rightarrow d^tablier_{longitudinal} = 0.116 \text{ m}$

✓ *Déplacement de la tête de pile par rapport au sol :*

$$d_{longitudinal}^{pile} = \frac{F_{longitudinal}^{pile}}{K_{appui}}$$

$$\bullet \quad d_{longitudinal}^{pile} = \frac{6963.1338 \times 10^3}{38.2247 \times 10^6} \longrightarrow d_{longitudinal}^{pile} = 0.116 \text{ m} \quad (d^{pile1} = d^{pile2} = d^{pile3})$$

XIII.4.2 Calcul inélastique (dimensionnement $q > 1$) :

✓ *Effort longitudinal global :*

$$F_{longitudinal} = M * Sad(T)$$

$$\bullet \quad F_{longitudinal} = 11070.165 * 10^3 * 2.757 \longrightarrow F_{longitudinal} = 30520.4449 \text{ KN}$$

✓ *Effort par élément porteur (pile) :*

$$F_{longitudinal}^{pile} = \frac{K_{appui}}{K} F_{longitudinal}$$

$$\bullet \quad F_{longitudinal}^{pile} = \frac{38.2247 \times 10^6}{114.6741 \times 10^6} \times 30520.4449 \longrightarrow F_{longitudinal}^{pile} = 10173.4816 \text{ KN} \quad (F^{pile1} = F^{pile2} = F^{pile3})$$

✓ *Déplacement du tablier par rapport au sol :*

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times Sad(T)$$

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{1.56^2}{4\pi^2} \times 2.757 \longrightarrow d_{longitudinal}^{tablier} = 0.17 \text{ m} \quad (q > 1 \text{ dimensionnement})$$

✓ *Déplacement de la tête de pile par rapport au sol :*

$$d_{longitudinal}^{pile} = \frac{F_{longitudinal}^{pile}}{K_{appui}}$$

$$\bullet \quad d_{longitudinal}^{pile} = \frac{10173.4816 \times 10^3}{38.2247 \times 10^6} \longrightarrow d_{longitudinal}^{pile} = 0.17 \text{ m} \quad (q > 1 \text{ dimensionnement}) \quad (d^{pile1} = d^{pile2} = d^{pile3})$$

XIII.5. Effet sismique dans le sens transversal :

Dans le sens transversal, le tablier peut être supposé comme étant flexible car :

$$\frac{L}{B} = \frac{325}{13} = 25 > 5 \quad \text{Avec} \quad L : \text{longueur du tablier} \\ B : \text{largeur du tablier}$$

La période fondamentale de la structure dans le sens transversal est calculée par la méthode de Rayleigh utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i (u_i)^2}{\sum f_i u_i}}$$

- m_i : La masse concentrée au $i^{\text{ème}}$ point nodal
- u_i : Le déplacement dans la direction étudié, lorsque la structure est soumise aux forces $f_i = m_i g$ agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

✚ Calcul des m_i et u_i :

Le masse de la pile 1 = 237.967 t .

Le masse de la pile 2 = 352.890 t.

Le masse de la pile 3 = 253.368 t .

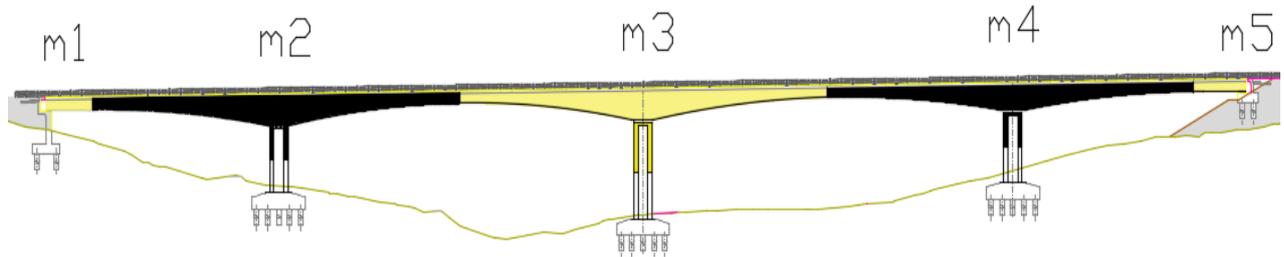


Fig. 0III.1. Discrétisation de la structure

- $m_1 = m_5 = 358.2125 t$
- $m_2 = 3418.4085 t$
- $m_3 = 3575.87 t$
- $m_4 = 3526.109t$
- ✓ u_i : est le déplacement absolu horizontale, il est donné dans le tableau 3.5 du RPOA:

$u_i = 0.07 m$ (pour un site S3).

On n'a pas de discontinuité mécanique (même site)

Donc : $u_1 = u_2 = u_3 = u_4 = u_5 = u_6 = u_7 = 0.07 m$

XIII.5.1 Calcul de la période :

point nodal	m_i (kg)	u_i (m)	$F_i = m_i * g$ (N)	$m_i * u_i^2$	$F_i * u_i$
m_1	358212.5	0.07	3514064.63	1755.24125	245984.5238
m_2	3418408.5	0.07	33534587.4	16750.20165	2347421.117
m_3	3575870	0.07	35079284.7	17521.763	2455549.929
m_4	3526109	0.07	34591129.3	17277.9341	2421379.05
m_5	358212.5	0.07	3514064.63	1755.24125	245984.5238
Σ	/	/	/	55060.38125	7716319.144

Tableau 0III.1. Valeurs du calcul de la période

$$\text{➤ } T = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma m_i (u_i)^2}{\Sigma F_i u_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{x}{y}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{55060.38125}{7716319.144}} \quad \longrightarrow \quad T = 0.53 s$$

XIII.5.2 Calcul des efforts sismiques transversaux :

Calcul élastique (q=1) :

La force de séisme (F_i) pour chaque point nodal est déterminée par l'expression suivante :

$$F_{yi} = \frac{4\pi^2}{T^2} * \frac{Sae^h(T, \xi)}{g} u_i m_i$$

$$F_{yi} = \frac{4*3.14^2}{0.53^2} * \frac{1.887}{9.81} u_i m_i \Rightarrow F_{yi} = 27.0340 * u_i m_i$$

- Pour le point 1: $F_{y1} = 27.0340 * 0.07 * 358.2125 * 10^3 \Rightarrow F_{y1} = 677.8742 \text{ KN}$
- Pour le point 2: $F_{y2} = 27.0340 * 0.07 * 3418.4085 * 10^3 \Rightarrow F_{y2} = 6468.9279 \text{ KN}$
- Pour le point 3: $F_{y3} = 27.0340 * 0.07 * 3575.870 * 10^3 \Rightarrow F_{y3} = 6766.9049 \text{ KN}$
- Pour le point 4: $F_{y4} = 27.0340 * 0.07 * 3526.109 * 10^3 \Rightarrow F_{y4} = 6672.7381 \text{ KN}$
- Pour le point 5: $F_{y5} = 27.0340 * 0.07 * 358.2125 * 10^3 \Rightarrow F_{y5} = 677.8742 \text{ KN}$

✓ Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 Sae^h(T, \xi) \text{ Avec : } M = \sum m_i$$

$$M = (2 \times 358.2125 + 3418.4085 + 3575.87 + 3526.109) \times 10^3 = 11236.8125 \times 10^3 \text{ Kg}$$

$$M = 11236.8125 \times 10^3 \text{ Kg}$$

Le déplacement pour chaque point nodal est le même car u_i ne change pas pour tous les points

$$\text{Donc : } d_r = \frac{0.07}{786576.875} 11236.8125 \times 10^3 \left(\frac{0.53}{2*3.14} \right)^2 \times 1.887$$

$$d_r = 0.013 \text{ m}$$

Calcul inélastique (dimensionnement $q > 1$) :

L'effort pour chaque point nodal est déterminé par l'expression :

$$F_{yi}^d = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \times \frac{Sad^h(T, \xi)}{g} u_i m_i$$

(u_i est le même (pas de discontinuité mécanique),

$$\text{Donc : } F_{yi}^d = \left(\frac{2*3.14}{0.53} \right)^2 \times \frac{2.757}{9.81} \times 0.07 * m_i \Rightarrow F_{yi}^d = 2.765 * m_i$$

- Pour le point 1: $F_{y1}^d = 2.765 \times 358.2125 \times 10^3 \Rightarrow F_{y1}^d = 990.4576 \text{ KN}$
- Pour le point 2: $F_{y2}^d = 2.765 \times 3418.4085 \times 10^3 \Rightarrow F_{y2}^d = 9451.8995 \text{ KN}$
- Pour le point 3: $F_{y3}^d = 2.765 \times 3575.87 \times 10^3 \Rightarrow F_{y3}^d = 9887.2806 \text{ KN}$
- Pour le point 4: $F_{y4}^d = 2.765 \times 3526.109 \times 10^3 \Rightarrow F_{y4}^d = 9696.7998 \text{ KN}$
- Pour le point 5: $F_{y5}^d = 2.765 \times 358.2125 \times 10^3 \Rightarrow F_{y5}^d = 990.4576 \text{ KN}$

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_{adh}(T, \xi)$$

$$d_r = \frac{0.07}{786576.875} 11236.8125 \times 10^3 \left(\frac{0.53}{2 \times 3.14} \right)^2 \times 2.757 \longrightarrow d_r = 0.020 \text{ m}$$

XIII.6 Effet sismique dans le sens vertical :

XIII.6.1 Calcul de la période dans le sens vertical :

Elle est estimée par la méthode de Rayleigh en utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté.

$$T^{\text{vertical}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i (v_i)^2}{\sum f_i v_i}}$$

v_i : est le déplacement absolu vertical, il est donné dans le tableau 3.5 du RPOA:

$\Rightarrow v_i = 0.06 \text{ m}$ (pour un site S3).

$$\begin{aligned} \text{➤ } T^{\text{vertical}} &= 2 \times 3.14 \sqrt{\frac{(2 \times 358.2125 + 3418.4085 + 3575.87 + 3526.109) \times 10^3 \times 0.06^2}{(2 \times 210843.878 + 2012075.24 + 2104757.08 + 2075467.76) \times 10^3 \times 0.06}} \\ T^{\text{vertical}} &= 0.49 \text{ s} \end{aligned}$$

XIII.6.2 Calcul des forces correspondantes pour chaque point nodal :

L'effort pour chaque point nodal est déterminé par l'expression :

$$F_{zi} = \left(\frac{2\pi}{T^v} \right)^2 \times \frac{S_{ae^v}(T, \xi)}{g} v_i m_i$$

Pas de discontinuité mécanique $v_i = 0.06$ pour chaque point nodal

$$F_{zi} = \left(\frac{2 \times 3.14}{0.49} \right)^2 \times \frac{1.002}{9.81} \times 0.06 \times m_i \Rightarrow F_{zi} = 1.008 \times m_i$$

- Pour le point 1: $F_{z1} = 1.008 \times 358.2125 \times 10^3 \Rightarrow F_{z1} = 361.0782 \text{ KN}$
- Pour le point 2: $F_{z2} = 1.008 \times 3418.4085 \times 10^3 \Rightarrow F_{z2} = 3445.7558 \text{ KN}$
- Pour le point 3: $F_{z3} = 1.008 \times 3575.870 \times 10^3 \Rightarrow F_{z3} = 3604.4770 \text{ KN}$
- Pour le point 4: $F_{z4} = 1.008 \times 3526.109 \times 10^3 \Rightarrow F_{z4} = 3554.3179 \text{ KN}$
- Pour le point 5: $F_{z5} = 1.008 \times 358.2125 \times 10^3 \Rightarrow F_{z5} = 361.0782 \text{ KN}$

XIII.6.3 Calcul des déplacements vertical :

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r^z = \frac{v_r}{\sum m_i v_i} M \left(\frac{T^v}{2\pi} \right)^2 Sae^v(T, \xi)$$

$$M = \sum m_i = 11236.8125 * 10^3 \text{ Kg}$$

Le déplacement pour chaque point nodal est le même car v_i ne change pas pour tous les points

Donc :

$$d_r^z = \frac{0.06}{786576.875} 11236.8125 \times 10^3 \left(\frac{0.49}{2 * 3.14} \right)^2 * 1.117$$

$$d_r^z = 0.006 \text{ m}$$

XIII.7. Récapitulatif des résultats :

✓ **Les accélérations :**

- Composante horizontale : → $Sae^h(T, \xi) = 1.887 \text{ (m/s}^2\text{)}$
- Composante verticale : → $Sae^v(T, \xi) = 1.002 \text{ (m/s}^2\text{)}$
- Spectre de dimensionnement : → $Sad(T, \xi) = 2.757 \text{ (m/s}^2\text{)}$

✓ **Les périodes :**

- Période du système dans le sens longitudinal : $T^{longitudinal} = 1.56 \text{ s}$
- Période du système dans le sens transversale : $T^{transversal} = 0.53 \text{ s}$
- Période du système dans le sens vertical : $T^{vertical} = 0.49 \text{ s}$

✓ **Les déplacements :**

- Le déplacement de la tête de pile selon la direction longitudinale : $d^x = 116 \text{ mm}$
- Le déplacement pour chaque point nodal dans la direction transversale: $d_r^y = 20 \text{ mm}$
- Le déplacement pour chaque point nodal selon la direction vertical : $d_r^z = 6 \text{ mm}$

XIII.8. Combinaison des composantes de l'action sismique :

La combinaison des forces sismiques orthogonale est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontales X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$\begin{aligned} E &= E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z \\ E &= E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z \\ E &= E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y \end{aligned} \quad (\text{RPOA (4.15)})$$

Où :

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

XIII.8.1 Calcul en déplacement :

Soit $E = d$;

Donc :

$$E_x = dx = 116 \text{ mm}$$

$$E_y = dy = 20 \text{ mm}$$

$$E_z = dz = 6 \text{ mm}$$

➤ $E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$ nous donne :

$$\begin{cases} E = 116 + 0.3 * 20 + 0.3 * 6 \rightarrow E = 123.8 \text{ mm} \\ E = 116 - 0.3 * 20 - 0.3 * 6 \rightarrow E = 108.2 \text{ mm} \\ E = 116 + 0.3 * 20 - 0.3 * 6 \rightarrow E = 120.2 \text{ mm} \\ E = 116 - 0.3 * 20 + 0.3 * 6 \rightarrow E = 111.8 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ $E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$ nous donne :

$$\begin{cases} E = 20 + 0.3 * 116 + 0.3 * 6 \rightarrow E = 56.6 \text{ mm} \\ E = 20 - 0.3 * 116 - 0.3 * 6 \rightarrow E = -16.6 \text{ mm} \\ E = 20 + 0.3 * 116 - 0.3 * 6 \rightarrow E = 53 \text{ mm} \\ E = 20 - 0.3 * 116 + 0.3 * 6 \rightarrow E = -13 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ $E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$ nous donne :

$$\begin{cases} E = 6 + 0.3 * 116 + 0.3 * 20 \rightarrow E = 46.8 \text{ mm} \\ E = 6 - 0.3 * 116 - 0.3 * 20 \rightarrow E = -34.8 \text{ mm} \\ E = 6 + 0.3 * 116 - 0.3 * 20 \rightarrow E = 34.8 \text{ mm} \\ E = 6 - 0.3 * 116 + 0.3 * 20 \rightarrow E = -22.8 \text{ mm} \end{cases}$$

✓ La combinaison la plus défavorable est :

$$E = E_x + 0.3 E_y + 0.3 E_z \Rightarrow E_{max} = 116 + 0.3 * 20 + 0.3 * 6$$

Donc le déplacement le plus défavorable est :

$$E_{max} = 123.8 \text{ mm} = 12.38 \text{ cm}$$

$$E_{max} = 12.38 \text{ cm}$$

Conclusion

La procédure à suivre pour évaluer l'effort sismique dans l'ouvrage paraît simple, mais en réalité un calcul très lourd et inévitable doit être effectué pour évaluer l'action maximale probable qui peut solliciter l'ouvrage.

Les résultats trouvés dans ce chapitre sont utilisés dans le dimensionnement du joint de chaussée et aussi dans le ferrailage de la structure.

CONCLUSION

GÉNÉRAL

L'élaboration d'un projet de fin d'étude est une opportunité permettant à l'étudiant d'améliorer ses connaissances acquises durant son parcours universitaire et en même temps c'est un premier pas dans le domaine professionnel.

L'exécution de ce projet consiste à savoir la conception et la technique d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place, et de maîtriser les différentes phases reliées à l'implantation d'un ouvrage d'art. Ainsi l'instrument principale de cette approche est d'utiliser l'apprentissage supervisé pour exploiter au mieux les différentes données liées au site et bien apprécier toutes les méthodes de calculs, et souci de détail pour assurer à son œuvre un bon fonctionnement et une durabilité correspondant à une optimisation socio-économique.

Ce projet de fin d'études, m'a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, (Choix d'un pont construit en encorbellement successif avec voussoirs coulé sur place, découpage des voussoirs et Pré-dimensionnement de la section longitudinale et transversale, Etude détaillée de la précontrainte, dimensionnement des appuis et une étude sismique de l'ouvrage), et aussi comment appliquer tous les règlements (B.P.E.L, B.A.E.L SETRA, RPOA...etc) et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (Robot structural, Autocad, Excel ...etc.).

Enfin, ce projet est une expérience qui m'a permis d'améliorer mes compétences et de compléter les connaissances déjà acquises tout au long de ma formation au sein de l'UMMTO, et avoir un ordre de grandeur très important dans le domaine de génie civil.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE :

Ouvrage :

- [Réf.1] Les ponts : histoire et techniques : DAVID BENNETT, Traduit de l'anglais par Lynn Lempérière et Didier Don « Eyrolles, 2000 »;
- [Réf.2] Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants : J.A. CALGARO « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 2000 »;
- [Réf.3] Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A. CALGARO « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 »;
- [Réf.4] Projet et construction des ponts : Analyse structurale des tabliers de ponts : J.A CALGARO & M.VIRLOGEUX « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 »;
- [Réf.5] Bulletins techniques de la SETRA : « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 1972 »;
- [Réf.6] Guide de conception de la SETRA : « Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 2003 »;
- [Réf.7] Guide de conception de la SETRA : « Appuis des tabliers PP73, 1984 »;
- [Réf.8] Le béton précontraint aux états limites : HENRY THONIER « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1992 »;
- [Réf.9] Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint : J.MATHIVAT « Eyrolles, Paris, 1979 » ;
- [Réf.10] Document technique règlementaire : "Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;
- [Réf.11] Fascicule n° 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes"(Edition 1971) ;
- [Réf.12] B.A.E.L 91 (Béton armé aux états limites) modifiée 99 et DTU associés : J.P MOUGIN « Eyrolles, 2000 » ;
- [Réf.13] Règles B.P.E.L 91 (Béton précontraint aux états limites) : Collectif Eyrolles « Eyrolles, 1993 ».
- [Réf.14] Abaque pour le dimensionnement des sections en béton armé prof ; Dr René Walther
- [Réf.15] Règlement parasismique aux ouvrages d'arts (RPOA).

Sites :

- www.setra.fr
- www.freyssinet.com
- www.dywidag-systemes.fr
- www.techniques-ingenieur.fr

Cours :

- Cours béton précontraint, master I et master II. (2015/2016 et 2016/2017)
- Cours de pont, master I. (2015/2016)
- Cours de mécanique des sols, master I. (2015/2016)
- Cours béton armé.

Thèses :

- Etude et dimensionnement d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, étudié par Mr: BENELHADJ T, Mr; BOUBRIT M encadré par Mr : MERAKEB (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin2016).
- Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, étudié par M^{elle} : SADOUN N; encadré par Mr : KACHI (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion Septembre 2016).
- Etude d'un Viaduc caisson construit par encorbellement successif sur la RN73 (TIZI-OUZOU) étudié par Mr : HAMENI A, Mr : KEDDCHE A encadré par Mr : KIBBOUA (Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics *Garidi. Kouba.* . (Promotion juin2014).

- Etude d'un pont construit par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place, étudié par Mr: LOULI DJ, Mr; BAHLOUL B encadré par Mr : BOUAFIA (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2015).
- Etude et dimensionnement d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, étudié par Mr : SAIM B, Mr NAIT ABDERRAHMANE A; encadré par Mr : KACHI (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin2016).
- Etude et conception d'un pont précontraint construit par encorbellement successifs, étudié par M^{elle} : SLIMANI M; encadré par Mr : ADJERAD (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion Septembre 2016).

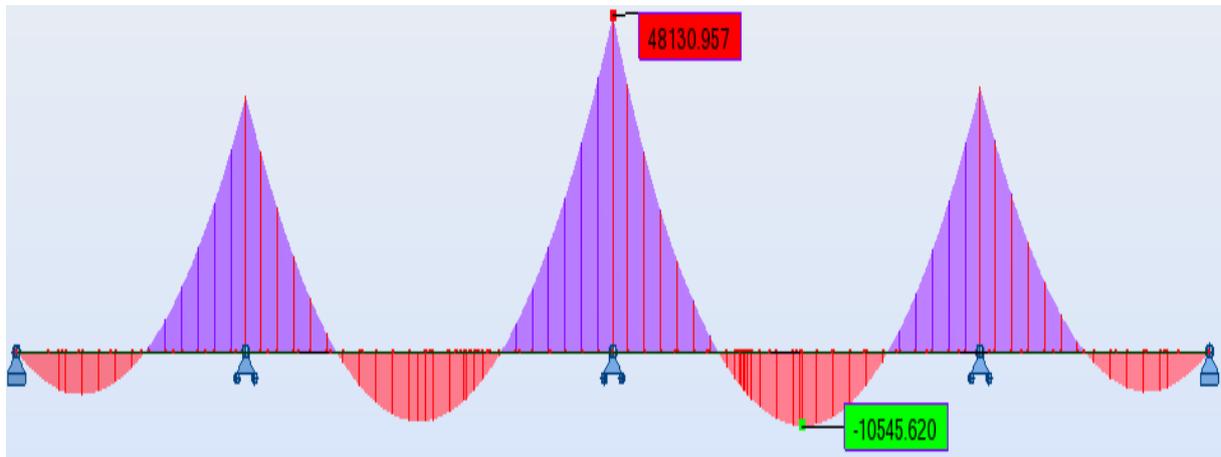
Logiciels :

- Autodesk ROBOT Structural 2011 : modélisation.
- AUTOCAD 2016 : dessin.
- Microsoft Word2013, pour ce qui est traitement de texte.
- Microsoft Excel2013, pour tout ce qui est calcul.
- Outil de Capture, pour le traitement des photos.

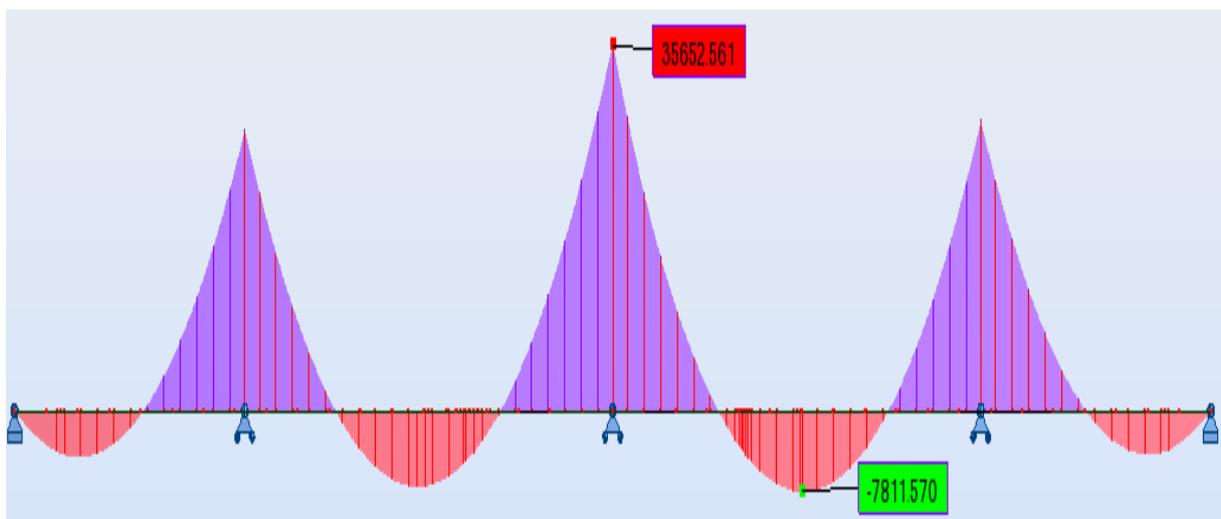
ANNEXE

ANNEXE

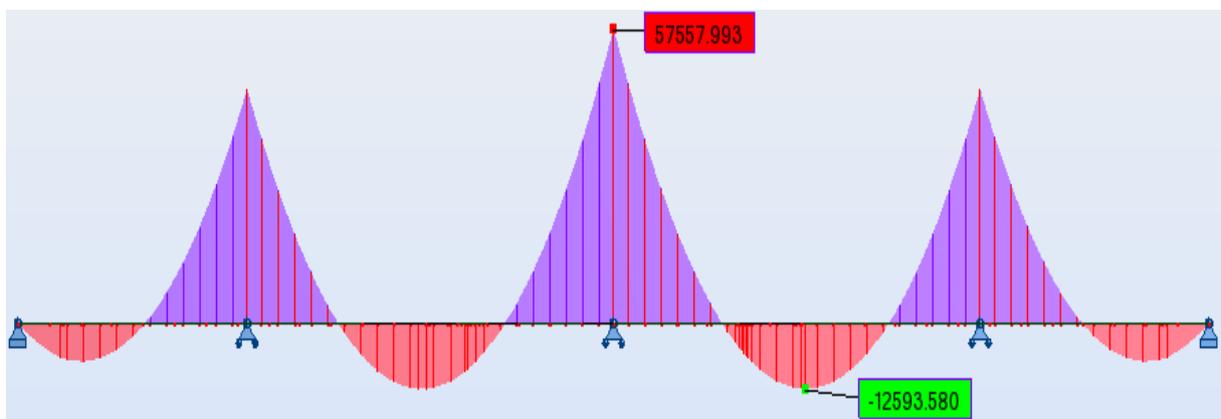
❖ Annexe A : diagrammes des moments et des efforts tranchant (modélisation longitudinal)



Moment longitudinal sous : 1.35G+ 1.5 (D240+ST)

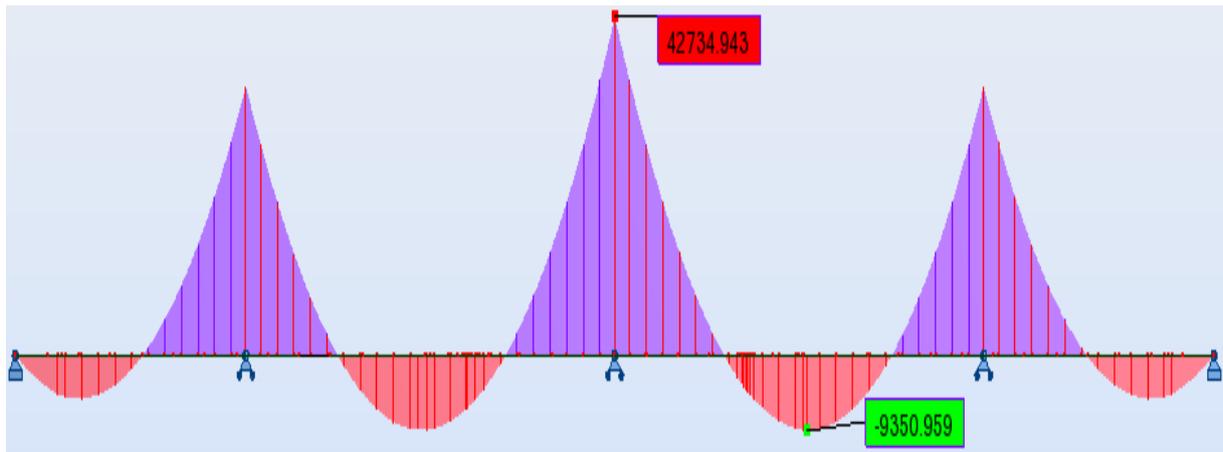


Moment longitudinal sous : G + D240 à P'ELS

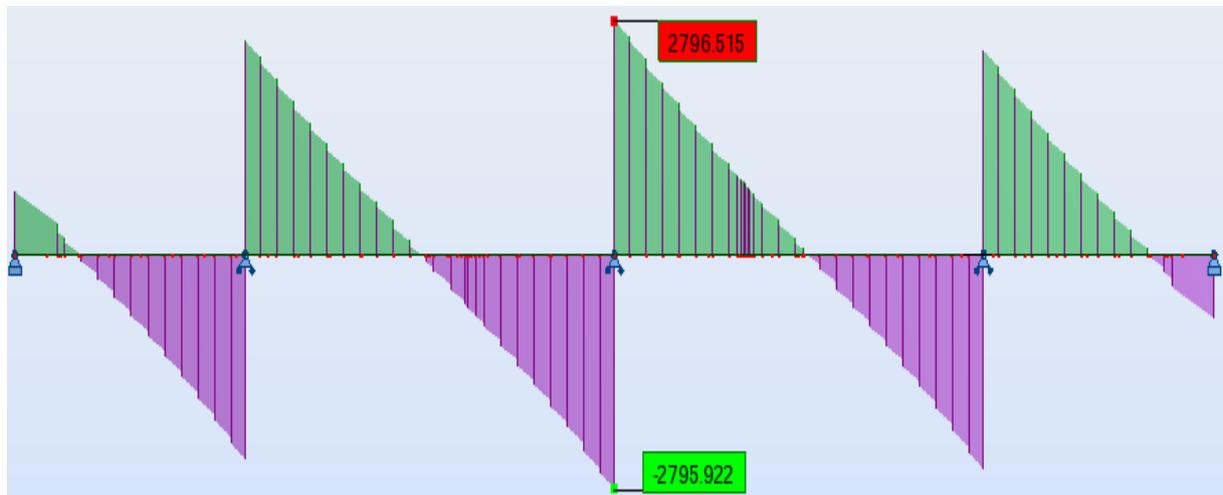


Moment longitudinal sous : G+1.2 (A(L) + ST) à P'ELU

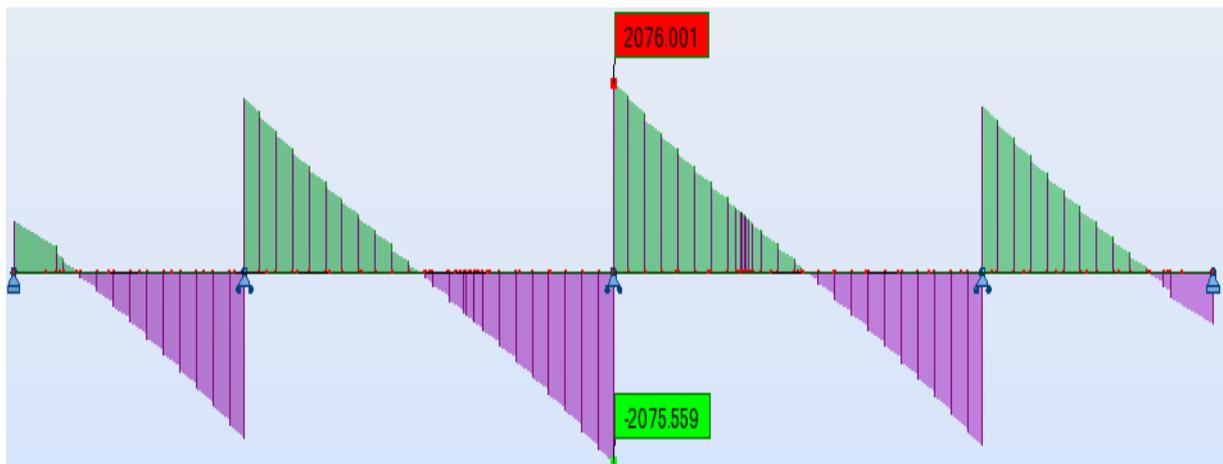
ANNEXE



Moment longitudinal sous : G+ (A(L) + ST) à L'ELS



Effort tranchant longitudinal sous : G+1.2 (A(L) + ST) à L'ELU

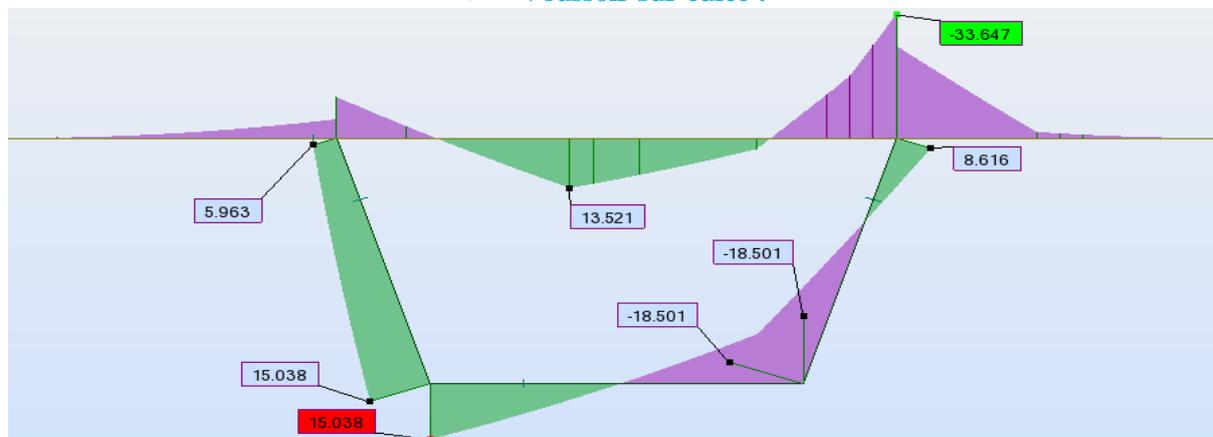


Effort tranchant longitudinal sous : G+ (A(L) + ST) à L'ELS

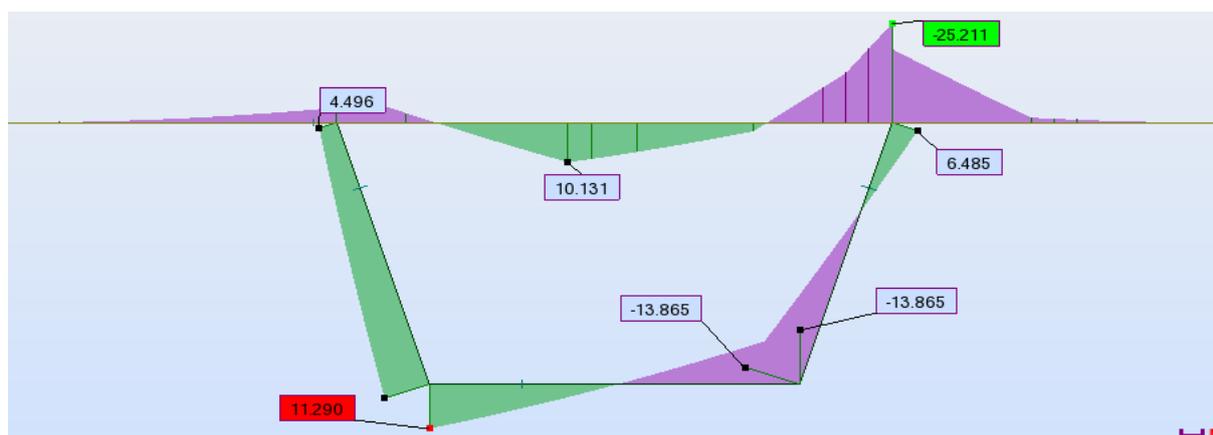
ANNEXE

➤ Annexe B : diagrammes des moments et des efforts tranchant et des efforts normaux (modélisation transversal)

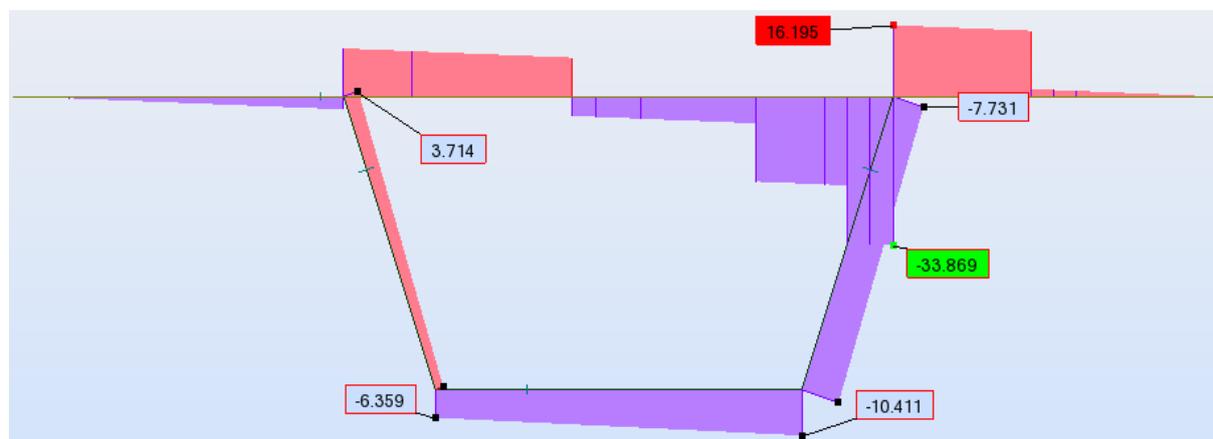
➤ Voussoir sur culée :



Moment transversal du voussoir sur culée (VSC) sous : $1,35G + 1,6(B_t + Q_t)$ à l'ELU

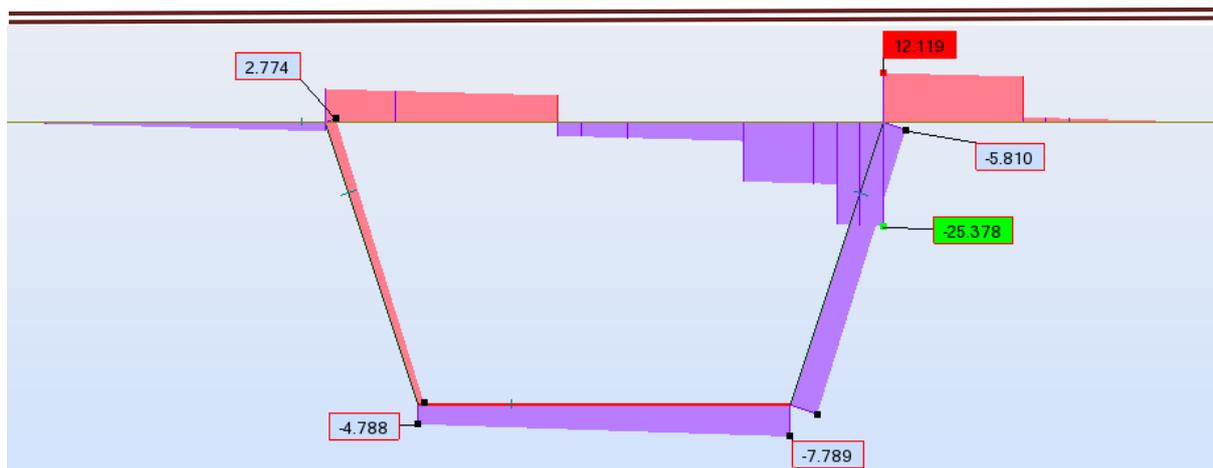


Moment transversal du voussoir sur culée (VSC) sous : $G + 1,2(B_c + Q_t)$ à l'ELS

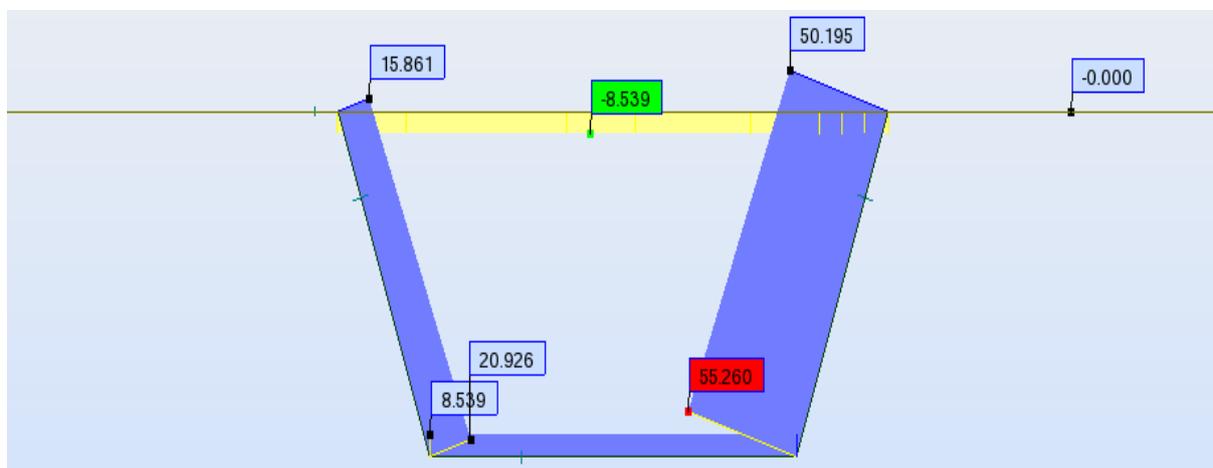


Effort tranchant du voussoir sur culée (VSC) sous : $1,35G + 1,6(B_t + Q_t)$ à l'ELU

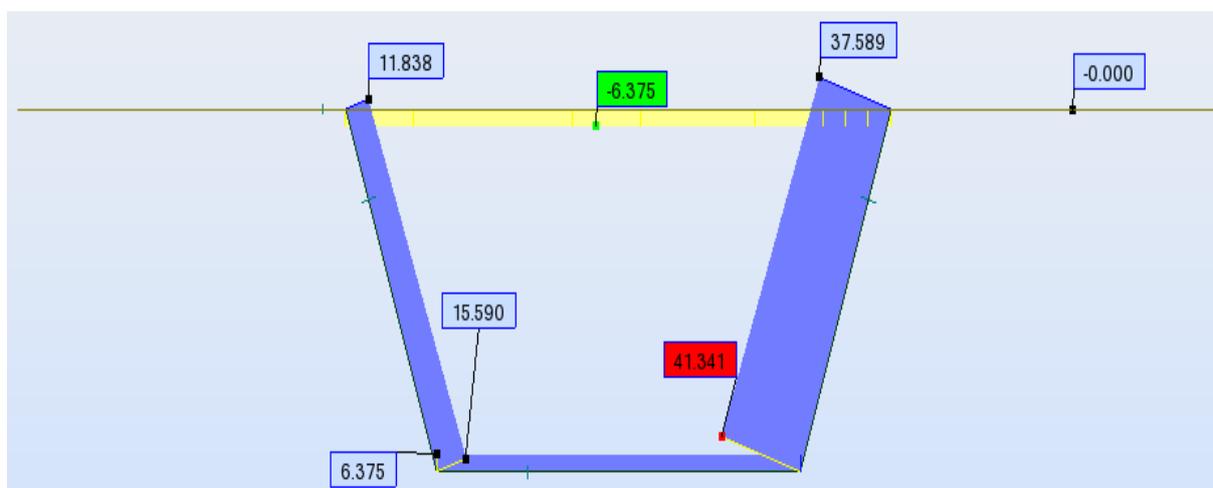
ANNEXE



Effort tranchant du voussoir sur culée (VSC) sous : $G + 1,2 (B_c + Q_t)$ à l'ELS



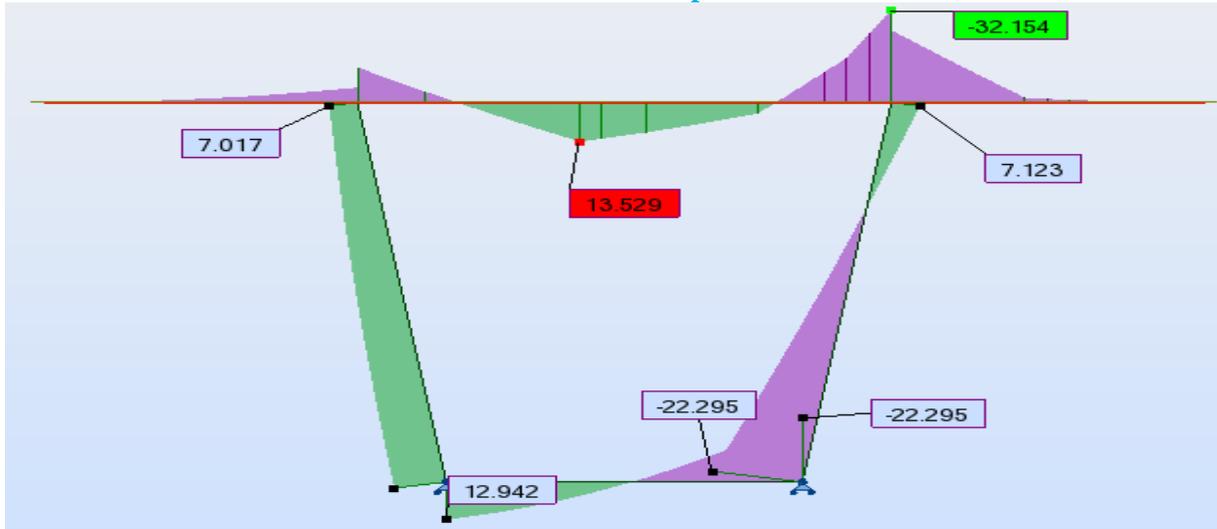
Effort normal du voussoir sur culée (VSC) sous : $1,35G + 1,6 (B_t + Q_t)$ à l'ELU



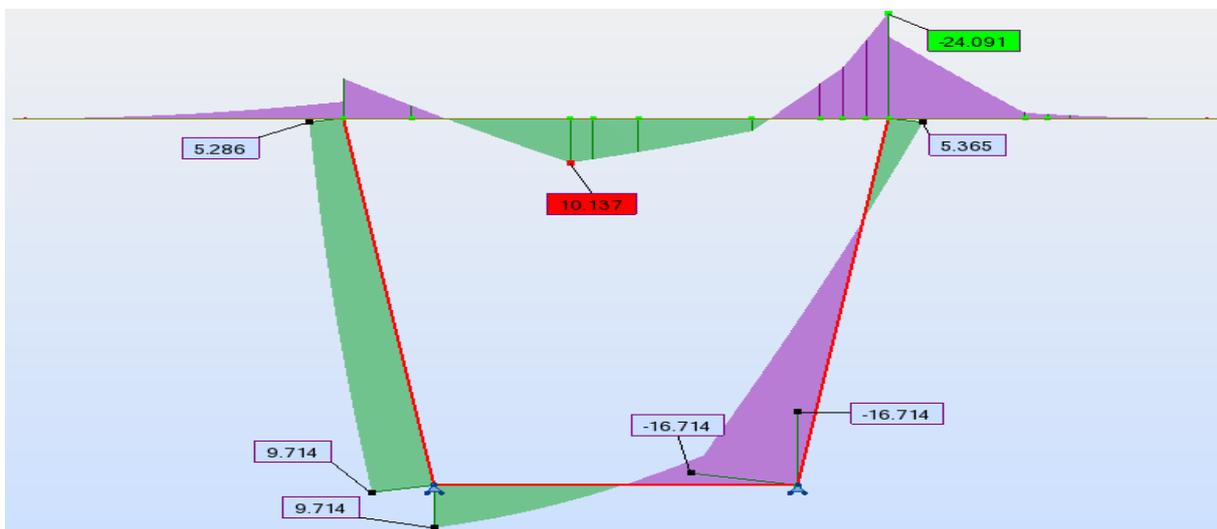
Effort normal du voussoir sur culée (VSC) sous : $G + 1,2 (B_c + Q_t)$ à l'ELS

ANNEXE

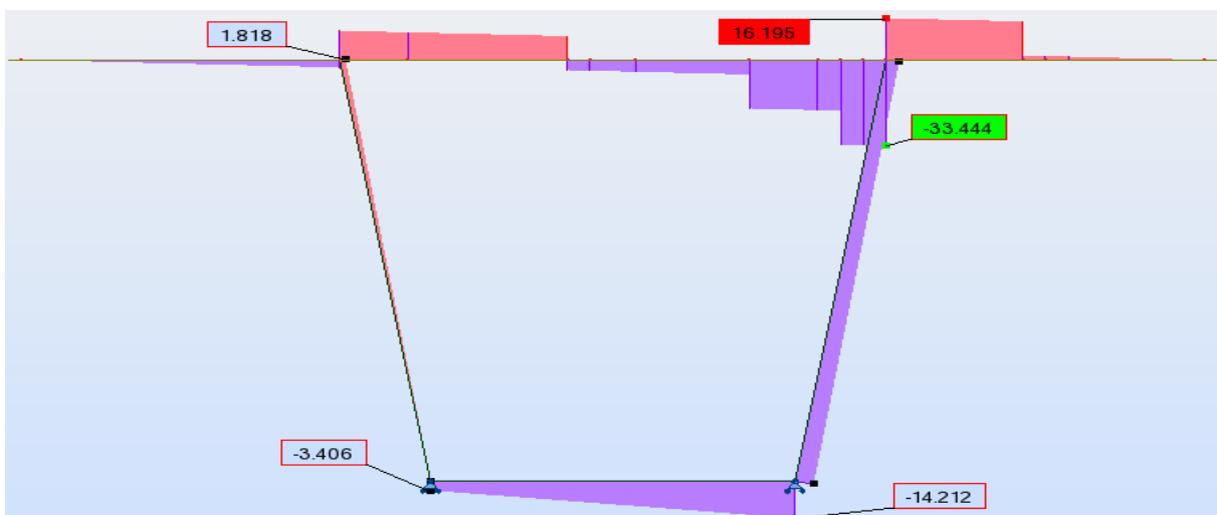
➤ Voussoir sur pile :



Moment transversal du voussoir sur pile (VSP) sous : $1,35G + 1,6 (B_t + Q_t)$ à l'ELU

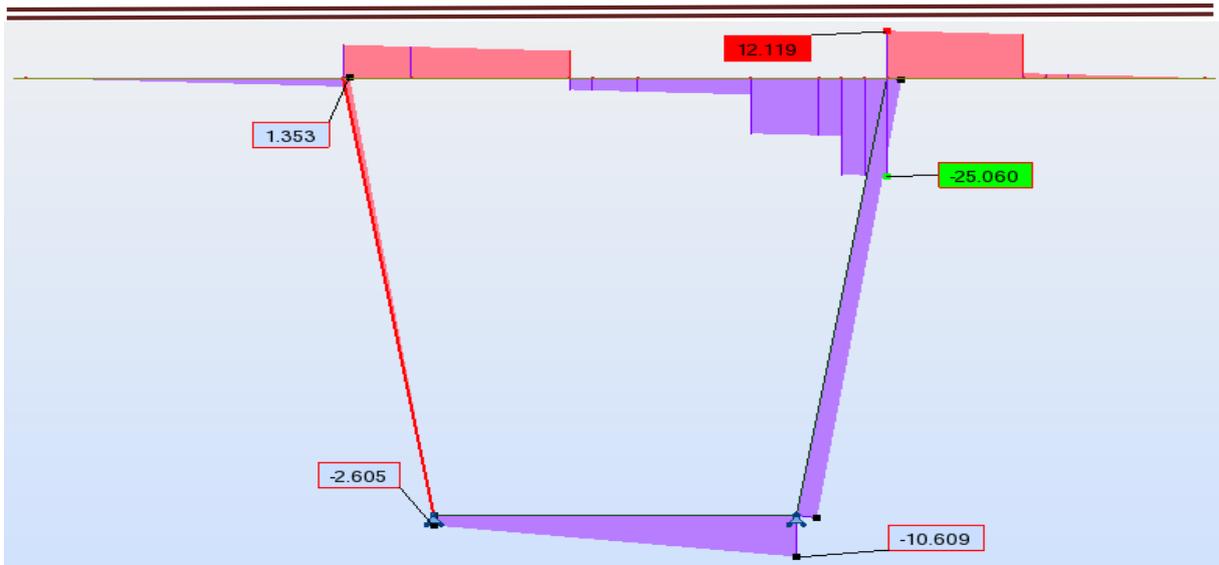


Moment transversal du voussoir sur pile (VSP) sous : $G + 1,2 (B_c + Q_c)$ à l'ELS

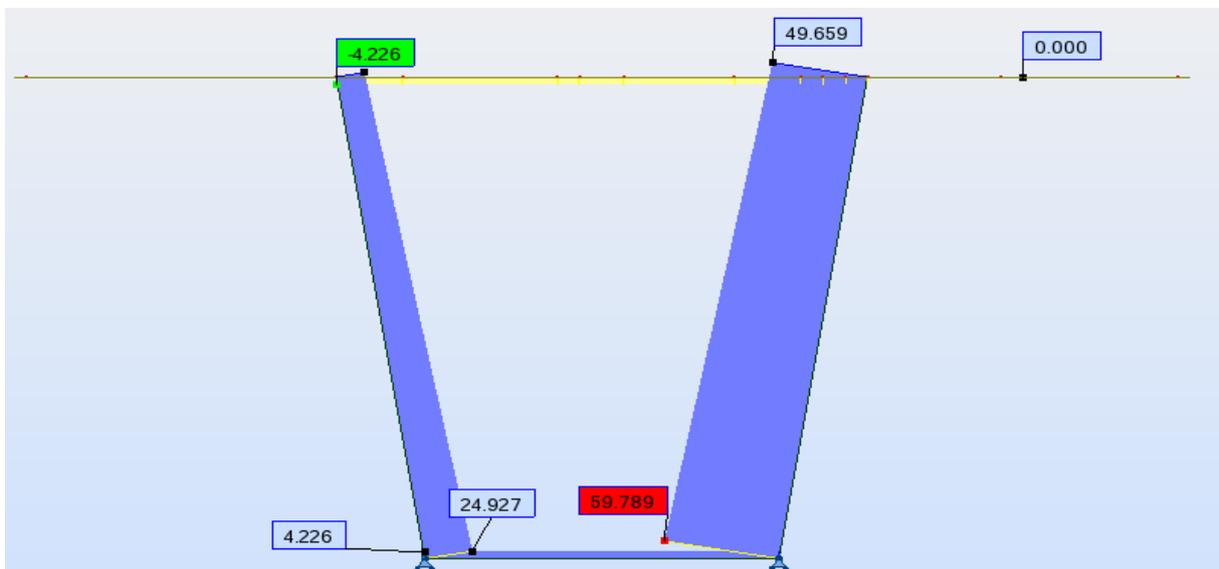


Effort tranchant du voussoir sur pile (VSP) sous : $1,35G + 1,6 (B_t + Q_t)$ à l'ELU

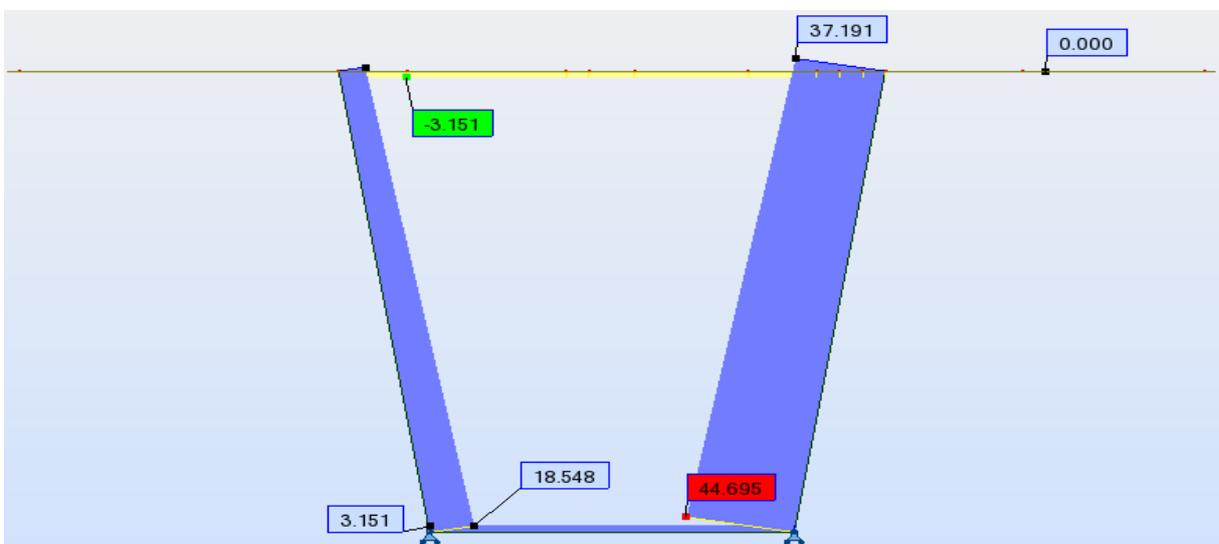
ANNEXE



Effort tranchant du voussoir sur pile (VSP) sous : $G + 1,2 (B_c + Q_t)$ à l'ELS

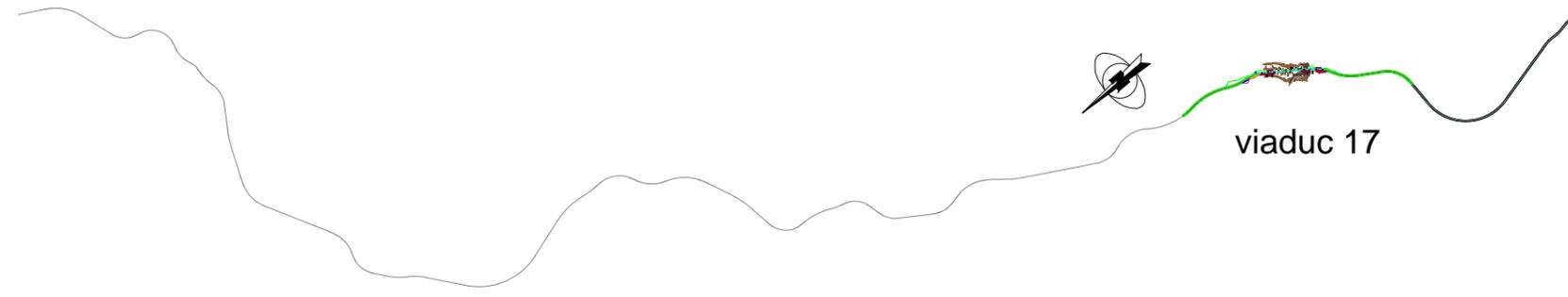


Effort normal du voussoir sur pile (VSP) sous : $1,35G + 1,6 (B_t + Q_t)$ à l'ELU

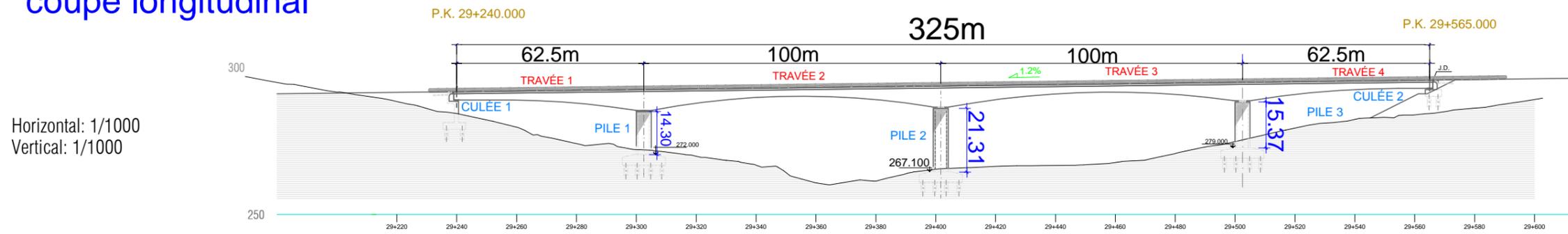


Effort normal du voussoir sur pile (VSP) sous : $G + 1,2 (B_c + Q_t)$ à l'ELS

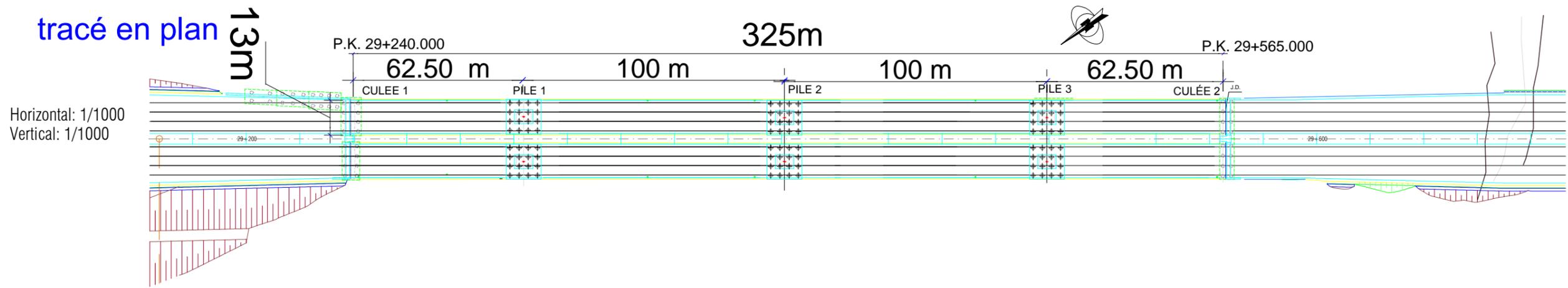
Tracé de la pénétrante et l'emplacement du viaduc 17



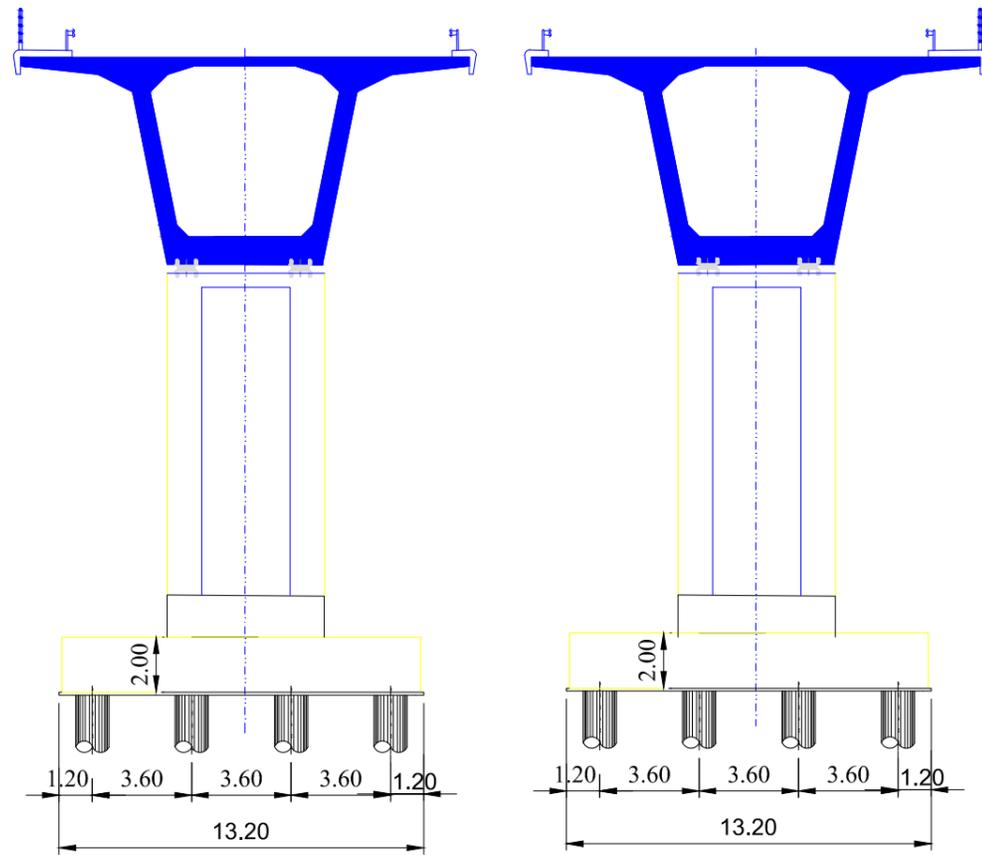
coupe longitudinal



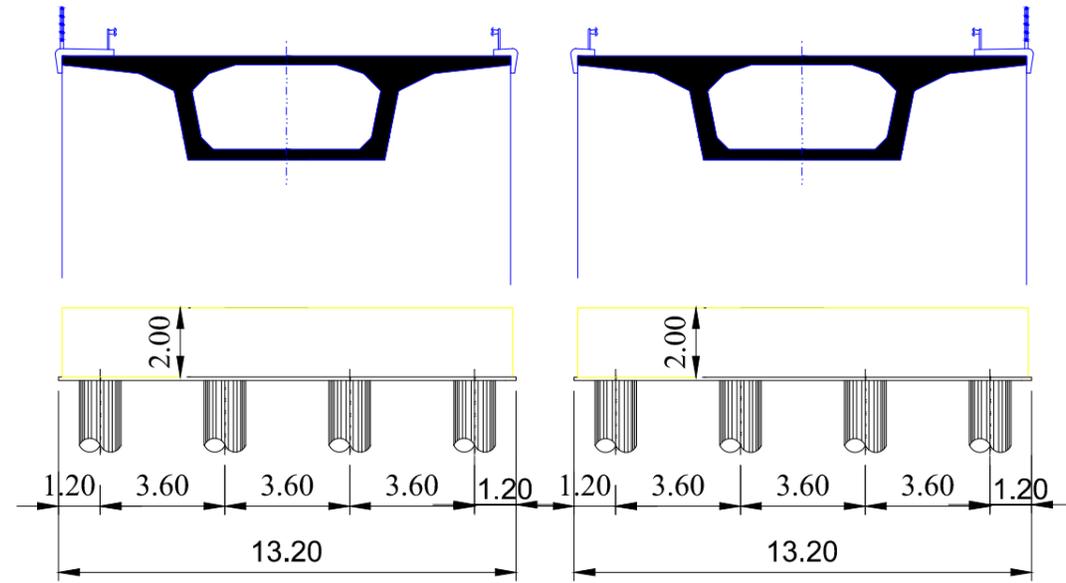
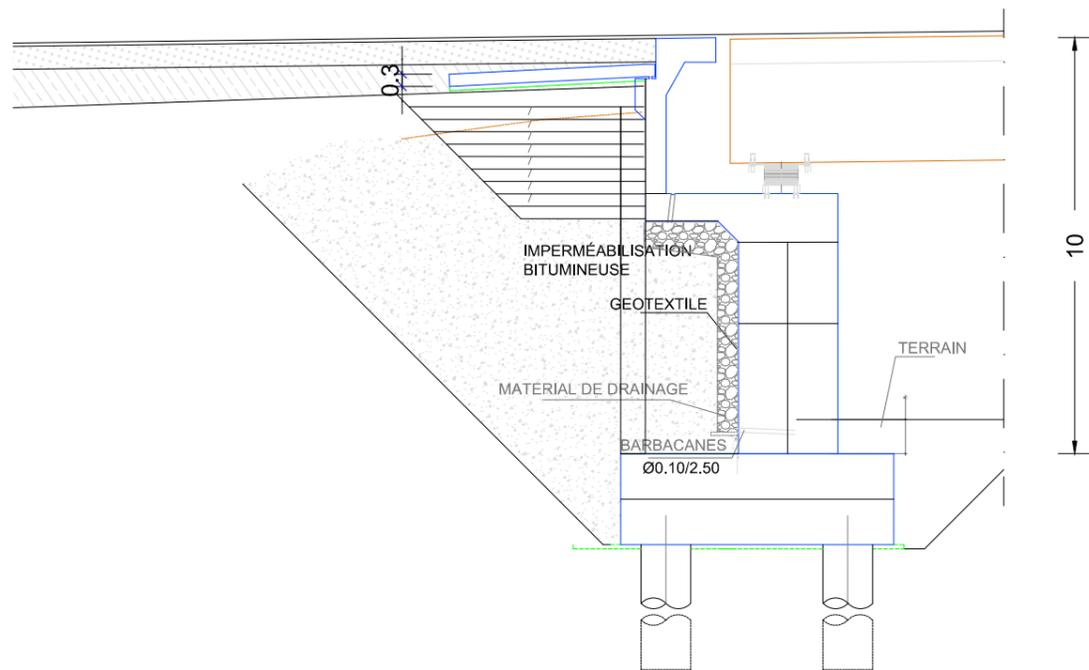
tracé en plan



PLAN N° 01	étude et conception d'un pont construit par encorbellement successif	Dessiné par:
Horizontal: 1/1000 Vertical: 1/1000		Nom: SAAD
18/09/2017	V17 p.k. 29+240 au p.k. 29+565 VIADUC L=325 m	Prénom: Ali
	U M M T O	

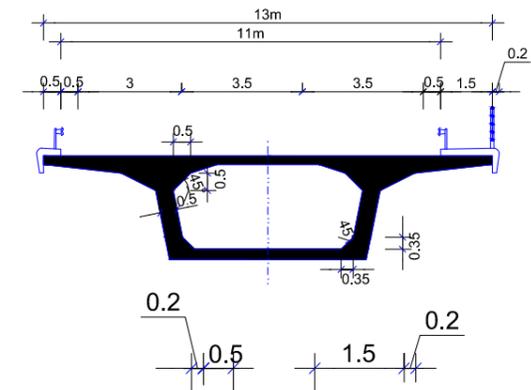
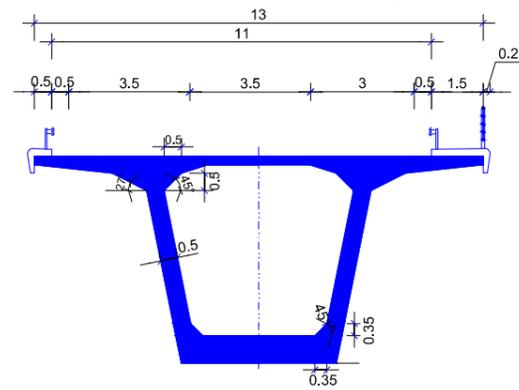


culée

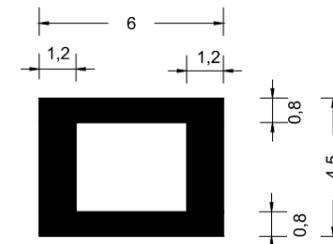


voussoir sur pile

voussoir sur culée



Pile (vue en plan)



PLAN N° 02

étude et conception d'un pont construit par encorbellement successif

échelle: 1/300

V17 p.k. 29+240 au p.k. 29+565
VIADUC L=325 m

18/09/2017

U M M T O

Dessiné par:

Nom: SAAD

Prénom: Ali