

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



Projet de fin d'études

En vue d'obtention du Diplôme Master en Génie Civil,

Option : Voies et Ouvrages d'Arts.

Thème

*Etude d'un pont à poutres multiples en béton
Précontraint par post-tension.*



Etudié par:

Mr : Ghanine Massylasse.

Mr : Bachiri Mohand Ameziane.

Encadré par :

Mr: KACHI M^{ed} Said

Promotion 2016-2017

SOMMAIRE

Introduction générale :	1
CHAPITRE I : Présentation et description de l'ouvrage.	
I-Présentation de la pénétrante	2
I-1- Présentation de l'ouvrage	2
I-2-Les exigences fonctionnelles	3
I-3-Les données relatives de l'ouvrage.....	3
- Le tracé en plan	3
- profil en long	4
-Profil en travers	4
I-4-Les exigences naturelles	4
I-5-Essai préssiométrique	4
I-6-Les données topographiques.....	5
I-7-Les données sismique	5
I-8- Les données climatiques	5
CHAPITRE II : Caractéristique mécanique des matériaux.	
II-Caractéristiques des matériaux	6
II-1-Le béton.....	6
II-2- La résistance caractéristique à la compression	6
II-2-1-La résistance caractéristique à la traction	7
II-2-2-Contraintes de calcul à l'état limite ultime	7
II-2-3-Contraintes de calcul à l'état limite de service.....	8
II-3-coefficient de poisson.....	8
II-4-Module de déformation longitudinale du béton	8
II-5-Module de déformation transversale du béton	9
II-6- Les aciers	9
III-6-1-Les aciers passifs	9
III-6-1-Les aciers actifs	11

CHAPITRE III : Pré dimensionnement.

III-1-Pré dimensionnement des éléments du tablier.....	12
III-2- Caractéristique géométrique des poutres	15
III-2-1 Notion	15
III- 3-Caractéristiques géométriques des Section brutes	16

CHAPITRE IV : Calcul des charges et surcharges.

IV-1-Charges permanentes	20
IV-1-1-1-Hourdis	20
IV-1-1-2-La poutre	21
IV-1-1-3-Les entretoises et les amorces	22
IV-1-2-Les éléments non porteur	23
IV- 2-calcul des surcharges	24
IV-2-1-Caractéristiques du pont	24
IV-2-2-système de charges AL	25
IV-2-3-système de charges B	26
IV-2-4-surcharge militaire Mc120	30
IV-2-5-charge exceptionnelle D240.....	31
IV-2-6-surcharge sur trottoir	32

CHAPITRE V : Modélisation.

V-1- Présentation du logiciel robot	33
V-2- Modèle de calcul	33
V-2-1- Les cas de charge considérés	34
V-2-2-les étapes de modélisation	34
V-3-Effort interne dans les poutres	45
V-4-etude du platelage	47
V-5-Fraillage de la dalle	49
V-5-1-Dans le sens transversale	49
V-5-2-Dans le sens longitudinal	52
V-6-étude à la torsion.....	57

CHAPITRE VI : étude des entretoises d'about.

VI-1- Définition	60
VI-2- Calcul des efforts internes (M et T) dans l'entretoise	60
VI-3- Ferrailage de l'entretoise	67

CHAPITRE VII : Etude de la précontrainte et perte de tension.

VII-1- Introduction	72
VII-2-Dimensionnement de la précontrainte	72
VII-2-1-Précontrainte minimale	72
VII-2-2-Calcul du nombre de câbles	73
VII-3-Vérification des sections	76
VII-3-1-Détermination du nombre de câbles à l'about.....	76
VII-3-2- Tracé des câbles	82
VII-3-3-Cable moyen fictif.....	84
VII-4- Caractéristiques géométriques des sections nettes	86
VII-5- Fuseaux limites	90
VII-6- Les pertes de tension	92
VII-6-1-Les pertes instantanées	93
VII-6-1-1-Pertes par frottement	93
VII-7-Pertes par recul d'ancrage	102
VII-7-1-Les pertes par raccourcissement instantané du béton	103
VII-7-2-Les Pertes différées	106
VII-7-2-1- La perte due au retrait du béton	106
VII-7-2-2-Perte due à la relaxation des aciers	107
VII-7-2-3-Perte due au fluage	108
VII-8-Perte différées totales et tension finale probable	110

CHAPITRE VIII : Justification des contraintes

VIII-1- Justification à l'E.L.S	112
VIII-1-1-Distance des armatures de précontrainte aux parements.....	112
VIII-2- Ferrailage passif longitudinal	116
VIII-3-Justification à l'E.L.U.....	119

CHAPITRE IX : Justification des contraintes tangentielles.

IX-1-Justification des contraintes à l'ELS	123
IX-1-1-Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.....	123
IX-2-Justification à l'ELU	126
IX-2-1-Amatures transversale minimales.....	126
IX-2-2-Justification des armatures transversales	126
IX-2-3-Justification des bielles de compression du béton	128
IX-2-4-justification des armatures longitudinales	128

CHAPITRE X : Etude de la zone d'about.

X-1- Zone d'appui simple d'about	129
X-1-1 Justification de la bielle d'about.....	129
X-1-2- Justification de l'équilibre du coin inférieur	132
X-1-3- Des justifications relatives à l'introduction des forces de précontraintes	134
X-1-4- Equilibre de la zone de 1ère régularisation	135
X-1-5-Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation	136
X-1-6 Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure	137

CHAPITRE XI : Calcul des déformations.

XI-1-Calcul des flèches.....	145
XI-1-1- Flèche due au poids propre	145
XI-1-2- Flèche aux surcharges.....	145
XI-1-3- Contre flèche.....	145
XI-2-Calcul des rotations.....	148
XI-2-1- Sous le poids propre.....	148

XI-2-2 Sous les surcharge.....	148
XI-2-3 Sous la précontrainte	148
XI-2-4-Rotation résultante.....	148
XI-3- Calcul des déplacements d'appui.....	148
XI-3-1-Déplacment due à la rotation	148
XI-3-2-Déplacement du au retrait	149
XI-3-3-Déplacement du fluage	149
XI-3-4-Déplacement du à la variation de la température	149
XI-3-5- Déplacement total.....	149

CHAPITRE XII : Les équipements d'un pont.

XII-1- Les appareilles d'appuis	150
XII-1-1- Définition	150
XII-1-2- Les type d'appareil d'appui choisit pour notre ouvrage	150
XII-1-3- Dimensionnement des appareilles d'appui	151
XII-2- Prescription règlementaire.....	155
XII-2-1- Limitation de la contrainte de cisaillement	155
XII-2-2- Limitation des contraintes moyennes de compression.....	155
XII-2-3- Vérification de condition de non soulèvement	155
XII-2-4- Condition de non cheminement	155
XII-2-5- Condition de non glissement	156
XII-2-6- Condition de non flambement	156
XII-2-7-Dimensionnement des frettes	156
XII-3- Application à notre projet.....	157
XII-3-1- calcul des efforts horizontaux	157
XII-3-2-Dimensionnement de l'appareil d'appui	157
XII-4-Vérification	158
XII-4-1-Limitation des contraintes de cisaillement dans l'élastomère.....	158
XII-4-2-Distorsion	158
XII-4-3-Rotation	159
XII-4-4-Condition de non cheminement	160

XII-4-5-Condition de non glissement	160
XII-4-6-Dimensionnement des frettes	160
XII-5-Joints de chaussée.....	161
XII-5-1-Calcul du souffle des joints.....	162

CHAPITRE XIII : étude de la pile

XIII-1-Définision	164
XIII-1-2-Choix du type de pile	164
XIII-1-3-Etude du chevêtre	164
XIII-1-3-1-Evaluation des charges et surcharges	165
XIII-1-3-2-Calcul des sollicitations.....	165
XIII-1-3-3- Ferrailage du chevêtre.....	166
XIII-1-3-4-Etude du ferrailage du chevêtre a la torsion.....	168
XIII-1-4-Etude du fut	169
XIII-1-4-1-Evaluation des efforts	169
XIII-1-4-2-Calcul des sollicitations.....	171
XIII-1-4-3--Stabilité du fut au flambement.....	171
XIII-1-4-4-Calcul d'une section circulaire en flexion composée.....	171
XIII-1-4-5-Etude de la semelle	173
XIII-1-4-6-ferrailage de la semelle.....	175
XIII-1-4-7-ferrailage des pieux.....	176

CHAPITRE XIV : Etude de la culée

XIV-1- Pré dimensionnement de la culée.....	183
XIV-2- Evaluation des efforts sollicitant la culée.....	183
XIV-1-2- Détermination du coefficient de poussée K_{ah}	183
XIV-3- Calcul des sollicitations.....	185
XIV-4- Vérification de la culée.....	185

CHAPITRE XV-Effet du séisme

XV-1-Calcul de la masse de la structure (M).....	187
XV-2-Analyse de la structure.....	187

XV-2-1	Caractéristiques de l'ouvrage et du site d'implantation.....	187
XV-2-2	Méthode d'analyse	187
XV-3	Détermination des actions sismiques	188
XV-4	Calcul de la période fondamentale de l'ouvrage (T)	188
XV-4-1	Calcul de la raideur de la structure	188
XV-5	Spectre de réponse élastique	189
XV-6	Spectre de dimensionnement	190
XV-7	Effet sismique dans le sens longitudinal.....	190
XV-7-1	calcul élastique ($q=1$)	190
XV-7-2	Calcul inélastique (dimensionnement $q > 1$)	191
XV-8	Effet sismique dans le sens transversal.....	192
XV-8-1	Calcul de la période	192
XV-8-2	Calcul des efforts sismiques transversaux	194
XV-9	Effet sismique dans le sens vertical	195
XV-9-1	Calcul de la période dans le sens vertical	195
XV-9-2	calcul des forces correspondantes pour chaque point.....	196
XV-9-3	Calcul des déplacements vertical.....	196
XV-10	Récapitulatif des résultats	197
XV-11	Combinaison des composantes de l'action sismique.....	197
XV-11-1	Calcul en déplacement.....	197
	Conclusion Générale	199

Liste des figures

CHAPITRE I :

Figure-I-1- Plan de situation par rapport au projet de la pénétrante autoroutière	3
Figure-I-2- Situation géographique	3

CHAPITRE II

Figure-II-1- Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU	7
Figure-II-2-Diagramme contrainte-déformation de l'acier	10

CHAPITRE III

Figure III-1- Coupe transversale d'une poutre	12
Figure. III-2- Notation utilisées	15
Figure III-3- Caractéristiques géométriques de la poutre.....	16

CHAPITRE IV

Figure-IV-1- Dimension du hourdis revenant aux poutres	20
Figure-IV-2- coupe longitudinale de l'âme de la poutre	21
Figure-IV-3- représentation de la largeur roulable	25
Figure IV-4- Système Bc longitudinalement, transversalement et en plan.....	27
Figure IV-5- Système Bt longitudinalement, transversalement et en plan.	29
Figure IV-6- caractéristique de système Br	29
Figure IV-7- Système Mc120 longitudinalement	30
Figure IV-8- Système D 240	31

CHAPITRE V :

Figure. V-1- vue du modèle du tablier en 3D	33
Figure. V-2- Modélisation du tablier.....	36
Figure. V-3- Définition des appuis	37
Figure-V-4- chargement sous le poids du revêtement.	38

Figure-V-5- chargement sous le poids du garde-corps	39
Figure V-6-chargement sous le poids des glissières de sécurités	39
Figure. V-7- chargement sous le poids des trottoirs.....	40
Figure. V-8- chargement sous le poids des surcharges sur trottoir	40
Figure. V-9-chargement sous le système A(l).....	40
Figure. V-10-chargement sous le système Bc	41
Figure. V-11-chargement sous le système Mc120	42
Figure. V-12-chargement sous le système D240.....	42
Figure. V-13-diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU	45
Figure. V-14-diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS .	45
Figure. V-15-diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU	46
Figure. V-16-diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	46
Figure. V-17- Diagramme du moment fléchissant max sous la poutre la plus sollicitée.....	46
Figure. V-18-Diagramme de L'effort tranchant Max sous la poutre la plus sollicitée	47
Figure. V-19-vue en plan du ferrailage de la dalle.....	56
Figure V-20- Ferrailage dans le sens Longitudinal	56
Figure V-21- Ferrailage dans le sens Transversal	56
Figure-V-22- défiante section de la poutre	57
CHAPITRE VI :	
Figure-VI-1- Surface d'influence de l'entretoise	60
Figure-VI-2- calcul de Moment fléchissant	61
Figure-VI-3- ligne d'influence de moment	61
Figure-VI-4- ligne d'influence de T	62
Figure-VI-5-ligne d'influence de moment	63
Figure.VI-6- ligne d'influence de T	63
Figure.VI-7-surface d'influence d'une chenille sur l'entretoise d'about	64

Figure.VI-8- ligne d'influence de M(Mc120)	64
Figure.VI-9- Ligne d'influence de T (Mc120)	65
Figure.VI-10- ligne d'influence de M (D240)	65
Figure.VI-11- Ferrailage longitudinale	67
Figure. VI.12- Coupe de ferrailage de l'entretoise d'about	70
Figure. VI.13- Plan de ferrailage de l'entretoise d'about.....	71

CHAPITRE VII :

Figure-VII-1- Tracé d'un câble	77
Figure-VII-2- Tracé du câble émergeant.....	78
Figure-VII-3- dispositifs des câbles	80
Figure-VII -4- Tracé des câbles	84
Figure-VII -5- diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N °1	95
Figure-VII -6- diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2	96
Figure-VII -7- diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3	97
Figure-VII-8- diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°4	99
Figure-VII -9- diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°5 ...	100
Figure-VII -10- diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°6 .	101

CHAPITRE VIII :

Figure-VIII-1- Diagramme des contraintes	117
Figure-VIII-2- Détail du talon.....	117
Figure-VIII-3- Ferrailage de la poutre	118
Figure-VIII-4- Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal.....	119
Figure -VIII -5- Diagramme des déformations et des contraintes à E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.....	120
Figure-VIII-6- Diagramme contrainte déformation des aciers passifs.....	121

Figure-VIII-7- Diagramme contrainte- déformation des torons.....	121
--	-----

CHAPITRE X:

Figure-X- 1- La bielle d'about	130
Figure-X-2-Equilibre du coin inférieur	133
Figure-X-3-Les trois zones d'aval d'application de la précontraintes et la zone de régularisation.....	134
Figure-X-4:Prisme symétrique	134
Figure-X-5-Equilibre général	136
Figure-X-6-Sollicitations dans l'état d'équilibre général de diffusion	137
Figure-X-7- Zone de 1ère régularisation	138
Figure-X-8-Composantes des efforts de précontraintes.....	140
Figure-X-9-Contraintes normales et tangentielles	141
Figure-X-10-Ferraillage de la zone d'about.....	144

CHAPITRE XI :

Figure-XI-1- Diagramme des moments dans une poutre	146
Figure-XI-2-Diagramme des moments sous la précontrainte	147

CHAPITRE XII :

Figure. XII-1- Appareil d'appui frette.....	150
Figure. XII-2- Appareil d'appui en élastomère frette.....	151
Figure. XII-3- Effet de l'effort normal.....	151
Figure. XII-4- 1 ^{er} cas de torsion.....	153
Figure. XII-5- 2ème cas de torsion	153
Figure. XII-6-Rotation de l'about du tablier	155
Figure .XII-7-joins de chaussé	161

CHAPITRE XIII

Figure-XIII-1-Ferraillage du chevêtre.....	169
Figure-XIII-2-Calcul des paramètres du Walter	171
Figure-XIII-3-Ferraillage de fut	173
Figure-XIII-4-Ferraillage de la semelle (nappe supérieur)	177
Figure-XIII-5-Ferraillage de la semelle (nappe inférieur)	177
Figure-XIII-6-ferraillage semelle	178
Figure-XIII-7-Système statique des pieux	178
Figure-XIV-8-Ferraillage de pieux	182

CHAPITRE XV

Figure-XV-1-Model mécanique de la structure	188
Figure-XV-2-Discretisation de la structure	192

Listes des tableaux :

CHAPITRE I :

Tableau I-1-Résultats des essais pressiométriques	5
---	---

CHAPITRE III :

Tableau III-1-Calcul de l'inertie de la section médiane	17
Tableau III-2-Calcul de l'inertie de la section d'about	17
Tableau III-3-Inertie des poutres intermédiaires et de rives avec hourdis	17
Tableau III-4-Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques	19

CHAPITRE IV :

Tableau IV-1-classe des ponts.....	25
Tableau IV-2-Valeur de v_0	25
Tableau-IV-3-coefficient d'agressivité transversal de la charge.....	26
Tableau-IV-4-calcul de q_A	26
Tableau -IV-5-valeur du coefficient bc	27
Tableau-IV- 6-Valeurs du coefficient dynamiques δ	32

CHAPITRE V :

Tableau-V-1-valeurs des charges considérées	34
Tableau V-2-Les différentes combinaisons selon le fascicule 61:	43
Tableau V-3-Efforts internes maximum dans les poutres	47
Tab-V-4-calcul de l'inertie de torsion τ	58
Tab IV-5- moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme.....	58

CHAPITRE VI :

Tab-VI-1-Moment et effort tranchant	66
Tab-VI-2- Combinaison des efforts internes.....	66
Tab-VI-3-Moment et effort tranchant après combinaison	67

CHAPITRE VII :

Tab-VII.1-Caractéristiques de la section nette	72
Tab -VII-2-Paramètres de calcul de la 1ere et 2eme famille de câbles	81
Tab-VII-3-Récapitulatif des longueurs des câbles	82
Tab.-VII-4-Câble moyen fictif	86
Tab VII-5-Composantes de la précontrainte à l'about	87
Tab VII-6-Caractéristiques de la section d'about sans hourdis	88

TabVII-7-Caractéristiques de la section d'about avec hourdis.....	89
Tab VII-8-Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections	89
Tab VII-9-Caractéristiques du fuseau limite de traction	91
Tab VII-10-Caractéristiques du fuseau limite de compression.....	92
Tab VII-11- Perte par frottement	93
Tab VII-12- Calcul des pertes dues au recul d'ancrage	103
Tab-VII-13-Pertes par raccourcissement instantané du béton 1ère famille	104
Tab-VII-14-Pertes subies par la 1ère famille lors de la mise en tension de la 2ème famille.	105
TAB-VII-15-Pertes instantanées totales à différentes sections	106
Tab-VII-16-Tensions initiales probables	106
Tab-VII-17-Valeurs des pertes dues au retrait de béton	107
Tab-VII-18- Pertes dans les câbles de la 1ère famille.....	108
Tab-VII -19- Pertes dans les câbles de la 2eme famille.....	108
Tab-VII-20: Pertes par fluage " $\Delta\sigma_l$ " dans les câbles de la 1ère famille	109
Tab-VII-21-Pertes par fluage " $\Delta\sigma_l$ " dans les câbles de la 2eme famille	110
Tab-VII-22- Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ "	110
Tab-VII-23-Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.....	111
Tab-VII-24-pourcentage des pertes.....	111
CHAPITRE VIII :	
Tab-VIII-1-Valeur limites des contraintes dans le béton	112
Tab-VIII-2-valeur de f_{cj} et f_{tj}	113
Tab-VIII-3-les caractéristiques géométriques de section nette	113
Tab-VIII-4-Les différentes phases de construction.....	114
Tab-VIII-5-Contraintes dans les différentes phases.....	116
CHAPITRE IX :	
Tab-IX-1-Caractéristiques géométriques de la section nette à $x = 0,00 L$	124
Tab-IX-2-Calcul de la torsion	125
Tab-IX-3-Calcul du σ_s	125
Tab-IX-4-Vérification du moment de torsion	126
CHAPITRE X:	
Tab-X-1-Valeurs de θ_k	131
Tab -X-2- Calcul de la section d'armature.....	133
Tab-X-3- calcul de l'effort tranchant	142

CHAPITRE XI :

Tab-XI-1-Valeurs de σ_m à différentes sections 147

Tab-XI-2-Valeurs du moment à différentes sections 147

CHAPITRE XIII :

Tab-XIII-1-valeurs des charges et surcharges aux états limites..... 165

Tab-XIII-2-Evaluation des efforts..... 166

Tab-XIII-3-Effort interne à L'ELU et L'ELS dans le chevêtre..... 166

Tab-XIII-4-Combinaison des efforts..... 171

Tab-XIII-5-Les valeurs des coefficients..... 180

Tab-XIII-6-Récapitulatif donnant les moments en fonction de Z..... 180

CHAPITRE XIV :

Tab-XIV-1-Coefficient de poussées 184

Tab-XIV-2-Valeurs des moments dues à la poussée des terres 185

Tab-XIV-3-Valeurs des moments et les efforts globaux 185

Tab-XIV-4-Valeurs de vérification au glissement 186

Tab-XIV-5-Valeurs de vérification au renversement 186

Introduction Générale

Grâce aux innovations technologiques et aux moyens puissants de réalisation, en plus des demandes croissantes de communication la construction d'ouvrages d'art, particulièrement, les ponts est en pleine expansion.

L'élaboration d'un projet de pont nécessite une connaissance approfondie du domaine d'emploi des différents types de structures porteuses et de fondations, des bases de leur dimensionnement et des sujétions d'emploi des différentes méthodes d'exécution. On doit tenir compte de toutes les données, naturelles et fonctionnelles, liées au site et à la destination d'un ouvrage qui s'inscrit toujours dans le cadre plus général d'une opération d'équipement collectif. Le respect de l'environnement impose des exigences, allant d'une intégration harmonieuse de l'ouvrage dans son site au choix des matériaux de construction, qu'il convient de prendre en compte avec rigueur et précision dès les premières étapes de l'étude. Enfin, on doit avoir le souci du détail et le sens des dispositions constructives pour assurer à son œuvre un bon fonctionnement et une durabilité correspondant à une optimisation socio-économique raisonnée.

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Leur conception, initialement inspirée de celle des ponts à poutres en béton armé, fait largement appel à la préfabrication. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres : • les ponts à poutres précontraintes par pré-tension (PRAD) qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres • les ponts à poutres précontraintes par post-tension (VIPP), objet du présent document, qui sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

Le présent travail a pour objectif de faire la conception et l'étude d'un pont et plus précisément le viaduc V19 localiser autour de PK37+411,002 au PK 37+619,484.

Ce projet est inscrit dans la pénétrante reliant la wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-Ouest sur 48 km.

Dans ce travail, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par le calcul des caractéristiques du tablier et les matériaux utilisés. On s'intéresse dans le chapitre (IV) au calcul des charges et surcharges, et on passera à la modélisation dans le chapitre (V) puis la précontrainte et les justifications des contraintes dans le chapitre VII et VIII, IX.

Les chapitres XI et XII, XIII, XIV ont pour but l'étude des déformations et des équipements et l'infrastructure.

En dernier lieu l'étude sismique fera l'objectif du chapitre (XV).

Chapitre- I-

Présentation de l'ouvrage

I- Présentation de la pénétrante :

Le projet de la pénétrante reliant la wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest rentre dans le Cadre de développement économique et social de la région et l'ensemble de pays.

Le tracé de cette pénétrante se décompose en deux tronçons :

Le projet de cette pénétrante comporte :

a)-tronçon 1 : débute au raccordement avec l'autoroute est-ouest est dans la commune de Djbahia wilaya de Brouira et se termine à limite de la commune de Draa El Mizane dans la wilaya de Tizi-Ouzou

a)-tronçon 2 : elle prend naissance à la limite de la commune Draa El Mizane jusque raccordement avec l'évitement sud de la ville de Tizi-Ouzou

- Linéaire de l'axe principale autoroutier : 48 KM
- Profil en travers : 2x3 voies
- Nombre de viaducs : 21 unités repartis sur 10,6KM
- Nombre d'ouvrage hydraulique : 51 unités
- Nombre de tunnels : 2 unités bitube reparti sur 1.61 KM
- Nombre d'échangeurs : 7 unités.
- Nombre d'ouvrage d'art : 16 unités

I-1-Présentation du projet :

Le présent travail porte sur la réalisation d'un pont permettant le franchissement d'une brèche dans La localité OULED NACER dans la willaya de Bouira de PK37+411,002 au PK37+619,484

I-1-1-Les caractéristiques de l'ouvrage :

- Longueur de 210m
- 2 travées de rive 28,80m ,5 travées intermédiaire 30,28m
- Largeur de tablier atteint les 13,8m
- La chaussée 10.50m
- 2 trottoir de 1m
- Les appuis sont composés de 2 culées et 6 piles

Rq : l'ouvrage se compose de deux ponts parallèles et identiques mais l'étude est faite pour un seul pont

La carte ci-dessous illustre la situation géographique du projet par rapport à la pénétrante :



Fig- I- 1- : Plan de situation par rapport au projet de la pénétrante autoroutière

La carte ci-dessous illustre la situation géographique de la localité !



Fig-I-2: Situation géographique

I-2- Les exigences fonctionnelles :

Elles constituent l'ensemble des caractéristiques relatives à la voie portée (**tracé en plan, Profil en travers, profil en long**) et à l'obstacle franchi (**le gabarit et les ouvertures**), Permettant d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

I-3- Les données relatives à la voie :

- **Le tracé en plan :**

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un Plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

▪ Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 0.5%

▪ Profil en travers :

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

- Largeur rouables $L_r = 10.5 \text{ m}$
- Largeur utilisée $L_t = 12.5 \text{ m}$
- Largeur des trottoirs = 1 m
- Nombre de voies : $N = 3 \text{ voies}$
- Une pente transversale de 2.5% .

I-4-Les exigences naturelles :

C'est l'ensemble des éléments de l'environnement entourant l'ouvrage, on distingue :

▪ Les données géologiques :

La localité **D'OULED NACER** dans la wilaya de Bouira est constituée

Par des argiles (limoneuse, brunâtre), cailloux, et marne (sableuse, grise).

Pour connaître le sol de fondation d'une manière parfaite il faut faire des sondages aux endroits de l'emplacement des appuis.

▪ Les données géotechniques :

Il s'agit d'un paramètre primordial qui permet de prévoir les meilleures conditions de stabilité et de rigidité de la structure, de définir le type d'ouvrage convenant le mieux à la brèche et enfin conditionne le type de fondation pour les appuis ainsi que leur procédés d'exécution, dont le but est d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

Les informations essentielles sur la nature des terrains à savoir :

- Les paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante)
- Les paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage)
- La capacité (pour les problèmes de terrassement)
- La perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

Ces essais, réalisés par le Laboratoire **INZAMAC ALGERIA** ont permis de déterminer la nature du sol que l'ouvrage devra traverser.

I-5-Essai pressiométrique :

- Le module pressiométrique $\ll E \gg$ définit le comportement pseudo-élastique du sol, il varie de **168,47 bars à 5m jusqu'à 1044,36 bars à 10m**
- La pression limite $\ll PL \gg$ définit la résistance du sol à la rupture, elle varie de **20,36 bars à 5m jusqu'à 46,52 bars à 10m**

Profondeur (m)	E (bars)	PL (bars)
5	168,5	20,4
10	1044,4	46,5
15	379,2	43,5
20	643,5	43,4
25	513,6	45,3

*Tableau I-1- : Résultats des essais
pressiométriques*

E : Le comportement pseudo-élastique du sol

PL : La résistance du sol à la rupture

Vue la nature des terrains et leur caractéristique géotechniques, il semble que le mode de fondation le mieux adapté serait un système de fondation profond sur pieux forés dont l'ancrage se fera à 10m de profondeur

I-6-Données topographique :

Il convient de disposer d'un relevé topographique le plus précis possible, avec l'indication De repères de niveau, l'implantation de l'ouvrage dépend essentiellement de la forme de terrain qui influe sur la conception générale, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier.

I-7-Données sismiques :

Pour les ponts projetés dans des régions sujettes aux séismes, ils doivent être conçus de manière à résister aux efforts sismiques Notre ouvrage se situe dans la wilaya de Bouira, qui est classée par le Règlement Parasismique Algérien pour les ouvrages d'art (RPOA) dans la **zone (II b)** c'est-à-dire une zone de sismicité élevée.

I-8-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 (30°C).
- **La Neige** : Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils Peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).
- **Le vent** : Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (**fascicule 61, titre II**) (1.25 KN/m²).

Chapitre- II-

Caractéristiques des matériaux

II-Caractéristiques des matériaux

L'objet fondamental d'un règlement est d'étudier les prescriptions qui permettent de réaliser des constructions stables et durables. Ces prescriptions ont pour rôle de fixer une limite à l'audace des constructeurs afin d'aboutir à la réalisation de construction devant être d'une part sûre et d'autre part économique. La structure doit être conçue de telle manière à travailler sans perte de stabilité ou rupture jusqu'à un certain état appelé «état limite», état au-delà duquel la structure cesse de remplir ces fonctions.

Etat limite ultime : Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage par rupture ou perte de la stabilité.

Etat limite de service : Correspond à l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites et cela par apparition des fissures ou déformations des éléments.

Règlements utilisés : Dans tout ce qui suit, le calcul de notre projet se fera conformément aux règlements **BAEL 91** et **BPEL 91**, qui se basent sur la théorie des états limites.

II-1- Le Béton :

Le béton est un matériau constitué à partir d'un mélange de proportions bien déterminées de ciment, de granulat, d'eau et éventuellement des adjuvants.

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.

Ces contraintes sont des contraintes de compression qui servent à équilibrer les Contraintes de traction engendrées par les charges.

II-1-1- Dosage :

Pour le béton armé, les dosages en ciment sont de 350 à 400 kg/m³ et pour le béton Précontraint, elles peuvent atteindre 500kg/m³.

II-1-2- Densité :

La masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5$ t/m³.

II-2- Résistance caractéristique a la compression :

Par résistance à la compression du béton, on entend résistance à la compression à j jour (habituellement 28 jours), que l'on note f_{c28} et que l'on nomme résistance caractéristique. Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

- Pour les poutres

$$f_{cj} = \begin{cases} 40 \text{ MPA} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4,76+0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \text{ MPA} & \text{si } j < 28 \text{ jours } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \end{cases}$$

-Pour les appuis et la dalle

$$f_{c28} \begin{cases} 30 \text{ MPA} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4,76+0,83 \cdot j} \cdot f_{cj} \text{ MPA} & \text{si } j < 28 \text{ jours } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \end{cases}$$

II-2-1- résistance caractéristique à la traction (BAEL 91 révisé99/ BPEL) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(40) = 3 \text{ MPA (pour les poutres)}$$

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

$$f_{t28} \begin{cases} 3 \text{ MPA (pour les poutres)} \\ 2,4 \text{ MPA (pour les appuis et la dalle).} \end{cases}$$

II-2-2-contrainte de calcul à l'état limite ultime (BAEL 91 révisé 99)

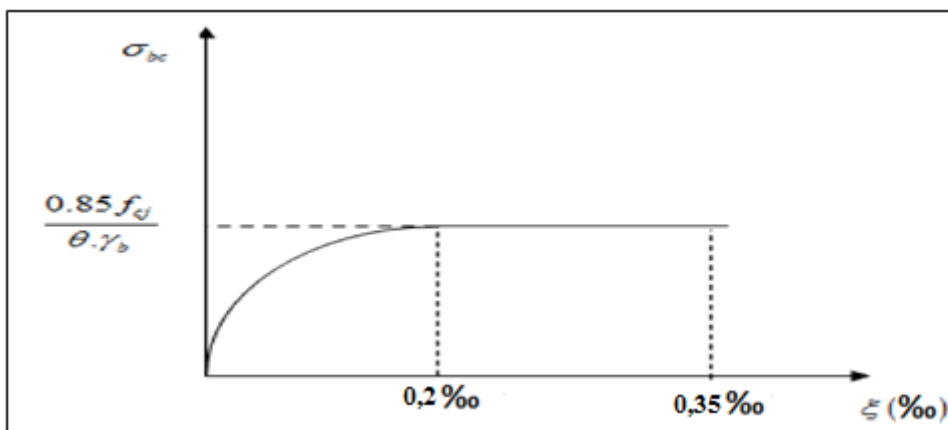


Fig-II-1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec:

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours.

$$\gamma_b : \text{coefficient de s} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

Θ : le coefficient θ est fixé à :

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

II-2-3-contraintes de calcul à l'état limite de service (ELS) :

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\sigma = \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{c28} \text{ en service} \\ 0,6 f_{c28} \text{ en construction.} \end{array} \right.$$

II-3- coefficient de poisson (BPEL) :

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

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

$$\nu = \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \text{ Pour un béton non fissuré (ELS).} \\ 0 \text{ Pour un béton fissuré (ELU).} \end{array} \right.$$

II-4-Le module de déformation longitudinale du béton (BAEL 91 révisé 99/ BPEL) :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{MPa}$$

$$E_{ij} \begin{cases} 37619.47 & \text{MPa} \Rightarrow \text{pour les poutres.} \\ 34179.55 & \text{MPa} \Rightarrow \text{pour la dalle et les appuis.} \end{cases}$$

• Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{iv} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

$$E_{iv} \begin{cases} 12653.82 & \text{MPa} \Rightarrow \text{pour les poutres.} \\ 11496.76 & \text{MPa} \Rightarrow \text{pour la dalle et les appuis.} \end{cases}$$

II-5- Module de déformation transversal du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

II-6- 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.

II-6-1- 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 :

- ✓ De classe **FeE500**.
- ✓ De limite élastique est **500 MPa**.
- ✓ De module d'élasticité longitudinale: **Es = 200000 Mpa**

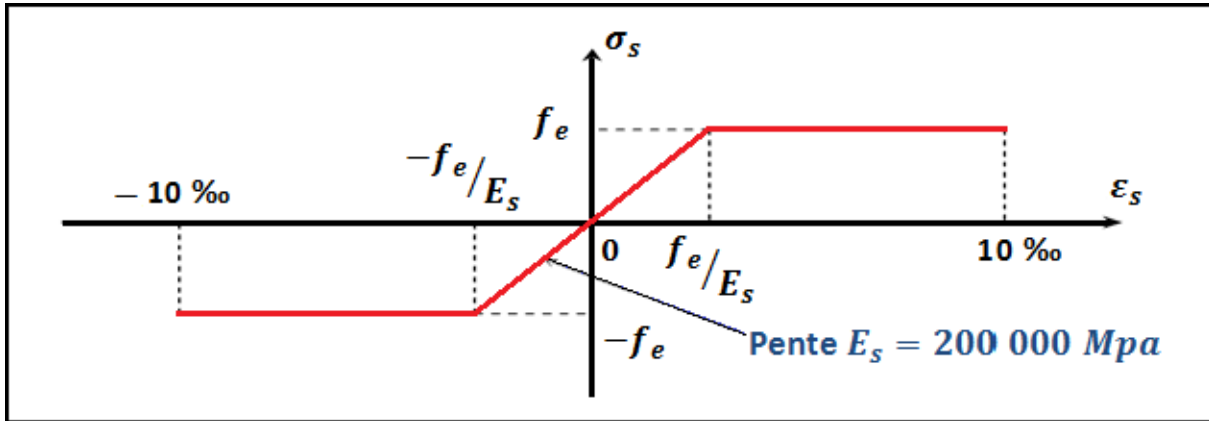


Fig-II-2. Diagramme contrainte-déformation de l'acier passif

• **L'état limite ultime (ELU) :**

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

- $\gamma_s = 1$ Situation accidentelle
- $\gamma_s = 1.15$ Situation durable ou transitoire.

La contrainte limite de traction de l'acier est donnée par : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

• **L'état limite de service (ELS) :**

La contrainte limite à la traction σ_s dépend du type de fissuration :

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min \{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_t 28} \}$
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = \min \{ (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_t 28} \}$

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

II-6-2 Les aciers actifs :

On utilise des câbles T15super.

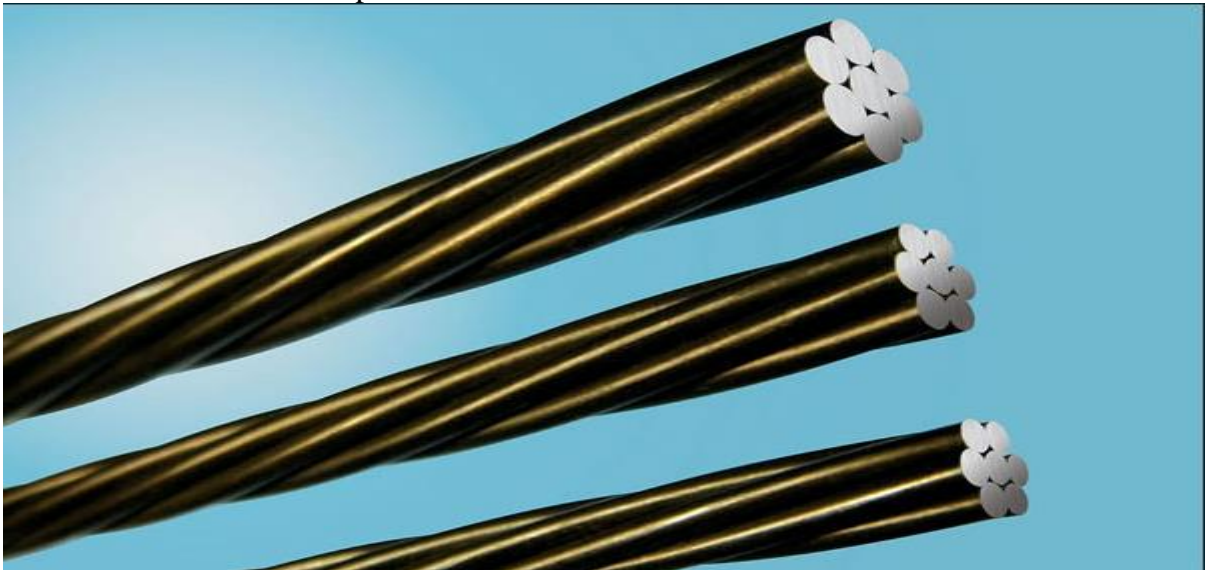


Fig :un acier actif.

- **Caractéristiques géométriques des câbles :**

Les câbles ont les caractéristiques géométriques suivantes :

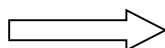
- Section nominale d'un toron : **140 mm².**
- Diamètre nominale d'un toron : **15.2 mm**
- Diamètre extérieur de la gaine : **85 mm**
- Diamètre intérieur de la gaine : **80 mm**

- **Caractéristiques mécaniques :**

- Module d'élasticité de l'acier : **$E_p = 195\ 000$ MPA.**
- Coefficient de frottement de courbure : **$f = 0,18\text{rad}^{-1}$.**
- Coefficient de perte par frottement linière : **$\phi = 0,002\text{m}^{-1}$.**
- Relaxation à **1000 heures** ; **$\rho_{1000} = 2.5\%$**
- Recul d'ancrage : **6 mm.**
- Contrainte de rupture garantie : **$f_{prg} = 1660$ MPa.**
- Contrainte limite élastique garantie : **$f_{peg} = 1583$ MPa.**

- **La précontrainte initiale :**

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



$$\sigma_{P0} = 1328 \text{ MPa}$$

Chapitre III

Pré dimensionnement

III-1-Définition des poutres :

Une poutre est une Pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton arme, en Béton précontraint servant de support un plancher avec les charges d’exploitations. C’est un Milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième. Pour des conditions de résistance et de rendement, la section doit être mince et ce afin D’augmenter la rigidité flexionnelle de la poutre. Pour cela on choisit une section en T :

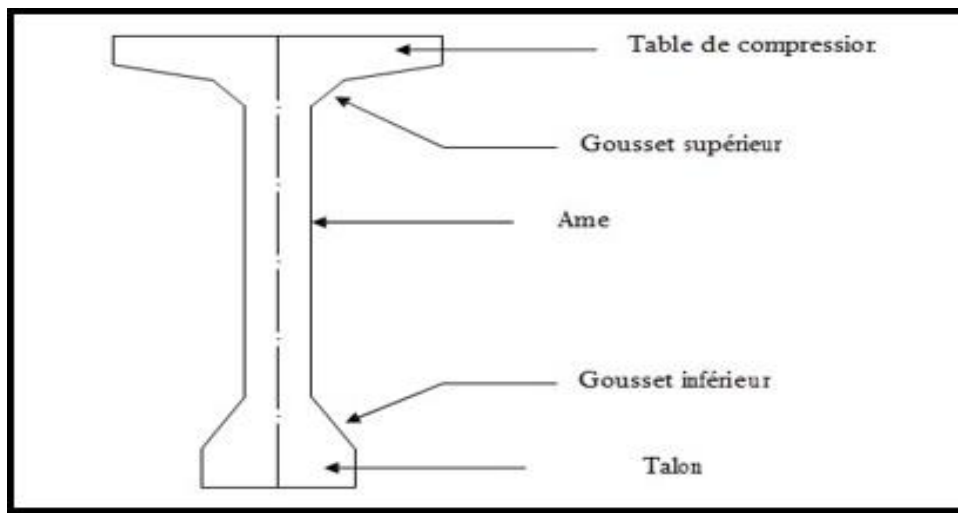


Figure- III-1 : Coupe transversale d’une poutre

➤ **Hauteur des poutres :**

La hauteur d’une poutre de pont dont la portée est supérieure ou égale à 20m ($L \geq 20$) est donnée par la condition suivante selon le guide (SETRA) :

$$\rightarrow \left[\begin{array}{l} \frac{L}{20} - 0,2 \leq hp \leq \frac{L}{20} + 0,5 \\ \frac{L}{18} \leq hp \leq \frac{L}{15} \end{array} \right.$$

L : distance entre les axes des appuis de la travée. $L=30,29m$

$$1,314 \leq hp \leq 2,014 \text{ on prend } \mathbf{hp=1,60m}$$

➤ **Largeur de la table de compressions(b) :**

La table de compression reprend les forces de compressions

$$\mathbf{b \geq 0.6hp} \quad \mathbf{b \geq 96 \text{ cm}}$$

Avec : $hp=160cm$ on prend : $\mathbf{b= 110 \text{ cm}}$

Epaisseur de la table de compression $12 \text{ cm} \leq e \leq 15cm$

➤ **NOMBRE DE POUTRE :**

Le nombre de poutre est déterminé par : $N = (La/\lambda) + 1$

La : entraxe entre les poutres d'extrémité, égale à $La = L - (b/2) * 2$

d : entraxe des poutres : $1,5 \leq d \leq 2,5$ On fixe l'espacement à : **d = 1,5 m**

$$N = (12,7 / 1,5) + 1 = 9,47$$

On prend : N=9 poutres.

➤ **Largeur du talon (Lt) :**

La largeur **bt** est comprise entre **40** et **70cm** on prend : **bt=55cm**

La hauteur **ht** est comprise entre **10** et **20cm**, afin de permettre un bon bétonnage et contenir les armatures passives, on prend :

$$ht=20cm$$

• **Pour la section médiane :**

➤ **Epaisseur de l'âme : bo**

L'épaisseur de l'âme **bo** est donnée par la formule suivante :

$$bo > \frac{ht}{36} + 6 + \phi_{gaine}$$

Φg ext: diamètre de la gaine avec $\phi_{gext}=6,7cm$

$$bo > \frac{160}{36} + 6 + 6,7 = 17,14 \quad \longrightarrow \quad bo > 17,14cm \quad \text{donc on prend : } \quad \mathbf{bo = 20cm}$$

➤ **Le gousset de jonction entre le talon et l'âme :**

$$1 \leq tg \phi = \frac{2hg}{bt - bo} \leq \frac{3}{2}$$

Avec :

Hg est donné par la formule suivante :

$$\frac{bt - bo}{2} \leq hg \leq \frac{3}{2} \frac{(bt - bo)}{2} \quad \text{Avec:}$$

Hg : la hauteur du gousset

$$bt = 55cm$$

$$bo = 20cm$$

$$17,5 \leq hg \leq 26,25$$

$$\mathbf{Hg=21.5cm}$$

➤ **Gousset de la table de compression :**

$$\alpha_1 = 9^\circ \Rightarrow e_1 = 5 \text{ cm.}$$

$$\alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 10 \text{ cm.}$$

• **Pour la section d'about :**

➤ **Épaisseur de l'âme : b_o**

L'épaisseur de l'âme est imposée par la plaque d'ancrage sur lesquelles s'appuie le socle de vérins lors de la mise en tension.

$$b_o \geq a + 10 \quad \text{pour } a : \text{ largeur de la plaque d'ancrage } 24 \text{ cm}$$

$$b_o \geq 24 + 10 \quad \text{On prend : } b_o = 35$$

➤ **Le gousset de jonction entre le talon et l'âme :**

Elle doit avoir une pente suffisante pour assure un bon bétonnage du talon cette pente doit satisfaire l'expression :

$$1 \leq \text{tg } \phi = \frac{2hg}{bt - b_o} \leq \frac{3}{2}$$

Avec : hg la hauteur du gousset.

$$bt = 55 \text{ cm}$$

$$b_o = 35 \text{ cm}$$

$$\frac{bt - b_o}{2} \leq hg \leq \frac{3}{2} \frac{bt - b_o}{2} \quad \longrightarrow \quad 10 \leq hg \leq 15$$

$$\text{On prend } hg = 12 \text{ cm}$$

➤ **Gousset de la table de compression :**

$$\alpha_1 = 9^\circ \Rightarrow e_1 = 6 \text{ cm.}$$

$$\alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 10 \text{ cm.}$$

• **l'hourdis:**

L' hourdis est une dalle en béton arme ou en béton précontraint, qui sert découverte pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement et les surcharges d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

➤ **Épaisseur du hourdis :**

Dans notre cas, le hourdis est en béton armé, sans entretoises intermédiaires (il jouera donc un rôle d'entretoisement transversal) et sert comme une dalle de couverture.

$$H \geq \frac{\lambda}{15} \quad \lambda : \text{ distance entre axe des poutres et égale à } 1,5 \quad h = 20 \text{ cm}$$

Donc les démontions de notre poutre sont donne dont le tableau suivant :

L'espace entre axes des poutres λ (cm)	La hauteur des poutres H_p (cm)	L'épaisseur de l'âme « b0 » (cm)		Membrure supérieure (table de compression b (cm)	Talon bt (cm)	Le gousset de jonction hg (cm)		Épaisseur du hourdis H (cm)
		Section Médiane	Section d'about			Section médiane	Section d'about	
150	160	20	35	110	55	21.5	12	20

III.2) Caractéristiques géométriques des Poutres :

III.2.1) Notation :

(Δ) : axe : coïncide avec la fibre inférieure extrême

Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe (Δ).

I_{Δ} : moment d'inertie de la section considérée par rapport à Δ . $I_{\Delta} = I_0 + BxZ^2$

I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité.

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B}$$

I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité

Pour une section triangulaire : $I_0 = bh^3/36$

Pour une section rectangulaire : $I_0 = bh^3/12$

V, V' : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre.

$$V = h_t - V' ; \quad V' = S_{\Delta}/B$$

R : Rayon de giration $r^2 = \frac{I_G}{B}$

B : Section transversale totale de la poutre

ρ : Rendement géométrique de la section.

$$\rho = \frac{I_g}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{r^2}{V \cdot V'}$$

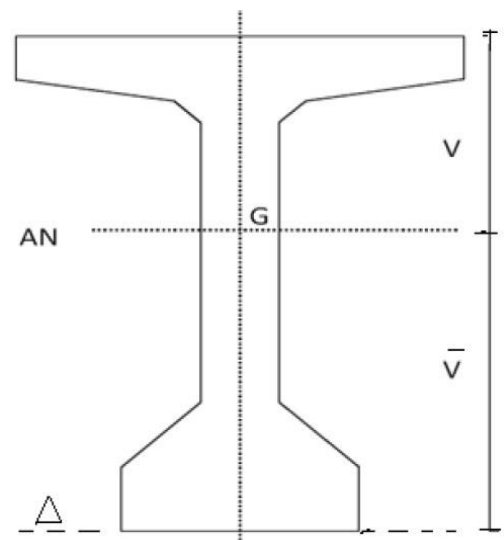


Fig-III-2 : Notation utilisées

h : hauteur du rectangle ou du triangle considérée.

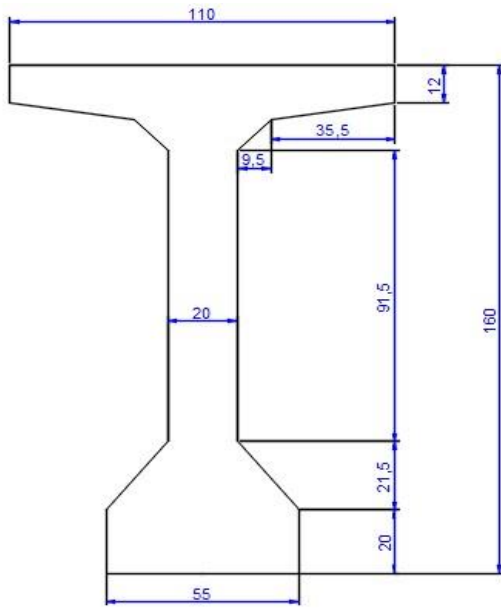
S_Δ : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

$$S_{\Delta} = B \times Z$$

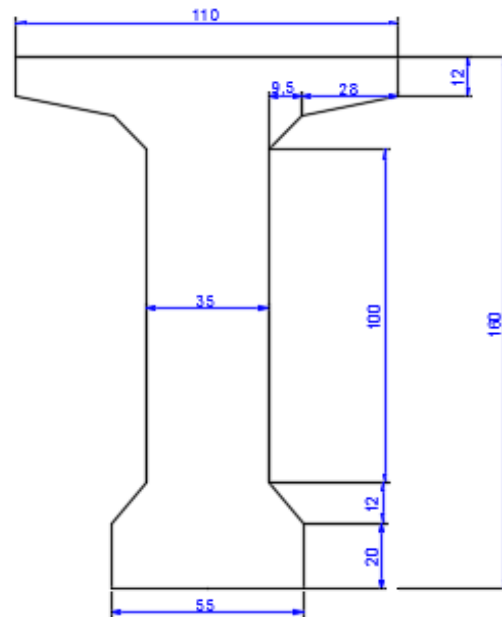
$$Zi' = Zi \left(1 + \frac{h^2}{12 \times Zi^2} \right) \longrightarrow \text{Pour une section rectangulaire.}$$

$$Zi' = Zi \left(1 + \frac{h^2}{18 \times Zi^2} \right) \longrightarrow \text{Pour une section triangulaire.}$$

Remarque : le calcul des sections médianes et d'about des poutres se fait avec et sans hourdis.



a) Section médiane en (cm)



b) section d'about en (cm)

III-3-Caractéristiques géométriques des sections brutes :

III-3-1) Poutre de rives et poutre intermédiaire sans hourdis

a) Section médiane :

Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ = B x Z (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ³ cm)	I _Δ = I ₀ +BxZ ²
1	110x12	1320	154	203280	166	15840	31320960
2	2(35.5x5)/2	177.5	146.33	25973.575	147,72	246,53	3800959,76
3	2x9.5x5	95	145.5	13822.5	147,58	197,92	2011371,67
4	2x (9.5x10)/2	95	139.66	13267.7	145,21	527,78	1853494,76
5	20x148	2960	74	219040	1899,34	5402986,67	21611946,67
6	2x(17.5x21.5)/2	376.35	27.16	10221.66	52,84	9662,31	287282,76
7	2x17.5x20	700	10	7000	43,34	23333,34	93333,34
Total		5723.85		492605.43		5452794,55	60979348,96

I_G (cm ³ xcm)	V' (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
18584787,67	86,06	73,94	3246,90	51%

Tab III-1 : Calcul de l'inertie de la section médiane

b) Section d'about :

Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ = B x Z (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ³ xcm)	I _Δ = I ₀ +BxZ ²
1	110x12	1320	154	203280	154.07	15840	31320960
2	2(28x6)/2	168	146	24528	146.01	336	3581424
3	2x9.5x6	114	145	16530	145.01	342	2397192
4	62x (9.5x10)/2	95	138.66	13172.7	138.70	527.77	1827054.35
5	35x148	5180	74	383320	98.66	9455226.66	37820906.66
6	2x (10x12)/2	120	24	2880	24.33	960	70080
7	2x10x20	400	10	4000	12.22	13333.33	53333.33
Total		7397		647710.7		9486565.69	77070950.34

I_G (cm ³ xcm)	V' (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
20354828.82	87.56	72.44	2751.77	43.38

Tab III-2 : Calcul de l'inertie de la section d'about

III-3-2) Poutre de rives et poutre intermédiaire avec hourdis :

a) Poutre intermédiaire

	désignation	dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ³ xcm)	I _Δ (cm ⁴)
Section médiane	Poutre		5723.85		492605.43	5452794,55	60979348,96
	Hourdis	20 x 150	3000	170	510000	100000	86800000
	Poutre + hourdis		8723.85		1002605.43	5552794.55	147779349
Section d'about	Poutre		7397		647710.7	9486565.69	77070950.34
	Hourdis	20 x 150	3000	170	510000	100000	86800000
	Poutre + hourdis		10397		1157710.7	9586565.69	163870950.3

	I_G (cm ³ xcm)	V' (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
Section médiane	32552969.79	114.93	65.07	3731.5	49.89
Section d'about	34959334.98	111.35	68.65	3362.45	43.98

Tab-III-3 : Inertie des poutres intermédiaires.

b) Poutre de rives :

	désignation	dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ³ xcm)	I _Δ (cm ⁴)
Section médiane	Poutre		5723.85		492605.43	5452794,55	60979348,96
	Hourdis	20 x 165	3300	170	561000	110000	95480000
	Poutre + hourdis		9023.85		1053605.43	5562794.55	156459349
Section d'about	Poutre		7397		647710.7	9486565.69	77070950.34
	Hourdis	20 x 165	3300	170	561000	110000	95480000
	Poutre + hourdis		10697		1208710.7	9596565.69	172550950.3

	I _G (cm ³ xcm)	V' (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
Section médiane	33442631.95	116.75	63.25	3706.02	50.2
Section d'about	35972324.86	113	67	3362.84	44.44

Tab-III-3 : Inertie des poutres de rives.

III-3-3) Caractéristiques géométriques de la section nette :

La section nette s'obtient en déduisant la section des câbles de la section brute, elle est calculée forfaitairement en déduisant les valeurs suivantes selon le guide (SETRA) :

- $B \text{ (nette)} = B \text{ (brute)} - 5\% B \text{ (brute)} = 95\% B \text{ (brute)}$
- $S_{\Delta} \text{ (nette)} = S_{\Delta} \text{ (brute)} - 8\% S_{\Delta} \text{ (brute)} = 92\% S_{\Delta} \text{ (brute)}$
- $I_{\Delta} \text{ (nette)} = I_{\Delta} \text{ (brute)} - 10\% I_{\Delta} \text{ (brute)} = 90\% I_{\Delta} \text{ (brute)}$

	Poutre seule		Poutre + hourdis			
	De rive et intermédiaire		Intermédiaire		De rive	
	Médiane	D'about	Médiane	D'about	Médiane	D'about
B (cm ²)	5437.65	7027.15	8287.65	9877.15	8572.65	10162.15
SA (cm ³)	453196.99	595893.844	922396.99	1065093.84	969316.99	1112013.84
IA (cm ³)	54881414.06	69363855.31	133001414.1	147483855.3	140813414.1	155295855.3
IG (cm ⁴)	17110040.08	18832776.09	30340683.11	32630391.7	31211899.15	33611489.26
V' (cm)	83.34	84.79	111.29	107.83	113.07	109.43
V (cm)	76.66	75.21	68.71	72.17	66.93	70.57
r² (cm ²)	3146.58	2680.002	3660.95	3303.62	3640.87	3307.52
ρ (%)	49.25	42.02	47.88	42.45	48.11	42.83

Tab III-4 : Récapitulatif des caractéristiques géométriques

Chapitre IV

Calcul des charges et *surcharges*

Introduction :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter, car il a une fonction porteuse. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

IV-1) Les charges permanentes:

Elles concernent toute les charges qui restent invariables durant toute la vie de l'ouvrage, elles sont constituées de :

- Des éléments porteurs : poids propre de tablier (poutres, entretoises, amorces, hourdis).
- Des éléments non porteurs: la superstructure qui est constituer à son tour de (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement, étanchéité).

IV-1-1) les éléments porteurs :

IV-1-1-1) La dalle (hourdis):

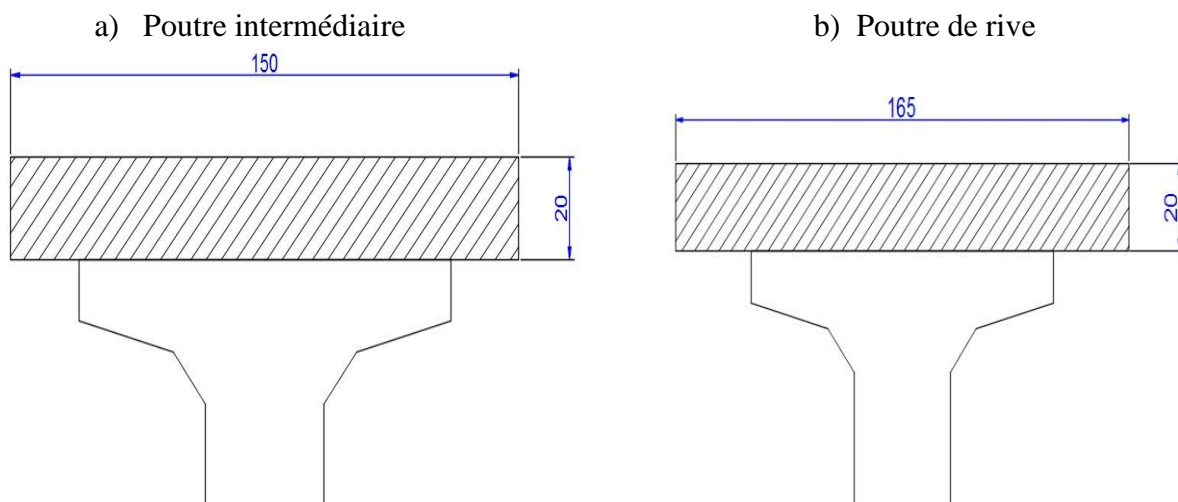


Fig.IV.1 Dimension du hourdis revenant aux poutres

Épaisseur de la dalle est de 20cm

Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire et la poutre de rive est :

$$P_i = 0,20 \times 1,65 \times 2,5 \times 1 = 0,825 \text{ t/ml}$$

$$P_i = 0,20 \times 1,50 \times 2,5 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$$

➤ **Le poids propre de la dalle :**

$$P_d = 2 \times 0,825 + 7 \times 0,75 = 6,9 \text{ t/ml}$$

$P_d = 6.9 \text{ t/ml}$

IV-1-1-2) les poutres:

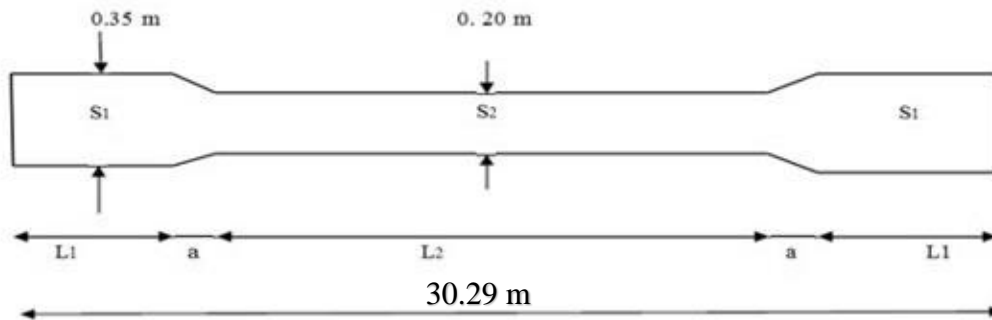


Fig.IV.2: Coupe longitudinales d'une poutre

L'inclinaison du gousset doit avoir 45° :

S1 : Section d'about au niveau de l'âme.

S2 : Section médiane au niveau de l'âme.

L1 : longueur de la section d'about ; avec $L1 = L/4$

L2 : longueur de la section médiane ; avec $L2 = L - (2L1 + 2a)$

a : longueur du gousset qui avoir une inclinaison de 45°

$$a = 35 - 20/2 \longrightarrow a = 7.5 \text{ cm}$$

$$L1 = L/4 = 7.57 \text{ m}$$

$$L2 = L - (2L1 + 2a) = 30.29 - (2 \times 7.57 + 2 \times 0,075) = 15 \text{ m}$$

$$S1 = 7397 \text{ cm}^2.$$

$$S2 = 5723.85 \text{ cm}^2$$

Section équivalente de la poutre:

$$Seq = \frac{1}{L} \left[2(L1 S1 + \frac{S1+S2}{2} a) + L2.S2 \right]$$

$$Seq = 0.033 \left[2(7.57 \times 0.7397) + \frac{0.7397+0.572385}{2} \times 0.075 + 15 \times 0.572385 \right]$$

$$Seq = 0.0330 (11.199+0.04920) + 8.585$$

$$Seq = 0.65 \text{ m}^2$$

Poids propre de la poutre :

$$Pp = \rho b \cdot Seq = 2,5 \cdot 0,65 = 1,636 \text{ t/ml}$$

$$Pp = 1,636 \text{ t/ml}$$

➤ **Poids de l'ensemble des poutres**

$$P_p = 1,636 \times 9 = \boxed{14,724 \text{ t/ml}}$$

Poids de l'ensemble des poutres par ml

IV-1-1-3) Les entretoises et les amorces:

a) les entretoises:

Poids de l'entretoise : $P_{\text{entretoises}} = S \times e \times \rho_b$

$$S = \frac{(40+95)}{2} \times 128 = 8640 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{S = 0.864 \text{ m}^2}$$

$$P_{\text{entretoises}} = 0.864 \times 0.30 \times 2.5$$

$$\boxed{P_{\text{entretoises}} = 0.648 \text{ t}}$$

• **Poids de l'entretoise revenant à une poutre de rive**

$$P_{\text{entretoises}} = \frac{0.648 \times 1}{33.29} = 0.019 \text{ t/ml}$$

➤ **Poids de l'entretoise revenant à une poutre intermédiaire**

$$P_{\text{entretoises}} = \frac{0.648 \times 2}{33.29} = 0.039 \text{ t/ml}$$

➤ **Poids total de l'entretoise :**

$$P_t = 2 \times 0.019 + 7 \times 0.039$$

$$\boxed{P_t = 0.311 \text{ t/ml}}$$

b) les amorces :

Poids de l'amorce :

$P_{\text{amorce}} = S \times e \times \rho_b$

$$S_{\text{amorce}} = (100 \times 37.5) - \left[\frac{(10+6) \times 9.5}{2} + \frac{28 \times 6}{2} + \frac{27.5 \times 100}{2} + \frac{10 \times 12}{2} \right]$$

$$S_{\text{amorce}} = (3750) - (1595) = 2155 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{S_{\text{amorce}} = 0.2155 \text{ m}^2}$$

$$P_{\text{amorce}} = 0.2155 \times 0.25 \times 2.5$$

$$\boxed{P_{\text{amorce}} = 0.134 \text{ t}}$$

➤ **Poids de l'amorce revenant à une poutre de rive.**

$$P_{\text{amorce}} = \frac{0.134 \times 1}{30.29} = \boxed{0.0044 \text{ t/ml}}$$

➤ **Poids de l'amorce revenant à une poutre intermédiaire :**

$$P_{\text{amorce}} = \frac{0.134 \times 2}{30.29} = \boxed{0.0088 \text{ t/ml}}$$

➤ **Poids total de l'amorce**

$$P_t = 2 \times 0.0044 + 7 \times 0.0088$$

$$\boxed{P_t = 0.0704 \text{ t/ml}}$$

Donc : Les Charges Permanentes C_p total:

$$C_p = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalle}} + P_{\text{entretoise}} + P_{\text{amorce}}$$

$$C_p = 6.9 + 14.27 + 0.311 + 0.0704$$

$$\boxed{C_p = 22.005 \text{ t/ml}}$$

IV-1-2) les éléments non porteurs :

a) Poids de la chaussée :

Elle est constituée d'une couche de revêtement bitumineux de 7cm d'épaisseur de densité $2,2 \text{ t/m}^3$, et de couche d'étanchéité d'épaisseur 3 cm et de densité $2,2 \text{ t/m}^3$

Poutres intermédiaires :

$$\text{Revêtement bitumineux : } 2,2 \times 0,07 \times 1,50 = \boxed{0,231 \text{ t/ml}}$$

$$\text{Chape d'étanchéité : } 2,2 \times 0,03 \times 1,50 = \boxed{0,099 \text{ t/ml}}$$

$$\text{Donc : } P_c = 0,231 + 0,099 = \boxed{0,33 \text{ t/ml}}$$

Poutres de rive :

$$\text{Revêtement bitumineux : } 2,2 \times 0,07 \times 1,65 = \boxed{0,2541 \text{ t/ml}}$$

$$\text{Chape d'étanchéité : } 2,2 \times 0,03 \times 1,65 = \boxed{0,1089 \text{ t/ml}}$$

$$\text{Donc : } P_c = 0,2541 + 0,1089 = \boxed{0,363 \text{ t/ml}}$$

$$P_{\text{chaussée}} = 7 \times 0,33 + 2 \times 0,363 = 3,036 \text{ t/ml}$$

$$\boxed{P_{\text{chaussée}} = 3,036 \text{ t/ml}}$$

b) Poids de trottoir :

$$P_t = A_{\text{trottoir}} \times \gamma_b$$

$$P_t = 2 \times (1 \times 0,25) \times 2,5 = 1,25 \text{ t/ml}$$

$$P_t = 1,25 \text{ t/ml}$$

c) poids de Gard de corps :

$$P_{\text{Gard}} = 0,1 \text{ t/ml}$$

d) poids de glissières :

$$P_{\text{glissières}} = 0,06 \text{ t/ml}$$

Donc le poids total:

CCP= poids de la chaussée +2 x (poids de trottoir + Glissière de sécurité + Garde-corps).

$$CCP = 3,036 + 2 \times (0,625 + 0,06 + 0,10) = 4,606 \text{ t/ml.}$$

$$CCP = 4,606 \text{ t/ml}$$

Poids total propre du tablier :

$$G/ml = CP + CCP = 22,0054 + 4,606 = 26,61 \text{ t/ml.}$$

$$G = G/ml \times L = 26,61 \times 30,29 = 806,02 \text{ t.} \quad G = 806,02 \text{ t}$$

IV-2) Calcul des surcharges :

Une bonne conception d'un pont se base essentiellement sur une bonne estimation des surcharges.

- La surcharge de type A (L).
- Système B.
- La surcharge militaire M c 120.
- La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.
- Les surcharges sur trottoirs

IV-2-1) Caractéristiques du pont :

a). La largeur roulable (Lr):

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenu ou bordures

b). La largeur chargeable (Lc):

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque Dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

c). Dans notre projet on a : La travée a une portée de : 30.29m

Largueur totale : $L_t = 13,80$ m

Largueur roulable : $L_r = 10,50$ m.

Largueur chargeable (Art 2-1 CPC)

$L_c = 10,50$ m.

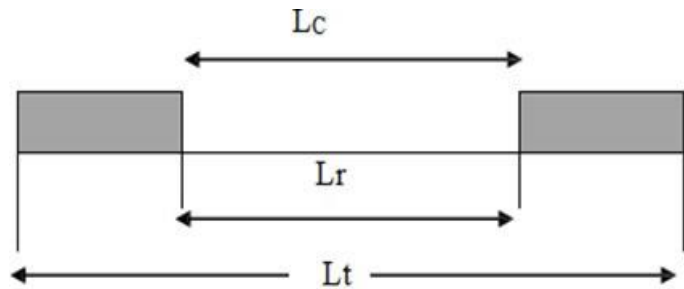


Fig-IV-3- représentation de la largeur roulable

d). Le nombre de voie :

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable. $n = \frac{L_c}{3}$

$n = \frac{10,50}{3} = 3,5$ **n=3 voies**

e). Classe de ponts routes : On distingue trois classe de ponts, on fonction de leur largeur roulable qui sont les suivantes

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7$ m
2	$5,5m < L_r < 7m$
3	$L_r \leq 5,5m$

Tableau IV-1 : Classe de pont

On a: $L_r > 7$ m donc notre pont est classé dans la 1ere classe.

f). largeur réelle de voies :

Les voies de circulation d’une même chaussée ont des largeurs égales Au quotient de la largeur chargeable par les nombres de voie.

$V = L_c/N = 10.50 / 3 = 3,50m$

V_0 : en fonction de classe de pont

1ere classe	2eme classe	3eme classe
3,5 m	3 m	2,75 m

Tableau IV-2 : valeur de V_0

$V_0=3,5m$ (pont 1ere classe).

IV-2-2) Système de charges A (L) :

Le système A se compose d’une charge uniformément répartie dont l’intensité dépend de la longueur (L) chargée est donné par la formule suivante (L) avec :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{12+L}$$

On a $L = 28,78m$

$$A(L) = 1112,78 \text{ Kg/m}^2$$

➤ Calcule des coefficients a_1, a_2 :

a_1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Classe de pont	Nombre de voies				
	1	2	3	4	≥ 5
1	1	1	0.90	0.75	0.70
2	1	0.90	-	-	-
3	0.90	0.80	-	-	-

Tableau IV-3 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge

Pour notre cas \longrightarrow $a_1 = 0.9$

$$a_2 = \frac{v}{v_0} = \frac{3.5}{3.5}$$

$$a_2 = 1$$

$$A(L) = 1 \times 0,9 \times 1112,78 = 1001,50 \text{ kg/m}^2$$

Dans notre projet on a :

Voie chargée	a_1	a_2	$A(L) \text{ (t/m}^2\text{)}$	La largeur de voies	$Q_a \text{ (t/ml)}$
1 voie	0,9	1	1,00150	3,5	3,505
2 voies	0,9	1	1,00150	7	7,0105
3 voies	0,9	1	1,00150	10,5	10,515

Tableau IV-4 : calcul de q_A

IV-2-3) Système de charges B :

Le système de charges B comprend les surcharges civiles qui peuvent sollicitées et qui se composent en trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système B_c qui se compose de camions types (30 t).

- Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (32t).
- Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 t).

IV-2-3-1) Surcharge B_c :

Le sous-système BC se compose de camions de poids individuel égal à 30 t.

On dispose autant de files de 3 camions au maximum que de voies de circulation. Il est affecté d'un coefficient de pondération bc (dégressivité transversale), ce dernier est donné en fonction de la classe du pont et le nombre de voies chargées. Le sous-système B_c est représenté schématiquement sur la figure ci-dessous.

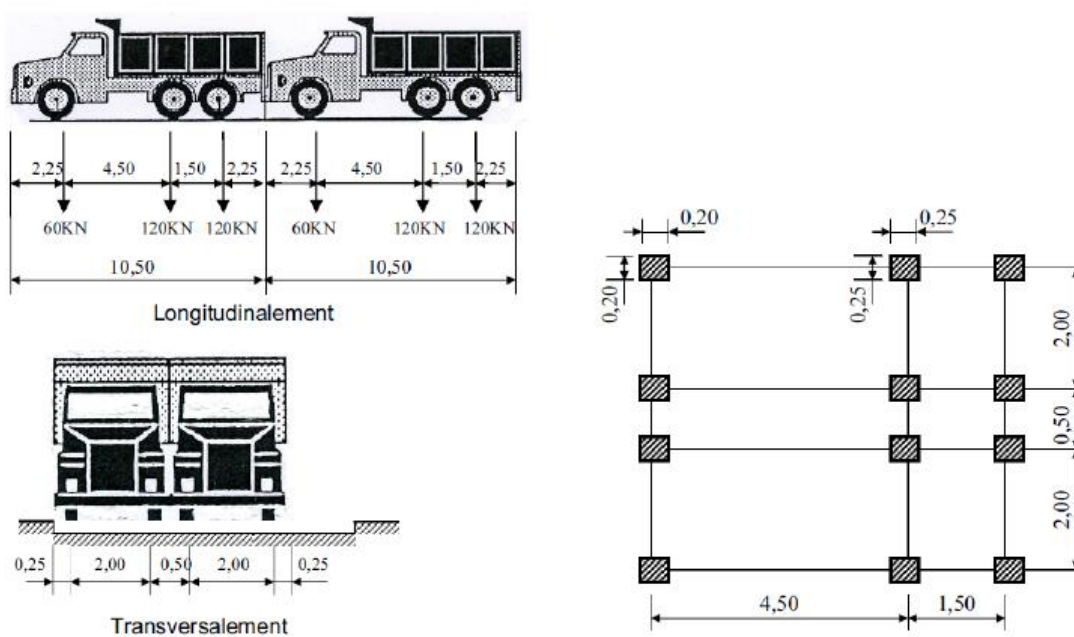


Fig-4- Système B_c longitudinalement, transversalement et en plan.

Nombre de fils considéré		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1ere	1,20	1,1	0,95	0,8	0,7
	2eme	1,00	1,00	/	/	/
	3eme	1,00	0,8	/	/	/

Tableau IV-5 : Coefficient bc

Notre pont est de la 1ere classe avec 03 voies

Alors : $bc = 0,95$

Les charges du système BC sont multipliées par un coefficient de majoration Dynamique δ

Il est donné

Par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{(1+0,2L)} + \frac{0,6}{1+4(\frac{G}{S})}$$

Tel que :

L : portée du pont = 28,78m

G : charge permanente = 806,02 t

Calcul de coefficient de majoration dynamique δ_{bc} :

S: surcharges max = (6×30) = 180 t

Le pont est de classe 1, donc bc = 0,95 pour les trois cas (une voie chargée et deux voies chargées).

$$S = s \times bc = 180 \times 0,95 = \boxed{171 \text{ t}}$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0.2 \times 28,78)) + 0.6 / (1 + 4(806,02 / 171)) = \boxed{1,089}$$

IV-2-3-2) Sous Système Bt :

Un tandem du système B t comporte deux essieux, tous deux à roues simples répond aux Caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu 16 t
- Distance entre les deux essieux 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m

Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.

Le système Bt doit être multiplié par un coefficient bt qui en fonction de la classe du pont.

Les valeurs de coefficient bt sont données par le tableau suivant :

Classe de pont	1	2
Coefficient bt	1,2	1

NB : lorsqu' il s'agit de la classe 3 le coefficient Bt n'a pas de valeur.

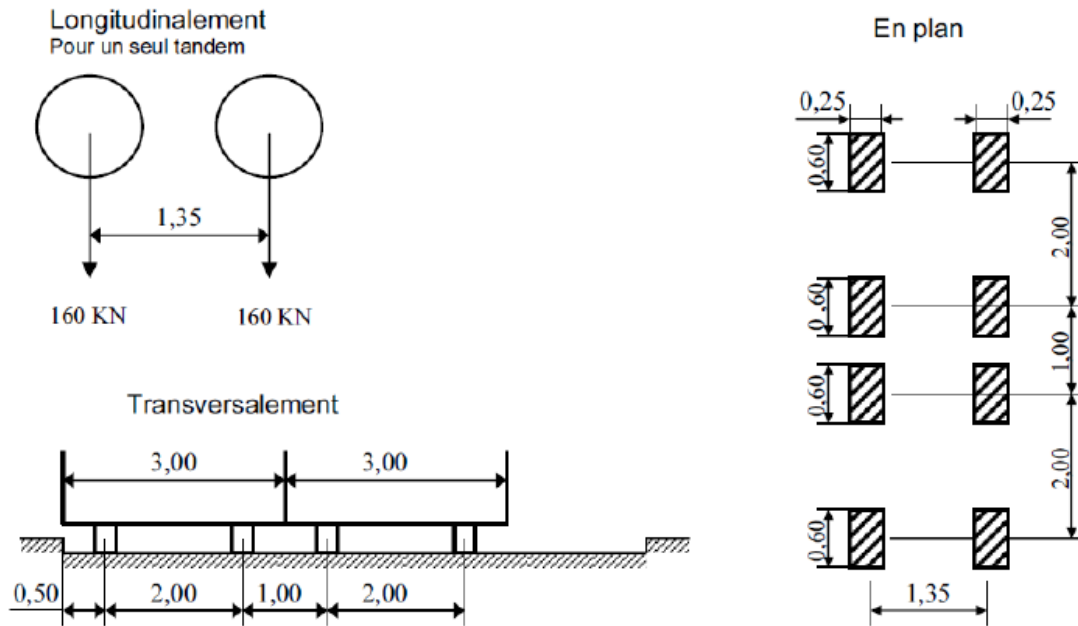


Fig-IV-5 : Système Bt longitudinalement, transversalement et en plan.

Calcul de coefficient de majoration dynamique bt :

$$S : \text{surcharges max} = (32 \times 2) = \boxed{64 \text{ t}}$$

$$\text{Le pont est de classe 1 donc } bt = \boxed{1,2}$$

$$S = s \times bt = 64 \times 1,2 = \boxed{76,8 \text{ t}}$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 28,78)) + 0,6 / (1 + 4(806,02 / 76,8)) = \boxed{1,072}$$

IV-2-3-3) Surcharge Br:

Le système Br se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire de (0,6 x 0,3m), qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable

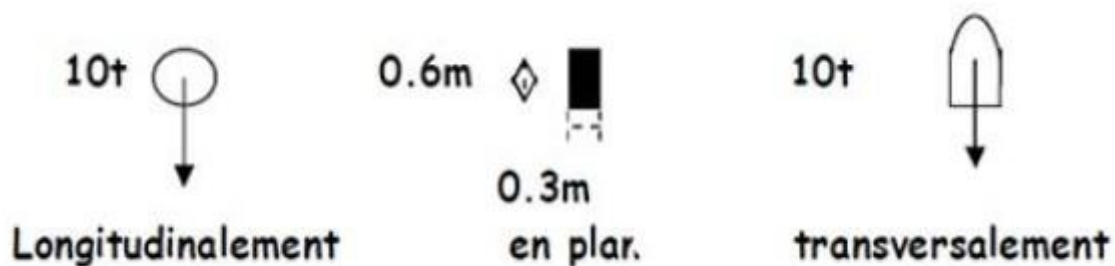


Fig-IV-6- caractéristique de système Br

La charge de système Br est multipliée par un coefficient de majoration dynamique δ

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4\left(\frac{806.02}{10}\right)} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 28.78}$$

$$\delta = 1.061$$

IV-2-4) Surcharge militaire Mc120 :

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- masse totale : 110t
- longueur d'une chenille : 6.10m
- largeur d'une chenille : 1.00m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30m
- Le rectangle d'impacts de chaque chenille est supposé uniformément réparti

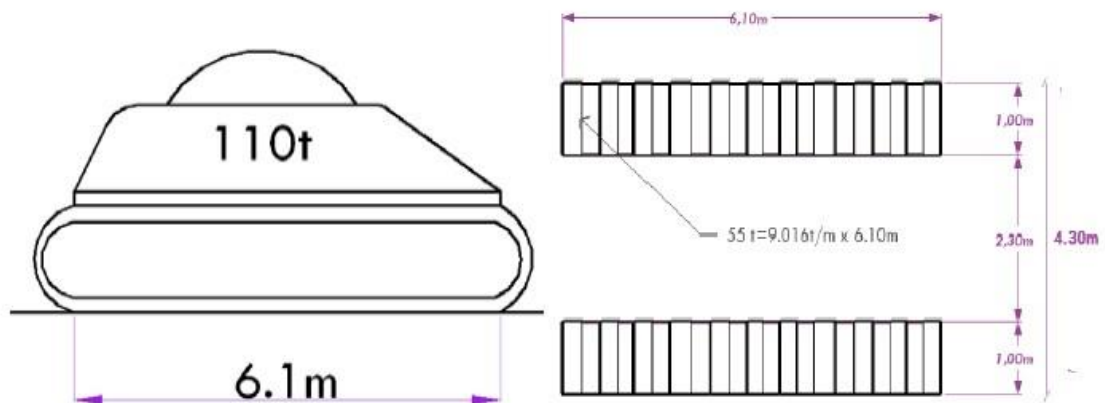


Fig-IV-7- Système Mc120 longitudinalement

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4\left(\frac{806.02}{110}\right)} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 28.78}$$

$$\delta = 1.079$$

$$P = 110 \times 1,079 = 118,68 \text{ t.}$$

$$P/ml = 118,36/6,10 = 19,45 \text{ t/ml}^2$$

$$M_{C120} = 19,45 \text{ t/ml}$$

IV-2-5) Système D 240 « charge exceptionnelles »:

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids totale, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et 18,60m de long.

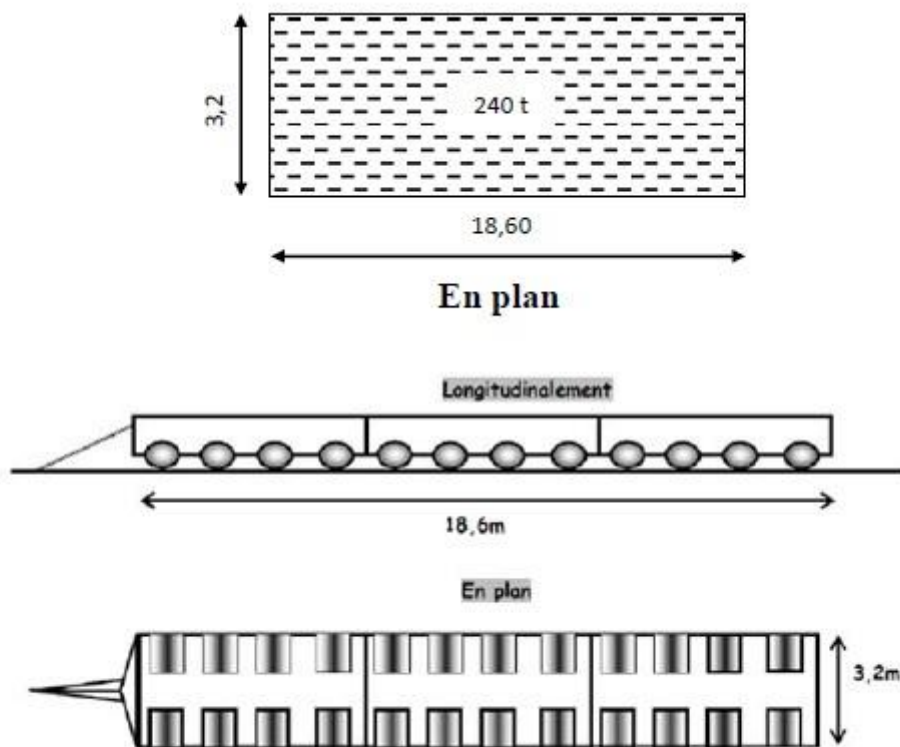


FIG. système D240

$$P = 240 \text{ t}$$

$$\text{Soit } P = \frac{p}{l} = \frac{240}{18,6} = 12,90 \text{ t/ml}$$

$$\mathbf{D240 = 12,90 \text{ t/ml}}$$

IV-2-6) Surcharge sur trottoir :

Elles s'appellent aussi charge générale, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² (selon le fascicule 61-titre II).

150 kg/m² pour la flexion longitudinale.

450 kg/m² pour la flexion locale.

Largeur du trottoir est 1,15 m

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

➤ **Trottoir chargé : P1** = 0,150 x 1 x 1 = 0,150 t/ml

➤ **Deux Trottoir chargé : P2** = 2 x 0,150 = 0,3 t/ml

- **Calcul de δ pour la poutre :**

L = 28.78m

G = 806.02t/ml

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{(1+0,2L)} + \frac{0,6}{1+4(\frac{G}{S})}$$

$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0.2 \times 28,78)) + 0.6 / (1 + 4(806,02 / 171)) =$ **1,089**

- **Calcul de δ pour la dalle :** on calcul « L₁ » telle que :

L₁ = max (L_r ; e (entre axes des poutres de rives)).

L₁ = max (10.5 ; 12.7) = 12.7 m

L' = min (L₁ ; portée de la travée) = (12.7 ; 28.78) = 12.7 m

Donc, le poids total du tablier (P), (amorces, entretoises et chaussée uniquement) est :

P = {3.036 + 0.311 + 0.0704} x 12,7 = 43.40t **P = 43.40 t.**

		"P" (t)	"S" (t)	"L" (m)	δ
Système B	Poutre	806.02	B max = Bc = 171	28.78	1.089
	Dalle	43.40	B max = Bc = 85.5	12.7	1,31
Système M	Poutre	806.02	Mc 120 = 110	28.78	1,079
	Dalle	43.40	Mc 120 = 110	12.7	1,345

Tableau IV-6 : Valeurs du coefficient dynamiques δ

Chapitre V

Modélisation et calcul des moments et des efforts

Introduction :

Pour modéliser le tablier du pont on a opté pour le calcul numérique on utilisant le programme aux éléments finis ROBOT Millenium 2010.

V-1 Présentation du logiciel robot :

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analyses** est un programme destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les Structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type:

Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

V-2 Modèle de calcul :

Pour calculer les efforts dans la structure (M, N, T), Le modèle numérique a été généré en utilisant un ensemble d'éléments finis. Des éléments finis bidimensionnels ont été utilisé pour la dalle (élément plaque) et éléments barres pour les poutres.

Chaque élément fini est décrit par nœuds et des caractéristiques mécaniques données calculées à partir des matériaux et des sections adéquatement introduites dans le modèle de calcul. En ce qui concerne les conditions aux limites, le tablier est reposé sur des appuis simples. Vu que le pont est constitué de 05 travées isostatiques chaque travée travaille toute seule d'où on a modélisé qu'une seule, la travée la plus grande pour ensuite englobé les résultats sur toute la structure.

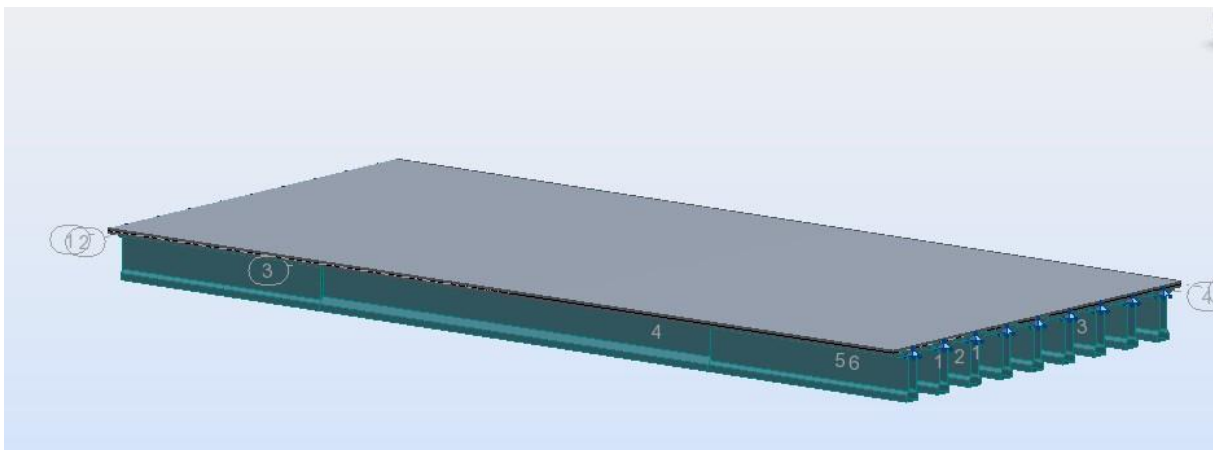


Fig-V-1 : vue du modèle du tablier en 3D

V-2- 1 Les cas de charge considérés :

Désignation		Valeur
Charges permanentes	Poids propre G	G : est pris automatiquement par le logiciel.
	Revêtement et étanchéité G revêtement	G revêtement = 3.036 t/m²
	Poids du trottoir G trottoir	G trottoir= 0.63 t/ml
	Poids du garde-corps	G garde-corp= 0.1 t/ml
	Poids de la Glissières de sécurité	G glissière= 0.06 t/ml
Surcharges d' exploitation	Surcharge sur trottoirs Q Trot	Charge uniforme de 0.15 t/m²
	Surcharge A(I)	Charge uniforme de 1.01t/m²
	Système BC	Charge concentré 3t pour les essieux avant et 6t pour les essieux arrière
	MC120	Charge uniforme de 9.02t/m²
	D240	Charge uniforme de 4.03t/m²

Tableau V-1 : valeurs des charges considérées.**V-2-2 Les étapes de modélisation:**

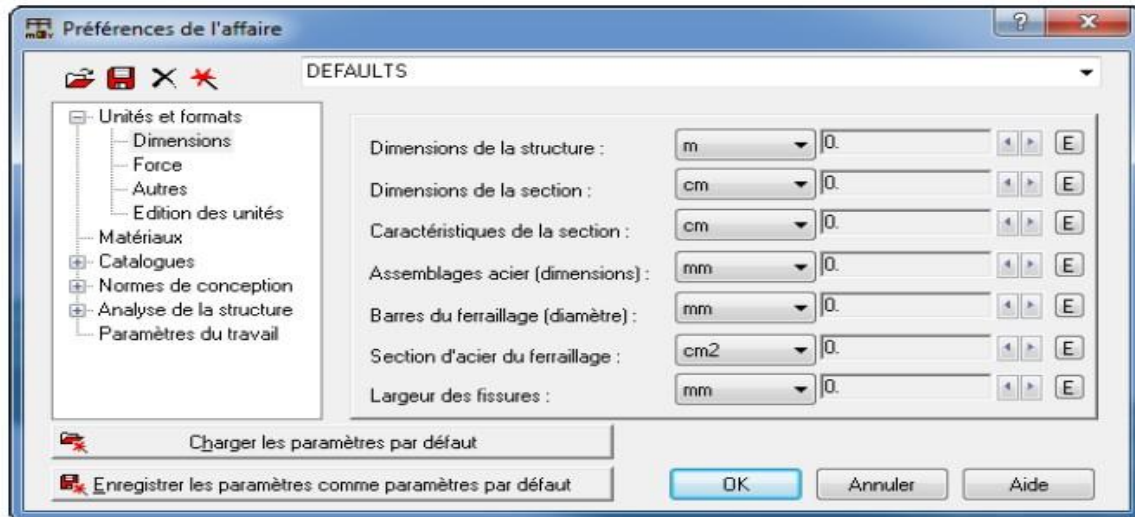
Le tablier est modélisé par des poutres et une dalle supporté par six appuis, les poutres sont modélisées par des éléments (barre) et la dalle est modélisée par des éléments panneau à 4 nœuds.

On a modélisé suivant les étapes ci-après :

✓ **1ère étape :**

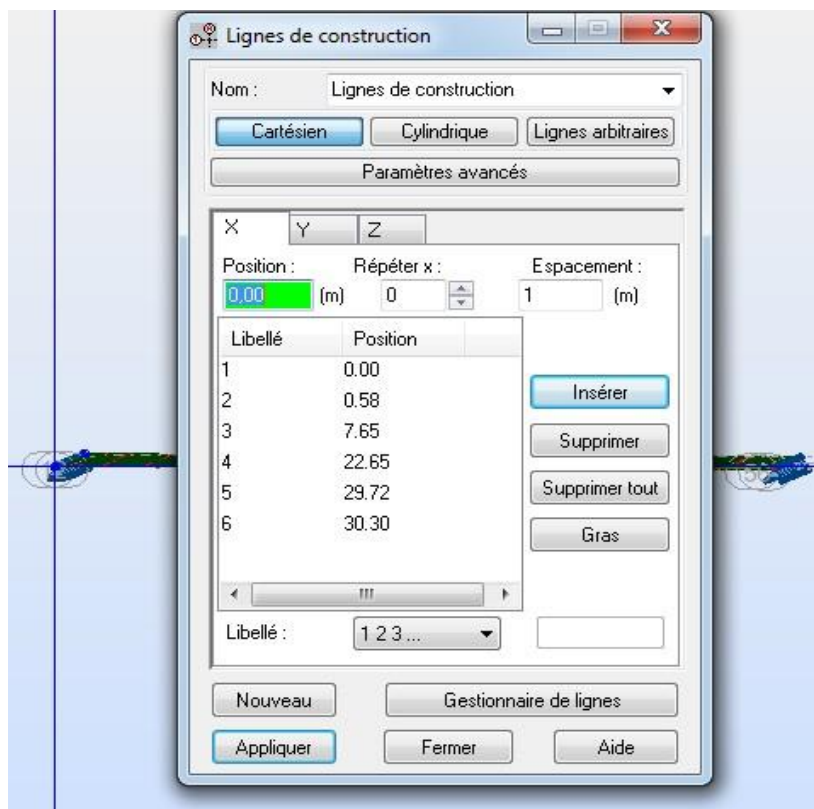
Le logiciel nécessite la définition des caractéristiques « préférences de l'affaire » :

- Définition des caractéristiques des matériaux.
- Définition des unités.
- Définition des normes et des règlements



✓ **2^{ème} étape :**

La définition de la structure (les lignes de constructions, éléments verticaux et éléments horizontaux).

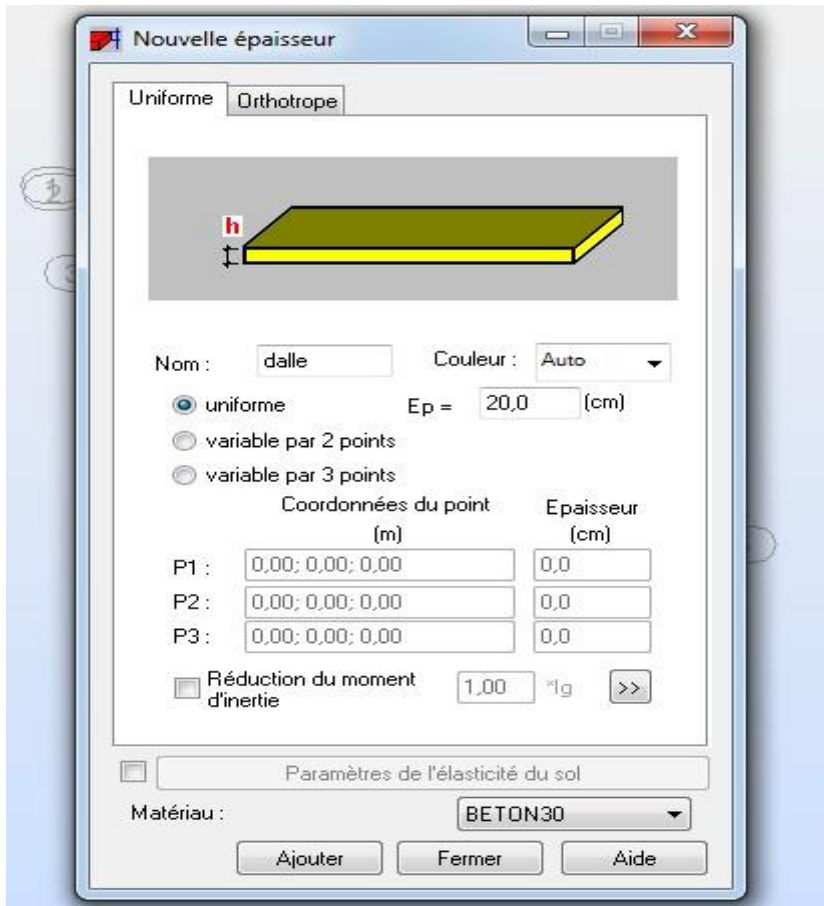


✓ **3^{ème} étape :**

Définition des poutres en considérant leur section équivalente.

✓ **4^{ème} étape :**

La modélisation de la dalle.



✓ 5^{ème} étape :

Modélisation du tablier :

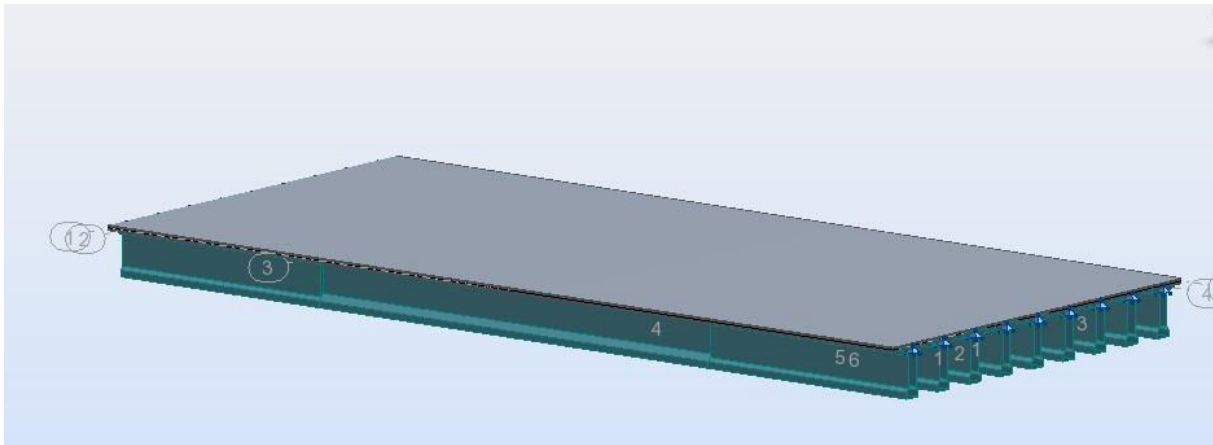


Fig - V-2: Modélisation du tablier.

Définition des appuis :

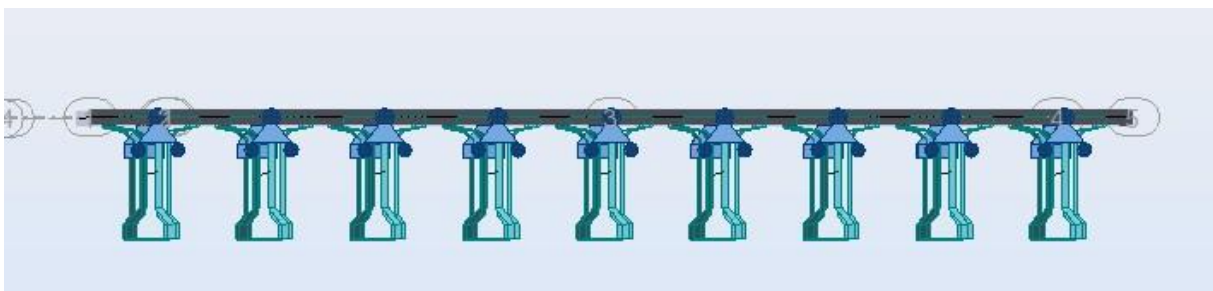
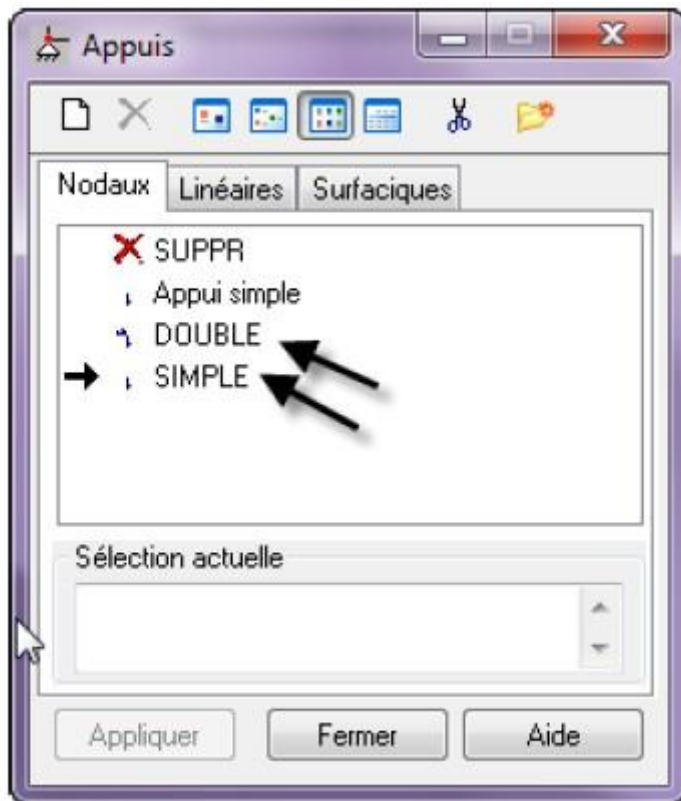
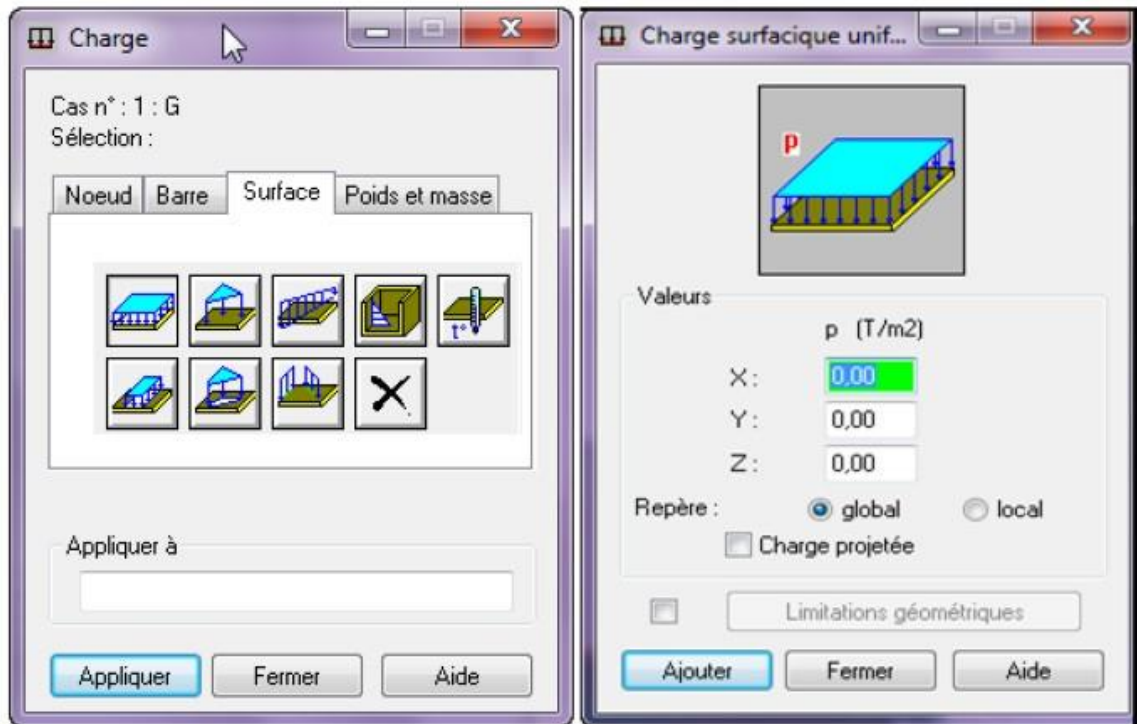


Fig -V-3 : Définition des appuis.

✓ 6^{ème} étape :

Une fois le tablier modélisé, il faut définir et appliqué les différents chargements de la structure :

- Les charges permanentes : elles sont définies comme suit :



- Poids propre du tablier : est généré automatiquement par le logiciel.

- Revêtement :

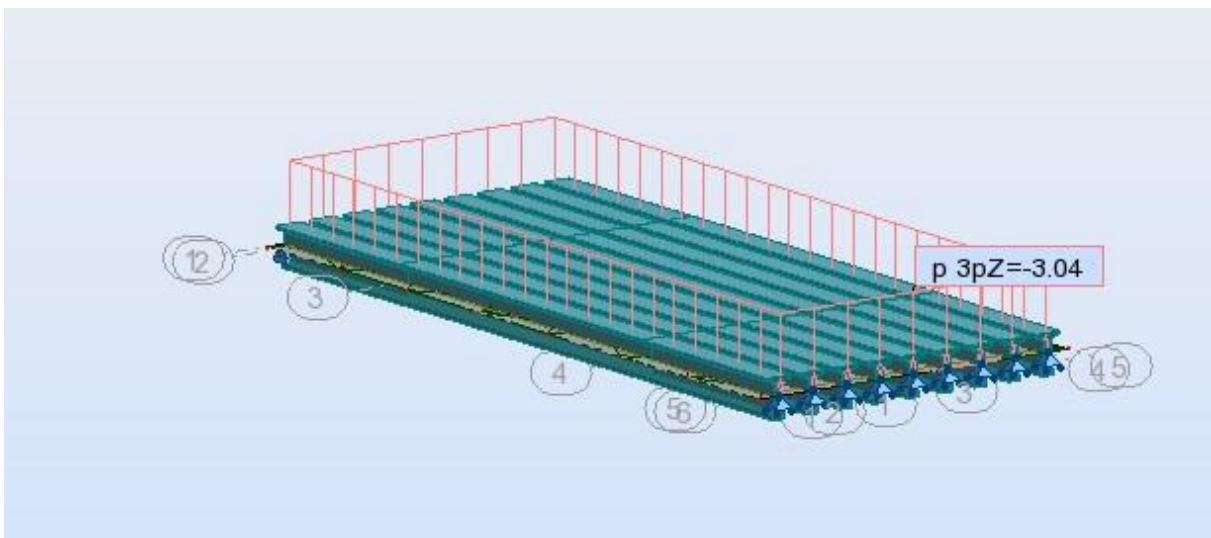


Fig V.4 : chargement sous le poids du revêtement.

- Garde-corps :

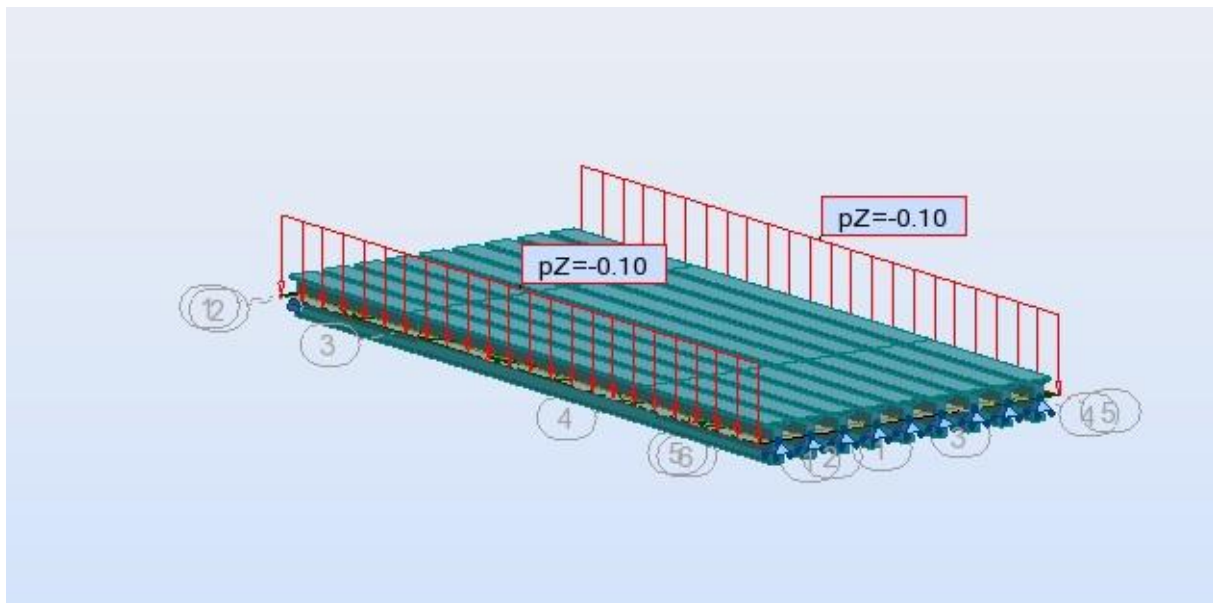


Fig V.5: chargement sous le poids du garde-corps.

- glissières de sécurités :

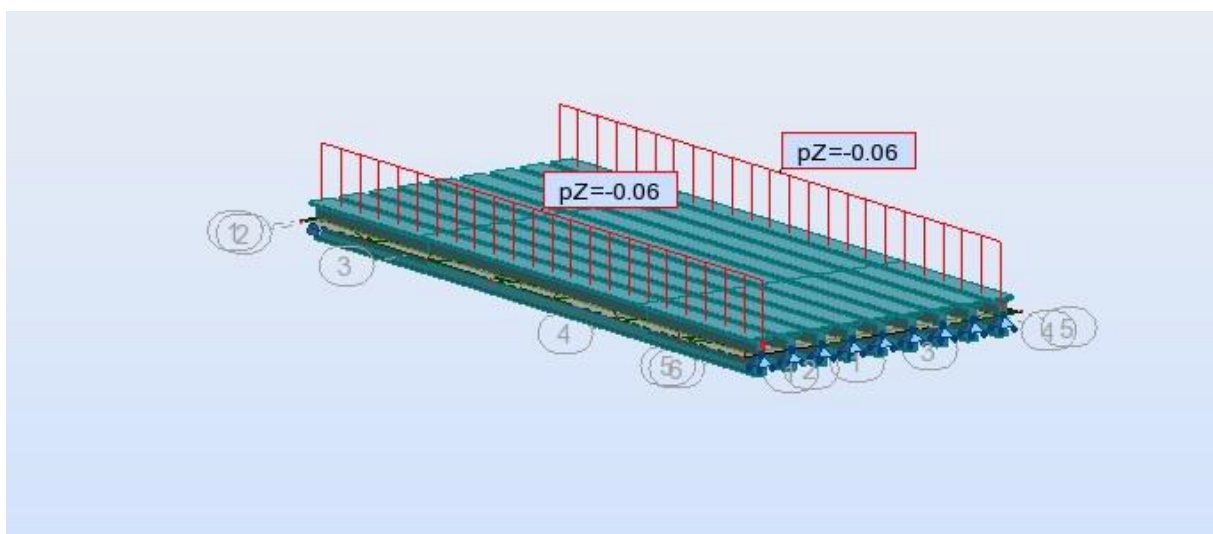


Fig -V-6 : chargement sous le poids des glissières de sécurités.

- Trottoirs :

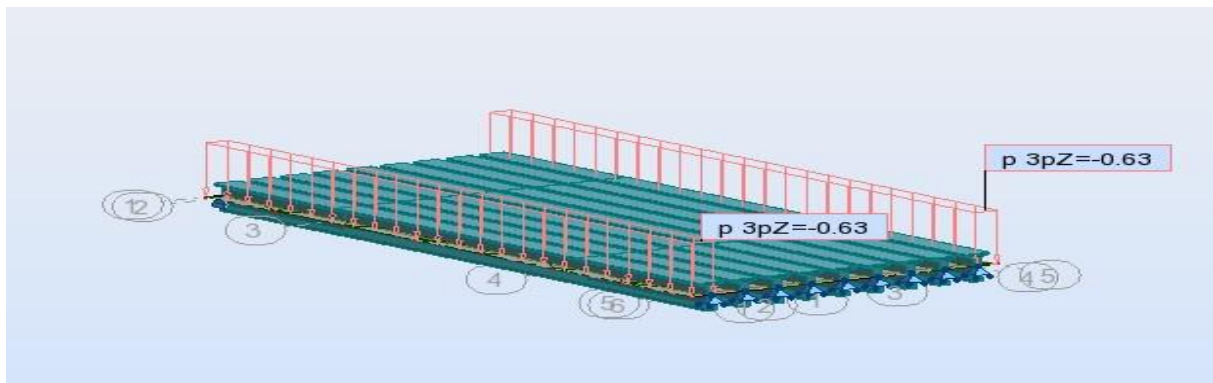


Fig -V-7 : chargement sous le poids des trottoirs.

- Surcharge sur trottoir :

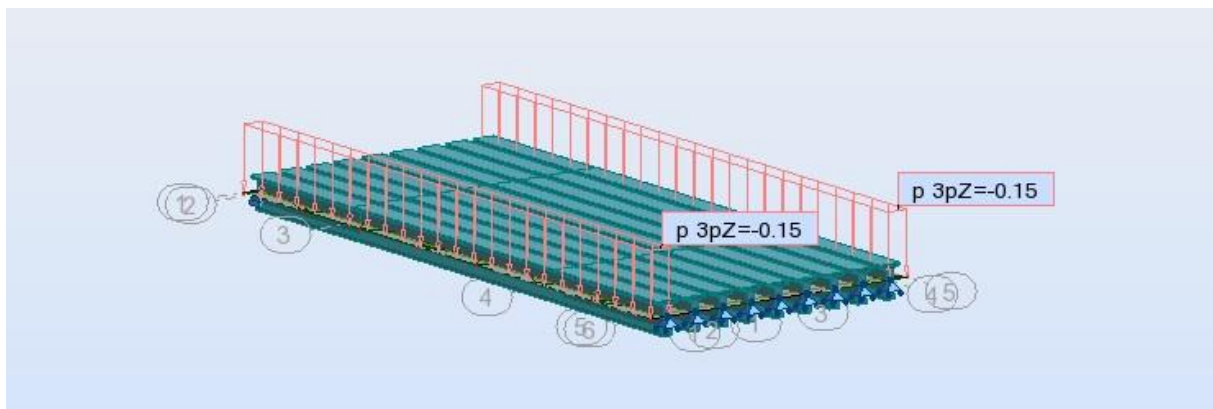


Fig -V-8: chargement sous le poids des surcharges sur trottoir.

- Système de charges A(l) :

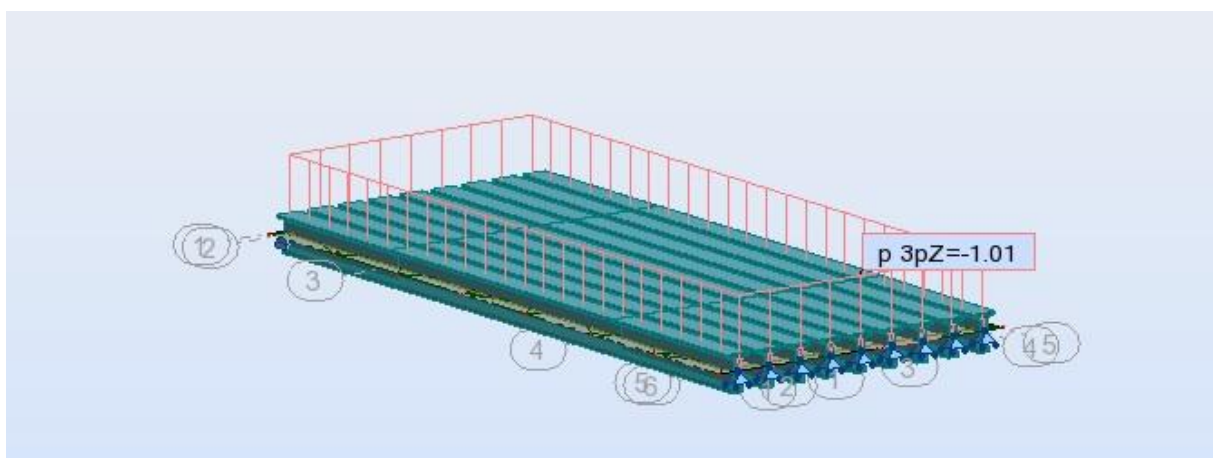
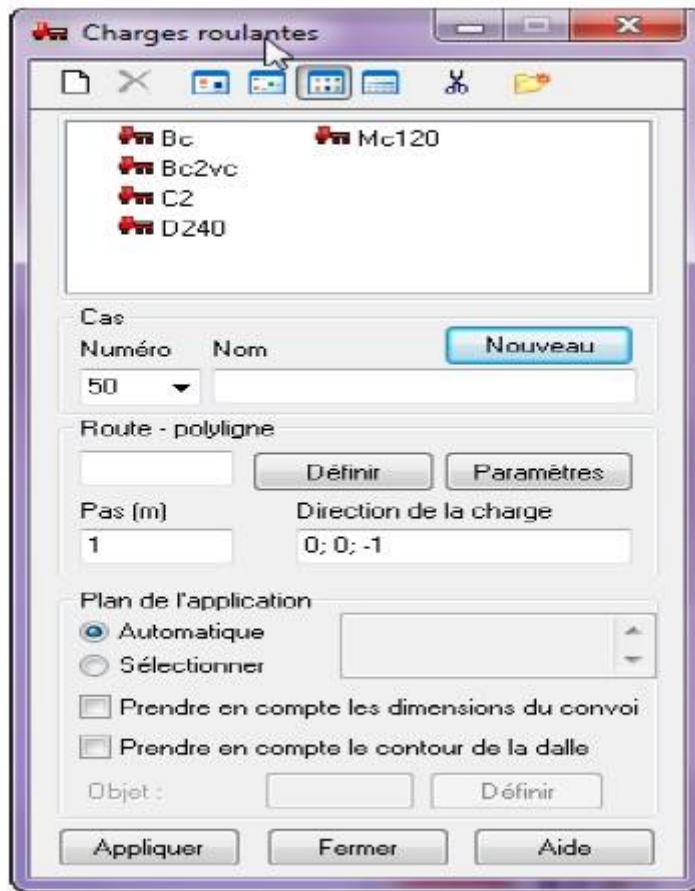


Fig -V-9 : chargement sous le système A(l).

- Les charges roulantes : qui sont définie comme suit:



- Système de charge Bc :

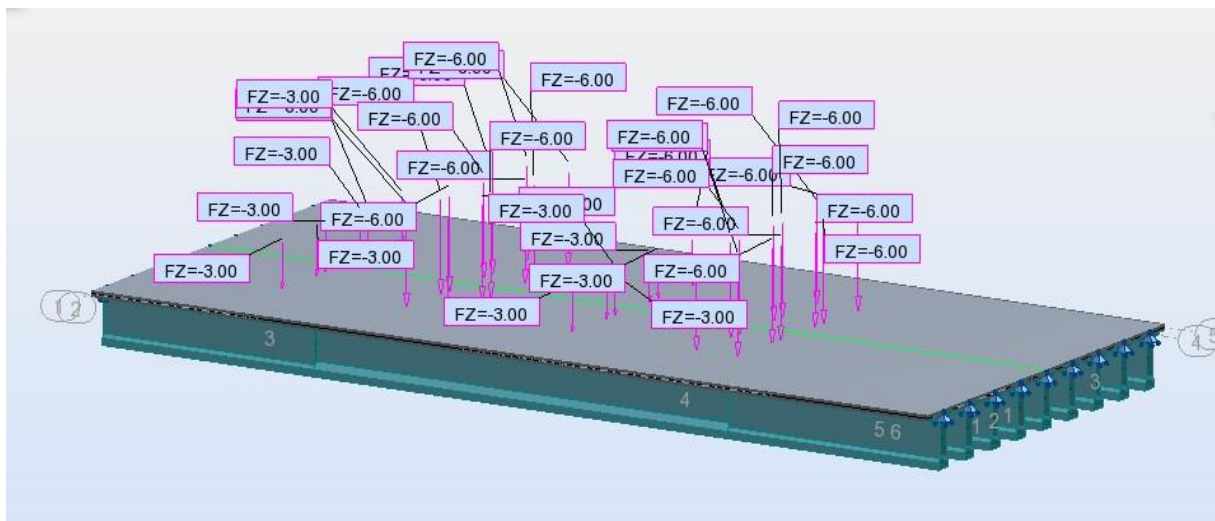


Fig -V-10 : chargement sous le système Bc.

- Système de charge Mc120 :

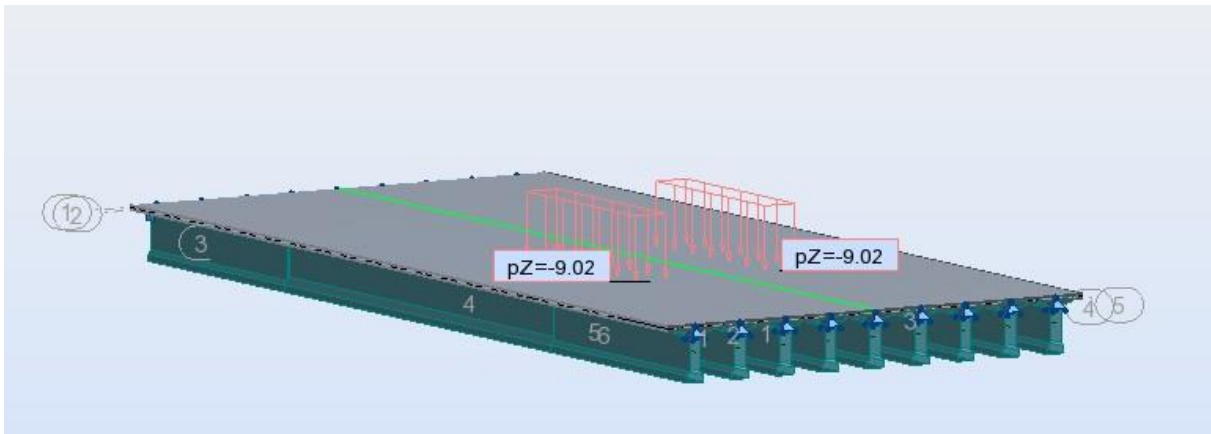


Fig -V-11 : chargement sous le système Mc120.

- Système de charge D240 :

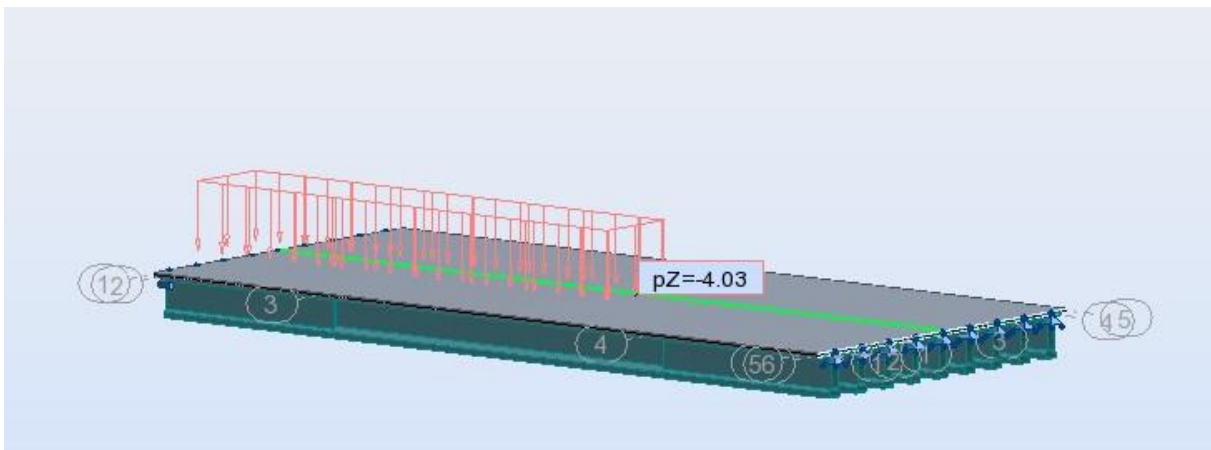


Fig -V-12: chargement sous le système D240

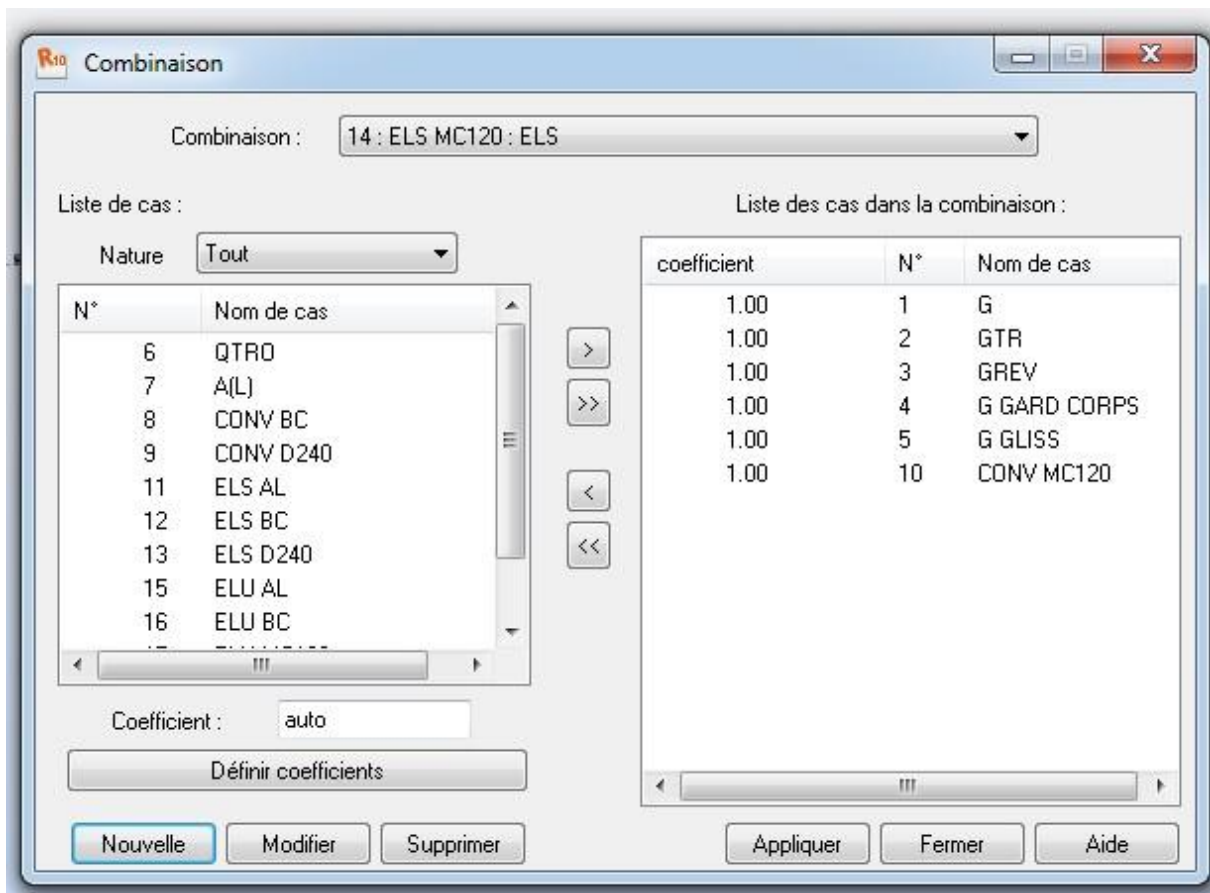
✓ 7ème étape :

Définition des combinaisons d'actions et lancement du calcul :

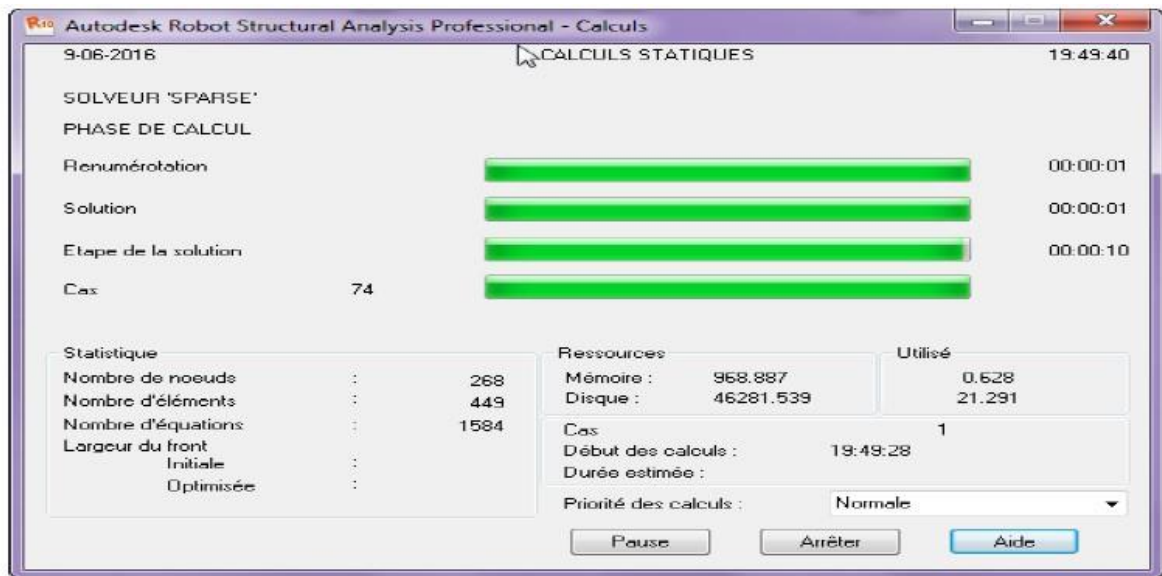
Pour le calcul des efforts dans la structure on prend en considération les combinaisons de charges selon le B.P.A.E.L (le béton précontraint aux états-limites).

Action prépondérante	Combinaisons
A I' ELU	1.35G+1.6 (Qt+AL)
	1.35G+1.6 (Qt+Bc)
	1.35 (G+MC120)
	1.35 (G+D240)
A I' ELS	G+1.2 (Qt+AL)
	G+1.2 (Qt+Bc)
	G+D240
	G+MC120

Tableau -V-2 : Les différentes combinaisons selon le fascicule 61.



✓ 8ème étape : Lancement du calcul :



✓ 9ème étape : Affichage des résultats :



V-3) Effort interne dans les poutres

a) Moment fléchissant :

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable 1.35G+1.35 D240 à L'ELU

$M_{max} = 1281.07 \text{ t.m}$ à L'ELU

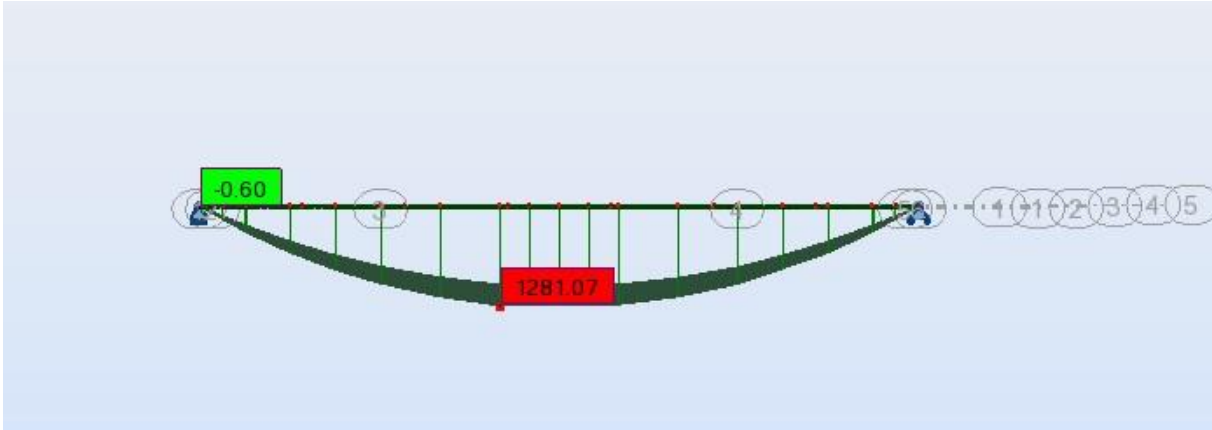


Fig -V-13: diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$M_{max} = 948.94 \text{ t.m}$ à L'ELS



Fig -V-14: diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

b) Effort tranchant :

L'effort tranchant maximum est donné par la combinaison la plus défavorable 1.35G+1.35 D240 à L'ELU et (G+D240) à L'ELS aux niveaux des appuis.

$T_{max} = 176.83 \text{ t}$ à l'ELU



Fig -V-15: diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

Tmax = 130.98 t à l'ELS



Fig -V-16: diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

- Le moment fléchissant max sous la poutre la plus sollicitée :

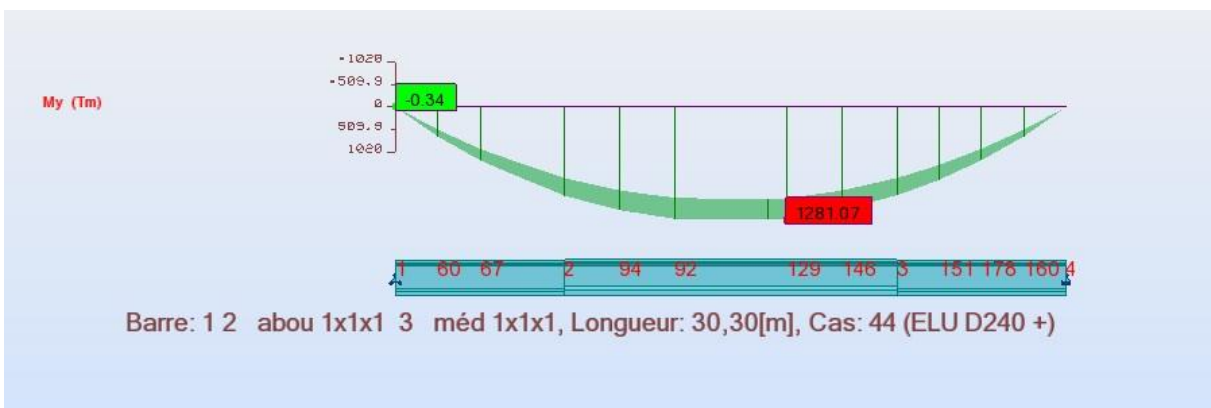


Fig -V-17: Diagramme du moment fléchissant max sous la poutre la plus sollicitée.

- L'effort tranchant Max sous la poutre la plus sollicitée :

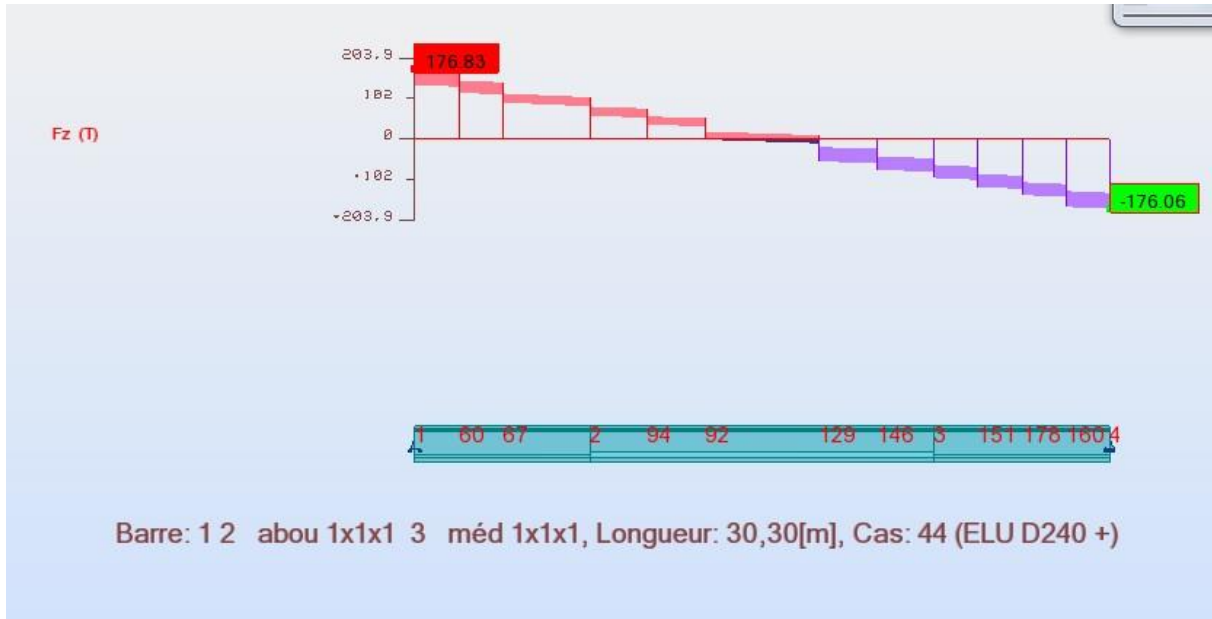


Fig -V-18 : Diagramme de L'effort tranchant Max sous la poutre la plus sollicitée

D'où :

Les efforts maximum sont donnés par la combinaison : **1.35G+1.35D240**

Etat \ Effort interne	M (t.m)	T (t)
ELU	1281.07	176.83
ELS	948.94	130.98

Tableau -V-3 : Efforts internes maximum dans les poutres.

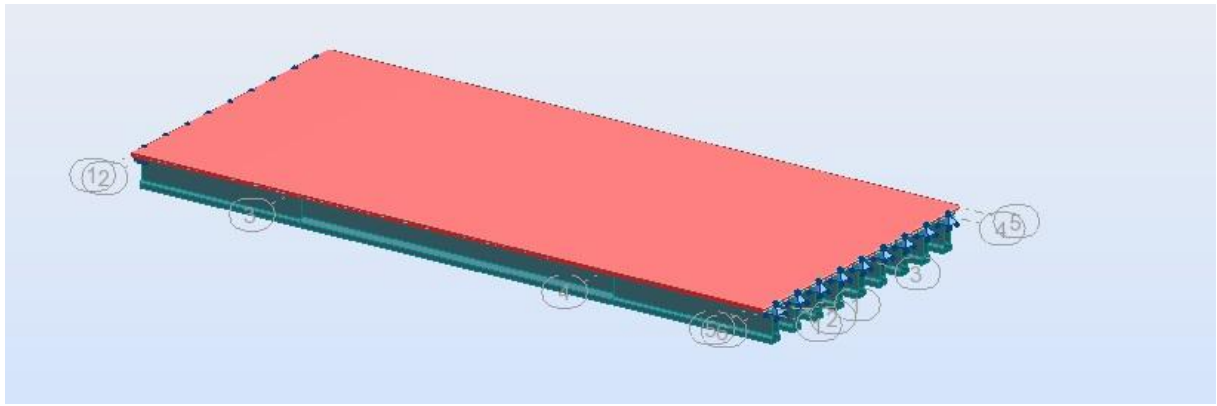
V-4 Etude du platelage :

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur place, cette dernière assure deux rôles essentiels :

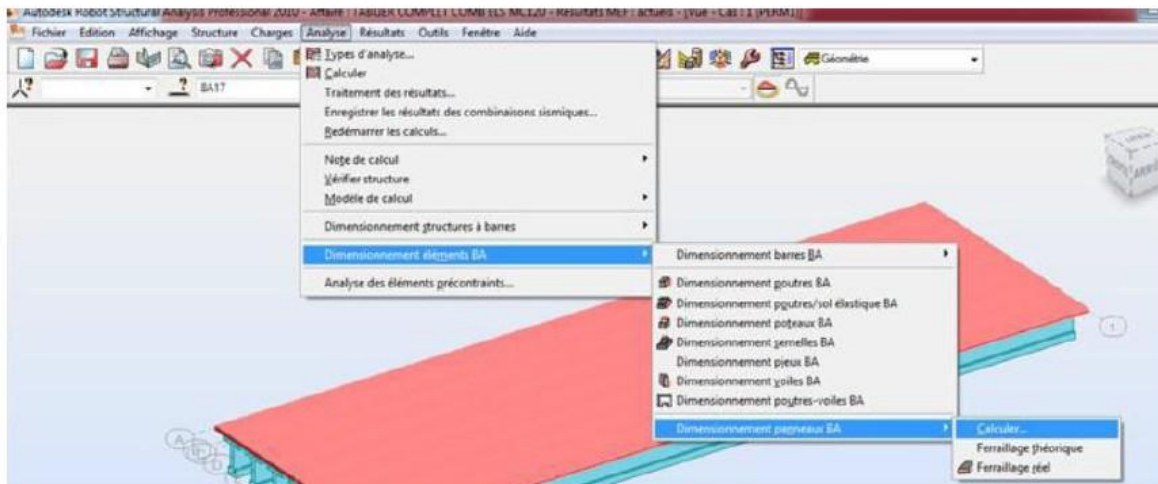
- L'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises intermédiaires ainsi que la répartition transversale des efforts.
 - La réception des charges permanentes engendrées par les différentes couches de roulement ainsi que les surcharges appliquées et la transmission des efforts résultants aux poutres.
- L'étude de la dalle nécessite l'étude des deux flexions suivante :
- Flexion transversale.
 - Flexion longitudinale

V-4-1- Méthode numérique (ROBOT MILLENIUM) :

1. sélection du tablier à étudier :



2. on lance le calcul de l'élément panneau (Dalle en béton armé) :

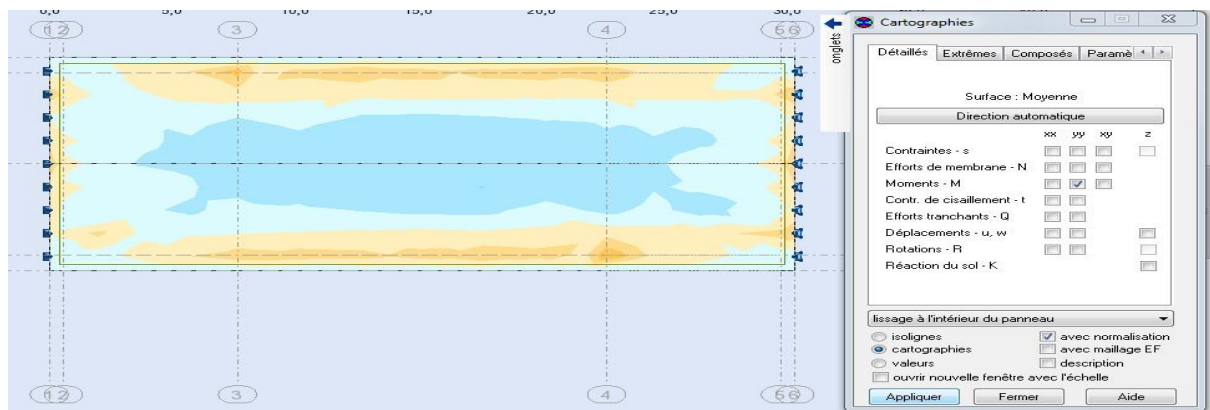


V-4-2- Les résultats obtenus avec le logiciel robot millenium :

1. Les résultats cartographie :

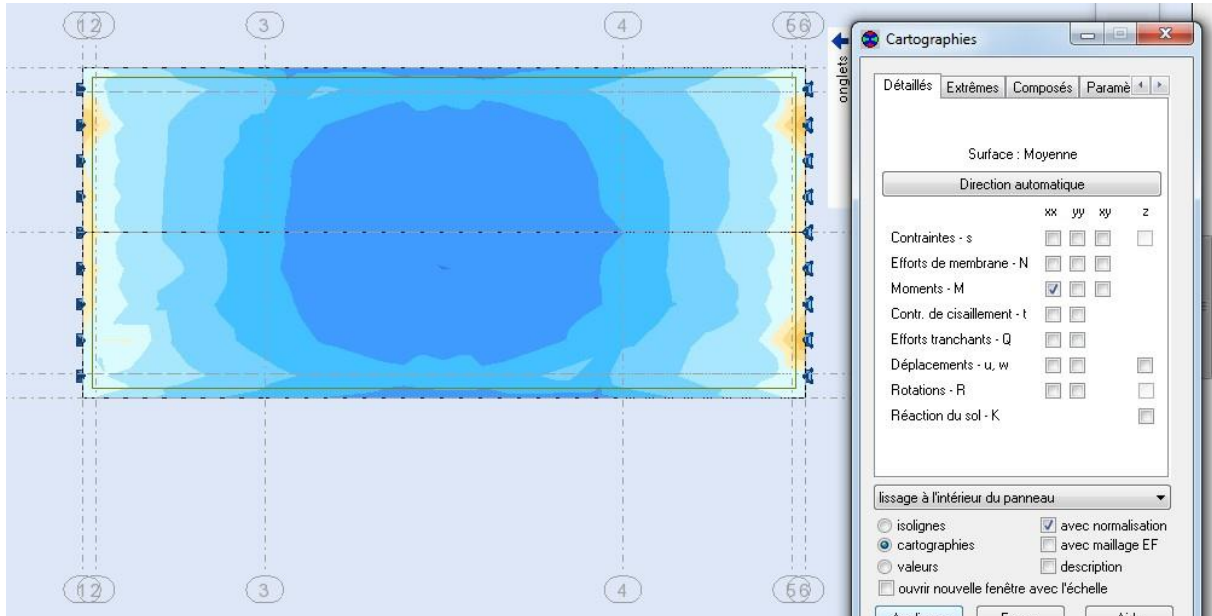
Flexion longitudinale :

Autour de (YY) :



Flexion transversale :

Autour de (XX) :



V-5-Frissage de la dalle :

La dalle sera calculée en flexion simple, la fissuration est considérée comme préjudiciable

V-5-1) Dans le sens transversal :

a) En travée :

- Armatures inférieures E.L.U :

$$M_{\mu} = 3,87t.m/ml = 3,87 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

$$c = \max(e; \phi; 1cm)$$

$$e = 3cm$$

ϕ : diamètre de l'armature

On prend $c = 3cm$

$$\text{Donc : } d = 20 - 3 = 17cm$$

$b = 100 \text{ cm}$ (pour un mètre linéaire)

$$\text{Fe500} \longrightarrow \gamma_s = 1.15 \longrightarrow \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa} = 435 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,87 \times 10^4}{100 \times 17^2 \times 17} = 0,078 < \mu_u = 0,392$$

⇒ Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0,078 \longrightarrow \text{De l'abaque } \beta = 0,959$$

Alors la section d'Armatures tendus sera :

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,87 \times 10^4}{0,959 \times 17 \times 435} = 5,45 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_s = 2,84 \text{ t.m/ml} = 2,84 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6(HA)$: Fissuration préjudiciable.

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,45}{100 \times 17} = 0,324 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 41,18 \\ \beta_1 = 0,911 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \times \beta_1 \times d} = \frac{2,84 \times 10^4}{5,45 \times 0,911 \times 17} = 336,47 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 215,55 \text{ MPa}$$

Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2,84 \times 10^4}{100 \times 17^2 \times 215,55} = 0,00452 \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 31,73; \beta_1 = 0,893 \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2,84 \times 10^4}{0,893 \times 17 \times 215,55} = 8,67 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K_1} = \frac{215,55}{31,73} = 6,79 < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

Vérfifié

Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max}(A_u; A_s) = 8,67 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA20**

- Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF) :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.4}{500} \times 100 \times 17 = 1.87 < A \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

- Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$\tau_u = \frac{13,20 \times 10^2}{100 \times 17} = 0.77 < \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 3MPa \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

- Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \bar{\tau}_{se} = 2\Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; U : \text{périmètre utile pour les armatures utilisées}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 2\Psi_s \cdot f_{t28} = 2 \times 1.5 \times 2.4 = 7.2 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{13.20 \times 10^4}{0.9 \times 170 \times 263.76} = 3,27 MPa$$

$$3.27 MPa < 7.2 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

- Armatures transversales :

Si le béton est coulé en même moment (pas de reprise de bétonnage), et la formule suivante est vérifiée, alors on n'aura pas besoin des armatures transversales :

$$V_u \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times d = 0.238MN = 23.8t \quad V_u = 13.20t < 23.8t \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

B) Aux appuis :

Armatures supérieurs

E.L.U

$$M_u = 2.10 \times 10^4 N.m/ml$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.10 \times 10^4}{100 \times 17^2 \times 17} = 0.042 < \mu_u = 0.392$$

\implies Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.042 \longrightarrow \text{De l'abaque } \beta = 0.979$$

Alors :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.10 \times 10^4}{0.979 \times 17 \times 336,47} = 3.75 cm^2$$

E.L.S

$$M_u = 1.43 \times 10^4 N.m/ml$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 215.55MPa$$

$$\rho_1 = \frac{100.Au}{b.d} = \frac{100 \times 3.75}{100 \times 17} = 0.22$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K1 = 50.79 \\ \beta_1 = 0.924 \end{array} \right.$$

$\sigma_{st} = \frac{Ms}{Au \times \beta_1 \times d} = \frac{1.43 \times 10^4}{3.75 \times 0.924 \times 17} = 242.76 MPa > \bar{\sigma}_{st} = 215.55 MPa$ Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S

$$\mu_1 = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.43 \times 10^4}{100 \times 17^2 \times 215.55} = 0.0022 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K1 = 49.10; \beta_1 = 0.922 \end{array} \right.$$

$$As = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.43 \times 10^4}{0.922 \times 17 \times 215.55} = 4.23 cm^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K1} = \frac{215.55}{49.10} = 4.39 < \bar{\sigma}_{bc} = 18 MPa$$

Vérifié

Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max}(Au ; As) = 4.23 cm^2$$

Soit 4HA12

- Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF) :

$$A_{min} = 0.23 \frac{ft28}{fe} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.4}{500} \times 100 \times 17 = 1.87 < A = 4.23 \quad \text{Condition vérifié}$$

- Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} < \min \left\{ 0.15 \frac{fc28}{\gamma_b}; 4 MPa \right\}$$

$$\tau_u = \frac{13.2 \times 10^2}{100 \times 17} = 0.77 < \min \left\{ 0.15 \frac{fc28}{\gamma_b}; 4 MPa \right\} = 3 MPa \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{Tu}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \Psi_s . ft28$$

$$\bar{\tau}_{se} = 2 \Psi_s . ft28 = 2 \times 1.5 \times 2.4 = 7.2 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{13.20 \times 10^4}{0.9 \times 170 \times 150.72} = 5.72 MPa$$

$$5.72 MPa < 7.2 MPa \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

V-5-2) Dans le sens longitudinal :

A) en travée

- Armatures inférieures E.L.U :

$$M\mu = 2.83 t.m/ml = 2.83 \times 10^4 N.m/ml$$

$$dy = dx - 0.5(\phi_x + \phi_y)$$

ϕ_x : diametre de l'armature Lx

ϕ_y : diamètre de l'armature L_y ; on le fixe à 10mm

$$d_y = 17 - 0.5(2 + 1) = 15.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.83 \times 10^4}{100 \times 15.5^2 \times 17} = 0.07 < \mu_u = 0.392$$

⟹ Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.07 \longrightarrow \text{De l'abaque } \beta = 0.964$$

Alors la section d'Armatures tendus sera :

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.83 \times 10^4}{0.964 \times 15.5 \times 336,47} = 5.62 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_s = 7.62 \text{ m/ml} = 7.62 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.62}{100 \times 15.5} = 0.36$$

$$\left. \begin{array}{l} K_1 = 38.15 \\ \beta_1 = 0.907 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \times \beta_1 \times d} = \frac{7.62 \times 10^4}{5.62 \times 0.907 \times 15.5} = 964.44 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}} = 215.55 \text{ MPa}$$

Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{7.62 \times 10^4}{100 \times 15.5^2 \times 215.55} = 0.0146 \longrightarrow \left. \begin{array}{l} K_1 = 14.41; \beta_1 = 0.830 \end{array} \right\}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{7.62 \times 10^4}{0.830 \times 15.5 \times 215.55} = 27.47 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{K_1} = \frac{215.55}{14,41} = 14.95 < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa}$$

Vérfié

Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max}(A_u ; A_s) = 27.47 \text{ cm}^2$$

Soit **9HA 20**

- Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF) :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.4}{500} \times 100 \times 15.5 = 1.71 < A \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

- Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{13.2 \times 10^2}{100 \times 15.5} = 0.85 < \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 3 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

- Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; U : \text{périmètre utile pour les armatures utilisées}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 2 \Psi_s \cdot f_{t28} = 2 \times 1.5 \times 2.4 = 7.2 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.20 \times 10^4}{0.9 \times 155 \times 471} = 2.008 \text{MPa}$$

$$2.008 \text{MPa} < 7.2 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

B) Aux appuis :

Armatures supérieurs

E.L.U

$$M_u = -1.10 \times 10^4 \text{N.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.10 \times 10^4}{100 \times 15.5^2 \times 17} = 0,026 < \mu_u = 0.392$$

\implies Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.026 \longrightarrow \text{De l'abaque } \beta = 0.987$$

Alors :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.10 \times 10^4}{0.987 \times 15.5 \times 336,47} = 2.13 \text{cm}^2$$

E.L.S

$$M_u = -0.9 \text{N.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 22 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 215.55 \text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.13}{100 \times 15} = 0.142 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K1 = 65.64 \\ \beta_1 = 0.938 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \times \beta_1 \times d} = \frac{0.9 \times 10^4}{2.13 \times 0.938 \times 15} = 300.30 \text{MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 215.55 \text{MPa}$$

Donc la section à l'ELU n'est pas vérifiée.

On doit calculer la section d'armature à L'ELS :

$$\mu_1 = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,9 \times 10^4}{100 \times 15,5^2 \times 215,55} = 0,00173$$

$$A_{ELS} = \frac{Ms}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,9 \times 10^4}{0,938 \times 15,5 \times 215,55} = 2,871$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K_1} = \frac{215,55}{56,43} = 3,81 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 56,43 \\ \beta_1 = 0,930 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 22 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 3,81 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = \max(2,13 ; 3,81) = 3,81 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } \mathbf{4 \text{ HA } 12}$$

- Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF) :

$$A_{min} = 0,23 \frac{ft_{28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 15 = 1,65 > A_{min} = 1,16$$

Condition vérifié

- Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min \left\{ 0,15 \frac{fc_{28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{13,2 \times 10^2}{100 \times 15} = 0,7 < \min \left\{ 0,15 \frac{fc_{28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

- Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \Psi_s \cdot ft_{28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 2 \Psi_s \cdot ft_{28} = 2 \times 1,5 \times 2,4 = 7,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,20 \times 10^4}{0,9 \times 15,5 \times 266,19} = 3,55 \text{ MPa}$$

$$3,55 \text{ MPa} < 7,2 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

Récapitulatif :

Suivant Lx:

En travée : **5HA20**

Aux appuis : **4HA12**

Suivant Ly :

En travée : **9 HA 20**

Aux appuis : **4HA12**

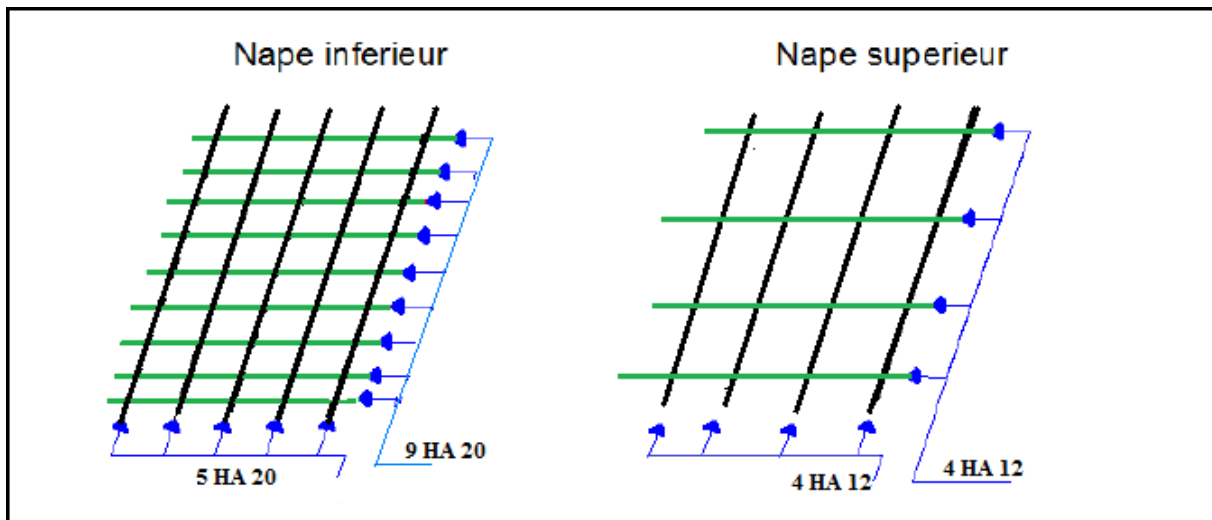


Fig-V-19-vue en plan du ferrailage de la dalle.

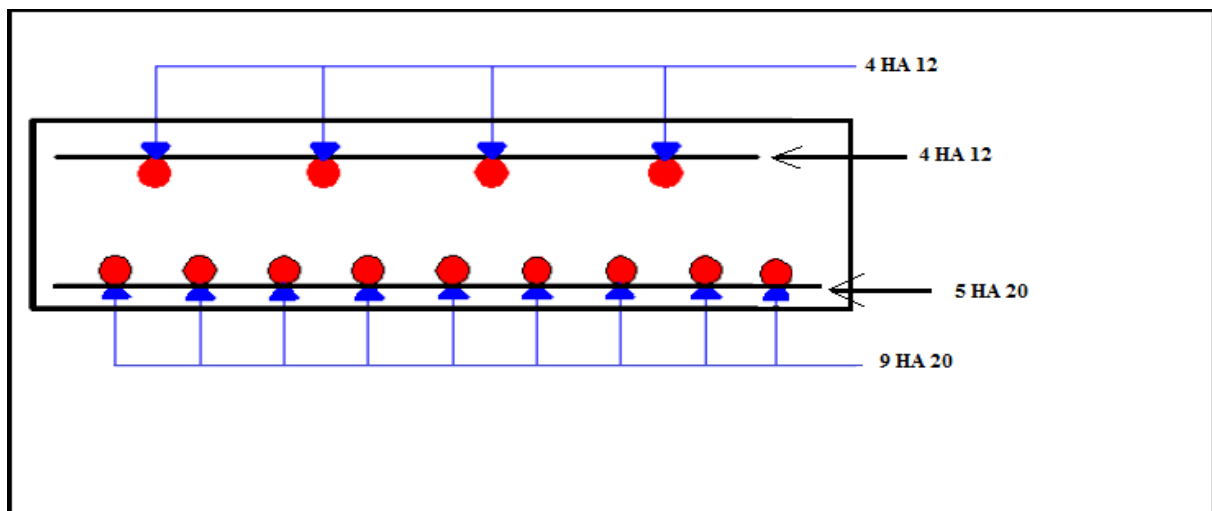


Fig-V-20- Ferrailage dans le sens Longitudinal (coupeA-A)

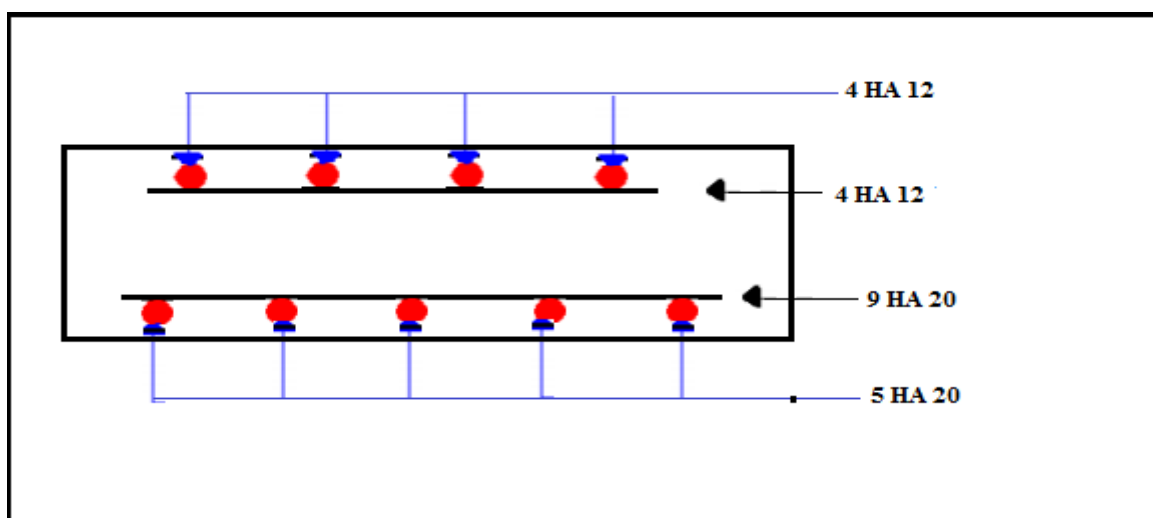


Fig-V-21-Ferrailage dans le sens Transversal (coupe B-B)

V-6 Etude à la torsion :

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiment ou d'ouvrages d'art, elle est la plus part du temps négligeable car difficile à appréhender.

Le béton est un matériau peu résistant à la traction donc au cisaillement très vite il se fissure, ce qu'entraîne automatiquement une diminution très importante de sa rigidité de torsion.

Notion de section tubulaire efficace :

Le BPEL comme le BAEL pour le béton armé demande de considéré les sections comme des sections creuses en négligeant la partie creuse.

On définit une section tubulaire efficace qu'est la section ayant même contour extérieur que les armatures transversal de la poutre.

Le moment de torsion sera reparti à l'âme et aux semelles de la poutre suivant leur inertie de torsion « Γ » qui est donnée, pour une section rectangulaire de dimensions a et b ($a > b$) ; par la formule :

$$\Gamma = K \cdot b \cdot a^3$$

La valeur de k dépend du rapport : $R = \frac{b}{a}$ est donnée par la formule empirique suivante :

$$K = \frac{1}{3} - \left(0.051 + \frac{0.168}{R} \right) e^{-0.13R}$$

La partie du hourdis associée à la poutre est prise en compte dans le calcul de l'inertie et de torsion « Γ ». Pour les raison de simplification, nous allons apporter deux corrections
-L'âme de la poutre est calculée pour une hauteur double de la hauteur réelle-Pour le hourdis, la valeur à retenir ne représente que la moitié de celle donnée par la formule précédente.

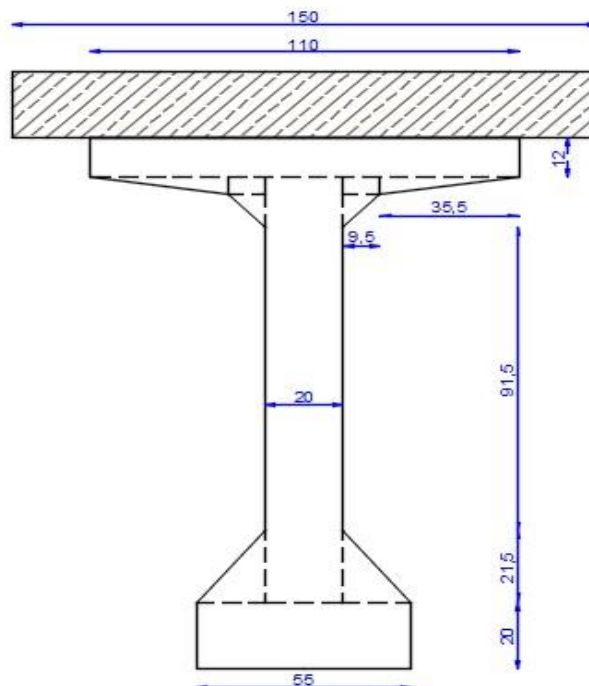


Figure-V-22 : déformée section de la poutre

Elément	a (m)	b (m)	R	K	$\tau \times 10^{-4}$
1	0,20	1,50	7,5	0,305	36,6
2	0,12	1,10	9,16	0,312	5,93
3×2	0,05	0,355	7,1	0,303	0,134
4×2	0,05	0,095	1,9	0,224	0,026
5×2	0,10	0,095	0,95	0,131	0,124
6	0,20	2,56	12,8	0,321	65,74
7×2	0,215	0,175	0,81	0,100	1,73
8	0,20	0,55	2,75	0,254	11,176
$\Sigma\tau$					121,46

Tab.V-4 : calcul de l'inertie de torsion

$$\tau_{ame} = 65.74 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$\tau_{total} = 121.46 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$\frac{\tau_{ame}}{\tau_{total}} = 0.541$$

Donc l'âme reprend 54,1% du moment de torsion appliqué sur la poutre.

Valeurs des moments de torsion totale appliquée dans l'âme et la poutre :

Etat	Poutre	Ame
E.L.U	20.03	17,07
E.L.S	14.58	12.4

Tab V-5- moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme.

La contrainte tangentielle de torsion dans une section rectangulaire de cote a et b est maximal au milieu de grand cote b, sa valeur est donnée par :

$$\tau_{ame} = \frac{Mt}{a^3} \cdot \frac{1}{R} \left(4.81 - 1.81 \cdot \frac{R - 1}{\sqrt{2 + R^2}} \right)$$

$$a = a_{net} - \frac{\phi}{2} = 22 - \frac{8,5}{2} = 17,75 \text{cm} \quad ; \quad \phi = 8,5 \text{cm} \text{ est le diamètre extérieur de la gaine.}$$

$$b = 160 \text{ cm}$$

$$R = \frac{b}{a} = \frac{160}{17,75} = 9.014$$

Donc :

$$\tau_{ame} = \frac{Mt}{(0.1775)^3} \cdot \frac{1}{9.014} \left(4.81 - 1.81 \cdot \frac{9.014 - 1}{\sqrt{2 + (9.014)^2}} \right) = 0.064 \text{ Mt}$$

Les contraintes revenant à l'âme sont :

E.L.U:

$$\tau_{ame} = 0.064 \times 17.07 = 1.09 \text{ MPa}$$

E.L.S:

$$\tau_{ame} = 0.064 \times 12.4 = 0.8 \text{ MPa}$$

NB: Les contraintes tangentielles revenant aux membrures (supérieures et inférieures) sont négligées par rapport à celle de l'âme.

Chapitre VI

Étude des entretoises d'about

VI.1 : Définition et rôle de l'entretoise d'about :

Notre pont comporte des entretoises d'about en béton armé coulées sur place. Elles ont pour but d'assurer un encastrement à la torsion des poutres. La suppression de ces entretoises rend nécessaire la prévision de dispositifs spéciaux pour la mise sur vérin de l'ouvrage en vue d'un éventuel changement des appareils d'appuis. Des amorces d'entretoises sont prévues, elles sont coulées en même temps que les poutres. Ces amorces permettent d'accrocher le coffrage sans difficulté et facilitent le bétonnage.

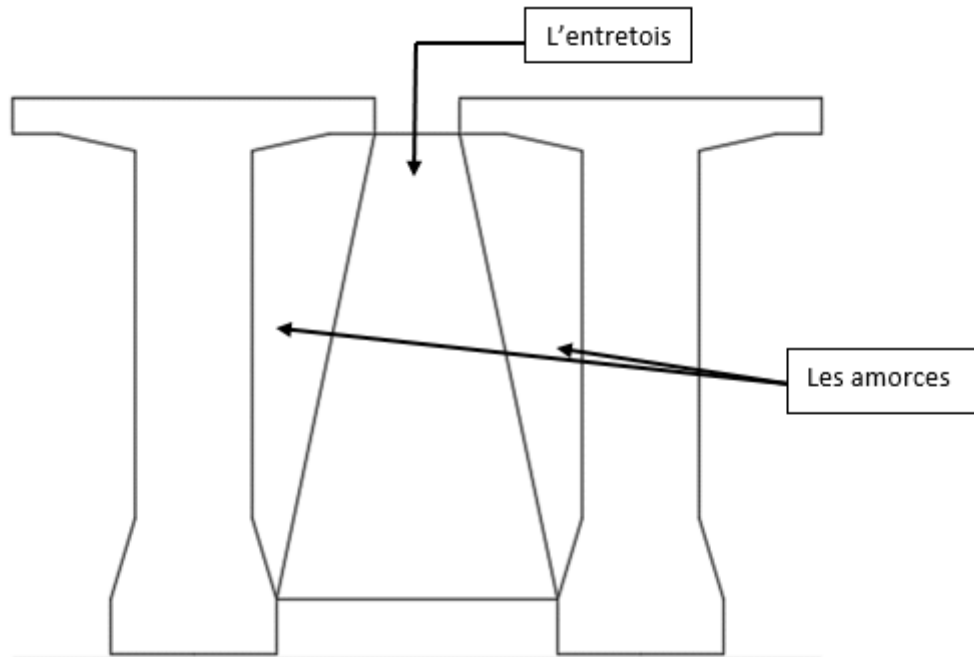


Fig. VI.1: Surface d'influence de l'entretoise

VI-2 : Calcul des efforts internes (M et T) dans l'entretoise :

- **Charge permanente** : l'entretoise d'about est soumise à :
 - Son poids propre.
 - Le poids de l'hourdis.
 - Le poids de revêtement bitumineux et de l'étanchéité.

1-Poids de propre (entretoise + Amorce) :

$$P = 2 \times 0.0704 + 0.311 = 0.452 \text{ t}$$

2- Poids de l'hourdis :

$$P_{\text{dalle}} = 0.825 \text{ t/ml}$$

3- Poids de revêtement (bitumineux + chape d'étanchéité) :

$P_b = 0.33 \text{ t/ml}$

La charge permanente revenant à l'entretoise est :

$P = 0.33+0.825+0.452$

$P = 1.6 \text{ t/ml}$

- Moment fléchissant :

$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{1.6(1.15)^2}{8} = 0.265 \text{ t.m}$

Les entretoises sont supposé semi-encastées dans les poutres du pont, donc on aura :

$M_t = 0.80 M_0 = 0.80 (0.265) = 0.212 \text{ t.m}$

$M_t = -0.5 M_0 = -0.5 (0.265) = -0.132 \text{ t.m}$

- Effort tranchant :

$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{1.6 \times 1.15}{2}$

$T = 0.92 \text{ t}$

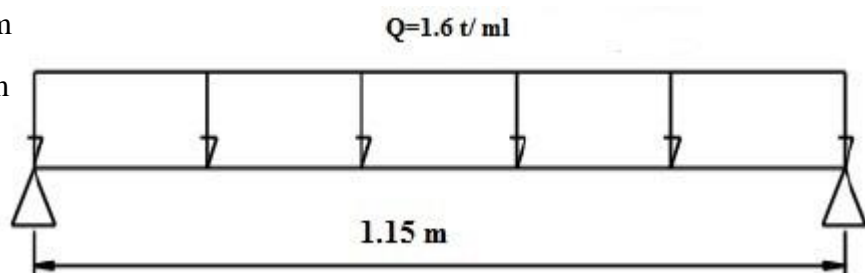


Fig-VI-2: calcul de Moment fléchissant

• Charge Bc :

Deux roues de 6 tonnes de deux camions roulant côte à côte sur l'entretoise nous donnent la position la plus défavorable.

- Moment fléchissant : (théorème de BARRES)

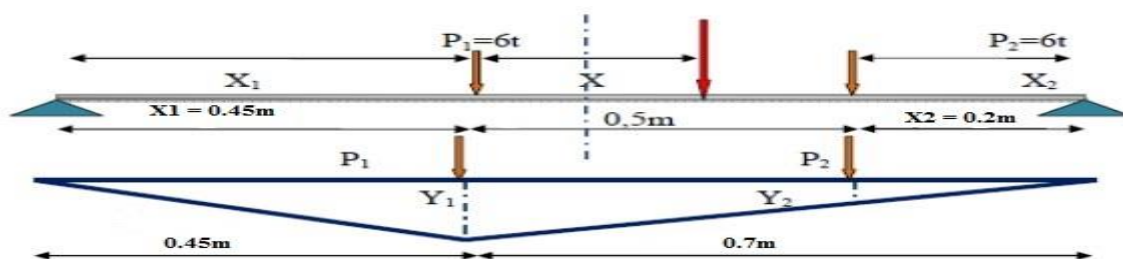


Fig-VI-3: ligne d'influence de moment

$$\sum M/P_1 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5P_2 + XR = 0 \\ R = P_1 + P_2 = 12 \end{array} \right\} \longrightarrow X = \frac{-0.5P_2}{R} = 0.25\text{m}$$

$$X_1 = \frac{1.15}{2} - \frac{0.25}{2} = 0.45\text{m}$$

$$X_2 = 1.15 - (0.45 + 0.5) = 0.2\text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{0.45 \times 0.7}{1.15} = 0.274\text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.274 \times 0.7}{1.15} = 0.166\text{m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i Y_i \longrightarrow M_{\max} = 6(0.166 + 0.274) = 2.64\text{ t.m}$$

Donc :

$$M_t = 0.8 M_{\max} \longrightarrow M_t = 0.8(2.64) = 2.112\text{ t.m}$$

$$M_t = -0.5 M_{\max} \longrightarrow M_t = -0.5(2.64) = -1.32\text{ t.m}$$

- effort tranchant :

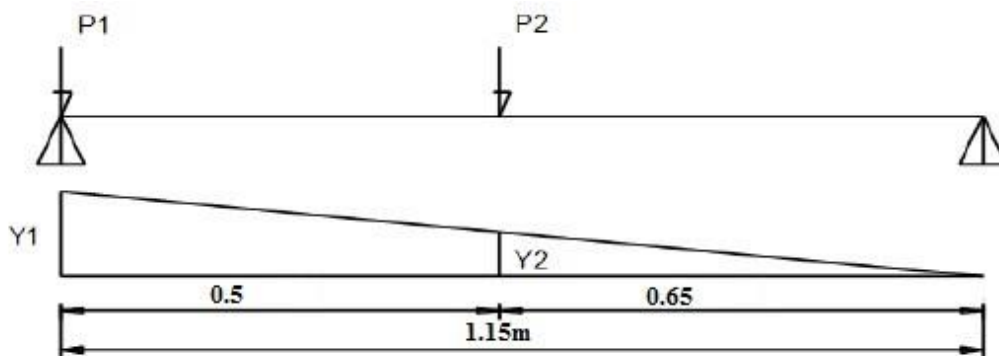


Fig-VI-4: ligne d'influence de T.

$$Y_1 = 1$$

$$Y_2 = \frac{1 \times 0.65}{1.15} = 0.565\text{ m}$$

$$T_{\max} = \sum P_i Y_i \longrightarrow T_{\max} = 6(1 + 0.565) = 9.39\text{ t}$$

• Charge Bt

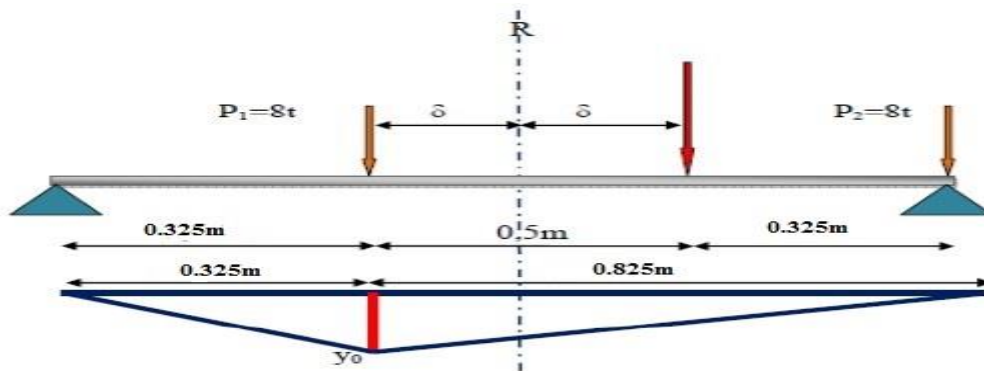


Fig-VI-5: ligne d'influence de M

a) moment fléchissant

On est en présence de deux roues de 8t chacune :

$$\sum M_G = \sum M_R$$

$$8(2 \delta) = 8(1 - 2 \delta) \longrightarrow \delta = 0.25$$

$$P_1 = P_2 = 8 \text{ t}$$

$$X_1 = \frac{1.15}{2} - 0.25 = 0.325 \text{ m}$$

$$Y_0 = \frac{a.b}{L} = \frac{0.325 \times 0.825}{1.15} = 0.233 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i Y_i \longrightarrow M_{\max} = 8(0.233) = 1.864 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.8 M_{\max} = 0.8 (1.864) = 1.491 \text{ t.m}$$

$$M_t = -0.5 M_{\max} = -0.5 (1.864) = -0.932 \text{ t.m}$$

b) effort tranchant :

$$Y_1 = 1 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1 \times 0.15}{1.15} = 0.13 \text{ m}$$

$$T_{\max} = 8(1 + 0.13) = 9.04 \text{ t}$$

T_{MAX} = 9.04t

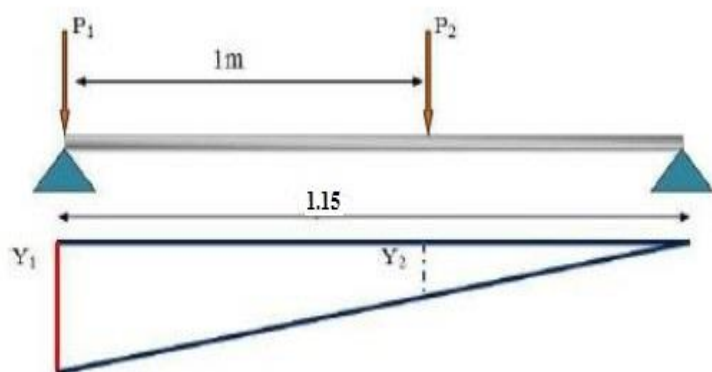


Fig-VI-6: ligne d'influence de T

• Système Mc 120:

a) Moment fléchissant :

La règle du fascicule 61 titre II, 9.31 n'est pas vérifiée alors on déduit qu'on ne peut placer qu'une seule chenille entre deux poutres principales.

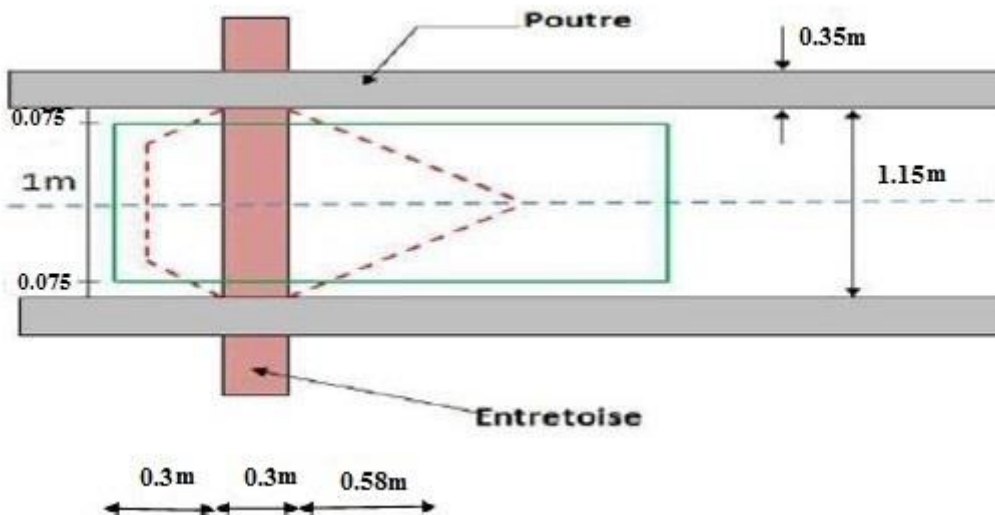


Fig-VI-7: surface d'influence d'une chenille sur l'entretoise d'about.

Surface influence:

$$S = (1 \times 1.15) - ((0.5 \times 0.58) + (0.3)^2)$$

$$S = 0.78 \text{ m}^2$$

La charge d'une seule chenille par mètre carré est

$$P = \frac{55}{6.1 \times 1} = 9.016 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge qui revient à l'entretoise est :

$$P = 9.016 \times 0.78$$

$$P = 7.032 \text{ t/ml}$$

$$I_c = \frac{0.58^2}{1.15} = 0.292 \text{ m}$$

$$I_1 = I_2 = \frac{I_c \times 0.075}{0.58} = \frac{0.35 \times 0.075}{0.58} = 0.045 \text{ m}$$

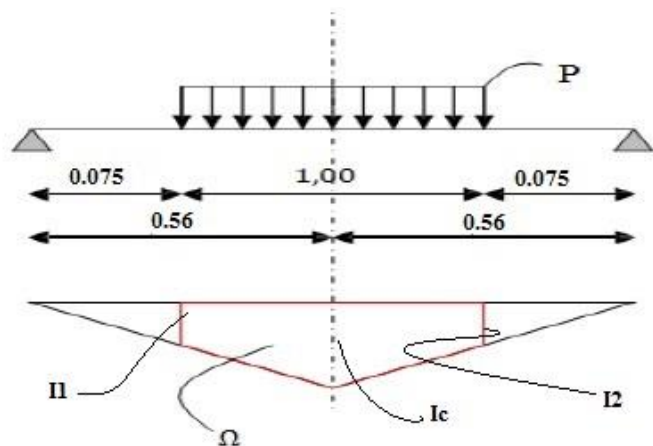


Fig-VI-8: Ligne d'influence de M (Mc120)

$$\Omega = 2 \times (I_c + I_1) \times \frac{0.5}{2} = 2 \times (0.292 + 0.045) \times \frac{0.5}{2} = 0.17 \text{ m}^2$$

$$M_0 = 7.032 \times 0.17$$

$$M_0 = 1.19 \text{ t.m}$$

$$\left[\begin{array}{l} M_t = 0.8 M_0 = 0.956 \text{ t.m} \\ M_0 = -0.5 M_0 = -0.595 \text{ t.m} \end{array} \right]$$

b) Effort tranchant :

$$\Omega = \frac{b}{L} \times L_c \times (1 - L_c / 2 L)$$

$$\Omega = \frac{1.16}{1.15} \times 1 \times (1 - \frac{1}{2 \times 1.15})$$

$$\Omega = 0.57 \text{ m}^2$$

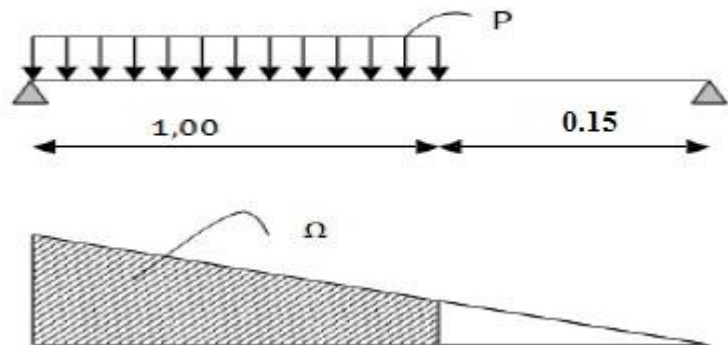


Fig-VI-9: Ligne d'influence de T (Mc120)

D'où :

$$T_{\max} = 0.57 \times 7.123$$

$$T_{\max} = 4.061 \text{ t}$$

Surcharge D240 :

a) Moment fléchissant :

$$\sigma = \frac{240}{18.6 \times 3.2} = 4.03$$

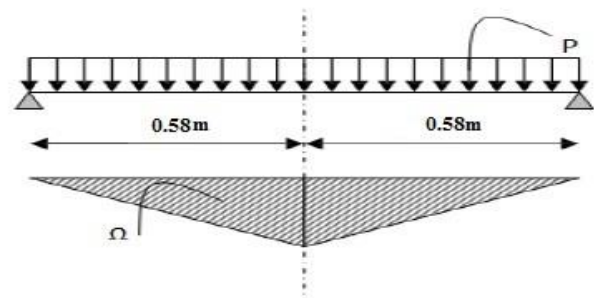


Fig-VI-10: Ligne d'influence de M (D240)

Donc la charge qui revient à l'entretoises est :

$$P = 4.03 \times 1.24 = 5 \text{ t/ml}$$

$$I_c = \frac{0.58^2}{1.15} = 0.292$$

$$\Omega = \left(0.292 \frac{0.58}{2}\right) \times 2$$

$$\Omega = 0.17 \text{m}^2$$

D'où :

$$M_0 = 5 \times 0.17 = 0.85 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0.8 M_0 = 0.68 \text{ t.m} \\ M_t = -0.5 M_0 = -0.425 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

b) effort tranchant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{5 \times 1.15}{2} = 2.875 \text{ t}$$

charge	coefficients		Mt (t.m)	Ma (t.m)	T(t)
	δ	Bc, Bt			
G		1	0.212	-0.132	0.92
Bc	1.089	0.95	2.112	-1.32	9.39
Bt	1.072	1.2	1.491	-0.932	9.04
Mc120	1.079	1	0.956	-0.595	4.061
D240		1	0.68	-0.425	2.875

Tab-VI-1: Moment et effort tranchant

Combinaison	ELU	ELS
(I)	1.35G+1.6 Max (Bc, Bt)	G+1.2 Max (Bc, Bt)
(II)	1.35G + 1.35 Max (Mc120, D240)	G+Max (Mc120, D240)

Tab-VI-2: Combinaison des efforts internes

Etat		Mt (t.m)	Ma (t.m)	T(t)
ELU	I	3.67	-1.67	16.27
	II	1.58	-0.75	6.73
ELS	I	2.75	-1.25	12.188
	II	1.17	-0.557	4.981

Tab-VI-3: Moment et effort tranchant après combinaison

VI-3 : Ferrailage de l'entretoise :

- Ferrailage longitudinale :

Soit à calculé une section rectangulaire de 0.3 m de largeur et de 1.15m de longueur, soumis à la flexion simple.

Acier FeE400
Béton $f_{c28} = 35$ MPa

$c = 4$ cm
 $\gamma_b = 1.5$ (situation durable).
 $f_{c28} = 35$ MPa

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

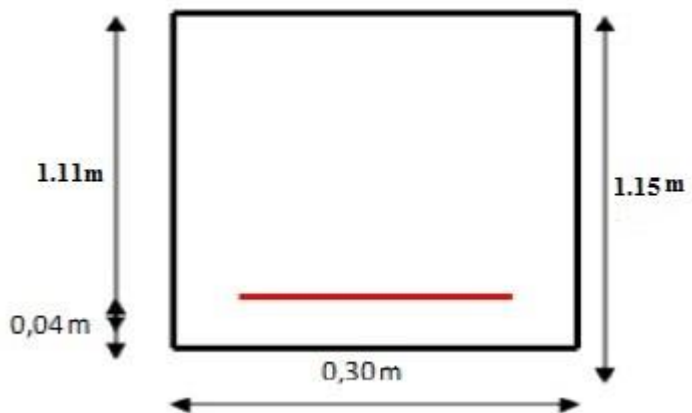


Fig-VI-11: Ferrailage longitudinale

$M_t = 3.67 \text{ t.m} = 36.7 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{B d^2 \sigma_{bc}} = \frac{36.7 \times 10^3}{30 \times 111^2 \times 19.83} = 0.00501$$

$\mu_b = 0.00501 < \mu_R = 0.392$ \implies Donc la section est simplement armé

$\mu_b = 0.0050 \implies \beta = 0.9975$

$$A_U = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{36.7 \times 10^3}{0.9975 \times 111 \times 348} = 0.952 \text{ cm}^2$$

- E.L.S :

Les fissurations sont préjudiciables (éléments exposés aux intempéries,...), alors on doit vérifier :

$\sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \implies$ avec $\eta = 1.6$ H.A

$\bar{\sigma}_s = 228.63 \text{ MPa}$

$$M_t = 2.75 \text{ t.m} = 27.5 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_u}{b d} = \frac{100 \times 0.952}{30 \times 111} = 0.028 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.973 \\ k = 157.4 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t(\text{ser})}{\beta \cdot d \cdot A_u} = \frac{27.5 \times 10^3}{0.973 \times 111 \times 0.952} = 267.46 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_s \quad \longrightarrow \quad$ il faudra refaire le ferrailage la section à l'ELS

$$\mu_1 = \frac{M_t(\text{ser})}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{27.5 \times 10^3}{30 \times 111^2 \times 228.63} = 0.00032$$

$$\mu_1 = 0.00032 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.9685 \\ k = 143.8 \end{array} \right.$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_t(\text{ser})}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{27.5 \times 10^3}{0.9685 \times 111 \times 228.63} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = k^{-1} \times \bar{\sigma}_{st} = \frac{1}{143.8} \times 228.63 = 1.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.59 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{final}} = A_{\text{ser}} = 1.12 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section supérieure à A_{min}

• **Vérification de la condition de non fragilité de béton :**

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.7}{400} \times 30 \times 111 = 5.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 5.17 \text{ cm}^2$$

On va adopter une section d'armature 6.03cm² soit 3T16

• **Effort tranchant :**

1) **Contrainte tangentielle :**

$$\tau_\mu = \frac{v\mu}{b \cdot d} = \frac{162.7 \times 10^3}{300 \times 1110} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

$\tau_\mu < \bar{\tau} \quad \longrightarrow \quad$ (Condition vérifié), donc le cisaillement est négligeable

2) **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

Avec : $\Psi_s = 1.5$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 2 \Psi_s f_{t28} = 8.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu = \frac{v\mu \times A_i}{0.9 \times d \times v_i \times A}$$

Avec :

$$\mu_1 = \pi \times \phi = \pi \times 1.6 = 5.024 \text{ cm} \longrightarrow \text{périmètre utile}$$

$$A_i = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{section d'une barre}$$

$$A = 6.03 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{section totale}$$

$$\tau_\mu = \frac{162.7 \times 2.01 \times 10^3}{0.9 \times 111 \times 5.024 \times 6.03 \times 10^2} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu = 1.08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 8.1 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

- **Ferrailage transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec :

h: Hauteur de l'entretoise ; h = 115 cm

b₀ : Largeur de l'âme ; b₀ = 30 cm

φ_L : Diamètre des armatures tangentielles φ_L = 1.6 cm

$$\phi_t \leq \min \{3.29 ; 1.6 ; 3\}$$

$$\phi_t = 1.6 \text{ cm}$$

On choisira :

$$\phi_t = 1 \text{ cm}$$

Soit un cadre de T10 pour assurer la bonne liaison des (4) barre longitudinales

$$A_t = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Espacement minimal :

$$S_{t1} = \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t1} = \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times \tau} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{30 \times 0.49} = 68.35 \text{ cm}$$

Remarque : entre l'amorce et l'entretoise, il y aura reprise de bétonnage.

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 30} = 104.667 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min \{40; 68.35; 104.667\}$$

$$\text{D'ou: } S_{t2} = 35 \text{ cm.}$$

-**Armature de peau :**

D'après le B.A.E.L, les armatures de peau sont réparties et disposés parallèlement à la fibre moyenne et ce dans le cas des poutres de grande hauteur, mais le B.A.E.L ne définissent pas à partir de quelle hauteur on peut considère une poutre « pour de grande hauteur » on admet que cela est vérifier si :

-D'après Pierre CHARON :

$$H_{\text{ame-poutre}} \geq 2 \times \left(80 - \frac{f_e}{10}\right)$$

$$H_{\text{ame-poutre}} \geq 2 \times \left(80 - \frac{400}{10}\right) = 80 \text{ cm}$$

Dans ce cas il sera préférable d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de lapoutre appelée **armature de peau**, en raison d'un risque d'apparition de fissures dans la zone du béton tendu.

D'après le BEAL 91 (Art B-6-6-2), les armatures de peau des parements exposés aux intempéries et ou condensation pour le cas de fissuration préjudiciable sont au moins égales à 1cm^2 par mètre de paroi.

$$A \geq 3\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Pour éviter ce genre de problème, on recommandera de placer 1HA10 tous les 25cm.

VI-4) Ferrailage de l'entretoise d'about :

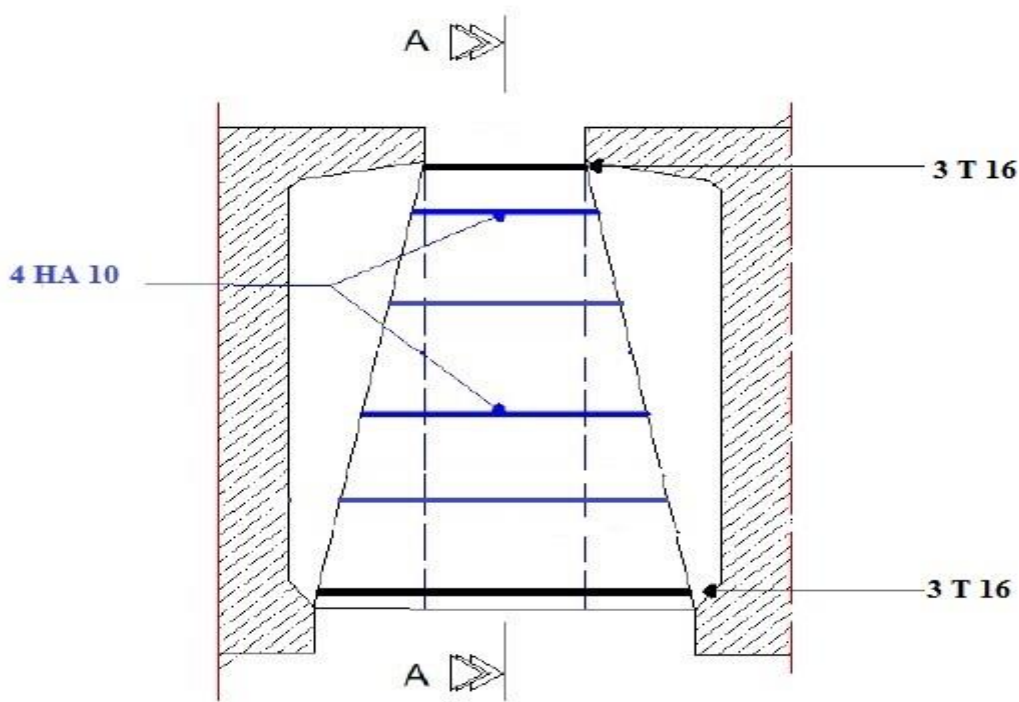


Fig. VI.12: Coupe de ferrailage de l'entretoise d'about

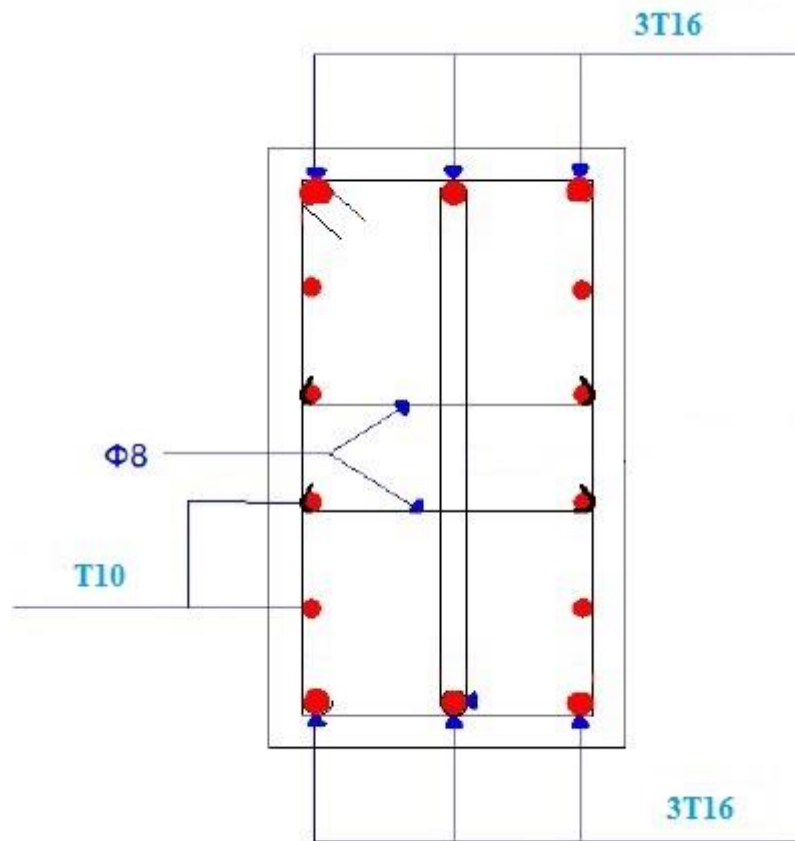


Fig-VI-13: Plan de ferrailage de l'entretoise d'about

Chapitre VII

Etude de la précontrainte *et perte de tension*

VII-1-introduction :

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie. Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable (pour application de forces additionnelles) telle que l'effort de traction excessif dû aux charges n'engendre qu'une décompression du béton. Donc le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé. Le béton précontraint est une invention française de l'ingénieur français **Eugène FREYSSINET** (1928), c'est donc un matériau jeune. Il n'est employé couramment que depuis une cinquantaine d'années environ (avec l'apparition des aciers de haute limite élastique) bien que l'idée de précontrainte soit très ancienne et est utilisée sous des formes diverses.

VII.2) Dimensionnement de la précontrainte :

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (chapitre VI) dans la section la plus dangereuse est à $0,5L$

VII.2.1 : Précontrainte minimale :

On se proposera de dimensionner la précontrainte, et ceci dans la section la plus sollicitée, qui pourrait être sous critique ou sur critique.

Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale « P_{min} » qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule : **$P_{min} = \sup(P_I, P_{II})$** Avec :

P_I : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sous critique.

P_{II} : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sur critique.

L'étude de précontrainte se fera pour la poutre « P_2 », et dans la section médiane (poutre et section la plus sollicitée).

➤ **Les moments développés dans la section médiane à l'E.L.S sont :**

$M_{max} = 948,94 \text{ t.m}$ (calculé sous la combinaison G+D240 à l'E.L.S)

$M_{min} = 309,62 \text{ t.m}$ (calculé sous G uniquement)

$\Delta_M = M_{max} - M_{min} = 948,94 - 309,62 = 639,32 \text{ t.m}$

$\Delta_M = 639,32 \text{ t.m}$

	B (cm²)	IG (cm⁴)	V (cm)	V' (cm)	ρ (%)	h (cm)	r² (cm²)
Poutre seule	5437,65	17110040,08	76,66	83,34	49,25	160	3146,58
Poutre + hourdis	8287,65	3034683,11	68,71	111,29	47,88	180	3660,95

TAB.VII.1 : Caractéristiques de la section nette (intermédiaire).

Les contraintes limites :

La contrainte de traction du béton est :

$$\sigma_{ti} = -f_{t28} = -3 \text{ MPa (dans la section d'enrobage)}$$

$$\sigma_{ti} = -1,5 f_{t28} = -4,5 \text{ MPa (hors de la section d'enrobage)}$$

En section sous critique :

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \bar{\sigma}_{ti} + V' \cdot \bar{\sigma}'_{ti})$$

$$P_I = \frac{639.32 \times 10^3}{0,4925 \times 160} + \frac{5437,65}{160} \cdot 160 \times (-3 \times 10^{-1}) = 6481.902 \text{ KN}$$

En section sur critique :

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot v + V' - d'}$$

Avec : $d' = 1,5 \times 8,5 = 12,75 \text{ cm} \leftrightarrow$ on admit $d' = 13 \text{ cm}$

$$P_{II} = \frac{948.94 \times 10^3 + 0,4925 \times 5437,65 \times 76,66 \times (-3 \cdot 10^{-1})}{0,4925 \times 76,66 + 83,34 - 13}$$

$$P_{II} = 8208.98 \text{ KN}$$

$$P_I = 6481.902 \text{ KN} < P_{II} = 8208.98 \text{ KN}$$

La section est **sur critique**, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_I n'est plus suffisant.

Donc :

$$P_{min} = P_{min} = \sup (P_I, P_{II}) = \sup (6481.902 \text{ KN} ; 8208.98 \text{ KN}) = 8208.98 \text{ KN}$$

$$P_{min} = 8208.98 \text{ KN}$$

Alors l'excentricité e_0 :

$$e_0 = - (V' - d') = - (83,34 - 13) = - 70.34 \text{ cm}$$

VII.2.2 : Calcul du nombre de câbles :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle. On suppose une perte de précontrainte de 32%

$$P_0 = \frac{P_{min}}{0,68} = \frac{8208.98}{0,68} = 12072.03 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit:

$$n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 12T15 de type FREYSSINET (classe 1770):

- Diamètre normal du câble = 15,2 cm.
- Diamètre extérieur de la gaine = 8.5 cm.
- Section nominal du câble = 140 mm².
- $f_{prg} = 1660$ MPa.
- $f_{peg} = 1583$ MPa.
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 195000$ MPA

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

$$\sigma_{P0} = 1328 \text{ MPa}$$

$$P_{01} = \sigma_{P0} \times A = 1328 \times 1680 \times 10^{-3} = 2231.04 \text{ KN}$$

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{12072.03}{2231.04} = 5.41 \quad n = 6 \text{ câble de 12T15}$$

$$P_{min} = 2231.04 \times 6 = 13386.24 \text{ KN}$$

VII.2.3 : Vérification des sections :

$$\left[\begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P_{e0}.V}{I} + \frac{M_{min}.V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P_{e0}.V'}{I} - \frac{M_{min}.V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} \end{array} \right. \quad \left[\begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P_{e0}.V}{I} + \frac{M_{max}.V}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{P_{e0}.V'}{I} - \frac{M_{max}.V'}{I} \geq \bar{\sigma}_{ti} \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}_{ci}, \bar{\sigma}_{cs}$: Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.

$\bar{\sigma}_{ts}, \bar{\sigma}_{ti}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.

-Vérification des contraintes à la mise en tension :

En construction, la mise en tension se fait au 14^{ème} jour (50%).

- **Contrainte limite :**

- **En compression :**

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0,6 f_{c14} = 0,6 f_{cj} = 0.6 \cdot \left(\frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \right); \quad f_{c28} = 40 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 20,512 \text{ MPa}$$

➤ En traction :

Avec :

$$f_{cj} = f_{cj} = \frac{14}{4,76 + 0,83 \times 14} \times 40 = 34,18 \text{ MPa}$$

$$F_{t14} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 2,65 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 f_{t14} = -1,5 \times 2,65 = -3,976 \text{ MPa} & \text{hors de la section d'enrobage} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2,65 \text{ MPa} & \text{dans la section} \end{array} \right.$$

Les câbles seront tirés à 100% avant la mise en place de la dalle, les pertes instantanées sont estimées à 10 %.

$$P = 1.02 * P_{min} - 0.8 * P_{min} * \Delta\sigma \Rightarrow P = 1.02 * P_{min} - 0.8 * 0.1 * P_{min}$$

$$P = P_{min} \times 0,94 = 13386.24 \times 0.94 = 12583.065 \text{ KN}$$

➤ Vérification des contraintes en fibre supérieure :

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3,975 \text{ MPa} \longrightarrow \text{a la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(83,34 - 13) = -70,34 \text{ cm}$$

A la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $q_G = 1.636 \text{ t/ml}$

(Chapitre IV)

$$M_{min} = M_G = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1,636 \cdot (30,29)^2}{8} = 187,62 \text{ t/ml} = 1876,2 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{12583.065}{5437,65} + \frac{12583.065 \times (-70,34) \times 76,66}{17110040,08} + \frac{1876,2 \times 76,66 \times 10^2}{17110040,08} = -0,81 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ts} = -8,1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{ts} = -3,975 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

➤ Vérification des contraintes en fibre inférieure :

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 20,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{12583.065}{5437,65} - \frac{12583.06 \times (-70,34) \times 83,34}{17110040,08} - \frac{1876,2 \times 83,34 \times 10^2}{17110040,08} = 5,71 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = 57.1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{ci} = 20.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 15,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{ci} = 20,51 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

On ne peut pas disposer tous les câbles à l'about, la mise en tension se fera donc en deux familles.

VII.2.4 : Détermination du nombre de câbles à l'about :

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P, e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3,975 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P, e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 20,51 \text{ MPa}$$

$$P = 0,94 \cdot P_{min} = 0,94 \times 2231,04 \text{ n} \quad (\text{n : nombre de câble})$$

$$\sigma_{ts} = \frac{0,94 \times 2231,04 \text{ n}}{5734,65} + \frac{0,94 \times 2231,04 \text{ n} \cdot (-70,34) \cdot 76,66}{17110040,08} + \frac{1876,2 \times 76,66 \times 10^2}{17110040,08} \geq -3,975 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = (0,37\text{n} - 0,66\text{n} + 0,84) \times 10 \geq -3,975 \text{ MPa} \longrightarrow \text{n} \leq 4,267 \dots (1)$$

$$\sigma_{ci} = \frac{0,94 \times 2231,04 \text{ n}}{5734,65} - \frac{0,94 \times 2231,04 \text{ n} \cdot (-73,34) \cdot 83,34}{17110040,08} - \frac{1876,2 \times 83,34 \times 10^2}{17110040,08}$$

$$\sigma_{ci} = (0,37 \text{ n} + 0,489 \text{ n} - 0,84) \cdot 10 \leq 20,51 \text{ MPa} \longrightarrow \text{n} \geq 3,36 \dots (2)$$

D'après (2), on constate que l'on ne peut disposer que 4 câbles à l'about.

Conclusion : La mise en tension se fera en deux familles de câbles, 4 câbles à l'about et 2 câbles à l'extrados.

VII-3: Tracé des câbles :

La poutre étant symétrique par rapport à sa section médiane ; le type d'ancrage actif-actif nous permet d'étudier une demi portée.

La force de précontrainte est excentrée pour créer un moment **M_p** qui s'oppose à celui des charges permanentes et d'exploitation vers la section médiane ; puis le moment va en diminuant jusqu'au s'annuler vers les appuis pour une poutre simplement appuyée.

VII-3-1 : Principe de positionnement des câbles :

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e » en vue de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs, ces derniers sont maximums et positifs au droit de la section médiane de la poutre et vont en

s'annulant vers les appuis. La meilleure solution pour contrebalancer les moments extérieurs est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane et, diminue en allant vers les appuis.

- Les câbles de la 1ère famille sont régulièrement espacés sur la section d'about, de manière à réaliser une précontrainte aussi centrée que possible, et à réduire les efforts de diffusion de la précontrainte. L'angle de relevage des câbles de la 1ère famille est compris entre 2° et 20°.
- Les câbles de la 2ème famille sont ancrés dans des encoches situées en fibre supérieure des poutres. L'angle de relevage est important (25° environ), ce qui assure une bonne réduction d'effort tranchant tout en limitant la dimension longitudinale des encoches. Ces câbles sont ancrés entre l'about et le quart ou le tiers de la portée de la poutre.

- Câble d'about :

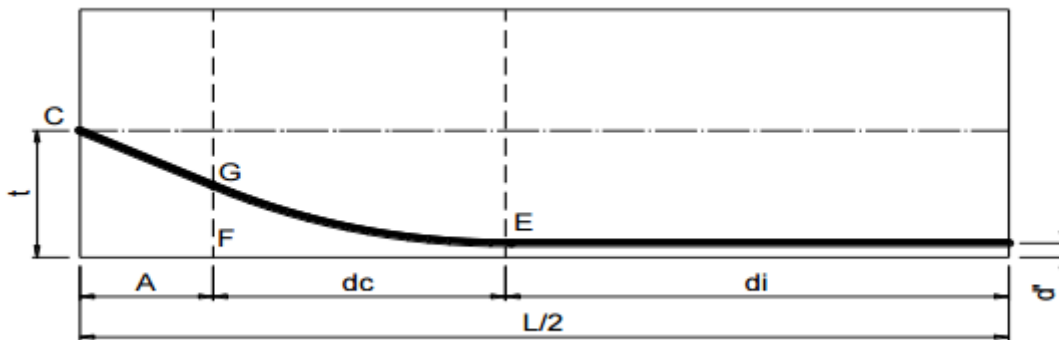


Fig-VII-1 : Tracé d'un câble.

E : point du début de relevage.

t : Hauteur du point C par rapport à la fibre inférieure.

EG : tronçon parabolique d'équation $y = a.x^2$.

GC : tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble.

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de $Y = a.x^2$ pour $x = dc$

$$\text{Donc } y' (dc) = 2.a.dc = \text{tg}\alpha \longrightarrow a = \frac{\text{tg}\alpha}{2 \times dc}$$

$$GC = a.dc^2 = t - d' - GC.\sin\alpha$$

$$A = GC \cdot \cos\alpha \longrightarrow GC = \frac{A}{\cos\alpha} \longrightarrow GC \cdot \sin\alpha = A \cdot \operatorname{tg}\alpha$$

$$a \times dc^2 = t - d' - A \times \operatorname{tg}\alpha \longrightarrow \frac{\operatorname{tg}\alpha}{2 \times dc} \times dc^2 = t - d' - A \times \operatorname{tg}\alpha$$

$$dc = \frac{2}{\operatorname{tg}\alpha} (t - d' - A \times \operatorname{tg}\alpha)$$

A : est choisi de manière à limiter de courbure de la gaine. Soit A= 1m.

$$dc = \frac{2}{\operatorname{tg}\alpha} (t - \operatorname{tg}\alpha - d')$$

Câble extradós :

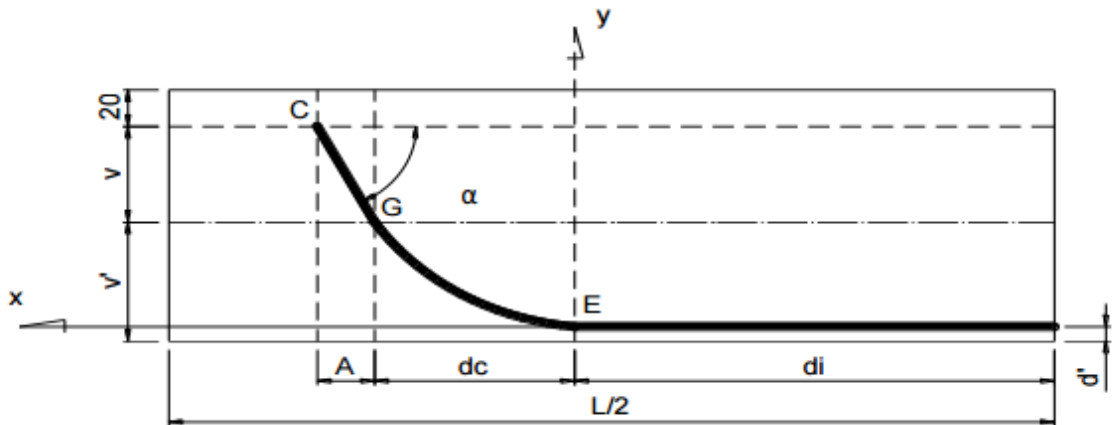


Fig-VII-2 : Tracé du câble émergeant.

EG : tronçon parabolique d'équation $y = a \cdot x^2$

$$\text{Pour } x = dc \longrightarrow \begin{cases} y = a \times dc^2 \dots\dots\dots (1) \\ y = v' - d' \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$y(dc) = 2 \times a \times dc = \operatorname{tg}\alpha \longrightarrow a = \frac{\operatorname{tg}\alpha}{2dc} \dots\dots\dots (3)$$

on remplace (3) dans (1) :

$$y = \frac{\operatorname{tg}\alpha \times dc \times dc}{2dc} \longrightarrow dc = \frac{2y}{\operatorname{tg}\alpha} \dots\dots\dots (4)$$

On remplace (2) dans (4)

$$dc = \frac{2(v'-d')}{tg\alpha}$$

Dans notre projet :

- Câbles d'about (aux appuis) :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

Nous avons une seule file d'ancrage à l'about : quatre câbles disposés verticalement. La force à l'ancrage lors de la mise en tension vaut 1416KN.

L'enrobage minimal est pris égale : $c = 10$ cm.

Compte tenu de la disposition :

$$P1 + P2 + P3 + P4 = R$$

$$P1 = P2 = P3 = P4 = P$$

$$\sum M / \text{fibr inf} = R \times V' = P1 \times d + P2 \times (a' + d) + P3 \times (2a' + d) + P4 \times (3a' + d).$$

$$V' = \frac{3}{2} a' + d$$

$$\frac{3}{2} a' = V' - d = 84.79 - 25$$

$$a' = 39.86 \text{ cm}$$

$$V - \frac{3}{2} a' = 75.21 - \frac{3}{2} \cdot 39.86 = 15.42 > 10 \text{ cm.}$$

Le dispositif sera donné comme suit :

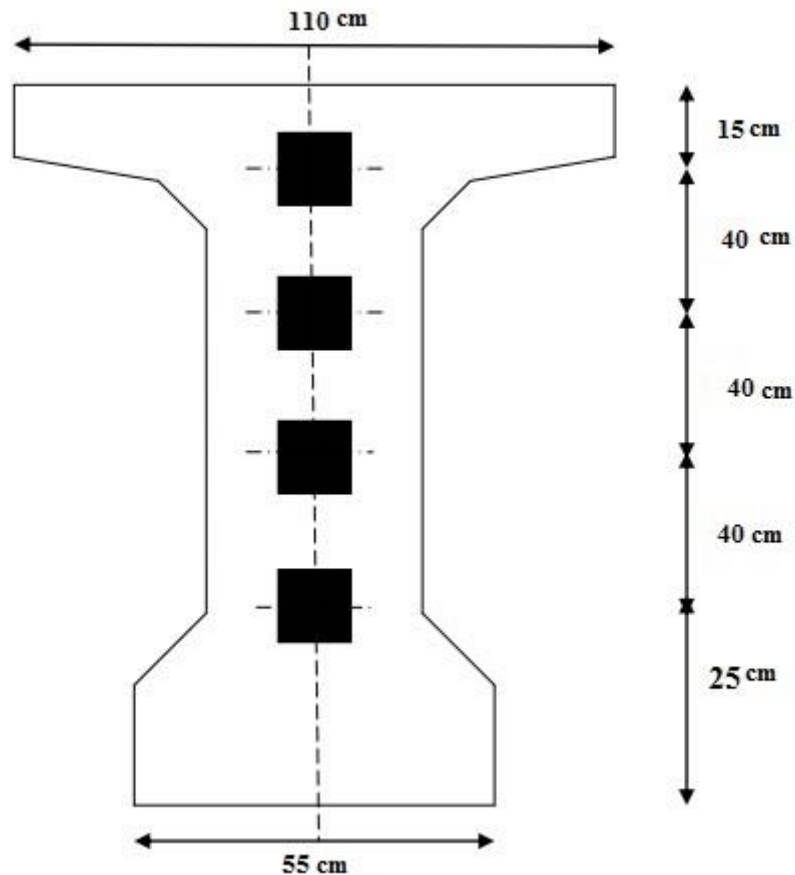


Fig-VII-3 : dispositifs des câbles.

A l'extrémité, les contraintes de cisaillements sont généralement importantes. Ainsi, le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité de ces contraintes.

Soit α l'angle de relevage du câble moyen au niveau de l'appui.

Les conditions liées à l'effort tranchant imposent sur appui :

$$-V \leq V_{\text{red}} \leq V$$

V : étant l'effort tranchant limite que peut supporter la section d'appui.

$V_{\text{red}} = V_m - P \sin \alpha$: sous l'effet minimale des charges.

$V_{\text{red}} = V_M - P \sin \alpha$: sous l'effet maximale des charges

c.à.d :

$V = V_m - P \sin \alpha$; (V_m : effort tranchant minimum à l'appui sous le poids propre la poutre seule)

$V = V_M - P \sin \alpha$; (V_M : effort tranchant maximum à l'appui sous la combinaison la plus défavorable à E.L.S)

Donc on peut agir sur α de façon à ne pas créer de cisaillement excessif ; après calcul ; On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 5^\circ ; \alpha_2 = 12^\circ ; \alpha_3 = 15^\circ ; \alpha_3 = 18^\circ.$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

	N° câble	A	tg α	t(m)	d'(m)	dc(m)	a
1ere Familie	1	5	0.087	0.25	0.11	1.20	0.0365
	2	12	0.213	0.65	0.11	3.081	0.01412
	3	15	0.268	1.05	0.11	5.016	0.0267
	4	18	0.325	1.45	0.11	6.25	0.026
2eme Familie	5	25	0.466	1.6	0.177	4.11	0.0567
	6	25	0.466	1.6	0.177	4.11	0.0567

Tab -VII-2 : Paramètres de calcul de la 1ere et 2eme famille de câbles.

Exemple de calcul :

- Câble d'about :

$$dc = \frac{2}{tg \alpha} (t - tg \alpha - d') = \frac{2}{tg 5} (0.25 - tg 5 - 0.11) = 1.20m.$$

$$a = \frac{tg \alpha}{2dc} = 0.0365$$

- Câble émergeant (extrados) :

$$dc = \frac{2}{tg \alpha} (V' - d') = \frac{2}{tg 25} (0.8479 - 0.177) = 3.22m$$

$$b = \frac{V}{tg\alpha} = \frac{75.51}{tg25} = 1.6m.$$

$$a = \frac{tg\alpha}{2dc} = 0.0567$$

VII-3-2: Tracé des câbles :

- Longueur totale du câble :

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne.

L_c : Longueur du tronçon parabolique.

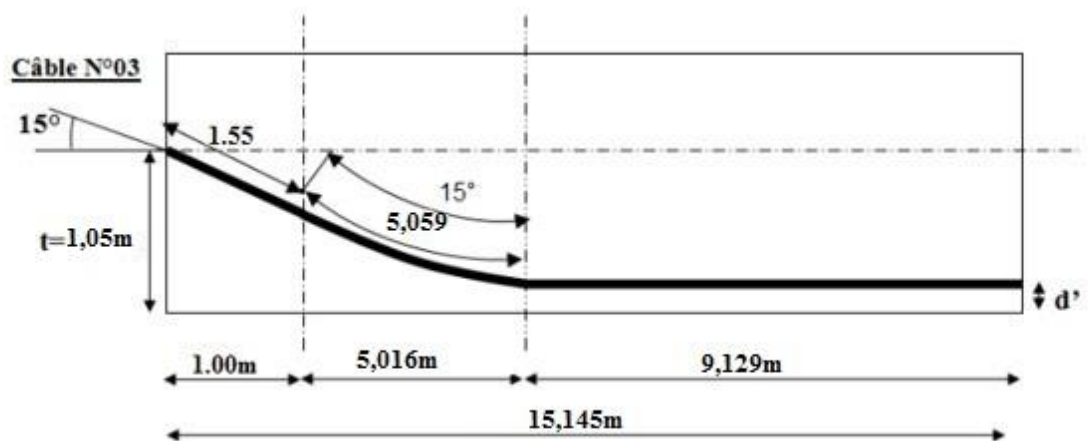
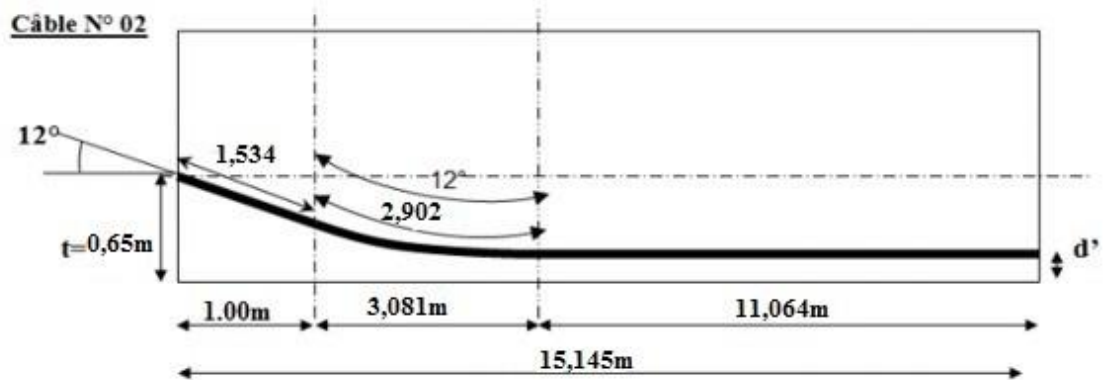
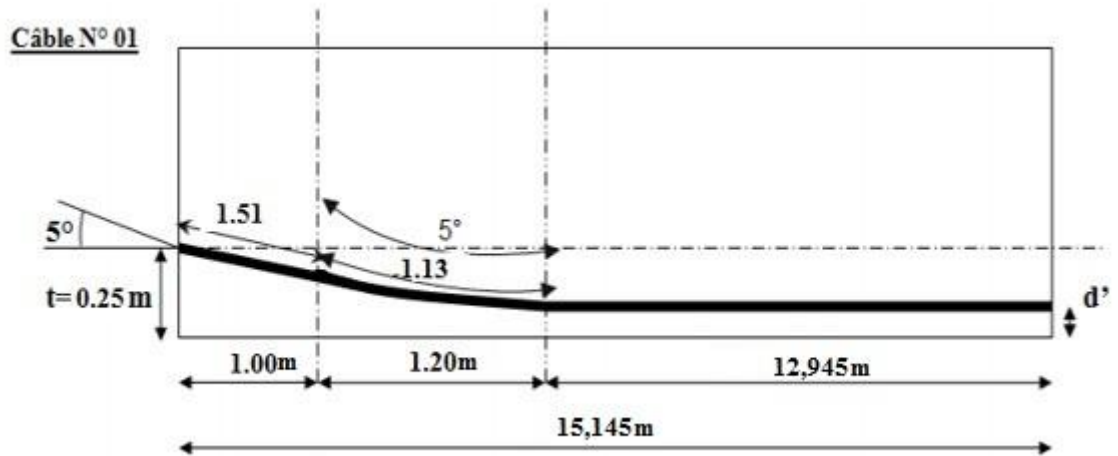
L_d: Longueur du tronçon droit

$$L_c = \frac{1}{4a} (\ln(2a \cdot dc + \sqrt{1 + (2a \cdot dc)^2}) + 2a \cdot dc \cdot \sqrt{1 + (2a \cdot dc)^2})^2$$

$$L_r = \begin{cases} \frac{0.5+A}{\cos\alpha} \\ \frac{A}{\cos\alpha} \end{cases}$$

N° câbles	L _r (m)	L _c (m)	L _d (m)	L _t (m)	L _t × 2
1	1.51	1.13	12.945	15.585	31.17
2	1.534	2.902	11.064	15.50	31
3	1.55	5.059	9.129	15.74	31.48
4	1.577	6.358	7.895	15.83	31.66
5	1.930	4.25	6.285	11.55	23.1
6	1.930	4.25	4.285	9.55	19.1

Tab- VII-3: Récapitulatif des longueurs des câbles



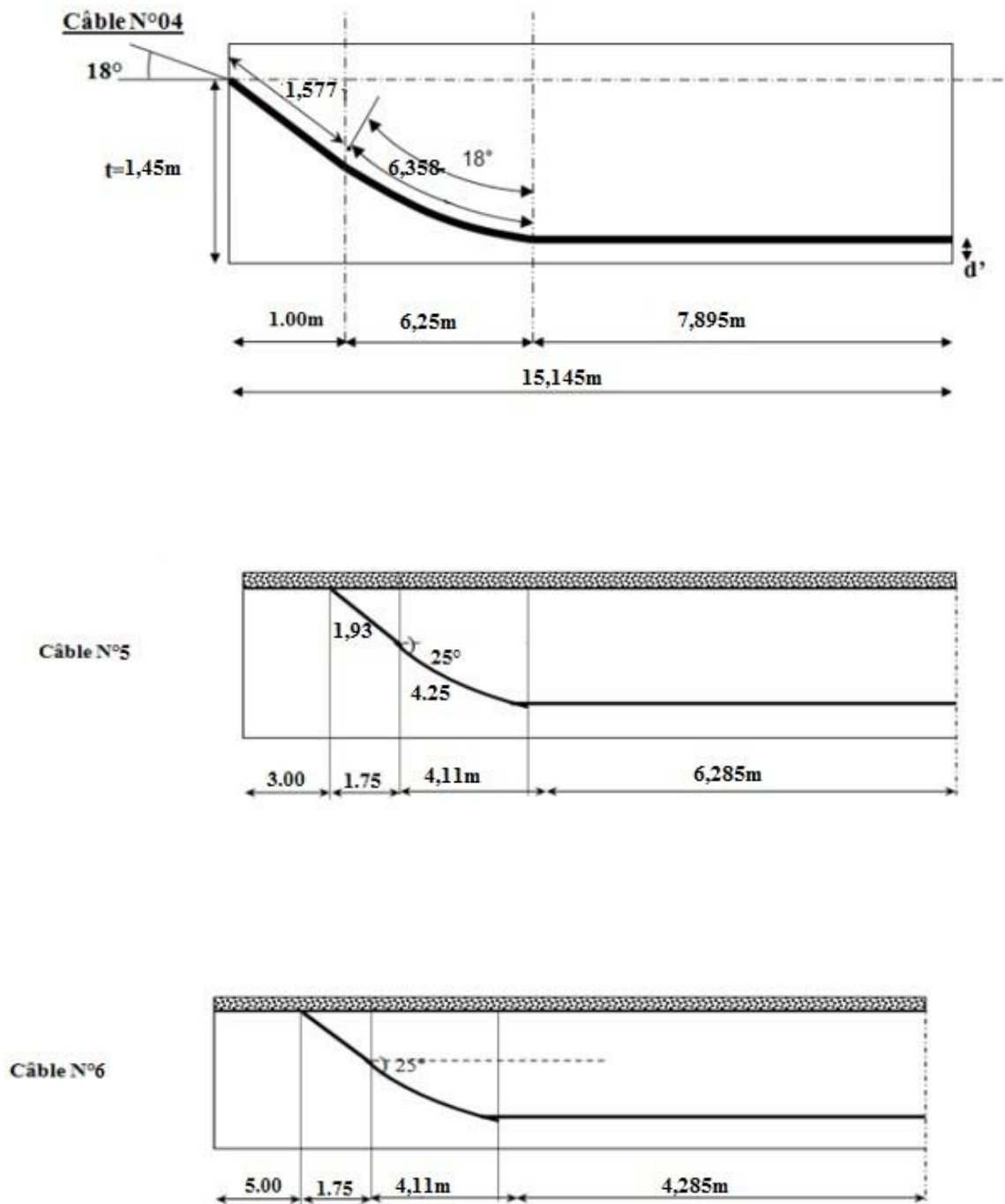


Fig-VII-4 : Tracé des câbles

VII-3-3 : Câble moyen fictif :

Dans les éléments du Béton Précontraint, on peut remplacer, d'une manière fictive, l'ensemble des câbles traversant ses sections par un seul, passant par le point d'application de la résultante des forces de précontraintes.

Les points de passage du câble équivalant sont déterminés, dans chaque section, par le calcul de la distance du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure.

La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

Section d’about : $t_{moy} = \frac{\sum ti}{n}$

Section a X mètre de l’appui : $ti = d' + ai \times xi \times xi$

Avec : $xi = dc + 1 - (x)$

NB : a la section médiane $ti = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Section d’about			Section a 1m de l’about			Section a 3m de l’about					
Câble	Ti	t _{moy}	Câble	ti	t _{moy}	Sans câble immergeant			Avec câble immergeant		
1	0.25	0.85	1	0.1625	0.578	Câble	ti	t _{moy}	câble	Ti	t _{moy}
2	0.65		2	0.244		1	0.133	0.297	1	0.133	0.324
3	1.05		3	0.782		2	0.126		2	0.126	
4	1.45		4	1.126		3	0.352		3	0.352	
				4	0.579	4	0.579				
									5	0.429	

Section a 5m de l'about						Section a 0.5L de l'about					
Sans câble immergeant			avec câble immergeant			Sans câble immergeant			Avec câble immergeant		
câble	ti	tmoy	câble	ti	tmoy	Câble	ti	tmoy	câble	Ti	tmoy
1	0.396	0.224	1	0.396	0.208	1	0.11	0.11	1	0.11	0.1323
2	0.122		2	0.122		2	0.11		2	0.11	
3	0.138		3	0.138		3	0.11		3	0.11	
4	0.242		4	0.242		4	0.11		4	0.11	
			5	0.177					5	0.177	
			6	0.177					6	0.177	

Tab.VII-4 : Câble moyen fictif

VII-4: Caractéristiques géométriques des sections nettes :

Pour vérifier que le tracé est adéquat, il faut que les contraintes dans toutes les sections soient respectées ; d'où en détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

- Composante de la précontrainte à la section d'appui :

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :

$$\left\{ \begin{array}{l} V = \sum P_i \times \sin\alpha = P_i \times \sum \sin\alpha . \\ N = \sum P_i \times \cos\alpha = P_i \times \sum \cos\alpha . \end{array} \right.$$

$$P = \sum Z_i \times \cos\alpha_i = NZ.$$

$$Z_i = \frac{\sum Z_i \times \cos\alpha}{\sum \cos\alpha} \quad \text{Avec } N = P \cdot \cos\alpha.$$

Z : La distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravité de la poutre.

Z_i : La distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section (Z_i = t_i).

✚ Section d'about (poutre seule) :

N° câble	α (°)	sinα	Cosa	Zi(m)	Zi×cosa	Zi ² (m)
1	5	0.0872	0.996	0.25	0.249	0.062
2	12	0.21	0.978	0.65	0.6357	0.423
3	15	0.26	0.966	1.05	1.0143	1.102
4	18	0.31	0.951	1.45	1.38	2.103
Σ			3.891		3.28	3.69

Tab VII-5: Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule).

$$Z_i = \frac{\sum Z_i \times \cos\alpha}{\sum \cos\alpha} = \frac{3.28}{3.891} = 0.843\text{m}.$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{\text{gaine}} = n \times \frac{\pi \times \varphi_{\text{gaine}}^2}{4} \text{ avec } \varphi_{\text{gaine}} = 85\text{cm.}$$

$$B_{\text{gaine}} = 4 \times \frac{\pi \times 0.085^2}{4} = 226.865\text{cm}^2$$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \times \pi \times \varphi_{\text{gaine}}^4}{64} + \frac{\pi \times \varphi_{\text{gaine}}^2}{4} \sum Z_i^2 \quad \text{avec} \quad n: \text{Nombre de câbles.}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{4 \times \pi \times 0.085^4}{64} + \frac{\pi \times 0.085^2}{4} \times 3.69 = 2235753.682 \text{ cm}^4.$$

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	7397	84.3	647710.7	77070950.34
Gaine	226.865		19124.47	2235753.682
Section nette	7170.135		628586.23	74835196.66

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
87.67	72.33	19728751.87	43.33	-3.37

Tab VII-6: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.

$$V' = \frac{S\Delta}{B}; V = h - V'; I_G = I_{\Delta} - \frac{S\Delta^2}{B}; \rho = \frac{I_G}{B.V.V'}; e_p = Z - V'$$

Section d'about (poutre + hourdis) : On procède de la même manière que

précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculés.

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	10397	84.3	1157710.7	163870950.3
Gaine	226.865		19124.47	2235753.682
Section nette	10170.135		1138586.23	161635196.6

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
111.95	68.05	34166032.92	44.09	-27.65

Tab VII-7 : Caractéristiques de la section d'about avec hourdis.

Pour les différentes sections leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux ci-dessous

Section	Section d'about		Section a 1m de l'about	
	Poutre seul	Poutre+hourdis	Poutre seul	Poutre+hourdis
B (cm ²)	7170.135	10170.135	7170.135	10170.135
V' (cm)	87.67	111.95	88.53	112.56
V (cm)	72.33	68.05	71.47	67.44
I _G (cm ⁴)	19728751.87	34166032.92	19764114.48	33904332.32
ρ (%)	43.33	44.09	43.56	43.92
e _p (cm)	-3.37	-27.65	-31.33	-55.36

Section	Section à 0.5L	
	Poutre seul	Poutre+hourdis
B	5383.56	8383.56
V'	90.67	119.06
V	69.32	60.93
I _G	16651410.1	28873632.3
ρ	49.21	47.47
e _p	-77.59	-106

Tab VII.8: Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections

VII-5 : Fuseaux limites :

Les fuseaux limites sont les zones où doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Chacun est limité par deux courbes.

Il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des courbes limitant les zones ou fuseaux limites.

1^{er} fuseau limite :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'ait pas de traction (quel que soit le cas de charge). Pour cela il faut que :

$$-c' < e_0 < c$$

$$\text{Avec } c' = \rho \times V' \quad ; \quad c = \rho \times V \quad ; \quad e_0 = e_p + \frac{M}{N}$$

$c; c'$: limite du noyau central.

e_p : Excentricité du câble moyen.

e_0 : Centre de pression.

M_{\min} : Moment du aux charges permanentes.

M_{\max} : Moment du aux charges permanentes et aux surcharges

P : Tension finale dans le câble après perte (estimées à 32%)

$$\text{Donc : } P = 0.68P_0 = 0.68 \times 2231.04 = 1517.10 \text{ KN} = \mathbf{151,710 \text{ t.}}$$

$$P = \sum p_i \cos \alpha_i$$

NB : Le tracé du fuseau limite se fera par rapport à la ligne des centres de gravité. Le long de la poutre. Pour le tracé, on prendra en considération les trois points suivants (section à l'appui, section à $L/4$ de l'appui ($0,25L$), et la section médiane).

La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

Section	0,00L	0,25L	0,50L
Mmax (t.m)	0	743.28	948,94
Mmin (t.m)	0	229.83	309,62
P(t)	590.30	865.2	865.2
ρ	0.4409	0.4747	0.4747
C' (cm)	49.36	56.51	56.51
C (cm)	30	28.92	28.92
-c'-(M _{max} /P) (cm) (I)	-49.36	-142.41	-166.19
c- (M _{min} /p) (cm) (II)	30	2.36	-6.86
ep	-27.65	-106	-106
I ≤ ep ≤ II	-49.36 ≤ -27.65 ≤ 30	-142.41 ≤ -106 ≤ 2.36	-166.19 ≤ -106 ≤ -6.86
Observation	vérifié	Vérifié	vérifié

Tab VII.9: Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre + hourdis)

2^{ème} fuseau limite :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit passer le câble équivalent pour que les contraintes Extrêmes restent inférieurs à leurs valeurs limites en compression.

$$-a' - \frac{M_{\min}}{p} \leq e_p \leq a - \frac{M_{\max}}{p}$$

Avec : $a = \min(e_1, e_2)$; $a' = \min(-e'_1, -e'_2)$

$$-e'_1 = \rho \cdot V \cdot \left(1 - \bar{\sigma}_c \frac{B}{p}\right)$$

$$-e'_2 = \rho \cdot V' \cdot \left(-1 + \bar{\sigma}_t \frac{B}{p}\right)$$

$$e_1 = \rho \cdot V \cdot \left(1 - \bar{\sigma}_t \frac{B}{p}\right)$$

$$e_2 = \rho \cdot V' \cdot \left(-1 + \bar{\sigma}_c \frac{B}{p}\right)$$

La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

$\bar{\sigma}_{ci}=\bar{\sigma}_{cs}$	20,51	20,51	20,51
$\bar{\sigma}_t$	3	3	3
Mmax (t.m)	0	743.28	948.94
Mmin (t.m)	0	229.83	309.62
P(t)	590.30	865.2	865.2
- e'1	-28.06	-31.36	-31.36
- e'2	34.01	41.02	41.02
a'	-28.06	-31.36	-31.36
e1	30.86	33.71	33.71
e2	-37.41	-44.92	-44.92
a	-37.41	-44.92	-44.92
-a'-Mmin/p	28.06	4.79	-4.43
à-Mmax/p	-37.41	-130.83	-154.60
e_p	-3.37	-77.59	-77.59
(I) ≤ e_p ≤ (II)	-37.41 ≤ -3.37 ≤ 28.06	-130.83 ≤ -77.59 ≤ 4.79	-154.60 ≤ -77.59 ≤ -4.43
observation	vérifié	vérifié	Vérifie

Tab VII.10: Caractéristiques du fuseau limite de compression

VII.6) : Les pertes de tension :

Introduction : Dans les calculs de précontraintes, on ne peut déterminer, de façon précise, le taux de travail des aciers de précontraintes, les raisons s'expliquent par un certain nombre de phénomènes qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles. Ces phénomènes engendrent des pertes dans l'effort de traction des câbles appelées « perte de tension ».

Cette perte désigne la différence entre la force exercée, en un point donnée des câbles, par le vérin lors de la mise en tension, et la force qui s'exerce, sur le même point du câble, après une durée d'exploitation déterminée. Ces pertes sont :

Les pertes instantanées : Elles se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues aux :

- Frottements.
- Recul des encrages.
- Raccourcissement instantané du béton (non-simultanéité des différents câbles).

Les pertes différées : Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage, elles sont dues aux :

- Retrait de béton.
- Relaxation des aciers.
- Fluage du béton.

VII.6.1) : Les pertes instantanées :

6.1.1) : Perte par frottement :

Au moment de la mise en tension du câble, ce dernier se met en contact avec la gaine, il en résulte un frottement qui réduit la tension du câble.

La tension à n'importe quel point d'abscisse x, après la mise en tension est :

$$\sigma_p(X) = \sigma_{p0} \cdot e^{-(f\alpha - \varphi x)}$$

Avec:

σ_{p0} : Tension à l'origine. $\sigma_{p0} = 1328 \text{ MPA}$

f: Coefficient de frottement angulaire. $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$.

α : Somme des angles du point étudié d'abscisse (x) à l'ancrage.

φ : Coefficient de frottement linéaire. $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$.

Donc, la perte par frottement est :

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

section	α	σ_{p0} MPa	X=0.00L		X=1m		X=0.25L		X=0.5L	
			X	$\Delta\sigma_{\varphi(x)}$	X	$\Delta\sigma_{\varphi(x)}$	X	$\Delta\sigma_{\varphi(x)}$	X	$\Delta\sigma_{\varphi(x)}$
Câble 1	5	1328	0.00	0.00	1	23.25	8.01	21.11	15.585	60.79
Câble 2	12	1328	0.00	0.00	1	51.59	7.926	69.15	15.5	88.07
Câble 3	15	1328	0.00	0.00	1	63.71	8.17	81.71	15.74	100.43
Câble 4	18	1328	0.00	0.00	1	75.53	8.26	93.54	15.83	112.09
Câble 5	25	1328	/	/	/	/	4.89	112.18	11.55	128.27
Câble 6	25	1328	/	/	/	/	2.89	107.31	9.55	123.46
Valeur moy de 4 câbles	/	/	/	0.00	/	53.52	/	66.37	/	90.345
Valeur moy de 6 câbles	/	/	/	/	/	/	/	80.83	/	102.185

Tab VII.11: Perte par frottement

VII-6-1-2) : Perte par recul d'ancrage :

Ces pertes correspondre à un glissement des torons dans les clavettes et celles-ci dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque, par effet de coin, les clavettes dans les ancrages. Ce glissement (tassement) prend des valeurs de 1 à 12 mm, suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

Le tassement des câbles provoque un raccourcissement du câble, c'est-à-dire une perte de tension. Cette perte ne prend effet que sur une distance « x » appelée longueur d'influence, au-delà de cette distance, le raccourcissement est empêché par les frottements des câbles au gaine.

Câble N°1 :

La tension à l'origine $\sigma_{po} = \sigma_A = 1328$ MPA

$$\sigma_i = \sigma_{po} (1 - f \alpha - \phi x)$$

$$\sigma_B = 1328 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1) = 1325.344 \text{ MPA}$$

$$\sigma_c = 1328 (1 - 0.18 \times 0.087 - 0.002 \times 2.2) = 1301.36 \text{ MPA}$$

$$\sigma_D = 1328 (1 - 0.18 \times 0.087 - 0.002 \times 15.145) = 1266.98 \text{ MPA}$$

$$g.E_p = 6 \times 10^{-3} \times 195000 = 1170 \text{ MPA.m}$$

• Calcul des aires :

$$S_1 = (1328 - 1325.344) \times \frac{1}{2} = 1.328 \text{ MPA.m}$$

$$S_2 = (1325.344 - 1301.36) \times 1 = 23.984 \text{ MPA.m}$$

$$S_3 = (1325.344 - 1301.36) \times \frac{1.2}{2} = 14.39 \text{ MPA.m}$$

$$S_4 = (1301.36 - 1266.98) \times 2.2 = 75.636 \text{ MPA.m}$$

$$S_5 = (1301.36 - 1266.98) \times \frac{12.945}{2} = 222.524 \text{ MPA.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 (337.862) = 675.724 \text{ MPA.m}$$

$g.E_p > S \longrightarrow$ il se produit une chute tension $\Delta\sigma_m$

$$g.E_p = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$D'où: \Delta\sigma_m = \frac{1170 - 675.724}{15.145} = 32.64 \text{ MPA.}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n°1 :

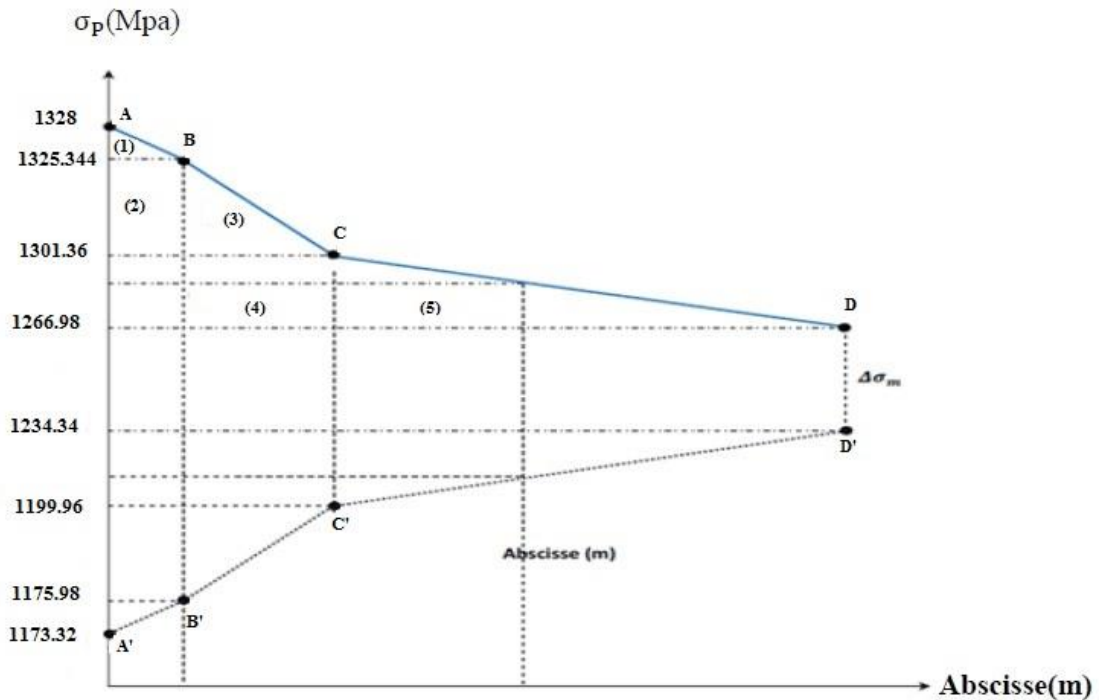


Fig. VII.5 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°1

Câble N°2 :

La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1328$ MPA

$$\sigma_i = \sigma_{p0} (1 - f\alpha - \varphi x)$$

$$\sigma_B = 1328 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1) = 1325.344 \text{ MPA}$$

$$\sigma_C = 1328 (1 - 0.18 \times 0.209 - 0.002 \times 4.081) = 1267.20 \text{ MPA}$$

$$\sigma_D = 1328 (1 - 0.18 \times 0.209 - 0.002 \times 15.145) = 1237.82 \text{ MPA}$$

• Calcul des aires :

$$S_1 = (1328 - 1325.344) \times \frac{1}{2} = 1.328 \text{ MPA.m}$$

$$S_2 = (1325.344 - 1267.20) \times 1 = 58.15 \text{ MPA.m}$$

$$S_3 = (1325.344 - 1267.20) \times \frac{3.081}{2} = 89.57 \text{ MPA.m}$$

$$S_4 = (1267.20 - 1237.82) \times 4.081 = 119.90 \text{ MPA.m}$$

$$S_5 = (1267.20 - 1237.80) \times \frac{11.064}{2} = 162.64 \text{ MPA.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 (431.59) = 863.176 \text{ MPA.m}$$

$g.E_p > S \longrightarrow$ il se produit une chute tension $\Delta\sigma_m$

$$g.E_p = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$D'où: \Delta\sigma_m = \frac{1170 - 863.176}{15.145} = 20.26 \text{ MPA.}$$

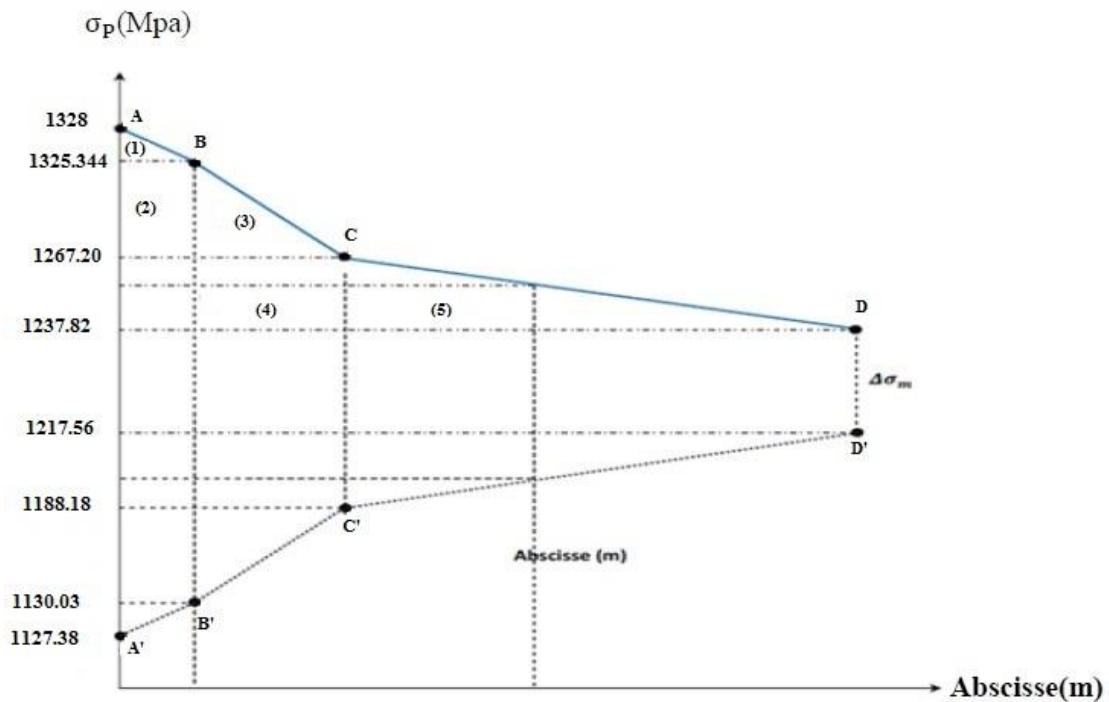


Fig. VII.6: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2

Câble N°3 :

La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1328 \text{ MPA}$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} (1 - f \alpha - \phi x)$$

$$\sigma_B = 1328 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1) = 1325.344 \text{ MPA}$$

$$\sigma_C = 1328 (1 - 0.18 \times 0.262 - 0.002 \times 6.016) = 1249.4 \text{ MPA}$$

$$\sigma_D = 1328 (1 - 0.18 \times 0.262 - 0.002 \times 15.145) = 1225.15 \text{ MPA}$$

• Calcul des aires :

$$S_1 = (1328 - 1325.344) \times \frac{1}{2} = 1.328 \text{ MPA.m}$$

$$S_2 = (1325.344 - 1249.4) \times 1 = 75.944 \text{ MPA.m}$$

$$S_3 = (1325.344 - 1249.4) \times \frac{5.016}{2} = 190.47 \text{ MPA.m}$$

$$S_4 = (1249.4 - 1225.15) \times 6.016 = 145.90 \text{ MPA.m}$$

$$S_5 = (1249.4 - 1225.15) \times \frac{9.129}{2} = 110.69 \text{ MPA.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 (524.332) = 1048.664 \text{ MPA.m}$$

$g.E_p > S \longrightarrow$ il se produit une chute tension $\Delta\sigma_m$

$$g.E_p = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$D'où: \Delta\sigma_m = \frac{1170 - 1048.664}{15.145} = 8.012 \text{ MPA}$$

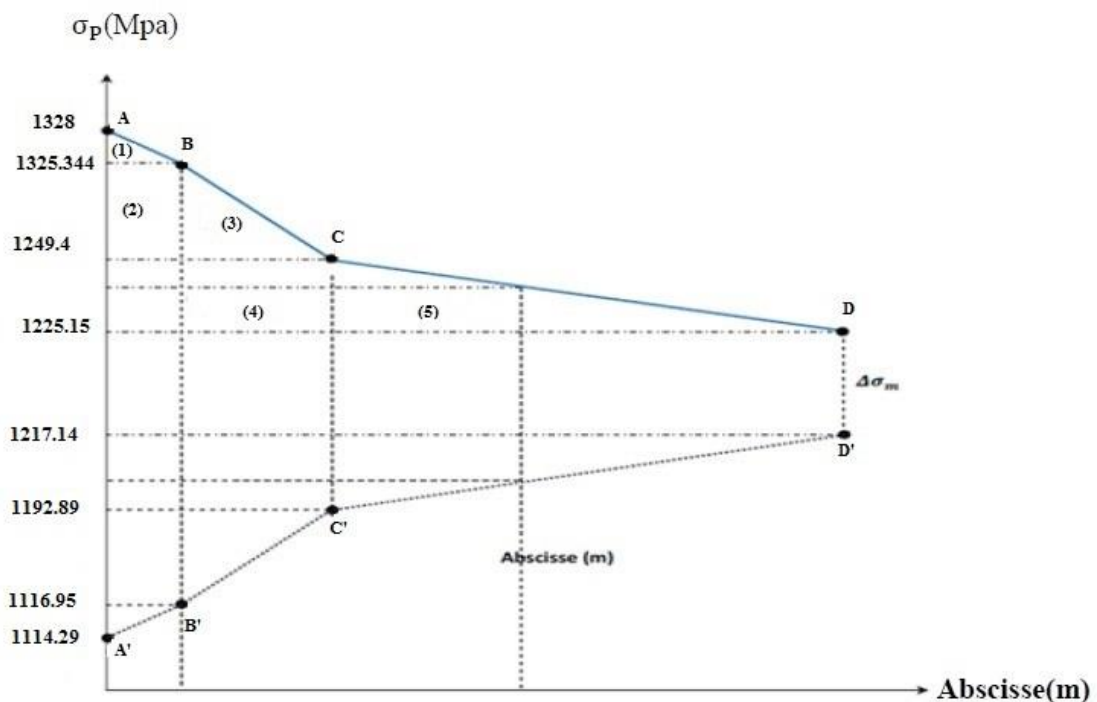


Fig. VII.7: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3

Câble N°4 :

La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1328 \text{ MPA}$

$$\sigma_i = \sigma_{po} (1 - f \alpha - \varphi x)$$

$$\sigma_B = 1328 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1) = 1325.344 \text{ MPA}$$

$$\sigma_c = 1328 (1 - 0.18 \times 0.314 - 0.002 \times 7.25) = 1233.685 \text{ MPA}$$

$$\sigma_D = 1328 (1 - 0.18 \times 0.314 - 0.002 \times 15.145) = 1212.72 \text{ MPA}$$

• Calcul des aires :

$$S_1 = (1328 - 1325.344) \times \frac{1}{2} = 1.328 \text{ MPA.m}$$

$$S_2 = (1325.344 - 1233.685) \times 1 = 91.66 \text{ MPA.m}$$

$$S_3 = (1325.344 - 1233.685) \times \frac{6.25}{2} = 286.434 \text{ MPA.m}$$

$$S_4 = (1233.685 - 1212.72) \times 7.25 = 152 \text{ MPA.m}$$

$$S_5 = (1233.685 - 1212.72) \times \frac{7.895}{2} = 82.76 \text{ MPA.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 (614.182) = 1228.36 \text{ MPA.m}$$

$g.E_p < S \implies$ le point (M) n'appartient pas à BC \implies Le point (M) appartient à CD.
Détermination de x (longueur d'influence).

$$g.E_p = S_{Air} (ABCMC'B'A')$$

$$S_1 = 1.328 \text{ MPA.m}$$

$$S_2 = 91.66 \text{ MPA.m}$$

$$S_3 = 286.434 \text{ MPA.m}$$

$$S_4 = (1233.685 - \sigma_M) \times 7.25 = 152 \text{ MPA.m}$$

$$S_5 = (1233.685 - \sigma_M) \times \frac{X-7.25}{2}$$

$$\frac{1}{2} S = 379.422 + (1233.685 - \sigma_M) (7.25 + \frac{X-7.25}{2})$$

$$S = 758.844 + (1233.685 - \sigma_M) (7.25 + X)$$

$$\sigma_M = \sigma_{po} (1 - f \alpha - \varphi x) = 1328 (1 - 0.18 \times 0.314 - 0.002 \cdot x) \implies \sigma_M = 1252.94 - (2.656 X)$$

Donc :

$$S = 758.844 + (1233.685 - (1252.94 - 2.656X)) (7.25 + X)$$

$$S = 758.844 + 8944.22 + 1233.685X - 9083.815 - 1252.94X + 19.256X + 2.656X^2$$

$$S = 2.656 X^2 + 619.24 - 1170 = 0 \longrightarrow X = 14.40\text{m}$$

$$\sigma_M = 1252.94 - (2.656 \cdot 14.40) = 1214.69 \text{ MPa}$$

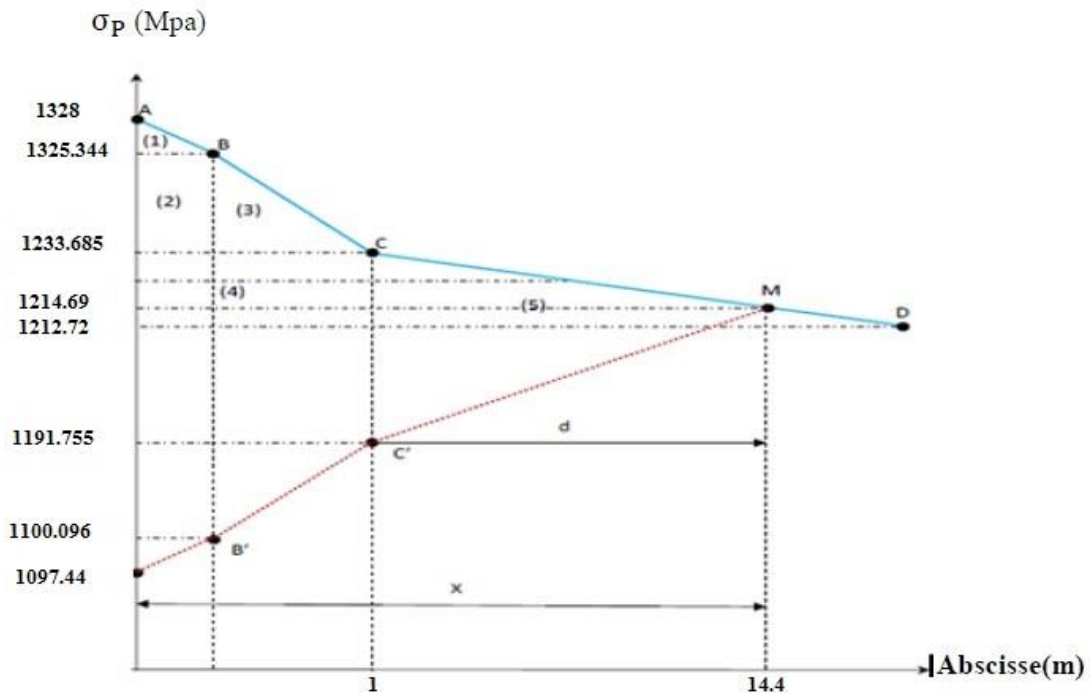


Fig. VII.8: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°4

Câble N°5 :

La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1328 \text{ MPa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} (1 - f \alpha - \phi x)$$

$$\sigma_B = 1328 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1.75) = 1323.35 \text{ MPA}$$

$$\sigma_c = 1328 (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \times 5.86) = 1208.214 \text{ MPA}$$

$$\sigma_D = 1328 (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \times 12.145) = 1191.52 \text{ MPA}$$

• Calcul des aires :

$$S_1 = (1328 - 1323.35) \times \frac{1}{2} = 2.325 \text{ MPA.m}$$

$$S_2 = (1323.35 - 1208.214) \times 1 = 115.136 \text{ MPA.m}$$

$$S_3 = (1323.35 - 1208.214) \times \frac{4.11}{2} = 236.60 \text{MPa.m}$$

$$S_4 = (1208.214 - 1191.52) \times 5.86 = 97.83 \text{MPa.m}$$

$$S_5 = (1208.214 - 1191.52) \times \frac{6.285}{2} = 52.46 \text{MPa.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 (504.35) = 1008.70 \text{MPa.m}$$

$g.E_p > S \longrightarrow$ il se produit une chute tension $\Delta\sigma_m$

$$g.E_p = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$D'o\grave{u}: \Delta\sigma_m = \frac{1170 - 1008.70}{15.145} = 10.65 \text{MPa.}$$

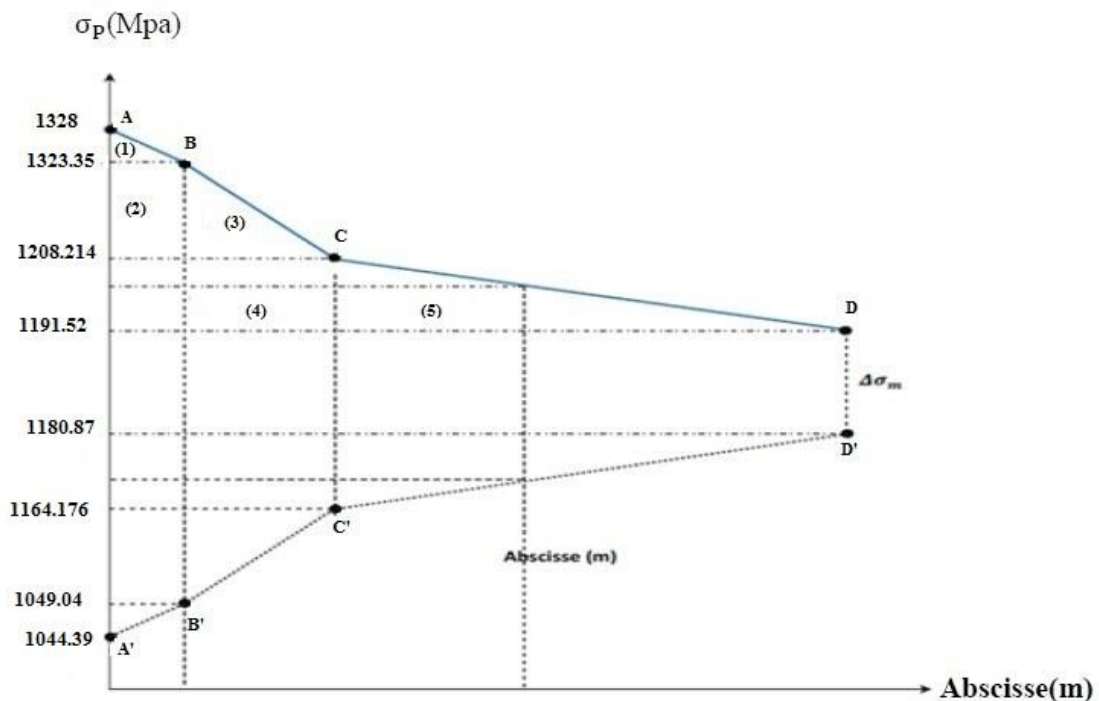


Fig. VII.9: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°5

Câble N°6 :

La tension à l' origine $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1328 \text{MPa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} (1 - f \alpha - \varphi x)$$

$$\sigma_B = 1328 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1.75) = 1323.35 \text{ MPA}$$

$$\sigma_c = 1328 (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \times 5.86) = 1208.214 \text{ MPA}$$

$$\sigma_D = 1328 (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \times 10.145) = 1196.83 \text{ MPA}$$

• Calcul des aires :

$$S_1 = (1328 - 1323.35) \times \frac{1}{2} = 2.32 \text{ MPA.m}$$

$$S_2 = (1323.35 - 1208.214) \times 1 = 115.136 \text{ MPA.m}$$

$$S_3 = (1323.35 - 1208.214) \times \frac{4.11}{2} = 236.60 \text{ MPA.m}$$

$$S_4 = (1208.214 - 1196.83) \times 5.86 = 66.71 \text{ MPA.m}$$

$$S_5 = (1208.214 - 1196.83) \times \frac{4.285}{2} = 24.39 \text{ MPA.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 (445.15) = 890.31 \text{ MPA.m}$$

$g \cdot E_p > S \longrightarrow$ il se produit une chute tension $\Delta \sigma_m$

$$g \cdot E_p = S + \Delta \sigma_m \times AD$$

$$D'où: \Delta \sigma_m = \frac{1170 - 890.31}{15.145} = 18.46 \text{ MPA.}$$

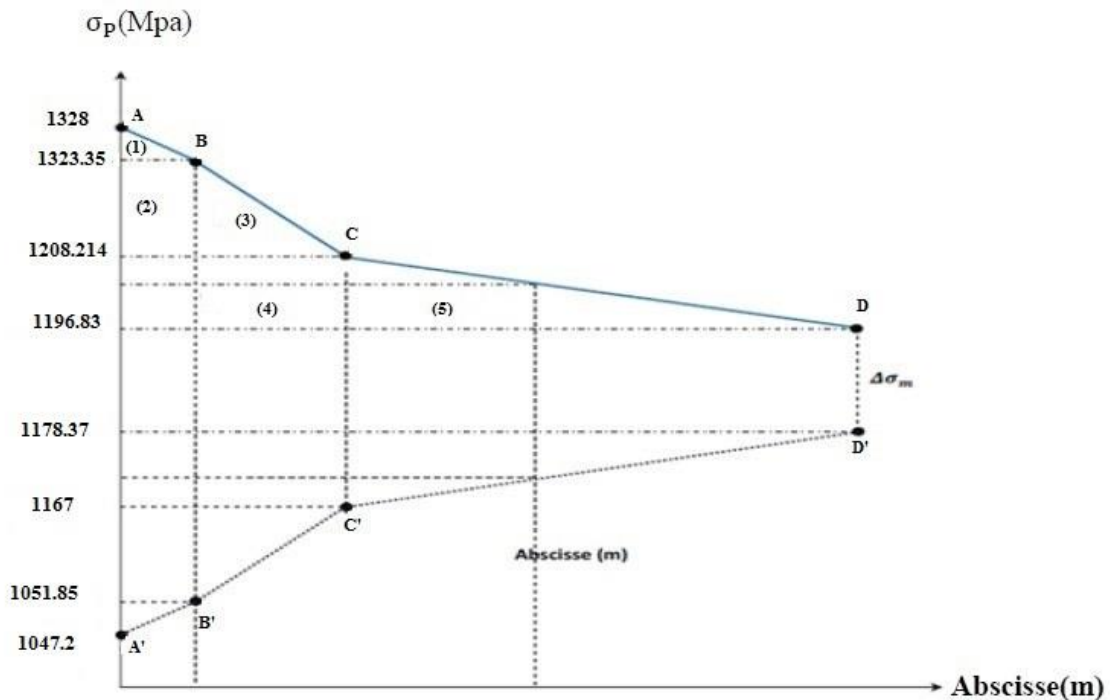


Fig. VII.10: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°6

VII-7) Les pertes par recul d'ancrage :**Câble 1 :**

$$\Delta\sigma(x = 15,145\text{m}) = 32,64\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 7,572\text{m}) = (1287,09 - 1266,98) \times 2 + 32,64 = 72,86\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1,00\text{m}) = (1325,344 - 1175,98) = 149,36\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0,00\text{m}) = (1328 - 1173,32) = 154,68\text{MPa}$$

Câble 2 :

$$\Delta\sigma(x = 15,145\text{m}) = 20,26\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 7,572\text{m}) = (1257,92 - 1237,82) \times 2 + 20,26 = 60,48\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1,00\text{m}) = (1325,344 - 1130,03) = 195,314\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0,00\text{m}) = (1328 - 1127,38) = 200,62\text{MPa}$$

Câble 3 :

$$\Delta\sigma(x = 15,145\text{m}) = 8,02\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 7,572\text{m}) = (1245,26 - 1225,15) \times 2 + 8,02 = 48,24\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1,00\text{m}) = (1325,344 - 1116,95) = 208,39\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0,00\text{m}) = (1328 - 1114,29) = 213,71\text{MPa}$$

Câble 4 :

$$\Delta\sigma(x = 15,145\text{m}) = 0,00\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 7,572\text{m}) = (1232,83 - 1212,72) \times 2 + 0 = 40,22\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1,00\text{m}) = (1325,344 - 1100,096) = 225,24\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0,00\text{m}) = (1328 - 1097,29) = 230,56\text{MPa}$$

Câble 5 :

$$\Delta\sigma(x = 15,145\text{m}) = 10,65\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 7,572\text{m}) = (1203,66 - 1191,52) \times 2 + 10,65 = 34,93\text{MPa}$$

Câble 6 :

$$\Delta\sigma(x = 15,145\text{m}) = 18,46\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 7,572\text{m}) = (1203,66 - 1196,83) \times 2 + 18,46 = 32,12\text{MPa}$$

Section	0.00L	0.0299L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	1.00	7.572	15.145
Câble 1	154.68	149,36	72.86	32.64
Câble 2	200.62	195.314	60.48	20.26
Câble 3	213.71	208.39	48.02	8.02
Câble 4	230,56	225,24	40.22	0.00
Câble 5	/	/	34.93	10.65
Câble 6	/	/	32.12	18.46
valeur moyenne des 4 câbles	199,89	194,57	55,39	15,23
valeur moyenne des 6 câbles	/	/	48,105	15,005

Tab. VII.12 : Récapitulatif des pertes par recul d’ancrage.

VII.7.1) : Les pertes par raccourcissement instantané du béton :

L’application d’une contrainte sur le béton entraîne une déformation instantanée de celui-ci, en conséquence, les armatures de précontraintes vont aussi subir une déformation, donc une perte de tension.

La mise en tension des câbles se fera en deux phases :

- La première famille sera tendue au 14^{ème} jour (n = 4 câbles).
- La deuxième famille sera tendue au 28^{ème} jour (n = 2 câbles).

La 1^{ère} famille de câbles :

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanété de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bn}(x) \times \frac{Ep}{Ebij} \quad (\text{BPEL91})$$

Avec :

$\Delta\sigma_{pi}$: Perte de tension moyenne de n câbles

$Ebij$: Module instantané de déformation du béton = $11000^3 \sqrt{f_{cj}}$

$$\sigma_{bn} = Mg(x) \frac{ep}{IG} + n \times Ap \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left(1 + ep^2 \frac{B}{IG} \right)$$

ep : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

$P_i(x)$: Contrainte normale dans le câble après toutes pertes.

n : Nombre de câble par familles.

E_p : Module d'élasticité longitudinale de câble.

I_G : Inertie de la poutre seule

$M_g(x)$: Moment dû au poids propre de la poutre seule+amorce à l'abscisse (x).

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toutes les pertes déjà déterminées.

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{Q(x)} - \Delta\sigma_{g(x)}$$

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{E_p}{2E_{bi}} \times \frac{M_g \times e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \times \frac{n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{Q(x)} - \Delta\sigma_{g(x)})}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \times e_p^2}{I_G}\right)$$

- Exemple de calcul :

- Section d'about :

$$B = 7170.135 \text{ cm}^2$$

$$f_{c14} = 34.19 \text{ MPA}$$

$$E_{bi} = 35702 \text{ MPA}$$

$$I_G = 19728751.87 \text{ cm}^4$$

$$e_p = -3.37 \text{ cm}$$

$$E_p = 195000 \text{ MPA}$$

$$A_p = 1680 \text{ mm}^2$$

$$q = 1.636 + 0.0088 = 1.65 \text{ t/ml}$$

$$M_g = \frac{ql}{2} \times x - \frac{qx^2}{2} \quad \longrightarrow \quad \text{à } x=0, \quad M_g = 0$$

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = 0 + \frac{195000}{3 \times 35702} \times \frac{4 \times 16.80 (1328 - 0 - 199.89)}{7170.135} \cdot \left(1 + \frac{7170.135 \times (-3.37)^2}{19728751.87}\right) = 19.32 \text{ MPA}$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

Câble de la 1 ^{ère} famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPA)	19.32	62,71	57,77

Tab. VII.13: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille).

La 2ème famille de câbles :

La mise en tension de la 2ème famille des câbles se fera après la mise en place des poutres et le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre + hourdis.

Perte subie par la 1ère famille lors de la mise en tension de la 2ème.

La perte subie par chaque câble de la 1ère famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \sigma_{bn2}(x) \times \frac{Ep}{Ebij}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{pi}(x)$: Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2ème famille.

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{Mg \times ep}{IG} + n \times \frac{Ap \times \sigma_{pi}(x)}{B} \times \left(1 + \frac{Bep^2}{IG}\right)$$

$$Ebi(28) = 11000 \sqrt[3]{40} = 37619.47 \text{ MPA}$$

Après transformation, la relation précédente devient :

$Mg(x)$: Moment dû au poids (hourdis+ entretoises).

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{Ep}{Ebi28} \times \frac{Mg \times ep}{IG} + \frac{Ep}{Ebi28} \times \frac{n \times Ap (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_Q(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \times ep^2}{IG}\right)$$

Exemple de calcul :

- **Section à $x = 0,5L$ ($x = 15.145 \text{ m}$) :**

$$B = 8383.56 \text{ cm}^2$$

$$IG = 28873632.3 \text{ cm}^4$$

$$ep = -106 \text{ cm}$$

$$EP = 195000 \text{ MPa}$$

$$Ap = 1680 \text{ mm}^2 = 16,8 \text{ cm}^2$$

$$q = 1.636 + 0.0088 + 0.75 = 2.395 \text{ t/ml.}$$

$$Mg(x) = \frac{qx}{2} (L - X) = \frac{2.395 \times 15.145}{2} (30.29 - 15.145) = 274.67 \text{ t.m}$$

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{195000}{37619.47} \times \left(\left(\frac{274.67 \times 10^7 \times (-106)}{28873632.3 \times 10^4} + \frac{6 \times 1680 (1328 - 102,185 - 15,005)}{8383.56 \times 10^2} \right) \cdot \left(1 + \frac{8383.56 \times 10^2 \times 106^2}{28873632.3 \times 10^4} \right) \right)$$

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = 269.19 \text{ MPA}$$

Les valeurs des pertes pour les autres sections sont résumées dans le tableau suivant :

Câble de la 2 ^{ème} famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)		0.00	240,13

Tab-VII-14: Pertes subies par la 1ère famille lors de la mise en tension de la 2ème famille.

Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_i(x)$ » :

$$\Delta\sigma_{i(x)} = \Delta\sigma_{Q(x)} + \Delta\sigma_{g(x)} + \Delta\sigma_{pi(x)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Section	Frottement	Recul	Raccourcissement	Total
Câble de l'about	0L	0.00	199.89	19.32	219.21
	0.25L	66.37	55.34	62.71	184.42
	0.5L	90.345	15.23	57.77	163.345
Câble extrados	0L	/	/	/	/
	0.25L	80.83	48.105	240.13	369.068
	0.5L	102.185	15.005	269.19	386.38

TAB-VII-15: Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa)

Désignation	Section	Valeurs moyennes	σ_{p0} (Mpa)	σ_{pi} (Mpa)
Câble de l'about	0L	219.21	1328	1108.79
	0.25L	184.42		1143.58
	0.5L	163.345		1164.655
Câble extrados	0L	/		/
	0.25L	369.068		958.932
	0.5L	386.38		941.62

Tab.-VII-16: Tensions initiales probables « σ_{pi} (Mpa) »

VII-7-2) Les pertes différées :

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers

7-2-1) Perte due au retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 »

Indépendamment de tout chargement et par l'évaporation des eaux excédentaires contenues dans le béton, celui-ci subit, par retrait, un raccourcissement qui a pour conséquence de détendre les câbles de précontraintes et de fait, une perte de tension qui se mesure par la relation suivante

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon r(1 - r(t_0)) \times E_p$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t+9 \times r_m} : \text{loi d'évaluation de retrait.}$$

$$r_m = \frac{\text{air de la section}}{\text{perimetre de la section}} = \frac{B}{U} : \text{Rayon de la section.}$$

t : Age du béton à la mise en tension des câbles.

r : Le retrait final du béton tel que $\varepsilon(t) = \varepsilon_r \times \varepsilon(t) = 3 \times 10^{-4}$ (nord Algérien).

(B.P.E.L 91Art2.1.51)

Section d'about:

$$r_m = \frac{7170.135}{545.1} = 13.15\text{cm.}$$

Section médiane :

$$r_m = \frac{5383.56}{566.72} = 9.5\text{cm}$$

- Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille :

Section d'about :

$$r(14j) = \frac{14}{14+9 \times 13.15} = 0.11$$

Donc :

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} \times (1 - 0.11) \times 195000 = 52.065 \text{ MPA}$$

Section médiane :

$$r(14j) = \frac{14}{14+9 \times 9.5} = 0.14$$

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} \times (1 - 0.14) \times 195000 = 50.31 \text{ MPA}$$

- Perte dans les câbles de la 2^{ème} famille :

Se câble sera tendu à 28j

$$r(28j) = \frac{28}{28+9 \times 14.90} = 0.247$$

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} \times (1 - 0.247) \times 195000 = 44.05 \text{ MPA}$$

	$\Delta\sigma_r$	0.00L	0.25L	0.5L
La 1 ^{ère} famille	14 ^{ème} jour	52.065	50.31	50.31
La 2 ^{ème} famille	28 ^{ème} jour	/	44.05	44.05

Tab-VII-17: Valeurs des pertes dues au retrait de béton.

La perte totale moyenne due au retrait de béton, pour l'ensemble des câbles à ($x = 0.5L$) est égale à :

$$\frac{4 \times 50.31 + 2 \times 44.05}{6} = 48.23 \text{ MPA}$$

VII.7.2.2) Perte due à la relaxation des aciers : « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît, pour les aciers à haute limite élastiques utilisés en béton précontraint, que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- à relaxation normale, RN ;
- à très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, on choisit en général les aciers TBR. La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

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

ρ_{1000} : Relaxation des aciers à 1000 heure en %. $\rho_{1000} = 2.5 \text{ ‰}$

$\mu_0 = 0.43$ Pour les aciers T.B.R (très basse relaxation).

$\sigma_{pi}(x)$: Tension initiale probable après toutes les pertes instantanées.

$f_{prg} = 1660$

$\sigma_{p0} = 1328 \text{ MPA}$

- Perte dans les câbles de la 1ère famille :

Exemple de calcul :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left(\frac{\sigma_{pi}}{1660} - 0.43 \right) \sigma_{pi}(x)$$

Perte dans les câbles :

La 1^{ère} famille :

Câbles 1 ^{er} famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\sigma_{pi}(x)$	1108,79	1143,58	1164,65
	$\Delta\sigma_p(x)$	39,57	44,41	47,44

Tab-VII-18- Pertes dans les câbles de la 1ère famille.

Câbles 2 ^{ème} famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\sigma_{pi}(x)$	/	958,93	941,62
	$\Delta\sigma_p(x)$	/	23,58	19,38

Tab-VII-19- Pertes dans les câbles de la 2ème famille.

VII-7-2-3) Perte dues au fluage : « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »

C'est l'augmentation de la déformation du béton dans le temps, ce qui engendre une perte de tension ; ce phénomène se produit sous charge.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

- **Perte dans les câbles de la 1ère famille :**

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane ($x = 0.5 L$) :

$$\sigma_m(0.5L) = \frac{Mg \times ep}{I_G} + n \times Ap \times \frac{\sigma_{pi}}{B} \times \left(1 + \frac{B \times ep^2}{I_G} \right)$$

Avec :

$$Mg = q \frac{l^2}{8} \implies q \text{ (poutre seule)} = 1.636 \text{ t/ml}$$

$$Mg = 1.636 \times \frac{30.29^2}{8} = 187.63 \text{ t.m}$$

$$B = 5383.56 \text{ cm}^2$$

$$I_G = 16651410.1 \text{ cm}^4$$

$$e_p = -77.59 \text{ cm}$$

$$\sigma_m(0.5L) = \frac{187.63 \times (-77.59) \times 10^4}{16651410.1} + 4 \times 1680 \times \frac{1164,655}{5383.56 \cdot 10^2} \times \left(1 + \frac{5383.56 \times (-77.59)^2}{16651410.1}\right)$$

$$\sigma_m(0.5L) = 34 \text{ MPa.}$$

D'après le BPEL 91, [art3.3.24)] la perte différée totale « $\Delta\sigma_d$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_p$$

$$\Delta\sigma_d = 50.31 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 47.44 = 89.84 + \Delta\sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_{fl}(0.5L) = (2 \times \sigma_m(0.5L) - n \times A_p \times \frac{\sigma_d(0.5L)}{B} \times \left(1 + \frac{B \times e_p^2}{I_G}\right)) \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = (2 \times 34 - 4 \times 1680 \times \frac{89.84 + \Delta\sigma_{fl}}{5383.56 \cdot 10^2} \times \left(1 + \frac{5383.56 \times (-77.59)^2}{16651410.1}\right)) \frac{195000}{35702}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 294.4 \text{ MPA}$$

Câbles de la 1ère famille	section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	7.57	15.145
	Δ_d (x) (Mpa)	85,04+ $\Delta\sigma_{fl}$	87.32+ $\Delta\sigma_{fl}$	89.84+ $\Delta\sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	0.00	187.63	187.63
	σ_{pi} (x) (Mpa)	1108,79	1143.58	1164,655
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	10,43	33.21	34
	$\Delta\sigma_{fl}$ (Mpa)	104,17	287.65	294,4

Tab.VII.20: Pertes par fluage " $\Delta\sigma_n$ " dans les câbles de la 1ère famille.

- **Perte dans les câbles de la 2^{ème} famille :** De la même façon on calculera les pertes dans le câble de la 2ème famille.

Câbles de la 2 ^{ème} famille	section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	7.57	15.145
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	/	$63.7+\Delta\sigma_{fl}$	$60,2+\Delta\sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	0.00	274.67	274,67
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	958,93	941,62
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	/	6,27	6
	$\Delta\sigma_{fl}$ (Mpa)	/	54.52	52,27

Tab-VII -21: Pertes par fluage " $\Delta\sigma_n$ " dans les câbles de la 2^{ème} famille

VII.8) Pertes différées totales et tension finale probable :

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_r + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

Remarque : Pour calculer la perte à un temps « t » intermédiaire, on peut utiliser la formule

Suivante : $\Delta\sigma_d(x,t) = i(x) + \Delta\sigma_d(x)$

	section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	7.57	15.145
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\Delta\sigma_r(x)$ (Mpa)	52.065	50.31	50.31
	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)	39.57	44.41	47.41
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	104.17	287.65	294.4
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	189.21	374,96	384,21
câble de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma_r(x)$ (Mpa)	/	44.05	44.05
	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)	/	23,58	19,38
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	/	54,52	52,27
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	/	118,22	112,47

Tab-VII-22: Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ ".

Pour l'ensemble des câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = \frac{n_1 \cdot \Delta\sigma_{d1} + n_2 \cdot \Delta\sigma_{d2}}{n_1 + n_2}$$

Avec :

n_1 : nombre de câble de la première famille

n_2 : nombre de câble de la deuxième famille

$\Delta\sigma_{diff}$: Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.

section	0.00L	0.25L	0.5L
$\Delta\sigma_{\text{diff}}$ (Mpa)	126.14	289.38	293.63

Tab-VII-23 : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections

Avec :

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{p_i}(x) - \Delta\sigma_{\text{diff}}$$

$$\% \text{ perte} = \frac{\sigma_{p_0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p_0}}$$

section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse	0.00	7.57	15.145
σ_{p_i} moy(Mpa)	1108.79	1251.26	1253.14
$\Delta\sigma_{\text{diff}}$ (Mpa)	126.14	289.38	293.63
$\sigma_{p\infty}$ (Mpa)	982.65	961.88	959.51
% de perte	26	27.57	27.74
Vérification	vérifié	vérifié	vérifié

Tab-VII-24 : pourcentage des pertes

Conclusion: Nous remarquons que les pertes totales varient entre 26 % et 27.74 % de P_0 , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P_0 qui est 32 % de P_0

Chapitre VIII

Justification des contraintes

Normale

Introduction :

La sécurité est la utilisation des ouvrages doit être garantie par la justification aux états limites ultimes et de services.

La contrainte normale exerçant dans une section droite est exprimée par :

$$\sigma_y = P \left(\frac{1}{B} + ep \cdot \frac{y}{I} \right) + M \cdot \frac{y}{I}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{min} < \sigma_y < \overline{\sigma}_{max}$

VIII-1-Justification à l'E.L.S :

On fait une vérification pour la classe II (admet une traction modérée). Les valeurs limites des contraintes dans le béton sont :

$\overline{\sigma}_c$: La contrainte admissible de compression dans le béton.

$\overline{\sigma}_t$: La contrainte admissible de traction dans le béton.

Classe II	Contraintes	Situation combinaison zone	exploitation			construction
			Rare	Fréquente	Quasi permanente	Rare
$\overline{\sigma}_t$		Dans la section d'enrobage	$-f_{t28}$	0	/	$-0.7 f_{ij}$
		Hors la section d'enrobage	$-1.5 f_{t28}$	/	/	$-1.5 f_{ij}$
		Pour toute la section	$0.6 f_{t28}$	$0.6 f_{c28}$	$0.5 f_{c28}$	$0.6 f_{ij}$
	$\overline{\sigma}_c$					

Tab-VIII-1: Valeur limites des contraintes dans le béton

VIII-1-1-Distance des armatures de précontrainte aux parements :

Dans le cas de la précontrainte en poste tension, le B.P.E.L Art 10.2, 23) recommande ce qui suit :

$$c \geq \text{Sup} \begin{cases} \frac{3 \cdot a}{4} : \text{largeur horizontale de la gaine} \\ \phi : \text{diametre de la gaine} \\ d = 5 \text{cm pour les ouvrages courants} \end{cases}$$

Avec :

$a = \phi = 8,5 \text{cm}$

$$c \geq \text{Sup} \begin{cases} \frac{3 \cdot (8,5)}{4} = 6,375 \\ \phi = 8,5 \\ d = 5 \end{cases} \quad \text{Donc : } c = 8,5 \text{ cm}$$

Les matériaux :

a) Béton :

Jours	7	14	21	28
f_{cj} (MPa)	26.5	34.19	37.85	40
f_{tj} (MPa)	2.19	2.7	2.87	3

Tab-VIII-2: valeur de f_{cj} et f_{tj}

b) Armatures de précontrainte (actives) :

$$\sigma_{p0} = 1328 \text{ MPA}$$

$$A_p = 1680 \text{ mm}^2$$

 Tension de calcul en B.P.E.L :

Selon (B.P.E.L 91 Art.1.3) :

La précontrainte de calcul est égale à la plus défavorable des deux valeurs suivantes :

$$\sigma_{p1} = 1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_j \dots (I)$$

$$\sigma_{p1} = 0.98\sigma_{p0} - 1.2\Delta\sigma_j \dots (II)$$

I : c'est en phase de construction

II : c'est en phase d' d'exploitation

Avec :

σ_{p0} : Tension initial

$\Delta\sigma_j$: Somme de toutes les pertes à l'âge considéré

	B (cm ²)	Ig (cm ⁴)	V(cm)	V' (cm)	r ² =I /B	e _p (cm)	ρ(%)
Poutre seule	5383.56	16651410.1	69.32	90.67	3093.01	-77.59	49.21
Poutre +hourdis	8383.56	28873632.3	60.93	119.06	3444.077	-106	47.47

Tab-VIII-3 : les caractéristiques géométriques de section nette.

✚ Phase de construction :

N° phase	Date (jours)	Opération	Caractéristiques
0	0	Coulage de la poutre préfabriquée	/
I	14	Mise en tension des 04 câbles de la 1ere famille à 50%	Section résistante : poutre · Poids de la poutre · Précontrainte des câbles
II	28	Mise en tension des 04 câbles de la 1ere famille à 100%	· Section résistante : poutre · Poids de la poutre · Précontrainte des câbles
III	50	Coulages de hourdis et des entretoises d'about	· Section résistante : poutre · Poids de la poutre + amorces · Poids du hourdis + entretoises · Précontrainte des câbles
IV	64	Mise en tension des câbles de la 2eme famille	Section résistante : poutre+hourdis · Poids de la poutre + amorces · Poids du hourdis + entretoises · Précontrainte des câbles
V	84	Mise en place de la superstructure (revêtement, trottoirs, corniches...)	· Section résistante : poutre+hourdis · Poids propre du tablier · Précontrainte des câbles
VI	>90jours	Mise en service de l'ouvrage	Section résistante : poutre+hourdis · Poids propre du tablier · Surcharges appliquées · Précontrainte des câbles

Tab-VIII-4 : Les différentes phases de construction

✚ Vérification des contraintes

Pour les quatre premières phases, la force de précontrainte qui donne l'effet le plus est P1 mais pour la phase d'exploitation (phase V) c'est la force P2.

a) phase de construction :

$$\sigma_s = \frac{P1}{B} \left(1 - ep \frac{V}{r^2} \right) + \frac{M_{min}.V}{I_G} \geq \overline{\sigma_{ts}}$$

$$\sigma_i = \frac{P1}{B} \left(1 + ep \frac{V'}{r^2} \right) + \frac{M_{min}.V'}{I_G} \leq \overline{\sigma_{ci}}$$

b) phase d' d'exploitation

$$\sigma_s = \frac{P2}{B} \left(1 - ep \frac{V}{r^2} \right) + \frac{M_{max}.V}{I_G} \leq \overline{\sigma_{ci}}$$

$$\sigma_i = \frac{P2}{B} \left(1 + ep \frac{V'}{r^2} \right) + \frac{M_{max}.V'}{I_G} \geq \overline{\sigma_{ts}}$$

Avec :

$$\left. \begin{aligned} \overline{\sigma_{ts}} &= -1.5f_{tj} \\ \overline{\sigma_{ci}} &= 0.6f_{cj} \end{aligned} \right\} \text{(En construction)}$$

$$\overline{\sigma}_{cs} = 0.6.f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{ti} = -1.5f_{ij} \text{ : hors section d'ancrage}$$

$$\overline{\sigma}_{ti} = -f_{ij} \text{ : dans la section d'enrobage}$$

🚦 Vérifications des contraintes pour les différentes phases :

1^{ère} phase :

La poutre étant sur le banc de préfabrication, on tire les 4 câbles le 14^{ème} jour à 50% chacun. ·

- Section résistante : section nette de la poutre seule.
- Moment due au poids propre de la poutre

2^{ème} phase:

On tire les 4 câbles à 100% au 28^{ème} jour On estime que les câbles ont consommés 20% des pertes différées.

3^{ème} phase:

On pose la poutre sur les appuis et on coule l'hourdis.

- Section résistante, poutre seule.
- Moment du au poids propre de la poutre + dalle
- On estime que les câbles de la 1^{ère} famille ont consommés 60% des pertes différées

4^{ème} phase:

Mise en tension des câbles de la 2^{ème} famille

On estime que les câbles de la 2^{ème} famille ont consommés leurs pertes.

5^{ème} phase:

Mise en place des corniches, trottoirs...etc.

- Section résistante : poutre + dalle.
- Moment du au poids propre du tablier
- On estime que la 1^{ère} famille a consommée 80% des $(\Delta\sigma)_{diff}$

6^{ème} phase:

Justification à long terme (en service).

- On suppose que les câbles ont consommés toutes les pertes
- Moment :(G + D240)

Exemple de calcul:

Phase I:

$$\sigma_{po} = 0.5 \times 1328 = 664 \text{ MPa}$$

$$q = 1.65 \text{ t/ml} \implies Mg = 189.23 \text{ t.m} = 1892.3 \text{ KN.m}$$

$$\Delta\sigma_j = 0.5 \times \Delta\sigma_i = 0.5 \times 163.345 = 81.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p1} = 1.02\sigma_{po} - 0.8\Delta\sigma_j = 1.02 \times 664 - 0.8 \times 81.67 = 611.944 \text{ MPa}$$

$$P_1 = n \times A_p \times \sigma_{p1} = 4 \times 1680 \times 611.944 \times 10^{-3} = 4112.26 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{4112.26 \times 10}{5383.56} \left(1 - \frac{77.59 \times 69.32}{3093.01} \right) + \frac{1892.3 \times 10^3 \times 69.32}{16651410.1} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{4112.26 \times 10}{5383.56} \left(1 + 77.59 \times \frac{90.67}{3093.01} \right) - \frac{1892.3 \times 10^3 \times 90.67}{16651410.1} = 14.68 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} 2.22 > \bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{ij} = -4.05 \text{ MPa} \\ 14.68 < \bar{\sigma}_{ci} = 0.6f_{cj} = 20.514 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{Condition vérifié}$$

Nous procédons de la même façon pour les autres phases et les résultats sont donnes le tableau ci-après :

Phase	Pi(KN)	M(KN.m)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)	$\bar{\sigma}_{ts}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{ci}$ (MPa)	Observation
I	4112.26	1892.3	2.22	14.68	-4.05	20.514	vérifier
II	3278.55	1892.3	3.38	9.6	-4.5	24	vérifier
III	2489.29	2736.4	7.97	0.23	-4.5	24	vérifier
IV	1210.19	2736.4	4.51	-3.12	-4.5	24	vérifier
V	1210.19	3096.2	5.27	-4.25	-4.5	24	vérifier
VI	1210.19	9489.4	18.76	-2.434	-4.5	24	vérifier

Tab-VIII-5 : Contraintes dans les différentes phases

Conclusion :

Les contraintes normales sont justifiées en toutes phases (d'exécution, à vide et en service).

VIII-2- ferrailage passif longitudinal :

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints

- **Armatures longitudinales de peau :**

Leur but est de répartir les effets de retraits et des variations de températures, elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

$$A_{min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3\text{cm}^2 / \text{m de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0,1\% \text{ de la section du béton de la poutre} = 0.001B \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 0.001 \times B = 0.001 \times 5383.56 = 5.383 \text{ cm}^2$$

On utilise des armatures HA12 espacé de 20cm.

- **Armatures longitudinales dans les zones tendues :**

C'est une section conventionnelle minimale d'armatures qu'on doit placer longitudinalement dans les zones tendues des structures en béton précontraint.

Le BPEL propose une section d'armature qui assure Ferrailage minimal de non fragilité donne par la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{Bt}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{ftj}{\sigma_{BT}}$$

Bt : Section de béton tendu

σ_{BT} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

N_{Bt} : Résultante des contraintes de traction correspondante.

f_e : limite élastique des armatures utilisées $f_e = 500\text{Mpa}$.

ftj : contrainte caractéristique de traction du béton à j jour. Dans notre cas la contrainte maximale de traction apparaît en service (6ème phases) et elle est -1.5 MPa .

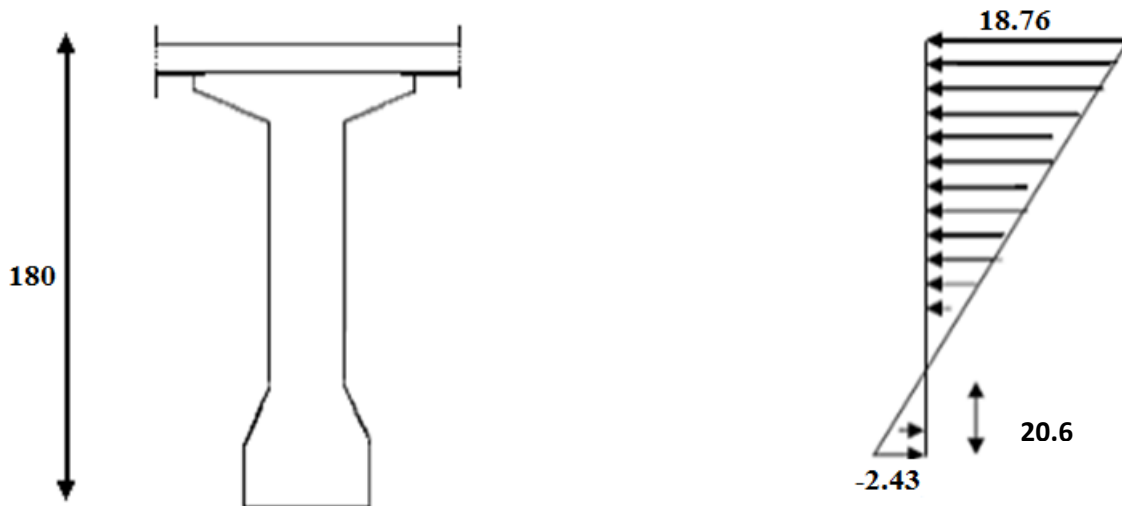


Fig- VIII-1 : Diagramme des contraintes.

$$\frac{18.76}{(h-x)} = \frac{2.43}{x} \implies x = 0.206m = 20.6cm$$

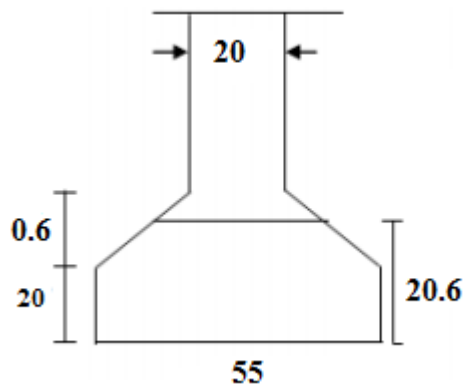


Fig-VIII-2 : Détail du talon.

$$Bt = 55 \times 20 + 20 \times 0.6 + 2 \times \left(\frac{0.6 \times 20}{2} \right) = 574 \text{ cm}^2$$

$$N_{BT} = \frac{Bt \times \sigma_t}{2} = \frac{574 \times 2.43 \times 10^{-1}}{2} = 69.741 \text{ KN.}$$

$$A_s \geq \frac{574}{1000} + \frac{69.741 \times 1000}{500} \times \frac{3}{1.5} = 279.538 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.7954 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On prend 4HA12}$$

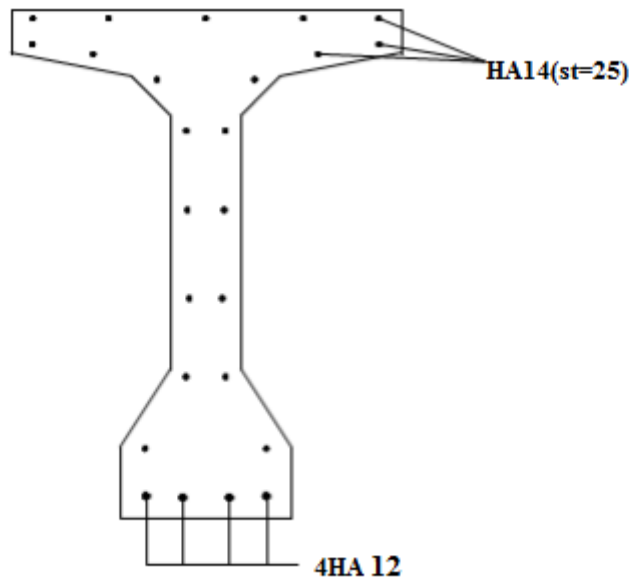


Fig -VIII -3 : Ferrailage de la poutre.

- **Ferrailage passif transversal (Armature de talon) :**

On prévoit des cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte localisées dans le talon, et aussi pour assurer la continuité avec les armatures transversales de l'âme.

$$Ac \times fe \geq c \times t \times ft28 \text{ Si } \varphi_{\text{gaine}} < c < 1.3\varphi_{\text{gaine}}$$

$$Ac \times fe \geq 1.3c \times t \times ft28 \times \varphi_{\text{gaine}} \text{ Si } c > 1.3\varphi_{\text{gaine}}$$

t: Espacement des armatures =20

C =10cm : (Enrobage des câbles).

$$\varphi_{\text{gaine}} = 8.5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } 8.5 < c = 10 < 11.05$$

$$\text{En remplaçant : } Ac \geq 1.25 \text{ cm}^2$$

On adopte un cadre de HA12= 1.54 cm²

VIII-3: Justification à l'E.L.U :

A l'E.L.U les problèmes posés par les calculs vérificatifs proviennent du fait que le comportement des matériaux est linéaire.

Les justifications à la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M,N) sont données par les règles B.P.E.L 91 Art 63.

- **Principe de la méthode de justification :**

Il consiste à s'assurer que les sollicitations de calcul 'Su' sont à l'intérieur d'un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistante ultimes 'S_{lim u}', le domaine résistant convexe est limité par une courbe dite d'interaction moment effort normal.

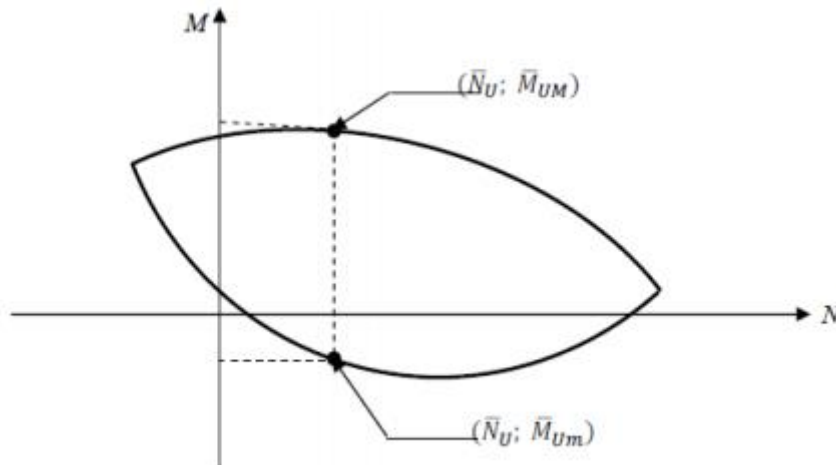


Fig-VIII-4 : Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal.

Pour le calcul des déformations et des contraintes qui lui correspond, on procède par itération de manière suivante :

Application a notre projet :

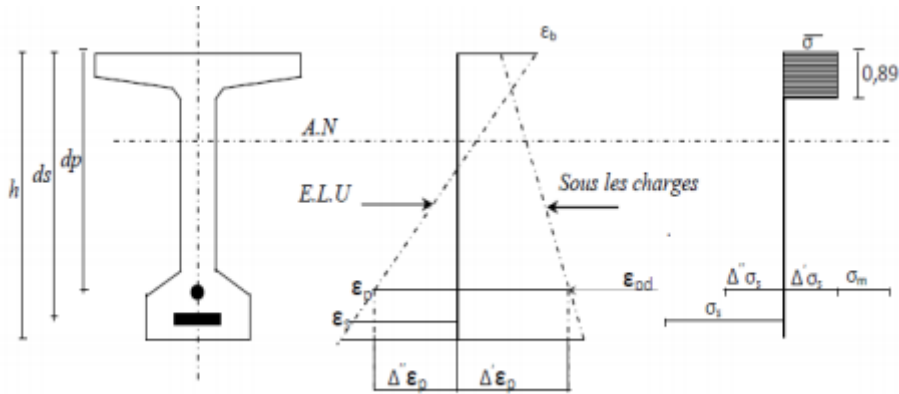


Fig -VIII-5 : Diagramme des déformations et des contraintes à E.L.U dans le cas d’une section partiellement comprimée.

$d_p = 155 \text{ cm.}$

$d_s = 175 \text{ cm}$

$A_p = 16.8 \text{ cm/câble donc } A_p = 100.8 \text{ cm}^2 = 100.8 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

$A_s = 5.96035 \text{ cm}^2 = 5.96035 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

$h = 180 \text{ cm.}$

$N_u = P_0 - \Delta\sigma_{po} = (\sigma_{po} - \Delta\sigma_{po}) \cdot n \cdot A_p$

$N_u = P_0 - \Delta\sigma_{po} = (1328 - 386.38) \cdot 6 \times 16.8 \times 10^{-1} = 9491.53 \text{ KN}$

$M_{max} = 948.94 \text{ t.m}$

$M_g = 309.62 \text{ t.m}$

Equation d’équilibre :

$\overline{N_u} = Bc \cdot \sigma_{bc} - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s \cdot \sigma_s \dots\dots\dots(1)$

$\overline{N_u} = Bc \cdot 24 \times 10^3 - 10.08 \times 10^{-3} \times \Delta\sigma_p - 0.59 \times 10^{-3} \times \sigma_s$

$\overline{M_{um}} = Bc \cdot \sigma_{bc} \cdot Z + A_s(d_s - d_p) \cdot \sigma_s \dots\dots\dots (2)$

$\overline{M_{um}} = Bc \times 24 \times 10^3 Z + 0.59 \times 10^{-3} (0.095) \cdot \sigma_s$

$\overline{M_{um}} = Bc \times 24 \times 10^3 Z + 0.0551 \times 10^3 \cdot \sigma_s$

Hypothèses de section planes:

$\frac{\Delta''\xi_p}{\sigma_p} = \frac{2.055-y}{y} \dots\dots\dots (3)$

$\frac{\xi_s}{\xi_p} = \frac{2.15-y}{y} \dots\dots\dots (4)$

Comportement d'acier:

-Pour les armatures passives feE500

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \xi_s \times E_s \quad \text{pour } \xi_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{pour } \xi_s > \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

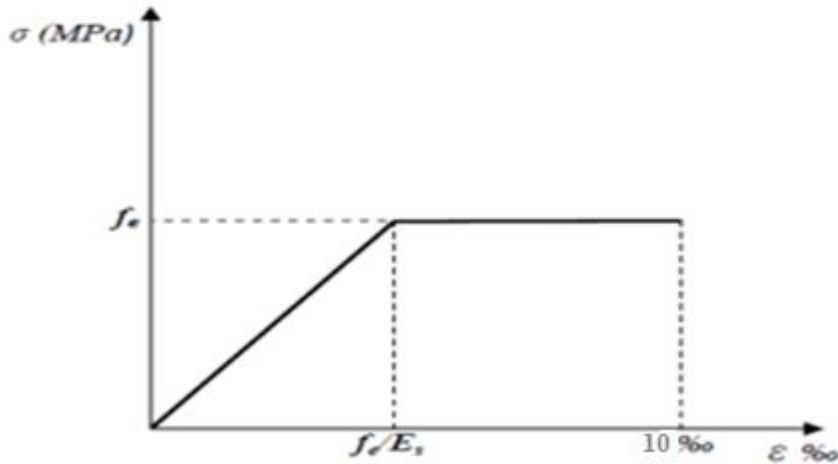


Fig-VIII-6 : Diagramme contrainte déformation des aciers passif

-Pour les armatures active (cas des torons) :

$$\xi_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_s \cdot \sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5$$

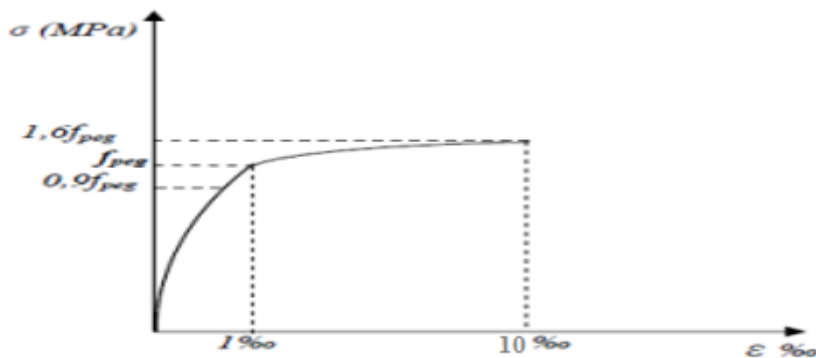


Fig-VIII-7 : Diagramme contrainte- déformation des torons

La surtension des armatures :

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p(\xi_{pm} + \Delta'\xi_p + \Delta''\xi_p) - \sigma_p(\xi_{pm}) \dots \dots \dots (6)$$

$$\sigma_{pm} = \frac{Pm}{Ap} = \frac{9491.53 \times 10^3}{10.08 \times 10^{-3} \times 10^6} = 94.2 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_{bm} = \frac{Pm}{B} + (Pm \times e_p + Mg) \frac{e_p}{I_g}$$

$$\sigma_{bm} = \frac{9491.53}{0.538356} + (9491.53(-1.21983) + 309.62) \frac{-1.21983}{16651410.1 \times 10^{-6}} = 18641.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bm} = 18.64 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\xi_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{94.2}{2 \times 10^5} = 4.71 \times 10^{-4}$$

$$\Delta'\xi_p = 5 \cdot \frac{\sigma_{bm}}{E_p} = 5 \cdot \frac{18.64}{2 \times 10^5} = 4.66 \times 10^{-4}$$

1^{er} interaction :

$$\xi_s = 10\text{‰} \quad ; \quad \xi_b = 3.5\text{‰}$$

$$(4) \implies y = \frac{2.15 \times 3.5}{10 + 3.5} = 0.58 \text{ m}$$

$$(3) \implies \Delta''\xi_p = \frac{2.055 - 0.58}{0.58} \times 5 \times 10^{-3} = 12.72 \times 10^{-3}$$

$$(5) \implies \sigma_s = 435 \text{ MPa} \quad \text{car } \xi_s = 10\text{‰}$$

$$(6) \implies \Delta\sigma_p = \sigma_p(4.71 + 0.466 + 12.72) \times 10^{-3} - \sigma_p(4.71 \times 10^{-3})$$

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p(17.88) \times 10^{-3} - \sigma_p(4.28 \times 10^{-3})$$

Determination de σ_p :

$$\xi_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_s \cdot \sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 = \frac{\sigma_p}{2 \times 10^5} + 100 \left(\frac{1.15 \cdot \sigma_p}{1583} - 0.9 \right)^5 \quad \text{avec } \xi_p = 17.39 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_p = 11800.4$$

On a aussi

$$\Delta\sigma_p = 11800.4(17.39) \times 10^{-3} - 11800.4(4.28 \times 10^{-3})$$

$$\Delta\sigma_p = 154.696 \text{ MPa}$$

De cela on peut calculer l'effort normal Nu :

$$\bar{N}_u = B_c \cdot \sigma_{bc} - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s \cdot \sigma_s$$

$$\text{Avec } B_c = 0.8 Y \cdot b_{moy} = 0.461 \text{ m}^2$$

$$\bar{N}_u = 15057.41 \text{ KN}$$

$$N_u = 14079.27 \text{ KN} < 15057 \text{ KN}$$

Donc le diagramme de l'équilibre est atteint ainsi que le diagramme des déformations ultimes.

Chapitre IX
Justification des
contraintes tangentielles

Introduction :

Le but de cette justification est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

Selon le BPEL 91, on procède :

- En E.L.U à une vérification de la section d'acier transversal.
- En E.L.S à une vérification des contraintes tangentielles (de cisaillement)

IX-1-Justification des contraintes à l'ELS :

La vérification doit porter sur trois paramètres caractéristiques de l'état de contraintes en un point de la section.

σ_x : Contrainte normale longitudinale.

τ : Contrainte tangentielle (de cisaillement).

σ_t : Contrainte normale transversale dont l'existence est liée à une précontrainte transversale éventuelle (celle-ci n'existe que lorsque une précontrainte transversale est présentée).

Les contraintes σ_x ; τ ; σ_t calculées sous l'effet des sollicitations de service, doivent satisfaire des conditions Article B.P.E.L.7.2, 2.

IX-1-1-Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant :

Cette contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\tau_v = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

Avec :

$$V_{red} = V_{ext} - \sum_{i=1}^n P_i \sin \alpha_i$$

b_n = largeur nette de l'âme de la poutre.

$$b_n = b_0 - m \cdot k \cdot \phi$$

Avec :

M : moment de câble par lit

k=1/2 dans le cas des câbles injectés dans le colis de ciment.

S : moment statique par rapport à l'axe Gx.

I_N : moment d'inertie net par rapport à l'axe Gz.

$\tau = \tau_v$: Pour les phases I, II, III ; IV ; V

$\tau = \tau_v + \tau_t$: Pour la phase d'exploitation VI.

Application à notre projet :

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui.

La vérification des contraintes se fera par phase de construction.

caractéristique	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	r ² =I/B	ρ(%)	ep (cm)
Poutre seule	7170.135	19728751.87	72.33	87.67	2751.52	43.33	-3.37
Poutre+hourdis	10170.135	34166032.92	68.05	111.95	3359.45	44.09	-27.65

Tab-IX-1: Caractéristiques géométriques de la section nette à x = 0,00 L.

Phase 1 :

Mise en tension des câbles de la 1ère famille au 14^{ème} jour à 50 %.

$$\sigma_{p0} = 0.5 \times 1328 = 664 \text{MPa}$$

$$\sigma_j = 0.5 \times \Delta\sigma_i = 0.5 \times 219.21 = 109.61 \text{MPa}$$

$$\sigma_{PI} = 1.02 \times \sigma_{p0} - 0.8 \times \sigma_j = 1.02 \times 664 - 0.8 \times 109.61 = 589.592 \text{MPa}$$

$$P1 = n \cdot A_p \cdot \sigma_{PI} = 4 \times 1680 \times 589.592 \times 10^{-3} = 3962.058 \text{KN.}$$

$$q = 1.636 \text{ t/ml} \iff V_G = q_G \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_G = 1.636 \cdot \frac{30.29}{2} = 24,78 \text{t} = 247,8 \text{ KN}$$

$$V_{\text{red}} = V_G - P \cdot \frac{\sum \sin\alpha_i}{n}$$

$$\sum \sin\alpha_i = 0.87$$

$$V_{\text{red}} = 247.8 - 3962.058 \times \frac{0.87}{4} = -613.95 \text{ KN}$$

$$V_{\text{red}} = -613.95 \text{ KN}$$

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_V = \frac{V_{\text{red}} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

$$S(y) = \frac{I_G}{0.8h} \iff \tau_V = \frac{V_{\text{red}}}{0.8 \cdot h \cdot b_n}$$

Avec :

$$b_n = b_0 - \frac{\emptyset}{2} = 35 - \frac{8.5}{2} = 30.75 \text{ cm}$$

$$\tau_V = \frac{-613.95 \times 10}{0.8 \times 160 \times 30.75} = 1.60 \text{ MPa}$$

- Effort normale N1 au niveau du centre de gravité :

$$N1 = P1 \cdot \frac{\sum \cos\alpha_i}{n} = 3962,058 \cdot \frac{3.891}{4} = 3854.09 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{N1}{B} \left(1 - \frac{ep.V}{r^2}\right) = \frac{3854.09 \times 10}{7170.135} \left(1 - \frac{3.37 \times 72.33}{2751.52}\right) = 4.9 \text{ MPa} \\ \sigma_i &= \frac{N1}{B} \left(1 + \frac{ep.V'}{r^2}\right) = \frac{3854.09 \times 10}{7170.135} \left(1 + \frac{3.37 \times 87.67}{2751.52}\right) = 5.95 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = 4.9 + \frac{5.95 - 4.9}{160} \times 72.33 = 5,37 \text{ MPa}$$

Vérification des deux inégalités du B.P.E.L :

$$\tau^2 \leq 0.4 \cdot ftj(ftj + \sigma_x) \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{ftj}{fcj} (0.6fcj - \sigma_x)(ftj + \sigma_x) \dots \dots \dots (2)$$

$$\tau^2 = 2.56 \leq 0.4 \times 2.7(2.7 + 5.37) = 8.72 \text{ MPa}$$

$$\tau^2 = 2.56 \leq 2 \cdot \frac{2.7}{34.19} (0.6 \times 34.19 - 5.37)(2.7 + 5.37) = 19.30 \text{ MPa}$$

Condition vérifié

Nous procédons de la même manière pour les autres phases :

phase	poutre	V(KN)	P(KN)	Vred(Kn)	bn(cm)	τ
I	seul	247.8	3962.058	613.95	30.75	1.60
II	seul	247.8	3792.5	577.07	30.75	1.46
III	seul	247.8	4256.64	680.02	30.75	1.73
IV	Avec hourdis	361.4	292.5	270.31	30.75	0.61
V	Avec hourdis	361.4	898	292.3	30.75	0.66
VI	Avec hourdis	361.4	553.6	120.6	30.75	0.27

Tab-IX-2-Calcul de la torsion

Calcul de σ(x) :

Phase	Poutre	P(KN)	N(KN)	σs	σi	σx
I	seul	3962.058	3854.09	4.9	5.95	5.37
II	seul	3792.5	3689.15	4.69	5.7	5.15
III	seul	4256.64	4140.65	5.26	6.4	5.78
IV	Avec hourdis	982.8	1912.04	0.82	3.61	1.87
V	Avec hourdis	898	1747.06	0.4	1.7	0.89
VI	Avec hourdis	553.6	1077.03	0.24	1.046	0.54

Tab-IX-3- Calcul du σx.

Vérification des deux inégalités :

Phase	f_{tj}	f_{cj}	τ^2 (MPa)	1	2	Observation
I	2.7	34.19	2.56	2.56<8.72	2.56<19.30	Vérifiée
II	2.7	34.19	2.13	2.13<8.5	2.13<19.05	Vérifiée
III	2.7	34.19	3	3 < 9.16	3<19.74	Vérifiée
IV	3	40	0.37	0.37<5.86	0.37<16.17	Vérifiée
V	3	40	0.435	0.435<4.07	0.435<13.5	Vérifiée
VI	3	40	0.073	0.073<4.25	0.073<12.46	Vérifiée

Tab-IX-4-Vérification du moment de torsion.

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont largement respectées en toutes phases d'exécution.

IX-2: Justification à l'ELU (BPEL 91 Art. 7-3) :

IX-2-1 : Armatures transversales minimales :

Elles sont caractérisées par leur section A_c et leur espacement St :

$$St \leq \text{Min} (1m; 0.8h; 3b_0)$$

$$St \leq \text{Min} (1m; 0.8 \times 1.6; 3 \times 0.35)$$

$$St \leq \text{Min} (1m; 1.28; 1.05) \qquad St \leq 1m$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant, on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0.6 \cdot bn \cdot \gamma_s}{fe}$$

$$\frac{At}{St \cdot bn} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq 0.6$$

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l'effet tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d'éviter une grande fragilité du béton de l'âme de la poutre.

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0.6 \cdot bn \cdot \gamma_s}{fe} = \frac{0.6 \times 30.75 \times 1.15 \times 10^2}{500} = 4.24 \text{ cm}^2 / ml$$

On choisit des cadres **HA12**, $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$, soit : **2HA12**

$$St \leq \frac{At \times fe}{0.6 \times \gamma_s \times bn} = \frac{2.26 \times 500 \times 10^{-4}}{0.6 \times 1.15 \times 0.3075} \leq 0.53 \text{ m}$$

On adopte 2HA12 : $St = 15 \text{ cm}$ aux appuis et 25 cm en travée.

IX-2-2 : Justification des armatures transversales :

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis, constituées par les bielles du béton et les armatures :

$$\frac{At \times f_e}{0.6 \times \gamma_s \times s_t} \geq \tau_{red} - \frac{ftj}{3} \tan \beta u + \frac{ftj}{3} \quad (\text{B.P.E.L-Art7.3; 22})$$

$$\tau_{red} \leq \frac{At \times f_e}{0.6 \times \gamma_s \times s_t} \times \cot \beta u + \frac{ftj}{3}$$

L'inclinaison des bielles est donnée par :

$$\tan 2\beta = \frac{2\tau_{red}^u}{\sigma_x^u - \sigma_t^u}$$

Avec :

$$2\tau_{red}^u = 2\tau_V^u + 2\tau_t^u$$

$$\tau_V^u = \frac{V_{red}^U}{0.8 \cdot h \cdot bn} \quad \text{Et } V_{red}^U = V_u^{max} - \frac{Pu}{n} \times \sum_{i=1}^3 \sin(\alpha_i)$$

$$Pu = n(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_j)Ap$$

$$\Delta\sigma_j = \Delta\sigma_i(1er \text{ famille}) + \Delta\sigma_{diff}(1er \text{ famille})$$

A.N :

$$\Delta\sigma_j = 219.21 + 126.14 = 345.35 \text{ MPa}$$

$$Pu = 4(1328 - 345.35)1680 \times 10^{-3} = 6603.41 \text{ KN.}$$

$$V_{red}^U = 1309.8 - \frac{6603.41}{4} \times 0.87 = -126.44 \text{ KN.}$$

$$\tau_V^u = \frac{126.44 \times 10}{0.8 \times 180 \times 30.75} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_{red}^u = 0.29 + 1.09 = 1.38 \text{ MPa} \quad \tau_t^u : (\text{contrainte due à l'effort de torsion})$$

Angle d'inclinaison β :

$$Nu = Pu \cdot \frac{\sum \cos \alpha_i}{n} = 6603.41 \cdot \frac{3.891}{4} = 6423.47 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{Nu}{B} \left(1 - \frac{ep \cdot V}{r^2}\right) = \frac{6423.47 \times 10}{10170} \left(1 - \frac{27.65 \times 68.05}{3359.45}\right) = 2.78 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{Nu}{B} \left(1 + \frac{ep \cdot V}{r^2}\right) = \frac{6423.47 \times 10}{10170} \left(1 + \frac{27.65 \times 111.95}{3359.45}\right) = 12.14 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_x = 2.78 + \frac{12.14 - 2.78}{180} \times 68.05 = 6.32 \text{ MPa}$$

$$\tan 2\beta = \frac{2 \times 1.38}{6.32 - 0} = 0.45 \implies \beta = 11.8^\circ$$

• **Détermination des armatures verticales:**

$$\frac{As}{st} \geq (\tau_{red}^u - \frac{ftj}{3}) \times \frac{1.15 \times bn}{f_e} \times tg \beta.$$

$$\frac{As}{st} \geq 1.56 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\frac{As}{St} \geq \text{Max}(0.56; 4.24)$$

Soit des cadres supplémentaires en plus de ceux destinés à reprendre l'effort tranchant.

On choisit donc comme ferrailage transversal **4HA12**, soit $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$.

$$St \leq \frac{4.24}{4.52} = 0.94 \text{ m}$$

$St = 20\text{cm}$ pour la section médiane.

- **Armatures transversales supérieures :**

Elles doivent être au moins égales à $2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, soit un cadre de HA12 tous les 20cm.

IX-2-3: Justification des bielles de compression du béton :

Selon le règlement la condition a respecté et la suivante La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_v^u + \tau_t^u \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b}\right)^2$$

$$0.29^2 + 1.09^2 \leq \left(\frac{40}{4 \times 1.5}\right)^2$$

$$1.27 \leq 44.45 \quad \text{(Vérifier)}$$

IX-2-4-Justification des armatures longitudinales (BPEL 91 Art 7.6, 55) :

La sollicitation de torsion dans une poutre engendre des tractions longitudinales, et cette traction doit être équilibrée soit :

- Par la compression développée par la flexion et la précontrainte longitudinale.
- Par le recours des armatures longitudinales passives. L'intensité de l'effort de traction longitudinal due à la torsion le long de l'axe neutre vaut.

$$F_t = \tau_t^u \cdot b_n \cdot \cos\beta u$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{B_{ame\ nette}}$$

$$B_{ame\ nette} = B_{brutte} - B_{gaine} = 2 \times 0.35 - 4 \times \frac{\pi \times (0.085)^2}{4} = 0.67 \text{ m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{1.09 \times 0.3075 \times \cos(11.8)}{0.67} = 0.49 \leq 1.27 \quad \text{(vérifie)}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles n'excèdent pas les contraintes limites de traction et de cisaillement.

Chapitre X

Étude de la zone d'about

X-1) Zone d'appui simple d'about :**X-1-1) Justification de la bielle d'about : (Art. 7. 5, 1 B. P. E. L).**

Le mécanisme de rupture de la formation d'une fissure issue du nu intérieur de l'appui et séparément du reste de la pièce, un bloc d'about

Principe de calcul :

On admet que la transmission des charges appliquées à la poutre se fait par l'intermédiaire d'une bielle unique inclinée d'un angle β_u tel que

$$tg\beta_u = \frac{2\tau u}{\sigma_{xu} - \sigma_{tu}} \quad (\text{B.P.E.L art7.3.1})$$

On dispose de plusieurs câbles susceptibles d'équilibrer la bielle unique.

On cherche le niveau (r) du câble qui donne une résultante de la réaction d'appuis et des efforts F_i

On définit les angles d'inclinaison θ_k par :

$$tg\theta_k = \frac{R_u - \sum_{i=1}^k F_i \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^k F_i \sin \alpha_i - H_u}$$

Avec :

α_i : Inclinaison du câble.

R_u : Composante verticale de la réaction d'appui ($R_u = V_u$).

H_u : Composante horizontale éventuelle de la réaction d'appui.

F_i : Les forces limites dans chaque câble.

La ligne de pression est inclinée au moins de « β_u » pour le rang r du câble si l'on a

$$\tan \theta_r \leq \tan \beta_u \leq \tan \theta_{r-1}$$

Pour que ce niveau existe, il faut que :

$$\sum F_i \cos \alpha_i - H_u \geq [R_u - \sum F_i * \sin \alpha_i] \cot \beta_u$$

Pour schématiser ce phénomène, on considère que le flux de compression intéresse le niveau

« r », défini par les inégalités précédentes, situé à la distance « d_r » de la fibre supérieure.

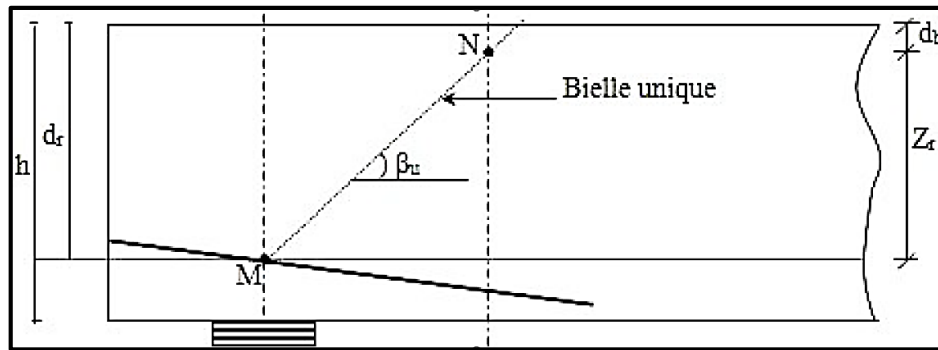


Fig-X-1: La bielle d'about.

Avec :

MN : Axe de la bielle. Z_r

: Hauteur de la bielle.

d_b : Distance à l'extrados de la résultante de compression du béton.

d_r : Distance à l'extrados du câble de rang « r » au droit de l'axe de l'appui. L'équilibre du bloc d'about s'écrit en composante verticale comme suit :

$$W = R_u - \sum F_i * \sin \alpha_i - \frac{Z_r}{S_t} * A_t * \frac{f_e * \sin(\alpha + \beta_u)}{\gamma_s * \sin \beta_u} - \frac{Z_r}{S_t} * F_{tu} * \frac{\sin(\alpha' + \beta_u)}{\sin \beta_u}$$

Avec :

α : Inclinaison des étriers passifs sur l'horizontale $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

α' : Inclinaison des étriers actifs sur l'horizontale $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ α_i

: Inclinaison du câble de précontrainte.

S_t : Espacement des armatures passives transversales.

A_t : Somme des aires des sections des aciers passifs transversaux.

F_{tu} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

W : Effort vertical repris par le béton au droit du point « n ».

Si :

- $Z_i \geq Z$ la section d'armatures à prendre en compte est celle obtenue pour la vérification à l'effort tranchant
- $Z_i < Z$ la section d'armatures trouvée sera majorée dans le rapport « $\frac{Z}{Z_r}$ » et la répartir sur la longueur $Z_r \times \cot \beta$ à partir de l'axe de l'appui.

Avec $Z = \frac{I_g}{S}$ (Bras de levier du couple des forces élastiques)

Application au projet :

$V_u = 130.98 t = 1309.8 \text{ KN}$

$$V_{red} = V_u - \sum_{i=1}^n P_{im} * \sin \alpha_i$$

$$P_{min} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.2\sigma p m = 1.2(\sigma p 0 - \sigma p t) \\ \frac{f_{prg}}{\gamma p} \end{array} \right.$$

$$P_{min} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.2(1328 - (219.21 + 126.14)) = 1179.2 \text{ MPa} \\ \frac{1770}{1.5} = 1539.13 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$P_{min} = 1179.2 \text{ MPa}$

$$F_{lim} = A_p \left(\min \left(1.2\sigma p 0; \frac{f_{prg}}{\gamma p} \right) \right) = 1680(\min(1593.6; 1539.13)) \times 10^{-3}$$

$F_{lim} = 2585.74 \text{ KN}$

$\beta_u = 11.8^\circ$ (Chapitre précédent)

• **Recherche du rang « r » :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum F_i \sin \alpha_i) \cot \beta_u \quad i=1-4$$

$H_u = 0.1 \times G_{tablier} = 0.1 \times 309.62 = 309.62 \text{ KN}$

$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u = 2585.74(\cos 5 + \cos 12 + \cos 15 + \cos 18) - 309.62 = 2348.9 \text{ KN}$

$(R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i) \cot \beta_u = 4408.82 \text{ KN}$

$9752.34 \text{ KN} \geq 4408.82 \text{ KN} \longrightarrow \text{vérifié} \longrightarrow \text{Le rang « r » existe}$

▪ **Angle d'inclinaison :**

$$tg \theta_k = \frac{(R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i) \cot \beta_u}{\sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u}$$

Indice	Ru(KN)	$\sum F_i \cdot \sin \alpha_i$	$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i$	Hu(KN)	tgθk	θk
1	1309.8	225.36	2575.9	309.62	2.29	66.41
2		762.96	5105.14		0.55	28.81
3		1432.2	7602.8		0.08	4.57
4		2231.24	10062		0.45	24.23

Tab-X-1 : Valeurs de θk

Le câble qui vérifie l'inégalité $\theta k < \beta u = 11.8^\circ$ est le 3ème câble ; On constate que l'équilibre est atteint au niveau de se derniers.

$$db = \frac{h}{10}$$

$$dr = h - h'$$

$$h' = t_3 - 0.5tg\alpha_3$$

A.N :

$$db = 16.2 \text{ cm}$$

$$h' = 94.37 \text{ cm}$$

$$dr = 65.62 \text{ cm}$$

$$Zr = dr - db = 42.43 \text{ cm}$$

$$Z = 0.8H = 128 \text{ m}$$

$$Zr < Z$$

Donc :

La section d'armatures trouvée sera majorée dans le rapport « $\frac{Z}{Zr}$ » et la répartir sur la longueur $Zr \times \cot\beta$ à partir de l'axe de l'appui.

$$\text{Soit : } As \cdot \frac{Z}{Zr} = 4.24 \cdot \frac{128}{42.43} = 12.3 \text{ cm}^2$$

Soit une nouvelle section d'armatures transversales égale à **8HA16** soit 16.06 cm^2 , qui sera répartie sur une longueur :

$$L = Zr \cdot \cot\beta u = 203 \text{ cm}$$

X-1-2-Justification de l'équilibre du coin inférieur (Art. 7. 5, 2 B. P. E. L) :

Pour éviter toute rupture par fendage due la réaction d'appui « R » appliqués au voisinage d'une arête, on doit vérifier que les armatures traversant le plan de rupture sont suffisantes, et ceci quel que soit l'orientation du plan. On doit alors vérifier que la section d'acier passif traversant le plan de rupture, satisfait l'inégalité suivante :

$$\frac{At \times fe}{\gamma_s} \geq \lambda(Ru + Fvlim) + Hu - Fhlim$$

Avec :

At: Section des armatures de coutures.

Ru: Composante verticale de la réaction appui.

Fhlim: Composante horizontale de la force de précontrainte (force prise avec sa valeur limite).

Fvlim : Composante verticale de la même force.

$$\lambda = \frac{1.5 - tg\theta}{1 + 1.5tg\theta}$$

• Section d'armature minimale :

Lorsque la vérification précédente aboutit à $A_t = 0$, il y a lieu de mettre en place une section d'armature minimale d'acier passif de couture, donnée par :

$$A_{tmin} = \frac{0.04.Ru.\gamma_s}{f_e} (5 - 4K) \quad 0 < K < 1$$

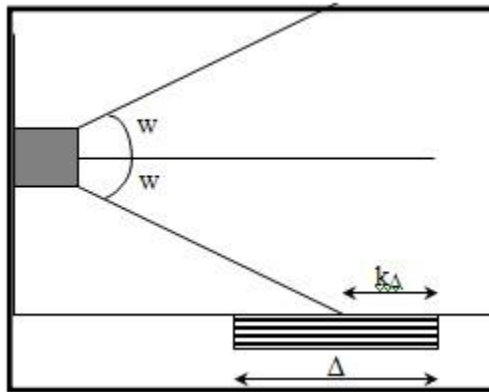


Fig-X-2: Equilibre du coin inférieur (a = 0)

Application à notre projet :

$$F_{lim} = 2585.74KN$$

$$F_{lim}^h = F_{lim} \cdot \cos\alpha$$

$$F_{lim}^v = F_{lim} \cdot \sin\alpha$$

Plan de rupture	tgθ	F ^v _{lim}	F ^h _{lim}	λ	Ru	Hu	$\frac{A_t \times f_e}{\gamma_s}$	$\lambda(Ru + F_{vlim}) + Hu - F_{hlim}$	Observ.
AC1	1.64	225.36	2575.9	0.04	1309.8	309.62	222.17	-2204.87	vérifier
AC2	0.7	537.61	2529.24	0.39				-1499.13	vérifier
AC3	0.44	669.24	2497.63	0.64				-921.42	vérifier
AC4	0.33	799.03	2459.2	0.78				-504.7	vérifier

Tab -X-2 : Calcul de la section d'armature.

La section d'armature existante est suffisante pour éviter le risque de fendage.

X-1-3-Desjustifications relatives à l'introduction des forces de précontraintes.

(Art. 8 B. P. E. L).

Des études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontrainte :

- Zone de surface soumise à des tractions.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement soumise aussi à des tractions

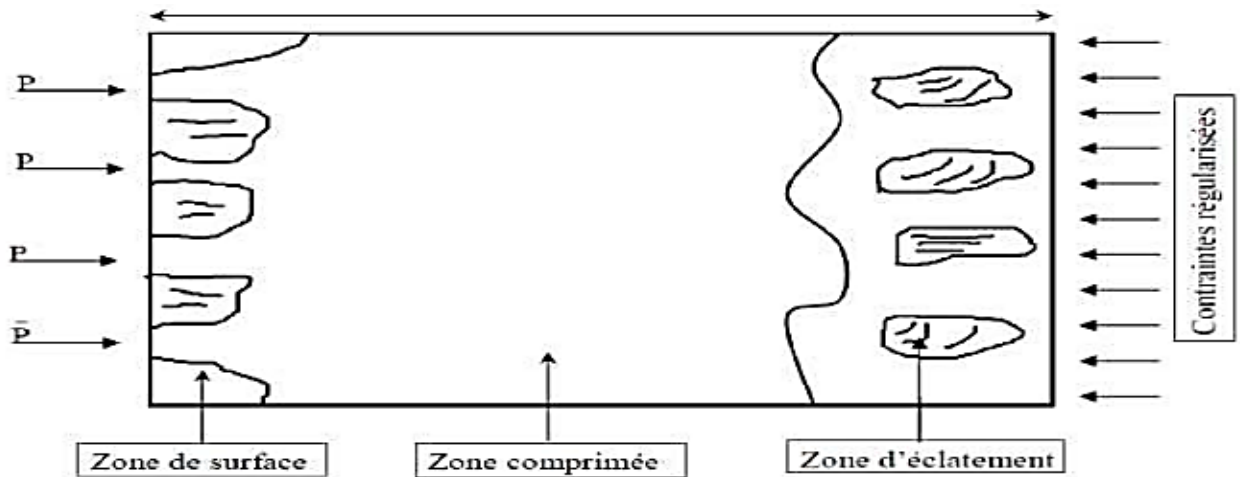


Fig-X-3 : Les trois zones d'aval d'application de la précontraintes et la zone de régularisation.

Zone de régularisation des contraintes = Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique, de dimensions (d x d), et dans lequel les isostatiques créent:

- Des efforts de tractions transversaux (effort de surface).
- Des efforts de tractions de surface (effort de surface).

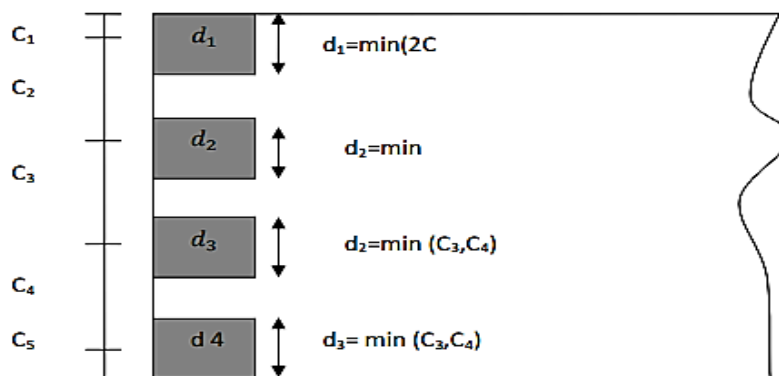


Fig-X-4: Prisme symétrique

X-1-4-Equilibre de la zone de 1ère régularisation :

Les efforts d'éclatement et de surface qui se manifestent dans cette zone seront soumis à des vérifications de contrainte dans le béton, et à la disposition d'une section d'armatures passives.

A) Effets de surface :

La section d'armature à disposer au voisinage de la section SA est :

$$A_s = 0.04 \frac{\max F_{j0}}{\sigma_{slim}}$$

Avec :

F_{j0} : force à l'origine du câble ancré au niveau « j »

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

B) Effets d'éclatement :

La justification concerne :

- La vérification des contraintes du béton (traction & compression).
- Le ferrailage d'éclatement.

- **Contraintes dans le béton :**

A l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage « j », il y a lieu de vérifier que la contrainte moyenne de compression « σ_{cj} » à l'extrémité de la zone de 1ère régularisation est :

$$\sigma_{cj} = \frac{F_{j0}}{b \cdot d_j} < \frac{2}{3} F_{cj}$$

Et que la contrainte maximale de traction « σ_{tj} » dans l'axe des armatures, susceptibles de provoquer l'éclatement du prisme doit être :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{F_{i0}}{b \cdot d_j} \leq 1.2 F_{tj}$$

Avec :

d_j : Hauteur du prisme symétrique associé au niveau « j ».

a_i : Dimension moyenne dans le plan d'éclatement des organes d'ancrages au niveau « j ».

b : Épaisseur de la pièce dans la direction perpendiculaire au plan d'éclatement considéré.

F_{j0} : force à l'origine du câble ancré au niveau j.

- **Ferrailage d'éclatement :**

Pour les règles de cumul, les armatures déterminées selon les règles exposées ci-après ne doivent pas être ajoutées directement à celles qui résultent des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes.

En aval de la section « SA », sur une zone égale au max de « dj », il faut disposer une section d'acier transversale, tel que :

$$A_t = \sup \left\{ \begin{array}{l} \max A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \cdot \sigma_{s \text{ lim}}} \\ 0,15 \cdot \frac{\max F_{j0}}{\sigma_{s \text{ lim}}} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{avec : } R_j = 0,25 \cdot \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \cdot F_{j0} \\ \text{avec : } \sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} \cdot f_e \end{array}$$

Avec :

$K_j=1$ (Pour un ancrage d'extrémité)

$K_j=2$ (Pour un ancrage intermédiaire)

X-1-5- Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation :

Pour simplifier les calculs, les règles BPEL admettent que l'équilibre général s'obtient en superposant deux états d'équilibre :

- Equilibre selon la RDM.
- Equilibre de diffusion réelle des contraintes (équilibre générale de diffusion pure).

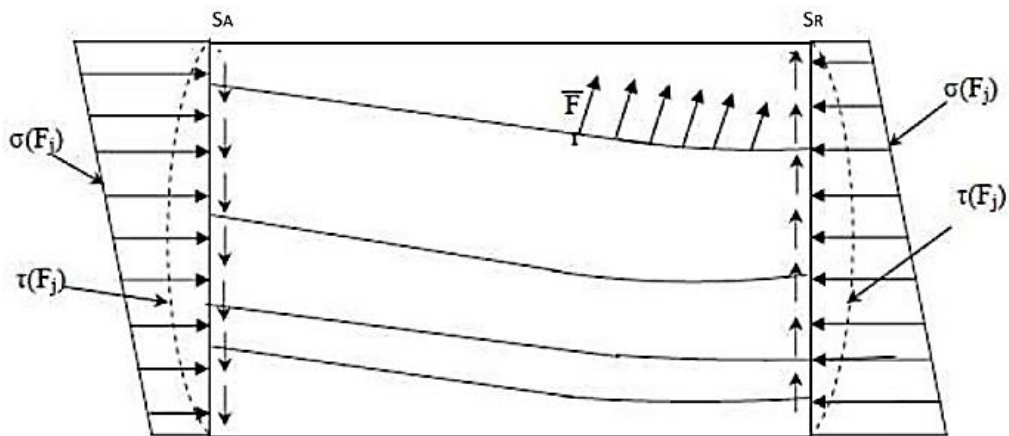


Fig-X-5-Equilibre général.

Sur un plan de coupure horizontal quelconque « BC » distant de « t » par rapport à la fibre supérieure, on obtient les éléments de réductions selon la RDM :

Effort tranchant $V(x)$, moment fléchissant M_t et effort normal N_t .

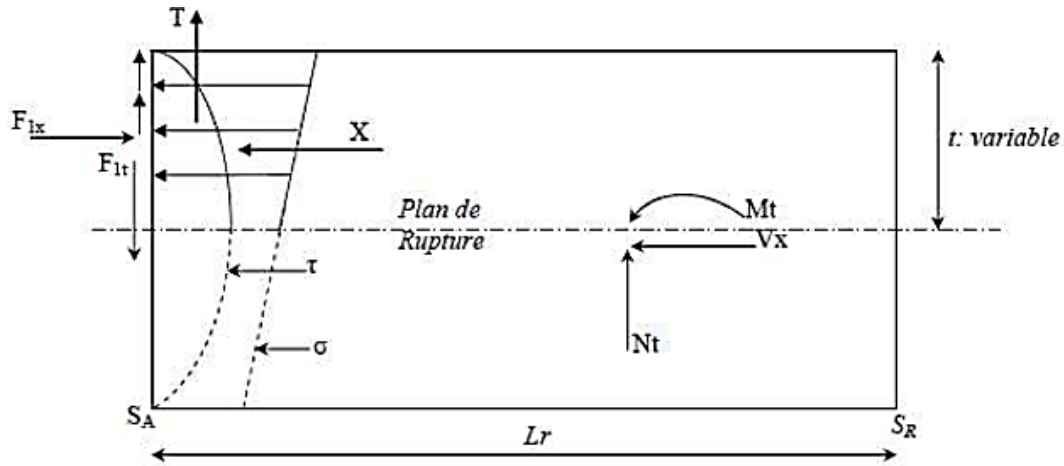


Fig-X-6-Sollicitations dans l'état d'équilibre général de diffusion

X-1-6- Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure :

a) Justification des contraintes :

Soit τ_{max} la contrainte globale maximale de cisaillement :

$$\tau_{max} = \max((\tau d + \tau)) t$$

Avec :

$$\tau d = \frac{Vx}{b.Ir} : \text{La contrainte de cisaillement}$$

τ : La contrainte la plus défavorable

Cette contrainte doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{max} \leq 1.5ftj$$

B) Armatures d'équilibre général :

Les armatures transversales régnant dans la zone de régulation des contraintes entre « SA » et « SR » doivent satisfaire globalement à la règle des coutures. L'effort tranchant écrêté pour lequel les règles BPEL proposent :

$$Vxe = \left(1 - \left(\frac{ftj}{3\tau d}\right)^2\right)$$

Si Ntc est l'effort normal au niveau ou $Vx = Vx \max$, cette règle de couture conduit dans les cas fréquents où les aciers sont perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, à dimensionner leur section totale par :

$$Ac = \frac{|Vxe|_{max} - Ntc}{\frac{2}{3}fe}$$

Avec :

V_{xe} : effort tranchant réduit pour lequel les règles BPEL proposent la valeur suivante :

- Si :

$A_c < A_s + A_e$: Aucun renforcement n'est à prévoir.

$A_c > A_s + A_e$: Il faut prévoir des armatures complémentaires aux sections A_s et A_c et de même façonnage qu'entre SA et SR, la section totale des aciers soit au moins égale à A_c .

Ces armatures complémentaires éventuelles sont à répartir uniformément à partir de la section SA sur une longueur au plus égale $\frac{2}{3}lr$.

Application au projet :

A) Effets de surface :

▪ Plan vertical :

Max $F_{jo} = 1328$ MPa

$$A_s = 0.04 \frac{\max F_{jo} \times A_p}{\sigma_{slim}} = 0.04 \times \frac{1328 \times 1680}{\frac{2}{3} \times 500} = 2.68 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12** ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)

▪ Plan horizontal :

Pour le plan de diffusion horizontal, on considère l'effort appliqué par les trois câbles

$$A_s = 0.04 \times \frac{4 \times 1328 \times 10}{\frac{2}{3} \times 500} = 6.37 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de **HA12** autour de chaque ancrage

$$A = 4 \times 2.26 = 9.04 \text{ cm}^2.$$

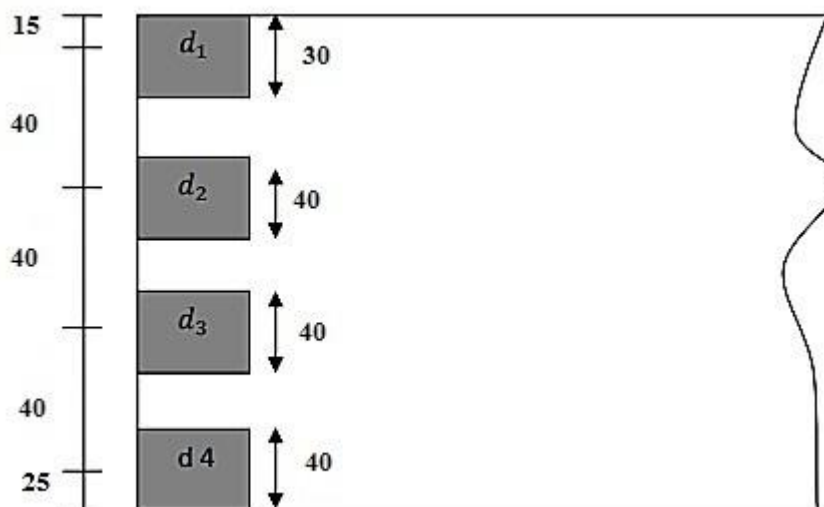


Fig-X-7- Zone de 1ère régularisation (prisme symétrique).

B) Effet d'éclatement :▪ **Vérification des contraintes du béton :**1-Contrainte de compression :

$$\sigma_{c1} = \frac{2585.74 \times 1000}{300 \times 350} = 24.63 \text{ MPa} < \frac{2}{3} \times 40 = 26.67 \text{ MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées

$$\sigma_{c2} = \sigma_{c3} = \sigma_{c4} = \frac{2585.74 \times 1000}{400 \times 350} = 18.47 \text{ MPa} < 26.67 \text{ MPa}$$

2-Contrainte de traction :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{28}{30} \right) \times 24.63 = 0.8 \text{ MPa} \leq 3.75 \text{ MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{28}{40} \right) \times 18.47 = 2.77 \leq 3.75 \text{ MPa}$$

▪ **Ferrailage d'éclatement :**1) Plan vertical:

$$A_t = \max \begin{cases} A_{e1} = 1.95 \text{ cm}^2 \\ A_{e2} = 5.65 \text{ cm}^2 \\ A_{e3} = A_{e4} = 5.65 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2$$

Soit à prendre **3x2 cadre HA12** ($A = 3 \times 2 \times 2,26 = 13,56 \text{ cm}^2$) de profondeur 40 cm1) Plan horizontal:

$$A_t = \max \begin{cases} A_{e1} = 1.95 \text{ cm}^2 \\ A_{e2} = 5.65 \text{ cm}^2 \\ A_{e3} = A_{e4} = 5.65 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2$$

Soit à prendre **3x2 cadre HA12**.▪ **Effort d'équilibre général:**

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{recul}$$

$$\text{Câble n}^\circ 1 : 1328 - 154.68 = 1173.32 \text{ MPa}$$

$$\text{Câble n}^\circ 2 : 1328 - 200.62 = 1127.38 \text{ MPa}$$

$$\text{Câble n}^\circ 3 : 1328 - 213.71 = 1114.29 \text{ MPa}$$

$$\text{Câble n}^\circ 4 : 1328 - 230.56 = 1097.44 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = 1173.32 \times 1680 \times 10^{-3} = 1971.18 \text{ KN} \\ F_2 = 1127.38 \times 1680 \times 10^{-3} = 1894 \text{ KN} \\ F_3 = 1114.29 \times 1680 \times 10^{-3} = 1872 \text{ KN} \\ F_4 = 1097.44 \times 1680 \times 10^{-3} = 1843.70 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$F_{xj} = F_j \times \cos \alpha_j$$

$$F_{tj} = F_j \times \sin \alpha_j$$

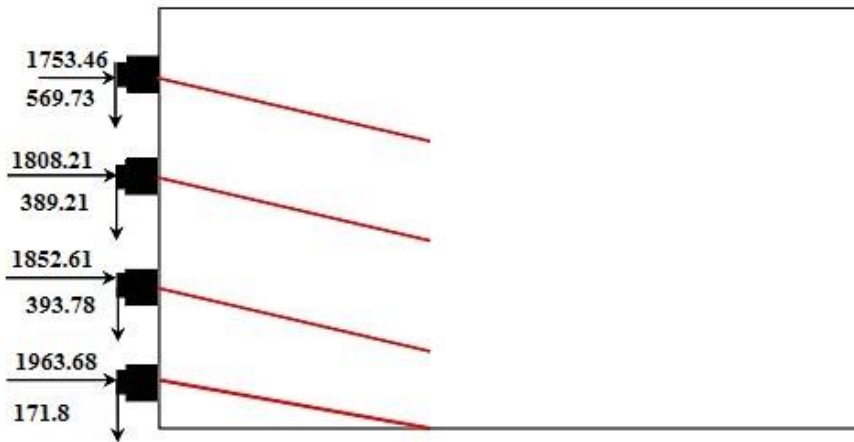


Fig-X-8-Composantes des efforts de précontraintes.

▪ **Calcul des contraintes normales à l'about :**

$$\sigma_s = \frac{\sum P_i \cdot \cos \alpha_i}{B_{nette}} + \frac{\sum (P_i \cdot \cos \alpha_i \times e_{pi})_y}{I_{nette}}$$

$$e_{pi} = Z - V'$$

Fibre supérieur :

$$\sigma_s = \frac{(1963.68 + 1852.61 + 1808.21 + 1753.46) \times 10}{7170.135} + \frac{(1963.68 \times (-62.67) + 1852.61 \times (-22.67) + 1808.21 \times 17.33 + 1753.46 \times 57.33) \times 72.33 \times 10}{19728751.87} = 9.074 \text{ MPa}$$

Fibre inférieur :

$$\sigma_t = \frac{(1963.68 + 1852.61 + 1808.21 + 1753.46) \times 10}{7170.135} - \frac{(1963.68 \times (-62.67) + 1852.61 \times (-22.67) + 1808.21 \times 17.33 + 1753.46 \times 57.33) \times 72.33 \times 10}{19728751.87} = 11.51 \text{ MPa}$$

▪ Contraintes tangentielles à l'about :

$$\tau(t) = \frac{V_{red}}{0.8h \cdot bn} \quad ; \quad V_{red} = V - \sum F_{isinai}$$

$$V_{red} = 1309.8 - 2585.74(\sin 5 + \sin 12 + \sin 15 + \sin 18) = 921.45 \text{KN}$$

$$\tau(t) = \frac{921.45 \times 10}{0.8 \times 160 \times 30.75} = 2.34 \text{MPa} > -1.5 f_{tj} = -4.5 \text{MPa}$$

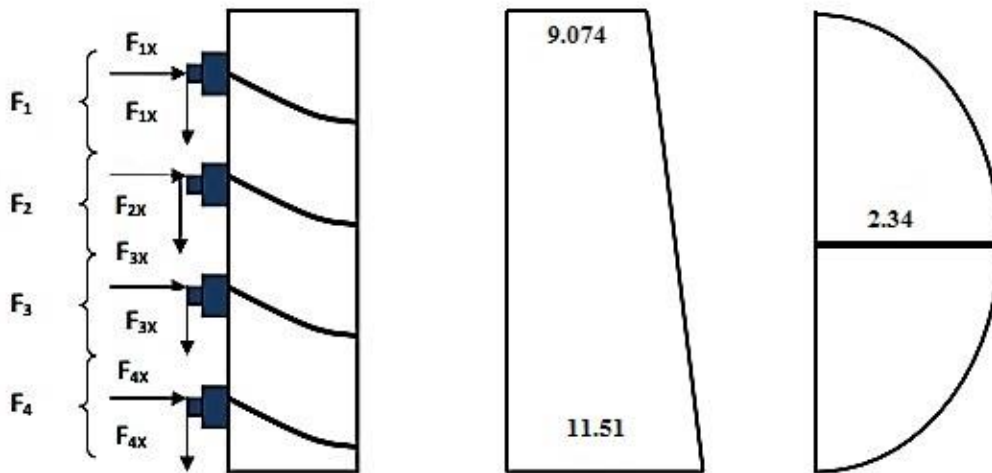


Fig-X-9- Contraintes normales et tangentielles (MPa)

$$\sigma(F_i) = 9.074 + \frac{11.51 - 9.074}{2} \times t$$

$$\sigma(F_i) = 9.074 + 1.22 t$$

$$X(t) = \int_0^t \sigma(F_i) \times b \times dt \quad b=42\text{cm}$$

$$X(t) = 3.18t + 0.214t^2$$

$$\tau(F_i) = at^2 + bt + c$$

$$\tau(t = 0) = 0 \longrightarrow c = 0$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau_{max} = 2.34 \text{MPa}$$

$$At + b = 0$$

$$t = \frac{-b}{2a} = \frac{h}{2} \longrightarrow \frac{-b}{a} = h = 1.65 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau(t = 1) = a \times 1^2 + b \times 1 = 2.1 \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : **a = -2.34 ; b = 3.5**

$$\tau(Fi) = -2.34 t^2 + 3.5t$$

$$T(t) = \int_0^t \tau(fj).e. dt$$

$$T(t) = -0.27t^3 + 0.61t^2$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$v(t) = \sum Fi \times \cos\alpha_i - X(t)$$

$$X(t) = 3.18t + 0.214t^2$$

cable	α (°)	Fi(KN)	Fix(KN)	Fit(KN)
1	5	1971.18	1963.68	171.8
2	12	1894	1852.61	393.78
3	15	1872	1808.21	389.21
4	18	1843.7	1753.46	569.73

Tab-X-3- calcul de l'effort tranchant.

- Au dessus de F1 : $0 < t < 20$

$$X(t=0.20) = 0.64 \text{ MN} \quad V_x(0.20) = -1.64 \text{ MN}$$

$$\text{Au dessous de F1 : } V(0.20) = -0.64 + 1.75346 = 1.12 \text{ MN}$$

De la meme facon on calcul pour F2 ;F3 ;F4.

$$\text{Et on trouve } V(t)_{\max} = 2.8 \text{ MN}$$

- **Efforts normaux :**

$$T(t) = -0.27t^3 + 0.61t^2$$

$$N(t) = \sum Fi. \sin\alpha_i - T(t)$$

- Au dessus de F1 : $0 < t < 20$

$$T(t=0.20) = 0.023 \text{ MN} \quad ; N(0.20) = -0.023 \text{ MN}$$

$$\text{Au dessous de F1 : } V(0.20) = -0.023 + 0.56973 = 0.546 \text{ MN}$$

De la meme facon on procede pour F2 ;F3 ;F4.

$$\text{Et on trouve } N(t)_{\max} = 1.2 \text{ MN}$$

C) Armatures d'équilibre général :

$$\tau d = \frac{2.Vx}{b.h} = \frac{2 \times 2.8}{0.35 \times 1.65} = 9.7 \text{ MPA}$$

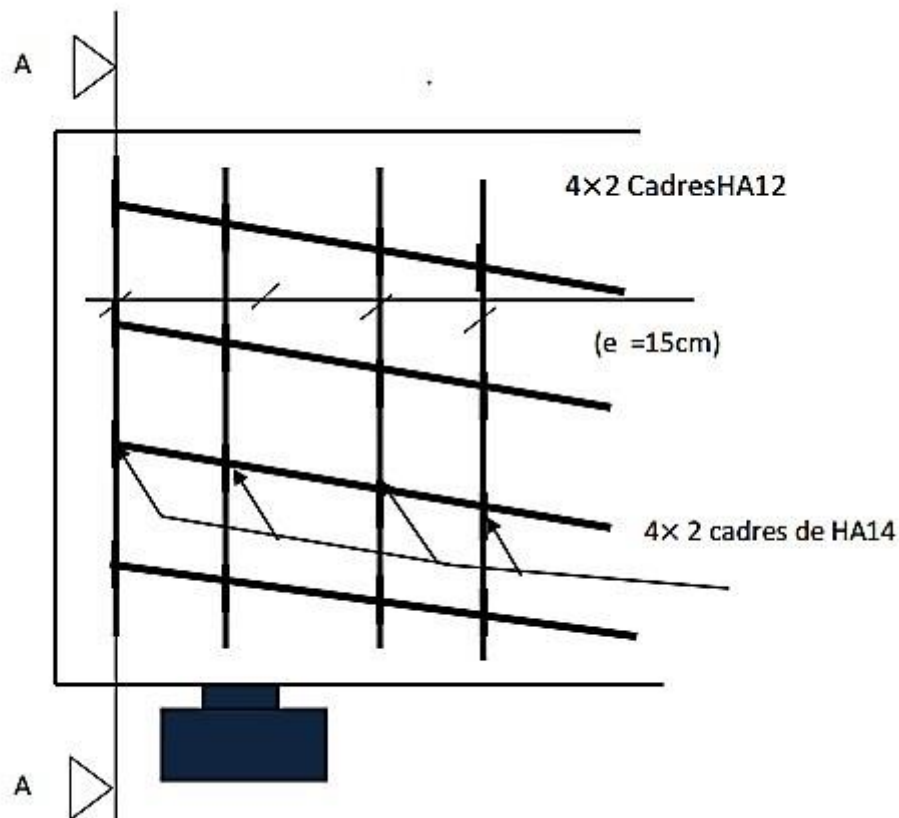
$$Vx = Vx_{\max} \left(1 - \left(\frac{ft28}{3 \times \tau d} \right)^2 \right) = 2.8 \left(1 - \left(\frac{3}{3 \times 9.7} \right)^2 \right) = 2.77 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{2.77 - 0.35}{\frac{2}{3} \times 500} = 7.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.65 + 9.04 = 14.7 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_s$

Condition vérifié => aucun renforcement n'est à prévoir.



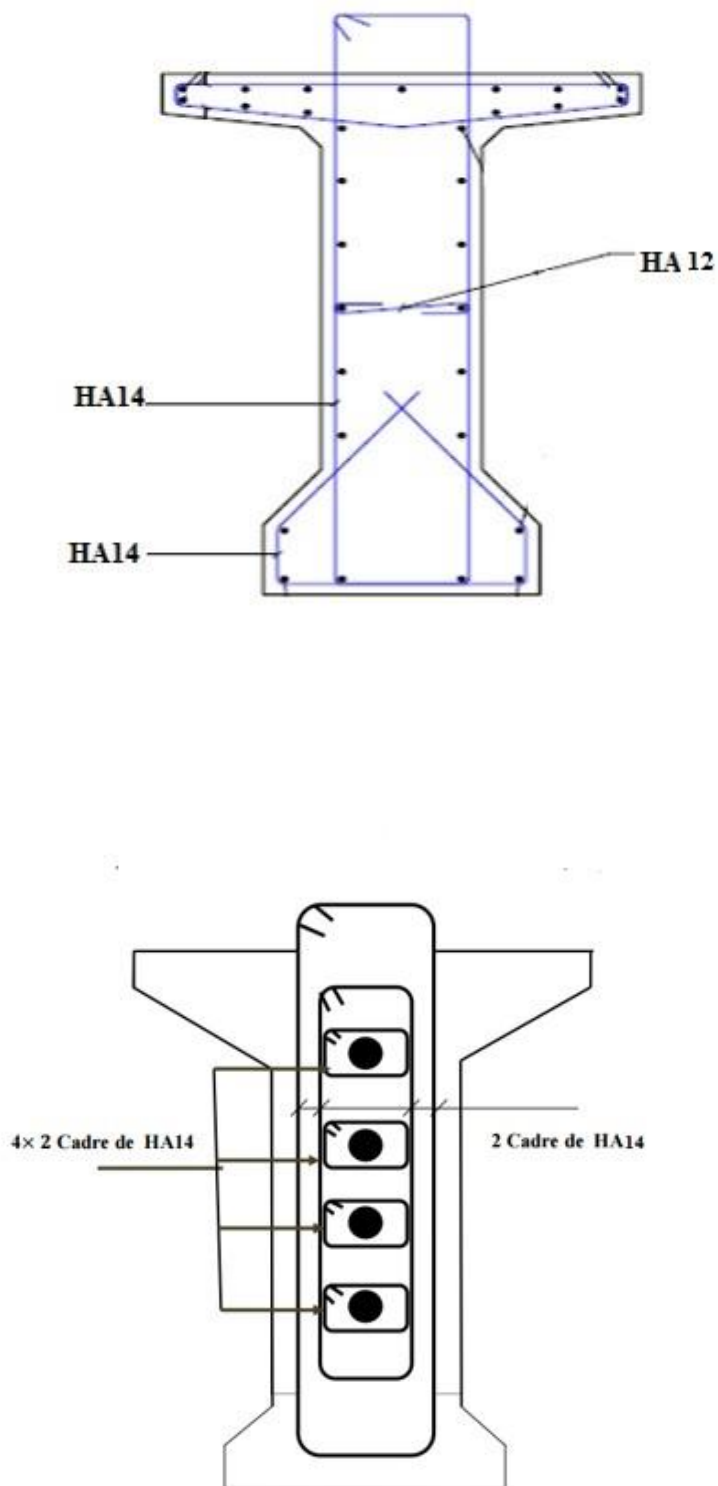


Fig-X-11- Ferrailage de la zone d'about.

Chapitre XI

Calcul des déformations

XI-Introduction :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la Précontrainte.

Il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaître sur certaines sections.

XI-1-Calcul des flèches :**XI-1-1-Flèche due au poids propre**

L'étude se fera à la section médiane. On supposera que la rigidité flexionnelle de la poutre est constante et en prenant la moyenne des inerties entre la section d'about et la section médiane.

La flèche à mi-travée est donnée par l'expression suivante :

$$F_G = \frac{5.G.L^4}{384.Ev.I_{eq}} = \frac{5.Mg.L^2}{48.Ev.Ig}$$

Avec :

L: La portée = 30.29m

Ev: Module de déformation longitudinal à long terme.

$$Ev = \frac{11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}}{3} = 11393.18 \text{ MPa}$$

G : poids propre du tablier porté par une poutre.

I_G: Moment d'inertie de la section équivalente de la « poutre + hourdis »

$$I_G = \frac{34166032.92 + 28873632.3}{2} = 31519832.15 \text{ cm}^4$$

Mg = 309,62t t.m

$$D'où : F_G = \frac{5 \times 309,62 \times 30,29^2 \times 10^8}{48 \times 11393,18 \times 31519832,15} = 8,24 \text{ cm}$$

XI-1-2-Flèche due aux surcharges :

$$M_s = M_t - M_g = 948,94 - 309,62 = 639,32$$

$$F_G = \frac{5 \times 639,32 \times 30,29^2 \times 10^8}{48 \times 11393,18 \times 31519832,15} = 3,42 \text{ cm}$$

XI-1-3-Contre flèche :

La flèche à mi-portée est :

$$f = \int_0^L \frac{Mx}{E.Ig} \cdot dx$$

$Mx \cdot dx$: Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontraintes dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur demi-largeur. Pour une poutre précontrainte.

Dans le diagramme des moments à chaque section ; on aura :

$$M_i = N_i \times e_i$$

$$N_i = P \sum \cos \alpha_i$$

Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

$$P = \sigma_m \cdot A_p = \frac{\sigma_{pi} + \sigma_{ps}}{2} \times A_p$$

Avec :

σ_{pi} : Contrainte initiale (h, b, B)

σ_{ps} : Contrainte en service.

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x)

Du centre de gravité par rapport à la plus

Petite est :

$$x_i = \frac{h \cdot (2B + b)}{(2B + b)}$$

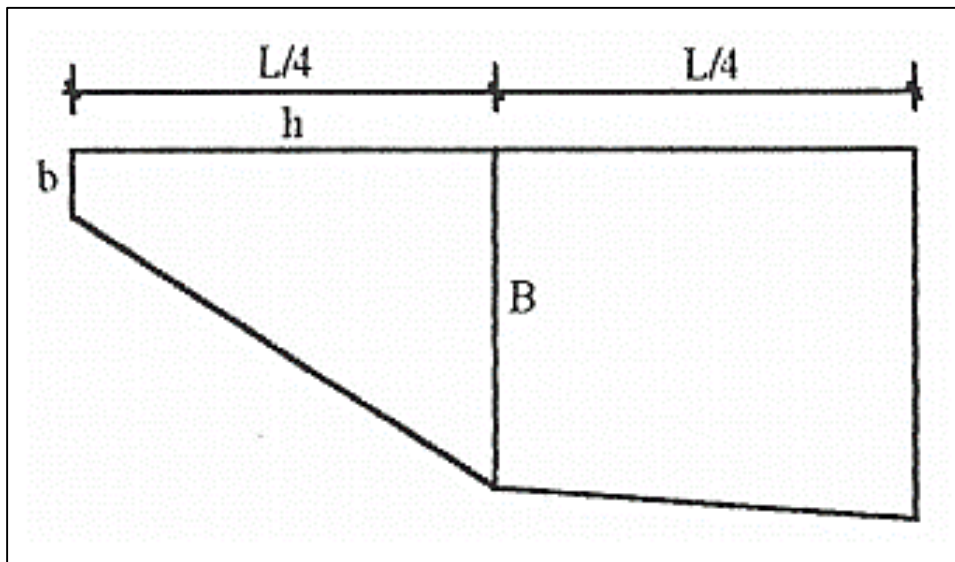


Fig-XI-1 : Diagramme des moments dans une poutre.

section	σ_{pi}	σ_{ps}	σ_{pm}
0.00L	1108.79	982,65	1045,72
0.25L	958.932	961,88	1920,81
0.5L	941.62	959,51	950,56

Tab-XI-1-Valeurs de σ_{pm} à différentes sections.

L'effort normal aux différentes sections :

$$N = N_x = N_{pi} \times \sum \cos \alpha_i = (\sigma_{pm} \cdot A_s) \sum \cos \alpha_i$$

section	$\sum \cos \alpha_i$	σ_{pm} (MPa)	P (KN)	Ni (KN)	epi (cm)	Mpi=Nixepi (KN.m)
0.00L	3.891	1045,72	1882,29	7313,99	-27.65	-2022,318
0.25L	5.70	1920,81	1728,73	9853,76	-106	-10444,98
0.5L	5.70	950,56	1711,01	9752,75	-106	-10337,91

Tab-XI-2-Valeurs du moment à différentes sections.

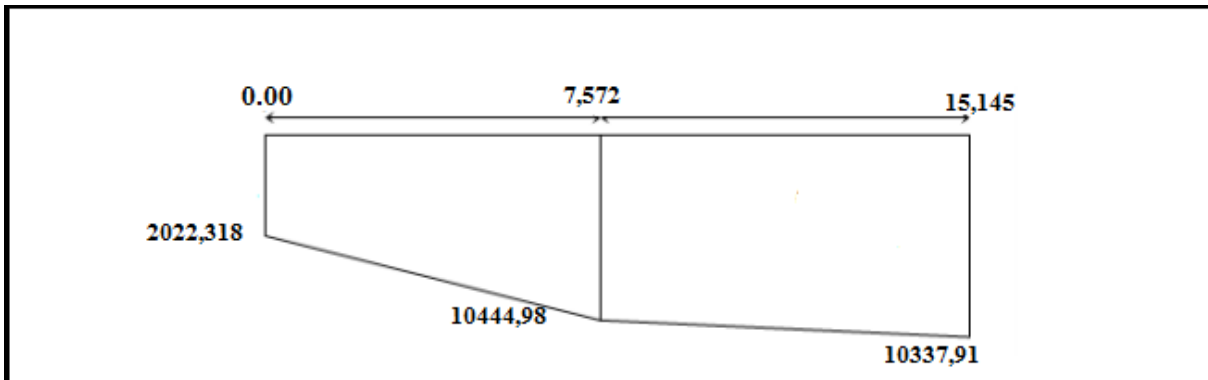


Fig-XI-2-Diagramme des moments sous la précontrainte [MPa]

Trapèze (1) :

$$x_1 = \frac{7.572 \times (2 \times 10444.98 + 2022.318)}{3 \times (10444.98 + 2022.318)} = 4.63m$$

$$\frac{1}{EI} \int_0^{\frac{L}{2}} Mx \cdot dx = \frac{X1.A1}{EI} = \frac{4.63 \times (10444.98 + 2022.318) \times 7.572}{2 \times EI} = \frac{218541.51}{EI}$$

Trapèze (2) :

$$x_2 = \frac{7.572 \times (2 \times 10444.98 + 10337.91)}{3 \times (10444.98 + 10337.91)} = 3.8m$$

$$\frac{1}{EI} \int_0^{\frac{L}{2}} Mx \cdot dx = \frac{X2.A2}{EI} = \frac{3.8 \times (10444.98 + 10337.91) \times 7.572}{2 \times EI} = \frac{298999.28}{EI}$$

$$f_p = \frac{(218541.51 + 298999.28) \times 10^{12}}{11393.18 \times 31519832.15 \times 10^4} = 144.11 \text{ mm} = 14.411 \text{ cm}$$

 **flèche totale:**

À vide :

$$f = f_g + f_p = 8.24 - 14.411 = -6.17 \text{ cm}$$

À charge :

$$f = f_g + f_p + f_s = 8.24 + 3.42 - 14.411 = -2.75 \text{ cm}$$

Conclusion :

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f = -2.75 \text{ cm}$

La flèche admissible : ($L/500 = 6.058 \text{ cm}$) doit être supérieur à la flèche calculée $f = -1.38 \text{ cm}$

Donc: **la condition est vérifiée**

XI-2-Calcul des rotations :

XI-2-1-Sous le poids propre :

$$W_g = \frac{L.M_g}{3.E_p.I_g} = \frac{309.62 \times 30.29 \times 10^6}{3 \times 11393.18 \times 31519832.15} = 8.70 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

XI-2-2-Sous les surcharges :

$$W_s = \frac{M_s.L}{3 \times E_v \times I_g} = \frac{639.32 \times 30.29 \times 10^6}{11393.18 \times 31519832.15 \times 3} = 1.79 \times 10^{-2} \text{ rd}$$

XI-2-3-Sous la précontrainte :

A_i : Aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre.

$$w_p = \frac{-\sum A_i}{EI} = \frac{-2 \left(\frac{10444.98 + 2022.318}{2} + \frac{(10444.98 + 10337.91)}{2} \right)}{11393.18 \times 31519832.15}$$

$$w_p = -9.25 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

XI-2-4-Rotation résultante :

À vide :

$$W = W_g + W_p = -5.5 \times 10^{-4} \text{ rd}$$

À charge :

$$W = W_g + W_p + W_s = 1.73 \times 10^{-2} \text{ rd}$$

XI-3) Calcul des déplacements d'appui :

XI-3-1 Déplacement due à la rotation :

$$\Delta_w = \frac{w.h}{2} = \frac{-5.5 \times 10^{-4} \times 180}{2} = -0.0495 \text{ cm}$$

XI-3-2-Déplacement dû au retrait :

$$\Delta_r = \varepsilon_r \times \frac{L}{2} = 3 \times 10^{-3} \times \frac{30.29}{2} = 0.045 \text{ cm}$$

XI-3-3-Déplacement dû fluage :

$$\Delta_{flu} = \varepsilon_{flu} \cdot \frac{L}{2}$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2\sigma_p}{E_i} ; E_i = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179,55$$

σ_p : Contrainte finale dans le béton au niveau du CDG du câble moyen.

$$\sigma_p = \frac{\sigma_m(1ere\ famille) + \sigma_m(2eme\ famille)}{2} = \frac{34 + 6}{2} = 20 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2 \times 20}{34179,55} = 1.170 \times 10^{-3}$$

$$\Delta_{flu} = 1.170 \times 10^{-3} \times \frac{30.29}{2} = 1.77 \text{ cm}$$

XII-3-4-Déplacement dû à la variation de la température :

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = 0.3029 \text{ cm}$$

XII-3-5-Déplacement total :

$$\Delta_{max}^+ = \Delta_w + \Delta_r + \Delta_{flu} + \Delta_t = -0.0495 + 0.045 + 1.77 + 0.3029 = 2.06 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max}^- = \Delta_w + \Delta_r + \Delta_{flu} + \Delta_t = -0.0495 + 0.045 + 1.77 - 0.4029 = 1.36 \text{ cm}$$

Conclusion:

Toutes les valeurs trouvées dans les différentes déformations sont d'ordres négligeables, donc elles ne compromettent pas la pérennité de l'ouvrage.

Chapitre XII

Les équipements d'un pont

Introduction :

Les équipements du pont jouent un rôle important dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

XII.1) Appareils d'appui :**XII.1.1) Définition :**

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis leur rôle est de transmettre les actions verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation et permettre le mouvement de rotation,



Fig.XII .1 : Appareils d'appuis

Il existe quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

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

XII.1.2) Le type d'appareil d'appui choisi pour notre ouvrage :

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendra si dessous :

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

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

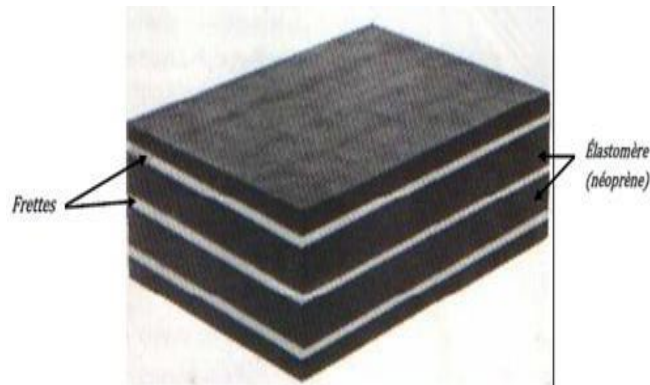


Fig.XII .2: Appareil d'appui en élastomère frette

XII.1.3) Dimensionnement des appareils d'appuis :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans le néoprène 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 néoprène.

Notre travail persiste à mettre en œuvre les différentes étapes de calcul et en fin les appliquées sur notre cas de projet.

a) Efforts normaux de compression :

Sous un effort normal, des contraintes de cisaillement apparaissent au niveau du plan de frettage.

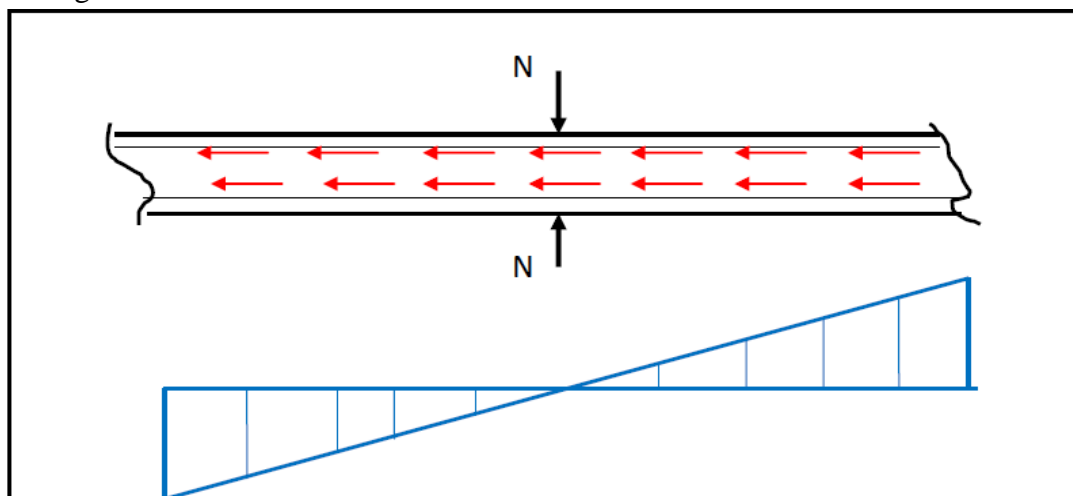


Fig. XII.3: Effet de l'effort normal

Donc l'appareil d'appui doit vérifier l'intégralité suivante :

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

Avec :

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

N_{\max} : Réaction d'appui.

2 MPa : Condition de non cheminement.

15MPa : condition de non écrasement.

$a \times b$: dimension en plan de l'appareil tel que : $a < b$, avec a dans le sens longitudinal de l'ouvrage.

b) Contrainte maximal de cisaillement :

$$\tau_{\max} = \frac{1,5 \cdot \sigma_m}{\beta}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)}$$

β : Coefficient de forme.

t : épaisseur normal d'une feuille de néoprène.

Au début de la mise en charge sous $\sigma_{m \max} = 3 \text{ MPa}$, il subit un écrasement d'adaptation de 1mm.

Cette valeur supplémentaire de l'écrasement est calculée avec la formule :

$$\Delta e_t = k_1 \times n \times \frac{t^3}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

n : Nombre de feuillet.

K_1 : Coefficient en fonction de a/b

G : Module de déformation transversale, avec $G = 0,8 \text{ MPa}$ pour les ponts route L'écrasement sera :

$$e_t = 1 \text{ mm} + \Delta e_t$$

c) **Distorsion :**

Elle est due aux déplacements horizontaux, la distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme. Alors deux cas se présentent :

1. la déformation U de l'appareil est lent (dilatation, retrait et fluage), ainsi elle nous permet de déterminer l'angle de torsion, la contrainte et l'effort correspondant

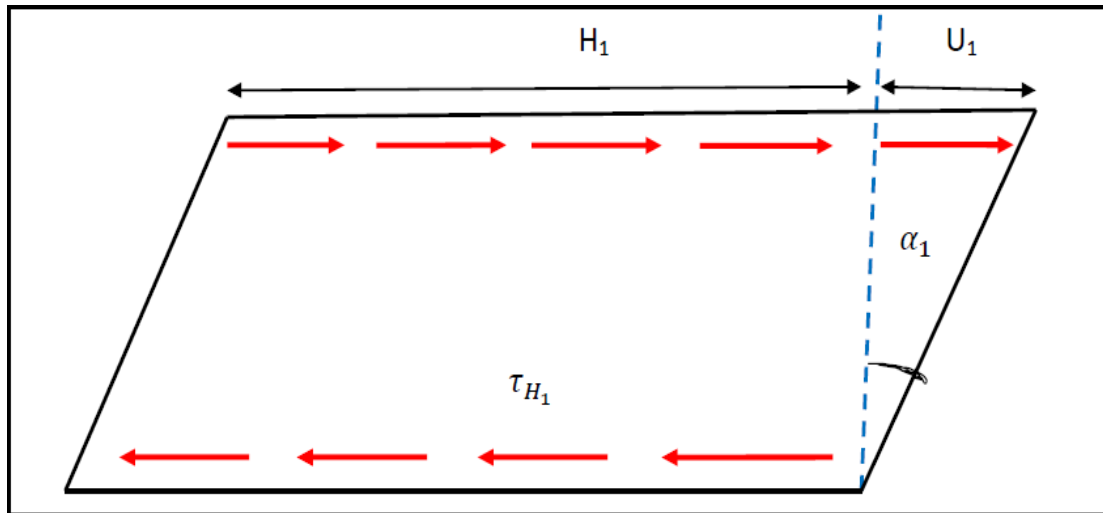


Fig.XII.4: 1^{er} cas de torsion

$$\text{tg}\alpha = \frac{U_1}{T} \quad \text{Avec } T = \sum ti$$

On a :

$$t_{H1} = G \times \text{tg}\alpha_1 = G \frac{U_1}{T}$$

$$\text{Et : } H_1 = a.b.t_{H1} = G \times a \times b \times \frac{U_1}{T}$$

2. l'appareil d'appui est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge). Dans un cas d'un effort dynamique, le module d'élasticité transversal vaut deux (02) fois la valeur de G correspondant à l'effort statique.

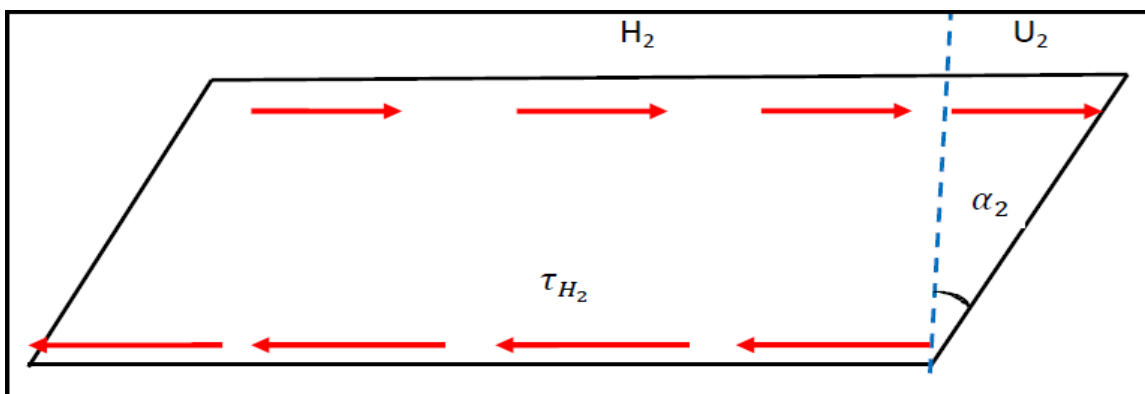


Fig.XII-5: 2^{ème} cas de torsion

$$T_{H2} = \frac{H}{a \times b}$$

On a : $\text{tg}\alpha_2 = \frac{\tau_{H2}}{2 \times G}$

D'où :

$$\frac{U_2}{T} = \text{tg}\alpha_2 = \frac{H_2}{2 \times G \times a \times b}$$

$$U_2 = \frac{H_2 \times T}{2 \times G \times a \times b}$$

On introduit une contrainte conventionnelle de calcul, qui sous l'effort statique seul correspondant à la même déformation totale

$$U = U_1 + U_2$$

Cette contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = G \times \text{tg}\alpha = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H1}}{2}$$

$$\tau_H = G \times \frac{U_1}{T} + \frac{U_2}{2 \times a \times b}$$

d) Rotation :

La rotation peut provenir de la déformation due au fonctionnement de la structure, la valeur du moment du rappel M créée par une rotation est :

$$M = G \times \frac{\alpha_T}{n} \times \frac{a^5 \times b}{t^3} \times \frac{1}{K_2}$$

K_2 : Coefficient de forme en fonction de $\frac{b}{a}$

T: Rotation d'appui sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

$$T = \frac{\alpha_t}{x} \quad : (\alpha_t \text{ angles de rotation d'un seul feuillet (rd)})$$

Lorsque une frette solidaire de même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme suit :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_t$$

Lors de la rotation les contraintes τ_a et τ_b s'additionnent vectoriellement selon deux directions parallèles aux cotes a et b.

$$\tau_{\alpha,a} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_{t,a}$$

$$\tau_{\alpha,b} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_{t,b}$$

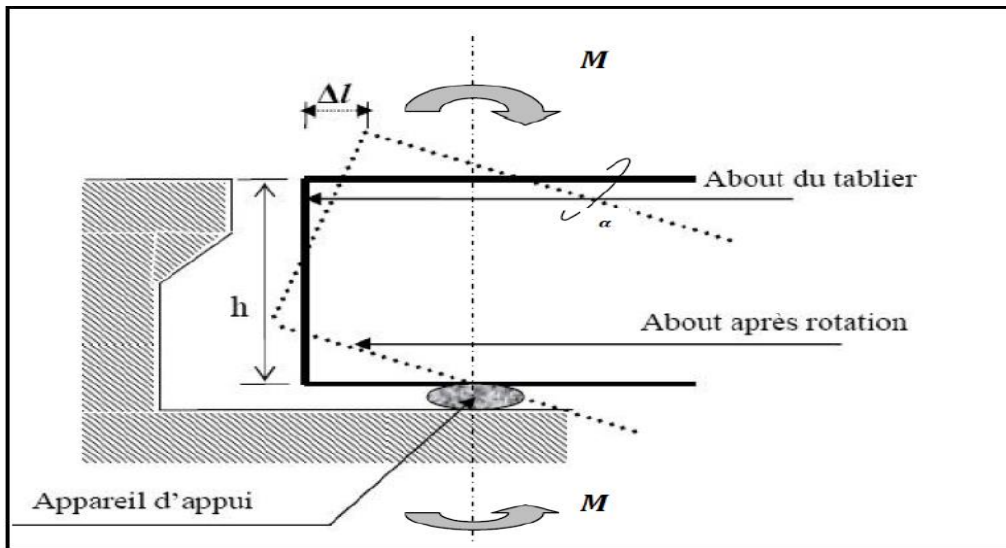


Fig.XII .6: Rotation de l'about du tablier

XII.2) Prescription réglementaire :

XII.2.1) Limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\begin{cases} \tau = \tau_N + \tau_h + \tau_{\alpha,t} \\ \tau_{h1} \leq 0,5 G \\ \tau_h \leq 0,7 G \end{cases}$$

XII.2.2) Limitation des contraintes moyennes de compression :

$$\sigma_{m_{max}} = \frac{N_{max}}{a \times b} \geq 15 \text{ MPa}$$

XII.2.3) Vérification de condition de non soulèvement :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

XII.2.4) Condition de non cheminement :

D'après le bulletin technique n°04 de SETRA page 21 les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable : On doit vérifier :

$$\sigma_{m_{min}} = \frac{N_{max}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} = 20 \text{ Kg/ cm}^2$$

Tel que :

N_{max} : est la réaction engendrée par le poids propre

XII.2.5) Condition de non glissement :

$$H < f \times N$$

Tel que :

N : Valeur de l'effort normal

f : Coefficient de frottement, avec : $f = 0,12 + \frac{0,2}{\sigma_m}$

Remarque :

Si la condition n'est pas vérifiée, il convient d'éviter le déplacement de l'appareil, en l'équilibre des dispositifs appropriés on prévoit des appareils spéciaux capables de transmettre des réactions d'appuis négatives.

En fonction de leurs directions, les appareils d'appuis peuvent se déformer par l'instabilité élastique. La stabilité élastique des appareils en néoprène frette impose une limitation de la contrainte moyenne de compression.

$$\sigma_m \leq k \times G \times \frac{a^2}{T^2}$$

Avec :

K : Coefficient de frottement.

XII.2.6) Condition de non flambement :

Les valeurs de K ne sont pas suffisamment connues, il convient donc de respecter les règles courantes qui consistent à limiter la hauteur nette de néoprène en fonction de la plus petite dimension en plan d'appareil.

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

XII.2.7) Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{array} \right.$$

Avec :

$\sigma_e = 215 \text{ Mpa} \rightarrow$ Pour l'acier E24 – 1

XII.3) Application à notre projet :

Pour chaque appui, on disposera un appareil d'appui.

XII.3.1) Calcul des efforts horizontaux :

a) Efforts de freinage dû à la surcharge A(l) :

$$F_{A(l)} = \frac{A(l) \times S}{20 + (0,0035 \times S)}$$

$$S = 10,50 \times 30,29 = 318,045 \text{ m}^2$$

S : surface surchargée

$$A(l) = 1,00150 \text{ t/m}^2$$

$$F_{A(l)} = \frac{A(l) \times S}{20 + (0,0035 \times S)} = \frac{1,0015 \times 318,045}{20 + (0,0035 \times 318,045)} = 15,08 \text{ t} = 150,8 \text{ KN}$$

b) Efforts de freinage du à surcharge Bc:

Chaque essieu d'un camion de système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids.

Parmi les camions qu'on peut placer sur le pont un seul est supposé freiner $F_{Bc} = 30 \text{ t} = 300 \text{ KN}$

XII.3.2) Dimensionnement de l'appareil d'appui :

a) Hauteur de néoprène :

Avec α : angle de distorsion

Les conditions générales prépondérantes

$$\tau_{H1} = G \operatorname{tg} \alpha_1 = G \times \frac{U_1}{T} \leq 0,5 G$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 < 0,5$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{U_1}{T} \leq 0,5 \quad T < 2U_1$$

$U_1 = D_{\max} = 20 \text{ mm}$ (Déformation dues aux fluages, retrait dilatation)

$$T \geq 40 \text{ mm}$$

$$T_{\max} = n \times (t + t_s)$$

Avec : $t = 12 \text{ mm}$; $t_s = 3 \text{ mm}$

$$T_{\max} = 4 \times (12 + 3) = 60 \text{ mm}$$

b) Air de l'appareil :

$$\sigma_{m \max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$a \times b \geq \frac{N_{\max}}{15}$$

N_{\max} : Efforts tranchant normal repris par chaque poutre.

$$a \times b \geq \frac{1499,7}{15.1000} = 0,09998 \text{ m}^2 = 999,98 \text{ cm}^2$$

On choisit un appareil d'appui qui convient et satisfait les conditions suivantes :

→ **Condition de non flambement :**

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

$$5 \times 60 \leq a \leq 10 \times 60 \quad \longrightarrow \quad 300 \leq a \leq 600$$

Avec $a < b$ on prend $a = 300 \text{ mm}$ et $b = 400 \text{ mm}$

XII.4) Vérification :

XII.4.1) Limitation des contraintes de cisaillement dans l'élastomère :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G = 4 \text{ MPa} \quad \text{avec } G = 0,8$$

$$\tau_N = 1,5 \frac{\sigma_m}{\beta}$$

Avec :

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times (a + b)} = \frac{300 \times 400}{2 \times (300 + 400)} = 7,14$$

XII.4.2) Distorsion :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{149,97.100}{30 \times 40} = 12,49 \text{ MPa}$$

$$12,49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\tau_N = 1,5 \frac{\sigma_m}{\beta} = 1,5 \frac{12,49}{7,14} = 2,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_N = 2,62 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

a) Due à déplacement vertical lent de l'appui :

$$\tau_{H1} = G \times \text{tg} \alpha_1 = G \times \frac{U_1}{T}$$

$$T_{\max} = 60 \text{ mm}, U_1 = 20 \text{ mm}$$

$$\tau_{H1} = 0,8 \times \frac{20}{60} = 0,266 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H1} = 0,266 \text{ MPa} < 0,8 \times 0,5 = 0,4 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

b) Due à un déplacement horizontal de l'appui :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b}$$

Avec :

$$H_2 : \text{effort de freinage développé par Bc } H_2 = \frac{30}{4} = 7,5 \text{ t}$$

$$\tau_{H2} = \frac{7,5 \times 10}{30 \times 40} = 0,0625 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H2} = 0,0625 \text{ MPa} < 0,7G = 0,56 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

c) La contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2}$$

$$\tau_H = 0,266 + 0,5(0,0625) = 0,297 \text{ MPa}$$

$$\tau_H = 0,297 \text{ MPa} < 0,7G = 0,56 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

XII.4.3) Rotation:

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a^2}{t^2} \right) \alpha_t < 1,5$$

$$\alpha_1 = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n}, \quad \alpha_0 = 3.10^{-3} \text{ rd}, \quad \alpha = 1,12. 10^{-2} \text{ rd}$$

n : nombre de feuillets

$$\alpha_t = \frac{3.10^{-3} + 1,12.10^{-2}}{4} = 3,55. 10^{-3} \text{ rd}$$

Donc :

$$\tau_\alpha = \frac{0,8}{2} \left(\frac{0,30^2}{0,012} \right) \cdot 3,55. 10^{-3}$$

$$\tau_\alpha = 0,88 \text{ MPA}$$

-Finalement :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G = 5 \times 0,8 = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau = 2,62 + 0,297 + 0,88 = 3,797 \text{ MPa}$$

$$\tau = 3,797 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

Donc la condition est vérifiée

XI.4.4) Condition de non cheminement :

$$\sigma_{m \min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{MPa} = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_{\min} = 97,45 \text{ t}$$

$$\sigma_{m \min} = \frac{97,45 \times 10^{-2}}{0,30 \times 0,40} = 8,120 \text{MPa} \geq 2 \text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

XII.4.5) Condition de non glissement :

$$H < f \times N$$

Tel que :

$$f = 0,12 + \frac{0,2}{\sigma_m} = 0,12 + \frac{0,2}{8,120} = 0,144$$

$$N = 97,45 \text{ t}$$

$$H < f \times N = 0,144 \times 97,45 = 14,03 \text{ t}$$

➤ H due à la déformation lente :

$$H = \frac{97,45}{2 \times 4} = 12,18 \text{ t}$$

$$H < f \times N \quad \longrightarrow \quad 12,18 \text{ t} < 14,03 \text{ t} \quad \text{vérifiée}$$

XII.4.6) Dimensionnement des frettes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{mm} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\sigma_e = 215 \text{ MPa}$$

$$t_s \geq \frac{30}{7,14} \times \frac{81,20}{2150} = 0,158 \text{cm} = 1,58 \text{mm}$$

$$t_s \geq 2 \text{mm}$$

On prend: $t_s = 3 \text{mm}$

Conclusion :

Nous choisirons des appareils d'appuis de dimensions 300 x 400 x 600

XII.5) Calcul de joint de chaussée :

Fig.XII .7: Joint de chaussée

et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments d'ouvrage, en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température aux retraits différés, aux glissements ou aux rotations.

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (le souffle).
- L'intensité du trafic qu'il doit subir, c'est-à-dire le débit du véhicule que leur tonnage.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds). Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000v/jours.
- Les joints semi lourds, pour un trafic compris entre 1000 et 3000v/jours.

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 l'hiatus. 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.

✓ **Etanche :**

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi 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.

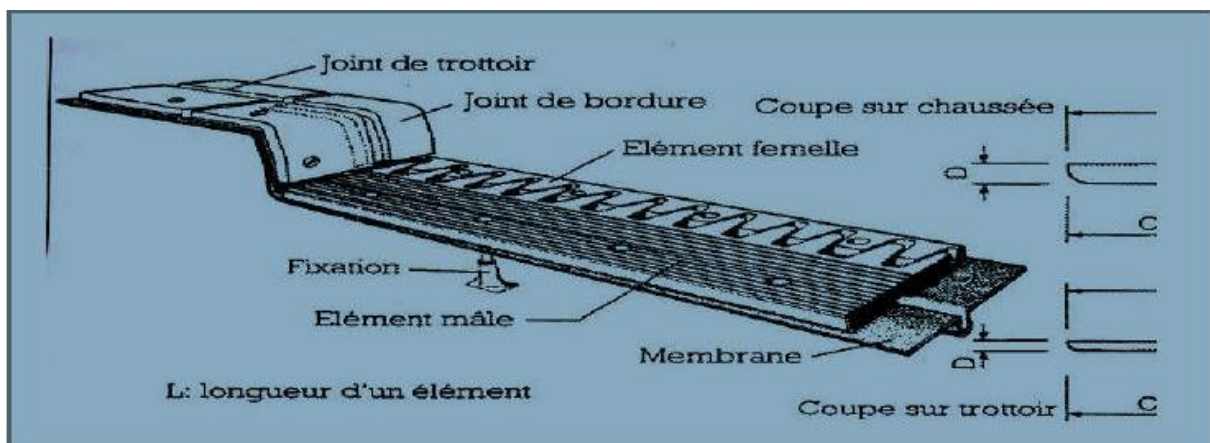


Fig XII-8 : détail de joints de chaussé

XII.5.1) Calcul du souffle des joints :

Ils se calculent selon deux conditions :

- Le déplacement dû à la variation linéaire (retrait, fluage et température) et au freinage doit être inférieure à W.
- Le déplacement dû à la variation linéaire et au séisme doit être inférieur à 1.3W.

$$\Delta h \text{ max} = \frac{2}{3} (\Delta rot + \Delta ret + \Delta fl + ht) = 20 \text{ mm}$$

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

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait de fluage.

a) Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times \text{tga}$.

b) Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas : $L = 30.29 \text{ m}$

$$\Delta l = 0,9087 \text{ cm}$$

c) Retrait :

$$\frac{\Delta l}{l} = 4 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas : $L = 30.29 \text{ m}$

$$\Delta l = 1,2116 \text{ cm}$$

d) fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation

$$\frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_m est de 2 à 3.

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4} \quad \Delta l = 0,45435 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{2} = 15,145 \text{ m}$$

Conclusion

Suivant Δl et la rotation de α la rotation d'extrémité, on choisit le joint de FT150 (Freyssinet).

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 20 à 170 mm (± 10 mm)

Ce joint peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0.03 rad.

Chapitre XIII

Etude de La pile

XIII.1 Définition :

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.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

XIII-1-2-Choix du type de pile :

Nous avons opté à la solution d'une pile portique pour les raisons suivantes :

Elle permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle et d'éviter l'implantation d'un obstacle dans la cour d'eau par la forme hydrodynamique des fûts.

a) Chevêtre :

- Longueur = 13.80m
- Largeur = 3.3m
- Hauteur = variable $1.6 < H < 2.19$

b) Fûts :

- Diamètre : $\phi = 1.60\text{m}$
- Hauteur : variable d'une pile à une autre $10.25 < H < 16.10\text{m}$

c) Semelle :

- Longueur : 13,50m ;
- Largeur : 7,2m ;
- Epaisseur : 2,25m
- Béton de propreté : 0,10m.

Ces dimensions sont représentées dans les plans accompagnés.

XIII-1-3-Etude du chevêtre :

Le chevêtre est un élément en béton armé sur lequel repose le tablier, il transmet aux fûts des efforts provenant de la superstructure. Il est soumis à son poids propre, au poids du tablier et aux surcharges d'exploitation, d'où il sera soumis à la flexion simple.

XIII-1-3-1-Evaluation des charges et surcharges :

a) Poids propre du tablier :

$$P_t = 26.61t/ml$$

b) Poids propre du chevêtre :

$$P_c = \rho_b \cdot V = 2.5 \times 13.8 \times 3.3 \times 2.19 = 249.33t$$

$$P_c = 18,06t/ml$$

C) Efforts transmis par la surcharge D240 :

$$q_{d240} = 12.9t/ml$$

$$P_{d240/poutre} = \frac{R_{D240}}{n} \times 4K_{\alpha max}$$

$$R_{D240} = \frac{(1 + 0.723)}{2} \times 9.3 \times 12.9 = 206.7t$$

$$P_{d240/poutre} = \frac{206.7}{9} \times 1.34 = 30.78t/poutre$$

Le calcul des sollicitations aux états limites est donné dans le tableau suivant :

Poids du tablier : P_g (MN)		0.2661
Poids du chevêtre : P_c (MN/ml)		0.1806
Poids de surcharges : P_{d240} (MN)		0.3078
ELU	G_u=1.35P_c	0.243
	P_u=1.35 (P_g+P_c)	0.603
ELS	G_s=P_c	0.1806
	P_s=P_g+P_c	0.446

Tab-XIII-1-Valeurs des charges et surcharges aux états limites.

XIII-1-3-2-Calcul des sollicitations :

Il faut vérifier dans un premier lieu si on peut appliquer la R.D.M ; en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\frac{1}{30} < \frac{h}{l} < \frac{1}{5}$$

Avec :

H : hauteur de chevêtre.

l: Entraxe des futs

$$0.033 < 0.39 < 0.2 \quad \text{(Condition non vérifié)}$$

Donc la R.D.M n'est pas applicable ; d'où le chevêtre sera assimilé à une poutre indéformable reposant sur des appuis élastiques. Pour la détermination des réactions d'appui on utilise la formule suivante :

$$R_i = \frac{PK_i}{\sum K_i} \left(1 + \frac{\sum K_i}{\sum (K_i \cdot Y_i^2)} e_i \cdot Y_i \right)$$

Avec :

R_i : La réaction d'appui ;

P : La résultante des charges ;

Y_i : L'excentricité de R_i par rapport au barycentre ;

e_i : L'excentricité de P par rapport au barycentre ;

K_i : Caractéristique élastique de l'appui.

Le chargement est symétrique

Donc : $e = 0 \text{ m} \rightarrow R_i = R/n$ (n : nombre fût=3).

$$R_u = \frac{P_u \cdot n_p}{n_f} + \frac{G_u \cdot L}{n_f}$$

$$R_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot n_p}{n_f} + \frac{G_{ser} \cdot L}{n_f}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	R(MN)	P(MN)	G (MN/ml)
E.L.U	3.093	0.603	0,243
E.L.S	2.481	0.446	0.1806

Tab -XIII-2- Evaluation des efforts.

L'étude de chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide de logiciel robot :

	E.L.U		E.L.S	
	Sur appuis	A mi- travée	Sur appuis	A mi- travée
M(t.m)	10.92	5.24	4.90	6.08
T(t)	9.21	5.06	6.7	3.6

Tab-XIII-3 : efforts interne à l'E.L.U et l'E.L.S dans le chevêtre.

XIII-1-3-3-Ferrailage de chevêtre à la flexion :

Pour $h=1.60$

$d = 0.9h=1.44m$

$b_0=3.30$

Pour béton :

$f_{c28}=30MPa$

$f_{t28}=2.4MPa$

$\sigma_{bc}=0.6 f_{c28}=18MPa$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 17MPa$$

Aciers : fe500

a) Armature Longitudinale :

Le ferrailage se fait à l'ELU selon les règles BAEL91

- Section d'armature supérieure :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.92}{3.30 \times 1.44 \times 17} = 0,135 < \mu_r = 0.39$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,135}}{0.8} = 0,182$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.44(1 - 0.4 \times 0,182) = 1.335$$

$$As = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = 188.14 \text{ cm}^2$$

Soit :

15HA40 (188.4 cm²)

- Section d'armature inférieure : avec la même procédure précédente :

$$A_i = 40.9 \text{ cm}^2$$

Soit :

15HA20 (47.12 cm²)

- Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable, avec les mêmes étapes que chapitre (6)

Vérification des contraintes sur appui :

$$\sigma_{bc} = 6.79 < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes à mi travée:

$$\sigma_{st} = 215.55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 336,47 \text{ MPa}$$

} Vérifié

b) Armature transversale :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

Avec :

τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = 9.21 / (3.30 \times 1.44) = 1.93 < 3.7 \text{ MPa.}$$

→ **Condition vérifiée.**

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de St inférieur à 20 cm :

$$\frac{As}{st} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28,K}}{0.9 f_e} \cdot \gamma_s \cdot b_0 \quad ; K=1 \text{ Pas de reprise de bétonnage}$$

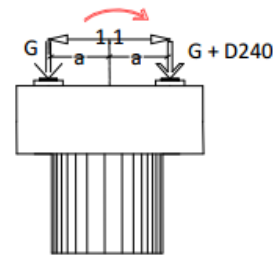
$$A_{st} = 14.01 \text{ cm}^2$$

XIII-1-3-4-Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion :

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion. Les règles de « **B.A.E.L** » adoptent une épaisseur fictive de la paroi :

$$b_0 = D/6 = 0,26 \text{ m}$$

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D240.



1) Calcul du moment de torsion :

$$M_{tu} = 1.35 [(RG + RD) \cdot a - RG \cdot a]$$

$$M_{tu} = 88 \text{ t.m} = 0.88 \text{ MN.m}$$

2) Justification du béton :

Il faut vérifier que :

$$\tau u^2(Vu) + \tau u^2(Mt) < \bar{\tau u}^2$$

$\tau u(Vu) = 1.93 \text{ MPa}$: Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau u(Mt)$: Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$$\tau u^2(Mt) = \frac{Mt}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

$$\Omega = \left(b - \frac{2D}{12} \right) \left(a - \frac{2D}{12} \right) = \left(3.30 - \frac{2 \times 1.60}{12} \right) \left(1.6 - \frac{2 \times 1.6}{12} \right) = 4.044 \text{ m}^2$$

$$\tau u(Mt) = \frac{0.88}{2 \times 4.044 \times 0.26} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau u^2(Vu) + \tau u^2(Mt) = 1.93^2 + 0.42^2 = 3.90 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau u}^2 = 13.69 \text{ MPa}$$

$$3.90 \text{ MPa} < 13.69 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

3) Calcul des armatures de torsion :

Armatures longitudinal :

$$A_t \geq \frac{Mt \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

U : Perimetre de l'aire Ω .

$$U = 2 \times \left(h - \frac{2D}{12} \right) + \left(b - \frac{2D}{12} \right) = 2 \times \left(1.6 - \frac{2 \times 1.6}{12} \right) + \left(3.30 - \frac{2 \times 1.6}{12} \right) = 3.30m$$

$$At \geq \frac{0.88 \times 3.30}{2 \times 4.04 \times \frac{500}{1.15}} = 38.26cm^2$$

Soit **8HA25 (39.27cm²)**

Armatures transversal:

$$At2 \geq \frac{Mt}{2. \Omega. \frac{fe}{\gamma_s}} = 0.63cm^2$$

On prend S=15cm

$$At = At1 + At2 = 14.01 + 0.63 = 14.64cm^2$$

On prend :

1 cadres **HA12**, 1 épingle **HA12** et 2 étriers **HA12** (15.83cm²)

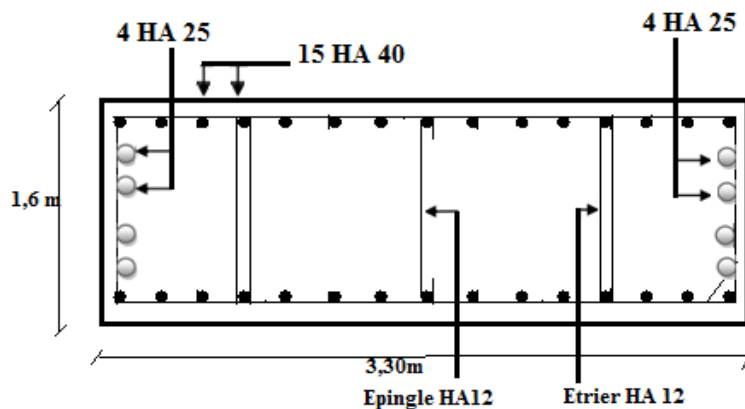


Fig -XIII-1- Ferrailage du chevrete.

XIV-1-4-Etude du fût :

Les fûts sont sollicités en flexion composée.

XIV-1-4-1-Evaluation des efforts :

a) Efforts verticaux :

- Charges permanentes :

Poids propre du tablier :

$$Nt = \frac{806.02}{3} = 268.67t$$

Poids propre du chevrete :

$$N_{ch} = \frac{249.33}{3} = 83.11t$$

Poids propre du fut :

$$N_f = 2.5 \left(\frac{\pi \times 1.6^2}{4} \times 15.35 \right) = 77.11t$$

- Surcharge :

-Bc+qtrott :

$$N_{bc} = (T_{max}^{Bc} + T_{max}^{tr})/3 = (94.16+5.52)/3 = 33.23 t$$

-A(l) +qtrott (1voie) :

$$N_A = (T_{max}^{A(l)} + T_{max}^{tr})/3 = (129.17+5.52)/3 = 44.89t$$

A(l) +qtrott (2voie) :

$$N_A = (T_{max}^{A(l)} + T_{max}^{tr})/3 = (258.34+5.52)/3 = 87.95t$$

A(l) +qtrott (3voie) :

$$N_A = (T_{max}^{A(l)} + T_{max}^{tr})/3 = (387.52+5.52)/3 = 131.01t.$$

D240 (Une travée chargée) :

$$N_D = 173.54/3 = 104.57 t$$

- Effet du séisme vertical :

$$N_s = \xi_v \cdot N_G = \xi_v (N_t + N_c + N_f)$$

$$N_s = \pm 0,07 (544.04+84.8+80.93) = \pm 49.68 MN$$

b) Les efforts horizontaux :

- Surcharge :

-Freinage dû au système Bc :

$$H_{BC} = \frac{30 \times 1.5}{3} = 22.5 t$$

-Freinage dû à A(L) :

$$H_A = 16.614t \text{ 3 travée chargée.}$$

$$H_A = 11.276 t \text{ 2 travée chargée.}$$

$$H_A = 5.638t \text{ 1 travée chargée.}$$

- Effet du séisme horizontal : A=0.2

$$H_{stab} = 0,1 \times 544.04 = 54.404t$$

$$H_{fut} = 0,1 \times 84.8 = 8.84t$$

$$H_{Schev} = 0,1 \times 80.93 = 8.093 \text{ t}$$

XIV-1-4-2 Calcul des sollicitations :

	Condition normal	Condition sismique
ELU	$1,35G+KQ+0.8T^\circ$	$G+F_{s\acute{e}isme}+0.5T$
ELS	$G+KQ+0.6T$	-

Tab XIII-4-Combinaison des efforts

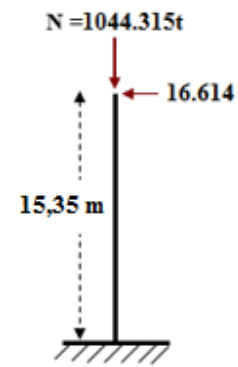
$$\left. \begin{array}{l} K=1.35 \text{ (pour D240)} \\ K=1.6 \text{ (pour les autres charges)} \end{array} \right\} \text{ELU}$$

$$\left. \begin{array}{l} K=1 \text{ (pour D240)} \\ K=1.2 \text{ (autre charge)} \end{array} \right\} \text{ELS}$$

Dans le cas le plus d\^efavorable :

$$N = 1.35 \times 628.84 + 1.5 \times 131.01 = 1044.315 \text{ t}$$

$$M = 16.614 \times 15.35 = 255.02 \text{ t.m}$$



XIII-1-4-3-Stabilit\^e du f\^ut au flambement :

On doit v\^erifier que : $\lambda < \bar{\lambda}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.707 l_0 = 10.6$$

$$i = \frac{\phi}{4} = \frac{1.6}{4} = 0.4 \quad \left. \right\} \lambda = 29$$

$$\bar{\lambda} = \max \left(50; \min \frac{67 \cdot e0}{D} \cdot 100 \right) = 50$$

$\lambda < \bar{\lambda}$ (Condition v\^erifi\^e)

XIII-1-4-4-Calcul d'une section circulaire en flexion compos\^ee :

D'apr\^es les abaques de Ren\^e WALTHER donnant le ferrailage d'une section circulaire en flexion compos\^ee en calculant le couple (m, n) et l'on obtient la valeur de w :

$$n = \frac{N}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_w}$$

$$m = \frac{M}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_w}$$

$$\beta_w = f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$



Fig-XIII-2-Calcul des param\^etres de Walther.

$$n = \frac{10.44315}{\pi \cdot 0.8^2 \cdot 30} = 0.17$$

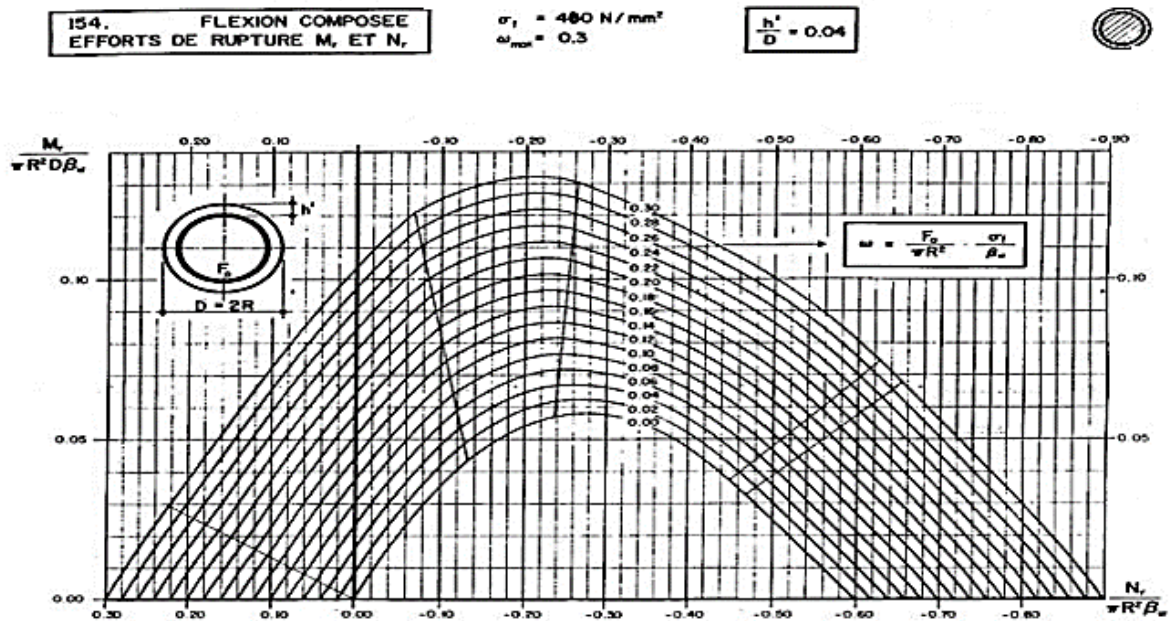
$$m = \frac{2.5502}{\pi \cdot 0.8^2 \cdot 30} = 0.04$$

$$h' = 0.096$$

$$d = 2R = 1.6$$

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de $w = 0.16$

$$w = \frac{As}{\pi \cdot R^2} \times \frac{fe}{fc28}$$



$$As = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot fc28 \cdot w}{fe} = \frac{\pi \cdot 0.8^2 \cdot 30 \cdot 0.16}{500} = 192.92 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h'}{D} = 0.06$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.5\% \sqrt{\frac{1}{\phi}} \cdot \pi \cdot R^2 = 79.44 \text{ cm}^2 < 192.92 \text{ cm}^2$$

la condition est vérifiée

• armateur transversal

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \text{ Donc}$$

$$\phi = \frac{32}{3} = 10.66 \text{ mm}$$

On prend des cercles $\phi.12$, avec un espacement de 20 cm

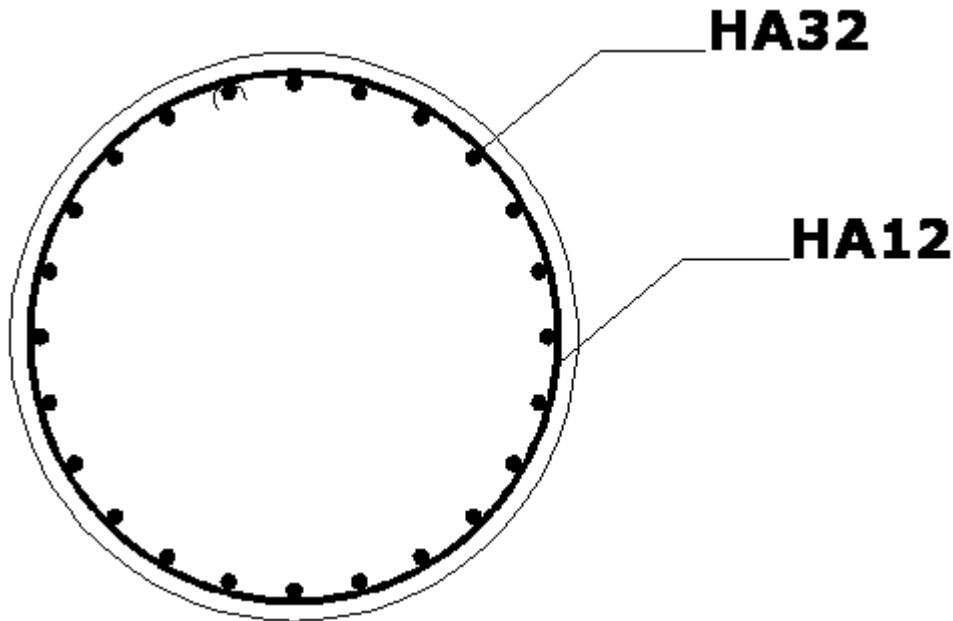


Fig XIII-3 : Ferrailage de fut

XIII-1-5- Etude de la semelle :

a) Caractéristique géométrique de la semelle :

Longueur : $L = 13.50$ m

Largeur : $B = 7.20$ m

Epaisseur $e = 2,25$ m

1- Vérification des dimensions :

D'après le fascicule 62 titre II, il faut que :

- L'entraxe des pieux soit $\geq 3\Phi$

$$3.67 > 3 \times 1.2 = 3.6$$

$$h \geq \frac{3\phi}{2.5}$$

$$2 \geq \frac{3 \times 1.2}{2.5} = 1.44$$

Nous devons respecter l'encrage des armatures en laissant 15cm entre le nu des pieux d'extrémité et les parois de la semelle (vérifier)

2-Evaluation des efforts agissant sur la semelle :

En plus des efforts calculés dans l'étude des fûts, on doit tenir compte du poids de la semelle et du poids des terres.

Poids propre du remblai :

$$Pr = \rho r \times hr (Ss - Sf) = [(1.8 \times 2) - (13.5 \times 7.2) - 3 \cdot (\pi \cdot 2^2)/4] = 98.1t$$

Poids propre de la semelle

$$Ps = 2.5 \times 7.2 \times 13.5 \times 2.25 = 546.75t$$

Avec la même méthode on trouve le différent efforts agissant à la base de la semelle

$$N = 3417.24t$$

$$M = 305.7t.m$$

b) Détermination de nombre des pieux :

On a des pieux de 12 m de profondeur et d'une portance $Q_N = 280 t$ (donner par rapport géotechnique)

- **Nombre de pieux**

$$n = \frac{\text{Effort normal maximal}}{\text{Capacité portante de pieu}} = 7.8$$

On prend $n=8$ pieux

- **Effort revenant à chaque pieu :**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fût ramène un moment et un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}, \text{ avec les hypothèses suivantes :}$$

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

- **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{3417.24}{8} + \frac{131.01}{8.2} = 435.34t$$

$$N_2 = \frac{3417.24}{8} - \frac{131.01}{8.2} = 418.96t$$

- **Condition sismique**

$$N_1 = 484.68 \text{ t}$$

$$N_2 = 369.28 \text{ t}$$

- **Vérification de pieu :**

- Poinçonnement :

$$R_{\max} = 275,08 < 280 \text{ t} \text{ condition vérifiée}$$

- Soulèvement :

$$R_{\min} > 0 \text{ condition vérifiée}$$

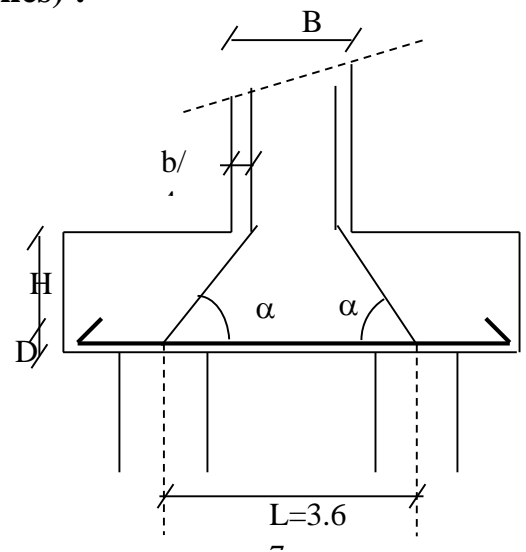
XIII-2-6- Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

- **Armatures transversales inférieures**

La Condition de la méthode est:
$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1,208 \Rightarrow \alpha = 50.38^\circ > 45^\circ \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,2 \text{ m} < 1,45 \text{ m.} \rightarrow \text{Vérifié.}$$



- **-Condition normale**

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}), \eta = 1,6 \text{ pour HA, } f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h} = \frac{484.68}{21555} \times \frac{1,2}{1,95} = 78.63 \text{ cm}^2. \quad A_{\text{inf}} = 78,63 \text{ cm}^2.$$

- **-Condition sismique**

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_e = 500 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{550.16}{50000} \times \frac{1,2}{1,45} = 0,0113 \text{ m}^2.$$

$$A_{\text{inf}} = 113,82 \text{ cm}^2.$$

La condition normale est la plus défavorable $A_s = 113,82 \text{ cm}^2$.

On prend **15 HAØ32**, $A_{\text{inf}} = 120,64 \text{ cm}^2$.

n : Nombre de barre = 15 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

L'espacement est de $S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} \approx 0,18m = 18cm$. On prend : **$S_t = 18 \text{ cm}$** .

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = 2,7 \text{ m}$.

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 120,64 = 40,21 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{9 \text{ HA}\varnothing 25} \quad A_{\text{infl}} = 44,18 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{\text{li}} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 120,64 = 40,21 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{9 \text{ HA}\varnothing 25}, \quad A_{\text{linf}} = 44,18 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 5}{9 - 1} \approx 32 \text{ cm}.$$

- **Armatures de construction**

Armatures transversales supérieures:

$$A_{\text{ts}} = \frac{A}{10} = \frac{120,64}{10} = 12,06 \text{ cm}^2. \text{ Soit: } \mathbf{8 \text{ HA}\varnothing 14}. \quad A_{\text{sup}} = 12,32 \text{ cm}^2. \quad S_t = \frac{\Phi + H - 5}{8 - 1} \approx 38 \text{ cm}.$$

Armatures longitudinales supérieures

$$A_{\text{ls}} = \frac{A}{3} = \frac{120,64}{3} = 40,21 \text{ cm}^2. \text{ Soit: } \mathbf{9 \text{ HA}\varnothing 25} \quad A_{\text{infl}} = 44,18 \text{ cm}^2. \quad S_t = \frac{\Phi + H - 5}{9 - 1} \approx 32 \text{ cm}.$$

Armatures latérales :

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{120,64}{10} = 12,06 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{8 \text{ HA}\varnothing 14}. \quad A_{\text{sup}} = 12,32 \text{ cm}^2. \quad S_t = \frac{\Phi + H - 5}{8 - 1} \approx 38 \text{ cm}.$$

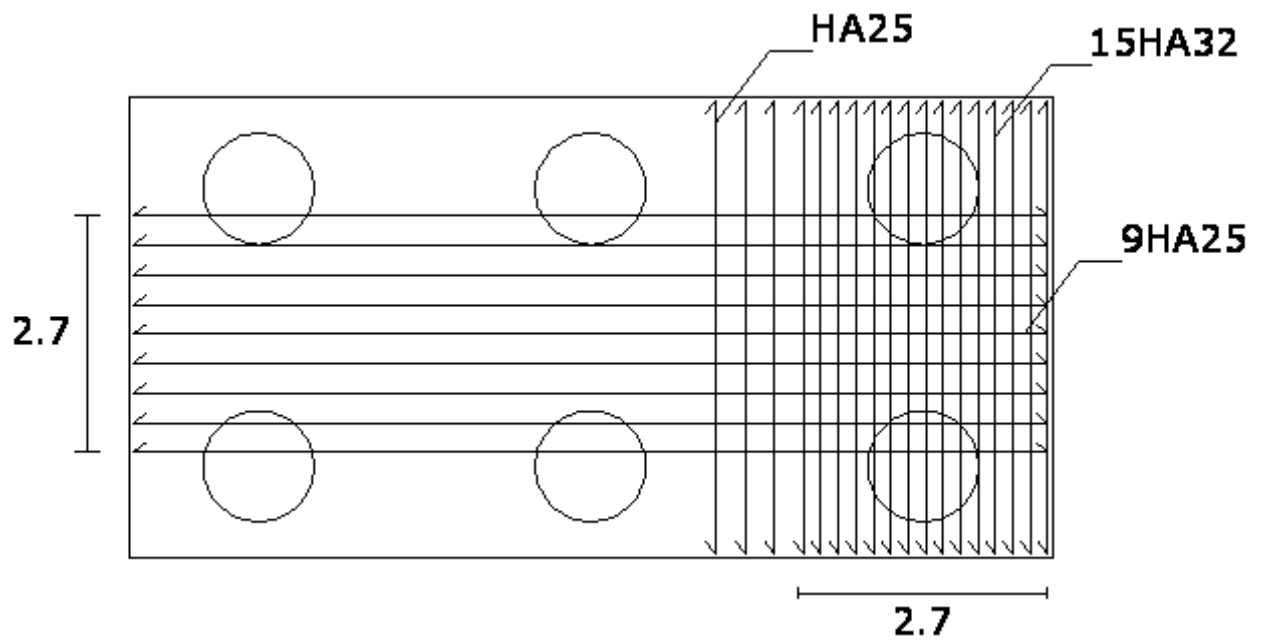


Fig XIII-4: Ferrailage de la semelle en plan (nappe supérieure)

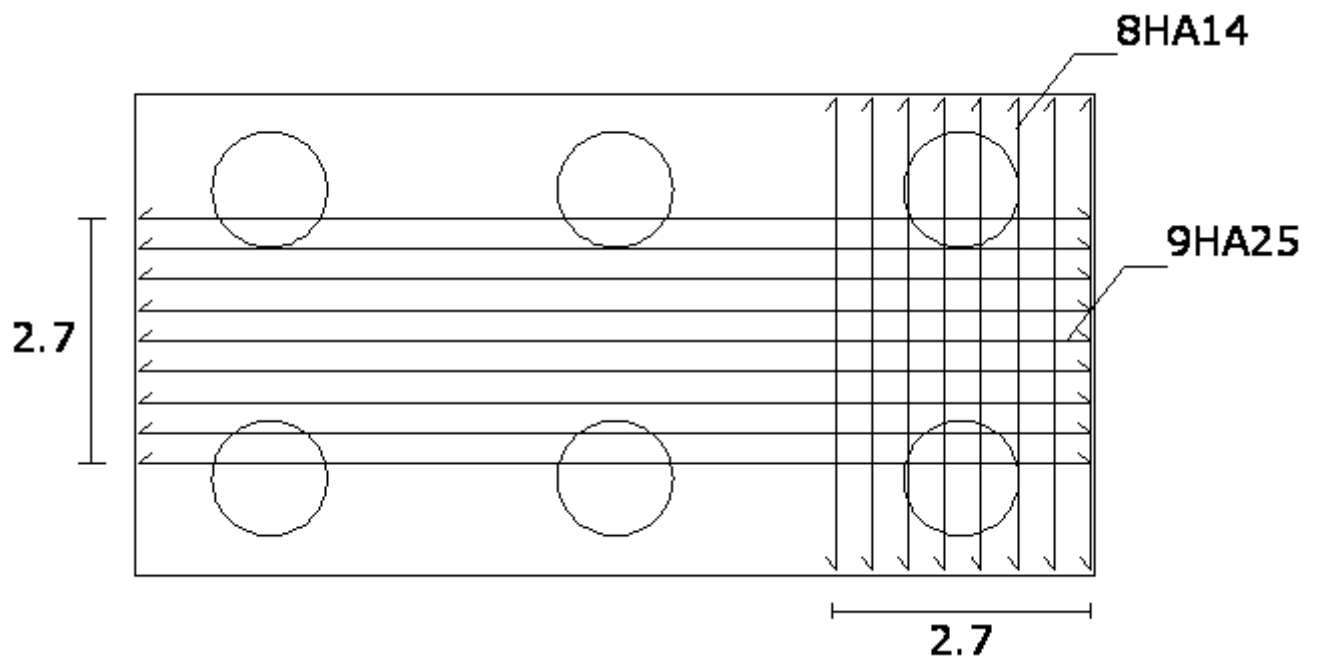


Fig-XIII-5: Ferrailage de la semelle en plan (nappe inférieure)

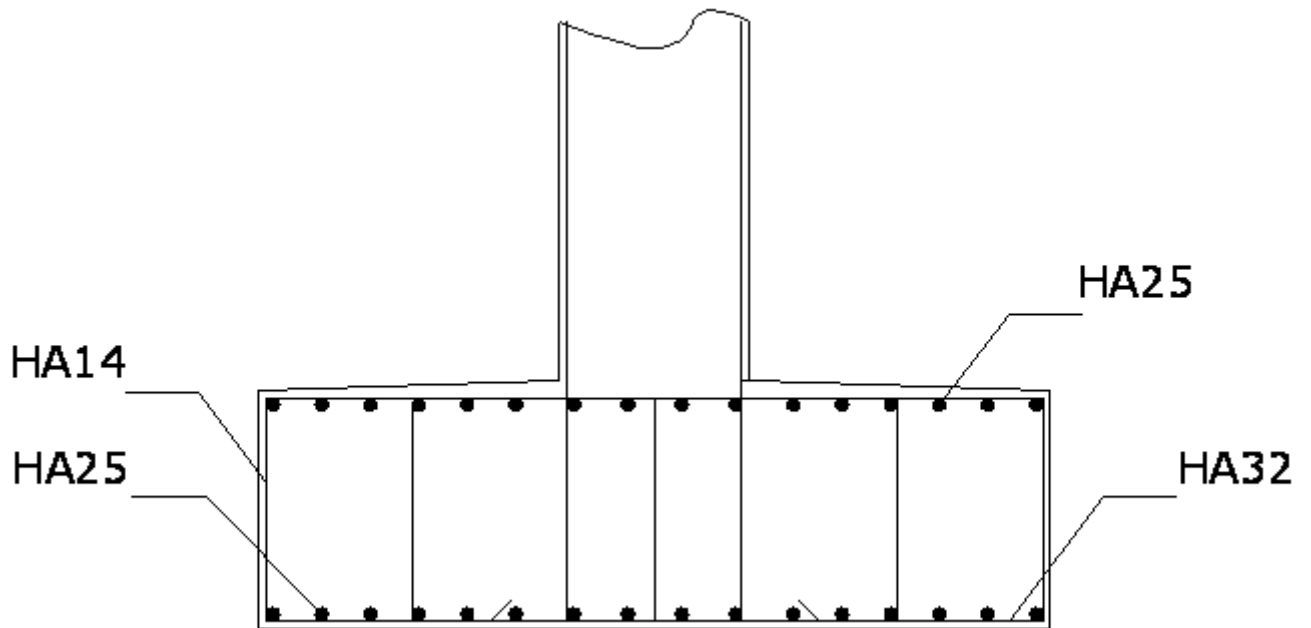


Fig-XIII-6: Ferrailage de la semelle

XIII-1-7-Ferrailage des pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n’a pas une bonne portance, ce qu’il faille descendre à une grande profondeur jusqu’au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s’y opposé.

• **Action sur les pieux :**

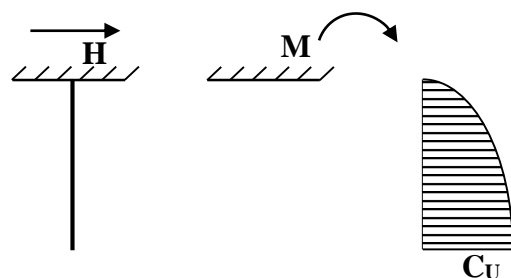
Le comportement d’un élément flexible dans le sol peut s’exprimer mathématiquement à l’aide de l’équation différentielle du 4^{ème} ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b_y = 0.$$

b : Diamètre du pieu.

C_U : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.



FigXIII-7-: Système statique des pieux

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$$

α : Longueur élastique du pieu.

Calcul de λ :

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

$$b = \phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$$

$$C_U = 3000 \text{ t/m}^3.$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 34.17 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$I : \text{moment d'inertie du pieu} = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (120)^4}{64} = 10,17 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0.2257 \text{ m}^{-1}. \text{ D'où : } \lambda L = 0.2257 \times 12 = 2,7 \text{ avec } L = 12 \text{ m.}$$

- **Effort tranchant en tête du pieu :**

- Condition normale :

$$\text{Freinage} = 16,32 \text{ t.}$$

$$\text{D'où : } \bar{P} = \frac{H}{6} = 2,72 \text{ t/pieu.}$$

- Condition sismique :

$$\text{Séisme} = 104,72 \text{ t.}$$

$$\text{D'où : } \bar{P} = \frac{H}{6} = 17,45 \text{ t/pieu.}$$

- **Calcul des moments par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis

en différents points, à l'aide de la formule suivante : $EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est

le déplacement avec rotation nulle. $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$.

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

- Détermination des coefficients $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$:

$$\begin{cases} \lambda L = 2 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,61 & \chi_{\theta M} = 1,93 \\ \lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,5 & \chi_{\theta M} = 1,16 \end{cases} \rightarrow \lambda L = 2,7 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,533, \chi_{\theta M} = 1,391$$

Condition normale : $\bar{P} = 2,72t / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -13,28t.m.$

Condition sismique : $\bar{P} = 17,45t / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -85,20t.m.$

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Z	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$\chi_{(M.p)}$								
\bar{M}	0,98	0,91	0,85	0,71	0,52	0,35	0,20	0,09
\bar{P}	0,25	0,45	0,58	0,54	0,50	0,40	0,25	0,13

Tab-XIII-5-Les valeurs des coefficients

- Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

Condition normale : $M(z) = -13,28 \times \chi_{\theta M} + \frac{2,72}{0,2257} \times \chi_{\theta P}$

Condition sismique : $M(z) = -85,20 \times \chi_{\theta M} + \frac{17,45}{0,2257} \times \chi_{\theta P}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Z	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$\chi_{(M.p)}$								
C.N	-10,002	-6,662	-4,298	-2,921	-0,880	0,173	0,357	0,371
C.S	-64,167	-42,740	-27,577	-18,742	-5,646	1,106	2,289	2,383

Tab XIII-6- Récapitulatif donnant les moments en fonction de Z

D'après les résultats donnés, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = - 85,20 \text{ t.m.}$

- **Ferraillage longitudinal :**

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de Walter. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$N_{\max} = 275,08 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 85,20 \text{ t.m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = 0,02 . \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = 0,08 . \end{array} \right. \Longrightarrow W=0.1$$

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0,13 \Rightarrow F_a = 95,88 \text{ cm}^2 .$$

On prend **20 HAØ25** espacée de 15 cm pour, $A_s = 98,17 \text{ cm}^2$.

- **Armatures transversales**

On prendra des cerces hélicoïdales de **HAØ10** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.

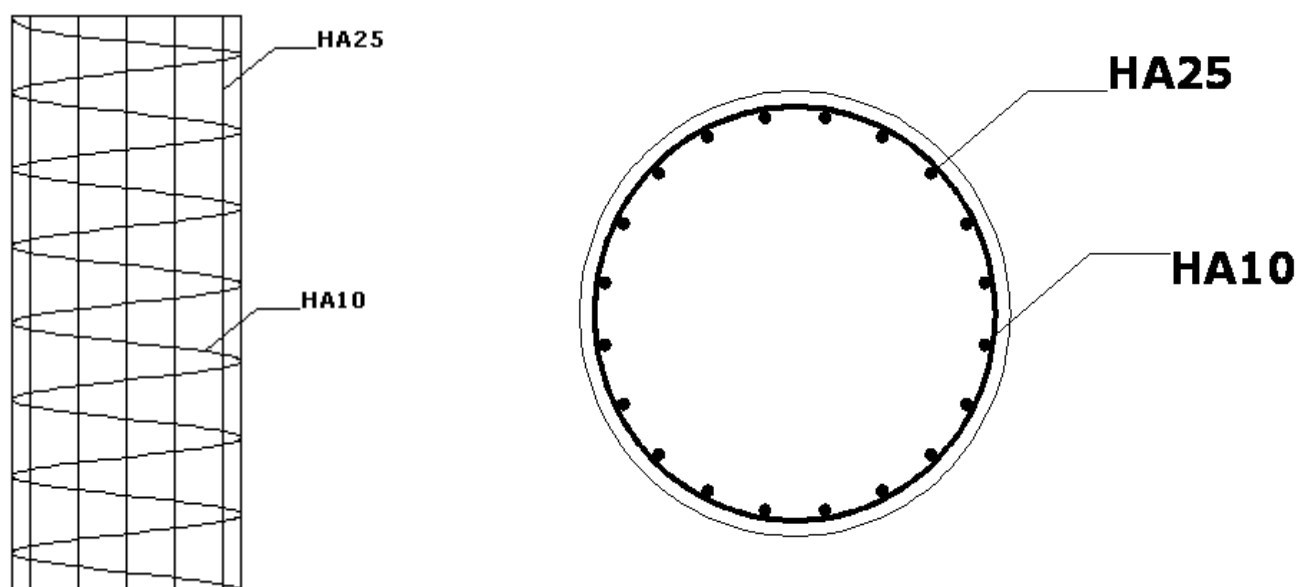


Fig-XIII-8-Ferrailage de pieux

Chapitre XIV

Etude de la culée

Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, il est appelé aussi les appuis d'extrémité, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flacon de talus, on peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

XIV.1) Pré dimensionnement de la culée :

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est $H_{\text{culée}} = 10.54 \text{ m}$

- **Mur garde grève :** $H = 2,04 \text{ m}$, $L = 13.80 \text{ m}$, $E = 0.25 \text{ m}$
- **Dalle de transition :** $H = 5.70 \text{ m}$, $L = 13.80 \text{ m}$, $E = 0,30 \text{ m}$
- **Semelle :** $H = 10.80 \text{ m}$, $L = 13.80 \text{ m}$, $E = 2,00 \text{ m}$
- **Mur en retour :** $H = 10.54 \text{ m}$, $L = 5.70 \text{ m}$, $E = 0,80 \text{ m}$
- **Mur de front :** $H = 6.50 \text{ m}$, $L = 13.80 \text{ m}$, $E = 2.00 \text{ m}$
- **Le corbeau :** $H = 12,2 \text{ m}$, $L = 0,55 \text{ m}$, $E = 0,90 \text{ m}$

XIV.2) Evaluation des efforts sollicitant la culée :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE-OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\delta + \alpha + \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\varphi - \alpha + \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot k \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\varphi - \alpha + \theta)}$$

$\varphi = 35^\circ$: Angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$: Angle d'inclinaison du talus.

$\beta = 0$: Angle d'inclinaison de la culée/ à la verticale.

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai-culée.

$\theta = 0$: angle entre la direction du séisme et la verticale.

$\varepsilon_H = 0.1$: coefficient sismique horizontale.

$\varepsilon_V = 0.07$: coefficient sismique verticale.

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)}$$

$$\theta = \text{Arctg} \frac{\varepsilon_H}{(1 \pm \varepsilon_V)}$$

Action de séisme	H	v	K	θ	K _{ah}
Condition normale	0	0	1	0	0,271
Condition séismique	0.1	0.07	1.0746	5,32	0,346
	0.1	0.07	0.9353	6,13	0,307

Tab.XIV .1: Coefficient de poussées

Désignation	ε_H	P(t)	$\varepsilon_H \cdot p(t)$	ε_V	$(1 \pm \varepsilon_V) \cdot P$	Z _v (m)	Z _h (m)	M _R (t.m)	M _s (t.m)
Poids de tablier	0	403,01	0	0	403,01	10,44	2,6	0	1047,82
	0,1		40,301	0,07	403,08			420,74	1048,008
	0,1		40,301	-0,07	402,94			420,74	1047,644
Mur garde grève	0	17,59	0	0	17,59	9,52	6,175	0	108,61
	0,1		1,759	0,07	18,82			16,74	116,21
	0,1		1,759	-0,07	16,57			16,74	102,31
Mur de front	0	448,5	0	0	448,5	5,15	3,4	0	1524,9
	0,1		44,85	0,07	479,89			230,97	1631,62
	0,1		44,85	-0,07	417,10			230,97	1418,14
Mur en retour	0	120,15	0	0	120,15	4,45	3,025	0	363,45
	0,1		12,015	0,07	128,56			53,46	388,89
	0,1		12,015	-0,07	111,73			53,46	337,98
semelle	0	745,2	0	0	745,2	1	5,2	0	3875,04
	0,1		74,52	0,07	797,36			74,52	4146,27
	0,1		74,52	-0,07	693,03			74,52	3603,75
Poids de la dalle de transition	0	58,99	0	0	58,99	10,05	2,85	0	168,12
	0,1		5,899	0,07	63,11			59,28	179,86
	0,1		5,899	-0,07	54,86			59,28	156,35
corbeau	0	15,09	0	0	15,09	8,32	3,5	0	52,81
	0,1		1,509	0,07	16,14			12,55	56,49
	0,1		1,509	-0,07	16,82			12,55	58,87
Dés d'appuis	0	0,20	0	0	0,20	8,65	2,25	0	0,45
	0,1		0,020	0,07	0,21			0,173	0,47
	0,1		0,020	-0,07	0,18			0,173	0,405
Poids des Terres sur D-T	0	70, 79	0	0	70,79	9,20	2,85	0	201,75
	0,1		7,079	0,07	70,86			65,12	201,95
	0,1		7,079	-0,07	70,72			65,12	201,56
Poids des Terres sur la Semelle	0	344,34	0	0	344,34	5,80	4,40	0	1515,09
	0,1		34,434	0,07	344,41			199,71	1515,40
	0,1		34,434	-0,07	344,27			199,71	1514,78
Poids des Surcharges	0	125,85	0	0	125,85	10,05	2,85	0	358,67
	0,1		12,585	0,07	125,92			126,47	358,87
	0,1		12,585	-0,07	125,78			126,47	358,47

Poussée Des terres	Mur GG + Mur frontal	/	330,56	/	/	5,15	/	1702,38	/
		/	422,04	/	/			2173,50	/
		/	374,47	/	/			1928,52	/
	semelle	/	13,46	/	/	0,50	/	6,73	/
		/	17,18	/	/			8,59	/
		/	15,25	/	/			7,62	/
Poussée des surcharges	Mur GG +Mur frontal	/	41,81	/	/	5,80	/	242,49	/
		/	53,38	/	/			309,60	/
		/	47,37	/	/			274,74	/
	semelle	/	8,97	/	/	1	/	8,97	/
		/	11,45	/	/			11,45	/
		/	10,16	/	/			10,16	/
Totale			394,8	/	2349,71	/	/	1960,57	9216,71
			504,05	/	2448,36	/	/	3762,87	9644,03
			447,25	/	2254	/	/	3480,77	8800,23

Tab.XIV.2: Valeurs des moments dus à la poussée des terres

- **Poussée due aux terres :**

$$P = \frac{1}{2} \times \lambda_{ah} \times \gamma_R \times l \times H_p^2$$

- **Poussée due aux surcharges :**

$$P = \lambda_{ah} \times 1,2 \times l \times H_p^2$$

- **Les valeurs des moments et les efforts globaux :**

Désignation	$\epsilon_H.p(t)$	$(1 + \epsilon_v).p(t)$	$M_R (t.m)$	$M_S (t.m)$
Totale	394,8	2349,71	1960,57	9216,71
	504,05	2448,36	3762,87	9644,03
	447,25	2254	3480,77	8800,23

Tab.XIV.3: Valeurs des moments et les efforts globaux

XIV-3) Vérification de la culée :

- ❖ **Vérification au glissement :**

- **C.N :** en condition normal le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) égale à 1,5. donc on doit vérifier que :

$$\delta = \frac{\sum(1 + \epsilon_v)P}{\sum \epsilon_H.p} \text{tg}\varphi > 1,5$$

- **C.S:** en condition sismique le C.S.G égale à 1. Donc on vérifie que:

$$\delta = \frac{\sum(1 + \epsilon_v)P}{\sum \epsilon_H.p} \text{tg}\varphi > 1$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum \varepsilon_h \cdot P(t)$	$\sum (1 + \varepsilon_v) \cdot P(t)$	μ	δ	C.S.G	Vérification
C.N	394,8	2349,71	0,70	3,43	1,5	Vérifie
H + V ⁺	504,05	2448,36	0,70	2,80	1	Vérifie
H + V ⁻	447,25	2254	0,70	2,90	1	Vérifie

Tab.XIV.4: Valeurs de vérification au glissement

❖ **Vérification au renversement :**

- **C.N** : en condition normal le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) égale à 1,5. Donc on doit vérifier que :

$$\frac{\sum Ms}{\sum MR} > 1,5$$

- **C.S** : en condition sismique le C.S.R vaut 1. Donc on doit vérifier que :

$$\frac{\sum Ms}{\sum MR} > 1$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum M_R (t.m)$	$\sum M_S (t.m)$	R	C.S.G	Vérification
C.N	1960,57	9216,71	4,70	1,5	Vérifie
H + V ⁺	3762,87	9644,03	2,56	1	Vérifie
H + V ⁻	3480,77	8800,23	2,52	1	Vérifie

Tab.XIV.5: Valeurs de vérification au renversement

Chapitre XV

Etude 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).

XV-1 Calcul de la masse de la structure (M)

Pour notre pont, on a un tablier qui repose sur des appareils d'appuis en élastomère fretté, donc on néglige la masse des piles et culées.

Notre ouvrage est un pont routier dans une voie expresse, donc on ajoute 20% des charges d'exploitation routière à la masse du tablier.

$$M = M_{\text{tablier}} + 20\%P_{\text{exploitation}}$$

- $M_{\text{tablier}} = 5588.12 \text{ t}$ (Déjà calculé).
- $P_{\text{exploitation}} = A(l) + S_{\text{trottoir}} = (10.515 + 0.3) * 210 \Rightarrow P_{\text{exp}} = 2271.15 \text{ t}$.
- $M = 5588.12 + (0.2 * 2271.15) \Rightarrow M = 6042.35 \text{ t}$

XV-2 Analyse de la structure

XV-2.1 Caractéristiques de l'ouvrage et du site d'implantation

- **Zone sismique** : Zone II_b (zone élevée) ;
- **Classe de pont** : l'ouvrage est classé en groupe 2 (pont important) ;
- **Coefficient d'accélération de zone** ; $A=0.25$
- **Catégorie du sol** : le sol est classé en catégorie S3 (site meuble)

XV-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.
 - $M = 6042.35 \text{ t}$
 - $70\%M_{st} = (M_{\text{tablier}} + M_{\text{piles}}) * 0.7 = (6042.35 + 2119,32) * 0.7 = 5713.16 \text{ t}$
 $\Rightarrow M > 70\%M_{st} \rightarrow$ 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 \rightarrow donc la condition est vérifiée.
- Toutes les conditions sont vérifiées, donc on calcule par la méthode monomodale.

XV.3 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.

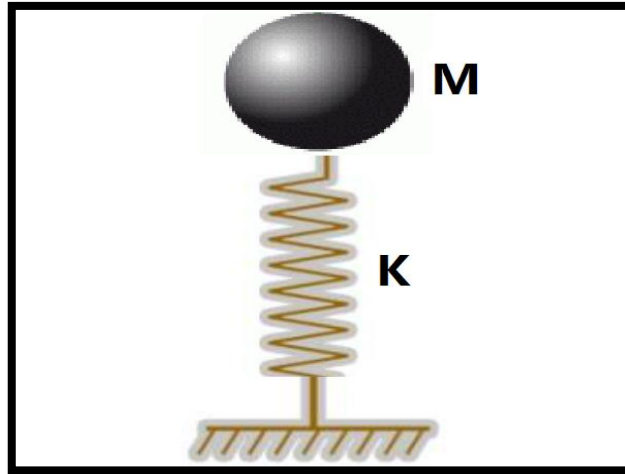


Figure XV .1. Model mécanique de la structure

XV4. Calcul de la période fondamentale de l'ouvrage (T)

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

Avec : M : masse de la structure

K : la raideur de la structure

Calcul de la raideur de la structure

$$K = n_{pile} \times K_{appui} \quad \text{Avec : } n_{pile} = 6 \text{ (nombre de pile)}$$

$$K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareil}} + \frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{fondation}}}$$

✚ Remarque :

- Les culés sont infiniment rigides $\left(\frac{1}{K_{culé}} = 0\right)$
- On néglige la raideur des fondations (appareils d'appuis souples).

a) Raideur d'une pile

$$K_{pile} = n * \frac{3EI}{l^3}$$

Avec :

E : Module de déformation longitudinale du béton = **34179,55 MPa**

n : Nombre de futs de la pile = **3**

l : Hauteur de la pile = **15.35 m**

I : Moment d'inertie de la section de la pile dans le sens longitudinal = **0.96 m⁴**

$$\rightarrow K_{pile} = 3 * \frac{3 * 34179,55 * 0,96}{15,35^3} = 816,498 \text{ MN/m}$$

b) Raideur des appareils d'appuis

$$K_{\text{appareil}} = n * \frac{G * a * b}{e}$$

G : Module de cisaillement de l'appareil = **1.2 Mpa**

a, b : Les dimensions en plan de l'appareil = **300 * 400 mm²**

e : L'épaisseur totale du caoutchouc de l'appareil = **60 mm**

n : Nombre d'appareil d'appuis pour élément porteur = **18**

$$\rightarrow K_{\text{appareil}} = 18 * \frac{1.2 * 0.3 * 0.4}{0.060} = 43,2 \text{ MN/m}$$

c) Raideur total par appui

$$K_{\text{appui}} = \frac{1}{\frac{1}{43.2} + \frac{1}{816.498}} = 41.02 \text{ MN/m}$$

d) la raideur totale de la structure

$$\rightarrow K = 6 * 41.02 = 246.12 \text{ MN/m}$$

✚ Donc la période fondamentale de l'ouvrage est de :

$$T = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{6042.35 * 10^3}{246.12 * 10^6}} \quad \Leftrightarrow \quad T = 0.98 \text{ s}$$

XV.5 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

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

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 = 0.25)

η : Facteur de correction de l'amortisseur $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$

ξ : taux d'amortissement (ξ=5% ouvrages avec des piles en béton armé).

La période du système se situe entre 0.5s et 3s $\Leftrightarrow T_2=0.5 \text{ s} < T = 0.98\text{s} < 3 \text{ s}$

Donc on utilise la 3^{ème} formule de l'équation (3.1) du RPOA.

$$\bullet \quad Sae^h(T, \xi) = 2.5 * 1 * 0.25 * 9.81 * 1.2 \left(\frac{0.5}{0.98} \right) \Rightarrow Sae^h(T, \xi) = 3.753 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

• **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

$$Sae^V(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité. ($\alpha=0.7$ pour la zone sismique IIb).

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 < $T=0.98$ s < 3 s

Donc on utilise la 3^{ème} formule de l'équation 3.2 du RPOA

$$\bullet \quad Sae^V(T, \xi) = 2.5 * 0.7 * 0.25 * 9.81 * 1 \left(\frac{0.4}{0.98} \right) \Rightarrow Sae^V(T, \xi) = 1.751 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

XV.6 Spectre de dimensionnement

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales est donné par l'équation (3.3) du RPOA

$$Sad(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} 2.5\eta AgS & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

On a: $T_2=0.5$ s < $T=0.98$ s < 3.0 s

Donc on utilise la 2^{ème} formule de l'équation (3.3) du RPOA.

$$Sad(T, \xi) = 2.5 * 1 * 0.25 * 9.81 * 1.2 \left(\frac{0.5}{0.98} \right)^{2/3} \Rightarrow Sad(T, \xi) = 3.914 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

XV.7 Effet sismique dans le sens longitudinal

XV7.1 Calcul élastique (q=1)

a) Effort longitudinal global

La force horizontale statique équivalente F est donnée par l'expression :

$$F_{longitudinal} = M * Sae^h(T)$$

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).

- $F_{longitudinal} = 6042.35 * 3.753 \Rightarrow F_{longitudinal} = 22676.93 \text{ KN}$

- **Répartition des efforts longitudinaux**

La redistribution par élément porteur se fait au prorata des raideurs

$$F_{longitudinal}^i = \frac{K_i}{K} F_{longitudinal}$$

Sur pile :

$$F_{longitudinal}^{pile} = \frac{41.02 * 10^6}{246.12 * 10^6} * 22676.93 \Rightarrow F_{longitudinal}^{pile} = 3779.48 \text{ KN}$$

- b) **Déplacement du tablier par rapport au sol**

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4\pi^2} * Sae^h(T)$$

- $d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{0.98^2}{4\pi^2} * 3.753 \Rightarrow d_{longitudinal}^{tablier} = 0.091 \text{ m}$

- c) **Déplacement de la tête de pile par rapport au sol**

$$d_{longitudinal}^{pile} = \frac{F_{longitudinal}^{pile}}{K_{appui}}$$

- $d_{longitudinal}^{pile} = \frac{3779.48 * 10^3}{41,02 * 10^6} \Rightarrow d_{longitudinal}^{pile} = 0,092 \text{ m}$

XV7.2 Calcul inélastique (dimensionnement $q > 1$)

- a) **Effort longitudinal global**

$$F_{longitudinal} = M * Sad(T)$$

- $F_{longitudinal} = 6042.35 * 3.914 \Rightarrow F_{longitudinal} = 23649.75 \text{ KN}$

- b) **Effort par élément porteur (pile)**

$$F_{longitudinal}^{pile} = \frac{K_{appui}}{K} F_{longitudinal}$$

- $F_{longitudinal}^{pile} = \frac{41,02 * 10^6}{246,12 * 10^6} * 23649.75 \Rightarrow F_{longitudinal}^{pile} = 3941.62 \text{ KN}$

- c) **Déplacement du tablier par rapport au sol**

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4\pi^2} * Sad(T)$$

- $d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{0.98^2}{4\pi^2} * 3.914 \Rightarrow d_{longitudinal}^{tablier} = 0.095 \text{ m}$

($q > 1$ dimensionnement)

$$(d^{pile1} = d^{pile2} = d^{pile3})$$

d) Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{longitudinal}^{pile} = \frac{F_{longitudinal}^{pile}}{K_{appui}}$$

$$\bullet \quad d_{longitudinal}^{pile} = \frac{3941.62 * 10^3}{42.02 * 10^6} \Rightarrow d_{longitudinal}^{pile} = 0.093 \text{ m} \quad (q > 1 \text{ dimensionnement})$$

XV8-Effet sismique dans le sens transversal

Dans le sens transversal, le tablier peut être supposé comme étant flexible car :

$$\frac{L}{B} = \frac{210}{13,80} = 25 > 5 \quad \text{Avec} \quad L : \text{longueur du tablier}$$

B : 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**

La masse du tablier par mètre linéaire = 26.61 t/ml

LA masse d'une pile = 413,51t

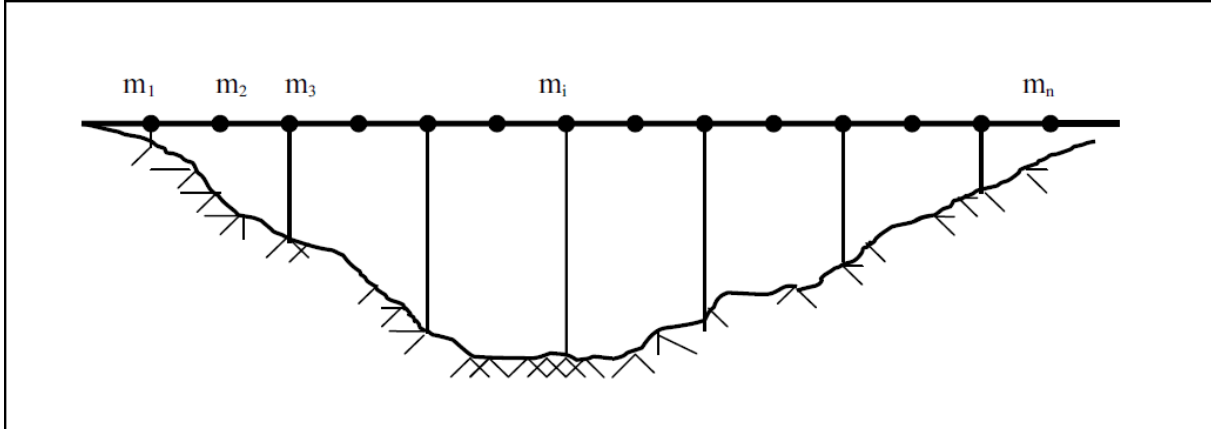


Figure XV.2. Discrétisation de la structure

- $m_1 = 26.61 * \frac{28,80}{2} = 383,18t$
- $m_2 = 26.61 * \left[\frac{28,80}{2} + \frac{30,29}{3} \right] + \frac{1}{2} (292,93) = 798,31 t$
- $m_3 = 26.61 * \frac{30,29}{3} = 268,67 t$
- $m_4 = 26.61 * \left[\frac{30,29}{3} + \frac{30,28}{3} \right] + \frac{1}{2} (353,22) = 654,99t$
- $m_5 = 26.61 * \frac{30,28}{3} = 268,58 t$
- $m_6 = 26.61 * \left[\frac{30,28}{3} + \frac{30,28}{3} \right] + \frac{1}{2} (353,22) = 713,77 t$
- $m_7 = m_5 = 268,58 t$

- $m_8 = 26.61 * [\frac{30,28}{3} + \frac{30,27}{3}] + \frac{1}{2}(413,51) = 743,82 t$
- $m_9 = 26.61 * \frac{30,27}{3} = 268,49 t$
- $m_{10} = 26.61 * [\frac{30,27}{3} + \frac{30,27}{3}] + \frac{1}{2}(353,22) = 713,60 t$
- $m_{11} = m_9 = 268,49 t$
- $m_{12} = 26.61 * [\frac{30,27}{3} + \frac{28,78}{2}] + \frac{1}{2}(353,22) = 828,02 t$
- $m_{13} = 26.61 * \frac{28,78}{2} = 382,91 t$
- u_i : est le déplacement absolu horizontale, il est donné dans le tableau 3.5 du RPOA:
 $\Rightarrow u_i = 0.07 m$ (pour un site S3).

On n'a pas de discontinuité mécanique (même site)

Donc: $u_1 = u_2 = u_3 = u_4 = u_5 = u_6 = u_7 = u_8 = u_9 = u_{10} = u_{11} = u_{12} = u_{13} = 0.07 m$

point nodal	m_i (kg)	u_i (m)	$F_i=m_i*g$ (N)	$m_i.u_i^2$	$F_i.u_i$
m1	$383,18*10^3$	0,07	3758995.8	1877,582	263129,70
m2	$798,31*10^3$	0,07	7831421,1	3911,719	548199,47
m3	$268,67*10^3$	0,07	2635652,7	1316,483	184495,68
m4	$654,99*10^3$	0,07	6425451,9	3209,451	449781,63
m5	$268,58*10^3$	0,07	2634769,8	1316,042	184433,88
m6	$713,77*10^3$	0,07	7002083,7	3497,473	490145,85
m7	$268,58*10^3$	0,07	2634769,8	1316,042	184433,88
m8	$743,82*10^3$	0,07	7296874,2	3644,718	510781,19
m9	$268,49*10^3$	0,07	2633886,9	1315,601	184372,08
m10	$713,60*10^3$	0,07	7000416	3496,64	490029,12
m11	$268,49*10^3$	0,07	2633886,9	1315,601	184372,08
m12	$828,02*10^3$	0,07	8122876,2	4057,298	568601,33
m13	$382,91*10^3$	0,07	3756347,1	1876,259	262944,29
Σ	/	/	/	32150,90	4505720,18

$$\begin{aligned} \text{➤ } T &= 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i(u_i)^2}{\sum f_i u_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{A}{B}} \\ \Rightarrow T &= 2\pi \sqrt{\frac{32150,90}{4505720,18}} \quad \Rightarrow T = 0.53 s \end{aligned}$$

XV8.2 Calcul des efforts sismiques transversaux

a) Calcul élastique (q=1)

La force de séisme (Fi) pour chaque point nodal est déterminée par l'expression suivante :

$$F_{yi} = \frac{4\pi^2}{T^2} * \frac{Sae^h(T, \xi)}{g} u_i m_i$$

$$\rightarrow F_{yi} = \frac{4 * 3.14^2}{0.53^2} * \frac{3.753}{9.81} u_i m_i \quad \Leftrightarrow \quad F_{yi} = 53.712 * u_i m_i$$

- Pour le point 1: $F_{y1} = 53.712 * 0.07 * 383,18 \Leftrightarrow F_{y1} = 1440.695 \text{ KN}$
- Pour le point 2: $F_{y2} = 53.712 * 0.07 * 798,31 \Leftrightarrow F_{y2} = 3001.517 \text{ KN}$
- Pour le point 3: $F_{y3} = 53.712 * 0.07 * 268,67 \Leftrightarrow F_{y3} = 1010.156 \text{ KN}$
- Pour le point 4: $F_{y4} = 53.712 * 0.07 * 654,99 \Leftrightarrow F_{y4} = 2462.657 \text{ KN}$
- Pour le point 5: $F_{y5} = 53.712 * 0.07 * 268,58 \Leftrightarrow F_{y5} = 1009.817 \text{ KN}$
- Pour le point 6: $F_{y6} = 53.712 * 0.07 * 713,77 \Leftrightarrow F_{y6} = 2683.660 \text{ KN}$
- Pour le point 7: $F_{y7} = 53.712 * 0.07 * 268,58 \Leftrightarrow F_{y7} = 1009.817 \text{ KN}$
- Pour le point 8: $F_{y8} = 53.712 * 0.07 * 743,82 \Leftrightarrow F_{y8} = 2796.644 \text{ KN}$
- Pour le point 9: $F_{y9} = 53.712 * 0.07 * 268,49 \Leftrightarrow F_{y9} = 1009.479 \text{ KN}$
- Pour le point 10: $F_{y10} = 53.712 * 0.07 * 713,60 \Leftrightarrow F_{y10} = 2683.021 \text{ KN}$
- Pour le point 11: $F_{y11} = 53.712 * 0.07 * 268,49 \Leftrightarrow F_{y11} = 1009.479 \text{ KN}$
- Pour le point 12: $F_{y12} = 53.712 * 0.07 * 828,02 \Leftrightarrow F_{y12} = 3113.222 \text{ KN}$
- Pour le point 13: $F_{y13} = 53.712 * 0.07 * 382,91 \Leftrightarrow F_{y13} = 1439,680 \text{ KN}$

✚ Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 Sae^h(T, \xi) \quad \text{Avec : } M = \sum m_i$$

$$M = (383,18 + 798,31 + 268,67 + 654,99 + 268,58 * 2 + 713,77 + 743,82 + 268,49 * 2 + 713,60 + 828,02 + 382,91) * 10^3 \quad \Leftrightarrow \quad M = 6561,41 * 10^3 \text{ Kg}$$

Le déplacement pour chaque point nodal est le même car u_i ne change pas pour tous les points

$$\text{Donc : } d_r = \frac{0.07}{0.07(6561.41)} 6561.41 \left(\frac{0.53}{2 * 3.14} \right)^2 3.753$$

$$\rightarrow d_r = 0.026 \text{ m}$$

b) Calcul inélastique (dimensionnement $q > 1$)

L'effort pour chaque point nodal est déterminé par l'expression :

$$F_{yi}^d = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 * \frac{Sad^h(T, \xi)}{g} u_i m_i$$

(u_i : est le même (pas de discontinuité mécanique),

$$\text{Donc : } F_{yi}^d = \left(\frac{2 * 3.14}{0.53} \right)^2 * \frac{3.914}{9.81} * 0.07 * m_i \quad \Leftrightarrow \quad F_{yi}^d = 3.921 * m_i$$

- Pour le point 1: $F_{y1}^d = 3.921 * 383,18 \Rightarrow F_{y1}^d = 1502.448 KN$
- Pour le point 2: $F_{y2}^d = 3.921 * 798,31 \Rightarrow F_{y2}^d = 3130.173KN$
- Pour le point 3: $F_{y3}^d = 3.921 * 268,67 \Rightarrow F_{y3}^d = 1053.455KN$
- Pour le point 4: $F_{y4}^d = 3.921 * 654,99 \Rightarrow F_{y4}^d = 2568.215KN$
- Pour le point 5: $F_{y5}^d = 3.921 * 268,58 \Rightarrow F_{y5}^d = 1053.102KN$
- Pour le point 6: $F_{y6}^d = 3.921 * 713,77 \Rightarrow F_{y6}^d = 2798.692KN$
- Pour le point 7: $F_{y7}^d = 3.921 * 268,58 \Rightarrow F_{y7}^d = 1053.102KN$
- Pour le point 8: $F_{y8}^d = 3.921 * 743,82 \Rightarrow F_{y8}^d = 2916.51KN$
- Pour le point 9: $F_{y9}^d = 3.921 * 268,49 \Rightarrow F_{y9}^d = 1052.749KN$
- Pour le point 10: $F_{y10}^d = 3.921 * 713,60 \Rightarrow F_{y10}^d = 2798.064KN$
- Pour le point 11: $F_{y11}^d = 3.921 * 268,49 \Rightarrow F_{y11}^d = 1052.749KN$
- Pour le point 12: $F_{y12}^d = 3.921 * 828,02 \Rightarrow F_{y12}^d = 3246.664KN$
- Pour le point 13: $F_{y13}^d = 3.921 * 382,91 \Rightarrow F_{y13}^d = 1501.390KN$

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_{ad}^h(T, \xi)$$

$$\Rightarrow d_r = \frac{0.07}{0.07(6561.41)} 6561.41 \left(\frac{0.53}{2*3.14} \right)^2 3.914 \longrightarrow d_r = 0.027m$$

XV.9 Effet sismique dans le sens vertical

XV.9.1 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.

$$T^{vertical} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i (v_i)^2}{\sum f_i v_i}}$$

v_i : est le déplacement absolu vertical, il est donné dans le tableau 3.5 du RPOA:

$$\Rightarrow v_i = 0.06 m \quad (\text{pour un site S3}).$$

$$\Rightarrow T^{vertical} = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{(6561,41)*10^3*0.06^2}{(64367,425)*10^3*0.06}}$$

$$\longrightarrow T^{vertical} = 0.491 s$$

XV.9.2 Calcul des forces correspondantes pour chaque point nodal

L'effort pour chaque point nodal est déterminé par l'expression :

$$F_{zi} = \left(\frac{2\pi}{T^v}\right)^2 * \frac{Sae^V(T, \xi)}{g} v_i m_i$$

Pas de discontinuité mécanique $v_i = 0.06$ pour chaque point nodal

$$\rightarrow F_{zi} = \left(\frac{2*3.14}{0.491}\right)^2 * \frac{1.751}{9.81} * 0.06 * m_i \quad \Leftrightarrow \quad F_{zi} = 1.751 * m_i$$

- Pour le point 1: $F_{z1} = 1.751 * 383,18 \Leftrightarrow F_{z1} = 670.94 KN$
- Pour le point 2: $F_{z2} = 1.751 * 798,31 \Leftrightarrow F_{z2} = 1397.84 KN$
- Pour le point 3: $F_{z3} = 1.751 * 268,67 \Leftrightarrow F_{z3} = 470.44KN$
- Pour le point 4: $F_{z4} = 1.751 * 654,99 \Leftrightarrow F_{z4} = 1146.887KN$
- Pour le point 5: $F_{z5} = 1.751 * 268,58 \Leftrightarrow F_{z5} = 470.283KN$
- Pour le point 6: $F_{z6} = 1.751 * 713,77 \Leftrightarrow F_{z6} = 1249,81KN$
- Pour le point 7: $F_{z7} = 1.751 * 268,58 \Leftrightarrow F_{z7} = 470.283KN$
- Pour le point 8: $F_{z8} = 1.751 * 743,82 \Leftrightarrow F_{z8} = 1302.428KN$
- Pour le point 9: $F_{z9} = 1.751 * 268,49 \Leftrightarrow F_{z9} = 470.125KN$
- Pour le point 10: $F_{z10} = 1.751 * 713,60 \Leftrightarrow F_{z10} = 1249.513KN$
- Pour le point 11: $F_{z11} = 1.751 * 268,49 \Leftrightarrow F_{z11} = 470.125KN$
- Pour le point 12: $F_{z12} = 1.751 * 828,02 \Leftrightarrow F_{z12} = 1449.86 KN$
- Pour le point 13: $F_{z13} = 1.751 * 382,91 \Leftrightarrow F_{z13} = 670.475KN$

XV.9.3 Calcul des déplacements vertical :

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r^z = \frac{v_r}{\sum m_i v_i} M \left(\frac{T^v}{2\pi}\right)^2 Sae^V(T, \xi)$$

$$M = \sum m_i = 6561,41 * 10^3 Kg$$

Le déplacement pour chaque point nodal est le même car v_i ne change pas pour tous les points

$$\text{Donc : } d_r^z = \frac{0.06}{0.06(6561.41)} 6561.41 \left(\frac{0.491}{2*3.14}\right)^2 1.751$$

$$d_r^z = 0.010 m$$

XV.10 Récapitulatif des résultats

Les accélérations

- Composante horizontale : $\rightarrow Sae^h(T, \xi) = 3.753 (m/s^2)$
- Composante verticale : $\rightarrow Sae^V(T, \xi) = 1.751 (m/s^2)$

- Spectre de dimensionnement : $\rightarrow Sad(T, \xi) = 3.914 (m/s^2)$

Les périodes

- Période du système dans le sens longitudinal : $T^{longitudinal} = 0.98 s$
 ➤ Période du système dans le sens transversale : $T^{transversal} = 0.53 s$
 ➤ Période du système dans le sens vertical : $T^{vertical} = 0.491 s$

Les déplacements

- Le déplacement de la tête de pile selon la direction longitudinale : $d^x = 92 mm$
 ➤ Le déplacement pour chaque point nodal dans la direction transversale : $d_r^y = 27 mm$
 ➤ Le déplacement pour chaque point nodal selon la direction vertical : $d_r^z = 10 mm$

XV.11. 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.

XV.11.1 Calcul en déplacement :

Soit $E = d$;

Donc :

$$\begin{aligned} E_x &= dx = 92 mm \\ E_y &= dy = 27 mm \\ E_z &= dz = 10 mm \end{aligned}$$

- $E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$ nous donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} E = 92 + 0.3 * 27 + 0.3 * 10 \rightarrow E = 103.1 mm \\ E = 92 - 0.3 * 27 - 0.3 * 10 \rightarrow E = 80.9 mm \\ E = 92 + 0.3 * 27 - 0.3 * 10 \rightarrow E = 97.1 mm \\ E = 92 - 0.3 * 27 + 0.3 * 10 \rightarrow E = 86.9 mm \end{array} \right.$$

- $E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$ nous donne :

$$\begin{cases} E = 27 + 0.3 * 92 + 0.3 * 10 \rightarrow E = 57.6 \text{ mm} \\ E = 27 - 0.3 * 92 - 0.3 * 10 \rightarrow E = -3.6 \text{ mm} \\ E = 27 + 0.3 * 92 - 0.3 * 10 \rightarrow E = 51.6 \text{ mm} \\ E = 27 - 0.3 * 92 + 0.3 * 10 \rightarrow E = -2.4 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ $E = Ez \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ey$ nous donne :

$$\begin{cases} E = 10 + 0.3 * 92 + 0.3 * 27 \rightarrow E = 45.7 \text{ mm} \\ E = 10 - 0.3 * 92 - 0.3 * 27 \rightarrow E = -25.7 \text{ mm} \\ E = 10 + 0.3 * 92 - 0.3 * 27 \rightarrow E = 29.5 \text{ mm} \\ E = 10 - 0.3 * 92 + 0.3 * 27 \rightarrow E = -9.5 \text{ mm} \end{cases}$$

✚ La combinaison la plus défavorable est :

$$E = Ex + 0.3 Ey + 0.3 Ez \quad \Leftrightarrow E_{max} = 92 + 0.3 * 27 + 0.3 * 10$$

Donc le déplacement le plus défavorable est :

$$\Leftrightarrow E_{max} = 103.1 \text{ mm}$$

Conclusion :

La procédure à suivre pour évaluer l'effort sismique dans l'ouvrage parait 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 :

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne. L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre Les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique. De ce fait, notre projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La forme de l'élément et la manière de travaillé.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrage :

- Cahier des prescriptions communes (Fascicule 61 titre II). Catalogue Freyssinet ;
- Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A CALGARO. " Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2006) ;
- Document technique règlementaire : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;
- Fascicule 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts routes" (Edition 1971) ; • Guide de conception de la SETRA: Pont à poutres préfabriquées précontraintes par poste-tension ; • Le béton précontraint aux états limite: Henry THONIER. "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992) ;
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés : JEAN-PIERRE MOUGIN, (Edition 2000) ;
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, EYROLLES, (Edition 2000) ;
- Règles B.P.E.L 91, EYROLLES, (Edition 1993)

Cours :

- Cours béton précontraint, Master I et Master II.
- Cours de pont, Master I.

Thèse :

- Les différentes Thèses UMMTO et ENTP

sites internet ;

- Www. Setra. Fr ;
- Www. Freyssinet. Com.

Logiciels :

- Microsoft Word2013, pour ce qui est traitement de texte.
- Microsoft Excel2013, pour tout ce qui est calcul.
- AutoCAD2016, pour les dessins.
- Robot millénium, pour l'analyse et calcul.
- FastStone Capture, pour le traitement des photos.