

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

**Conception et étude d'un ouvrage d'art au
niveau de l'échangeur Boughzoul sud
(O.A 29-7)**

Encadré par :

Mr. MRRAIN Yahia Brahim

Présenté par :

**BENKORTBI Mohamed
GUENANE Walid**

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

Remerciements

Nous remercions dieu tout puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté tout au long de nos études.

Nous remercions nos très chers parents pour leur soutien et leur patience.

Nous tenons à remercier tout particulièrement notre encadreur

Mr. Y.B MRAIN pour ses conseils qui nous ont été précieux ainsi que toutes les suggestions et remarques tout au long de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à toutes les personnes qui ont collaboré de près ou de loin à la réalisation de ce travail. En particulier :

-Mr. KENAN (COSIDER ouvrage d'art)

-Mr. BOUZIDI (COSIDER ouvrage d'art)

Nous voudrions aussi remercier tous nos collègues de la promotion 2012.

Nous exprimons notre reconnaissance à tous les enseignants qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

Résumé :

Le présent travail a pour but de concevoir et étudier un passage supérieur droit de 85 m de longueur. Le premier volet, porte sur la présentation de l'ouvrage et les données relatives au projet.

La deuxième partie, consiste à concevoir le tablier en proposant 4 variantes et en retenant la plus intéressante en se basant sur une analyse multicritères, ainsi que la conception et le dimensionnement de l'infrastructure.

Dans la troisième partie, on entamera l'étude détaillée de la variante retenue en étudiant les différents éléments constituant l'ouvrage c'est à dire le tablier, les appuis et les fondations.

Mots clés :

Pont à caisson fermé, caisson coulé sur place, précontrainte extérieure.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : Généralité	
1.1) Présentation du projet.....	2
1.2) Les données de projet.....	3
1.2.1) Données fonctionnelles.....	3
1.2.2) Données naturelles.....	6
1.2.3) Logiciel de calcul.....	11
Chapitre 2: Conception	
2.1) Choix du type d'ouvrage.....	12
2.2) Conception de tablier.....	13
2.2.1) Implantation des appuis.....	13
2.2.2) Les variantes proposées.....	14
2.2.2.1) Variante N°1 : Pont mixte acier-béton bipoutres.....	14
2.2.2.2) Variante N°2 : Pont à poutres en béton précontraint par post tension.....	19
2.2.2.3) Variante N°3 : Pont à caisson fermé.....	22
2.2.2.4) Variante N°4 : Pont dalle nervurée en béton précontraint.....	26
2.2.3) Analyse multicritères.....	28
2.2.4) Conclusion.....	28
2.3) Conception de l'infrastructure.....	29
2.3.1) Introduction.....	29
2.3.2) La pile.....	29
2.3.3) La culée.....	32
2.4) Méthode d'exécution.....	35

2.4.1) Phasage.....35

2.4.2) Etaisement et coffrage.....36

Chapitre 3 : Caractéristiques des éléments du tablier

3.1) Détermination des caractéristiques mécaniques du caisson.....38

3.2) Les équipements du tablier.....39

Chapitre 4 : Caractéristiques des matériaux

4.1) Le béton.....44

4.2) Les aciers.....46

4.2.1) Les aciers passifs.....46

4.2.2) Les aciers de la précontrainte.....48

Chapitre 5 : Charges et surcharges

5.1) Charges permanentes.....52

5.2) Charge de chaussée.....53

5.2.1) Largeur chargeable.....53

5.2.2) Nombre de voie de circulation.....53

5.2.3) Largeur de la voie.....54

5.2.4) Classe de pont-route.....54

5.2.5) Système de charge A(1).....54

5.2.6) Système de charges B.....57

5.2.6.1) Système Bc.....58

5.2.6.2) Système de charge Br.....60

5.2.6.3) Système Bt.....61

5.2.7) coefficient de majoration dynamique (δ).....63

5.2.8) Effort de freinage.....65

5.2.9) Force centrifuges.....	67
5.2.10) Charge militaires.....	67
5.2.11) Charge exceptionnelles.....	69
5.3) Charge thermique.....	70
5.4) Effet du vent.....	71

Chapitre 6 : Calcul des sollicitations longitudinales

6.1) Introduction.....	72
6.2) Modélisation.....	72
6.3) Combinaisons de calcul.....	73
6.4) Résultats de calcul obtenus par le logiciel robot.....	74

Chapitre 7 : Etude de la précontrainte

7.1) Généralités.....	81
7.2) Calcul des câbles extérieurs.....	84
7.2.1) Classes de précontraintes.....	84
7.2.2) Effet du fluage.....	85
7.2.3) Dimensionnement de la précontrainte.....	86
7.2.4) Fuseau de passage de traction.....	97
7.3) Armatures passives.....	99
7.4) Calcul des pertes de précontrainte.....	101
7.4.1) Calcul des pertes instantanées.....	101
7.4.1.1) Pertes Par Frottement.....	101
7.4.1.2) Pertes par glissement d'ancrage.....	103

7.4.1.3) Pertes par raccourcissement du béton.....	106
7.4.1.4) Calcul des pertes totales instantanées.....	108
7.4.2) Pertes de tension différées.....	109
7.4.2.1) Pertes de tension dues au retrait du béton.....	109
7.4.2.2) Pertes dues au fluage du béton.....	109
7.4.2.3) Pertes par relaxation des aciers.....	111
7.4.2.4) Calcul des pertes totales différées.....	113
7.4.3) Calcul des pertes totales.....	113
7.4.4) Conclusion.....	115
7.5) Vérification des contraintes.....	118
7.5.3) Conclusion.....	124

Chapitre 8 : Vérification de l'effort tranchant

8.1) Introduction.....	125
8.2) Détermination de l'effort tranchant.....	125
8.3) Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELS.....	126
8.4) Justification des armatures transversales à l'état limite ultime.....	128
8.5) Détermination des armatures transversales.....	129
8.6) Justification des bielles du béton.....	130
8.7) Vérification des contraintes de traction et de compression.....	131
8.8) Vérification à la torsion.....	132
8.8.1) Justification à l'état limite de service.....	133
8.8.2) Justification à l'état limite ultime.....	133
8.8.2.1) Justification des bielles de compression.....	133
8.8.2.2) Détermination des armatures.....	134

8.8.3) Vérification des contraintes de traction et de compression.....	135
--	-----

Chapitre 9 : Vérification de la flexion à l'ELU

9.1) Introduction.....	137
9.2) Section à mi-travée centrale.....	138
9.2.1) Justification sous Mu max.....	138
9.2.2) Justification sous Mu min.....	145
9.3) Section sur appui.....	146
9.3.2) Justification sous Mu min.....	146
9.3.3) Justification sous Mu max.....	150
9.4) Ferrailage longitudinale final.....	150

Chapitre 10 : Etude transversale

10.1) Introduction.....	152
10.2) Modélisation.....	152
10.3) Définitions des charges.....	153
10.4) Combinaison de charges.....	155
10.5) Détermination des efforts.....	155
10.6) Ferrailage.....	162

Chapitre 11 : Les équipements du pont et la répartition des efforts horizontaux sur les appuis

11.1) Les équipements du pont.....	171
11.1.2) L'appareil d'appui.....	174
11.1.3) Les dés d'appuis (bossage).....	178
11.1.4) Butées de sécurité.....	178
11.2) Répartition des efforts horizontaux sur les appuis.....	179
11.2.1) Calcul des rigidités.....	179
11.2.2) Evaluation des efforts dynamique horizontaux et leurs répartitions.....	180

11.2.3) Evaluation des efforts statiques horizontaux et leurs répartitions.....	181
---	-----

Chapitre 12 : calcul des sollicitations sismiques

12.1) Calcul des sollicitations sismique.....	182
12.1.1) Composante Horizontale.....	182
12.1.1.1) Séisme longitudinal.....	183
12.1.1.2) Séisme transversal.....	185
12.1.2) composante verticale.....	190
12.1.3) Combinaison des composantes de l'action sismique.....	192

Chapitre 13 : Etude de la pile

13.1) Etude de la pile.....	193
13.1.1) Evaluation des efforts.....	193
13.1.2) Calcul du ferrailage.....	194
13.1.2.1) Ferrailage vertical.....	194
13.1.2.2) Ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant.....	198
13.1.3) Vérification des contraintes à l'ELS.....	200
13.2) Etude de la semelle sous le voile.....	200
13.2.1) Calcul les efforts.....	200
13.2.2) Estimation du nombre de pieux.....	201
13.2.3) Calcul des efforts transmis à chaque pieu.....	201
13.2.4) Ferrailage de la semelle.....	203

Chapitre 14 : Etude de la culée

14.1) Ferrailage de la culée.....	208
14.1.1) Le mur garde grève.....	208
14.1.2) La dalle de transition.....	214
14.1.3) Corbeau d'appui de la dalle de transition.....	218
14.1.4) Le mur en retour.....	221
14.2) pieux et stabilité du chevêtre.....	228
14.2.1) Estimation du nombre de pieux sous le chevêtre.....	228
14.2.2) Calcul des efforts transmis à chaque pieu.....	229
14.2.3) Vérification de la stabilité du chevêtre.....	230
14.3) Etude du chevêtre.....	230

Chapitre 15 : Etude des pieux	
15.1) Introduction.....	237
15.2) Capacité portante des pieux.....	237
15.3) Justification des pieux vis-à-vis de la capacité portante.....	239
15.3.A) La culée.....	239
15.3.B) La pile.....	239
15.4) Justification des pieux vis-à-vis de la résistance des matériaux.....	240
14.4.1) Effort le long du pieu.....	240
14.4.1.A) La pile.....	241
14.4.1.B) La culée.....	244
15.5) Détermination du ferrailage.....	246
Conclusion générale.....	249

Annexes :

Annexe A : résultats numériques des efforts longitudinaux

Annexe B : résultats numériques des moments fléchissant transversaux

Annexe C : rapport géotechnique

Annexe D : abaques de WARNER- abaque de WALTHER

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Implantation de l'ouvrage.....	3
Figure 1.2 : Vue en plan.....	4
Figure 1.3 : Profil en long.....	5
Figure 1.4 : Profil en travers.....	6
Figure 1.5 : Implantation des essais de Pénétrömètre dynamique	7
Figure 1.6 : Implantation des sondages.....	7
Figure 1.7 : Sondage SC-01.....	7
Figure 1.8 : sondage SC-02.....	7
Figure 1.9 : Coupe géologique.....	8
Figure 1.10 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	10
Figure 2.1 : Les Domaines d'emploi pour les ponts en béton.....	12
Figure 2.2 : Les domaines d'emploi pour les ponts métalliques.....	13
Figure 2.3 : Schéma d'implantation des appuis.....	13
Figure 2.4 : Coupe transversale de la section courante du tablier.....	15
Figure 2.5 : Coupe transversale de la poutre.....	15
Figure 2.6 : Section courante (mm)	17
Figure 2.7 : Section sur appui (mm).....	17
Figure 2.8 : Coupe transversale de la section courante du tablier.....	19
Figure 2.9 : Section courante	20
Figure 2.10 : Section sur appuis.....	20
Figure 2.11 : Coupe transversale du caisson courant/sur appuis.....	23
Figure 2.12 : Section courante	24
Figure 2.13 : Section sur appuis.....	24
Figure 2.14 : Coupe transversale de la dalle.....	27
Figure 2.15 : Vue en plan de la tête de pile.....	30
Figure 2.16 : Vue d'ensemble de la pile.....	30
Figure 2.17 : Vue en plan de la semelle.....	31
Figure 2.18 : Coupe transversal de la semelle.....	32
Figure 2.19 : Vue en élévation de notre culée enterrée	34
Figure 2.20 : vue en plan du chevêtre.....	34
Figure 2.21 : Coffrage type PERI	35
Figure 2.22 : Etaisement composé des tours démontables.....	36
Figure 2.23 : Platelage Vario GT24.....	37
Figure 3.1 : Caisson courant	38
Figure 3.2 : Caisson sur appuis.....	39
Figure 3.3 : Dimensions de la corniche (en cm).....	41
Figure 3.4 : Système d'évacuation d'eau dans un pont à caisson.....	42
Figure 3.5 : Equipements du tablier.....	43
Figure 4.1 : Définition du diagramme contrainte – déformation.....	45
Figure 4.2 : Diagramme contrainte - déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....	47
Figure 4.3 : Distances minimales des armatures aux coffrages et entre elles permettant un bétonnage correct selon les règles BAEL 91.....	48

Figure 4.4 : Caractéristiques des armatures utilisées en poste-tension.....	49
Figure 4.5 : Diagramme contrainte – déformation des torons et fils tréfilé.....	49
Figure 4.6 : Disposition des armatures de précontrainte.....	50
Figure 4.7 : Espacement entre câbles.....	50
Figure 4.8 : Distances des armatures au parement.....	51
Figure 5.1 : Caractéristique du système Bc.....	59
Figure 5.2 : caractéristique du système Br.....	61
Figure 5.3 : caractéristique du système Bt.....	62
Figure 5.4 : Caractéristiques de système Mc120.....	68
Figure 5.5 : Disposition longitudinale des Mc.....	68
Figure 5.6 : Caractéristique du système D.....	70
Figure 6.1 : Vue générale du modèle sur le logiciel Robot.....	73
Figure 6.2 : Vue en 3D de l'ouvrage sur le logiciel Robot.....	73
Figure 6.3 : Diagramme des moments fléchissant dus aux poids propre (Gmin).....	75
Figure 6.4 : Enveloppe des moments fléchissant sous la combinaison défavorable : COMB 9 ELU 1,35G+1,35D240.....	76
Figure 6.5 : Enveloppe des moments fléchissant sous la combinaison défavorable : COMB 9 ELS G+D240+0,5Δθ.....	76
Figure 6.6 : Diagramme des efforts tranchant dus aux poids propre (Gmin).....	77
Figure 6.7 : Enveloppe des efforts tranchant sous la combinaison défavorable : COMB 9 ELU 1,35G+1,35D240.....	77
Figure 6.8 : Enveloppe des efforts tranchant sous la combinaison défavorable : COMB 9 ELS G+D240+0,5Δθ.....	78
Figure 6.9 : Diagramme des moments de torsion dus aux charges permanentes (G).....	78
Figure 6.10 : Enveloppe des moments de torsion sous la combinaison défavorable : COMB 3 ELU 1,35G+1,6BC 1V.....	79
Figure 6.11 : Enveloppe des moments de torsion sous la combinaison défavorable : COMB 3 ELS G+1,2BC 1V+0,5Δθ.....	79
Figure 7.1 : Diagramme des moments fléchissant dus au fluage.....	85
Figure 7.2 : Tracé des câbles de continuité extérieurs au béton (calcul isostatique).....	90
Figure 7.3 : Moments de précontrainte sans effets hyperstatiques	92
Figure 7.4 : Moments de précontrainte avec effets hyperstatiques	92
Figure 7.5 : Diagramme des moments hyperstatiques.....	93
Figure 7.6 : Tracé des câbles de continuité extérieurs au béton (calcul hyperstatique)....	96
Figure 7.7 : Fuseau de passage de traction.....	98
Figure 7.8 : Vue en plan des câbles extérieurs.....	117
Figure 7.9 : Coupe transversale sur la section d'ancrage.....	118
Figure 7.10 : Contraintes supérieures et inférieures « à vide ».....	121
Figure 7.11 : Contraintes supérieures et inférieures « en charge ».....	121
Figure 7.12 : Contraintes supérieures et inférieures « à vide ».....	123
Figure 7.13 : Contraintes supérieures et inférieures « en charge ».....	123
Figure 9.1 : Courbe d'interaction effort normal, moment fléchissant.....	137

Figure 9.2 : Diagramme limite de déformation dans une section et contraintes correspondantes.....	139
Figure 9.3 : Diagramme contraintes-déformations simplifié pour les armatures de précontrainte.....	141
Figure 9.4 : Diagrammes contraintes-déformations du béton et des aciers.....	141
Figure 9.5 : Diagrammes contraintes-déformations de calcul.....	142
Figure 9.6 : Ferrailage longitudinale du caisson.....	151
Figure 10.1 : Représentation du portique fermé.....	152
Figure 10.2 : Vue en 3D du caisson sur appuis modélisé sur le logiciel Robot Structural.....	153
Figure 10.3 : Ferrailage transversal du caisson.....	170
Figure 11.1 : Perspective sommaire du joint de chaussé	173
Figure 11.2 : Coupe transversale du joint GTX 60-80 B2000.....	173
Figure 11.3 : constitution type d'un AAEF.....	175
Figure 11.4 : Constitution de notre appareil d'appui.....	177
Figure 11.5 : butées de sécurité	178
Figure 12.1 : Séisme longitudinal.....	183
Figure 12.2 : Schéma statique lorsque on a un séisme transversal	188
Figure 12.3: Schéma de déformation due au séisme transversal.....	188
Figure 12.4 : Réaction d'appuis du au séisme transversal.....	189
Figure 12.5 : Modélisation du pont au séisme vertical.....	190
Figure 12.6 Répartition des charges sur le tablier.....	191
Figure 12.7 : Schéma de déformation du au séisme vertical.....	191
Figure 12.8 : Réaction d'appuis de séisme vertical.....	191
Figure 13.1 : ferrailage de la pile.....	199
Figure 13.2 méthode des bielles.....	203
Figure 13.3 : Mode de répartition des armatures inférieures transversales.....	204
Figure 13.4 : Mode de répartition des armatures inférieures longitudinales.....	205
Figure 13.5 : Ferrailage longitudinal et transversal de la nappe supérieure.....	206
Figure 13.6 : Mode de répartition des cadres.....	207
Figure 14.1 Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	210
Figure 14.2 : Ferrailage longitudinal	212
Figure 14.3 : Ferrailage total.....	213
Figure 14.4 : différentes charges et surcharges appliquées sur la dalle de transition.....	214
Figure 14.5 : Ferrailage longitudinal de la dalle de transition	216
Figure 14.6 : Ferrailage total de la dalle de transition.....	217
Figure 14.7 : Ferrailage du corbeau.....	220
Figure 14.8 : Ferrailage du mur en retour.....	227
Figure 14.9 : Disposition des charges à l'ELS.....	231
Figure 14.10 : Moment à l'ELS.....	231
Figure 14.11 : disposition des charges à l'ELU.....	232
Figure 14.12 : moment à l'ELU.....	232
Figure 14.13 : disposition des charges à l'ELA.....	232
Figure 14.14: moment à l'ELA.....	232
Figure 14.15 : effort tranchant à L'ELA	234
Figure 14.16 : Ferrailage du chevron.....	235

Figure15.1 :Efforts sur pieu.....	240
Figure15.2 :Moment à l'ELU.....	242
Figure15.3 :Moment à l'ELA.....	243
Figure15.4 :Moment à l'ELU.....	245
Figure15.5 :Moment à l'ELA.....	246
Figure15.6 : Ferrailage du pieu de la pile (coupe transversale).....	248
Figure15.7 : Ferrailage du pieu.....	248
Figure15.8 :Ferrailage du pieu de la culée(coupe transversale).....	248
Figure15.9 :Ferrailage du pieu.....	248

Introduction générale

Introduction générale :

Le projet de fin d'études est l'aboutissement de la formation d'un ingénieur en travaux publics, qui a pour vocation la mise en application de l'ensemble des connaissances de l'étudiant, et son immersion progressive dans son futur métier. Il représente la transition finale entre la formation scolaire et le métier d'ingénieur.

C'est à la fois un travail en profondeur sur un sujet précis, et un test des capacités de l'étudiant à se montrer rigoureux, efficace et productif.

Le projet de fin d'études doit permettre à l'étudiant de mettre à profit les connaissances acquises pendant ses cinq années d'étude, et ce dans des situations réelles de projet.

L'Algérie a connu ces dernières années un développement considérable, qui se constate à travers les projets réalisés ou en voie de réalisation, notamment dans le secteur des travaux publics et l'urbanisme qui est la priorité des autorités vu le besoin du pays d'agrandir de plus en plus les infrastructures et les villes, avec l'accroissement démographique, industriel et économique qu'il connaît.

L'un des plus grands projets qui rentre dans cette stratégie est la construction de la nouvelle ville de Boughzoul.

Présenté comme le pôle de pré-équilibre de l'armature urbaine de l'arrière-pays, la nouvelle-ville de Boughzoul, à une centaine de kilomètre au sud de Médéa, prend forme. Ce projet d'envergure devra évoluer en un puissant pôle assurant des fonctions économiques, universitaires et de recherche en mesure de désengorger la capitale et inverser la tendance littéraliste. Et comme pour chaque grande métropole, la nécessité d'un grand réseau routier est indispensable.

L'étude du réseau routier de la ville de Boughzoul a abouti à un dédoublement de l'ancienne route nationale 01. On est contraint de réaliser plusieurs ouvrages d'art le long du tracé pour assurer sa continuité, la conception et l'étude d'un de ces ouvrages d'art est le sujet de notre projet de fin d'étude qui nous a été proposé par l'entreprise nationale COSIDER. Plusieurs variantes sont à envisager pour la réalisation de cet ouvrage, la variante jugée intéressante sera retenue.

Notre objectif est de proposer quatre variantes et les prédimensionner, ainsi nous arrêtons notre choix sur la bonne variante selon quelques critères, puis nous ferons l'étude du tablier et de l'infrastructure de l'ouvrage projeté.

CHAPITRE 1

Généralités

1.1) Présentation du projet:

L'ouvrage « O.A 29-7 » est un passage supérieur du PK 0+348.290 au PK 0+433.300, implanté au niveau de l'échangeur BOUGHZOUL sud qui se situe dans la section KSAR EL BOUKHARI-BOUGHZOUL de dédoublement de la RN-01 entre CHIFA et BOUGHZOUL. Il permet de franchir et de connecter la nouvelle route avec la nouvelle ville.



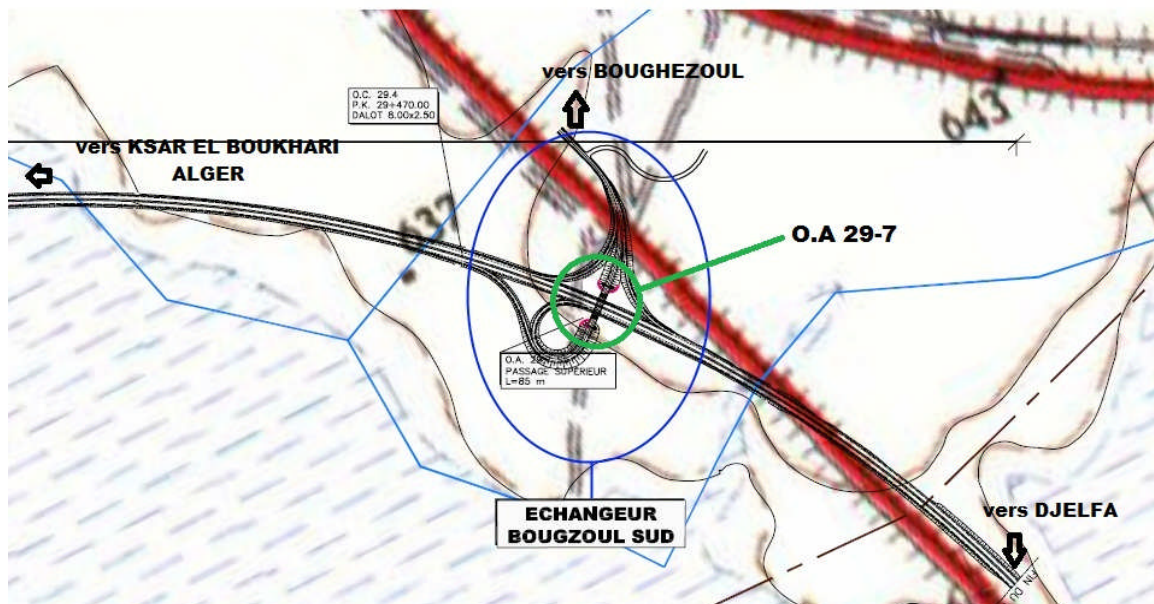


Figure 1.1 : Implantation de l'ouvrage

1.2) Les données du projet :

L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies afin de permettre au concepteur de choisir l'ouvrage le mieux adapté :

1.2.1) Données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles rassemblent des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement. Pour cela il est nécessaire de définir les caractéristique des voies portées et obstacles franchis.

1.2.1.A) Tracé en plan :

Le tracé en plan est la projection de l'axe de la route sur un plan horizontal.
L'ouvrage en plan est droit de longueur total de 85 m.

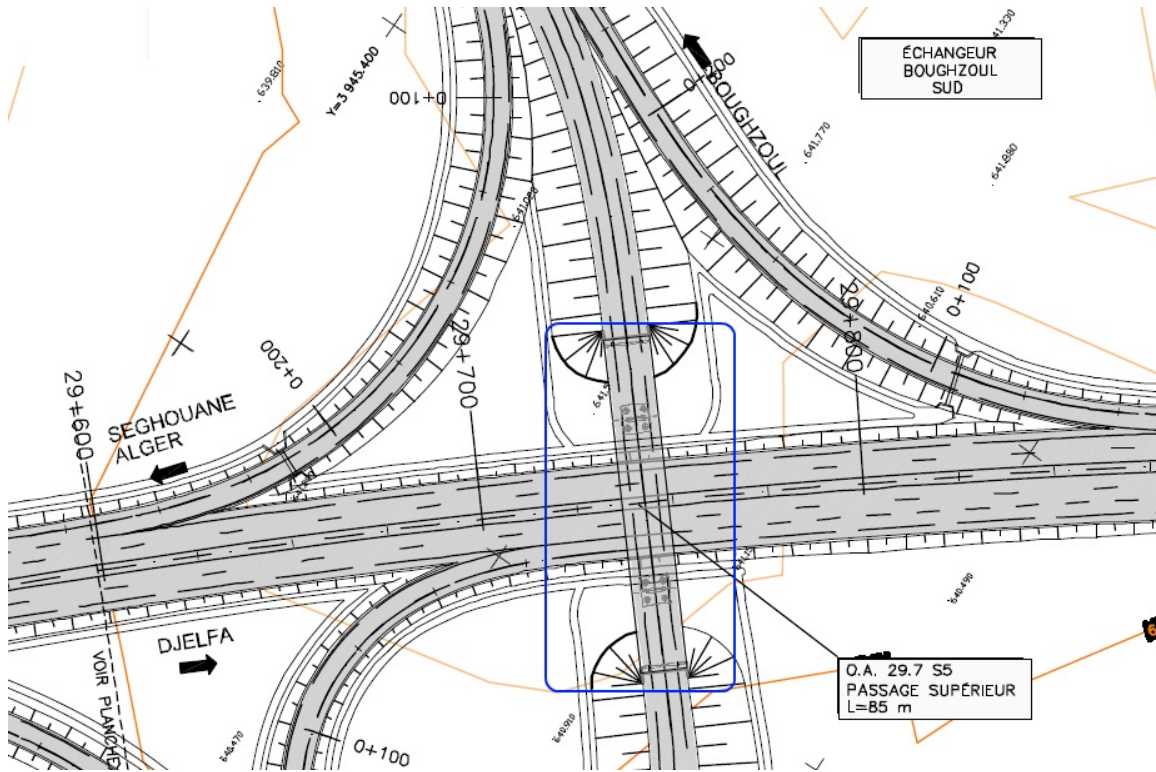


Figure 1.2 : Vue en plan

1.2.1.B) Profil en long :

Le profil en long permet de définir l'altitude de l'axe du projet. Il s'agit d'une courbe dans l'espace représentant la cote de la fibre supérieure de la couche de roulement en fonction de l'abscisse curviligne du projet dans le plan topographique.

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de 0.5 %, en partant du niveau 850.48 m au niveau 850.04 m. la hauteur entre la ligne rouge et l'axe de la route franchie est de 8,92 m.

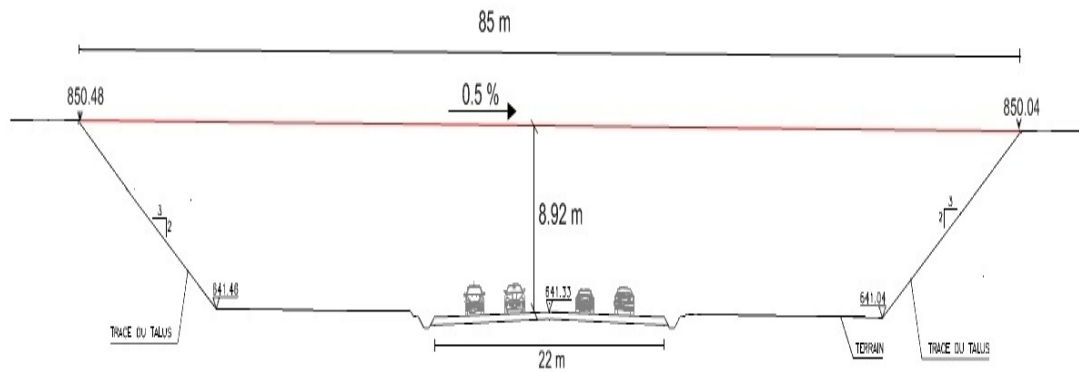


Figure 1.3 : Profil en long

1.2.1.C) Profil en travers :

Le profil en travers définit la géométrie et les équipements dans le sens transversal en section courante.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- la largeur roulable : $L_R = 7.00$ m
- la largeur chargeable : $L_C = 7.00$ m
- la bande d'arrêt d'urgence = 2×2 m
- le nombre de voies de circulation = 2 voies (2×3.5 m)
- le dévers : 2.5 % en toit.

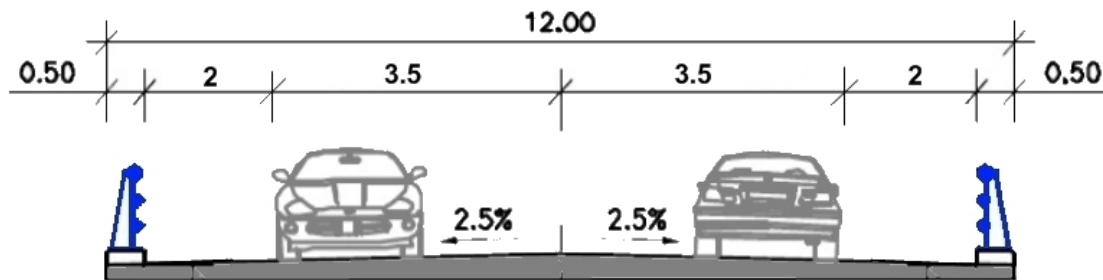


Figure 1.4 : Profil en travers

1.2.2) Données naturelles:

Les données naturelles rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influant directement sur sa conception.

1.2.2.A) Données géotechniques:

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel. Non seulement les données géotechniques conditionnent le choix des fondations des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement et le bon emplacement des appuis dans le but d'avoir un meilleur comportement mécanique de l'ouvrage en question.

Pour effectuer la reconnaissance du sol une compagnie géotechnique a été engagée par le bureau d'étude. Cette compagnie consiste à faire deux sondages à une profondeur de 20 m et deux essais de PENETROMETRE DYNAMIQUE.

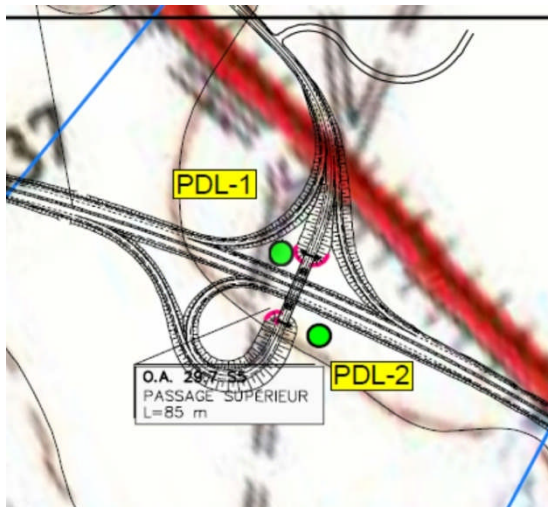


Figure 1.5 : Implantation des essais de Pénétromètre dynamique



Figure 1.6 : Implantation des sondages



Figure 1.7 : Sondage SC-01



Figure 1.8 : sondage SC-02

Interprétation des résultats :

- a- Les deux sondages SC-01 et SC-02 ont donné le résultat suivant :
Notre sol se compose d'une grande couche de sable fin.



Figure 1.9 : Coupe géologique

- b- Les deux essais de pénétromètre dynamique ont donnés les résultats suivant :
- Le 1^{er} essai PDL-1 a donné : un refus à une profondeur de 8.8 M et une résistance à la pointe : **$R_p = 489$ bars**
 - Le 2^{ème} essai PDL-2 a donné : un refus à une profondeur de 12.4 m et une résistance à la pointe : **$R_p = 405$ bars**

Conclusion :

La campagne de reconnaissance géotechnique a mis en évidence la bonne résistance à la pointe du pénétromètre dynamique dans la couche de « sable fin » au niveau de refus.

-nous préconisons de fonder notre ouvrage dans la couche de « sable fin » à une distance supérieur à 12,4 M par rapport au terrain naturel.

-les fondations seront de type : fondations profondes travaillant en pointe.

NB*Le rapport géotechnique joint en annexe.

1.2.2.B) Données topographiques :

L'analyse de la topographie du site permet d'implanter correctement l'ouvrage en tenant compte des courbes de niveau, des accès possibles pour les différentes parties de l'ouvrage, des mouvements de terre nécessaires, des possibilités d'implantation des installations de chantier ou d'aires de préfabrication.

1.2.2.C) Données climatiques :

I. la température :

Les effets de variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appui, cette variation est de l'ordre de « 30°C » dans la ville de BOUGHZOUL.

II. la neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans les calculs du pont.

III. le vent :

Les efforts à prendre en compte dans les calculs sont définis par le règlement de charge (**fascicule 61, titre 2**) comme une pression statique de l'ordre de 2000 N/m² appliquée aux surfaces frappées.

Cette action n'est pas à cumuler avec les charges de chaussées ou de trottoirs.

1.2.2.D) Données sismiques :

Un séisme impose aux fondations d'un ouvrage une succession de déplacement rapide. Ses effets sont réglementairement considérés comme identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale quelconque et une composante verticale. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse en termes de déplacements, vitesses ou d'accéléérations.

Notre ouvrage se situe dans la wilaya MEDEA qui est classée dans la **zone IIa** (sismicité moyenne) selon RPOA 2008.

a

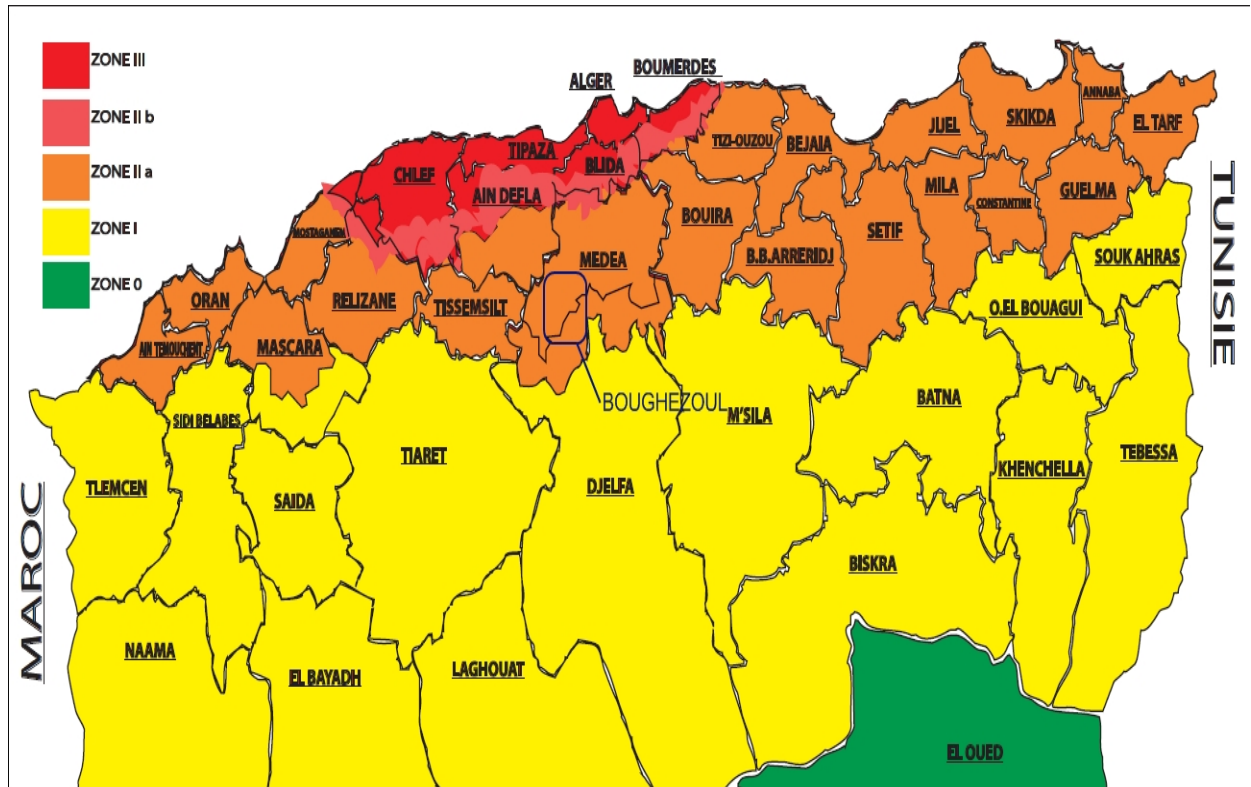


Figure 1.10 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

Notre ouvrage est une liaison qui assure la continuité d'un réseau autoroutier donc on peut la considérer comme un pont important (groupe° 2) selon RPOA 2008.

→ Donc : le coefficient d'accélération du séisme « A » est de l'ordre de : 0.20

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Coefficient d'accélération de zone A

Classification de site :

Catégorie S3 : (site meuble)

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200\text{m/s}$ à partir de 20m de profondeur.

1.2.3) Logiciel de calcul :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, c'est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur, particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil, qui permet le calcul des efforts interne dans une structure, et qui utilisent le principe des éléments finis. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le post processeur graphique disponible facilité considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Un logiciel de ce type permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

CHAPITRE 2

Conception

2.1) Choix du type d'ouvrage :

La conception générale (implantation des appuis, rapport entre les portées, choix du type d'ouvrage et des fondations) doit précéder la conception de détail.

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

La portée d'un ouvrage à une seule ouverture, ou la portée déterminante d'un ouvrage à plusieurs ouvertures, est un facteur déterminant du type d'ouvrage, bien qu'elle constitue souvent elle-même l'un des éléments principaux du choix.

Les tableaux suivants résument les domaines d'emploi des différents types d'ouvrages.

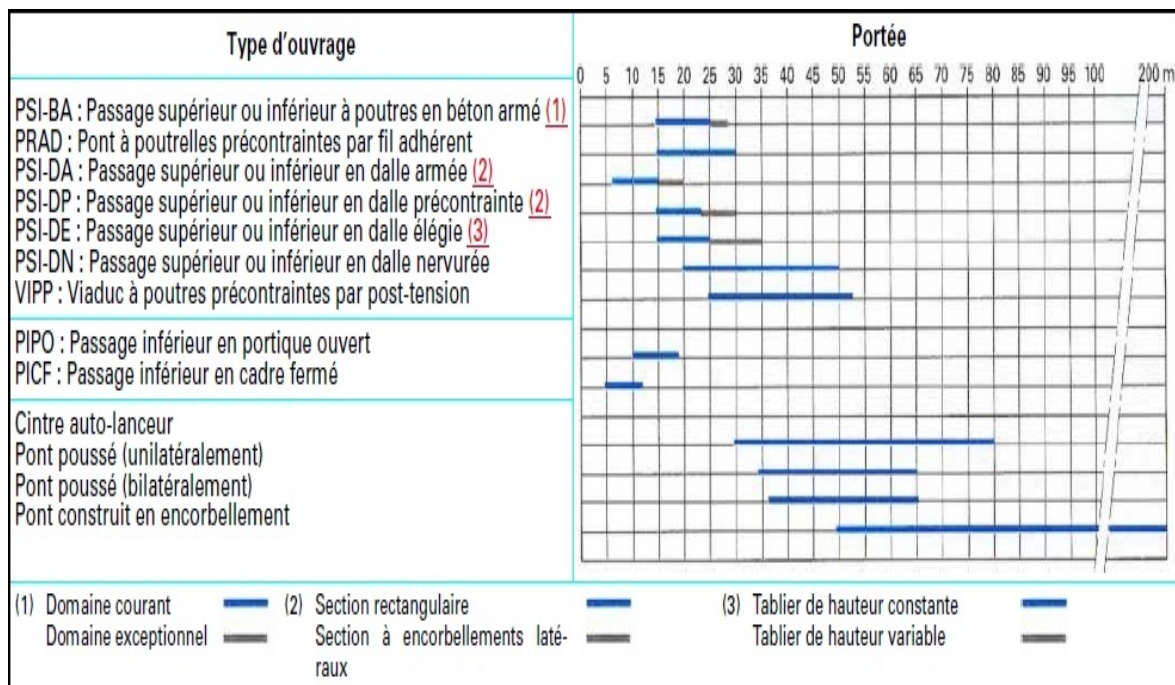


Figure 2.1 : Les Domaines d'emploi pour les ponts en béton

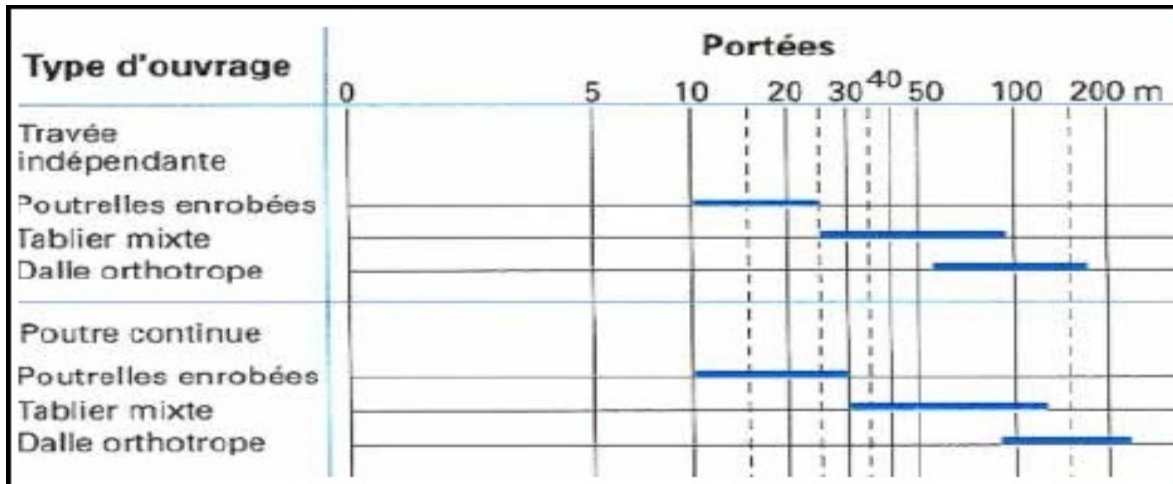


Figure 2.2 : Les domaines d'emploi pour les ponts métalliques

2.2) Conception de tablier :

2.2.1) Implantation des appuis :

L'implantation des appuis constitue une étape importante dans la conception des ouvrages, puisque le choix du type d'ouvrage ainsi que son aspect général dépend pour une large part. L'optimisation de l'implantation des appuis résulte généralement d'un compromis entre plusieurs exigences.

Dans le cas de notre ouvrage qui est un passage supérieur, on est confronté à un franchissement de 85 m de longueur qui recueille au milieu une route de 22 m de largeur. Pour faire face à ce problème on a opté pour un tablier à trois travées :

- Une travée centrale de 35 m pour franchir la route.
- Deux travées de rives de 25 m.

Le rapport entre la travée de rive et la travée centrale $\lambda = L_R / L_C = 25/35 \rightarrow \lambda = 0.71$

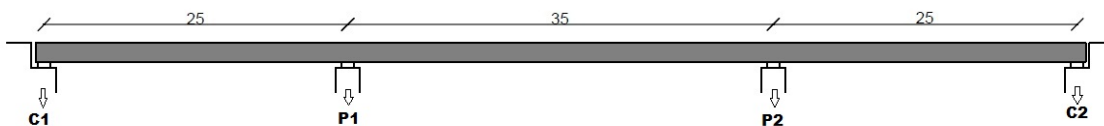


Figure 2.3 : Schéma d'implantation des appuis

Le tableau suivant indique les positions des appuis selon leur PK :

APPUI	PK
C1	0+ 348.290
P1	0+ 373.290
P2	0+ 408.290
C2	0+ 433.290

2.2.2) Les variantes proposées :

Nous proposons les quatre variantes suivantes :

- Variante 1 : Pont mixte acier-béton bipoutres.
- Variante 2 : Pont à poutres en béton précontraint par post-tension.
- Variante 3 : pont à caisson fermé.
- Variante 4 : pont dalle nervurée en béton précontraint (type PSIDN).

2.2.2.1) Variante N°1 : Pont mixte acier-béton bipoutres

Le tablier bipoutres mixte est constitué d'une dalle (de couverture) en béton armé, connectée à 2 poutres métalliques (poutres sous chaussée) reliées par des entretoises, de manière à former un ensemble monolithique. Il peut être à travées indépendantes ou continues.

Pour ce type d'ouvrage on a opté pour un tablier hyperstatique (le tablier est continu). D'après le document **SETRA**: on fixe l'espacement entre les deux poutres à **7 m** et la largeur des encorbellements à **2.5 m**.

Pour les entretoises on prendra des **IPE 600** espacées de **8 m**, on aura 8 entretoises plus 4 sur appuis donc au total **12 IPE600**.

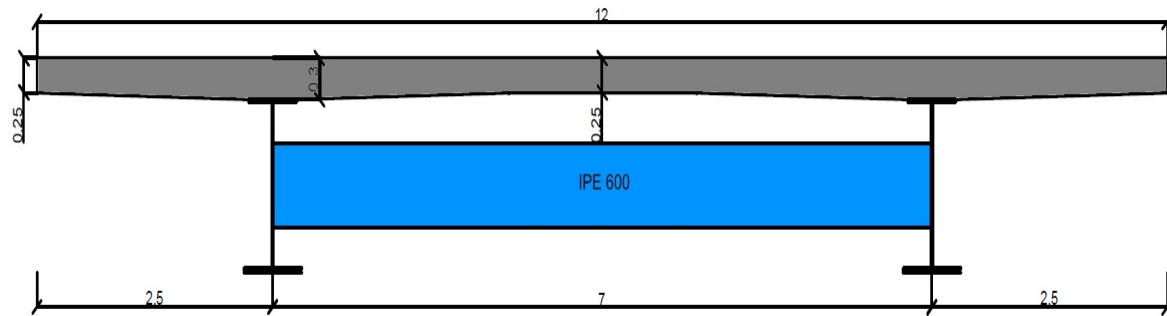


Figure 2. 4 : Coupe transversale de la section courante du tablier

2.2.2.1.A) Prédimensionnement :

D'après le document SETRA le prédimensionnement se fait de la façon suivante :

I-La poutre :

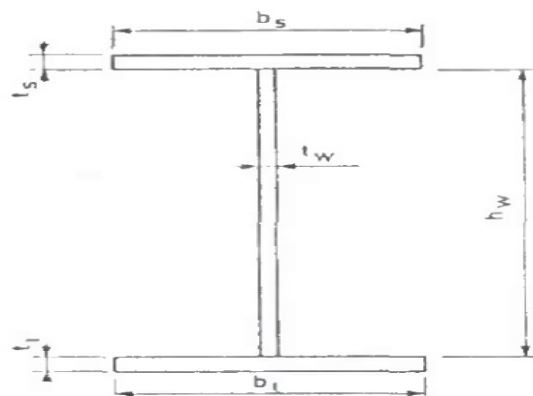


Figure 2. 5 : Coupe transversale de la poutre

L'élancement de la poutre:

Pour une hauteur constante du tablier, l'élancement $H = L/28 = 3500/28 = 1250$ mm

Les Semelles :

La largeur b des semelles est comprise entre 400mm et 1300mm

Le tableau suivant donne les largeurs des semelles en fonction de la plus grande portée

portée	Largeur de la semelle supérieure	Largeur de la semelle inférieure
<30	400	500
30à50	500	500-700
50à70	600	800
70à85	700	900
85à100	800	1000

On a le rapport b/t (t épaisseur des semelles) doit être inférieur à 30 donc on prend pour :

La semelle supérieure :

largeur :

- section sur appui $b_s=600$ mm
- section courante $b_s=500$ mm

épaisseur :

- section sur appui $t_s=30$ mm
- section courante $t_s=20$ mm

La semelle inférieure :

largeur :

- section sur appui $b_i=700$ mm
- section courante $b_i=600$ mm

épaisseur :

- section sur appui $t_i=40$ mm
- section courante $t_i=30$ mm

L'âme :

hauteur :

$h_w=1200$ mm

épaisseur :

- On a : $t_w \geq 0.005 \times h_w = 6$ mm donc on prend :
- section sur appui $t_w = 18$ mm
 - section courante $t_w = 12$ mm

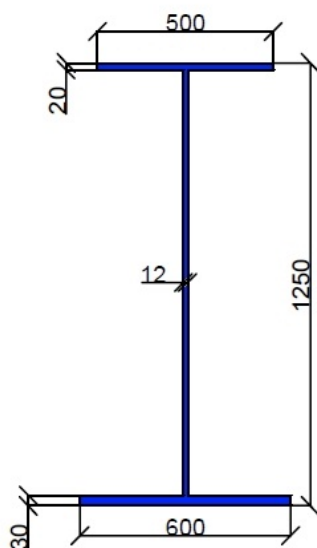


Figure 2. 6 : Section courante (mm)

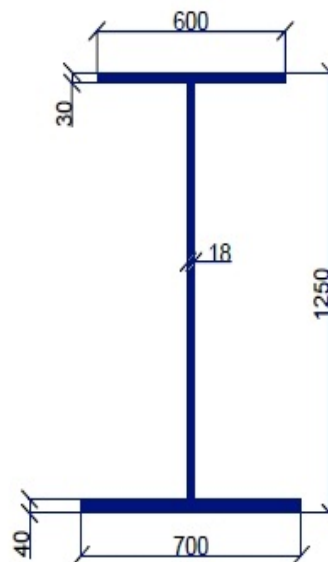


Figure 2. 7 : Section sur appui (mm)

II-La dalle :

Le tableau suivant indique en fonction de l'espacement entre les deux poutres les valeurs de :

e_m : épaisseur de la dalle au droit de la mi-largeur de la dalle

e_p : épaisseur de la dalle au droit de la poutre

b	e_m (CM)	e_p (CM)
5 (m)	24	28
6 (m)	25	30

On a un espacement de 7 m donc on prend :

$e_m = 25$ cm, $e_p = 30$ cm

On fixe e : l'épaisseur d'about à 25 cm

2.2.2.1.B) Estimation du poids total :

Poids de la poutre :

$$P_p = S_p \times \gamma_a \times 85 = 0.0424 \times 7.7 \times 85 = 27.75 \text{ t}$$

$$\text{Poids des deux poutres} = 2 \times P_p = 55.50 \text{ t}$$

Poids des entretoises :

$$P_e = S_e \times \gamma_a \times 7 \times 12 = 0.0156 \times 7.7 \times 7 \times 12 = 10.09 \text{ t}$$

Poids de la dalle :

$$P_d = S_d \times \gamma_b \times 85 = 3.275 \times 2.5 \times 85 = 695.95 \text{ t}$$

Poids total :

$$P_3 = (2 \times P_p) + P_e + P_d = 55.50 + 10.09 + 695.95 = \mathbf{761.54 \text{ t}}$$

2.2.2.1.C) Le devis quantitatif et estimatif :

Les prix unitaires sont évalués sur la base des marchés de **COSIDER** de l'année **2012**.

N°Prix	Designation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Produit (DA)
01	Charpente métallique	t	183,60	350 000,00	64 260 000,00
02	Dallettes préfabriquées ep=10 cm	M ²	1 020,00	1 200,00	1 224 000,00
03	Coffrage latéral de la dalle	M ²	34,00	650,00	22 100,00
04	Aciers passifs pour la dalle	t	22,95	160 000,00	3 672 000,00
05	Béton RN 27 pour la dalle	M ³	153,00	12 000,00	1 836 000,00
Prix Total en HT (DA)					71 014 100,00

Les avantages :

- la rapidité et la facilité d'exécution.
- la précision dimensionnelle des structures qui résulte de la fabrication en usine.
- la légèreté du tablier, donc la réduction de nombre des pieux.
- l'acier présente des caractéristiques idéales, homogène, isotrope et il garantit une haute résistance en tension et en compression

Les inconvénients :

- Le coût est plus élevé.
- Esthétiquement ce type de tablier n'offre pas un aspect agréable.
- Les problèmes majeurs des ponts mixtes sont : l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- Demande une main d'œuvre qualifiée (précisément pour les soudures).

- Les poutres en I sont sensibles au déversement, ainsi que leurs membrures ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage influent sur la répartition des efforts intérieurs.

2.2.2.2) Variante N°2 : Pont à poutres en béton précontraint par post-tension

Les ouvrages à travées indépendantes à poutres préfabriquées sont constitués de poutres précontraintes par post-tension de hauteur constante, solidarisiées entre elles par des entretoises d'about qui permettent de répartir les charges entre les poutres et les encastrent à la torsion sur appui, et une dalle supérieure coulée en place en béton armé. Pour ce type d'ouvrage le tablier est isostatique (les trois travées sont indépendantes).

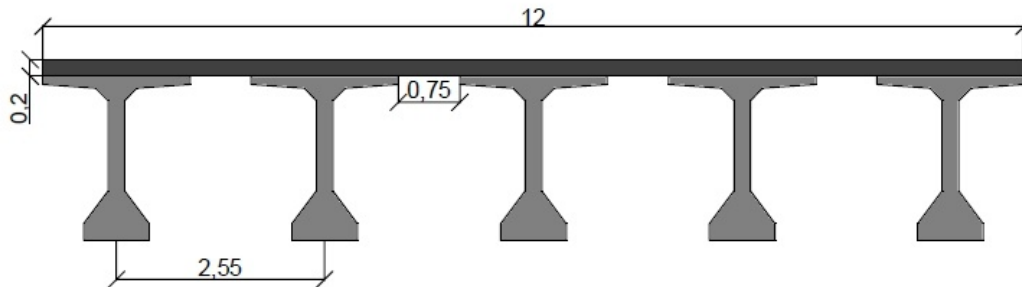


Figure 2. 8 : Coupe transversale de la section courante du tablier

D'après le document SETRA on prend un entraxe de **2.55 m** entre les poutres.

On a le nombre des poutres $n = (L_a/2.55) + 1$

L_a : entraxe entre les poutres d'extrémité, $L_a = 10.2$

→ **n = 5**

2.2.2.2.A) Prédimensionnement: (d'après SETRA)

I-La poutre :

hauteur :

L'élancement est de 1/17 de la portée déterminante (35 m)

On prend $H = 200$ cm

épaisseur de l'âme :

-section courante : $e_a = 80$ cm

-section sur appuis : $e_a = 20$ cm

Table de compression :

largeur :

On a $0.6 H \leq b_{tc} \leq 2.5 m$

On prend $b_{tc} = 180 \text{ cm}$

épaisseur :

On prend $e_{tc} = 10 \text{ cm}$

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de **1/10 à 1/15** de sorte que l'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset d'âme est de **5 cm** Par rapport à l'épaisseur d'extrémité.

Gousset supérieur :

Ses dimensions sont de $15 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$ avec une inclinaison de 45° .

Talon :

-Section courante :

largeur :

On a $60 \text{ cm} \leq b_T \leq 90 \text{ cm}$

On prend $b_T = 80 \text{ cm}$

hauteur :

On prend $h_T = 20 \text{ cm}$

Gousset inférieur :

Ses dimensions sont de $40 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ avec une inclinaison de 37° .

-Section sur appuis :

On ne dispose pas de talon et de gousset inférieur à raison du prolongement de l'âme.

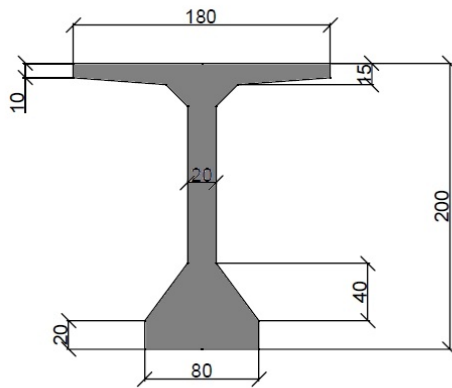


Figure 2. 9 : Section courante

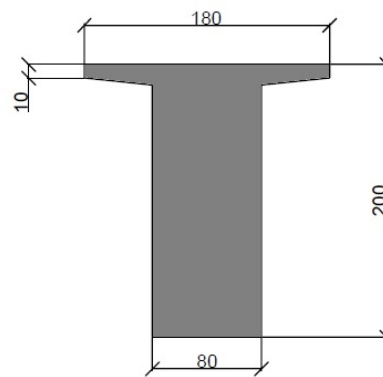


Figure 2. 10 : Section sur appuis

II-La dalle (hourdis) :

On prend l'épaisseur de la dalle $e = 20$ cm

2.2.2.2.B) Estimation du poids total :

Poids de la poutre :

$$P_p = S_p \times \gamma_b \times 85 = 0.87 \times 2.5 \times 85 = 184.875 \text{ t}$$

$$\text{Poids des 5 poutres} = 5 \times P_p = 924.375 \text{ t}$$

Poids de la dalle :

$$P_d = S_d \times \gamma_b \times 85 = 2.4 \times 2.5 \times 85 = 510 \text{ t}$$

Poids total :

$$P_p = (5 \times P_p) + P_d = 1434.375 \text{ t}$$

2.2.2.2.C) Le devis quantitatif et estimatif :

N° Prix	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Produit (DA)
01	Béton RN35 pour les poutres précontraintes	M ³	369,75	12 000,00	4 437 000,00
02	Coffrage pour les poutres précontraintes	M ²	2690,25	1 600,00	4 304 400,00
03	Aciers passifs pour les poutres précontraintes	t	44,37	160 000,00	7 099 200,00
04	Aciers de précontrainte	t	14,8	360 000,00	5 328 000,00
05	Transport et pose des poutres	U	5	200 000,00	1 000 000,00
06	Béton RN 27 pour la dalle	M ³	204	12 000,00	2 448 000,00
07	Coffrage pour la dalle	M ²	1054	1 600,00	1 686 400,00
08	Aciers pour la dalle	t	40,8	160 000,00	6 528 000,00
Prix Total en HT (DA)					32 831 000,00

Les avantages:

- le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier à poste fixé est en général de meilleures qualités.
- limitation des fissures (béton comprimé).
- ce type de tablier est très économique.
- les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.
- la possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage.
- la maîtrise de la méthode d'exécution.

Les inconvénients:

- la hauteur importante des poutres.
- d'un pont de vue esthétique, ce type de tablier ne s'intègre pas bien dans l'environnement
- déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure.
- l'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.
- la nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- la nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte, au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

2.2.2.3) Variante N°3 : Pont à caisson fermé

Un pont à caisson fermé est un pont en béton précontraint avec une section tubulaire efficace, ces méthodes d'exécution sont diverses :

- Il peut être composé d'une succession de pièces dites « voussoirs » coulés sur place ou préfabriqués selon les moyens disponibles, reliées entre elles par une précontrainte (méthode d'exécution par encorbellement successif).
- Où il peut être coulé sur place en une seule pièce sur cintres ou étalements (même méthode que les ponts dalle coulés sur place).

Pour notre ouvrage, on a pas d'obstacles gênants car la nouvelle route franchie est en cours de réalisation, donc on a suffisamment de l'espace pour opter pour la deuxième solution qui est moins compliquée et moins coûteuse.

Ce type d'ouvrage est hyperstatique (le tablier est continu).

D'après le document SETRA, pour une portée principales inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante.

2.2.2.3.A) Prédimensionnement:

D'après le document SETRA le prédimensionnement se fait de la façon suivante :

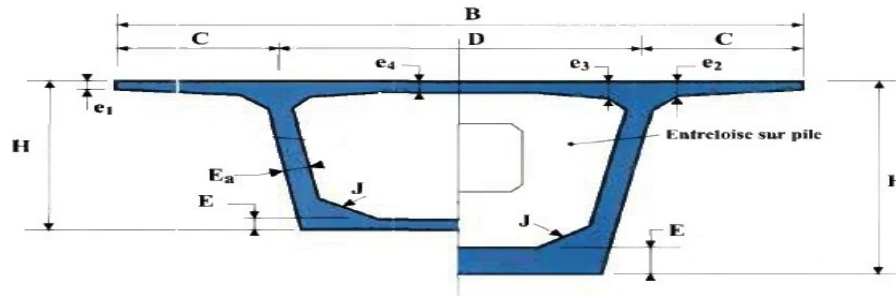


Figure 2. 11 : Coupe transversale du caisson courant/sur appuis

-Hauteur du caisson :

Pour une hauteur constante, l'élancement est conditionné par : $1/25 \leq H \leq 1/20$

→ $1.4 \leq H \leq 1.75$

on prend $H=1.7\text{m}$

-largeur du caisson : $B=12\text{m}$

-hourdis supérieur :

-entraxe entre âmes au niveau du hourdis supérieur : $D=6\text{m}$

-largeur des encorbellements : $C=B/4 \rightarrow C=12/4= 3\text{m}$

-épaisseurs :

on prend :

- $e_1=0.25\text{m}$

-on a : $C/8 \leq e_2 \leq C/7$, on prend $e_2=0.40\text{m}$

-on a : $e_4 = D/30 = 0.20\text{m}$

-on a : $e_3 > e_2 - 0.10\text{m}$ et $e_3 > 1.5 e_4$, on prend $e_3=0.34\text{m}$

-âmes :

-épaisseur des âmes :

-On a $E_a = (L/275) + (1.25 \times B/L) - 0.125 = 0.43\text{m}$

L : la portée principale, B : largeur du hourdis supérieur

-inclinaison des âmes= 11°

-goussets :

-inclinaison des goussets= 45°

-hourdis inferieur :

épaisseur :

-E= 0.35m

-les sections du caisson sur appuis sont équipées d'une entretoise avec une épaisseur :
e = 1,2 m sur culée et e = 1 m sur pile, implantée à l'intérieur en laissant une ouverture de 2 m x 0.6 m.

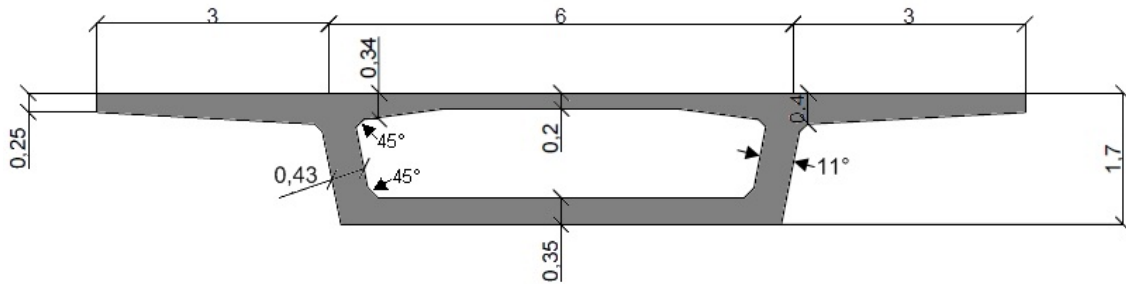


Figure 2.12 : Section courante

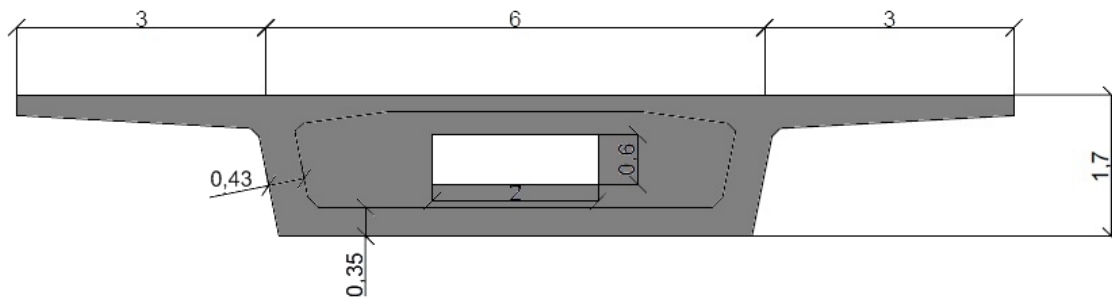


Figure 2.13 : Section sur appuis

2.2.2.3.B) Estimation du poids total :

Poids de la partie du caisson courant :

$$P_c = S_c \times \gamma_b \times L_c = 6.38 \times 2.5 \times 80.6 = 1285,57 \text{ t}$$

Poids de la partie du caisson sur appuis :

$$P_a = S_a \times \gamma_b \times L_a = 10,92 \times 2.5 \times 4.4 = 120,12 \text{ t}$$

Poids total :

$$P_t = P_a + P_c = 1405,69 \text{ t}$$

2.2.2.3.C) Le devis quantitatif et estimatif :

N° Prix	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Produit (DA)
01	Béton RN35 pour caissons	M ³	542,30	12 000,00	6 507 600,00
02	Coffrage pour caissons	M ²	2 304,36	1 600,00	3 686 976,00
03	Etaisements	M ²	960,00	18 000,00	17 280 000,00
04	Aciers passifs	t	81,35	160 000,00	13 015 200,00
05	Aciers de précontraintes	t	21,70	360 000,00	7 812 000,00
Prix Total en HT (DA)					48 301 776,00

-Les avantages :

- assure un bon aspect esthétique car il s'adapte bien dans l'environnement d'un passage supérieur
- minceur et légèreté relatives : La silhouette de l'ouvrage est élancée et elle ménage de larges ouvertures
- comportement satisfaisant sous fissuration et en flexion
- liberté dans la conception des formes : du fait qu'ils sont construits par coulage en place
- l'entretien n'est pas important.

-Les inconvénients :

- Consommation élevée des armatures
- la nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours
- la nécessité d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles
- échafaudage important
- présente des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages
- les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers de précontrainte.

2.2.2.4) Variante N°4 : Pont dalle nervurée en béton précontraint :

Les passages supérieurs ou inférieurs en dalle précontrainte nervurée (PSI-DN) sont constitués d'une dalle précontrainte longitudinalement et armée transversalement, de hauteur constante .la section transversale comprend des encorbellements.

Portée		20 m	25 m	30 m	35 m	40 m	45 m	50 m
Dalle nervurée	largeur ≤ 10 m	1 nervure hauteur constante			1 nervure hauteur variable			
	10 ≤ largeur < 15	Sans intérêt		2 nervures larges hauteur constante		2 nervures larges hauteur variable		
	largeur ≥ 15	Sans intérêt				2 nervures étroites hauteur constante		
		Sans intérêt		3 nervures larges hauteur constante		3 nervures larges hauteur variable		
Dalle élégie	toute largeur	Sans intérêt			hauteur constante		hauteur variable	

Les structures possibles en fonction de la portée principale

D'après le tableau, pour une portée principale de 35m on a choisit une dalle à deux nervures large à hauteur constante.
Ce type d'ouvrage est hyperstatique (le tablier est continue).

2.2.2.4.A) Prédimensionnement: (d'après SETRA PSIDN 81)

La largeur de la dalle est de: 12 m

Elancement du tablier:

Pour les Tabliers à trois travées et à hauteur constante l'élancement est de :
l/ 30 de la portée principale, on prend h=1.2m

Largeur de la nervure :

on a : $1/5 \leq h/b \leq 2/3 \rightarrow 3/2 h \leq b \leq 5h \rightarrow 1.8 \leq b \leq 6$, on prend b=2.4m

Largeur du hourdis entre deux nervures : L=3.40m

Largeur des encorbellements:

on a : $0.4L \leq l_e \leq 0.5L \rightarrow 1.36 \leq l_e \leq 1.70$, on prend $l_e=1.40m$

Epaisseur de l'encorbellement: $e_1=0.25m$

Epaisseur à l'encastrement « encorbellement-nervure » : $e_2=0.40\text{m}$

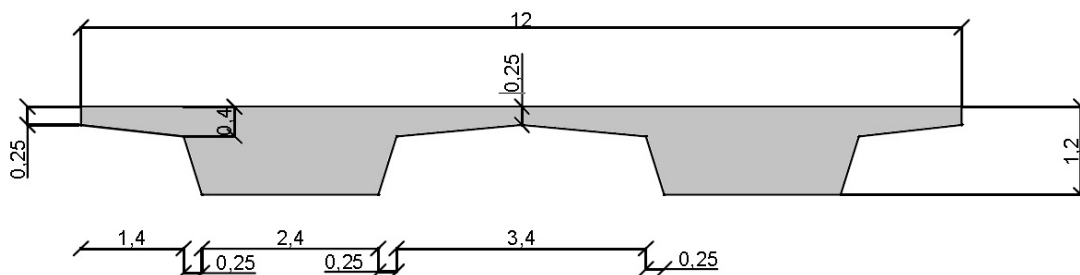


Figure 2. 14 : Coupe transversale de la dalle

2.2.2.4.B) Estimation du poids de la dalle:

$$P_d = S_d \times \gamma_b \times L_d = 8.575 \times 2.5 \times 85 = 1822.18 \text{ t}$$

2.2.2.4.C) Le devis quantitatif et estimatif :

N° Prix	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Produit (DA)
01	Béton RN35 pour la dalle nervurée	M ³	728,88	12 000,00	8 746 500,00
02	Coffrage pour la dalle nervurée	M ²	1 275,15	1 600,00	2 040 240,00
03	Etaiements	M ²	960,00	18 000,00	17 280 000,00
04	Aciers passifs	t	109,33	160 000,00	17 493 000,00
05	Aciers de précontraintes	t	18,22	360 000,00	6 559 875,00
Prix Total en HT (DA)					52 119 615,00

Les avantages :

- esthétiquement c'est le type de tablier qui convient le mieux au passage supérieur.
- tablier plus mince
- liberté dans la conception des formes
- coffrage simple
- permet le réemploi des coffrages
- structure robuste et relativement souple
- construction simple.

Les inconvénients :

- poids très important
- consommation importante du béton et des armatures.
- échafaudage important.

2.2.3) Analyse multicritères :

Les variantes				
Les critères	Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4
Coût	-	+	- / +	-
Esthétique	- / +	-	+	+
Exécutions	+	+	- / +	+
Entretien	-	+	+	+

- + : favorable
- / + : moyen
- : peu favorable

2.2.4) Conclusion:

D'après l'analyse multicritères et on se focalisant sur le coût et l'aspect esthétique, notre choix s'est porté sur la variante 3 « pont à caisson fermé » qui est le plus adéquat avec notre passage supérieur.

2.3) Conception de l'infrastructure:

2.3.1) Introduction :

Tout ouvrage comporte des éléments d'infrastructure et de superstructure, le tablier faisant office de séparation entre les deux, le préfix « infra » indique que les éléments en questions se trouvent en dessous du tablier.

Ces éléments qui sont représentés en appuis (simple, double ou encastrement) dans le modèle RDM, servent en effet à transmettre les charges au sol et faire la liaison avec le sol.

2.3.2) La pile :

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Ce dernier peut être soit simplement appuyé sur elle, partiellement ou entièrement encasté. On désigne en général par pile l'élément servant d'appui intermédiaire.

Le rôle principal des piles est de transmettre toutes les charges du tablier (permanentes et variables) vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et les pieux s'ils existent (en cas de fondations profondes).

La conception des piles dépend d'un très grand nombre de paramètres :

- site de réalisation (aquatique ou terrestre)
- mode de construction du tablier.
- nature de l'environnement (urbain ou rural) afin d'assurer une certaine esthétique.
- hauteur de la pile.
- mode d'exécution des fondations.
- mode de liaison entre la pile et le tablier.

2.3.2.1) Choix du type de pile :

Notre ouvrage repose sur des piles de type voile, dont la rigidité transversal est très satisfaisante ainsi qu'une bonne résistance aux chocs de véhicules sans oublier la facilité de réalisation de ce type de pile.

2.3.2.1.A) Prédimensionnement de la pile:

Le pré dimensionnement de notre pile est basé sur le document SETRA « appuis des tabliers PP73 ».

-hauteur de la pile L :

On prend compte du tracé de la ligne rouge de la hauteur du tablier et des dimensions de l'appareil d'appui
on prend $L=7,5m$

-longueur de la pile :

La longueur de la pile doit être supérieur ou égale a la distance entre appareils d'appui extrême plus la quantité nécessaire à la mise en place de ces dernier $\rightarrow L_v=6.2m$

-épaisseur du voile E :

$$E \geq \text{Sup}(0,5\text{m} ; \frac{4H+L}{100}+0,1\text{m})$$

H :la hauteur de la pile

L :la portée de la travée centrale

on a : H=7,5m

$$L=35\text{m}$$

donc : E=sup(0.5 ;0.75)

on opte pour une largeur de 1m

E=1m

-arrière-bec et avant bec :

c'est deux demi cercle de rayon égal à $\frac{E}{2}$

$$R=\frac{1}{2}=0.5\text{m}$$



Figure 2. 15 : Vue en plan de la tête de pile

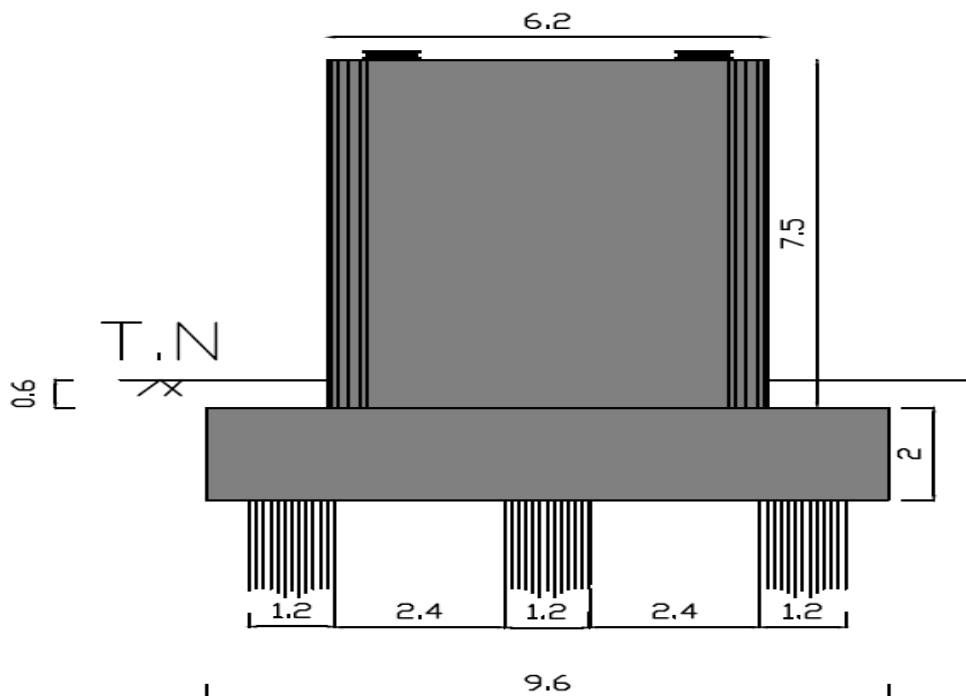


Figure 2. 16 : Vue d'ensemble de la pile

2.3.2.2) La semelle de liaison sous la pile :

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des efforts axiaux et le plus souvent des moments.

L'épaisseur h de la semelle peut être prise plus grande ou égale à 1.2 fois le diamètre commun des pieux, alors $h \geq 1.2\phi$ avec $\phi = 1.2m$
on prend $h=2m$.

La largeur des semelles est plus grande ou égale à 5ϕ , alors on prend $L_{largeur}=6.6m$

La longueur de la semelle est plus grande ou égale à 8ϕ , alors on prend $L_{longueur}=9.6m$

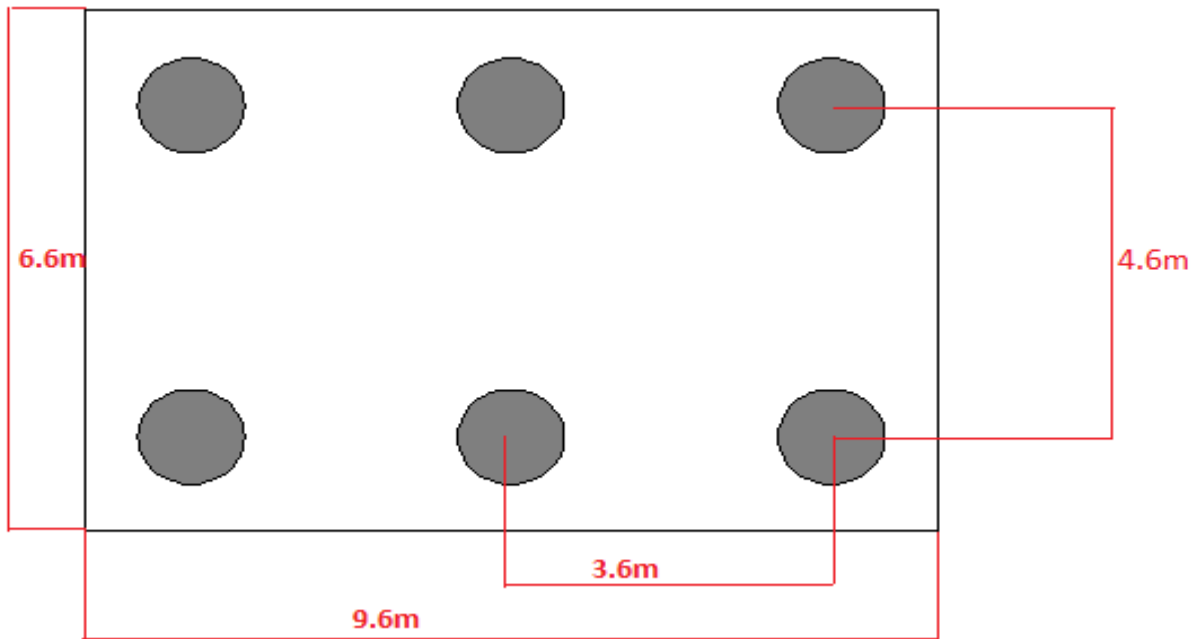


Figure 2. 17 : Vue en plan de la semelle

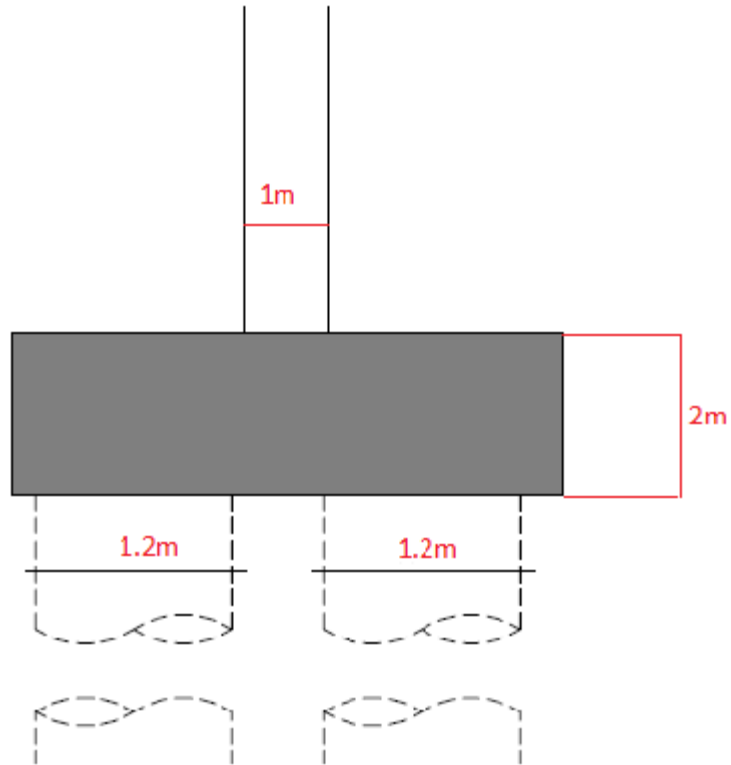


Figure 2. 18 : Coupe transversal de la semelle

2.3.3) La culée:

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux exigences de la fonction culée, qui se décompose en deux catégories

a) la fonction mécanique :

Les caractéristique de la fonction sont :

- une bonne transmission des efforts au sol de fondation
- limiter les déplacements verticaux (tassements) ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils

b) la fonction technique :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que/

- on accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage
- on peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

2.3.3.1) Choix de la morphologie :

Notre choix c'est porté sur une culée enterrée.

Les culées enterrées sont celles dont la structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elles assurent essentiellement une fonction porteuse car elles sont peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée de terres, hormis ceux s'exerçant sur le mur garde-grève.

Notre culée enterrée comporte les éléments constructifs suivants :

2.3.2.1.A) Prédimensionnement de la culée :

Tête de culée :

La tête de culée est constituée du sommier d'appui, du mur garde grève et des murets-caches

Le sommier d'appui :

Le sommier d'appui est l'élément sur lequel repose l'about du tablier sa largeur est de 1.2m et sa longueur est de 12m

Le mur garde-grève :

Il sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage .il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée

la hauteur du mur garde grève est prise

$$h = h_{\text{voussoir}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui}}$$

$$h = 1,7 + 0,117 + 0,09 = 1,907\text{m}$$

on prend $h = 1.9\text{m}$

l'épaisseur du mur garde-grève est prise

$$e = \max(0.3 ; h/8) = \sup(0.3 ; 0.2375)$$

$$e = 0.3\text{m}$$

la longueur du mur est :

$$L = 12\text{m}$$

Les murets-caches :

Ils permettent de protéger les appareils d'appui des terres. Par ailleurs ces murs ont une fonction esthétique

il s'agit de mur d'une vingtaine de centimètres d'épaisseur

$e = 20\text{cm}$ et d'une hauteur de 40cm

Mur en retour :

Pour retenir les terres en tête des culées enterrées, celles-ci sont munies de petit murs en retour suspendu, liés au mur garde-grève

l'épaisseur du mur en retour est comprise entre 30 et 40 cm

On prend $e = 30\text{cm}$ une largeur de 1.9m, sa hauteur et d'une hauteur de 2m

Le chevêtre:

Notre chevêtre a une hauteur de 1.5m, une largeur de 1.5m et une longueur de 12m

Dalle de transition :

-la longueur de la dalle de transition est donnée par la formule :

$$L = \text{Min}(6\text{m}, \text{Max}(3\text{m}; 0.6H))$$

H : étant la hauteur du remblai H=2m

donc $L = \text{Min}(6\text{m}, \text{Max}(3\text{m}, 1.2))$

$$L = 3\text{m}$$

-l'épaisseur de la dalle de transition est prise ; e=30cm

Corbeau arrière :

Le corbeau arrière sert d'appui pour la dalle de transition. il a une forme de trapèze ayant une grande base de 60cm, une petite base de 30 cm et une hauteur de 30 cm

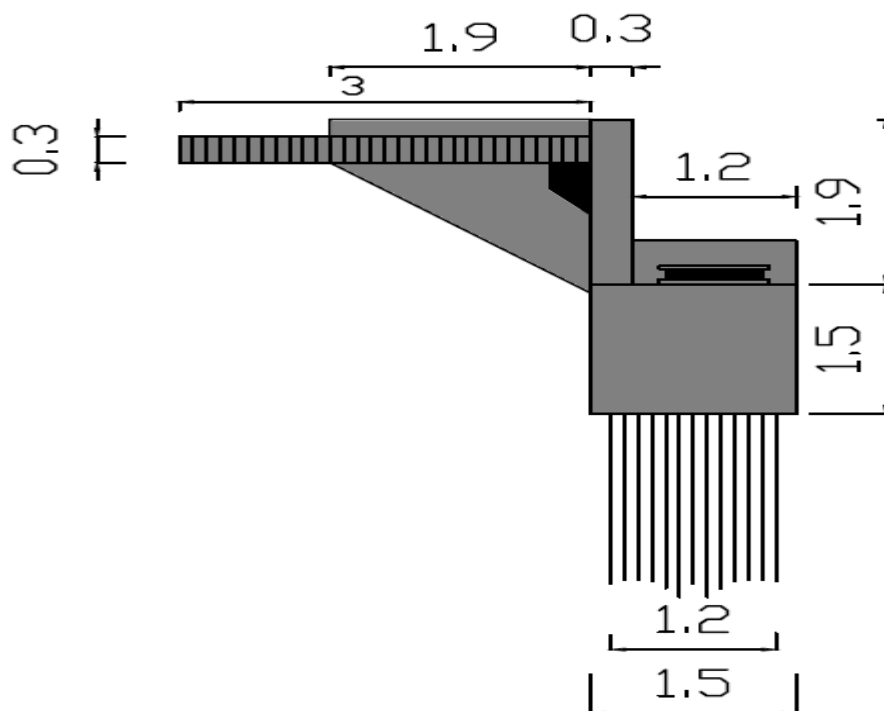


Figure 2.19 : Vue en élévation de notre culée enterrée

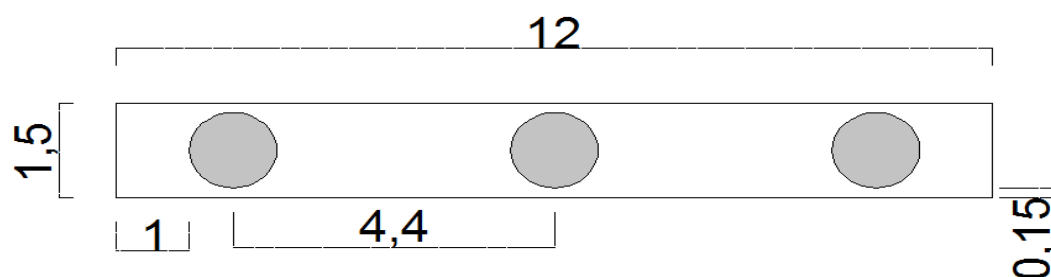


Figure 2.20 : vue en plan du chevet

2.4) Méthode d'exécution :

Préambule :

Le choix de notre méthode de construction a été arrêté en fonction de notre variante et de l'environnement du projet (route inférieure en construction).

Devant cette situation, nous avons prévu un étaieement total avec des tours conséquentes et le coffrage du caisson en coffrage type **PERI**.



Figure 2. 21 : Coffrage type PERI

2.4.1) Phasage :

Phase 1 :

Mise en place des étaieements et coffrages le long de l'ouvrage tout en tenant compte des différents réglages (flèche, décoffrage, ect...)

Phase 2 :

Ferraillage, mise en place des gaines de précontrainte et les ancrages, bétonnage des âmes et du hourdis inférieur, plus les montants.

Phase 3 :

Ferraillage et bétonnage du hourdis supérieur.

Phase 4 :

Mise en tension des câbles après obtention des résistances caractéristiques du béton prévues à l'âge de 28 jours.

Mais, il est à signaler qu'un décoffrage partiel peut se faire.

2.4.2) Etaisement et coffrage :

2.4.2.A) Définition de l'assise :

Une préparation particulière doit être accordée au sol support :

- Terrassement soigné (bon compacté)
- Réalisation des semelles amovibles en bois sous chaque appui d'étaisement

2.4.2.B) Etaisement :

L'étaisement est composé par des tours démontables par portion de 1.30 m de hauteur et de 1x 1 m à la base , leur charge à supporter est déterminé en fonction du poids propres du tablier plus les surcharges de construction.

Ils sont munis à la base et au sommet par des vérins de réglage, leurs courses est de 25 cm.

Les étais seront contreventés par des tubes en acier fixés par des colliers et ce pour maintenir les tours entre elles et se munir de l'effet du vent.

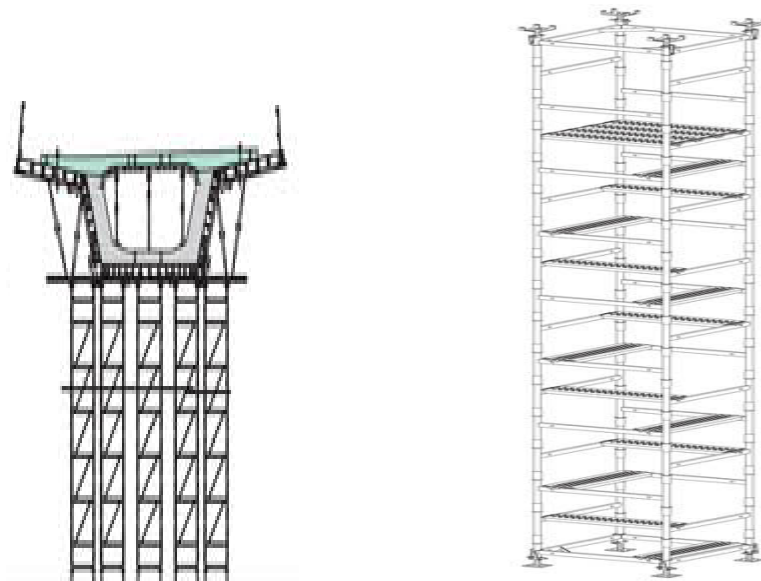


Figure 2. 22 : Etaisement composé des tours démontables

2.4.2.C) Platelage :

Le platelage est la partie coffrante réservée à la forme finale du caisson :

I-Platelage horizontale :

Sa composition est faite en coffrage spécifique de type : Vario GT 24 et multiflexe (PERI).

II-Platelage verticale :

Idem pour le platelage horizontal, sauf que des bracons sont nécessaires pour le maintien du platelage sous différents angles.



Figure 2. 23 : Platelage Vario GT24

CHAPITRE 3

Caractéristiques des éléments du tablier

3.1) Détermination des caractéristiques mécaniques du caisson :

Notions :

B : aire du caisson

Z_G : ordonnée du centre de gravité

Y_G : abscisse du centre de gravité

I_x : moment d'inertie du caisson par rapport à l'axe X

I_y : moment d'inertie du caisson par rapport à l'axe Y

I_z : moment d'inertie du caisson par rapport à l'axe Z

V : distance entre le centre de gravité et la fibre extrême supérieure

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

I_y / V , I_x / V' : modules de résistance

ρ : rendement géométrique du caisson, $\rho = I_y / (B \times V \times V')$

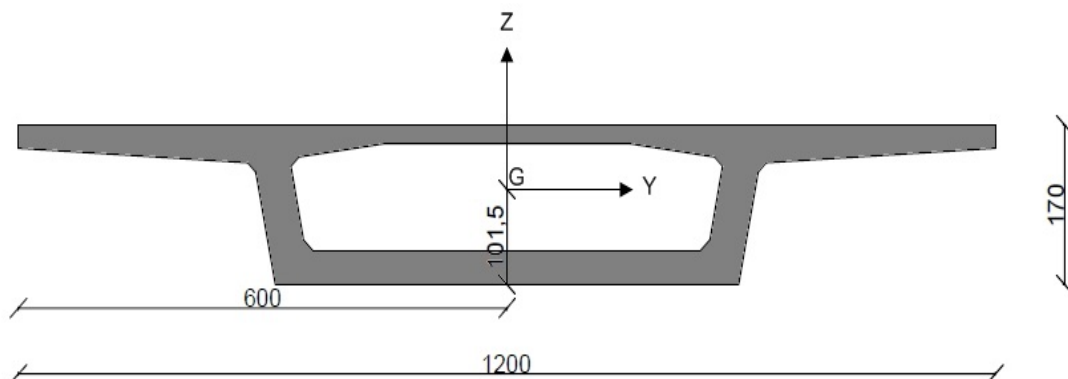


Figure 3.1 : Caisson courant

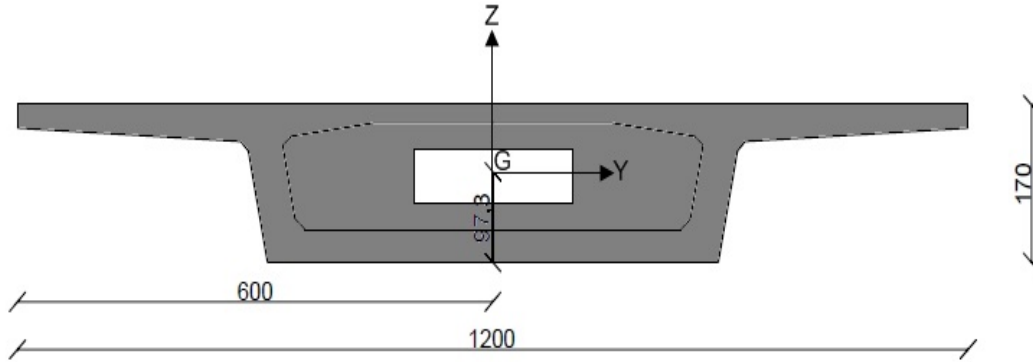


Figure 3.2 : Caisson sur appui

	Caisson courant	Caisson sur appui
B (cm ²)	63832.02	109207.50
Z _G (cm)	101.5	97.3
Y _G (cm)	600	600
I _x (cm ⁴)	537170829.03	772052703.04
I _y (cm ⁴)	255847819.81	314750643.16
I _z (cm ⁴)	5739754755.21	6913743169.05
V (cm)	68.5	72.7
V' (cm)	101.5	97.3
I _y / V (cm ³)	3735004.669	4329444.884
I _x / V' (cm ³)	2520668.175	3234847.308
ρ	0.576	0.407

3.2) Les équipements du tablier :

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage leur incidence est par contre majeure sur l'aspect esthétique du tablier, en particulier pour les corniches et les dispositifs de retenue. Ils jouent également un rôle essentiel du point de vue de la sécurité des usagers et de la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement).

3.2.1) La chape d'étanchéité :

La chape d'étanchéité joue un rôle essentiel pour la durabilité de l'ouvrage, et elle ne doit être appliquée que sur une surface assez plane, ce qui peut amener à un surfacage du tablier.

Les systèmes usuels sont à base d'asphalte coulé, de films minces adhérant au support, de feuilles, préfabriquées ou non.

On choisit une chape d'épaisseur de 1 cm.

3.2.2) La couche de roulement :

La couche de roulement doit présenter un bon confort et offrir des bonnes caractéristiques antidérapantes (l'adhérence entre le pneu et la chaussée) pour assurer la sécurité des usagers.

La couche est constituée par un tapis d'enrobés bitumineux dont l'épaisseur courante est de 7 à 8cm, et dont la masse volumique varie, entre 2.2 et 2.5 T/m³.

Dans notre ouvrage on a opté pour une couche de roulement de 7 cm avec une masse volumique de 2.3 t/m³.

3.2.3) Les trottoirs :

Notre ouvrage est un pont autoroutier ou la circulation des piétons est interdite, donc on ne dispose pas de trottoirs tout au long de l'ouvrage.

3.2.4) Les corniches :

Le rôle essentiel des corniches est la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries.

Elles jouent également le rôle de lamier, afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse (pérennité et esthétique). En plus, Les corniches, situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent la ligne de l'ouvrage pour livrer un bon aspect esthétique.

Pour notre ouvrage on a choisit des corniches préfabriquées en béton représentées dans la figure suivante :

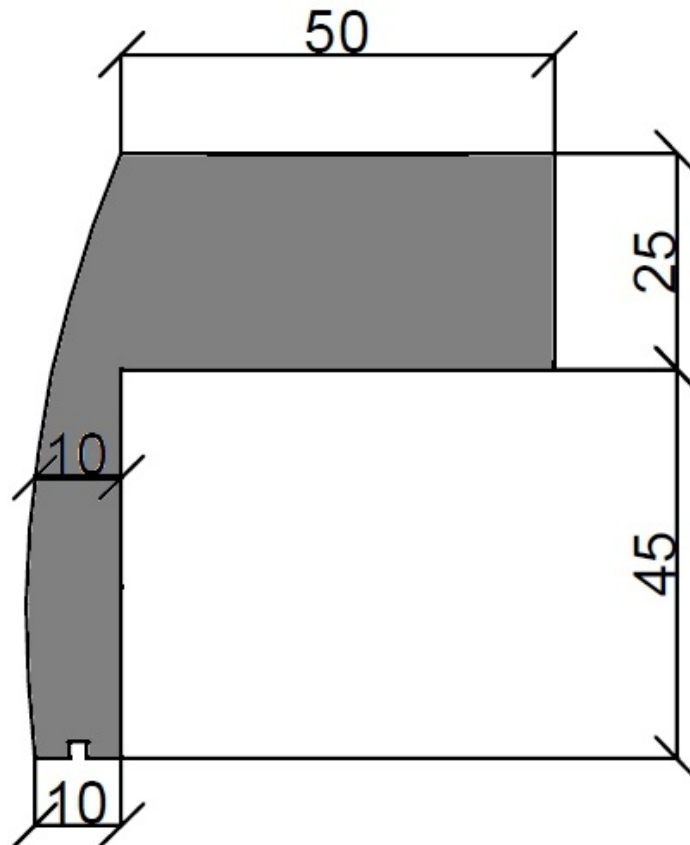


Figure 3.3 : Dimensions de la corniche (en cm)

3.2.5) Assainissement :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « dévers », soit unique (cas des chaussées séparées) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée, puis évacuées par des **gargouilles**.

La forme de pente est obtenue soit par un profilage approprié de la couche de roulement, ou au niveau de la dalle supérieure. Pour le cas de notre projet, on a une pente de 2.5 % en forme de toit.

Une fois l'eau est recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC, elles sont raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

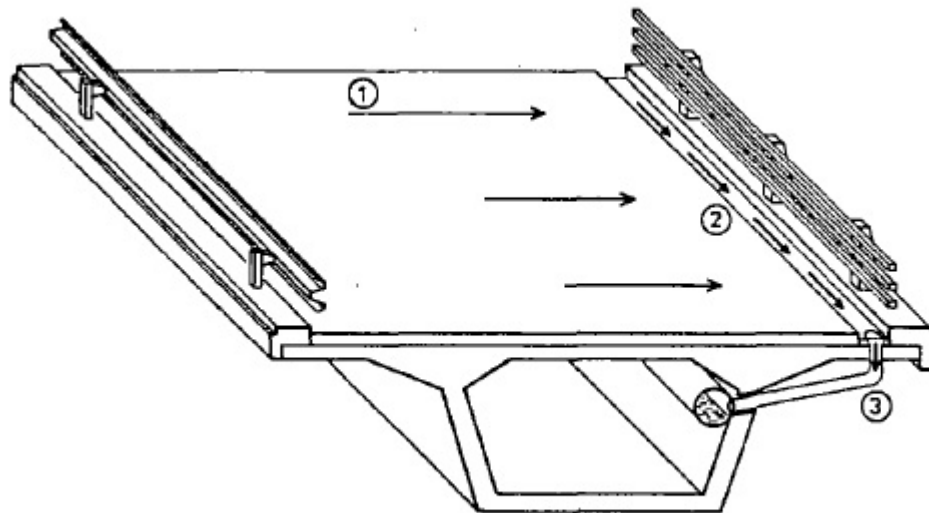


Figure 3.4 : Système d'évacuation d'eau dans un pont à caisson

3.2.6) Les dispositions de retenues :

Barrière de sécurité :

La fonction de base d'une barrière de sécurité est de maintenir sur la plate-forme un véhicule en perdition. C'est donc un élément primordial de la sécurité des usagers et elle constitue, avec la corniche, l'un des éléments les plus visibles de l'ouvrage.

Pour notre ouvrage on a choisit une barrière de type BN4, il s'agit d'une barrière de sécurité en acier à lisses horizontales en tubes ouverts fixée sur la corniche. Sa masse est de 65 kg/ml.

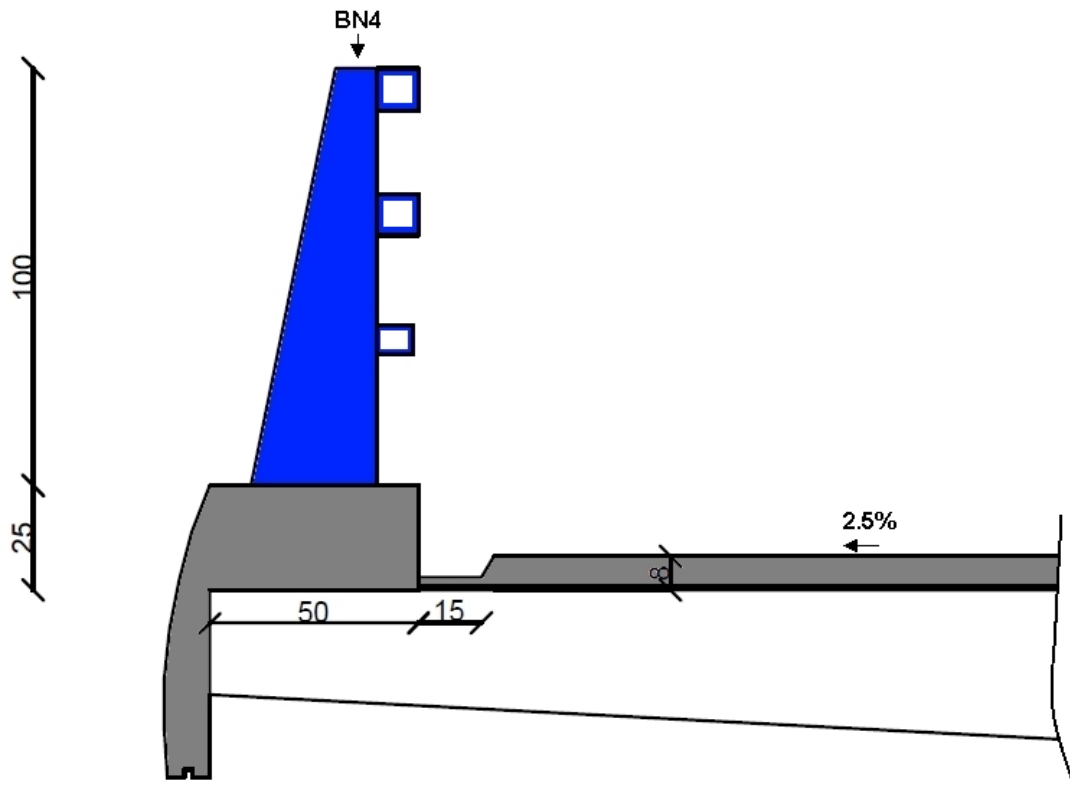


Figure 3.5 : Equipements du tablier

CHAPITRE 4

Caractéristiques des matériaux

4.1) Le béton :

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène : le ciment, le sable, le gravier, l'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. Sa section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenés par les charges. Ainsi que le module d'élasticité longitudinal est élevé, afin de réduire les déformations, et les pertes de tension des aciers.

Le dosage du ciment Pour le béton précontraint est de l'ordre de 400 à 450 Kg/m³, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m³ (500 Kg de Ciment pour 1 m³ de béton).

Quant aux liants, les plus utilisés pour la mise en œuvre du béton sont les ciments portland artificiels C.P.A 325.

La masse volumique du béton armé $\gamma=2,5 \text{ t/m}^3$.

4.1.1) Résistance du béton :

4.1.1.A) Résistance caractéristique à la compression :

C'est la caractéristique mécanique essentielle du béton elle est mesuré à l'âge de 28 jours noté f_{c28} , dans notre cas nous optons pour :

- La superstructure ; $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- L'infrastructure (Fondation); $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

4.1.1.B) Résistance caractéristique à la traction :

A l'âge de 28 jours la résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

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

- Pour la superstructure ; $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$
- Pour l'infrastructure ; $f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$

4.1.2) Contrainte limite :

Un état limite est celui dans le quel une condition requise d'une construction ou l'un de ces éléments est strictement satisfaisant, on distingue les états limites ultimes (E.L.U) qu'il corresponde à la limite :

- Soit de l'équilibre statique
- Soit de la résistance
- Soit de la stabilité de forme

La contrainte limite de compression du béton à l'E.L.U est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$$

D'où :

$\theta = 1$ Lorsque la durée portable l'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$\gamma_b = 1.50$ Dans le cas d'une situation durable ou transitoire donc on trouve :

— Pour la superstructure ; $f_{bu} = 19.8 MPa$

— Pour l'infrastructure ; $f_{bu} = 15.3 MPa$

$\gamma_b = 1.15$ Dans le cas d'une situation accidentel donc on trouve :

— Pour la superstructure ; $f_{bu} = 30.43 MPa$

— Pour l'infrastructure ; $f_{bu} = 23.48 MPa$

Et un état limite de service (E.L.S) définie en tenant compte des conditions exploitations ou de stabilité de la construction ou de ces éléments :

- Etat limite de compression de béton
- Etat limite d'ouverture de la fissure
- Etat limite de déformation

La contrainte limite de compression du béton à l'E.L.S est définie par la formule suivante :

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

— Pour la superstructure ; $\bar{\sigma}_{bc} = 21 MPa$

— Pour l'infrastructure ; $\bar{\sigma}_{bc} = 16.2 MPa$

4.1.3) Diagramme contrainte – déformation :

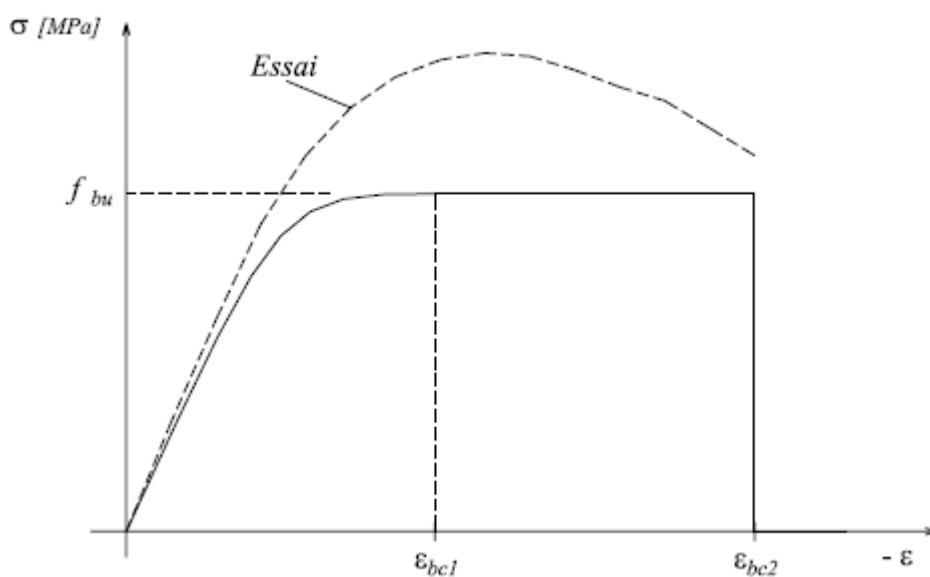


Figure 4.1 : Définition du diagramme contrainte – déformation

4.1.4) Module d'élasticité ou module de déformation longitudinal du béton :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24h le module de déformation instantanée du béton E_{ij} est égal à ;

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

— Pour la superstructure ; $E_{ij} = 35981.73 \text{ MPa}$

— Pour l'infrastructure ; $E_{ij} = 33000 \text{ MPa}$

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

4.1.5) Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson est le rapport de la déformation relative Longitudinale et transversale.

$$\rightarrow \nu = ((\Delta a) / a) / (\Delta L / L)$$

Avec :

a : cote de l'élément considéré.

L : longueur de l'élément considéré.

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations, et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations. Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,...), on prendra $\nu = 0.2$ pour les justifications aux états limites de services (béton non fissuré), et $\nu = 0.0$ dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré).

4.2) Les aciers :

4.2.1) Les aciers passifs :

4.2.1.1) La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence pour les classes Fe E 40 et Fe E 50, la limite élastique est respectivement 400 MPa et 500 MPa.

4.2.1.2) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

4.2.1.3) Contrainte limite :

Cette contrainte limite dépend de type de la fissuration et de cas de situation.

a. à l'état limite ultime la contrainte σ_s sera déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

b. à l'état limite de service la contrainte $\bar{\sigma}_s$ sera déterminée par la formule suivante

— Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min\left(\frac{2}{3} fe, \max\left(\frac{1}{2} fe, 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)\right)$$

— Si la fissuration est très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 80\% \xi = 0.8 \cdot \xi$$

4.2.1.4) Diagramme contrainte :

Le calcul à l'E.L.U en dehors du domaine élastique, nécessite de connaître la relation Entre contrainte et déformation, aux différents stades de calcul.

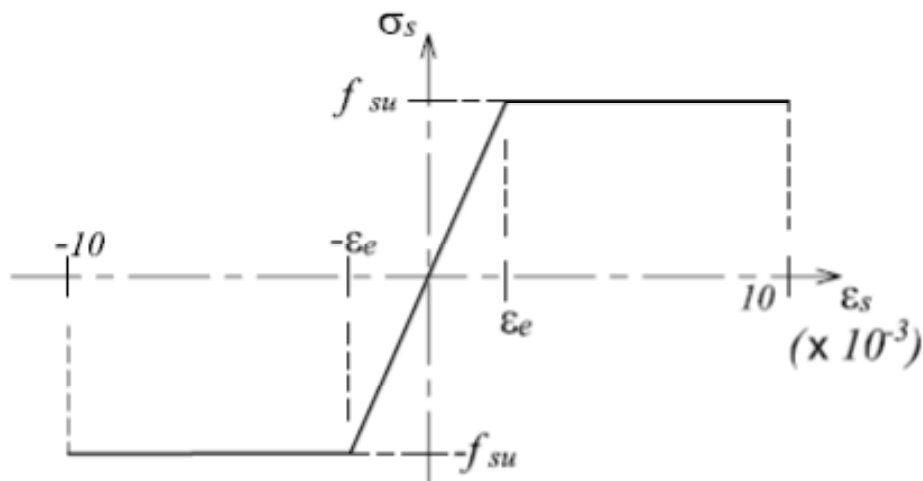


Figure 4.2 : Diagramme contrainte - déformation de calcul de l'acier à l'ELU

4.2.1.5) Disposition constructive :

Les conditions de bétonnage correct sont données par l'article A.7.2 des règles BAEL et représentées figure n° 2.3.

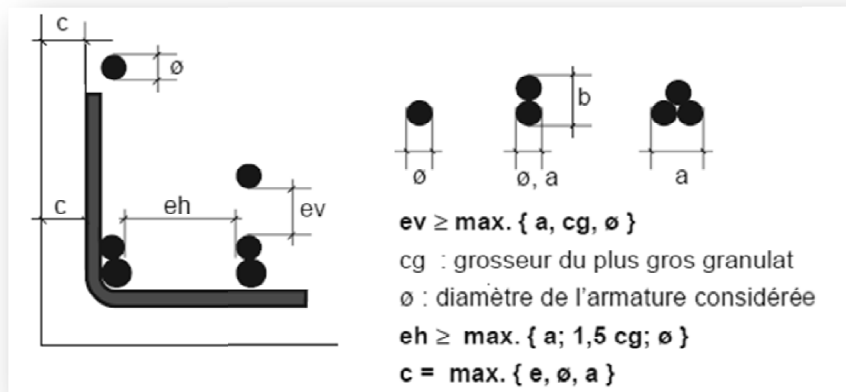


Figure 4.3 : Distances minimales des armatures aux coffrages et entre elles permettant un bétonnage correct selon les règles BAEL 91.

4.2.2) Les aciers de la précontrainte :

Les armatures de précontrainte doivent satisfaire aux prescriptions du titre II (armatures en acier à haute résistance pour construction en béton précontraint par pré ou post-tension) du fascicule 4 (fourniture d'aciers et autres métaux) du **CCTG**.

Ces armatures doivent, soit être agréées par le ministre concerné, soit bénéficier d'une autorisation de fourniture ou d'une autorisation d'emploi.

Dans le cas de la précontrainte par post-tension, la catégorie (fils, barres ou torons) d'armatures à utiliser est définie par l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte.

Dans le cas de la précontrainte par pré-tension, seuls peuvent être utilisés les torons et les fils autres que les fils ronds et lisses.

4.2.2.1) Caractéristiques mécaniques :

4.2.2.1.A) Résistance :

La résistance à prendre en compte dans les calculs est la charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans l'essai de traction jusqu'à rupture et que l'on désigne par F_{prg} , la précontrainte correspondant s'appelant f_{prg} .

Les différentes catégories d'aciers sont réparties en classes de résistance, définissant parfaitement pour chaque catégorie, la valeur de la résistance, quel que soit le fabricant.

Les valeurs actuelles oscillent entre 1 570 et 1 770 MPa pour les fils, 1 030 à 1 230 MPa pour les barres et 1 770 à 1 960 MPa pour les torons.

4.2.2.1.B) La limite élastique :

Un deuxième paramètre utilisé dans les calculs est la limite d'élasticité des aciers de précontraintes noté f_{peg} .

Nature	Classe (MPa)	∅ (mm)	A (mm ²)	F_{prg} (kN)	F_{peg} (kN)	$0,8 F_{prg}$ (kN)	$0,9 F_{peg}$ (kN)	$0,6 F_{prg}$ (kN)
T13	1 860	12,5	93	173	154	138,4	138,6	103,8
T13S	1 860	12,9	100	186	166	148,8	149,4	111,6
T15	1 770	15,2	139	246	220	196,8	198,0	147,6
T15S	1 770	15,7	150	265	236	212,0	212,4	159,0
fil ∅ 7 mm	1 670	7	38,5	64,3	57	51,4	51,3	38,6

Figure 4.4 : Caractéristiques des armatures utilisées en poste-tension

4.2.2.1.C) Module d'Young :

Le module d'élasticité longitudinale E_p des aciers de précontrainte est pris égal à :

- 200 000 MPa pour les fils et les barres
- 190 000 MPa pour les torons

4.2.2.1.D) Diagramme contrainte – déformation :

Le calcul en état limite ultime sortant du domaine élastique, il est nécessaire de connaître la relation entre contrainte et déformation aux différents stades de calcul.

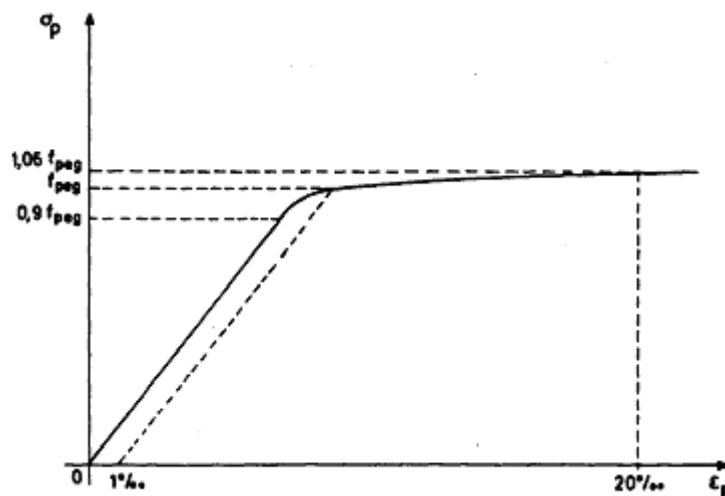


Figure 4.5 : Diagramme contrainte – déformation des torons et fils tréfilés

4.2.2.2) Disposition constructive :

Les dispositions constructives regroupent un certain nombre de conditions réglementaires ou d'usage courant pour que l'ouvrage réponde aux exigences qu'on attend de lui, non seulement sur le plan de la résistance mécanique, mais aussi pour la bonne tenue dans le temps et pour faciliter les conditions de mise en œuvre.

4.2.2.2.A) Disposition des armatures de précontrainte :

Le nombre de conditions de diamètre Φ dans un même paquet doit satisfaire aux conditions de figure 9-6.

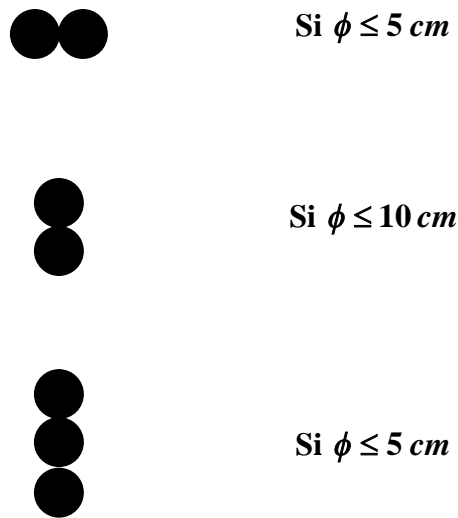


Figure 4.6 : Disposition des armatures de précontrainte

Ces conditions sont nécessaires pour s'assurer d'un bétonnage satisfaisant et d'une adhérence gaine – béton suffisante.

Les conduits doivent être suffisamment bien arrimés pour ne pas subir de dégâts ni de chargement de position lors du bétonnage ou de l'injection.

4.2.2.2.B) Espacement des armatures de précontrainte :

Pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminées de bétonnage) et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, on devra respecter une distance minimum entre conduits comme indiqué sur la figure 9 – 7, Φ désignant le diamètre d'encombrement maximum de la gaine.

q = Nombre de conduit accolés horizontalement : $q = 1$ ou $q = 2$

p = Nombre de conduit accolés verticalement : $p = 1, 2$ ou 3

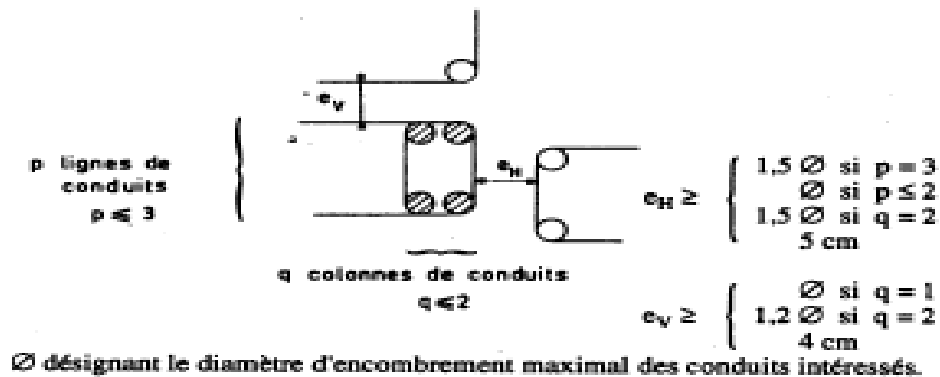


Figure 4.7 : Espacement entre câbles

Dans les zones où les conduits ou paquets se rapprochent ou se croisent, l'étude de relevage des câbles doit être faite de manière à éviter l'existence d'obstacles susceptibles de s'opposer à la mise en place du béton. Il n'est néanmoins pas tenu compte, pour la justification de la résistance d'une section, du béton situé entre conduits pour lequel les conditions exigées en section courante ne seraient localement pas satisfaites.

Dans le cas d'une pièce mince comportant des armatures de précontrainte disposées suivant son plan moyen, ces armatures doivent être suffisamment écartées pour éviter le risque de fendage de la pièce.

4.2.2.2.C) Distance Des Armatures De Précontrainte Aux Parements :

La distance minimale c entre un conduit ou un paquet de conduits et un parement doit satisfaire aux conditions ci-après :

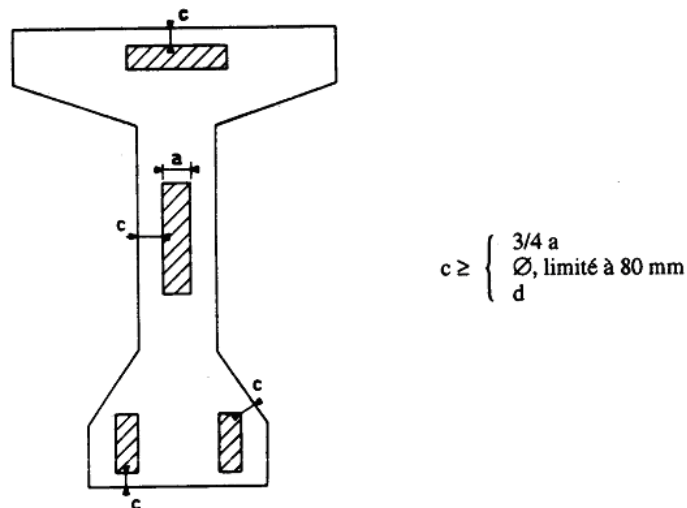


Figure 4.8 : Distances des armatures au parement

A désignant la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.

Pour les ouvrages courants d est égal à 4 cm.

Dans le cas d'ouvrages exposés à une atmosphère agressive, d est supérieur ou égal à 5 centimètres. Dans le cas d'ouvrages à l'abri des intempéries, d est égal à 3 centimètres.

CHAPITRE 5

Charges et surcharges

5.1) Charges permanentes :

5.1.1) Poids propre du tablier :

CAISSONS	LONGUEUR (m)	Poids (KN)
caisson sur culée 1	1.2	327.6
caisson courant 1	23.9	3812.05
caisson sur pile 1	1	273
caisson courant 2	34	5423
caisson sur pile 2	1	273
caisson courant 3	23.9	3812.05
caisson sur culée 2	1.2	327.6

Tableau des poids propres de chaque caisson

Désignation	Valeur
Poids total en (KN)	14248.3
Longueur total en (m)	85
Poids total en (KN/ml)	167.63

Tableau du poids propre par mètre linéaire

5.1.2) Charges complémentaires permanentes « CCP » :

A- Couche de roulement + couche d'étanchéité en béton bitumineux :

Densité : 23 KN/m³

Épaisseur : 8 cm → **20.24 KN/ml**

Largeur : 11 m

B-Corniches :

Densité : 25 KN/ml

Section : 0.18 m² → **9 KN/ml**

Nombre : 2

C-Barrière de sécurité :

1 barrière : 0.65 KN/ml → **1.3 KN/ml**

Nombre : 2

Poids total (CCP) = $20.24+9+1.3 = 30.54$ KN/ml

5.1.3) Poids total de l'ouvrage :

$Q_{tot} = Q_{cp}+Q_{ccp}= 167.63 + 30.54 = 198.17$ KN/ml

5.2) Charge de chaussée :

Les charges définies dans le fascicule 61, titre2 pour le dimensionnement sont les suivantes :

-système A

-système B

Les surcharges militaires M et les convois exceptionnels D pour les ponts faisant l'objet d'un classement prononcé par le ministère de l'équipement ou à la demande des autorités militaires. [ARTICLE 1.1 FASICULE N°61 TITRE 2]

5.2.1) Largeur chargeable :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures, elle comprend toutes les surcharges éventuelles telles que la bande dérasé, bande d'arrêt.etc

la largeur chargeable se déduit de la largeur roulable : en enlevant une bande de 0.50m le long de chaque dispositifs de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe.

[ARTICLE 2.1 FASICULE N°61 TITRE 2]

Pour notre ouvrage on a :

Largeur totale : $L_t= 12.00$ m

Largeur roulable : $L_r= 7.00$ m

Largeur chargeable : $L_c = 7.00$ m

5.2.2) Nombre de voie de circulation :

Par convention, les chaussée comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètre. [ARTICLE 2.2 FASICULE N°61 TITRE 2]

$n_v = L_c / 3 = 7/3 = 2.33$ m

la partie entière est égale à $2n_v=2$ voies

5.2.3) Largeur de la voie :

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies. [ARTICLE 2.2 FASCICULE N°61

TITRE 2]

$$L_v = L_C / n_v = 7/2 = 3.5 \text{ m}$$

5.2.4) Classe de pont-route :

Les ponts routes sont rangés en trois classes en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

-sont rangés en première classe ($L_r \geq 7\text{m}$) :

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m toutes les bretelles des échangeurs autoroutiers

Les ponts de largeur roulable inférieure à 7m qui sont désignés par le C.P.S

-sont rangés en deuxième classe ($5.5\text{m} < L_r < 7\text{m}$) :

Les ponts supportant des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5.50m et 7m valeur limites exclues.

-sont rangés en troisième classe ($L_r \leq 5.5\text{m}$) :

les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5.5m. [ARTICLE 3 FASCICULE N°61 TITRE 2]

→ On a : $L_r = 7\text{m}$, notre pont est de première classe.

5.2.5) Système de charge A(l) :

La masse A(l) est exprimée en kilogramme par mètre carré (kg/m^2) en fonction de la longueur chargée ou L est exprimée en mètre :

$$A(l) = 230 + 36000 / (l+12)$$

la largeur et les longueurs des zones chargées sont choisies de manière à produire les effets maximaux dans l'élément d'ouvrage

[ARTICLE 4.1 FASCICULE N°61 TITRE 2]

la valeur de A(l) ainsi trouvée est multipliée par des coefficients réducteurs a_1 et a_2 qui sont définis comme suit :

Chapitre 5: Charges et surcharges

1) Pour a_1 :

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées la valeur de $A(l)$ est multipliée par le coefficient a_1 du tableau suivant :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	première	1	1	0.9	0.75	0.7
	deuxième	1	0.9	/	/	/
	troisième	0.9	0.8	/	/	/

Désignation du coefficient a_1 en fonction de la classe de pont et du nombre de voies chargées.

On fait le calcul de $A(l)$ aussi avec la formule suivante :

$A_1(l) = 400 - 0.2l$ et on prend le maximum des deux

$A_1(l) = \max[a_1 \times A(l) ; (400-0.2l)]$

[ARTICLE 4.2.1 FASCULE N°61 TITRE 2]

$A_1(l) = a_1 \times A(l)$

2) Pour a_2 :

a_2 est donné par le rapport entre v_0 et v telle que :

v : étant la largeur d'une voie et v_0 ayant les valeurs suivantes :

3.5m pour les ponts de première classe

3,05m pour les pont de deuxième classe

2.75m pour les ponts de troisième classe

[ARTICLE 4.2.1 FASCULE N°61 TITRE 2]

$a_2 = v_0 / v = 3.5 / 3.5 = 1$

finalement :

$A(l) = a_1 \times a_2 \times A(l)$

Les résultats du calcul sont représentés aux tableaux suivants :

Travées chargées	L(m)	Valeur de la charge (kn/m ²)	Valeur de A(l) avec 1 voie chargée (kn/m)
Travée 1	25	12,0297297	42,1040541
Travée 2	35	9,95957447	34,8585106
Travée 3	25	12,0297297	42,1040541
Travée 1, 2	60	7,3	25,55
Travée 1, 3	50	8,10645161	28,3725806
Travée 2,3	60	7,3	25,55
Travée 1, 2,3	85	6,01134021	21,0396907

Valeur de A(l) avec une voie chargée

Travées chargées	L(m)	Valeur de la charge (kn/m ²)	Valeur de A(l) avec 2 voies chargée (kn/m)
Travée 1	25	12,0297297	84,2081081
Travée 2	35	9,95957447	69,7170213
Travée 3	25	12,0297297	84,2081081
Travée 1, 2	60	7,3	51,1
Travée 1, 3	50	8,10645161	56,7451613
Travée 2, 3	60	7,3	51,1
Travée 1, 2, 3	85	6,01134021	42,0793814

Valeur de A(l) avec deux voies chargées

5.2.6) Système de charges B :

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts

5.2.6.1) Système Bc :

Le système Bc se compose de camions de types Bc, ce camion comporte trois essieux. Tous les trois à roues simples munies de pneumatiques et répond aux caractéristique suivantes :

Désignation	valeur
Masse totale	30m
Masse portée par chacun des essieux arrière	12m
Masse portée par l'essieu avant	6m
Longueur d'encombrement	10,50m
largeur d'encombrement	2,5m
Distance des essieux arrière	1.5m
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4.5m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2m
Surface d'impact d'une roue arrière	Carré de 0.25m de coté
Surface d'impact d'une roue avant	Carré de 0.20m de coté

Caractéristique du système Bc

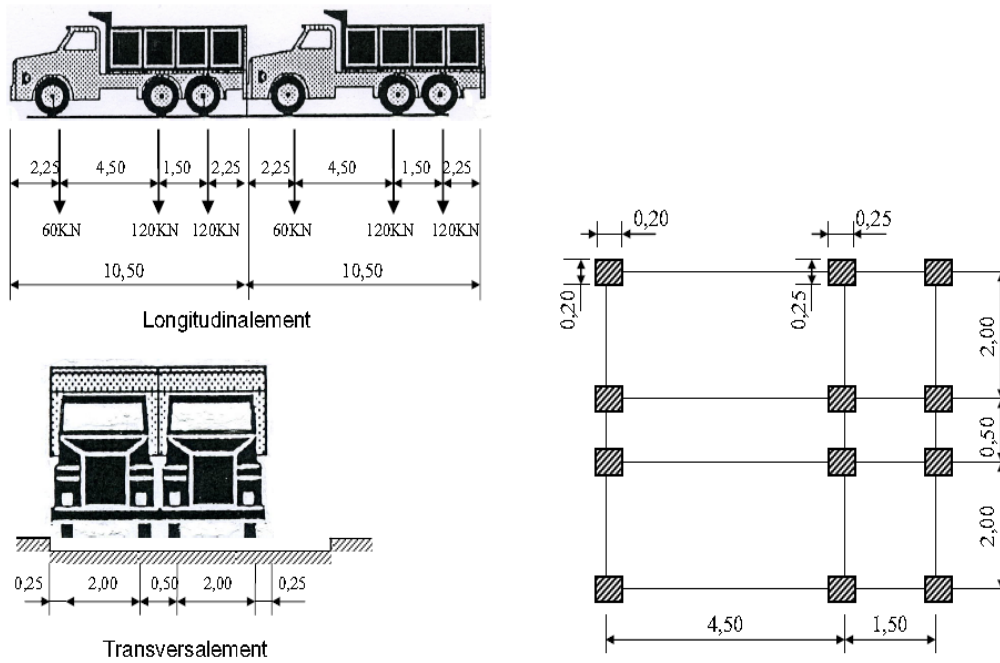


Figure 5.1 : Caractéristique du système Bc

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

Dans le sens longitudinal, le nombre de camion par file est limité à deux
 [ARTICLE 5.2.1 FASCICULE N°61 TITRE 2]

Donc : $B_c = 2 \times (n \times 30)$ (t)

avec : 2 : nombre de camions disposés longitudinalement

n : nombre de files

pour une voie chargée :

$B_c = 2 \times (1 \times 30) = 60t$

pour deux voies chargées

$B_c = 2 \times (2 \times 30) = 120t$

En fonction de la classe du pont et du nombre de fils considérés les valeurs des charges du système Bc prise en compte sont multipliées par les coefficients bc du tableau suivant :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	deuxième	1	1	/	/	/
	troisième	1	0.8	/	/	/

Valeurs du coefficient bc

pour une voie chargée $bc=1.2$

$$Bc \times bc = 1.2 \times 60 = 72t$$

pour deux voies chargées $bc=1.1$

$$BC \times bc = 1.1 \times 120 = 132t$$

5.2.6.2) Système de charge Br :

La roue isolée, constitue le système Br, porte une masse de 10t .sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0.6m et le coté longitudinal 0.30m.

le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n importe ou sur la largeur roulable.

[ARTICLE 4.2.1 FASCICULE N°61 TITRE 2]

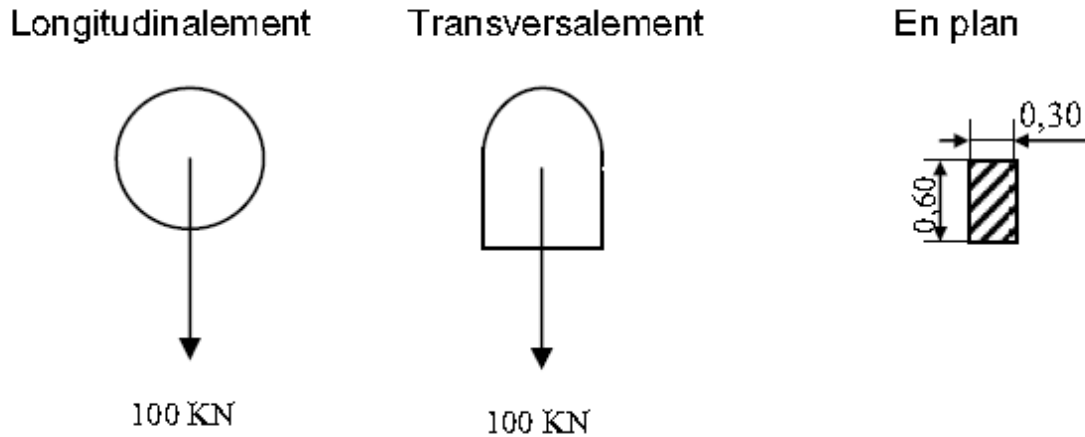


Figure 5.2 : caractéristique du système Br

5.2.6.3) Système Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples, munie de pneumatiques et répond aux caractéristiques suivantes :

Désignation	valeur
Masse totale	32t
Masse portée par chaque essieu	16t
Distance des deux essieux	1.35m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2m

Caractéristique du système Bt

La surface d'impact de chaque roue sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0.60m et le côté longitudinal 0.25m. Chaque tandem est supposé circuler dans un axe d'une bande longitudinale de 3m de large.

Pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus, sont disposés de front sur la chaussée.

[ARTICLE 5.4.1 FASCICULE N°61 TITRE 2]

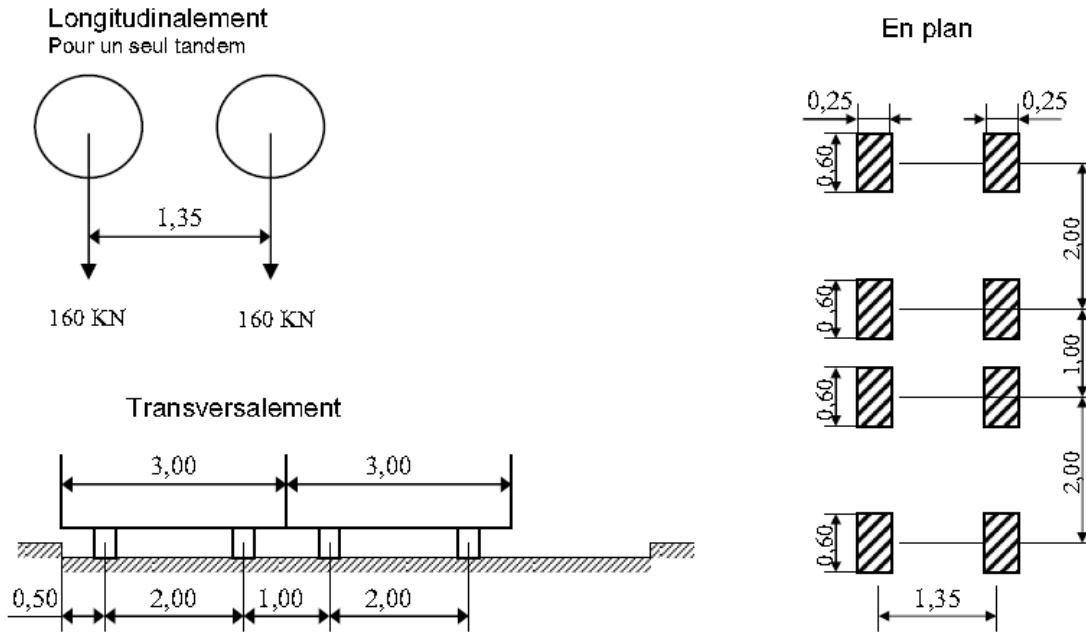


Figure 5.3 : caractéristique du système Bt

Donc : $Bt = 32 \times n$ (t)

avec n : nombre de tandem considéré :

$Bt = 32 \times 1 = 32t$

pour deux tandems considérés :

$Bt = 32 \times 2 = 64t$

en fonction de la classe du pont, les valeurs des charges Bt prise en compte sont multipliées par les coefficient bt du tableau suivant :

Classe du pont	première	deuxième
coefficient	1	0.9

[ARTICLE 5.4.1 FASICULE N°61 TITRE 2]

pour un seul tandem considérés

$Bt \times bt = 32 \times 1 = 32t$

pour deux tandems considérés

$Bt \times bt = 64t$

5.2.7) coefficient de majoration dynamique (δ) :

Les charges du système B sont frappées par des coefficients de majoration dynamiques.

Le coefficient de majoration dynamique de chaque système relatif à un ouvrage est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + (0.4 / (1 + 0.2l)) + (0.6 / (1 + 4(G/S)))$$

L : la portée considérée

G : le poids total de l'ouvrage dans l'élément considéré

S : charge maximale du système B obtenue après multiplication par les coefficient b

[ARTICLE 5.5 FASICULE N°61 TITRE 2]

5.2.7.1) Système Bc :

Bc	G (t/ml)	L	Gtot (t)	Bc	S	delta
1 file	19.81	25	495.25	60	72	1,08770904
2 files	19.81	25	495.25	120	132	1,10414892

Bc	G(t/ml)	L	Gtot(t)	Bc	S	delta
1 file	19.81	35	693.35	60	72	1,0651824
2 files	19.81	35	693.35	120	132	1,07725959

Coefficient de majoration dynamique pour le système Bc

Le coefficient de majoration dynamique est : $\delta = 1,10414892$

5.2.7.2) Système Bt :

Bt	G (t/ml)	L	Gtot (t)	Bt	S	delta
1 file	19.81	25	495.25	32	32	1,07620467
2 files	19.81	25	495.25	64	64	1,08544417

Bt	G (t/ml)	L	Gtot (t)	Bt	S	delta
1file	19.81	35	693.35	32	32	1,05684394
2files	19.81	35	693.35	64	64	1,06353352

Coefficient de majoration dynamique pour le système Bt

Le coefficient de majoration dynamique est: $\delta = 1,08544417$

5.2.7.3) Système Br :

Br	G(t/ml)	L	Gtot(t)	Br	S	delta
file	19.81	25	495.25	10	10	1,06968023

Bt	G(t/ml)	L	Gtot(t)	Bt	S	delta
file	19.81	35	693.35	10	10	1,05215564

Coefficient de majoration dynamique pour le système Br

Le coefficient de majoration dynamique est : $\delta = 1,0696802$

5.2.8) Effort de freinage :

Seules les charges du système A et B qui peuvent développer des réactions de freinage, les systèmes de charge militaires M et les convois exceptionnels D sont supposés ne développer aucune réaction de freinage.

Dans les cas courant, la résultante de cet effort peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal la chaussée. [ARTICLE 6.1 FASCICULE N°61 TITRE 2]

5.2.8.1) Effort de freinage du système A(I) :

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière.

$$A \times S / (20 + 0.0035 \times S)$$

S : la surface chargée en mètre carré

les résultats de calcul sont représentés au tableau suivant :

Travées chargées	L (m)	Valeur de la charge (A) (kn/m2)	Surface chargée (m ²)	Effort de freinage (kn)
Travée 1	25	12,0297297	87,5	51,8363239
Travée 2	35	9,95957447	122,5	59,7221011
Travée 3	25	12,0297297	87,5	51,8363239
Travée 1, 2	60	7,3	210	73,9329636
Travée 1, 3	50	8,10645161	175	68,823725
Travée 2, 3	60	7,3	210	73,9329636
Travée 1, 2, 3	85	6,01134021	297,5	84,993701

Valeurs des forces de freinage dues au système A(I)

Chapitre 5: Charges et surcharges

Pour deux voies chargées :

Travées chargées	L(m)	Valeur de la charge (kn/m ²)	Surface chargée (m ²)	Effort de freinage (kn)
Travée 1	25	12,0297297	175	204,264665
Travée 2	35	9,95957447	245	233,977777
Travée 3	25	12,0297297	175	204,264665
Travée 1, 2	60	7,3	420	285,607825
Travée 1, 3	50	8,10645161	350	267,350583
Travée 2, 3	60	7,3	420	285,607825
Travée 1, 2, 3	85	6,01134021	595	323,944066

Valeurs des forces de freinage dues au de freinage dues au système A(I)

5.2.8.2) Effort de freinage du au système Bc :

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on place sur le pont un seul est supposé freiner.

$F_c=30$ t.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majorations dynamiques.

5.2.9) Force centrifuges :

Le pont est rectiligne, donc il n'est pas sujet aux forces centrifuges.

5.2.10) Charge militaires :

Les ponts qui permettent la circulation des convois militaires doivent être calculés pour supporter ces convois.

5.2.10.1) Le système Mc120 :

Le système de charge Mc120 comporte deux chenille et répond aux caractéristique suivante :

désignation	valeur
Masse totale	110t
Longueur d'une chenille	6.1m
Largeur d'une chenille	1m
Distance d'axe en axe des deux chenilles	2.3m

Caractéristique du système Mc120

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

Le système de charge Mc120 peut circuler en convois.

-dans le sens transversal un seul convoi supposé circuler

-dans le sens longitudinal le nombre de véhicules successifs est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable, avec une distance entre axes des impacts sur la chaussée au moins égale à 36 ,60m.

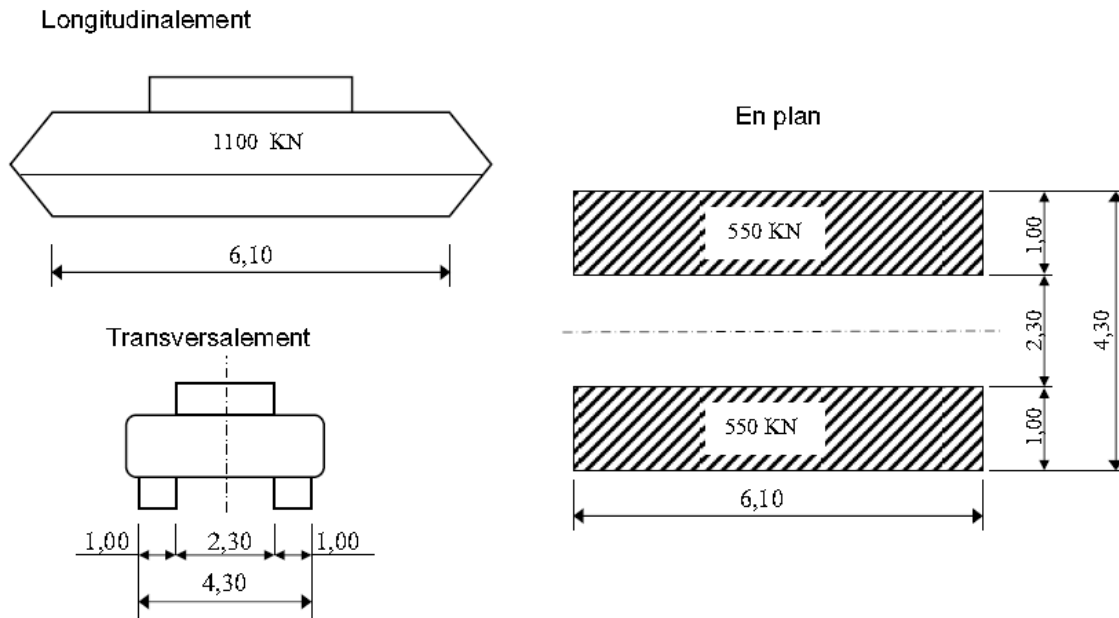


Figure 5.4 : Caractéristiques du systèmes Mc120

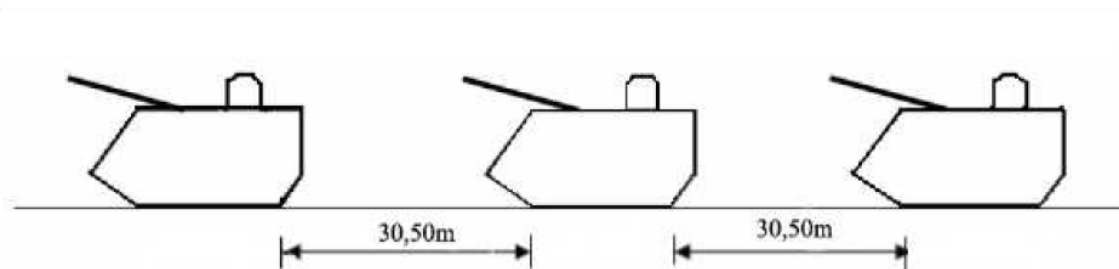


Figure 5.5 : Disposition longitudinale des Mc

5.2.10.2) Coefficient de majoration dynamique (δ) :

La majoration dynamique est applicable aux charges militaires, le coefficient de majoration étant calculé par la même formule que celle qui est donnée pour le système B

MC	G(t/ml)	L	Gtot(t)	Mc120	S	delta
file	19.81	25	495.25	110	110	1,09823051

MC120	G(t/ml)	L	Gtot(t)	Bt	S	delta
file	19.81	35	693.35	110	110	1,07288964

Coefficient de majoration dynamique pour le système Mc120

Le coefficient de majoration dynamique est : $\delta=1.09823051$

5.2.11) Charge exceptionnelles :

Les ponts qui permettent la circulation des convois lourds exceptionnels doivent être calculés supporter ces convois.

5.2.11.1) Le système D240 :

Le système de charge D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de D240 de poids total. ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2m de large et 18.60m de long.

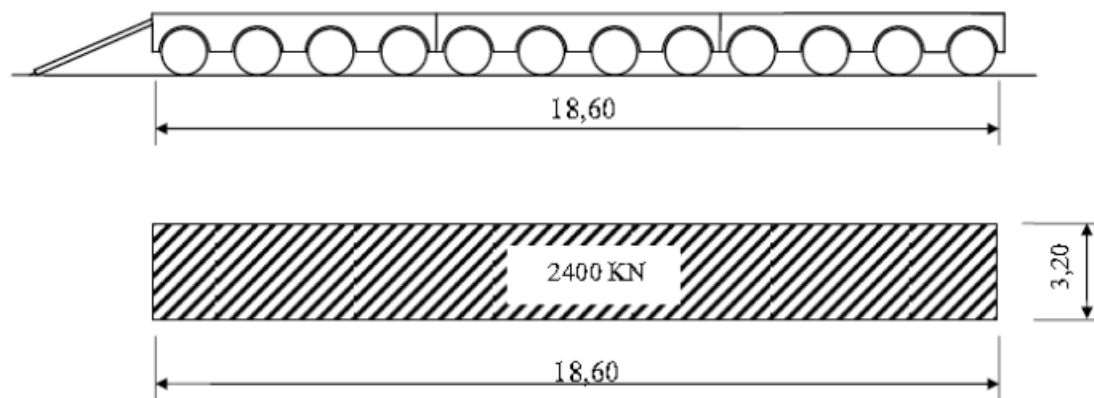


Figure 5.6 : Caractéristique du système D

5.2.11.2) Coefficient de majoration dynamique (δ) :

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées de majoration dynamique.

5.3) Charge thermique :

5.3.1) Variation linéaire :

La différence de température prise en compte est comme suit $\Delta T = \pm 30^\circ\text{C}$

le coefficient de dilatation du béton est comme suit $\lambda = 10^{-5}$

les variation linéaire de la température ont un effet seulement sur le calcul des joints (le tablier n'est pas sollicité).

5.3.1) Gradient thermique :

Les efforts dus au gradient thermique sont évalués sur la base d'une différence de température, entre les fibres extrêmes du tablier de 7°C , en prenant en considération le module de déformation longitudinale du béton instantané.

5.4) Effet du vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale par rapport à l'axe longitudinal de la chaussée et sa pression est appliquée à la surface intéressée des piles et du tablier. Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de 2000 N/m^2 .

CHAPITRE 6

Calcul des sollicitations longitudinales

6.1) Introduction :

Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières sont appliquées. Les calculs seront effectués au moyen du logiciel **Robot Structural Analysis Professional 2010**.

6.2) Modélisation :

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure, quelque soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- définition de la structure,
- définition des différentes sections de l'ouvrage,
- définition des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- définition des conditions d'appuis,
- le choix de la méthodologie de calcul,
- la définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- la structure est définie par des éléments barres,
- la section de l'ouvrage est un caisson modélisé par ses dimensions réelles. La section est définie par le logiciel AutoCAD, puis introduite dans le logiciel Robot.
- les appuis sont considérés comme des appuis simples au niveau des piles et la culée (C₂), et un appui double au niveau de la culée (C₁).

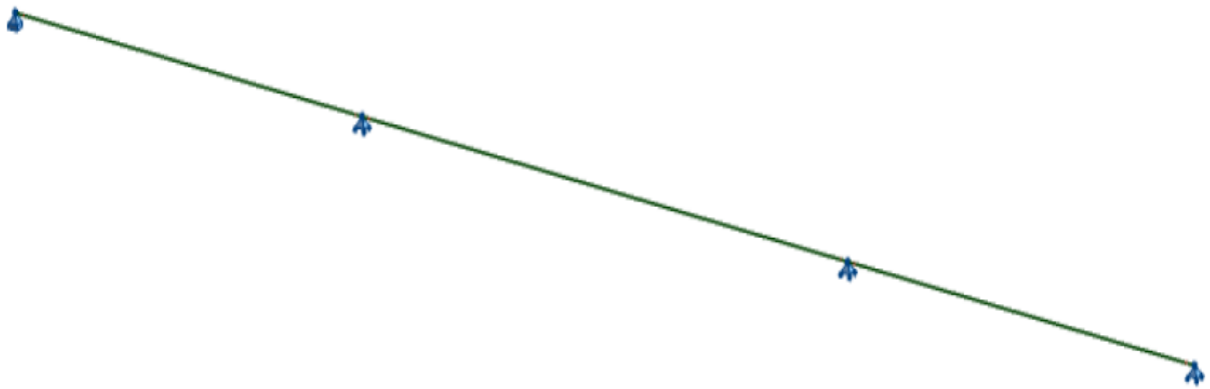


Figure 6.1 : Vue générale du modèle sur le logiciel Robot.

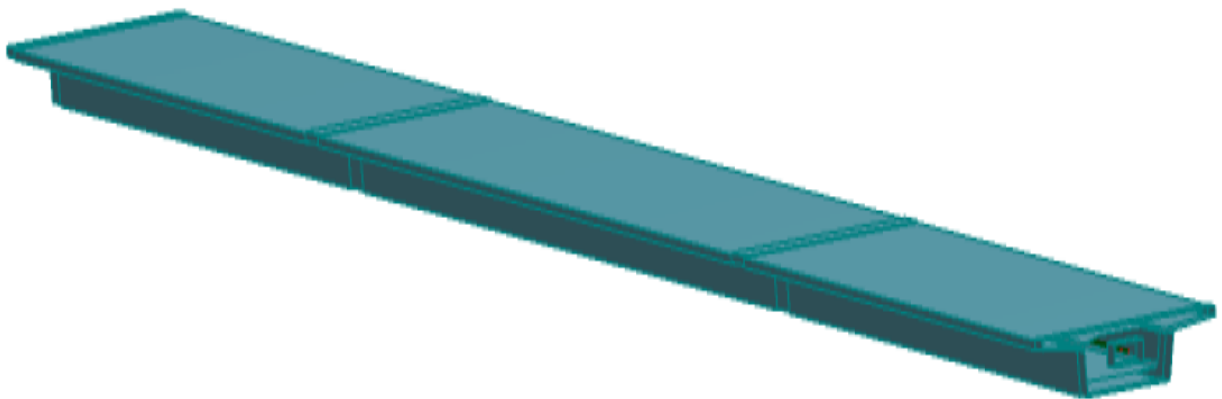


Figure 6.2 : Vue en 3D de l'ouvrage sur le logiciel Robot.

6.3) Combinaisons de calcul :

Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues au:

- poids propre G_{min} , type d'analyse : statique linéaire, nature : permanente.
- complément de poids propre CCP, type d'analyse : statique linéaire, nature : permanente.

Notons que : $G = G_{min} + CCP$

- charge $A(L)$, type d'analyse : statique linéaire, nature : d'exploitation.
- gradient thermique $\Delta\theta$, type d'analyse : statique linéaire, nature : d'exploitation.

Chapitre 6 : Calcul des sollicitations longitudinales

- surcharge Bc, type d'analyse : analyse de cas de charges roulantes, nature : d'exploitation.
- surcharge Bt, type d'analyse : analyse de cas de charges roulantes, nature : d'exploitation.
- surcharge Br, type d'analyse : analyse de cas de charges roulantes, nature : d'exploitation.
- Surcharges militaires Mc120, type d'analyse : analyse de cas de charges roulantes, nature : d'exploitation.
- Convoi exceptionnel D240, type d'analyse : analyse de cas de charges roulantes, nature : d'exploitation.

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le « **Fascicule N°61 Titre 2** » :

	ELU	ELS
COMB 1	$1,35G+1,6A(L)$	$G+1,2A(L)+0,5\Delta\theta$
COMB 2	$1,35G+1,6A(2L)$	$G+1,2A(2L)+0,5\Delta\theta$
COMB 3	$1,35G+1,6Bc(1V)$	$G+1,2Bc(1V)+0,5\Delta\theta$
COMB 4	$1,35G+1,6Bc(2V)$	$G+1,2Bc(2V)+0,5\Delta\theta$
COMB 5	$1,35G+1,6Bt(1V)$	$G+1,2Bt(1V)+0,5\Delta\theta$
COMB 6	$1,35G+1,6Bt(2V)$	$G+1,2Bt(2V)+0,5\Delta\theta$
COMB 7	$1,35G+1,6Br$	$G+1,2Br+0,5\Delta\theta$
COMB 8	$1,35G+1,35Mc120$	$G+Mc120+0,5\Delta\theta$
COMB 9	$1,35G+1,35D240$	$G+D240+0,5\Delta\theta$

6.4) Résultats de calcul obtenus par le logiciel robot :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes et enveloppes représentant les moments de flexion, les efforts tranchants ainsi que les moments de torsion. Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

6.4.1) Moments de flexion :

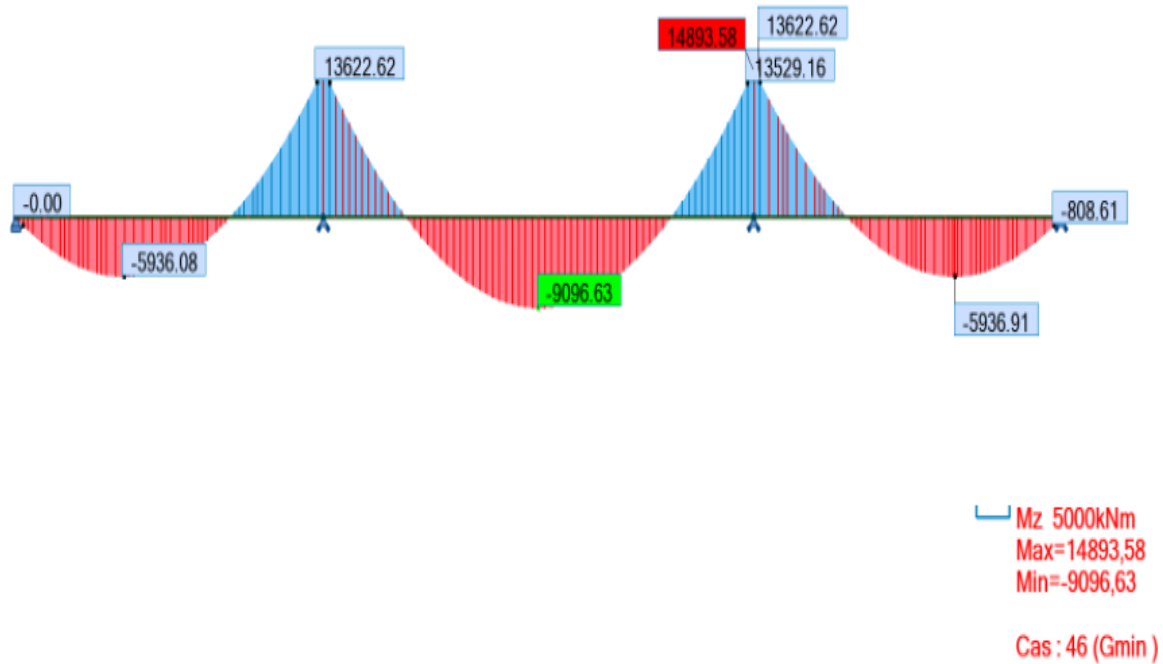


Figure 6.3 : Diagramme des moments fléchissant dus aux poids propre (Gmin).

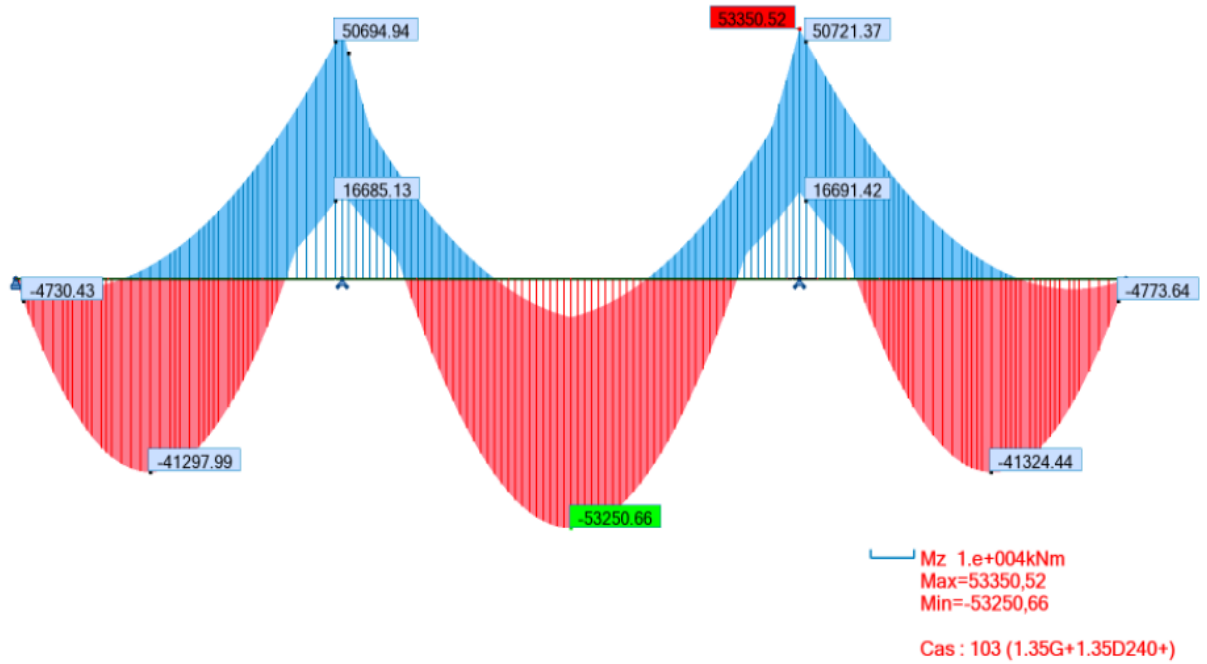


Figure 6.4 : Enveloppe des moments fléchissant sous la combinaison défavorable : COMB 9 ELU 1,35G+1,35D240

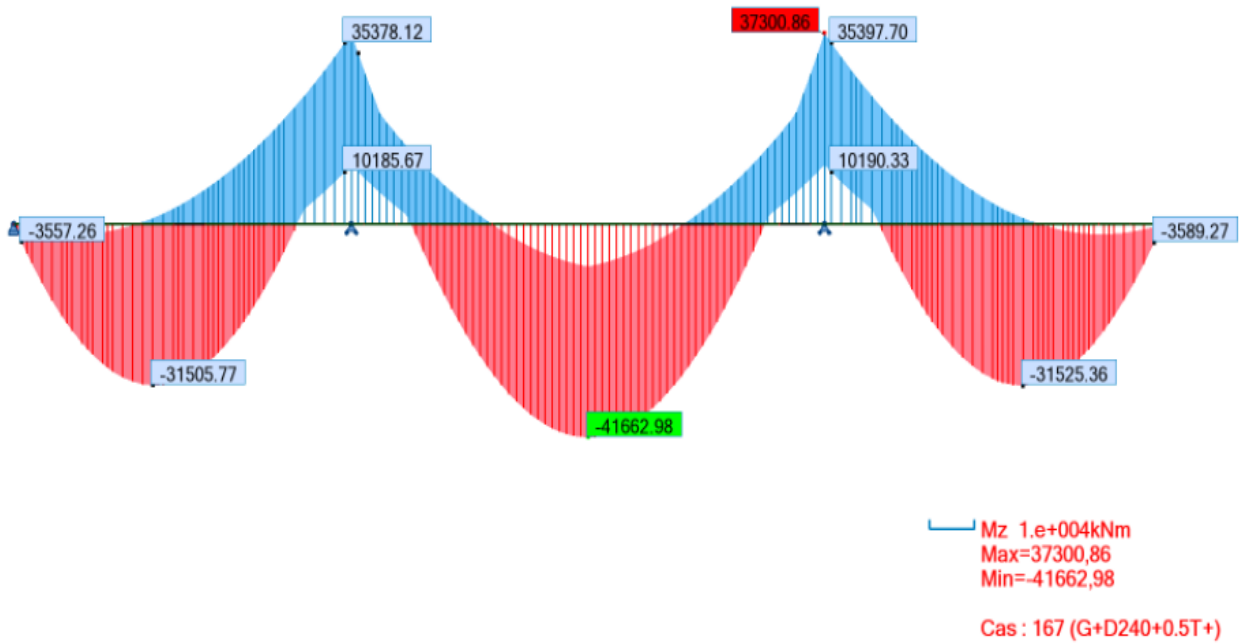


Figure 6.5 : Enveloppe des moments fléchissant sous la combinaison défavorable : COMB 9 ELS G+D240+0,5Δθ

6.4.2) Efforts tranchants :

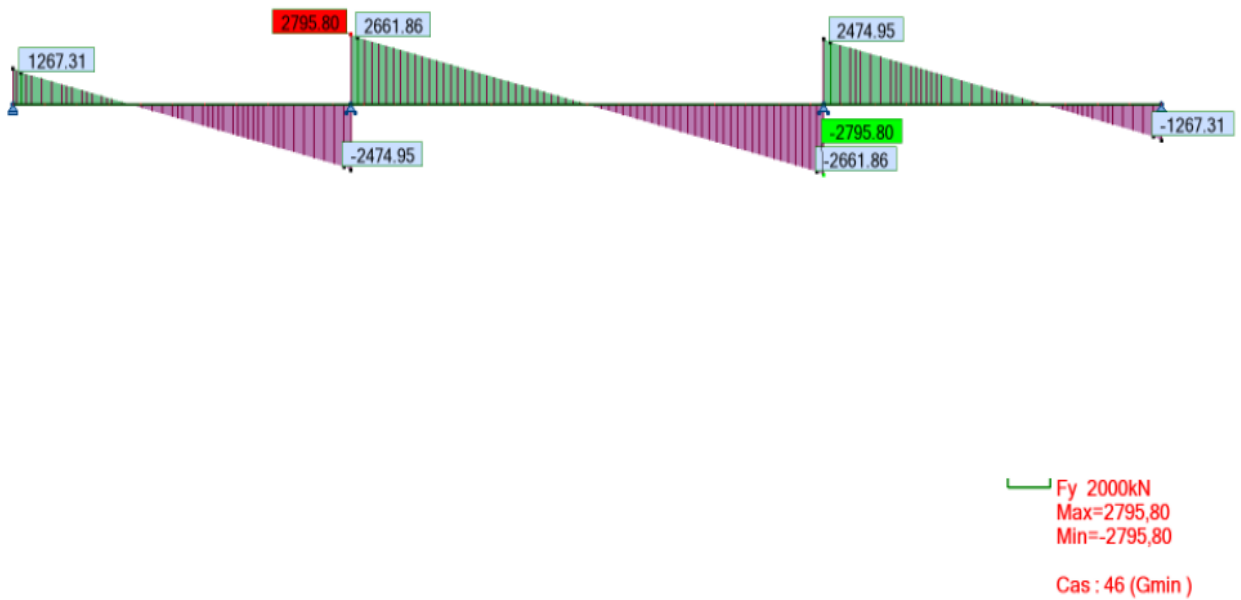


Figure 6.6 : Diagramme des efforts tranchants dus aux poids propre (Gmin).

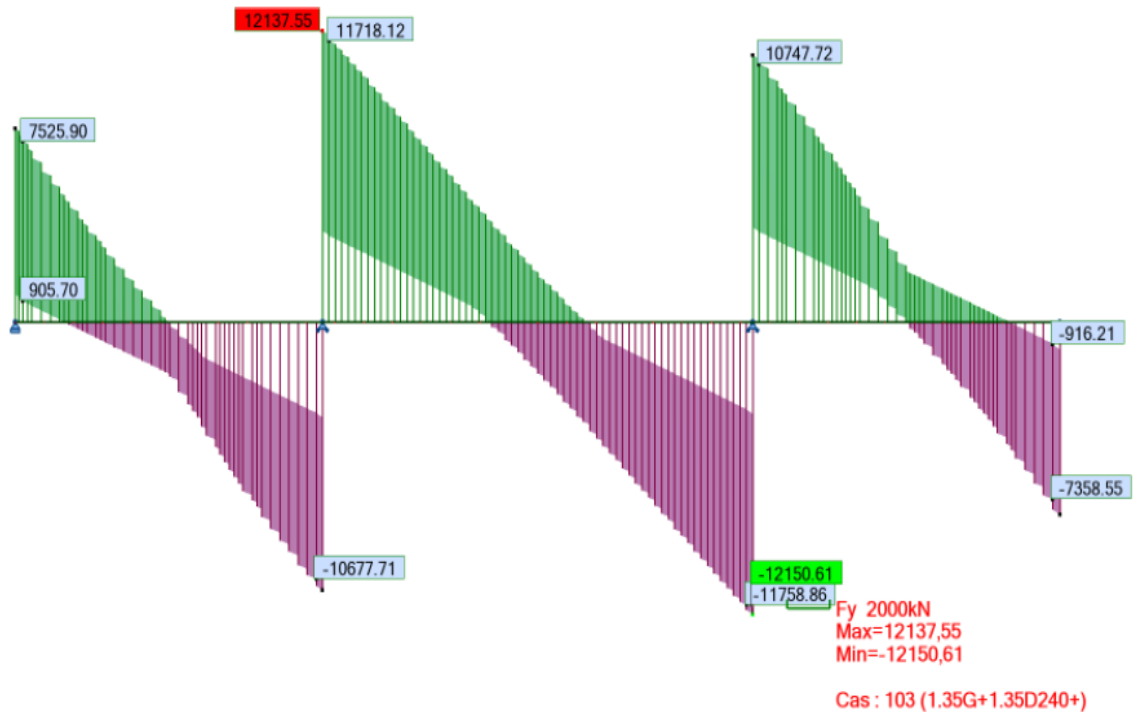


Figure 6.7 : Enveloppe des efforts tranchant sous la combinaison défavorable : COMB 9 ELU 1,35G+1,35D240

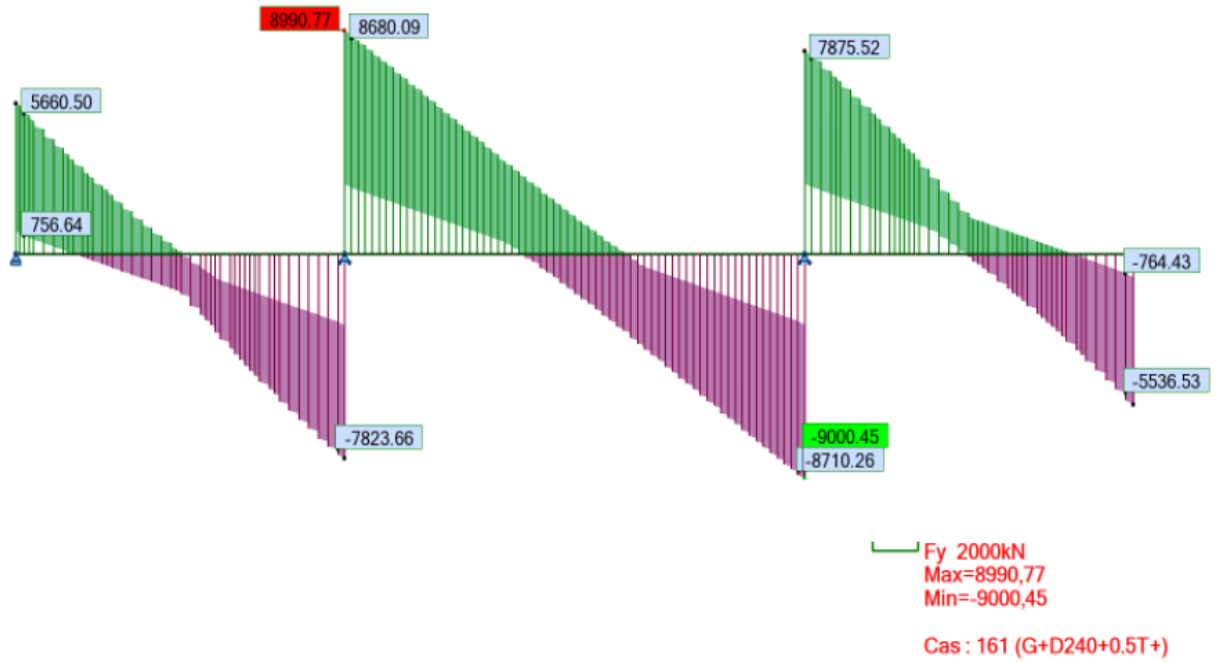


Figure 6.8 : Enveloppe des efforts tranchant sous la combinaison défavorable : COMB 9 ELS G+D240+0,5 $\Delta\theta$

6.4.3) Moments de torsion :

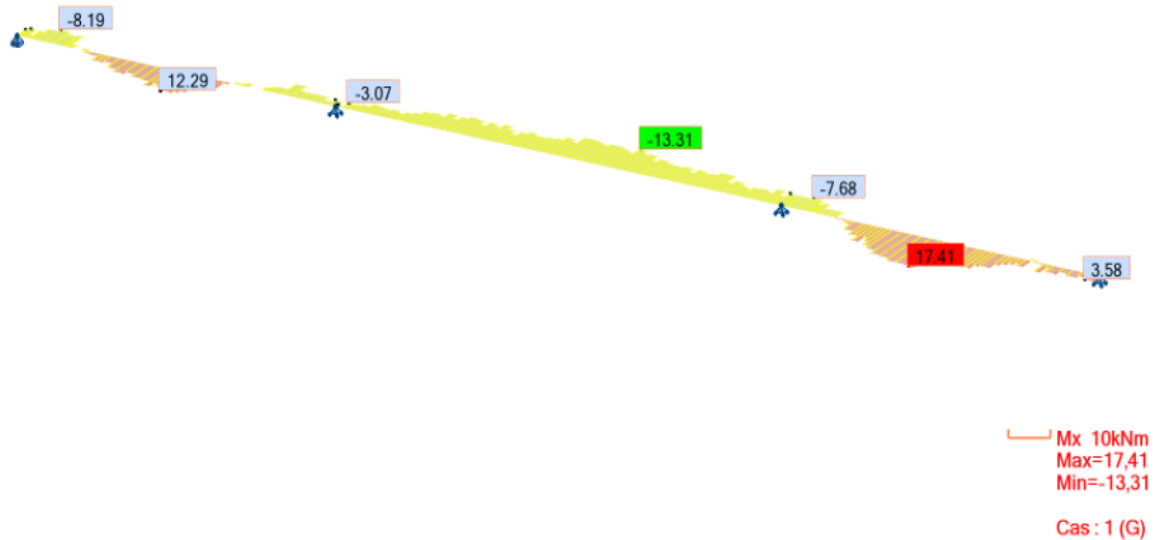


Figure 6.9 : Diagramme des moments de torsion dus aux charges permanentes (G).

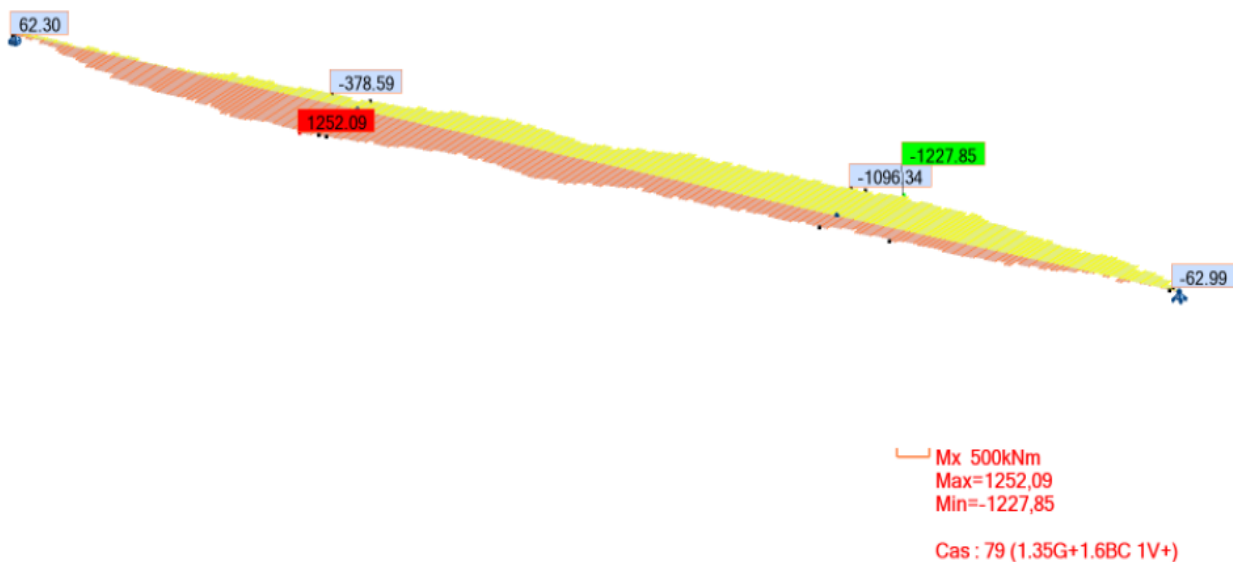


Figure 6.10 : Enveloppe des moments de torsion sous la combinaison défavorable : COMB 3 ELU 1,35G+1,6BC 1V

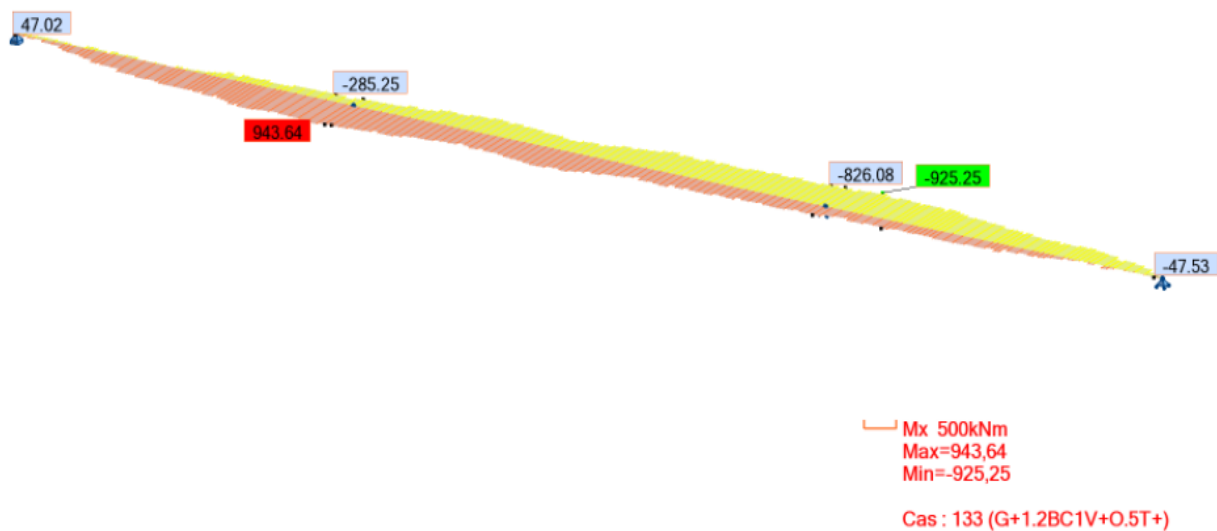


Figure 6.11 : Enveloppe des moments de torsion sous la combinaison défavorable : COMB 3 ELS G+1,2BC 1V+0,5 $\Delta\theta$

6.4.4) Flèche défavorable :

Calculée automatiquement à l'aide du logiciel **Robot** :

$F_{\max} = 5,4$ cm, au niveau de la travée centrale

On rappelle que : $F_{\text{admissible}} = L / 300 = 11,66$ cm

→ $F_{\max} < F_{\text{admissible}}$

CHAPITRE 7

Etude de la précontrainte

7.1) Généralités:

Comme le béton armé, le béton précontraint associe béton et armatures, mais il s'en différencie de façon fondamentale dans son principe.

En 1935, son inventeur, Eugène Freyssinet, définissait ainsi la précontrainte :

« Précontraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec des celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération. »

La précontrainte, en effet, a pour but de soumettre le béton à des contraintes préalables de compression telles qu'une fois en service, elles s'opposent aux contraintes de traction créées par les charges et maintiennent le béton en état de compression.

Le béton, matériau qui présente une faible résistance à la traction, se trouve ainsi utilisé au mieux de ses possibilités en ne travaillant qu'en compression.

Cette technique est à l'origine de progrès considérables dans l'emploi du béton, que ce soit dans les structures et les ouvrages d'art ou dans les éléments préfabriqués pour le bâtiment.

La précontrainte permet la réalisation d'ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts ou réservoirs de grande capacité) aussi bien que d'éléments qui, tout en étant de faible épaisseur, doivent assurer des portées relativement longues (dalles-planchers, poutres).

7.1.1) Précontrainte de continuité :

La précontrainte de continuité est dimensionnée pour reprendre :

- Le gradient thermique en service
- Les charges permanentes
- Les charges d'exploitation
- Les moments apportés par les redistributions par fluage

Ce câblage de continuité est constitué :

- Soit de câbles ondulés disposés dans les âmes (câblage intérieur), ancrés en général sur des bossages.
- Soit de câbles de tracé trapézoïdal (câblage extérieur), ancrés dans les entretoises sur culées.

Dans les deux cas, ces câbles, outre leur rôle en flexion longitudinale, participent à la reprise de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Cette précontrainte est le plus souvent, dans les ponts actuels, extérieure au béton. Les prescriptions à suivre pour la mise en œuvre de la précontrainte extérieure sont appliquées à tous les ouvrages cela ne nous empêche pas donc de définir quelques principes fondamentaux :

7.1.2) Tracé des câbles :

Rechercher les tracés les plus simples possibles, en plaçant les câbles au plus près des âmes.

7.1.3) Déviateurs :

Préférer, pour dévier les câbles, aux entretoises en travée. Ils sont constitués d'une poutre inférieure transversale et de voiles verticaux, plutôt que faire des bossages situés à la jonction de l'âme et du hourdis inférieur.

7.1.4) Remplacement des câbles :

Prévoir, dès la conception, les dispositions nécessaires au remplacement éventuel des câbles (possibilité qui constitue l'un des avantages de la précontrainte extérieure) : technologie des gaines et des jonctions, accès au niveau des culées, gabarits, équipements divers...

7.1.5) Sécurité contre la rupture des ancrages :

La sécurité d'un ouvrage à précontrainte extérieure repose intégralement sur la tenue des charges aux surtensions. Avec des ancrages à clavettes, il faut en particulier que les dispositions de protection contre la corrosion ne bloquent pas le déplacement des clavettes dans leur logement.

7.1.6) Vibration des câbles extérieurs :

Afin d'éviter une mise en vibration des câbles extérieurs sous l'action des mouvements du tablier, est nécessaire de disposer des colliers de serrage.

7.1.7) Choix du câblage :

Notre choix se porte sur des câbles antagonistes (contre-câbles) extérieurs, pour minimiser le poids total de l'ouvrage. Aussi leur rôle est de reprendre la flexion longitudinale, et participent à la reprise de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

7.1.8) Avantage de la précontrainte extérieure :

Les avantages principaux de ce procédé sont :

- la diminution de l'épaisseur des âmes principalement dans le cas d'une précontrainte totalement extérieure, la largeur nette étant alors égale à la largeur brute
- la possibilité de changer des câbles défectueux ou d'ajouter des câbles de renforts
- la faible valeur des coefficients de frottement
- Amélioration des conditions de bétonnage
- Amélioration des conditions de mise en œuvre des câbles de précontrainte.
- Recours à une précontrainte partielle
- Amélioration des conditions d'injection.

7.2) Calcul des câbles extérieurs :

Le dimensionnement de la précontrainte suppose que l'on connaisse l'enveloppe des sollicitations dans les sections, or ces sollicitations contiennent les effets hyperstatiques de la précontrainte, qui ne sont pas connues puisqu'ils dépendent de l'effort que l'on doit déterminer, il convient de procéder à des estimations.

Nous ferons donc une première estimation de la précontrainte, en supposant que les effets hyperstatiques de la précontrainte sont nuls. Après avoir déterminé les forces nécessaires, on détermine les moments hyperstatiques dus à la précontrainte. L'ensemble des câbles de la précontrainte ne devra pas être surdimensionné, car en absence de surcharge ou en état de repos (de fermeture éventuellement) de l'ouvrage, on risque d'obtenir des moments négatifs à mi-travée.

Avant d'entamer les calculs on doit d'abord définir les classes de précontraintes et trouver Les moments apportés par les redistributions par fluage.

7.2.1) Classes de précontraintes :

Classe 1 : le béton entièrement comprimé en tout point de la section, domaine d'application : grands ouvrages, réservoirs, centrales nucléaires.

Classe 2 : béton tendu à contrainte de traction limitée, inférieure à la résistance à la traction du béton ($\sigma_{bt} \leq \sigma_{bt \text{ admissible}}$), domaine d'application : pont courants.

Classe 3 : la valeur de contrainte de traction n'a pas d'importance (comme en béton armé) sous-charges de courte durée, mais ne dépasse pas la valeur de la classe 2 sous-charges permanentes. On pourrait appeler cette classe : béton armé précontraint, domaine d'application : ponts, bâtiments.

Dans notre ouvrage la précontrainte est de classe 2.

7.2.2) Effet du fluage :

Le moment dû au fluage du béton dans la travée centrale est calculés à l'aide de la formule suivante :

$$M_{fl} = (I / v') \times \sigma^*$$

Avec :

I : inertie du caisson

v' : distance du centre de gravité par rapport à la fibre inférieure du caisson concerné

σ^* : a une valeur de 2 MPA pour les caisson coulés sur place

$$M_{fl} = 2 \times (2,558 / 1,015) \rightarrow M_{fl} = 5040,39 \text{ KN.m}$$

Dans les travées de rive, le moment sera déterminé en interpolant linéairement entre $M=0$ sur culée et $M= M_{fl}$ sur pile.

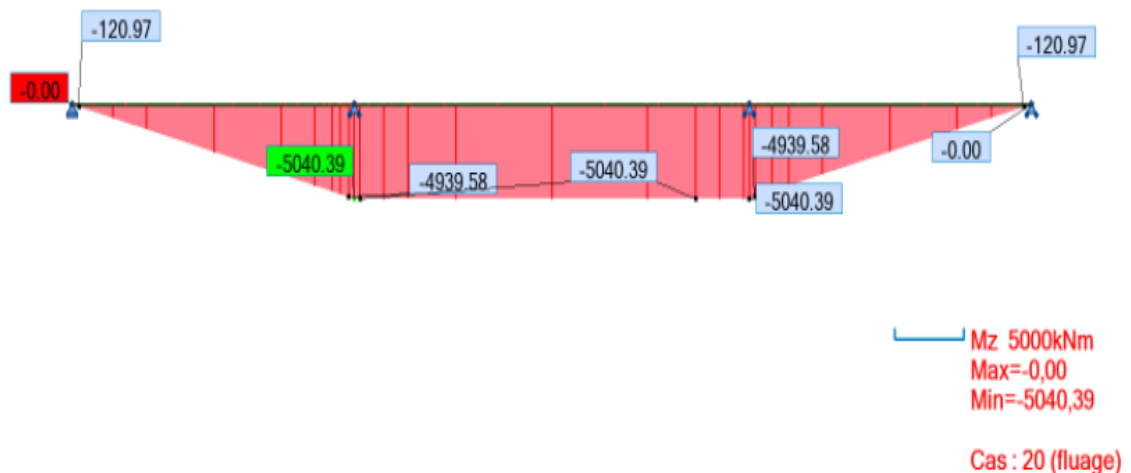


Figure 7.1 : Diagramme des moments fléchissant dus au fluage

7.2.3) Dimensionnement de la précontrainte :

7.2.3.1) Calcul isostatique (effets hyperstatiques de la précontrainte sont nuls):

On détermine la tension de la précontrainte P et son excentrement e par rapport au centre de gravité de la section, avec les relations suivantes :

7.2.3.1.A) Section sous critique : $-(v'-d') \leq e \leq v-d$

Avec :

V : distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure du caisson concerné

V' : distance du centre de gravité par rapport à la fibre inférieure du caisson concerné

d : enrobage supérieur des câbles, on prend $d = 30$ cm

d' : enrobage inférieur des câbles, on prend $d' = 50$ cm

$\rightarrow v-d = 0,385$ M et $-(v'-d') = -0,6015$ M

$$\text{On a: } P = \frac{\Delta M}{\rho h} + B \bar{\sigma}_{bt}$$

$$e = c - \frac{M_{max}}{p} = -c' - \frac{M_{min}}{p}$$

Avec: $\Delta M = M_{max} - M_{min}$

M_{min} : moment du au poids propre (G_{min}) (ponts à vide)

M_{max} : moment du à la combinaison de charge la plus défavorable :

$G+D240+0,5 \Delta\theta+F$ (ponts chargé)

ρ : le rendement de la section

h : hauteur du caisson

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

$$\bar{\sigma}_{bt} : \begin{cases} -ftj \text{ section d'enrobage} \\ -1,5 ftj \text{ hors section d'enrobage} \end{cases}$$

Chapitre 7: Etude de la précontrainte

Les fibres extrêmes du béton se trouvent hors section d'enrobage

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{bt} = -1,5 \times 2,7 = -4,05 \text{ Mpa}$$

B : surface du caisson

$$c = \rho v \left(1 - B \frac{\bar{\sigma}_{bt}}{P}\right) \text{ Et } c' = \rho v' \left(1 - B \frac{\bar{\sigma}_{bt}}{P}\right)$$

	mi-travée centrale	pile	mi-travée de rive
M_{\min} (MN.m)	9,09663	-32,26047	5,93608
M_{\max} (MN.m)	46,70337	-14,89358	33,62112
ΔM (MN.m)	37,60674	17,36689	27,68504
P (MN)	10,6948781	-8,97409951	1,05302327
C (m)	1,34827164	-0,74202532	10,0807939
e (m)	-3,01861965	-2,40164364	-21,8473893

Les sections étudiées ne vérifient pas la condition de la section sous critique, donc on doit calculer P et e dans le cas d'une section sur critique.

7.2.3.1.A) Section sur critique :

En mi-travée :

$$\text{On a: } P = \frac{M_{\max} + \frac{I}{v} \bar{\sigma}_{bt}}{\rho v + v' - d'}$$

$$e = -(v' - d')$$

Avec:

I: moment d'inertie du caisson par rapport à l'axe Z

Sur pile :

$$\text{On a: } P = \frac{-M_{\min} + \frac{I}{v} \bar{\sigma}_{bt}}{\rho v' + v - d}$$

$$e = v - d$$

	mi-travée centrale	pile	mi-travée de rive
M_{\min} (MN.m)	9,09663	-32,26047	5,93608
M_{\max} (MN.m)	46,70337	-14,89358	33,62112
P (MN)	37,4456403	16,8093512	24,3116423
e (m)	-0,6015	0,385	-0,6015

Pour tirer tout le câble avec la même tension $P = 37,4456403$ MN, on doit corriger l'excentrement e au niveau de la pile et la mi-travée de rive.

	pile	mi-travée de rive
$M_p = P \times e$ (MN.m)	6,47160021	-14,6234529
e corrigé (m)	0,17282653	-0,39052484

7.2.3.2) Calcul des moments hyperstatiques :

Pour déterminer les moments hyperstatiques, il faut d'abord définir le tracé des câbles calculés sans les effets hyperstatiques de la précontrainte. Les câbles sont alors modélisés avec le logiciel **ROBOT**, par la méthode directe en appliquant la tension **P = 37,4456403 MN**. On obtiendra ainsi le moment total des câbles de précontrainte. On pourra en déduire aisément les moments hyperstatiques.

Soit le tracé tel que :

- les déviateurs de la travée centrale se trouvent à environ $1/3 L_{\text{centrale}}$
- les déviateurs des travées de rive sont placés à $1/3 L_{\text{rive}}$
- les câbles sont ancrés sur les culées au niveau du centre de gravité des sections.

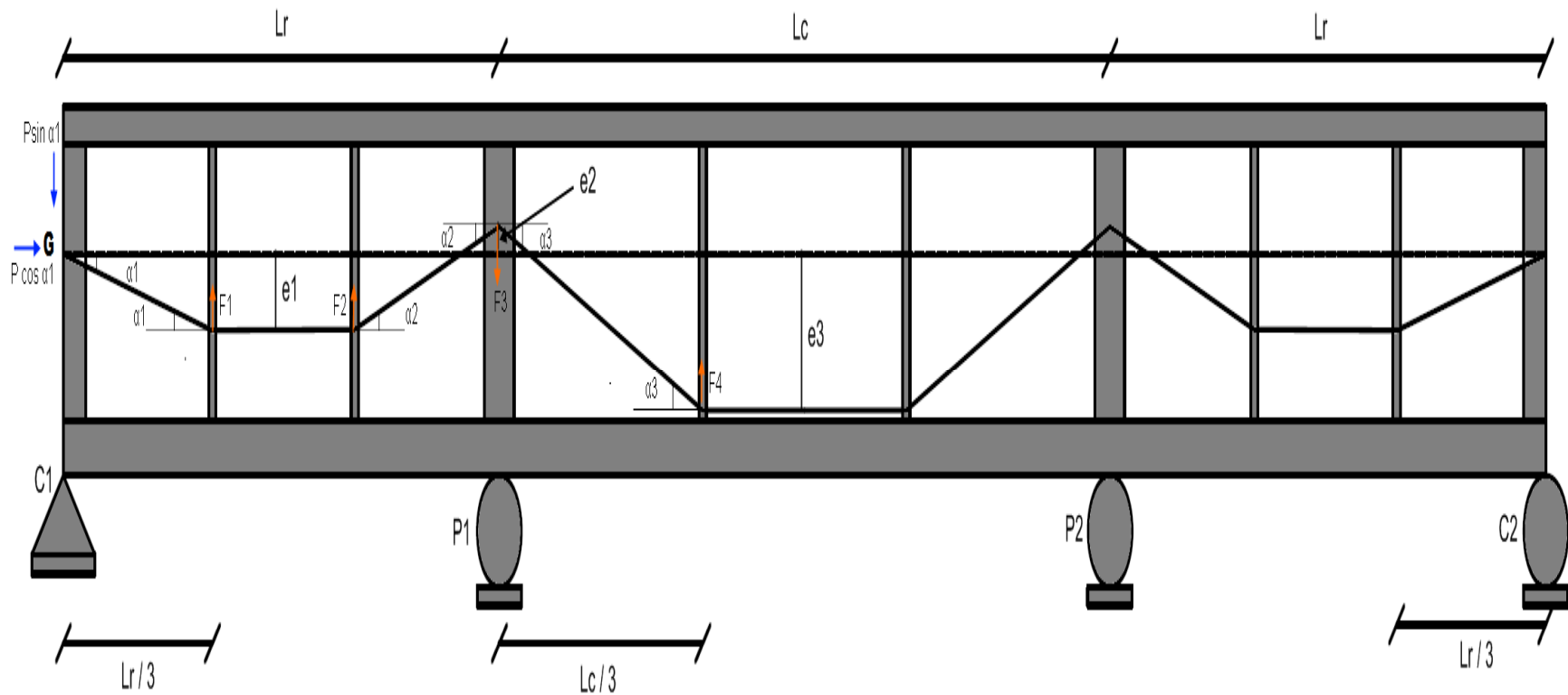


Figure7.2 : Tracé des câbles de continuité extérieurs au béton (calcul isostatique)

Effet de la précontrainte sur la structure :

I) Principe de calcul de la méthode directe :

Si l'on considère l'action de la précontrainte comme une charge extérieure on a :

- Un effort concentré à chaque déviation de câble
- Deux efforts concentrés (horizontal et vertical) à chaque ancrage.

II) Calcul des angles de déviation :

On a : $e_1 = 0,3905$ M, $e_2 = 0,173$ M et $e_3 = 0,6015$ M

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{e_1}{8,33} = \frac{0,3905}{8,33} = 0,04688 \quad \alpha_1 = 0,04688 \text{ rad}$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{e_2 + e_1}{8,33} = \frac{0,173 + 0,3905}{8,33} = 0,06763 \quad \alpha_2 = 0,06763 \text{ rad}$$

$$\operatorname{tg} \alpha_3 = \frac{e_2 + e_3}{11,66} = \frac{0,173 + 0,6015}{11,66} = 0,06640 \quad \alpha_3 = 0,06640 \text{ rad}$$

III) Calcul des efforts :

$$\text{On a : } \begin{cases} F1 = P \alpha_1 \\ F2 = P \alpha_2 \\ F3 = -P (\alpha_2 + \alpha_3) \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} F4 = P \alpha_3 \\ P \cos \alpha_1 = P \alpha_1 \\ P \sin \alpha_1 = P \end{cases}$$

F (MN)	
F1	1,75551655
F2	2,53241934
F3	-5,01913913
F4	2,4867198
$P \sin \alpha_1$	1,75551655
$P \cos \alpha_1$	37,4456403

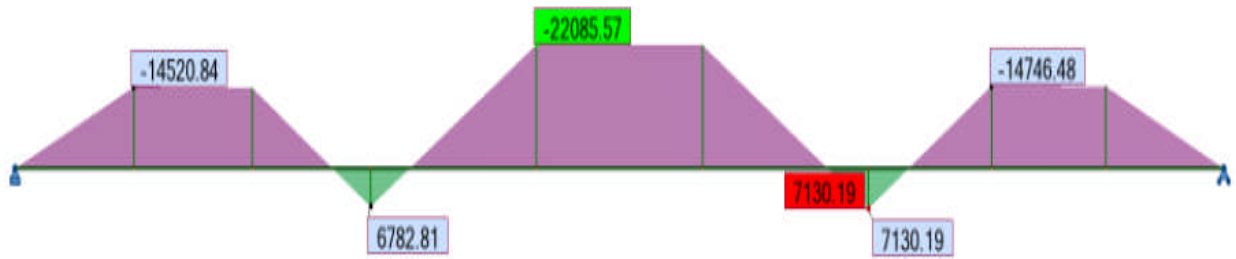


Figure 7.3 : Moments de précontrainte sans effets hyperstatiques (KN.m)

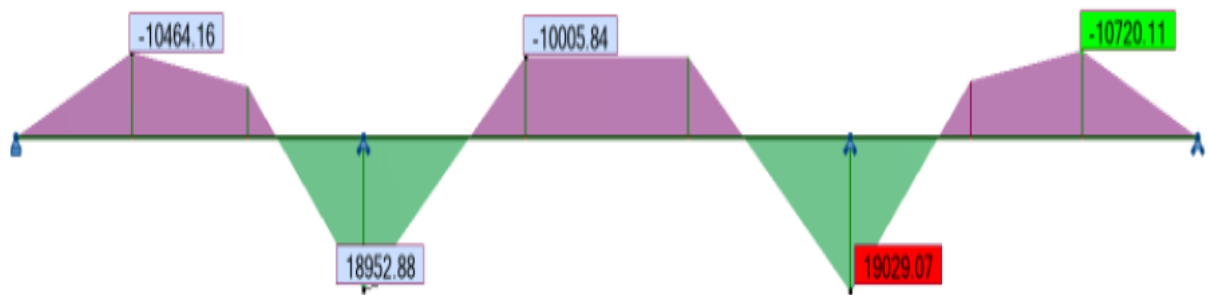


Figure 7.4 : Moments de précontrainte avec effets hyperstatiques (KN.m)

On déduit les moments hyperstatiques :

X (M)	Moment hyperstatique (MN.m)
0	0
8,3333	-3,96632
16,6666	-7,77396
25	-11,989305
42,5	-11,989305
60	-11,989305
68,3333	-7,77396
76,6666	-3,96632
85	0

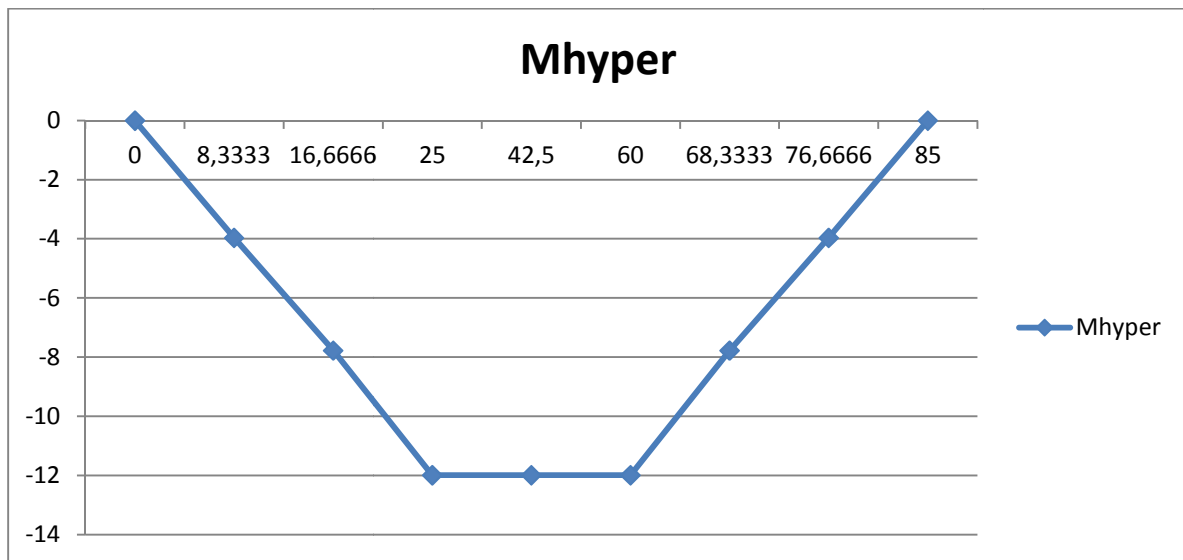


Figure 7.5 : Diagramme des moments hyperstatiques

7.2.3.3) Calcul hyperstatique (avec prise en compte des effets hyperstatiques de la précontrainte):

On détermine la tension de la précontrainte P et son excentrement e par rapport au centre de gravité de la section, avec les relations suivantes :

7.2.3.3.1) Section sous critique : $-(v'-d') \leq e \leq v-d$

$$\text{On a: } P = \frac{\Delta M + M_{\text{hyper}}}{\rho h} + B \bar{\sigma}_{bt}$$

$$e = c - \frac{M_{\text{max}} + M_{\text{hyper}}}{p} = -c' - \frac{M_{\text{min}}}{p} \quad \text{En mi-travée}$$

$$e = c - \frac{M_{\text{max}}}{p} = -c' - \frac{M_{\text{min}} + M_{\text{hyper}}}{p} \quad \text{Sur pile}$$

	mi-travée centrale	Pile	mi-travée de rive
M_{min} (MN.m)	9,09663	-44,249775	5,93608
M_{max} (MN.m)	34,714065	-14,89358	27,6264675
ΔM (MN.m)	25,617435	29,356195	21,6903875
P (MN)	-0,95626417	2,67704273	-4,77254785
C (m)	-10,2717706	4,20467092	-1,74262753
e (m)	26,0299818	9,76811591	4,0459928

Les sections étudiées ne vérifient pas la condition de la section sous critique, donc on doit calculer P et e dans le cas d'une section sur critique.

7.2.3.3.2) Section sur critique :

En mi-travée :

$$\text{On a: } P = \frac{M_{max} + M_{hyper} + \frac{I}{v} \bar{\sigma}_{bt}}{\rho v + v' - d'}$$

$$e = -(v' - d')$$

Sur pile :

$$\text{On a: } P = \frac{-M_{min} + M_{hyper} + \frac{I}{v} \bar{\sigma}_{bt}}{\rho v' + v - d}$$

$$e = v - d$$

	mi-travée centrale	Pile	mi-travée de rive
M_{min} (MN.m)	9,09663	-44,249775	5,93608
M_{max} (MN.m)	34,714065	-14,89358	27,6264675
P (MN)	25,4089106	28,5697517	18,2932775
e (m)	-0,6015	0,385	-0,6015

Pour tirer tout le câble avec la même tension $P = 28,5697517$ MN, on doit corriger l'excentrement e au niveau de la mi-travée centrale et la mi-travée de rive

	mi-travée centrale	mi-travée de rive
$M_p = P \times e$ (MN.m)	-15,2834597	-11,0034064
e corrigé (m)	-0,53495249	-0,38514183

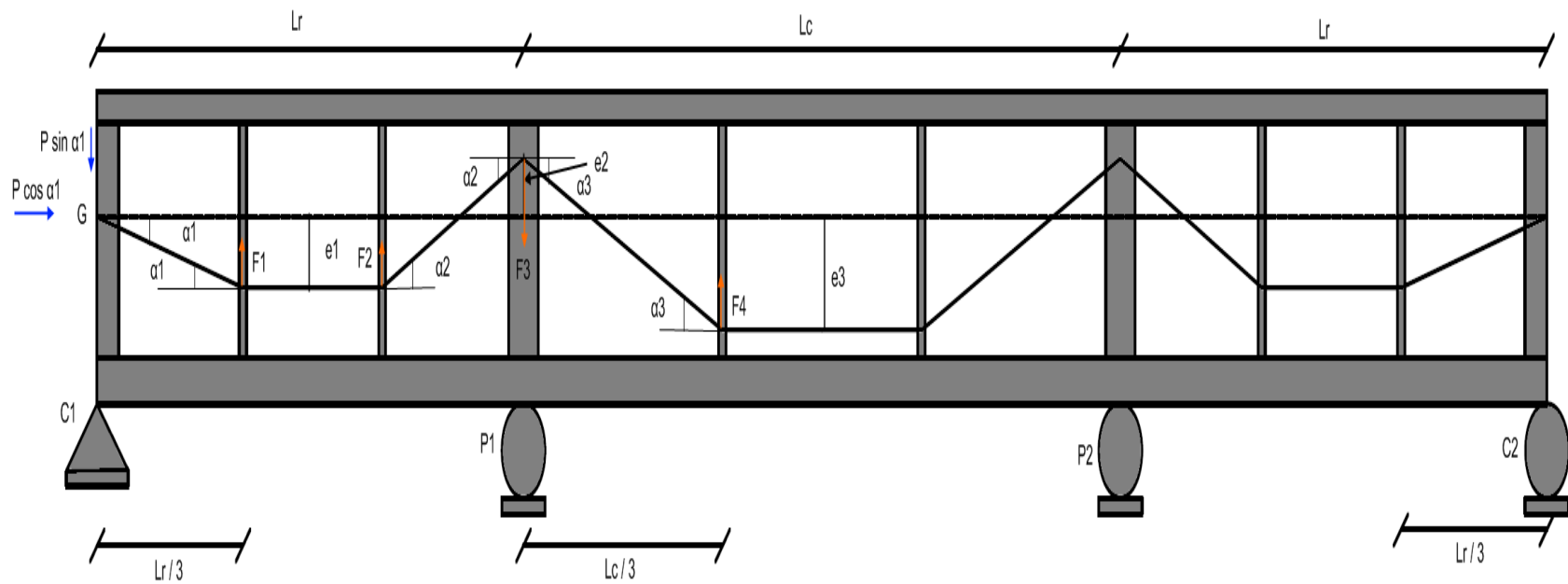


Figure7.6 : Tracé des câbles de continuité extérieurs au béton (calcul hyperstatique)

7.2.3.4) Détermination du nombre de câbles :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{n \times 0,8 \times f_{PRG}}$$

Avec :

F_{prg} : résistance de l'armature de précontrainte de rupture garantie, $F_{prg} = 0,246$ pour un toron T15.

On prendra des câbles de 19 T15, $n=19$

$$\rightarrow N \geq 7,64$$

On préconise donc 8 câbles de 19 T15, ce qui équivaut à 4 paires de 19 T15 répartis à raison de 4 câbles par âme.

7.2.4) Fuseau de passage de traction :

Le fuseau de passage de traction enveloppe les noyaux de passage de traction en considérant toutes les sections à l'intérieur duquel doit se trouver le câble moyen pour que la contrainte limite de traction ne soit pas dépasser en toute section.

Si les fibres inférieures de la section concernée sont tendues on a :

$$-c' - \frac{M_{min}}{P} \leq e \leq c - \frac{M_{max} + M_{hyper}}{P}$$

Si les fibres supérieures de la section concernée sont tendues on a :

$$-c' - \frac{M_{min} + M_{hyper}}{P} \leq e \leq c - \frac{M_{max}}{P}$$

$$\text{Avec : } c = \rho v \left(1 - B \frac{\bar{\sigma}_{bt}}{P}\right) = 0,75157499 \text{ M}$$

$$\text{Et } c' = \rho v' \left(1 - B \frac{\bar{\sigma}_{bt}}{P}\right) = 1,20855453 \text{ M}$$

X (M)	Mmax (MN.m)	Mmin (MN.m)	Tracé (e) (m)	$c - \frac{Mmax}{P}$ (m)	$-c' - \frac{Mmin}{P}$ (m)
0	0	0	0	0,75157499	-1,20855453
6,25	23,0486738	5,481	-0,28897196	-0,05517622	-1,40040079
12,5	27,6264675	4,766	-0,38514183	-0,21540846	-1,37537432
18,75	-7,401	-20,5919788	-0,19191297	1,01062528	-0,48779297
25	-14,893	-44,249775	0,385	1,27286077	0,3402785
33,75	12,020695	3,087	-0,30535885	0,33082582	-1,31660587
42,5	34,714065	9,096	-0,53495249	-0,46348902	-1,52693322
51,25	12,020695	3,06	-0,30535885	0,33082582	-1,31566082
60	-14,893	-44,249775	0,385	1,27286077	0,3402785
66,25	-7,401	-20,5919788	-0,19191297	1,01062528	-0,48779297
72,5	27,6264675	4,838	-0,38514183	-0,21540846	-1,37789447
78,75	23,0486738	5,473	-0,28897196	-0,05517622	-1,40012077
85	0	0	0	0,75157499	-1,20855453

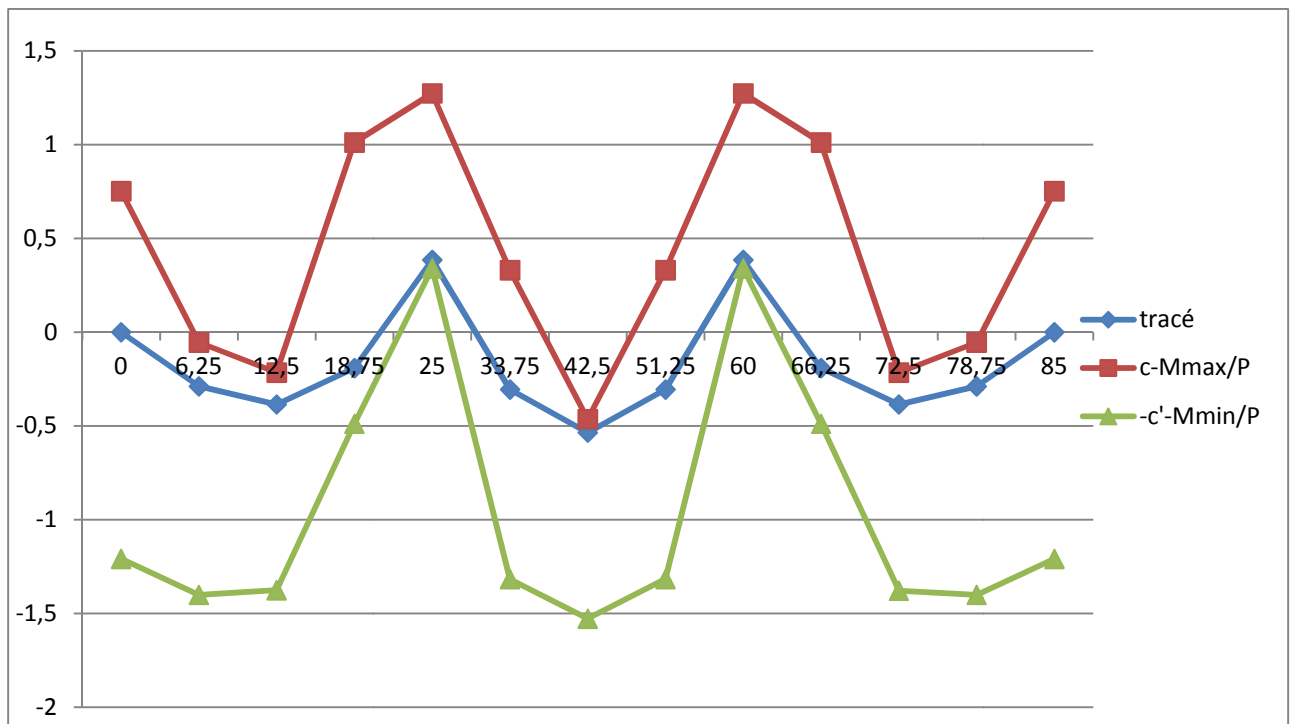


Figure 7.7 : Fuseau de passage de traction

7.3) Armatures passives :

7.3.1) Armatures passives de traction :

On doit disposer des armatures passives dans les zones tendues du béton pour limiter l'ouverture des fissures et éviter des déformations excessives, dès que la hauteur de cette partie tendue dépasse 5 cm.

Leur section sera prise égale à :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt}}{F_e} \frac{F_{tj}}{\sigma_{bt}}$$

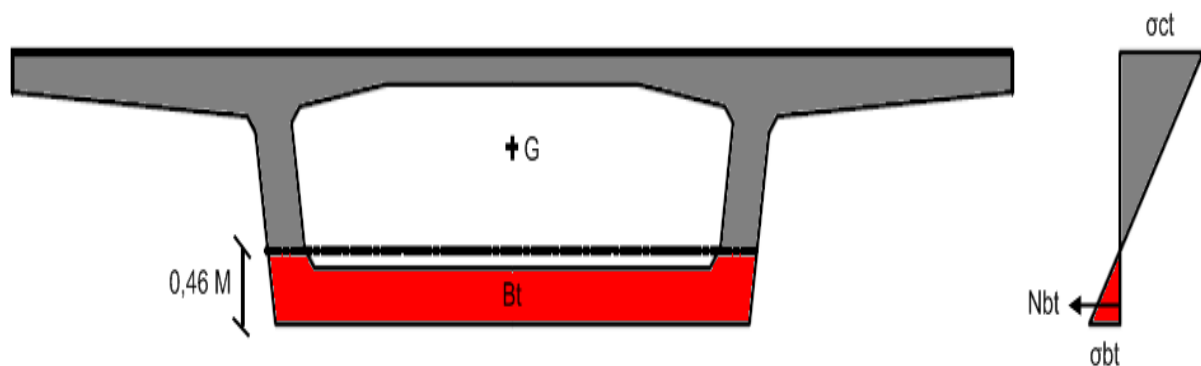
B_t : représente la section de béton tendu

N_{bt} : la résultante de traction du béton tendu

F_{tj} : la contrainte caractéristique de traction de béton

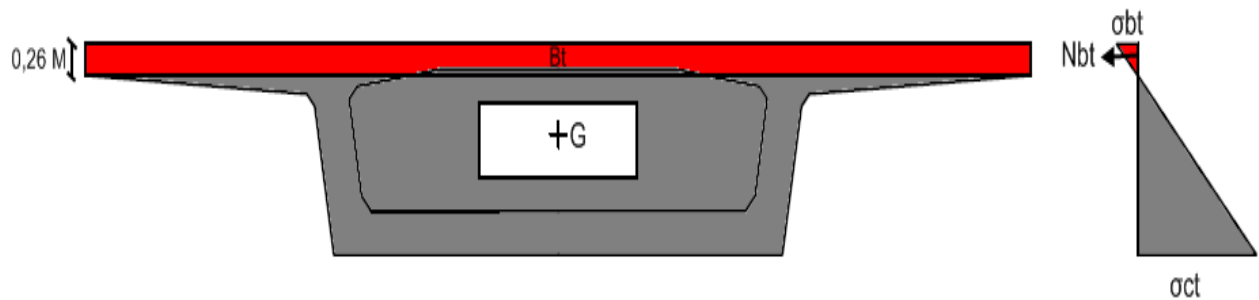
σ_{bt} : la valeur absolue de la contrainte maximale de traction

En mi-travée centrale :



$$A_s = \frac{2,0711}{1000} + \frac{0,60966}{500} \frac{2,7}{3,022} = 32,60 \text{ cm}^2$$

Sur pile :



$$A_s = \frac{3,073}{1000} + \frac{0,53}{500} \frac{2,7}{3,745} = 38,37 \text{ cm}^2$$

7.3.2) Armatures de peau :

On devra disposer des armatures dites de peau, régulièrement espacées en fonction des dimensions de la pièce pour toutes les pièces dont la plus grande dimension transversale excède 40 cm.

Ces armatures sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant mise en précontrainte sous l'action de phénomènes tels que retrait différentiel et gradients thermiques.

Dans le sens longitudinal, on disposera de 3 cm^2 par mètre linéaire de parement perpendiculaire à leur direction. Avec un minimum de 0,10 % de la section d'élément.

Soit : $A_s = 3 \times 12 \times 2 = 72 \text{ cm}^2$ le long des faces du hourdis supérieur

$A_s = 3 \times 5,7 \times 2 = 34,2 \text{ cm}^2$ le long des faces du hourdis inférieur

$A_s = 3 \times 1 \times 2 = 6 \text{ cm}^2$ le long des faces de chaque âme

Dans le sens transversal, on disposera de 2 cm^2 d'acier par mètre linéaire perpendiculaire à leur direction.

7.3.3) Conclusion :

Dans l'hourdis supérieur, on disposera 2 lits de 18 HA16

Dans l'hourdis inférieur, on disposera 2 lits de 9 HA16

Dans chaque âme, on disposera 2 lits de 6 HA8

7.4) Calcul des pertes de précontrainte :

La contrainte de travail des aciers ne peut être déterminée de façon réglementaire comme en béton par exemple, ou la contrainte admissible des aciers est limitée à une fraction de la limite élastique.

En effet, certains phénomènes qui n'ont pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels le frottement à la mise en tension des câbles, le recul à l'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des différents câbles (raccourcissement du béton), le retrait de béton, la relaxation des aciers, le fluage du béton. Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont des pertes différées, c'est-à-dire qu'elles atteignent leur valeurs maximale au bout d'un certain nombre de mois, voire d'années.

La mise en tension des câbles de précontrainte s'effectue grâce à l'action de vérins hydrauliques. Au point le plus sollicité du câble, on évitera d'atteindre une valeur trop proche de la rupture de l'acier, c'est pourquoi on a fixé réglementairement une traction maximale de mise en tension appelée tension à l'origine et notée σ_{p0} .

Dans le cas de post-tension ou de prés-tension, σ_{p0} prend la valeur suivante :

$$\sigma_{p0} = \text{MIN} (0,8 F_{prg}; 0,9 F_{peg})$$

F_{prg} : résistance de l'armature de précontrainte de rupture garantie

F_{peg} : résistance de l'armature de précontrainte élastique garantie

On a : $F_{prg} = 1770 \text{ Mpa}$ et $F_{peg} = 1583 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{p0} = 1416 \text{ Mpa}$

On calcule les pertes de précontrainte au niveau des dispositifs de déviation.

7.4.1) Calcul des pertes instantanées :

7.4.1.1) Pertes Par Frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par frottement de l'acier des câbles sur la gaine métallique, ou plastique servant de conduites aux câbles, lors de la mise en tension (force qui s'oppose au mouvement).

On distingue les pertes par frottement en courbe et en ligne droite.

Pour obtenir une tension donnée dans un point du câble il faut réaliser à l'ancrage une tension de valeur supérieure.

Après la mise en tension de la précontrainte.

$$\sigma p(x) = \sigma p_0 \times e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

α : la variation d'angle entre deux points où on calcule les pertes (en rad) (déviations angulaire)

x : abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage

f : Coefficient de frottement du câble

φ : Perte relative de tension par unité de longueur

$$\Delta \sigma p(x) = \sigma p_0 (1 - e^{(-f\alpha - \varphi x)})$$

On peu admettre : $\Delta \sigma p(x) = \sigma p_0 (f\alpha + \varphi x)$

Pour une déviation dans des tubes métalliques :

$$f = 0,25$$

À l'extérieur du béton, il n'y a pas de déviations angulaires parasites et l'on admet : $\varphi = 0$

Calcul des déviations angulaires :

On a : $e_1 = 0,385$ M, $e_2 = 0,385$ M et $e_3 = 0,535$ M

$$\text{tg } \alpha_1 = \frac{e_1}{8,33} = \frac{0,385}{8,33} = 0,0462 \quad \alpha_1 = 0,0462 \text{ rad}$$

$$\text{tg } \alpha_2 = \frac{e_2 + e_1}{8,33} = \frac{2 \times 0,385}{8,33} = 0,0924 \quad \alpha_2 = 0,0924 \text{ rad}$$

$$\text{tg } \alpha_3 = \frac{e_2 + e_3}{11,66} = \frac{0,385 + 0,535}{11,66} = 0,079 \quad \alpha_3 = 0,079 \text{ rad}$$

Au niveau de : culée 1 et 2 : $\alpha = 0$

Déviateur 1 et 6 : $\alpha = \alpha_1$

Déviateur 2 et 5 : $\alpha = \alpha_2$

Pile 1 et 2 : $\alpha = \alpha_2 + \alpha_3$

Déviateur 3 et 4 : $\alpha = 0$

La section	α (radian)	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)
culée 1	0	0
déviateur 1	0,0462	16,3548
déviateur 2	0,0924	32,7096
pile 1	0,1714	60,6756
déviateur 3	0,079	27,966
déviateur 4	0,079	27,966
pile 2	0,1714	60,6756
déviateur 5	0,0924	32,7096
déviateur 6	0,0462	16,3548
culée 2	0	0

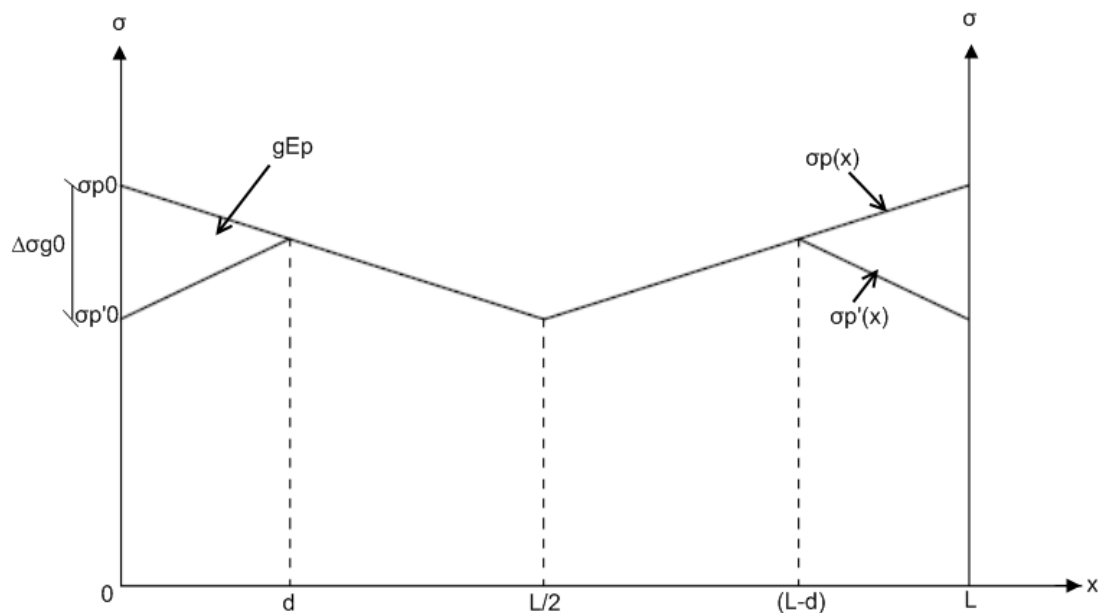
7.4.1.2) Pertes par glissement d'ancrage :

La perte par recul d'ancrage est celle qui apparaît lorsque la force de traction de l'armature exercée par le vérin est reportée directement au béton par l'ancrage, elle intervient donc au moment où l'ancrage de l'armature étant constitué, la tension du vérin est relâchée.

En général, la perte par recul d'ancrage n'affecte qu'une faible partie de l'armature de précontrainte, car le mouvement des rentrées vers l'intérieur du béton est contrarié par le frottement du câble sur sa gaine, comme à la mise en tension, mais au sens inverse. Son

influence diminue donc à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » de celui-ci en un point D à partir du quelle la tension demeure inchangée.

Soit « g » l'intensité du recul d'ancrage, en une longueur « d », on peut admettre que les diagrammes des tensions avant et après recul d'ancrage sont rectilignes.



$$\text{On a: } \sigma'_p(x) = \sigma p(d) e^{-[\gamma(d)-\gamma(x)]}$$

$$\text{Avec : } \gamma(x) = f\alpha + \varphi x$$

$$\text{Et : } \sigma p(d) = \sigma p_0 e^{-\gamma(d)}$$

$$\rightarrow \sigma'_p(x) = \sigma p_0 e^{-[2\gamma(d)-\gamma(x)]}$$

$$\text{On pose: } K = \left(f \frac{\alpha'}{L} + \varphi \right)$$

$$\text{Avec } \alpha' = \sum \alpha = 0,778 \text{ radian}$$

$$\rightarrow k = 2,2882 \cdot 10^{-3}$$

Si $\Delta\sigma g$ est la perte due au recul d'ancrage, on peut écrire :

$$\Delta\sigma g = \sigma p_0 k (d - x)$$

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma_{p0} \times k}}$$

- $x < d$ les pertes existes.
- $x > d$ les pertes sont nuls.

x : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

g : l'intensité de recul d'ancrage est de **6 mm**

E_a : Module d'élasticité de l'acier **190000MPa**

σ_{p0}: Contrainte à l'ancrage

L : longueur totale du câble

$$d = \sqrt{\frac{6 \times 10^{-3} \times 190000}{1416 \times 2,282 \times 10^{-3}}} = 18,757 \text{ m} \quad \rightarrow \quad d = 18,757 \text{ m}$$

La section	X (m)	$\Delta\sigma g (x)$ (Mpa)
culée 1	0	121,548781
déviateur 1	8,3333	67,5474773
déviateur 2	16,6666	13,5461733
pile 1	25	0
déviateur 3	36,6666	0
déviateur 4	36,6666	0
pile 2	25	0
déviateur 5	16,6666	13,5461733
déviateur 6	8,3333	67,5474773
culée 2	0	121,548781

7.4.1.3) Pertes par raccourcissement du béton:

Lorsque dans un même élément, plusieurs armatures sont tendues successivement, le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension des différentes armatures, et la mise en tension de la $i^{\text{ème}}$ armature provoque un raccourcissement du béton au droit de $(i-1)^{\text{ème}}$ armatures tendues, et par conséquence une diminution de leur force de traction.

Selon le BPEL, la perte par raccourcissement du béton est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma e = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi}$$

Avec :

σ_{bi} : Contrainte probable du béton au niveau du centre de gravité des câbles dans la section considérée sous l'effet de toutes les actions de longue durée y compris la précontrainte au jour j.

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M \times e}{I}$$

Avec $P = n \sigma_{p0} (1 - \Delta\sigma_p - \Delta\sigma_g) \times A_p$

σ_{p0} : Contrainte à l'ancrage.

S : Aire du caisson.

e : Excentricité des câbles

M: Moment dû au poids propre

I : Moment d'inertie de la section par rapport au C.D.G du voussoir

A_p : section des câbles

E_{ij} : module de déformation du béton

E_p : module de déformation des aciers actifs

n = 8 câbles

$$\sigma_{p_0} = 1416 \text{ Mpa}$$

$$S = 6,383 \text{ m}^2$$

$$I = 2,558 \text{ m}^4$$

$$A_p = 0,002641 \text{ m}^2$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{F_c} 28 = 35981,73 \text{ Mpa}$$

$$E_p = 190000 \text{ Mpa}$$

La section	e (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{bi} (Mpa)	$\Delta\sigma_e (x)$ (Mpa)
culée 1	0	0	27,3491653	4,28468829	11,3125574
déviateur 1	0,38514	5,92924	28,1445607	5,14861746	13,5935281
déviateur 2	0,38514	9,8564	28,939956	4,72806746	12,4831799
pile 1	0,385	14,89358	28,6352939	3,90386606	10,3070996
déviateur 3	0,535	4,24915	29,3263824	6,98719892	18,4478039
déviateur 4	0,535	4,24915	29,3263824	6,98719892	18,4478039
pile 2	0,385	14,89358	28,6352939	3,90386606	10,3070996
déviateur 5	0,38514	9,8564	28,939956	4,72806746	12,4831799
déviateur 6	0,38514	5,92924	28,1445607	5,14861746	13,5935281
culée 2	0	0	27,3491653	4,28468829	11,3125574

7.4.1.4) Calcul des pertes totales instantanées :

$$\text{On a: } \Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_e(x)$$

$$\sigma_i(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_i(x)$$

$$P_{\text{câble}} = \Delta\sigma_i(x) \cdot A_p$$

$$P_{\text{total}} = 8 P_{\text{câble}}$$

La section	$\Delta\sigma_i(x)$ (Mpa)	$\sigma_i(x)$ (Mpa)	$P_{\text{câble}}$ (MN)	P_{total} (MN)
culée 1	132,861339	1283,13866	3,3887692	27,1101536
déviateur 1	97,4958054	1318,50419	3,48216958	27,8573566
déviateur 2	58,7389532	1357,26105	3,58452642	28,6762114
pile 1	70,9826996	1345,0173	3,55219069	28,4175255
déviateur 3	46,4138039	1369,5862	3,61707714	28,9366172
déviateur 4	46,4138039	1369,5862	3,61707714	28,9366172
pile 2	70,9826996	1345,0173	3,55219069	28,4175255
déviateur 5	58,7389532	1357,26105	3,58452642	28,6762114
déviateur 6	97,4958054	1318,50419	3,48216958	27,8573566
culée 2	132,861339	1283,13866	3,3887692	27,1101536

7.4.2) Pertes de tension différées :

7.4.2.1) Pertes de tension dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Selon le BPEL, la valeur de la perte de précontrainte due au retrait du béton vaut dans toutes les sections des câbles :

$$\Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r (1 - r(t_0))$$

$$\text{Avec : } r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9 R_m}$$

t_0 : date de mise en tension des câbles 28 jours

$$R_m = \text{aire}_{\text{caisson}} / \text{périmètre}_{\text{caisson}} \rightarrow R_m = 24,035 \text{ cm}$$

$$\rightarrow r(28) = 0,1146$$

On a : $\varepsilon_r = 3.10^{-4}$ (sud Algérie)

$$\rightarrow \Delta\sigma_r = 50,4678 \text{ Mpa}$$

7.4.2.2) Pertes dues au fluage du béton :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

Le fluage correspond à une déformation dans le temps à effort constant, la perte due au fluage vaut selon le BPEL :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = \frac{\sigma_b + \sigma_m}{E_{ij}} E_p$$

Avec :

σ_b : contrainte finale au béton adjacent aux armatures (donc au niveau de leur centre de gravité) dans l'ouvrage soumis aux seules actions permanentes y compris la précontrainte (état « à vide »).

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M \times e}{I}$$

M: Moment dû au poids propre

σ_m : contrainte de compression maximale au niveau du béton adjacent des aciers sous les charges de longue durée.

$$\sigma_m = \frac{P}{S} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_g \times e}{I}$$

M: Moment dû au poids propre et les charges des équipements du tablier (CCP)

$P = P_{\text{total instantané}}$

La section	M (MN.M)	Mg (MN.M)	e (M)	P _{total-instantané} (MN)	σ_b (Mpa)	σ_m (Mpa)	$\Delta\sigma_{pl}$ (Mpa)
culée 1	0	0	0	27,1101536	4,247243	4,24724325	44,8547758
déviateur 1	5,92924	7,1047	0,3851	27,8573566	5,086967	4,90998726	52,7884983
déviateur 2	9,8564	1,19398	0,3851	28,6762114	4,671453	5,97569305	56,2218068
pile 1	14,89358	17,80001	0,385	28,4175255	3,857130	3,41968881	38,4249353
déviateur 3	4,24915	7,67111	0,535	28,9366172	6,882523	6,16682819	68,9065485
déviateur 4	4,24915	7,67111	0,535	28,9366172	6,882523	6,16682819	68,9065485
pile 2	14,89358	17,80001	0,385	28,4175255	3,857130	3,41968881	38,4249353
déviateur 5	9,8564	1,19398	0,3851	28,6762114	4,671453	5,97569305	56,2218068
déviateur 6	5,92924	7,1047	0,3851	27,8573566	5,086967	4,90998726	52,7884983
culée 2	0	0	0	27,1101536	4,247243	4,24724325	44,8547758

7.4.2.3) Pertes par relaxation des aciers:

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers :

-à la relaxation normale : RN

-à très basse relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de cout entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ_{1000})

En général : $\rho_{1000} = 2.5$ % pour les aciers TBR.

Chapitre 7: Etude de la précontrainte

Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{rel}(x) = \frac{6}{100} \rho 1000 \left(\frac{\sigma_{Pi}(x)}{f_{Pr g}} - \mu_0 \right) \sigma_{Pi}(x)$$

$\sigma_{Pi}(x)$: étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse X

μ_0 : Coefficient pris égal à:

-0,43 pour les aciers TBR

-0,3 pour les aciers RN

-0,35 pour les autres aciers

La section	$\sigma_{Pi}(x)$ (M)	$\Delta\sigma_{rel}(x)$ (Mpa)
culée 1	1283,13866	56,7667787
déviateur 1	1318,50419	62,2830312
déviateur 2	1357,26105	68,571709
pile 1	1345,0173	66,5575314
déviateur 3	1369,5862	70,6249402
déviateur 4	1369,5862	70,6249402
pile 2	1345,0173	66,5575314
déviateur 5	1357,26105	68,571709
déviateur 6	1318,50419	62,2830312
culée 2	1283,13866	56,7667787

7.4.2.4) Calcul des pertes totales différées:

$$\text{On a: } \Delta\sigma_{d(x)} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{pfl(x)} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel(x)}$$

La section	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{pfl}(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{rel}(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{d(x)}$ (Mpa)
culée 1	50,4678	44,8547758	56,7667787	142,628225
déviateur 1	50,4678	52,7884983	62,2830312	155,158824
déviateur 2	50,4678	56,2218068	68,571709	163,832698
pile 1	50,4678	38,4249353	66,5575314	144,357345
déviateur 3	50,4678	68,9065485	70,6249402	178,228465
déviateur 4	50,4678	68,9065485	70,6249402	178,228465
pile 2	50,4678	38,4249353	66,5575314	144,357345
déviateur 5	50,4678	56,2218068	68,571709	163,832698
déviateur 6	50,4678	52,7884983	62,2830312	155,158824
culée 2	50,4678	44,8547758	56,7667787	142,628225

7.4.3) Calcul des pertes totales:

$$\text{On a : } \Delta\sigma = \Delta\sigma_{\text{instantanées}} + \Delta\sigma_{\text{différés}}$$

$$P_{\text{câble final}} = \Delta\sigma \times A_p$$

$$P_{\text{total final}} = 8 P_{\text{câble final}}$$

$$\sigma_{\text{finale}}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma(x)$$

Chapitre 7: Etude de la précontrainte

La section	$\Delta\sigma_{\text{instantanées}}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{\text{différés}}$ (Mpa)	$\Delta\sigma$ (Mpa)	$P_{\text{câble final}}$ (MN)	$P_{\text{total final}}$ (MN)	σ_{finale} (Mpa)
culée 1	132,861339	142,628225	275,489563	3,01208806	24,0967045	1140,51044
déviateur 1	97,4958054	155,158824	252,65463	3,07239512	24,579161	1163,34537
déviateur 2	58,7389532	163,832698	222,571651	3,15184427	25,2147542	1193,42835
pile 1	70,9826996	144,357345	215,340044	3,17094294	25,3675435	1200,65996
déviateur 3	46,4138039	178,228465	224,642269	3,14637577	25,1710061	1191,35773
déviateur 4	46,4138039	178,228465	224,642269	3,14637577	25,1710061	1191,35773
pile 2	70,9826996	144,357345	215,340044	3,17094294	25,3675435	1200,65996
déviateur 5	58,7389532	163,832698	222,571651	3,15184427	25,2147542	1193,42835
déviateur 6	97,4958054	155,158824	252,65463	3,07239512	24,579161	1163,34537
culée 2	132,861339	142,628225	275,489563	3,01208806	24,0967045	1140,51044

7.4.4) Conclusion :

La perte totale due aux pertes instantanées et pertes différées égale à: **275,489563 Mpa**

Donc : on a un pourcentage de perte égal à : $\frac{275,489563 \times 100}{1416} = 19,455 \%$ et :

$$P_{\text{total final}} = 24,0967045 \text{ MN}$$

D'après le calcul de la tension P minimale de la précontrainte on a :

$$P_{\text{min}} = 28,5697417 \text{ MN}$$

Donc la tension minimale de la précontrainte P_{min} n'est pas vérifiée. Le dimensionnement des câbles est remis en cause.

Pour satisfaire cette condition, nous modifions alors le dimensionnement des câbles et passons à **10 câbles de 19 T15**, ce qui équivaut à 5 paires de 19 T15 répartis à raison de 5 câbles par âme.

Nous calculons pour le nouveau système de câblage, les pertes de la précontrainte par la même méthode de calcul suivi pour l'ancien système.

Le tableau suivant donne la valeur des pertes instantanées et différées pour le nouveau dimensionnement des câbles :

Chapitre 7: Etude de la précontrainte

La section	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_g(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_e(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{pfl}(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{rel}(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{instantanées}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{différés}$ (Mpa)	$\Delta\sigma$ (Mpa)	$P_{total\ instantané}$ (MN)	$P_{total\ final}$ (MN)	σ_{finale} (Mpa)
culée 1	0	121,5487	14,14069	50,4678	55,9448904	56,3348046	135,689478	153,35836	289,0478	33,8130009	29,762806	1126,952
déviateur 1	16,3548	67,54747 7	17,58115	50,4678	68,3375136	61,650444	101,483436	170,18068	271,6641	34,7163824	30,221910	1144,335
déviateur 2	32,7096	13,54617	16,58350	50,4678	72,2281491	67,8943485	62,8392787	179,27457	242,1138	35,7369746	31,002333	1173,886
pile 1	60,6756	0	14,36346	50,4678	54,2841884	65,8958361	75,0390627	159,66518	234,7042	35,4147784	31,198020	1181,295
déviateur 3	27,966	0	23,64634	50,4678	89,0349596	69,7557816	51,6123478	197,63257	249,2449	36,0334779	30,814001	1166,755
déviateur 4	27,966	0	23,64634	50,4678	89,0349596	69,7557816	51,6123478	197,63257	249,2449	36,0334779	30,814001	1166,755
pile 2	60,6756	0	14,36346	50,4678	54,2841884	65,8958361	75,0390627	159,66518	234,7042	35,4147784	31,198020	1181,295
déviateur 5	32,7096	13,54617	16,58350	50,4678	72,2281491	67,8943485	62,8392787	179,27457	242,1138	35,7369746	31,002333	1173,886
déviateur 6	16,3548	67,54747	17,58115	50,4678	68,3375136	61,650444	101,483436	170,18068	271,6641	34,7163824	30,221910	1144,335
culée 2	0	121,5487	14,14069	50,4678	55,9448904	56,3348046	135,689478	153,35836	289,0478	33,8130009	29,762806	1126,952

La perte totale due aux pertes instantanées et pertes différées égale à: **289,047839 Mpa**

Donc : on a un pourcentage de perte égal à : $\frac{289,047839 \times 100}{1416} = 20,412983 \%$ et :

$P_{\text{total final}} = 29,7628066 \text{ MN}$

→ la tension minimale de la précontrainte P_{min} est vérifiée.

Donc on gardera le nouveau dimensionnement: **10 câbles 19 T15.**

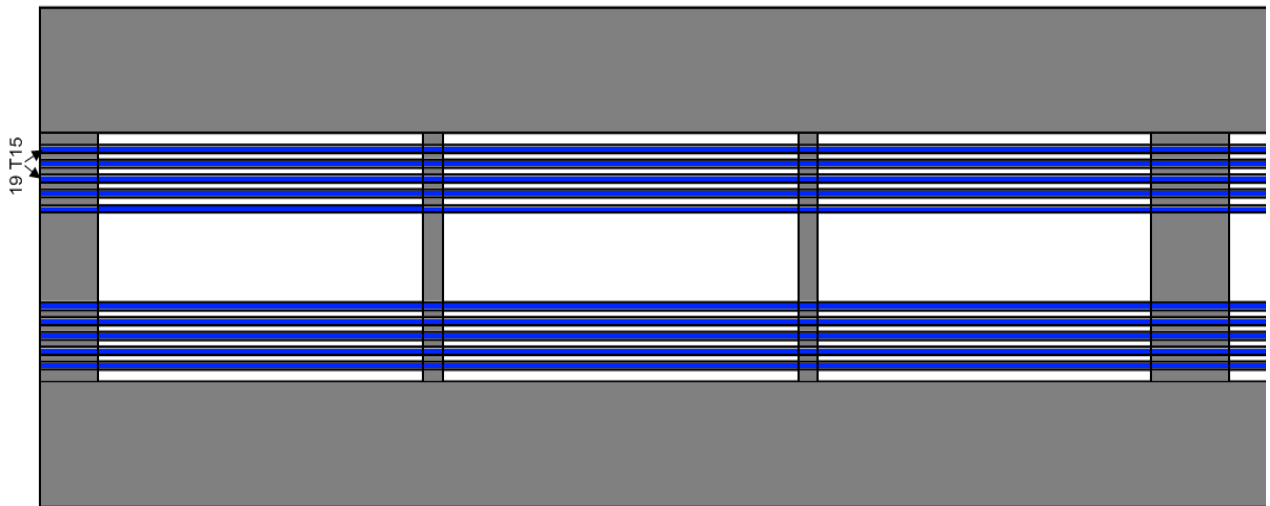


Figure 7.8 : Vue en plan des câbles extérieurs

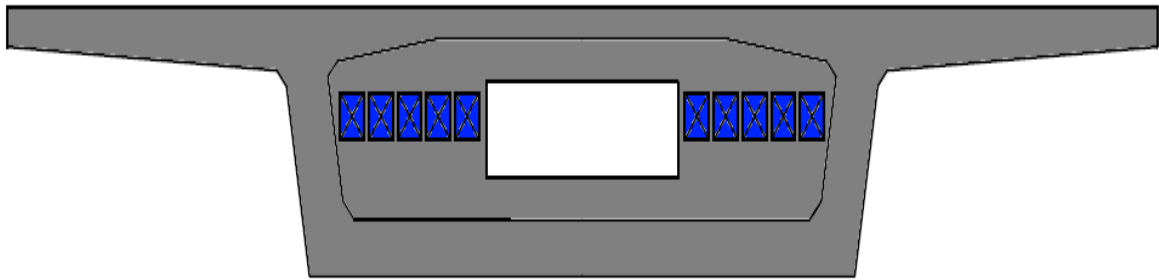


Figure 7.9 : Coupe transversale sur la section d'ancrage

7.5) Vérification des contraintes :

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La vérification des contraintes se fera au niveau des appuis, des déviateurs et en chaque mi-travée, sachant que les sections les plus dangereuses sont: les appuis et la mi-travée centrale.

La vérification se fera lorsque l'ouvrage n'est pas chargé « à vide » (1^{ère} famille) et lors de l'application de la surcharge « en charge » (2^{ème} famille).

Les valeurs des contraintes dans les fibres supérieures (σ_{sup}) et inférieures (σ_{inf}) sont données par les formules suivantes :

En travée:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} - \frac{P \times e \times V}{I_G} + \frac{M \times V}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e \times V'}{I_G} - \frac{M \times V'}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

Sur appui :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e \times V}{I_G} - \frac{M \times V}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P \times e \times V'}{I_G} + \frac{M \times V'}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

- La limite de compression est : $\bar{\sigma}_{\text{ct}} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$
- La limite de traction est: $\bar{\sigma}_{\text{bt}} = 4,05 \text{ Mpa}$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du caisson.

M : Moment généré par les charges.

V' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure .

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

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

7.5.1) Vérification avec $P = P_{\text{instantané total}}$:

La section	M _{1ère famille} (MN.m)	M _{2ème famille} (MN .m)	P (MN)	e (m)	1ère famille		2ème famille	
					σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)
culée 1	0	0	33,8130009	0	5,29735248	5,29735248	5,29735248	5,29735248
déviateur 1	5,92924	28,06968	34,7163824	0,3851	8,64323378	3,44616174	-0,8906578	9,37509114
mi travée 1	4,82643	27,2194575	35,2272911	0,3851	9,28288842	3,17819241	-0,35976983	9,17476154
déviateur 2	9,8564	16,23822	35,7369746	0,3851	15,7698383	-0,72639986	18,5179129	-2,43537042
pile 1	14,89358	44,249775	35,447784	0,385	6,09008639	5,21975558	18,7311532	-2,64146161
déviateur 3	4,24915	26,163855	36,0334779	0,535	12,1167585	1,6207143	2,68007059	7,48919473
mi travée 2	9,09663	34,714065	36,0334779	0,535	10,0293858	2,91880805	-1,00173407	9,77883266
déviateur 4	4,24915	26,163855	36,0334779	0,535	12,1167585	1,6207143	2,68007059	7,48919473
pile 2	14,89358	44,249775	35,447784	0,385	6,09008639	5,21975558	18,7311532	-2,64146161
déviateur 5	9,8564	16,23822	35,7369746	0,3851	15,7698383	-0,72639986	18,5179129	-2,43537042
mi travée 3	4,82643	27,2194575	35,2272911	0,3851	9,28288842	3,17819241	-0,35976983	9,17476154
déviateur 6	5,92924	28,06968	34,7163824	0,3851	8,64323378	3,44616174	-0,8906578	9,37509114
culée 2	0	0	33,8130009	0	5,29735248	5,29735248	5,29735248	5,29735248

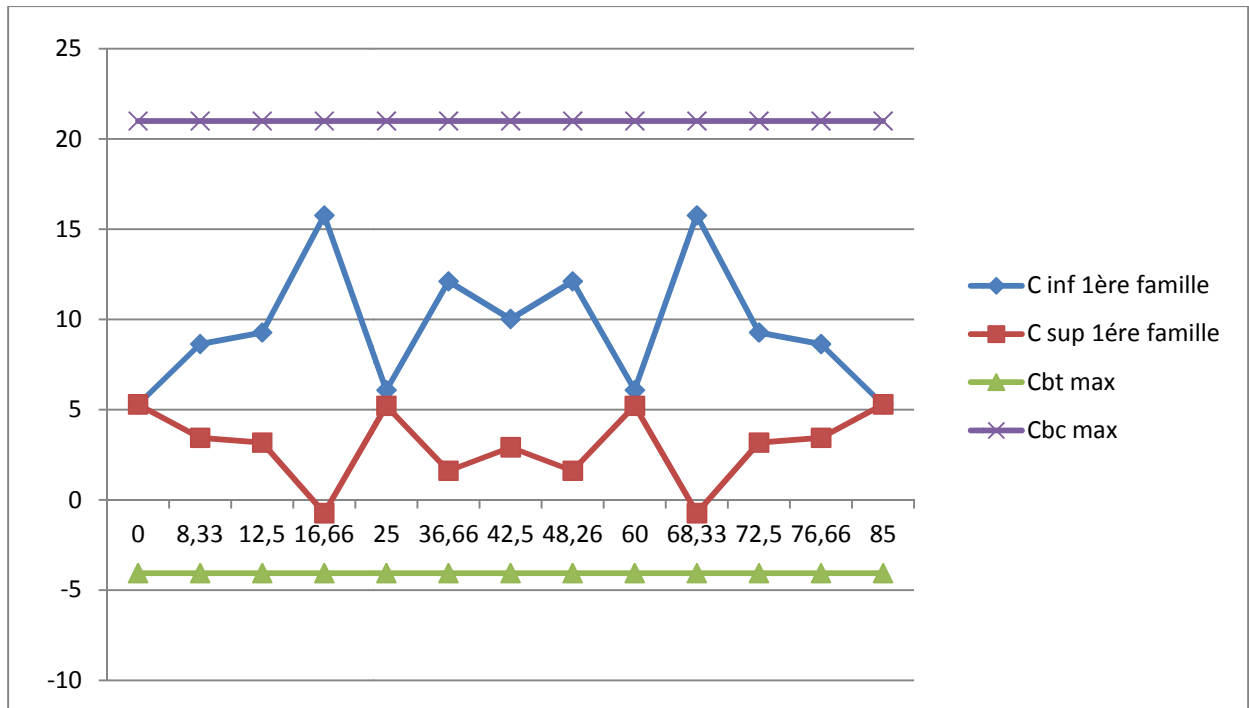


Figure 7.10 : Contraintes supérieures et inférieures « à vide »

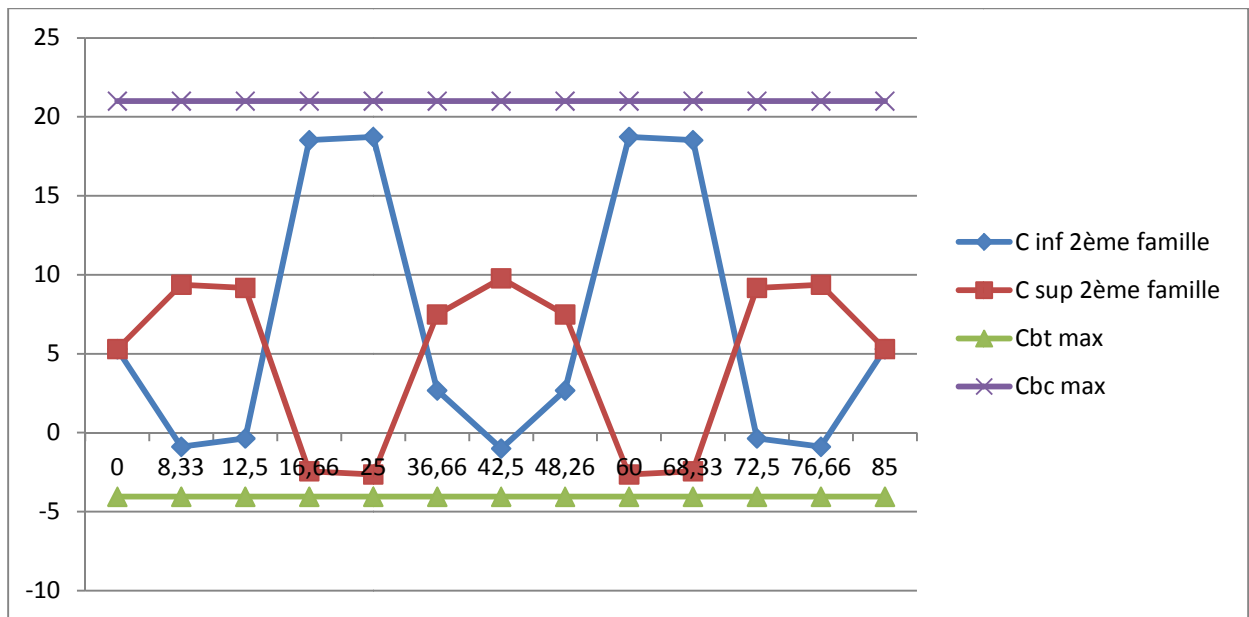


Figure 7.11 : Contraintes supérieures et inférieures « en charge »

7.5.2) Vérification avec $P = P_{\text{final total}}$:

La section	M _{1ère famille} (MN.m)	M _{2ème famille} (MN .m)	P (MN)	e (m)	1ère famille		2ème famille	
					σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)
culée 1	0	0	29,7628006	0	4,6628232	4,66282322	4,66282322	4,66282322
déviateur 1	5,92924	28,06968	30,2219106	0,38514	7,1937161	3,20557028	-2,3401754	9,13449968
mi travée 1	4,82643	27,2194575	30,6125903	0,38514	7,7945956	2,93116503	-1,84806262	8,92773416
déviateur 2	9,8564	16,23822	31,0023332	0,38514	14,242863	-0,9798477	16,9909379	-2,68881829
pile 1	14,89358	44,249775	31,1980208	0,385	6,1288384	4,11581896	18,7699053	-3,74539824
déviateur 3	4,24915	26,163855	30,8140015	0,535	10,096599	1,55077373	0,65991184	7,41925415
mi travée 2	9,09663	34,714065	30,8140015	0,535	8,0092270	2,84886748	-3,02189282	9,70889209
déviateur 4	4,24915	26,163855	30,8140015	0,535	10,096599	1,55077373	0,65991184	7,41925415
pile 2	14,89358	44,249775	31,1980208	0,385	6,1288384	4,11581896	18,7699053	-3,74539824
déviateur 5	9,8564	16,23822	31,0023332	0,38514	14,242863	-0,9798477	16,9909379	-2,68881829
mi travée 3	4,82643	27,2194575	30,6125903	0,38514	7,7945956	2,93116503	-1,84806262	8,92773416
déviateur 6	5,92924	28,06968	30,2219106	0,38514	7,1937161	3,20557028	-2,3401754	9,13449968
culée 2	0	0	29,7628006	0	4,6628232	4,66282322	4,66282322	4,66282322

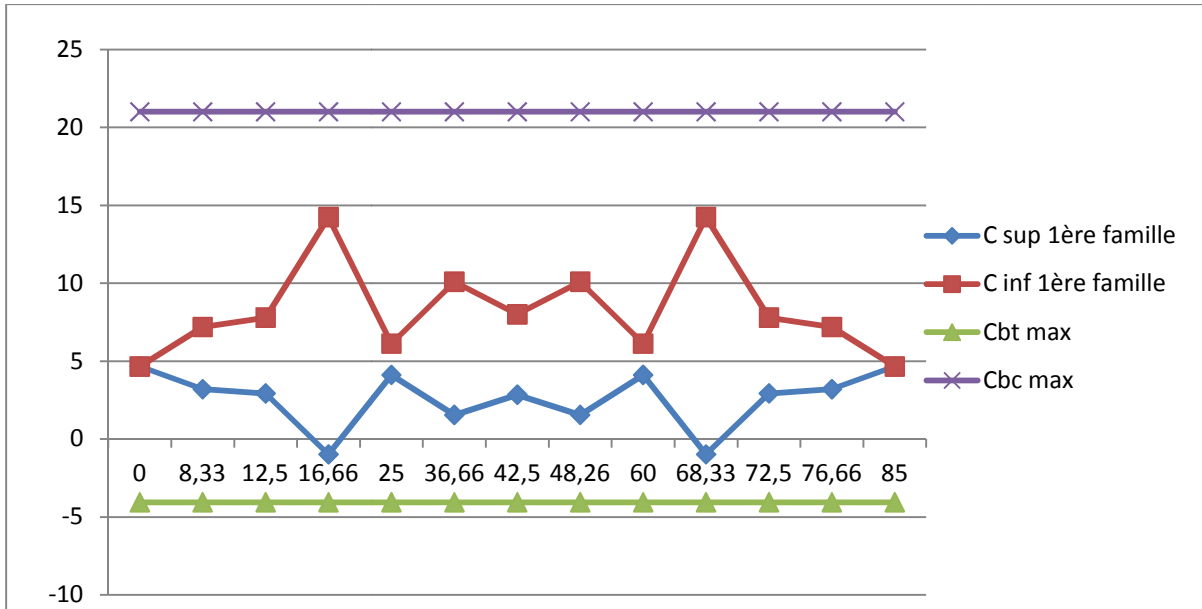


Figure 7.12 : Contraintes supérieures et inférieures « à vide »

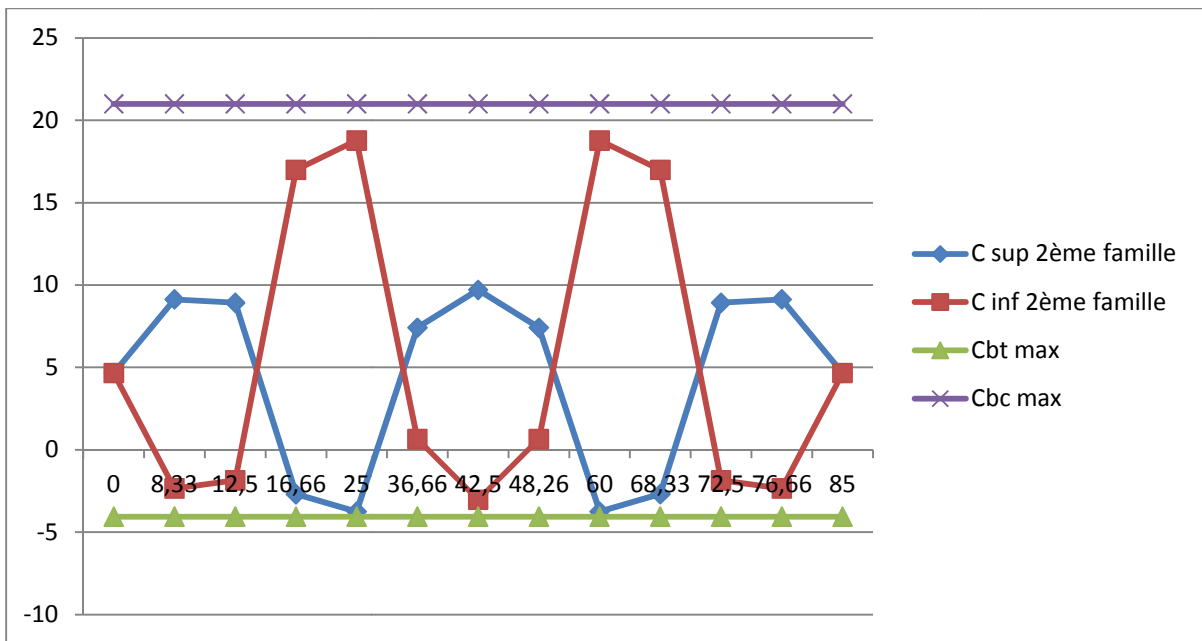


Figure 7.13 : Contraintes supérieures et inférieures « en charge »

7.5.3) Conclusion :

D'après les tableaux et graphiques précédents, on constate que les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles, ce qui signifie que notre choix du matériau et son prédimensionnement assure une sécurité lors de l'exploitation de l'ouvrage.

CHAPITRE 8

Vérification de l'effort tranchant

8.1) Introduction :

La forme caractéristique des voussoirs leur permet de reprendre les sollicitations de façon séparée, les dalles supérieures et inférieures pour reprendre la flexion, les âmes pour reprendre le cisaillement.

Les âmes sont donc dimensionnées en premier lieu pour résister aux contraintes de cisaillement engendrées par l'effort tranchant. On va auparavant que les âmes étaient conditionnées aussi par les conditions de bétonnage et de dispositions concernant la vibration du béton.

8.2) Détermination de l'effort tranchant :

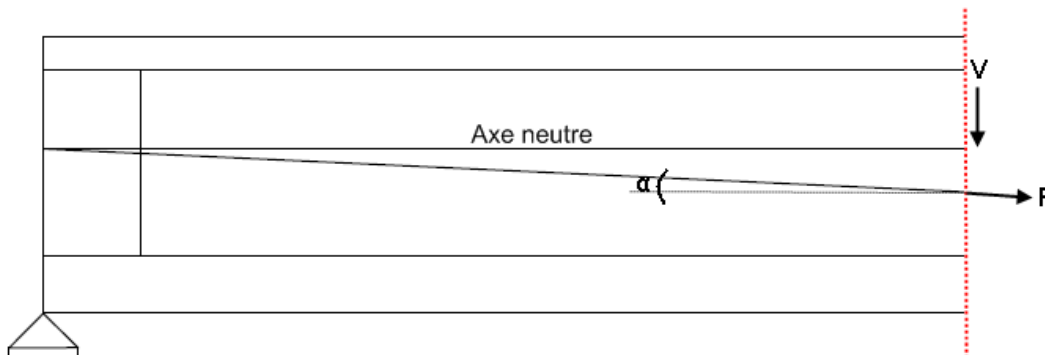
8.2.1) Effort tranchant du à la précontrainte :

8.2.1.A) Effet isostatique :

Si on considère l'élément de poutre de la figure ci-dessus, située à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

-un effort tranchant positif

-une composante verticale de la précontrainte $P \sin \alpha$ que l'on retranche à l'effort tranchant positif.



8.2.1.B) Effet hyperstatique :

A cette action nous devons ajouter l'effort tranchant du au moment hyperstatatique engendré par la précontrainte, il est donné par :

$$V_{hyper} = \frac{d M_{hyper}}{d x}$$

En résumé : l'effort tranchant réduit vaut :

$$V_r = V_{max} - P \sin \alpha + V_{hyper}$$

Avec : $V_{max} = V_g + V_{q_{max}}$

V_g : effort tranchant dû aux charges permanentes

$V_{q_{max}}$: effort tranchant dû aux surcharges.

Pour calculé l'effort tranchant du à la précontrainte et ses réactions hyperstatiques ($-P \sin \alpha + V_{hyper}$), nous avons modélisé la fibre neutre du pont avec le logiciel **ROBOT**, ainsi l'effet de la précontrainte calculé par la méthode directe est directement intégré lors des calculs numériques.



8.3) Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELS :

La contrainte de cisaillement en un point de cote y est donnée par :

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} S_0}{b_n \times I}$$

V_{red} : effort tranchant réduit

S_0 : moment statique par rapport à l'axe passant par le centre de gravité

Chapitre 8: Vérification de l'effort tranchant

b_n : largeur nette, $b_n=2 b_{\text{ame+entretoise}} = 1,95 \text{ m}$

I : le moment d'inertie de la section considérée

On a : Z : bras de levier $Z=\frac{I}{S}$

Ou $Z = \frac{1+\rho}{2} x h \rightarrow Z = 1,34 \text{ M}$, avec :

ρ : rendement géométrique du caisson

h : hauteur du caisson

$$\rightarrow \tau_{\text{red}} = \frac{V_{\text{red}}}{b_n \times Z}$$

8.3.1) Calcul de la contrainte de cisaillement admissible:

On a: $\tau_{\text{adm}} = \min \{ \tau_1, \tau_2 \}$

Avec:

$$\tau_1^2 \leq 0,4 f_{ij} \left(f_{ij} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

$$\tau_2^2 \leq 2 \frac{f_{ij}}{f_{cj}} \left(0,6 f_{cj} - \sigma_x \right) \left(f_{ij} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

f_{ij} : la résistance de la traction du béton à l'âge j

f_{cj} : la résistance à la compression du béton à l'âge j

σ_x : la contrainte de compression du béton au niveau du centre de gravité.

$$\sigma_x = P / S$$

On vérifiera la contrainte de cisaillement au niveau des sections les plus dangereuses c'est-à-dire au niveau de la culée et la pile.

	Pile	culée
Vmax (MN)	9,0045	5,93063
Vred (MN)	5,88013	4,813667
τ_{red} (Mpa)	1,12516839	0,92109969
P (MN)	31,1980208	29,7628006
σ_x (Mpa)	4,88767363	4,66282322
τ_1 (Mpa)	2,53675482	2,50464223
τ_2 (Mpa)	3,84865161	3,82635432
τ_{adm} (Mpa)	2,53675482	2,50464223
	vérifiée	vérifiée

8.4) Justification des armatures transversales à l'état limite ultime :

8.4.1) Calcul des contraintes de cisaillements aux états limite ultime :

$$\text{On a : } \tau_{redU} = \frac{V_{redU}}{b_n \times Z}$$

	Pile	culée
Vmax (MN)	12,15061	8,00636
Vred (MN)	9,02624	6,83673
τ_{redU} (Mpa)	1,72717949	1,3082147

8.4.2) L'inclinaison des bielles:

En désignant par β_u l'angle de ces fissures avec la fibre moyenne du caisson on a :

$$tg 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}}$$

σ_{xu} : la contrainte de compression du béton au niveau du centre de gravité.

σ_{yu} : la contrainte de la précontrainte appliquée transversale. ($\sigma_{yu}=0$)

$$tg 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}} \text{ On a :}$$

Si $\beta_u < 30^\circ$; $\beta_u = 30^\circ$; $tg \beta_u = 0,5774$

Si $\beta_u > 30^\circ$; on prend la valeur calculée

	Pile	culée
τ_u (Mpa)	1,72717949	1,3082147
σ_x (Mpa)	4,88767363	4,66282322
$tg 2\beta_u$	0,70674911	0,56112558
β_u	17,62°	14,64°
$tg \beta_u$	0,5774	0,5774

8.5) Détermination des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \left[\tau_{redU} - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times tg \beta_u$$

A_t : somme des aires de section droite des aciers d'un cours d'armatures transversales,

S_t : espacement de ces armatures

f_e : limite d'élasticité de l'acier = 500 Mpa

8.5.1) Pourcentage minimum :

$$\frac{A_t \text{ min}}{S_t} \geq \left[\frac{0,4 \times b_n \times \gamma_s}{f_e} \right]$$

	Pile	culée
$\tau_{redU} (Mpa)$	1,72717949	1,3082147
$tg\beta_u$	0,5774	0,5774
$\frac{A_t}{S_t} (cm^2 / ML)$	42,8419252	21,1425739
$\frac{A_t \text{ min}}{S_t} (cm^2 / ML)$	35,88	35,88
Espacement $S_t (cm)$	20	20
choix	3 cadres HA 14	2 cadres HA 16

8.6) Justification des bielles du béton :

$$\tau_{redU} \leq \frac{0,85 f_{cj}}{3\gamma_b} \sin 2\beta_u$$

	Pile	culée
$\tau_{redU} (Mpa)$	1,72717949	1,3082147
β_u	30°	30°
$\frac{0,85 f_{cj}}{3\gamma_b} \sin 2\beta_u (Mpa)$	5,85744444	5,72522222
	vérifiée	vérifiée

8.7) Vérification des contraintes de traction et de compression :

On a : la contrainte de traction maximum vaut :

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 - \tau^2} \leq -Ft_j$$

Et de compression :

$$\sigma_c = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 - \tau^2} \leq 0,4 Fc_j$$

Avec : σ_x : la contrainte de compression du béton au niveau du centre de gravité.

σ_y : la contrainte de la précontrainte appliquée transversale. ($\sigma_y = 0$)

τ : La contrainte de cisaillement réduite à l'els τ_{red}

	Pile	culée
$-Ft_{28}$ (Mpa)	-2,7	-2,7
$0,4 Fc_{28}$ (Mpa)	14	14
σ_x (Mpa)	4,88767363	4,66282322
τ (Mpa)	1,12516839	0,92109969
σ_t (Mpa)	-0,24657993	-0,17536017
σ_c (Mpa)	5,13425357	4,83818338
	vérifiée	vérifiée

8.8) Vérification à la torsion :

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiments ou d'ouvrages d'art. Elle est, la plupart du temps, négligée car difficile à appréhender, et ce, malgré le fait qu'une mauvaise appréhension peut mener à des conséquences désastreuses (exemple du pont de Tacoma).

Cependant, il convient de distinguer la torsion qui assure la stabilité de l'élément étudié. Ce fut le cas de notre caisson chargé en dehors de son plan de symétrie.

L'effet de la torsion sera ajouté au niveau des âmes, et ce, en rajoutant des armatures longitudinales et transversales en plus des armatures déjà déterminées.

Le choix de la section caisson s'est avéré nécessaire pour palier au phénomène de torsion.

Les contraintes tangentielles sont uniformes et égales à :

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} ;$$

M_t : moment de torsion

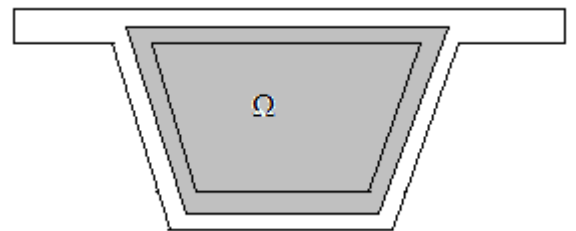
e : largeur des deux âmes = 0,86 M

$$\Omega = 5,73837844 \text{ m}^2$$

Le moment de torsion $M_{t \max} = 0,94364 \text{ MN}$ est engendré par la combinaison :

G + 1,2 BC 1V

$$\text{Donc : } \tau_t = \frac{0,94364}{2 \times 0,86 \times 5,7384} \rightarrow \tau_t = 0,09560678 \text{ MPa}$$



8.8.1) Justification à l'état limite de service :

D'après la réglementation en vigueur, la contrainte de cisaillement admissible est définie pour une section pleine comme suit:

$$\tau_V + \tau_T \leq \tau_{lim}$$

τ_T : contrainte tangentielle due au moment de torsion.

τ_V : contrainte tangentielle due à l'effort tranchant.

τ_{lim} : contrainte admissible de cisaillement. (Voir effort tranchant)

$$\tau_{lim} = 2,53675482 \text{ MPa}$$

$$\tau_V = 1,12516839 \text{ MPa (voir effort tranchant)}$$

$$\tau_V + \tau_T = 1,22077517 \text{ MP} < \tau_{lim} = 2,53675482 \text{ MPa} ; \text{ vérifiée}$$

8.8.2) Justification à l'état limite ultime :

8.8.2.1) Justification des bielles de compression :

En posant : $\tau_U = \tau_{TU} + \tau_{VU}$, somme de cisaillement ultime, on aura une inclinaison des bielles de compression β_u telle que :

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{M_{tu}}{2 \times \Omega \times e} = 0,12685802 \text{ Mpa}$$

$$M_{tu} = 1,25209 \text{ MN.M}$$

$$\sigma_{xu} = 4,88767363$$

$$\text{Et : } \sigma_{yu} = 0$$

$$\rightarrow \beta_u = 18,6^\circ$$

Comme cela a été défini dans le cas de l'effort tranchant, on doit vérifier:

$$\tau_{VU} + \tau_{TU} \leq \frac{0,85 f_{cj}}{3\gamma_b} \sin 2\beta_u$$

La contrainte de cisaillement ultime donnée par l'effort tranchant vaut :

$$\tau_{VU} = 1,72717949 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement ultime donnée par la torsion vaut :

$$\tau_{TU} = 0,12685802 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U = \tau_{TU} + \tau_{VU} = 1,8540375 \text{ MPa}$$

$$\tau_{VU} + \tau_{TU} = 1,8540375 \text{ Mpa} < 3,99579248 \text{ MPa} ; \text{ vérifie}$$

8.8.2.2) Détermination des armatures :

I-Transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \tau_{TU} \times e \times \text{tg}\beta_u$$

A_t : somme des aires de sections droites des aciers d'un cours d'armatures transversales,

S_t : espacement de ces armatures

f_e : limite d'élasticité de l'acier

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,12685802 \times \frac{500}{1,15} \times 10^4 \times \text{tg}30^\circ$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 1,44884185 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : $A_t = 1$ cadre HA 6. Soit $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$ tout les 25 cm (S_t).

II-Longitudinales:

$$\frac{\sum A_L f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_U}{2\Omega} \cot g\beta_u$$

$$\sum A_L = \frac{U \gamma_s T_U}{2 f_e \Omega} \cot g\beta_u$$

Avec :

U: périmètre du caisson = 12,103406 m

$\Omega = 5,73837844 \text{ m}^2$

$$\sum A_L = 52,5987016 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_s = 17 \text{ HA } 20$. Soit $A_s = 53,38 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 71 cm.

8.8.3) Vérification des contraintes de traction et de compression :

On a : la contrainte de traction maximum vaut :

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 - \tau^2} \leq -Ftj$$

Et de compression :

$$\sigma_c = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 - \tau^2} \leq 0,4 Fcj$$

Avec : σ_x : la contrainte de compression du béton au niveau du centre de gravité.

σ_y : la contrainte de la précontrainte appliquée transversale. ($\sigma_y = 0$)

τ : La contrainte de cisaillement réduite à l'els τ_{red}

Chapitre 8: Vérification de l'effort tranchant

$-Ft_{28}$ (Mpa)	-2,7
$0,4 Fc_{28}$ (Mpa)	14
σ_x (Mpa)	4,88767363
τ (Mpa)	1,22077517
σ_t (Mpa)	-0,28794473
σ_c (Mpa)	5,17561836
	Vérifiée

CHAPITRE 9

Vérification de la flexion à l'ELU

9.1) Introduction :

Les justifications vis-à-vis des ELU, complémentaires des vérifications vis-à-vis des ELS, s'avèrent indispensables pour les raisons suivantes :

- un dépassement des charges caractéristiques (prises en compte dans les calculs aux ELS) est toujours possible, bien que peu probable.

-il faut donc examiner le comportement des structures sous charges majorées. Pour ce faire, il n'est pas envisageable de procéder par extrapolation. En effet, pour des raisons d'économie évidentes, on tolère que, sous ces charges majorées, des phénomènes irréversibles se manifestent (fissuration, plastification des matériaux), l'essentiel étant d'éviter l'effondrement des ouvrages. D'où la nécessité d'effectuer ces vérifications.

Une sollicitation appliquée à la section entraîne des déformations de béton et d'acier. En revanche à partir du diagramme de déformation limite présenté par les pivots A, B, C de la section on peut en déduire les contraintes donc les résultantes limites de sollicitations (M, N). L'ensemble de ces états limites forme la zone de résistance.

La vérification à l'état limite ultime revient à vérifier que le point représenté (M_u, N_u) se situe dans cette zone.

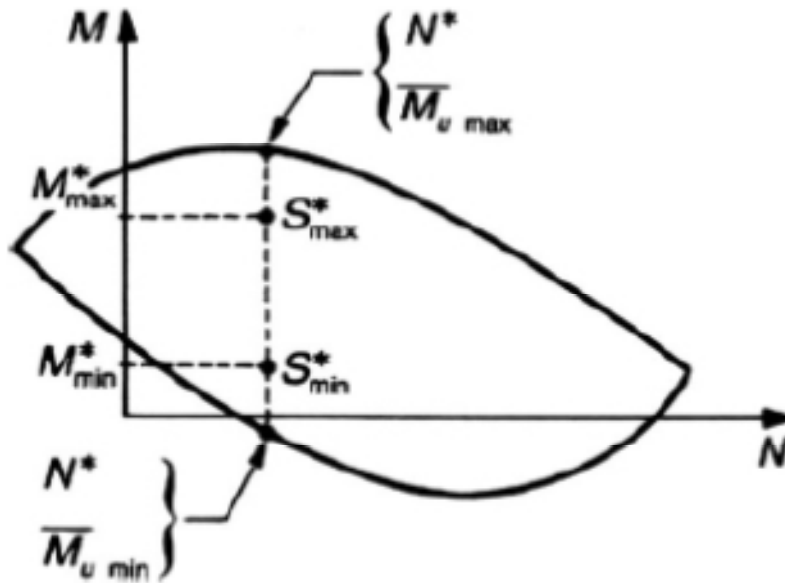


Figure 9.1 : Courbe d'interaction effort normal, moment fléchissant

En pratique, il suffit de justifier avec une valeur $N_u=P$, les valeurs maximum et minimum de moment à l'ELU sont entre les points d'intersection de $N=P$ avec la courbe M-N.

Il est à vérifier en 2 sections : en mi-travée centrale et sur pile.

9.2) Section à mi-travée centrale :

$$\text{On a: } M_{\text{elu max}} = M (G+Q)_{\text{elu max}} + M_p$$

$$N_u = P = 30,8140015 \text{ MN}$$

$$\text{Avec : } M_p = P \times e = 30,8140015 \times -0,535 = -16,4855 \text{ MN.m}$$

P : tension de précontrainte finale dans la section considérée

e : excentrement du câble au niveau de la section considérée

$$M (G+Q)_{\text{elu max}} = 53,25066 \text{ MN.m}$$

$$\rightarrow M_{\text{elu max}} = 36,7651692 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{elu min}} = M_g + M_p = -7,3888608 \text{ MN.m}$$

M_g : Moment dû au poids propre

9.2.1) Justification sous $M_u \text{ max}$:

On doit vérifier que $M_u \text{ max} < M_{\text{lim U max}}$ Sous l'effet de $M_u \text{ max}$, la fibre supérieure du béton est la plus comprimée. Pour savoir dans quel domaine de déformation on doit se placer, on calcul premièrement N_{lim} pour le diagramme de frontière 1,2.

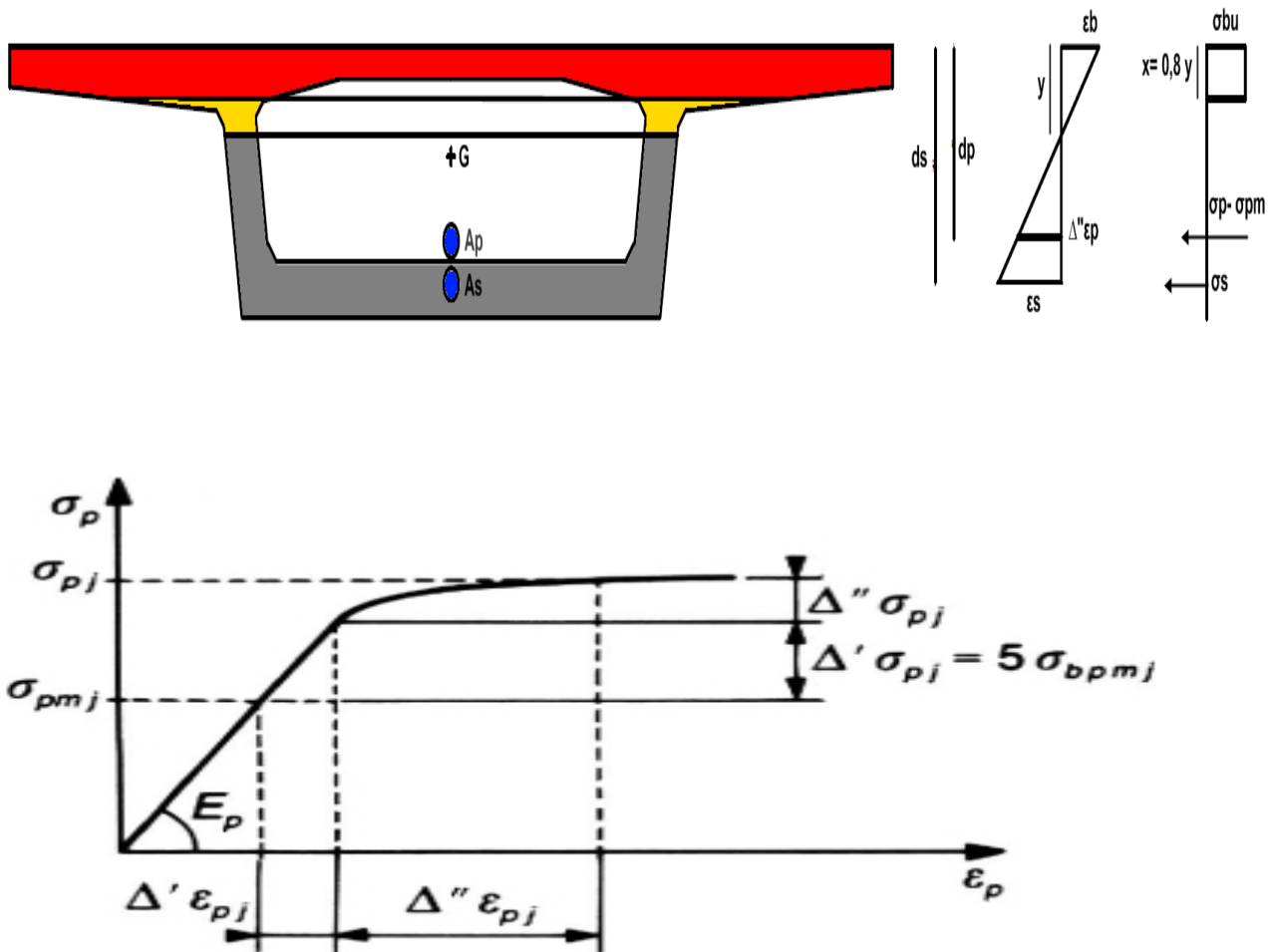


Figure 9.2 : Diagramme limite de déformation dans une section et contraintes correspondantes

La section résiste par son béton comprimé sur une hauteur y et par ses aciers tendus :

$-\sigma_p$ en ce qui concerne les armatures de précontrainte ;

$-\sigma_s$ en ce qui concerne les armatures passives.

σ_p se décompose en trois termes : σ_{pm} contrainte probable à vide, $\Delta' \sigma_p$ premier complément de contrainte accompagnant le retour à 0 de la déformation du béton adjacent et $\Delta'' \sigma_p$ deuxième complément de contrainte jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

Ces contraintes σ_p , σ_s et σ_b équilibrent le moment M_{ext} développé par les charges extérieures.

En ce qui concerne les allongements des armatures de précontrainte

ou leurs variations (ε_{pm} , $\Delta'\varepsilon_p, \Delta'\varepsilon_p$) corrélatifs des tensions (ou variations de tension) σ_{pm} , $\Delta'\sigma_p$, $\Delta''\sigma_p$, on peut remarquer que, dans la pratique, ε_{pm} et $\Delta'\varepsilon_p$ se situent dans le domaine de comportement élastique des aciers et qu'en conséquence :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p}$$

$$\Delta'\varepsilon_p = \frac{\Delta'\sigma_p}{E_p} \quad (= \varepsilon_{bpm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b})$$

Avec :

σ_{bpm} : contrainte du béton en service, *à vide*, au niveau des armatures de précontrainte (calculée en prenant en compte la valeur probable de la précontrainte).

En utilisant les valeurs des contraintes calculées dans le chapitre « vérification des contraintes », on trouve :

$$\sigma_{bpm} = 6,5522 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{pm} = \frac{P}{A_p} = 1166,75507 \text{ Mpa}$$

A_p : section des 10 câbles 19 T15 = 0,02641 m²

E_p : Module d'élasticité des armatures de précontrainte = 190000 Mpa

E_b : Module d'élasticité du béton

ε_{bpm} raccourcissement correspondant du béton. D'où :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = 0,00614082$$

$$\Delta'\sigma_p = \frac{E_p}{E_b} \sigma_{bpm} = 5\sigma_{bpm}$$

$$\rightarrow \Delta'\varepsilon_p = 0,00017243$$

En revanche, $\Delta''\varepsilon_p$ déborde presque toujours du domaine de comportement élastique des armatures.

9.2.1.A) Résistance de la section:

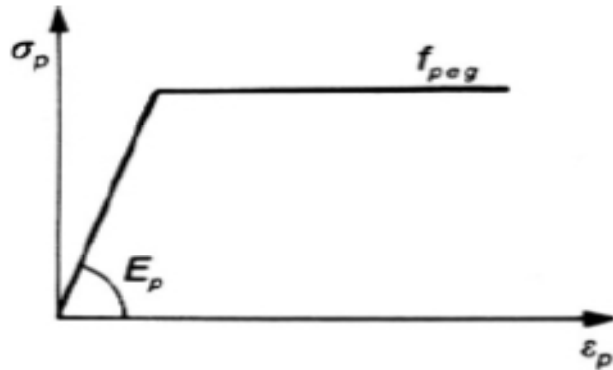


Figure 9.3 : Diagramme contraintes-déformations simplifié pour les armatures de précontrainte

On a : pour un câble 19 T15, $F_{peg} = 1582,73381$ Mpa

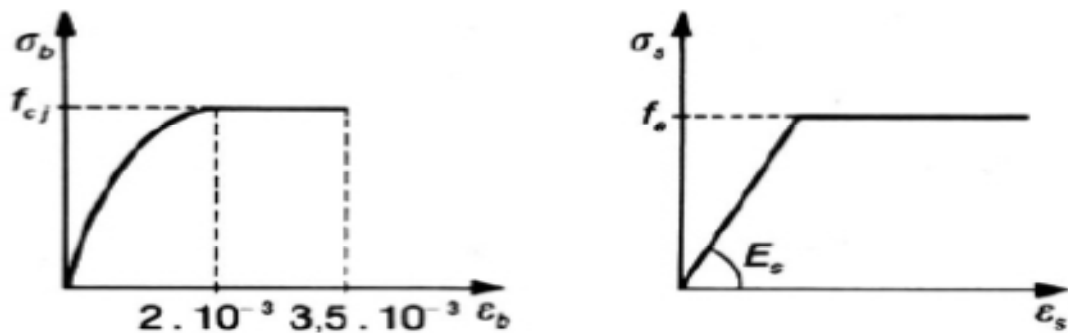


Figure 9.4 : Diagrammes contraintes-déformations du béton et des aciers

Chapitre 9 : Vérification de la flexion à l'ELU

Avec : $F_e = 500 \text{ Mpa}$ et $F_{c28} = 35 \text{ Mpa}$

La résistance de la section est évaluée non pas à partir des diagrammes caractéristiques contraintes-déformations des matériaux, mais à partir de leurs diagrammes de calcul obtenus en faisant subir aux premiers des affinités de rapports $1/\gamma_m$ parallèlement :

- à l'axe des contraintes pour le béton (avec, en général, $\gamma_b = 1,5$) ;
- à la droite de Hooke pour les aciers, qu'ils soient passifs ou de précontrainte (et avec $\gamma_p = \gamma_s = 1,15$).

En outre, pour le béton, la résistance caractéristique f_{cj} est affectée du coefficient réducteur 0,85 pour tenir compte de sa diminution en fonction de la durée d'application de la charge (effet Rüschi).

$$\text{Donc : } \frac{F_{pej}}{\gamma_s} = 1376,29027 \text{ Mpa}$$

$$\frac{F_e}{\gamma_s} = 434,782609 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0,85 F_{c28}}{\gamma_b} = 19,83 \text{ Mpa}$$

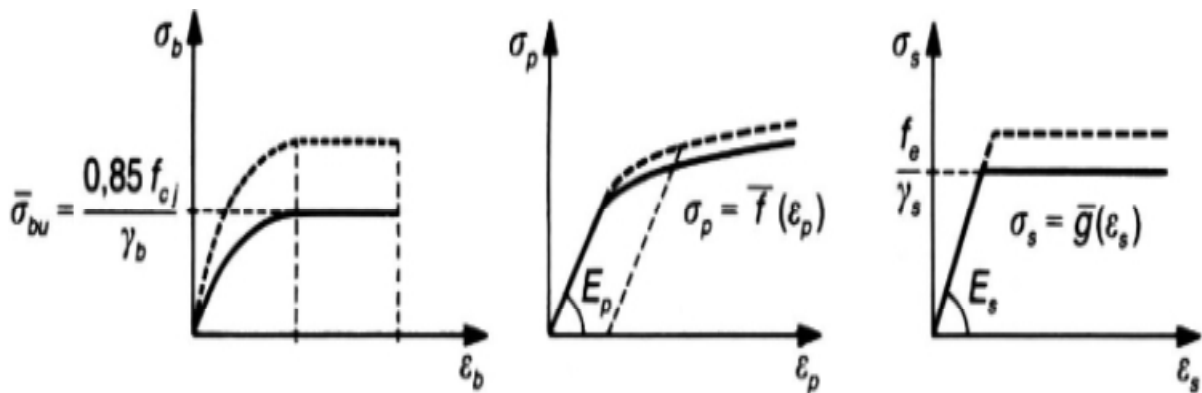


Figure 9.5 : Diagrammes contraintes-déformations de calcul

9.2.1.B) L'état des aciers de précontrainte et aciers passifs :

On a:

ε_{pmax} : ε_p max élastique des armatures de précontrainte

$$\rightarrow \varepsilon_{pmax} = \frac{F_{peg}}{E_p \gamma_s} = 0,00724363$$

Et:

ε_{smax} : ε_s max élastique des aciers passifs

$$\rightarrow \varepsilon_{smax} = \frac{F_e}{E_s \gamma_s} = 0,00217391$$

I-Aciers de précontrainte:

On tire $\Delta''\varepsilon_p$ à partir de la relation suivante :

$$\Delta''\varepsilon_p = \varepsilon_{pmax} - \Delta'\varepsilon_p - \varepsilon_{pm}$$

$$\rightarrow \Delta''\varepsilon_p = 0,00093039$$

Les aciers de la précontraintes sont plastifiés si : $\Delta''\varepsilon_p \geq 0,00093039$

$$\text{On a: } \frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_{bu}} = \frac{dp-y}{y} \rightarrow y1 = \frac{\varepsilon_{bu} dp}{\varepsilon_{bu} + \Delta''\varepsilon_p}$$

On a : Pour le béton, à un raccourcissement ultime assez bien représentatif de ce que l'on peut observer expérimentalement : $\varepsilon_{bu} = 3,5 \times 10^{-3}$

$$dp = 1,22 \text{ m}$$

$$\rightarrow y1 = 0,96379765 \text{ m}$$

Si : $y \geq y1$, les câbles sont élastiques

II-Aciers passives:

$$\text{On a: } \frac{\varepsilon_{smax}}{\varepsilon_{bu}} = \frac{ds-y}{y} \rightarrow y2 = \frac{\varepsilon_{bu} ds}{\varepsilon_{bu} + \varepsilon_{smax}}$$

$$\text{Avec : } ds = 1,495 \text{ m}$$

$$\rightarrow y_2 = 0,92220307 \text{ m}$$

Si : $y \geq y_2$, les aciers passifs sont élastiques

y	0,9222	0,96378	>
Précontrainte	plastiques	plastiques	élastiques
Aciers passifs	plastiques	élastiques	élastiques

$$\text{Si : } y = 0,9222 \text{ M}$$

$$\overline{N_u} = b(x)fbu - A_p \Delta\sigma_p - A_s \sigma_s$$

$$\text{Avec : } x = 0,8 \quad y = 0,73776245 \text{ m}$$

$b(x)$: Aire du béton comprimé au long du « x »

$$\rightarrow b(x) = 3,81217718 \text{ m}^2$$

$$fbu = \frac{0,85 F_{c28}}{\gamma_b} = 19,83 \text{ Mpa}$$

$$A_p : \text{la section des 10 câbles 19 T15} = 0,02641 \text{ M}^2$$

$$\Delta\sigma_p = \Delta''\sigma_p + \Delta'\sigma_p = \frac{\Delta''\varepsilon_p + \Delta'\varepsilon_p}{E_p} = 209,535202 \text{ Mpa}$$

$$A_s : \text{La section des aciers passif (18 HA 16)} = 0,003618 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 434,782609 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'ou: } \overline{N_u} = 68,5013126 \text{ MN} \geq N_u$$

Cherchons « y » tel que: $\overline{N_u} = N_u$

$$Nb - A_p \Delta\sigma_p - A_s \sigma_s = N_u$$

$$\text{Avec: } Nb = b(x)fbu$$

$$\rightarrow Nb = 37,9208697 \text{ MN et } b(x) = 1,91197662 \text{ m}^2$$

Chapitre 9 : Vérification de la flexion à l'ELU

On Remarque que $b(x) <$ la surface du hourdis supérieur, et on a : $x = 0,8 y$

$$\text{Donc : } y = \frac{b(x)}{12 \times 0,8} = 0,19916423 \text{ m}$$

$$\text{On a: } \overline{Mu} = b(x) f_{bu} z - A_p \Delta \sigma_p e_p - A_s \sigma_s e_s$$

$$\text{Avec : } z = \frac{x}{2} - v = 0,60533431 \text{ m}$$

$$e_p = d_p - v = 0,535 \text{ m}$$

$$e_s = d_s - v = 0,81 \text{ m}$$

$$\rightarrow \overline{Mu} = 27,1895648 \text{ MN.m}$$

Donc : $\overline{Mu} < M_{elu} \rightarrow$ la flexion à ELU sous Melu n'est pas vérifiée.

Pour satisfaire cette condition, on changera la section d'aciers passifs, on disposera **102 BARRES DE HA 16** dans le hourdis inférieur ($A_s = 0,020502 \text{ m}^2$).

Par le même calcul, on trouvera : $\overline{Mu} = 36,881323 > M_{elu}$

9.2.2) Justification sous Mu min :

Un calcul élastique des contraintes sous Melu min donne :

$$\sigma_{\text{sup}} = 2,84886748 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 8,00922706 \text{ Mpa}$$

(Voir chapitre « vérification des contraintes »)

La section reste entièrement comprimée sous l'action de Melu min, de plus les contraintes restent dans le domaine élastique donc il n'y a aucun problème de tenue à l'état limite ultime.

La section est vérifiée à l'ELU.

9.3) Section sur appui:

On a: $M_{\text{elu min}} = M (G+Q)_{\text{elu min}} + M_p$

$N_u = P = 31,1980208 \text{ MN}$

Avec : $M_p = P \times e = 31,1980208 \times 0,385 = 12,01124 \text{ MN.m}$

P : tension de précontrainte finale dans la section considérée

e : excentrement du câble au niveau de la section considérée

$M (G+Q)_{\text{elu min}} = -53,35052 \text{ MN.m}$

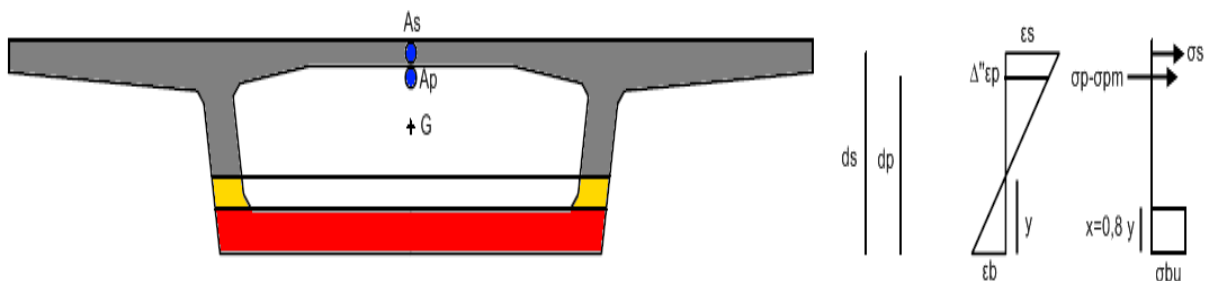
$\rightarrow M_{\text{elu min}} = -41,339282 \text{ MN.m}$

$M_{\text{elu max}} = M_g + M_p = -2,882342 \text{ MN.M}$

M_g : Moment dû au poids propre

9.3.2) Justification sous $M_u \text{ min}$:

On doit vérifier que $M_u \text{ min} > M_{\text{lim}} U \text{ min}$ et $M_u \text{ max} < M_{\text{lim}} U \text{ max}$ Sous l'effet de $M_u \text{ min}$, la fibre inférieure du béton est la plus comprimée. Pour savoir dans quel domaine de déformation on doit se placer, on calcul premièrement N_{lim} pour le diagramme de frontière entre 1,2.



$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p}$$

$$\Delta' \varepsilon_p = \frac{\Delta' \sigma_p}{E_p} \quad (= \varepsilon_{bpm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b})$$

En utilisant les valeurs des contraintes calculées dans le chapitre « vérification des contraintes », on trouve : $\sigma_{bpm} = 5,8760292$ Mpa

$$\sigma_{pm} = \frac{P}{A_p} = 1181,29575 \text{ Mpa}$$

A_p : section des 10 câbles 19 T15 = 0,02641 m²

E_p : Module d'élasticité des armatures de précontrainte = 190000 Mpa

E_b : Module d'élasticité du béton

ε_{bpm} raccourcissement correspondant du béton. D'où :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = 0,00621735$$

$$\Delta' \sigma_p = \frac{E_p}{E_b} \sigma_{bpm} = 5 \sigma_{bpm}$$

$$\rightarrow \Delta' \varepsilon_p = 0,00015463$$

9.3.2.A) L'état des aciers de précontrainte et aciers passifs :

On a:

ε_{pmax} : ε_p max élastique des armatures de précontrainte

$$\rightarrow \varepsilon_{pmax} = \frac{F_{peg}}{E_p} = 0,00724363$$

Et:

ε_{smax} : ε_s max élastique des aciers passifs

$$\rightarrow \varepsilon_{smax} = \frac{\frac{Fe}{\gamma_s}}{Es} = 0,00217391$$

I-Aciers de précontrainte:

On tire $\Delta''\varepsilon_p$ à partir de la relation suivante :

$$\Delta''\varepsilon_p = \varepsilon_{pmax} - \Delta'\varepsilon_p - \varepsilon_{pm}$$

$$\rightarrow \Delta''\varepsilon_p = 0,00087165$$

Les aciers de la précontraintes sont plastifiés si : $\Delta''\varepsilon_p \geq 0,00093039$

$$\text{On a: } \frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_{bu}} = \frac{dp-y}{y} \rightarrow y1 = \frac{\varepsilon_{bu} dp}{\varepsilon_{bu} + \Delta''\varepsilon_p}$$

On a : Pour le béton, à un raccourcissement ultime assez bien représentatif de ce que l'on peut observer expérimentalement : $\varepsilon_{bu} = 3,5 \times 10^{-3}$

$$dp = 1,4 \text{ m}$$

$$\rightarrow y1 = 1,12085707 \text{ m}$$

Si : $y \geq y1$, les câbles sont élastiques

II-Aciers passives:

$$\text{On a: } \frac{\varepsilon_{smax}}{\varepsilon_{bu}} = \frac{ds-y}{y} \rightarrow y2 = \frac{\varepsilon_{bu} ds}{\varepsilon_{bu} + \varepsilon_{smax}}$$

$$\text{Avec : } ds = 1,6 \text{ m}$$

$$\rightarrow y2 = 0,98697318 \text{ m}$$

Si : $y \geq y2$, les aciers passives sont élastiques

y	0,98697318	1,12085707	>
Précontrainte	plastiques	plastiques	élastiques
Aciers passifs	plastiques	élastiques	élastiques

Si : $y = 0,98697318 \text{ M}$

$$\bar{N}u = b(x)fbu - Ap \Delta\sigma p - As \sigma s$$

Avec : $x = 0,8$ $y = 0,78957854 \text{ m}$

$b(x)$: Aire du béton comprimé au long du « x »

$$\rightarrow b(x) = 2,41395382 \text{ m}^2$$

$$fbu = \frac{0,85 \text{ Fc28}}{\gamma b} = 19,83 \text{ Mpa}$$

Ap : la section des 10 câbles 19 T15 = $0,02641 \text{ m}^2$

$$\Delta\sigma p = \Delta''\sigma p + \Delta'\sigma p = \frac{\Delta''\varepsilon p + \Delta'\varepsilon p}{Ep} = 194,994522 \text{ Mpa}$$

As : la section des aciers passif (36 HA 16) = $0,007236 \text{ m}^2$

$$\sigma s = \frac{Fe}{\gamma s} = 434,782609 \text{ Mpa}$$

D'ou: $\bar{N}u = 39,5808585 \text{ MN} \geq Nu$

Cherchons « y » tel que: $\bar{N}u = Nu$

$$Nb - Ap \Delta\sigma p - As \sigma s = Nu$$

Avec: $Nb = b(x)fbu$

$$\rightarrow Nb = 39,4939131 \text{ MN et } b(x) = 1,99128974 \text{ m}^2$$

On Remarque que $b(x) <$ la surface du hourdis inférieur, et on a : $x = 0,8$ y

$$\text{Donc : } y = \frac{b(x)}{12x0,8} = 0,43668635 \text{ m}$$

On a: $\bar{M}u = b(x)fbu z - Ap \Delta\sigma p ep - As \sigma s es$

$$\text{Avec : } z = \frac{x}{2} - v' = 0,84032546 \text{ m}$$

$$ep = dp - v' = 0,385 \text{ m}$$

$$es = ds - v' = 0,585 \text{ m}$$

$$\rightarrow \overline{Mu} = -37,0108767 \text{ MN.M}$$

Donc : $\overline{Mu} > M_{el\ u\ min}$ → la flexion à ELU sous $M_{el\ u\ min}$ n'est pas vérifiée.

Pour satisfaire cette condition, on changera la section d'aciers passifs, on disposera **78 BARRES DE HA 16** dans le hourdis supérieur ($A_s=0,015678 \text{ m}^2$).

Par le même calcul, on trouvera : $\overline{Mu} = -41,5417247 < M_{el\ u\ min}$

9.3.3) Justification sous $Mu\ max$:

Si on peut justifier que la section est vérifiée à ELU avec un couple de (P, M^*)

Tel que $M^* > M_{u\ max} > M_{u\ min}$ donc la section est assurée à ELU.

Un calcul élastique des contraintes donne :

Choisissons $M^* = 0$ et utilisons le calcul de contrainte dans le domaine élastique, on a :

$$\sigma_{sup} = \sigma_{inf} = \frac{P}{S} = 4,88767363 \text{ Mpa}$$

Avec :

S : Section transversale du caisson = $6,383 \text{ m}^2$

La valeur de contrainte est loin de la limite de compression du béton. On n'a pas de soucis à ELU.

9.4) Ferrailage longitudinale final :

Dans l'hourdis supérieur, on disposera 2 lits de 51 HA16, avec un espacement de 0,24 cm.

Dans l'hourdis inférieur, on disposera 2 lits de 39 HA16, avec un espacement de 0,15 cm.

Dans chaque âme, on disposera 2 lits de 6 HA8, avec un espacement de 0,2 cm.

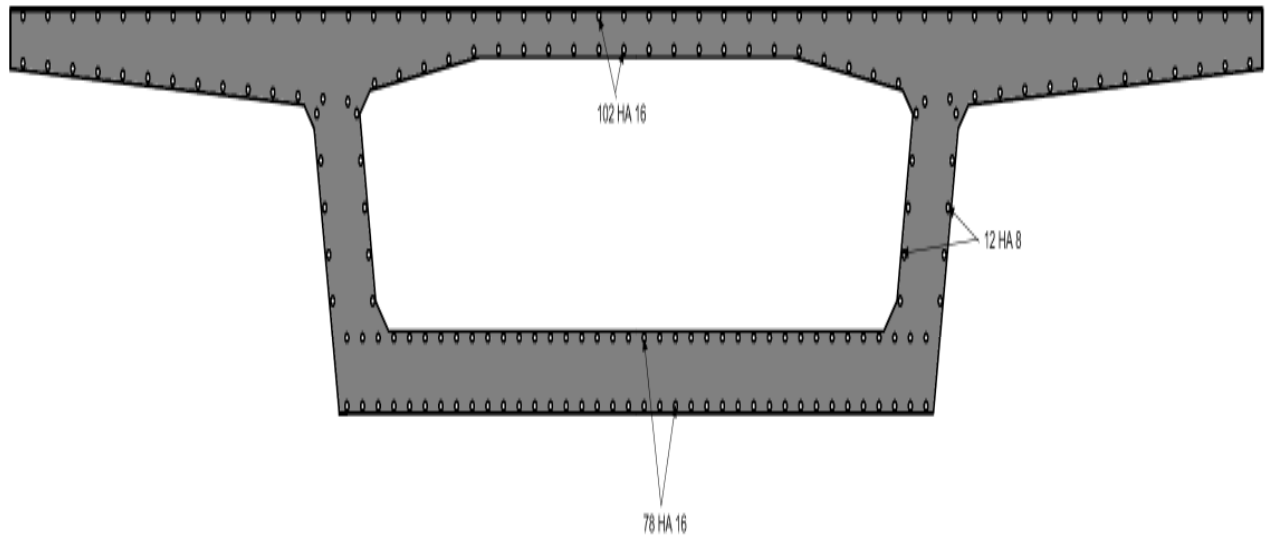


Figure 9.6 : Ferrailage longitudinale du caisson

CHAPITRE 10

Etude transversale

10.1) Introduction :

Notre étude jusqu' à maintenant s'intéressait uniquement à la flexion longitudinale du tablier, afin d'obtenir les différentes sollicitations pour déterminer les câbles de précontraintes de continuité, il s'agit des armatures actives.

Dans ce chapitre nous allons déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément constitutif du caisson (âmes, hourdis...).

Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

A cause de la hauteur constante du caisson, on se contente de ferrailer uniquement le voussoir sur appuis.

10.2) Modélisation:

La modélisation est effectuée par le logiciel **Robot Structural Analysis Professional 2010**. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simples à l'extrémité de chaque âme.

Le modèle numérique est pris en mètre linéaire de longueur, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie :



Figure 10.1 : Représentation du portique fermé

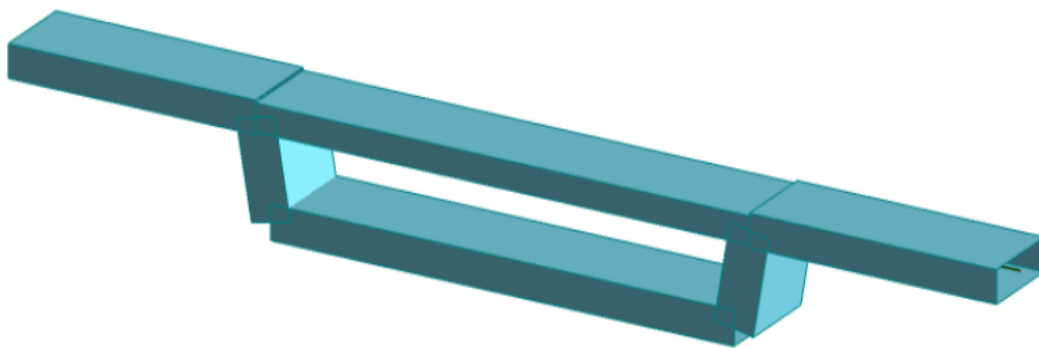


Figure 10.2 : Vue en 3D du caisson sur appuis modélisé sur le logiciel Robot Structural

10.3) Définitions des charges :

10.3.1) Les charges permanentes :

Poids propre du caisson :

Il est pris automatiquement par le logiciel

Poids de la couche de roulement + la couche d'étanchéité :

Charge uniformément répartie sur 11 m de largeur :

$$23 \times 0.08 = 1.84 \text{ KN/ml}$$

Poids de la corniche :

Charge uniformément répartie sur la largeur des deux corniches :

$$25 \times 0.36 = 9 \text{ KN/ml}$$

La Barrière de sécurité :

Force concentrée de : $P = 0.65 \text{ KN}$

10.3.2) Les charges de chaussée :

Charge A (I) :

Charge uniformément répartie sur la largeur des voies de circulation :

$$A (I) = 12,029 \text{ KN/ml.}$$

Charge B_C , B_T , B_R :

Considérées comme des forces concentrées disposées dans le sens transversal suivant le règlement en vigueur (**Fascicule N°61 Titre 2**), de façon à obtenir les sollicitations maximales. Elles sont multipliées chaque une par son propre coefficient de majoration dynamique δ .

note : les charges B_C , B_T sont multipliées respectivement par les coefficients de majoration b_c , b_t .

Charge militaire $M_c 120$:

Considérée comme une charge uniformément répartie sur les deux chenilles de largeur de 1m, disposée de façon que l'axe de symétrie entre les chenilles se trouve au centre des voies de circulation, elle est égale à : $(550/6.1) = 90.16 \text{ KN/ml}$.

Convoi exceptionnel D240 :

Considérée comme une charge uniformément répartie sur la largeur du convoi (3.2 m), positionnée au centre des voies de circulation. Elle égale à : $(2400/18.6) / 3.2 = 40.32 \text{ KN/ml}$.

10.4) Combinaisons de charges :

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le « **Fascicule N°61 Titre 2** » :

	ELU	ELS
COMB 1	1,35G+1,6A(L)	G+1,2A(L)+0,5Δθ
COMB 2	1,35G+1,6A(2L)	G+1,2A(2L)+0,5Δθ
COMB 3	1,35G+1,6Bc(1V)	G+1,2Bc(1V)+0,5Δθ
COMB 4	1,35G+1,6Bc(2V)	G+1,2Bc(2V)+0,5Δθ
COMB 5	1,35G+1,6Bt(1V)	G+1,2Bt(1V)+0,5Δθ
COMB 6	1,35G+1,6Bt(2V)	G+1,2Bt(2V)+0,5Δθ
COMB 7	1,35G+1,6Br	G+1,2Br+0,5Δθ
COMB 8	1,35G+1,35Mc120	G+Mc120+0,5Δθ
COMB 9	1,35G+1,35D240	G+D240+0,5Δθ

10.5) Détermination des efforts :

A l'aide de l'outil informatique, c'est-à-dire le logiciel **ROBOT**, on détermine les efforts en chaque élément du voussoir :

10.5.1) Les ports à faux :

ELU : sous la COMB 2 : 1,35G+1,6A(2L), on a :

Moment min = -76.80 Kn.m et **moment max** = 0.00 KN.m



Chapitre 10: Etude transversale

ELS : sous la COMB 2 : $G+1,2A(2L)+0,5\Delta\theta$ on a :

Moment min = -56.91 KN.m et **moment max** = 0.00 KN.m

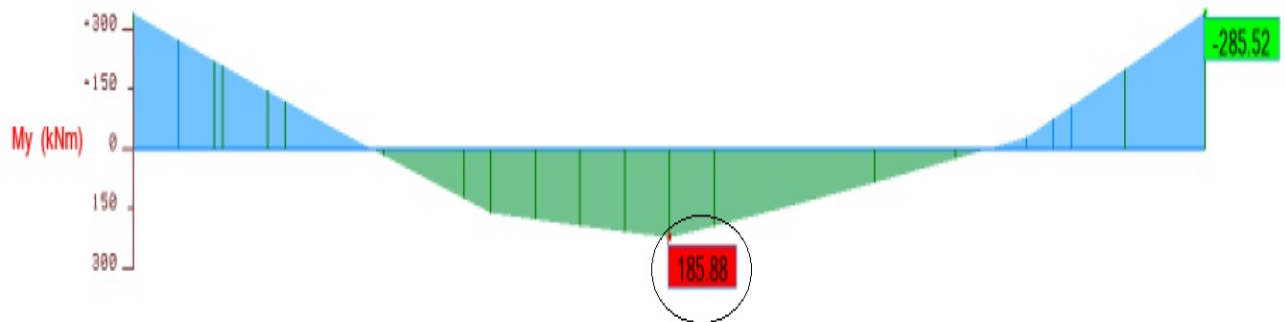


10.5.2) Le hourdis supérieur :

ELU : sous la COMB 6 : $1,35G+1,6Bt(2V)$ on a :

Cas 1 :

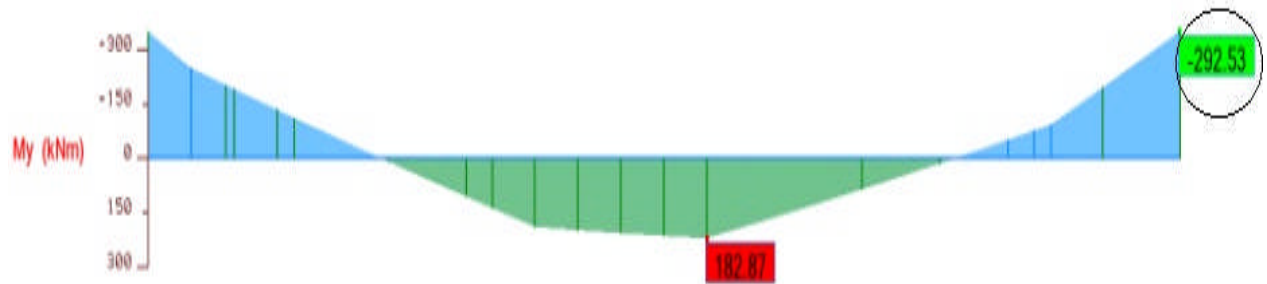
Moment max = 185.88 KN.m



Chapitre 10: Etude transversale

Cas 2 :

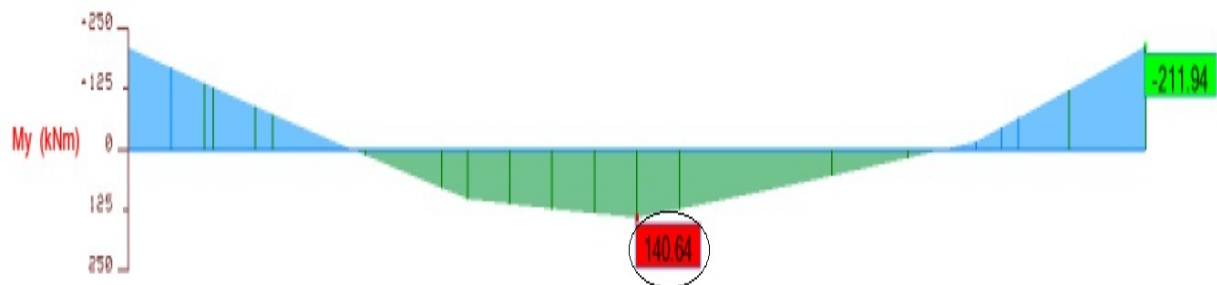
Moment min = -292.53 KN.m



ELS : sous la COMN 6 : $G+1,2Bt(2V)+0,5\Delta\theta$ on a :

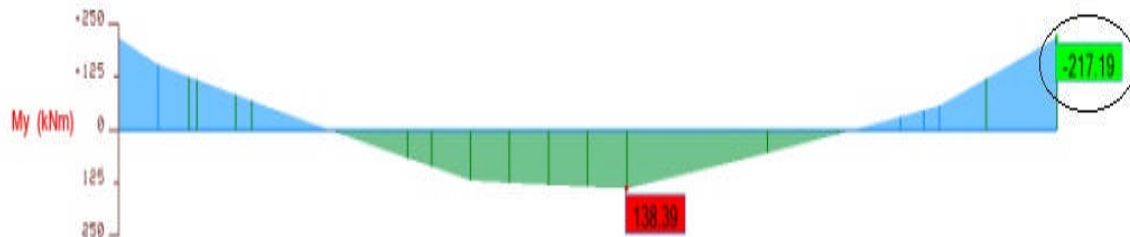
Cas 1 :

Moment max = 140.64 KN.m



Cas 2 :

Moment min = -217.19 KN.m



10.5.3) Les âmes :

10.5.3.A) Ame gauche :

ELU : sous la COMB 6 : 1,35G+1,6Bt(2V) on a :

Moment max = 217.18 KN .m



Chapitre 10: Etude transversale

Effort normal $N = 379.43 \text{ KN}$



ELS : sous la COMB 6 : $G+1,2Bt(2V)+0,5\Delta\theta$ on a :

Moment max = 161.37 KN.m



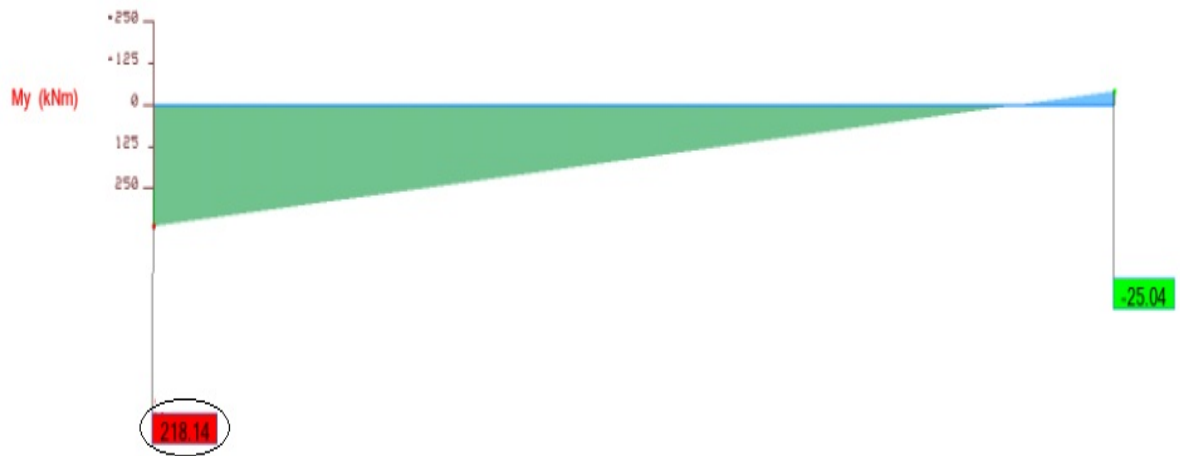
Effort normal $N = 284.21 \text{ KN}$



10.5.3.B) Ame droite :

ELU : sous la COMB 6 : 1,35G+1,6Bt(2V) on a :

Moment max = 218.14 KN.m



Effort normal N = 310.40 KN



ELS : sous la COM 6 : G+1,2Bt(2V)+0,5 $\Delta\theta$, on a :

Moment max = 162.09 KN.m



Effort normal $N = 232.52$ KN



10.5.4) Le hourdis inférieur :

ELU : sous la COMB 7 : $1,35G+1,6Br$ on a :

Moment max = 18.40 KN.m

Moment min = -47.65 KN.m



ELS : sous la COMB 7 : $G+1,2Br+0,5\Delta\theta$ on a :

Moment max = 16.63 KN.m

Moment min = -32.47 KN.m



10.6) FERRAILLAGE :

Les fissurations sont préjudiciables, donc le ferrailage s'effectue à l'ELS.

On subdivise le caisson en plusieurs éléments, on a :

- Un hourdis supérieur : qui travaille en flexion simple
- Un hourdis inférieur : qui travaille en flexion simple
- Deux portes à faux : qui travaillent en flexion simple
- Deux âmes qui travaillent en flexion composée

Pour la suite on a :

$$b = 1 \text{ M}, \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ et } \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e, 110\sqrt{nf_{ij}})\right)$$

Sachant que : $f_{c28} = 35 \text{ MPA}$, $f_e = 500 \text{ MPA}$ (barre HA fe50), $n = 1,6$ et $f_{ij} = 2,7 \text{ MPA}$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPA et } \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPA}$$

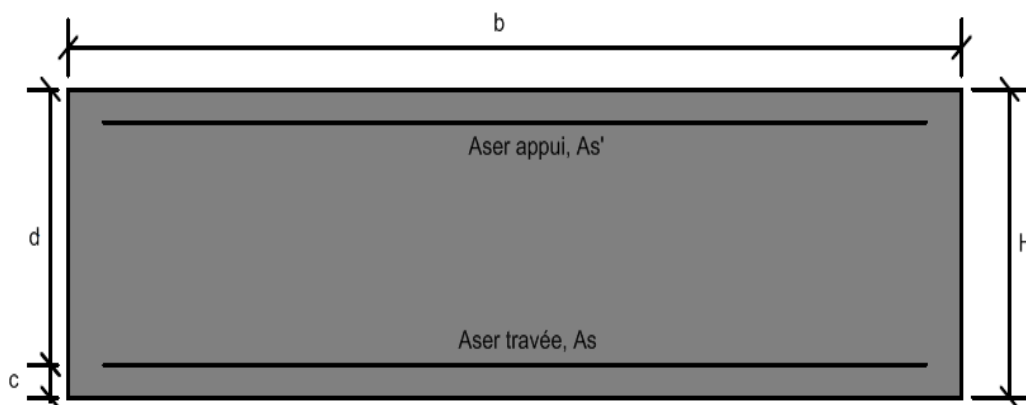
10.6.1) Ferrailage de l'hourdis supérieur :

Ferrailage transversal :

	Appui	Travée
H	0,28 m	0,28 M
d	0,25 m	0,25 M
$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{(15 \times \bar{\sigma}_{bc}) + \bar{\sigma}_{st}}$	0,13938053 m	0,13938053 M
$Z = d \left(1 - \frac{X}{3}\right)$	0,20353982 m	0,20353982 m
$M_1 = 0,5 \cdot b \cdot X \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$	0,29787963 MN.m	0,29787963 MN.m
M_{ser}	0,21719 MN.m	0,14064 MN.m
$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$	42,6825565 cm ²	27,6388174 cm ²
C.N.F: $A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d$	3,105 cm ²	3,105 cm ²
Choix	9 HA25 / ML	9 HA20 / ML
Espacement	11 cm	11 cm

Ferrailage longitudinal :

	Appui	Travée
$A_c = A_{ser} / 3$	14,2275188 cm ²	9,21293913 cm ²
Choix	5 HA20 / ML	6 HA 14 / ML



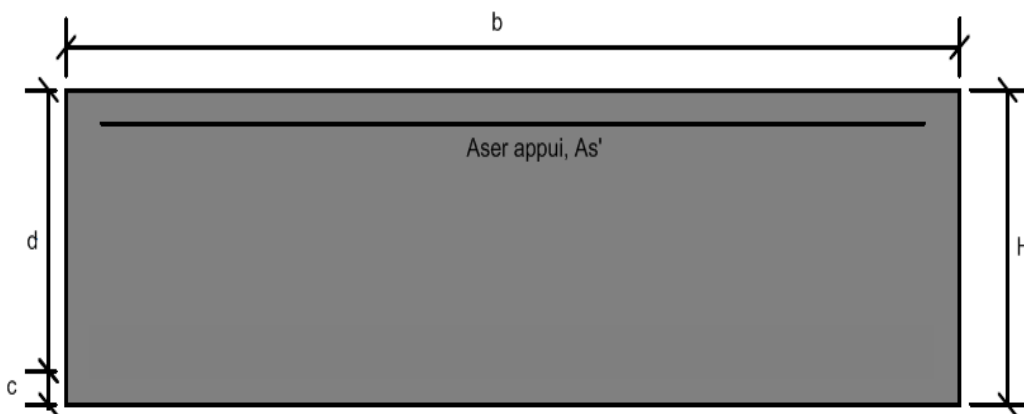
10.6.2) Ferrailage des porte-à-faux :

Ferrailage transversal :

H	0,335 m
d	0,305 m
$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{(15 \times \bar{\sigma}_{bc}) + \bar{\sigma}_{st}}$	0,17004425 m
$Z = d \left(1 - \frac{X}{3}\right)$	0,24831858 m
$M_1 = 0,5 \cdot b \cdot X \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$	0,44336404 MN.m
M_{ser}	0,05691 MN.m
$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$	9,16725588 cm ²
C.N.F: $A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d$	3,7881 cm ²
Choix	6 HA14 / ML
Espacement	16 cm

Ferrailage longitudinal :

$A_c = A_{ser} / 3$	3,05575196 cm ²
Choix	4 HA10 / ML



10.6.3) Ferrailage de l'hourdis inférieur :

Ferrailage transversal :

	Appui	Travée
H	0,35 m	0,35 m
d	0,32 m	0,32 m
$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{(15 \times \bar{\sigma}_{bc}) + \bar{\sigma}_{st}}$	0,17840708 m	0,17840708 m
$Z = d \left(1 - \frac{X}{3}\right)$	0,26053097 m	0,26053097 m
$M_1 = 0,5 \cdot b \cdot X \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$	0,48804599 MN.m	0,48804599 MN.m
M_{ser}	0,03247 MN.m	0,01663 MN.m
$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$	4,9852038 cm ²	2,55324728 cm ²
C.N.F : $A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_c} \cdot b \cdot d$	3,9744 cm ²	3,9744 cm ²
Choix	7 HA10 / ML	8 HA8 / ML
Espacement	14 cm	12,5 cm

Ferraillage longitudinal :

	Appui	Travée
$A_c = A_{ser} / 3$	1,6617346 cm ²	1,3248 cm ²
Choix	6 HA6 / ML	5 HA6 / ML

10.6.4) Ferraillage des âmes :

On a : $e = M_{ser}/N_{ser}$, si : $e > H/6$

→ On est dans le cas d'une section partiellement comprimée (S.P.C).

On a: $\sigma_{bc} = N_{ser} \cdot ((H/2) + e_1 - e) / S_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{st} = n N_{ser} \cdot (d - (H/2) + e_1 - e - c) / S_1 \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec : $n = E_s / E_b = 200000 / 11000 \sqrt[3]{f_c 28} \rightarrow n = 15$

$$S_1 = (b X^3/2) + n A_s' (X-C') - n A_s (d-x) \text{ et } X = (H/2)-(e_1-e)$$

On aura e_1 en fonction de A_s' et A_s après la résolution de l'équation suivante :

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

Avec: $p = -3 (e-(H/2))^2 + (6 n A_s' / b) (e-(H/2)+c') + (6 n A_s / b) (e-(H/2)+d)$

$$q = 2 (e-(H/2))^3 - (6 n A_s' / b) (e-(H/2)+c')^2 + (6 n A_s / b) (e-(H/2)+d)^2$$

On rappelle que : $A_{smin} = 0,23 \cdot (F_{t28}/ F_e) b d ((e-0,45 d) / (e-0,185 d))$

Ferrailage transversal :

	Ame gauche	Ame droite
H	0,48 m	0,48 m
d	0,45 m	0,45 m
M _{ser}	0,16137 MN.m	0,16209 MN.m
N _{ser}	0,28421 MN	0,23252 MN.m
e	0,5677 m	0,6971 m
H/6	0,08 m	0,08 m
C , C'	0,03 m	0,03 m
A _{smin}	4,213 cm ²	4,5 cm ²
A _s	10,3 cm ²	11,3 cm ²
A _s '	10,3 cm ²	11,3 cm ²
Choix	9 HA12 / ML	8 HA14 /ML
Espacement	11 cm	12,5 cm

Ferrailage longitudinal :

	Ame gauche	Ame droite
$A_c = A_s / 3$	3,433 cm ²	3,766 cm ²
Choix	7 HA8 / ML	8 HA8 / ML

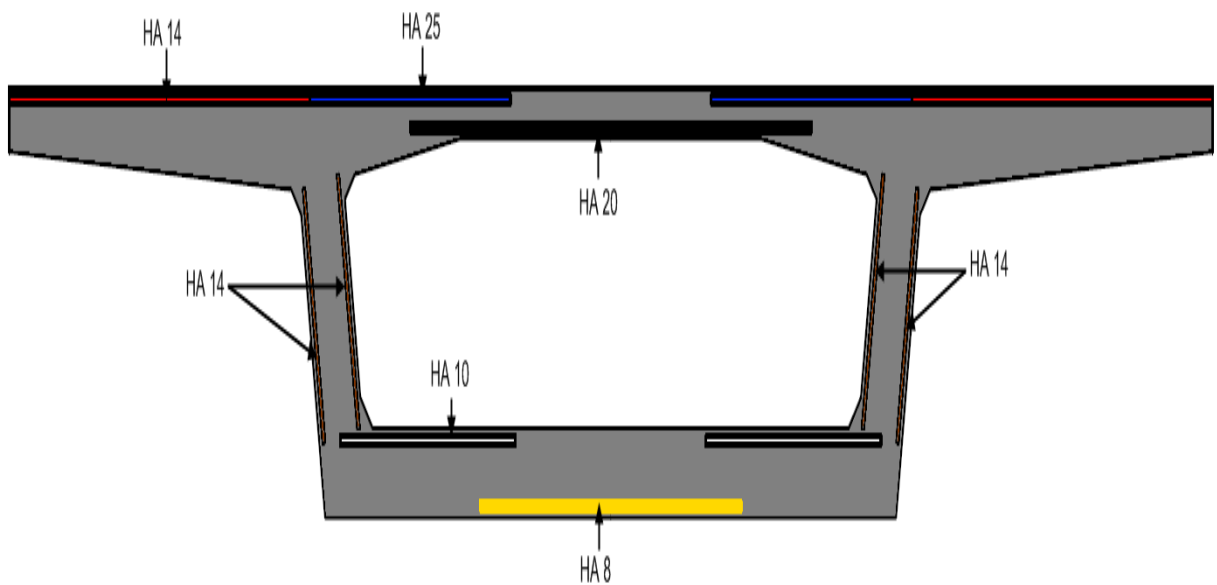


Figure 10.3 : Ferrailage transversal du caisson

CHAPITRE 11

Les équipements du pont et la
répartition des efforts horizontaux
sur les appuis

11.1) Les équipements du pont :

Les équipements jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

On désigne par «équipement» l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Par rapport à la structure, les équipements sont caractérisés par une durée de vie beaucoup plus réduite car ils sont sujets à usure ou vieillissement, qu'il s'agisse de l'étanchéité, des joints de chaussée (directement soumis aux agressions du trafic) ou des appareils d'appui, d'où la nécessité de prévoir des dispositions permettant de les réparer facilement ou, plus généralement, de les remplacer dans de bonnes conditions.

11.1.1) Le joint de chaussée :

les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre la chaussée de la route et celle de l'ouvrage. Il a la capacité à se dilater et ainsi offrir un déplacement libre au tablier.

le choix du joint approprié est basé sur l'intensité du trafic et l'amplitude du souffle (le déplacement du tablier), on distingue :

- les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules/jour
- les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 v/j
- les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 v/j

le joint de chaussée doit aussi répondre à certains critères, tel que le confort de l'utilisateur lors de son passage sur l'ouvrage, en effet une discontinuité est souvent perçue comme fort désagréable. le joint se doit aussi être très résistant car très sollicité, il doit aussi assurer une bonne étanchéité ainsi qu'une bonne fiabilité.

11.1.1.1) Calcul du souffle:

le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint de chaussée. La variation maximale de la longueur ΔL du tablier définit donc le souffle de ce dernier.

Le souffle est la somme algébrique des différents déplacements possibles provoqués par la rotation d'extrémité, le gradient thermique, le retrait et le fluage.

11.1.1.1.A) rotation d'extrémité sous chargement :

la rotation d'extrémité de notre voussoir sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal $\Delta L = h \times \text{tg} \alpha$, on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02rad ce qui crée un déplacement : $\Delta L = 1,7 \times \text{tg} 0.02 = 0.034\text{m}$

$$\Delta L = 3,4 \text{ cm}$$

11.1.1.1.B) dilatation thermique :

la température étant considérée comme action de courte durée .on prend dans notre cas un

raccourcissement relatif $\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-5}$

l : étant la longueur du tablier

pour notre cas $\Delta L = 42.5 \times 3 \times 10^{-4} = 0.0127\text{m}$

$$\Delta L = 1.27\text{cm}$$

11.1.1.1.C) retrait :

le raccourcissement relatif du au retrait vaut approximativement 3.5×10^{-4}

$$\rightarrow \frac{\Delta l}{l} = 3.5 \times 10^{-4}$$

pour notre cas $\Delta L = 42.5 \times 3.5 \times 10^{-4} = 0.0148\text{m}$

$$\Delta L = 1.48\text{cm}$$

11.1.1.1.D) fluage :

Le raccourcissement du au fluage est en fonction des contraintes normales appliquées. le raccourcissement relatif du au fluage vaut approximativement 3×10^{-4}

$$\rightarrow \frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4}$$

pour notre cas $\Delta L = 42.5 \times 3 \times 10^{-4} = 0.0127\text{m}$

$$\Delta L = 1.27\text{cm}$$

Donc le ΔL (final) sous les phénomènes précédent est égale à **7.42cm**, soit **74,2mm**

Suivant le catalogue de joints disponible, on préconise un joint de chaussée de type GTX 60-80 B2000, ce modèle de joint est de la famille des joints à peigne en console, en alliage d'aluminium. Un profilé en caoutchouc extrudé est inséré entre les éléments métalliques afin d'assurer l'étanchéité à l'eau et aux matériaux. La liaison à la structure est faite par des vis à serrage contrôlé intégrées dans une longrine en béton bloquant les éléments de joint sur un châssis lié à la structure par des crosses scellées dans l'ouvrage.

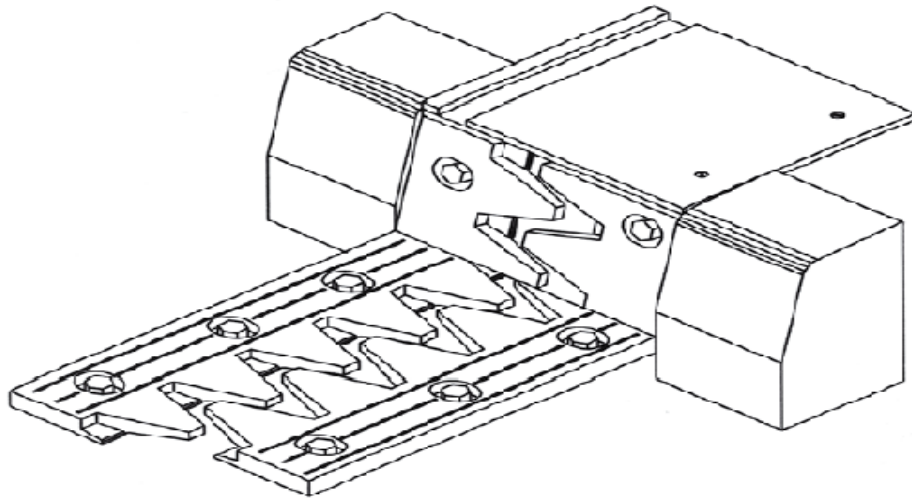


Figure 11.1 : Perspective sommaire du joint de chaussée

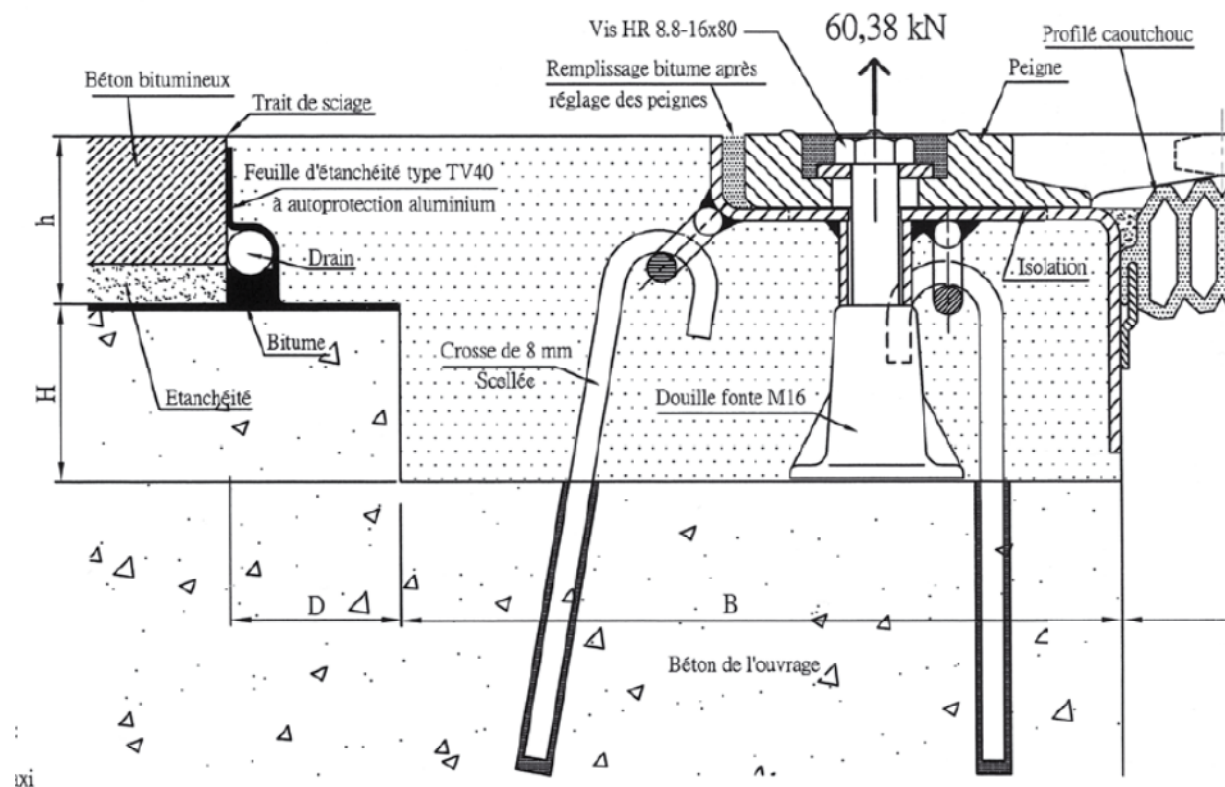


Figure 11.2 : Coupe transversale du joint GTX 60-80 B2000

11.1.2) L'appareil d'appui :

Les tabliers de ponts reposent sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, ces derniers ont pour rôle de transmettre essentiellement des efforts horizontaux mais également verticaux.

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacement horizontal, durabilité, cout, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- les appareils d'appuis en béton
- les appareils d'appuis spéciaux
- les appareils d'appuis en acier
- les appareils d'appuis en élastomère fretté

pour des réactions d'appui limitées à 12MN (calculées à l'ELU), l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement.

Au vu des réactions calculées, notre choix se portera donc vers les appareils d'appui en élastomère fretté.

11.1.2.1) Description :

les appareils d'appui en élastomère fretté constitués de feuillet d'élastomère (néoprène) empilés les uns sur les autres avec de fines tôles d'aciers entre elle jouant le rôle de frettes. Le fait d'allier ces deux matériaux procure à l'appareil l'élasticité nécessaire à son fonctionnement ainsi qu'une bonne rigidité.

Ils présentent les avantages suivants :

- facilité de mise en oeuvre et de réglage
- ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis
- ils n'exigent pas d'entretien particulier
- le cout est compétitif

mais le principe intérêt de ce type d'appareil d'appui réside dans leur déformabilité, ils ont la capacité d'absorber les rotations et distorsion imposées par la structure.

11.1.2.2) Dimensionnement :

le dimensionnement des appareils d'appui est principalement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développe dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués et aux déformations imposées à l'appareil.

Le module de déformation transversale G est de 0.8MPa pour les ponts routes.

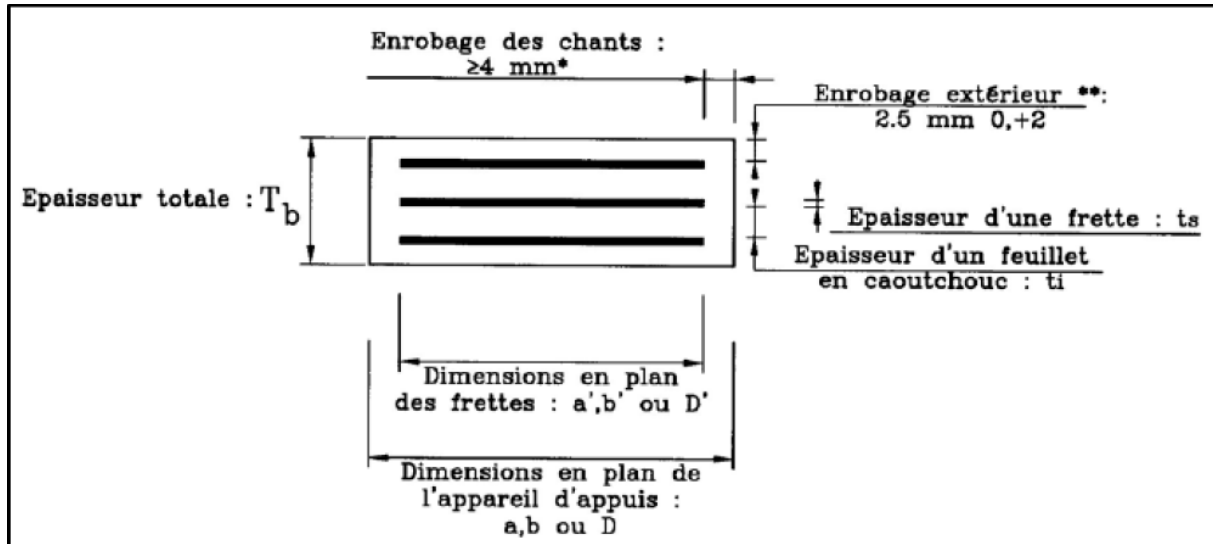


Figure 11.3 : constitution type d'un AAEF

11.1.2.2.A) Aire de l'appareil d'appui :

sauf prescription particulières (par exemple : appareils d'appui provisoires de pont poussé), la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPA sur la surface A' ($a \times b$) suivant les dimensions de l'appareil d'appui.

Dans notre cas, nous partirons sur la valeur basse de la fourchette soit : **20 MPA**

la contrainte de compression moyenne $\sigma_m = \frac{R}{a \times b}$

il faut satisfaire à la condition de non dépassement de la contrainte de compression moyenne

admissible $\rightarrow \sigma_m = \frac{R}{a \times b} \leq 20 \text{ MPA}$

la réaction verticale maximale que va recevoir un seul appareil d'appui engendre une contrainte normale de l'ordre de **9.273625 MPA**.

Alors on a $\sigma_m = \frac{9.273625}{a \times b} \leq 20$

on obtient donc $A' \geq \left(\frac{9.273625}{20} \right)$

$A' \geq 0,46368125 \text{ m}^2$ soit **4636,81 cm²**

11.1.2.2.B) Hauteur nette d'élastomère :

la condition à vérifier est : $T > \frac{u_1}{0,5}$

U_1 : étant la somme des déformations lentes (retrait, fluage, gradient thermique)

$U_1 = \Delta L_{\text{retrait}} + \Delta L_{\text{fluage}} + \Delta L_{\text{gradient thermique}} = 1.48 + 1.27 + 1.27 = 4,02 \text{ cm}$

$T \geq \frac{4.02}{0,5}$ soit $T \geq 8.04 \text{ cm}$

on prend $T = 9 \text{ cm}$ soit **$T = 90 \text{ mm}$**

notre choix c'est porté sur 9 élastomère d'une épaisseur « t » de 10 mm chacun

11.1.2.2.C) Dimension en plan de l'appareil d'appui :

il faut vérifier la condition de non flambement $\left(\frac{a}{10} \right) \leq T \leq \left(\frac{a}{5} \right)$

a : le côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage

soit $5T \leq a \leq 10T$ se qui donne $450 \leq a \leq 900$

on a $A' \geq 4636,81 \text{ cm}^2$

on va opté pour des dimension en plan de l'ordre $a \times b = 700 \times 700$ (mm)

11.1.2.2.D) Dimensionnement des frettes :

on va opté pour des frette en acier inox dont leur $\sigma_e = 255$ MPA

pour le dimensionnement des frette il faut vérifier la condition suivante $t_s \geq \left(\frac{a}{\beta}\right) \times \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_e}\right)$

$$\beta = \left(\frac{a \times b}{2t(a+b)}\right) = \frac{700^2}{(2 \times 10 \times 1400)} = 17,5$$

$$\sigma_m = \frac{R}{a \times b} = \frac{9.273625}{0.7 \times 0.7} = 18.93 \text{ MPA}$$

$$\text{alors } t_s \geq \left(\frac{700}{17.5} \times \frac{18.93}{25}\right) \text{ soit } t_s \geq 2.96 \text{ mm}$$

on opte pour des frettes en acier inox d'une épaisseur de **3mm**

11.1.2.3) Calcul des contraintes au niveau des appareils d'appuis :

11.1.2.3.A) Calcul de la contrainte max de cisaillement sur les bord de chaque feuille :

$$\tau_r = \frac{3t(a+b)R}{a^2 b^2}$$

$$R_{\text{appareil d'appui}} = 9.273625 \text{ MN soit } 9273625 \text{ N}$$

$$t = 3 \text{ mm}$$

$$\text{alors } \tau_r = \frac{3 \times 10 \times (700 + 700) \times 9273625}{700^2 700^2}$$

$$\tau_r = 1,62 \text{ MPA}$$

11.1.2.3.B) distorsion (déformation angulaire) :

condition à vérifier $\tau_h \leq 0.7G$ tel que $G = 0,8$ MPA et $\tau_h = \tau_{h2} + 0.5\tau_{h1}$

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

B.1) déformation sous l'effet de U1 (somme des déformation lente) :

$$\tau_{h1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{(G \times u_1)}{T}$$

$$\tau_{h1} = \frac{(0.8 \times 40.2)}{90}$$

$$\tau_{h1} = 0.36 \text{ MPA}$$

B.2) sous l'effet de l'effort dynamique de freinage qui provoque une distorsion :

l'effort de freinage du camion $B_c = 30t$ alors l'effort transmis à un seul appareil d'appui est égal a 15t

$$\tau_{h2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{150000}{700 \times 700} = 0,306 \text{ MPA}$$

après avoir déterminer les deux contrainte τ_{h1} et τ_{h2} on vérifie la condition $\tau_h \leq 0.7G$

$$\tau_h = \tau_{h1} + 0.5\tau_{h2} = 0.36 + 0.5 \times 0.306 = 0.513 \text{ MPA}$$

$$0.7G = 0.56 \text{ MPA}$$

condition vérifiée car $\tau_h \leq 0.7G$

11.1.2.3.C) Rotation (compression partielle) :

on calcule la contrainte de cisaillement sous la rotation α_t avec $\alpha_t = \alpha + \alpha_0$

pour les ouvrage coulé en place $\alpha_0 = 0,003 \text{ rad}$, $\alpha = 0.02 \text{ rad}$

$$\tau_{at} = \left(\frac{G}{2}\right) \times \left(\frac{a}{T}\right)^2 \times \alpha_t \text{ donc } \tau_{at} = \left(\frac{0.8}{2}\right) \times \left(\frac{700}{90}\right)^2 \times 0.023 = 0.556 \text{ MPA}$$

11.1.2.3.D) condition de non soulèvement :

vérifier que $\alpha_t \leq \left(\frac{3}{\beta}\right) \times \left(\frac{t^2}{a^2}\right) \times \left(\frac{\sigma_m}{G}\right)$

$\beta = 17.5$ (déjà calculé), $\alpha_t = \alpha_0 + \alpha = 0.023$

$$0.023 \leq \left(\frac{3}{17.5}\right) \times \left(\frac{90^2}{700^2}\right) \times \left(\frac{18.93}{0.8}\right) \text{ soit } 0.023 \leq 0.06 \text{ (rad) condition vérifiée}$$

11.1.2.3.E) condition de cheminement et non glissement :

première condition $\sigma_m \geq 2 \text{ MPA}$ on a $\sigma_m = 18.93 \text{ MPA}$ → condition vérifiée

deuxième condition $H \leq f \times R$

avec $f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m} = 0.1 + \left(\frac{0.6}{18.93}\right) = 0.132$

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{h1} + \tau_{h2}) \times a \times b = (0.36 + 0.306) \times 700 \times 700 = 326340 \text{ N soit } 0,326340 \text{ MN}$$

$$R_{\text{appareil d'appui}} = 9.273625 \text{ MN}$$

$$0.326340 \leq (0.132 \times 9.273625) \text{ soit } 0.326340 \leq 1,224 \text{ condition vérifiée}$$

11.1.2.3.F) la limitation de la contrainte de cisaillement :

condition à vérifier :

$$\tau_r + \tau_h + \tau_{at} \leq 5G \rightarrow (1.622 + 0.513 + 0.556) \leq (5 \times 0.8) \text{ soit } 2.691 \leq 4 \text{ condition vérifiée}$$

$$\tau_{h1} \leq 0.5G \rightarrow 0.36 \leq (0.5 \times 0.8) \text{ soit } 0.36 \leq 0.4 \text{ condition vérifiée}$$

$$\tau_{at} \leq \tau_R \rightarrow 0.556 \leq 1.622 \text{ condition vérifiée}$$

CONCLUSION :

Après le dimensionnement on aura un appareil d'appui constitué de 8 élastomères intermédiaires d'une épaisseur de 10mm chacun et deux élastomère extérieur de 5mm chacun se qui donne une épaisseur totale de 90mm, et de 9 frettes intermédiaire en acier inox d'une épaisseur de 3mm chacune.

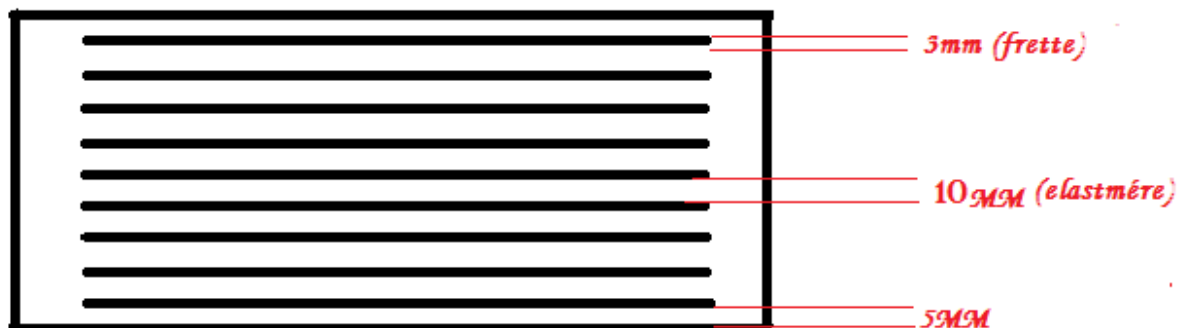


Figure 11.4 : Constitution de notre appareil d'appui

11.1.3) Les dés d'appuis (bossage) :

Les bossages inférieur et supérieur, qui n'ont pas nécessairement les mêmes dimensions, présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débord minimal de 5 cm. Cette condition revient à donner aux bossages des dimensions supérieures d'au moins 10 cm à celles de l'appareil d'appui.

Le rôle de ces bossages est de :

- ancrer les frettes
- de recaler les appareils d'appui suite à un cheminement ou à des distorsions trop importantes

11.1.3.1) Hauteur des bossages:

Il est en général plus facile de réaliser un bossage inférieur haut qu'un bossage supérieur de hauteur importante. Aussi, pour obtenir la hauteur libre nécessaire entre appui et tablier, la hauteur du bossage inférieur sera généralement supérieure à 5cm. Pour le bossage supérieur, la hauteur minimale est de 2 cm

on prend :

bossage inférieur =6cm

bossage supérieur=3cm

11.1.3.2) Dimensions en plan :

a=80cm=800mm

b=80cm=800mm

11.1.3.3) Ferrailage des dés d'appuis :

-armatures de diffusion :

Ce sont des armatures sous forme de frettes :

-frettes supérieures (ferrailage de surface) :

$$A_s = \frac{0.04 N_{max}}{\sigma_s} = 1454.686 \text{ mm}^2 = 14.83 \text{ cm}^2$$

on opte pour 14HA12

11.1.4) Butées de sécurité :

Les butées de sécurité n'entrent en jeu qu'en cas de rupture de l'appareil d'appui. Elles doivent être conçues de telle sorte qu'elles laissent libre un jeu égal au déplacement du à l'action sismique.

Les butées de sécurité sont disposées pour éviter la chute du tablier sous l'effet du séisme.

Nos butées de sécurité ont les dimensions suivantes : (16×50×50) cm

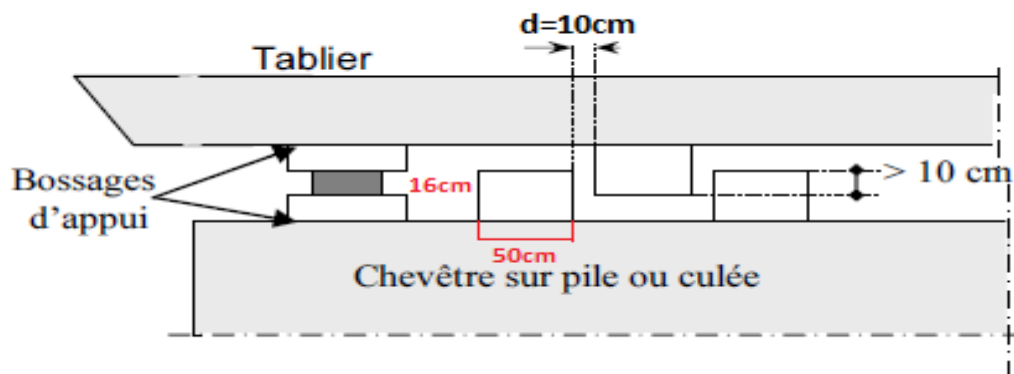


Figure 11.5 : butées de sécurité

11.2) Répartition des efforts horizontaux sur les appuis :

11.2.1) Calcul des rigidités :

$$k_i = \frac{1}{\sum U_i} \text{ avec } U_i = U_1 + U_2 + U_3$$

-calcul de U1

U₁ : déplacement du à la distorsion de l'appareil d'appui

$$U_1 = \frac{T \times F}{G \times a \times b \times n}$$

n : nombre d'appareil d'appui

$$T = 0.09 \text{ m}$$

$$a = b = 0.7 \text{ m}$$

$$F(\text{force unitaire}) = 1 \text{ MN}$$

a) cas statique (G=0.8MPA)

$$U_1 = \frac{0.09}{0.8 \times 0.7 \times 0.7 \times 2} = 0.11479592 \text{ m}$$

b) cas dynamique (G=1,6MPA)

$$U_1 = \frac{0.09}{1.6 \times 0.7 \times 0.7 \times 2} = 0.05739796 \text{ m}$$

-Calcul de U2 :

U₂ : déplacement du à la flexion des corps d'appui (pile+culée)

dans notre projet les deux piles et les deux culées ont les même dimension alors on va se contenté d'étudié le déplacement U₂ dans une seul culée et une seul pile .

$$U_2 = \frac{FH^3}{3EI}$$

$$F(\text{force unitaire}) = 1 \text{ MN}$$

H : hauteur de la pile ou de la culée

$$E_{\text{dynamique}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPA}$$

$$E_{\text{statique}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11100 \text{ MPA.}$$

-Calcul de U3 :

U₃ : déplacement du a la rotation de la fondation Pour les ouvrages courants, les fondations sont supposées infiniment rigides (on néglige la souplesse des fondations).

$$U_3 = 0$$

		Culée gauche	Pile1	Pile2	Culée droite
CAS STATIQUE	U1(m)	0,11479592	0,11479592	0,11479592	0,11479592
	U2(m)	$1,73785 \times 10^{-5}$	0,0266049	0,0266049	$1,73785 \times 10^{-5}$
	U3(m)	0	0	0	0
	ΣU_i (m)	0,1148133	0,14140082	0,14140082	0,1148133
	$K_i = \frac{1}{\Sigma U_i}$ (MN /m)	8,70979257	7,07209484	7,07209484	8,70979257
	$K_i = \frac{1}{\Sigma U_i}$ (KN/m)	8709,79257	7072,09484	7072,09484	8709,79257
CAS DYNAMIQUE	U1(m)	0,05739796	0,05739796	0,05739796	0,05739796
	U2(m)	$5,84549 \times 10^{-6}$	0,008948921	0,008948921	$5,84549 \times 10^{-6}$
	U3(m)	0	0	0	0
	ΣU_i (m)	0,0574038	0,06634688	0,06634688	0,0574038
	$K_i = \frac{1}{\Sigma U_i}$ (MN /m)	17,4204481	15,07229876	15,07229876	17,4204481
	$K_i = \frac{1}{\Sigma U_i}$ (KN/m)	17420,4481	15072,29876	15072,29876	17420,4481

Récapitulatif des déplacements et des rigidités des appuis

11.2.2) Evaluation des efforts dynamique horizontaux et leurs répartitions :

11.2.2.A) l'effort de freinage :

-surcharge A(L)

l'effort de freinage A(L)=32,39t

-surcharge Bc

l'effort de freinage B_c=30t

11.2.2.B) surcharge du vent :

$$f_{h-v} = P \times S$$

S :surface latérale de l'ouvrage , S=144,5m²

$$P = 2 \text{ kN /m}^2$$

$$f_{h-v} = P \times S = 289 \text{ KN}$$

$$f_{h-v} = 28,9 \text{ t}$$

	Culée gauche	Pile1	Pile2	Culée droite
k_i (kn/m)	17420,4481	15072,29876	15072,29876	17420,4481
$k_i / \sum K_i$	0,27	0,23	0,23	0,27
$H_{A(L)}(t)$	8,7453	7,4497	7,4497	8,7453
H_{Bc} (t)	8,1	6,9	6,9	8,1
H_{hv} (t)	7,803	6,647	6,647	7,803

Récapitulatif des efforts dynamiques repris par chaque appui

11.2.3) Evaluation des efforts statiques horizontaux et leurs répartitions :

11.2.3.A) -Centre de rigidité de l'ouvrage :

$$X_{cr} = (\sum X_i k_{i\text{stat}}) / (\sum k_{i\text{stat}})$$

le repère de référence est la culée gauche :

$$X_{cr} = \frac{(0+25 \times 7072,09484 + 60 \times 7072,09484 + 85 \times 8709,79257)}{31563,7748} = 42,5\text{m}$$

le centre de rigidité de l'ouvrage se trouve à une distance de 42.5m de la culée gauche

$$X_{cr} = 42.5\text{m (milieu du pont)}$$

11.2.3.B) différents efforts statiques :

-effort horizontal due à la température :

$$H_t = \epsilon_t \times X_i \times k_i \quad \text{avec} \quad \epsilon_t = 3 \times 10^{-4}$$

- effort horizontal due au fluage :

$$H_t = \epsilon_{\text{fluage}} \times X_i \times k_i \quad \text{avec} \quad \epsilon_{\text{fluage}} = 3 \times 10^{-4}$$

- effort horizontal due retrait :

$$H_t = \epsilon_{\text{retrait}} \times X_i \times k_i \quad \text{avec} \quad \epsilon_{\text{retrait}} = 3,5 \times 10^{-4}$$

	Culée gauche	Pile1	Pile2	Culée droite
X_i (m)	42.5	17.5	17.5	42.5
k_i (kn/m)	8709,79257	7072,09484	7072,09484	8709,79257
$H_{\text{température}}$ (t)	11,00498	3,71284	3,71284	11,00498
H_{fluage} (t)	11,00498	3,71284	3,71284	11,00498
H_{retrait} (t)	12,95582	4,33166	4,33166	12,95582

Récapitulatif des efforts statiques repris par chaque appui

CHAPITRE 12

Calcul des sollicitations sismiques

12.1) Calcul des sollicitations sismique :

Le calcul des sollicitations sismiques est fait selon le schéma de calcul défini dans l'annexe A [Guide d'application du R.P.O.A]

Notre ouvrage est situé dans la wilaya de MEDEA, qui est classée comme une zone de moyenne séismicité (Zone IIa) selon le R.P.O.A 2007. Qui donne le coefficient d'accélération de la zone $A = 0,2$ (Annexe V)

Le site est classée on catégorie S_3 (Site meuble) caractériser par une vitesse d'onde de cisaillement $200 \leq V_s \leq 400$ Et une pression limite pressiométrique **PL** entre 1-2 et un module pressiomètre EP entre 5-20MPA.

Le spectre de réponse élastique ou de dimensionnement, dépend de la catégorie du site (s) et du coefficient d'accélération de zone (A), le taux d'amortissement (ζ) qui est donnée par le

$$\text{facteur d'amortissement } n = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}$$

12.1.1) Composante Horizontale :

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (x) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T, \xi)_{[m/s^2]} = \begin{cases} A \times g \times s \times \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 < T < T_1 \\ 2.5 \times \eta \times A \times g \times s & T_1 < T < T_2 \\ 2.5 \times \eta \times A \times g \times s \times \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 < T < 3s \\ 2.5 \times \eta \times A \times g \times s \times \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & 3s < T \end{cases}$$

Pour un site MEUBLE (S3) on a ;

$$\begin{cases} T_1 = 0.2S \\ T_2 = 0.5S \text{ [Annexe V]} \\ S = 1.2 \end{cases}$$

α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité $\alpha = 0.7$ pour les zones sismiques I, IIa, IIb, et 1.0 pour la zone de forte sismicité (Zone III).

Amortissement :

Les coefficients d'amortissement ξ (en %)

- Acier soudé = 2
- Aciers boulonnés = 4
- Béton précontraint = 2
- Béton armée = 5
- Béton non armé = 3
- Elastomère frétée = 7

12.1.1.1) Séisme longitudinal :

On applique une force horizontale F donnée $F = M \times S_a(T)$

M : Masse total du tablier.

$S_a(T)$: L'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale

$K_{eq} = \sum k_i$. Le déplacement (d) à pour expression ;

$$d = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

La force horizontale se répartit pour chaque appui :

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F$$

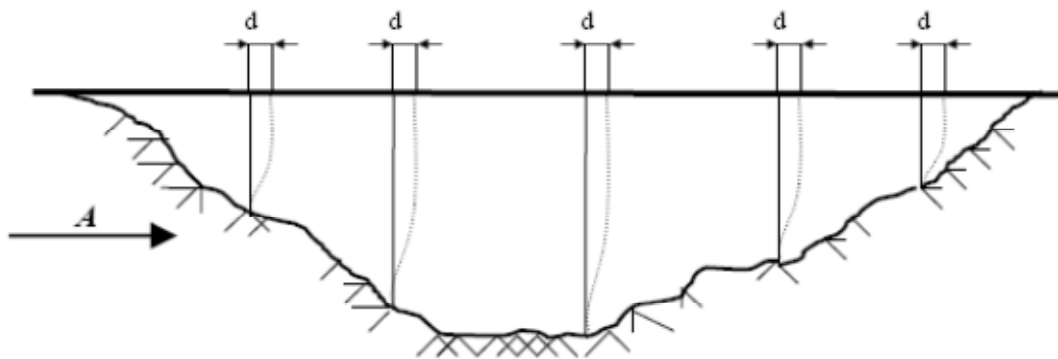


Figure 12.1 : Séisme longitudinal

Nous sommes en présence d'un ouvrage pour lequel nous pouvons utiliser la méthode d'analyse simplifiée dite monomodale

En effet, nous vérifions les critères suivants ;

- La masse de mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale, cette condition est vérifiée si la masse de pile (116,25 tonnes) est inférieure à 0,43 fois la masse du tablier (1684,445 tonnes). Cette condition est donc vérifiée.
- La distance entre le centre des masses et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la distance entre extrémités du tablier, comme notre pont étant symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement, l'excentricité est donc nulle et la condition est vérifiée.
- L'ouvrage étudié étant un pont droit et non biais. Condition vérifiée.

La détermination des sollicitations que subit l'ouvrage sous l'action sismique longitudinale se fait de la manière suivante.

12.1.1.1.A) Détermination des masses de la structure:

La masse à prendre en compte est la masse du tablier et la masse de deux demi pile :
 $M_{\text{tablier}} + M_{\text{deux demi piles}} = 116,25 + 1684,445 = 1800,695t$

12.1.1.1.B) Calcul de la raideur de la structure :

La raideur du système comprend la raideur des piles et culées et la raideur des appareils d'appuis (pour les ouvrages courants, on néglige la souplesse des fondations).
Les raideurs sont déjà calculé alors on a

$$\begin{aligned}K_{\text{culée gauche}} &= K_{\text{culée droite}} = 17420,4481 \text{kn/ml} \\K_{\text{pile droite}} &= K_{\text{pile gauche}} = 15072,2988 \text{kn/ml} \\ \sum k_i &= 64985,49372 \text{kn/ml}\end{aligned}$$

12.1.1.1.C) Calcul de la période propre de l'ouvrage

Période du système :

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

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1800,695}{64985,49372}} = 1,04 \text{sec}$$

12.1.1.1.D) Réponse sismique :

Par simplification, dans le cas des ponts courants, on adopte le taux d'amortissement critique le plus faible. Dans le cas d'un ouvrage avec une pile en béton armé, on applique un taux amortissement égal à 5%, ce qui revient à utiliser le spectre sans correction ($\eta = 1$)

La période du système se situe entre 0.4 et 3.0 sec, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

$$\begin{aligned}S_{ae}(T, \xi)_{[m/s^2]} &= 2.5 \times \eta \times A \times g \times s \left(\frac{T_2}{T} \right) \\ S_{ae}(T, \xi) &= 2,5 \times 0,2 \times 9,8 \times 1,2 \left(\frac{0,5}{1,04} \right) = 2,82 \text{m/s}^2\end{aligned}$$

-Effort longitudinal total :

$$F_{longitudinal} = M \times S_a(T)$$

$$F_{longitudinale} = 1800,695 \times 2,82 = 5090,42625 \text{KN}$$

la redistribution se fait au prorata des raideurs

$$F_{culée} = 1374,41 \text{kn}$$

$$F_{pile} = 1170,798 \text{kn}$$

-Calcul du déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times S_a(T)$$

$$d_{longitudinal} = \frac{1,04^2}{4\pi^2} \times 2,82 = 0,0772 \text{m}$$

12.1.1.2) Séisme transversal :

Pour évaluer les efforts transversaux du au séisme on distingue deux approches différentes à savoir :

- Le model à tablier rigide.
- Le model à tablier flexible.

-Le model à tablier flexible :

Concernant le premier model, il n'est pas applicable dans notre cas. Voir (RPOA), Parce que le tablier contient un blocage transversal, de plus le rapport longueur total par la largeur est strictement supérieur à 5 ($L/B > 5$). Donc, il y a lieu de se référer au deuxième model qui est le model à tablier flexible, dont la Période fondamentale peut être estimée par la méthode de Rayleigh, elle est donnée alors par la formule suivante :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{\sum m_i \times U_i^2}{\sum f_i \times U_i}}$$

m_i : la masse concentrée au $i^{\text{ème}}$ point nodal.

U_i : le déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces.

$F_i = m_i \times g$: agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

Les forces (f_i) agissent statiquement sur l'ouvrage d'où le déplacement de chaque degré de liberté est donné par :

$$[K] : \text{est la matrice de rigidité de l'ouvrage} \quad \left\{ \begin{array}{l} \{U\} = [K]^{-1} \times \{f\}. \\ \langle f \rangle^T = \langle m_i \times g \rangle. \end{array} \right.$$

12.1.1.2.A) Calcul de la matrice de rigidité et de masse :

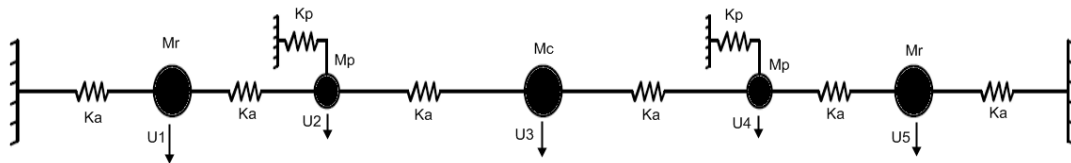
-Model mathématique :

Dans ce model on a considéré que le tablier est un diaphragme rigide, les déplacements du tablier en n'importe quel points sont égaux, d'où ce dernier peut être représenté comme une masse concentrée en son centre de masse.

La moitié des masses des piles sont concentrées en tête de chaque pile,

L'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité est prise égale zéro (pas de rotation des masses), d'où en totalité 5 degrés de liberté de translation régit le système.

Dans le sens transversal les masses du tablier sont maintenues de part et d'autre par deux ressorts dont la raideur et celle des appareils d'appui, les masses concentrées en tête d'appuis sont maintenues par les deux ressorts et le fut d'appui, donc ce degré de liberté sera régit par la rigidité des appareils d'appui et du fut à la fois.



Avec :

K_a : raideur transversal de deux appareils d'appui = **17422,22 KN/M**

K_p : raideur transversal de la pile = **4202387 KN/M**

M_r : la masse de la travée de rive = **495,425 KN**

M_c : la masse de la travée centrale = **693,595 KN**

M_p : la masse de la demi-partie supérieure de la pile = **58,125 KN**

On aura :

$$[M] = \begin{pmatrix} M_r & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_p & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_c & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_p & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_r \end{pmatrix}$$

$$[K]= \begin{pmatrix} 2K_a & -K_a & 0 & 0 & 0 \\ -K_a & 2K_a+K_p & -K_a & 0 & 0 \\ 0 & -K_a & 2K_a & -K_a & 0 \\ 0 & 0 & -K_a & 2K_a+K_p & -K_a \\ 0 & 0 & 0 & -K_a & 2K_a \end{pmatrix}$$

$$\rightarrow \{U\} = \{0,142960056, 0,001556236, 0,200610949, 0,001556236, 0,142960056\} \dots \text{ (m)}.$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{\sum m_i \times U_i^2}{\sum f_i \times U_i}} = 0,822637837 \text{ s}$$

Les effets transversaux du séisme ont pour expression :

$$F_i = \frac{4 \times \pi^2}{T^2} \times \frac{S_a(T)}{g} \times U_i \times m_i$$

On a : **T=0.82**

12.1.1.2.B) Spectre de réponse (RPOA) :

La période du système se situe entre 0.4 et 3.0 sec, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

$$S_{ae}(T, \xi)_{[m/s^2]} = 2.5 \times \eta \times A \times g \times s \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

$$S_{ae}(T, \xi) = 2,5 \times 0,2 \times 9,8 \times 1,2 \left(\frac{0,5}{0,82} \right) = 3,64680527 \text{ m/s}^2$$

$$\rightarrow \{F_i\} = \{1,50677212, 0,001924391, 2,960162379, 0,001924391, 1,50677212\} \dots \text{ (MN)}.$$

Et pour chargement repartit on a :

$$Q_E = \frac{F_i}{\ell}$$

Abscisse	Q_e (MN/ml)
0-12.5	0,12054177
12.5-25	0,000153951
25-42.5	0,084576068
42.5-60	0,084576068
60-72.5	0,000153951
72.5-85	0,12054177

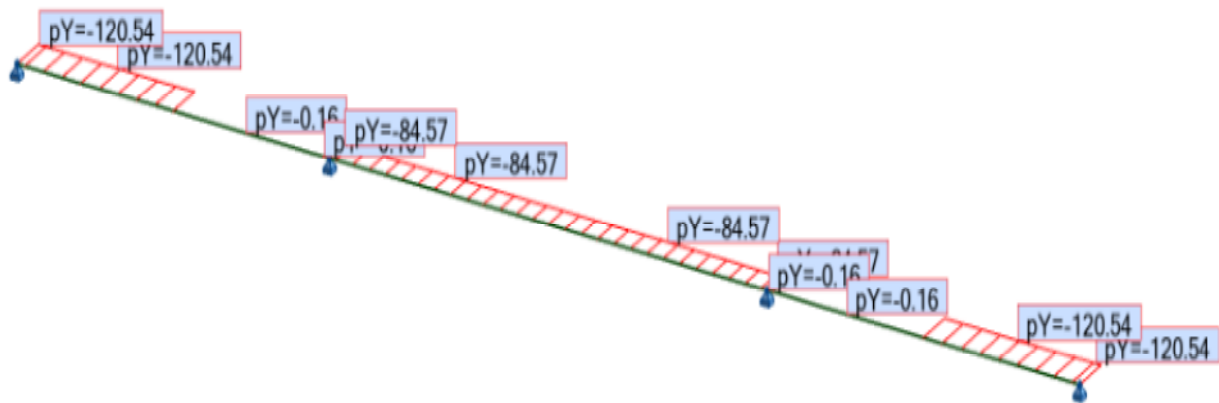


Figure 12.2 : Schéma statique lors d'un séisme transversal

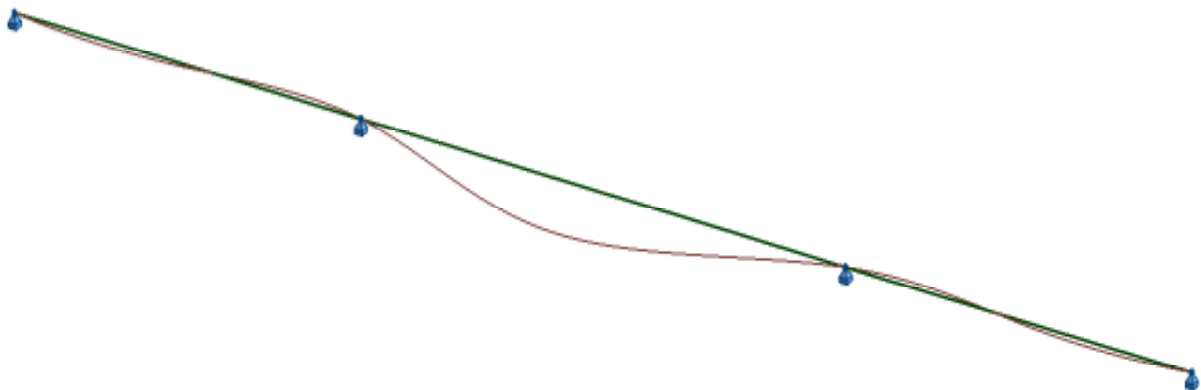


Figure 12.3: Schéma de déformation due au séisme transversal

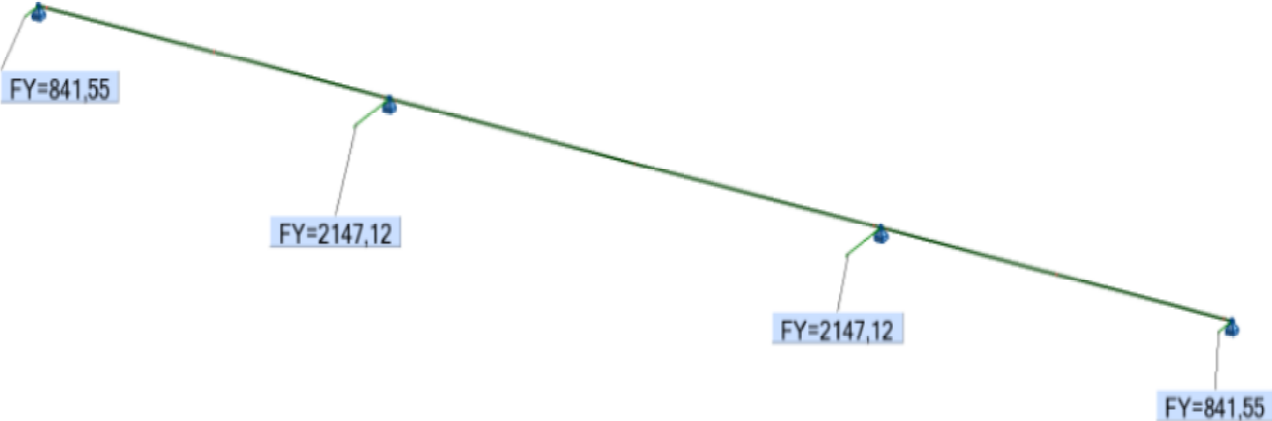


Figure12.4 : Réaction d'appuis du au séisme transversal

12.1.2) composante verticale

-Méthode d'analyse pour la composante verticale du séisme :

Pour l'analyse des effets de la composante verticale du séisme, on approxime le premier mode à partir de la déformée sous charges permanentes, la période de ce mode est calculée par la formule de RAYLEIGH :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{\sum m_i \times v_i^2}{\sum m_i \times g \times v_i}}$$

Avec :

m_i : La masse du tronçon i considéré

g : l'accélération de la pesanteur

v_i : le déplacement du point i considéré sous charges permanentes

Pour taux d'amortissement de 5% ($\eta=1$), on divise la masse de tablier en une masse pour chaque travée, comme le schéma le montre :



Figure12.5 : Modélisation du pont au séisme vertical

12.1.2.A) Période fondamentale :

On calculera les déplacements (v_i) ensuite la pulsation pour arriver à la période.

$$[v_i] = \begin{cases} 0.4 \\ 1 \text{ cm} \\ 0.4 \end{cases}$$

$$\text{donc } \omega^2 = g \frac{\sum m_i v_i}{\sum m_i v_i^2} = 9.81 \frac{(0.4 \times 495.425) + (693.595 \times 1) + (0.4 \times 495.425)}{(0.4^2 \times 495.425) + (0.4^2 \times 495.425) + (1^2 \times 693.595)} = 12.547$$

$$\omega = 3.542 \text{ rad/sec}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 1.773 \text{ sec}$$

12.1.2.B) Amortissement structural :

$\alpha = 0.7$ Pour la zone sismiques IIa

$$S_{ae}^v(T, \xi) = 2.5 \times \alpha \times A \times g \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

$$S_{ae}^v(T, \xi) = 2.5 \times 0.7 \times 0.2 \times 9.8 \left(\frac{0.5}{1.773} \right) = 0.968 \text{ m/s}^2$$

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \times \frac{S_{ae}^v(T)}{g} \times v_i \times m_i$$

m_i	u_i	F(MN)
495.425	0.4	2.45576341
693.595	1	8.59517195
495.425	0.4	2.45576341

Et pour un chargement reparti on a :

$$Q_E = \frac{F_i}{l}$$

Abscisse	Q_e (MN/ml)
0-12.5	0.196461
12.5-72.5	0.143252865
72.5-85	0.196461

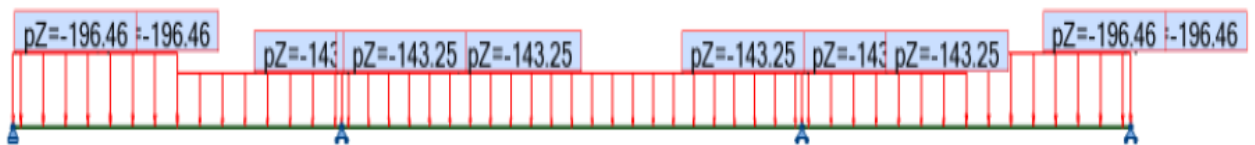


Figure 12.6 Répartition des charges sur le tablier

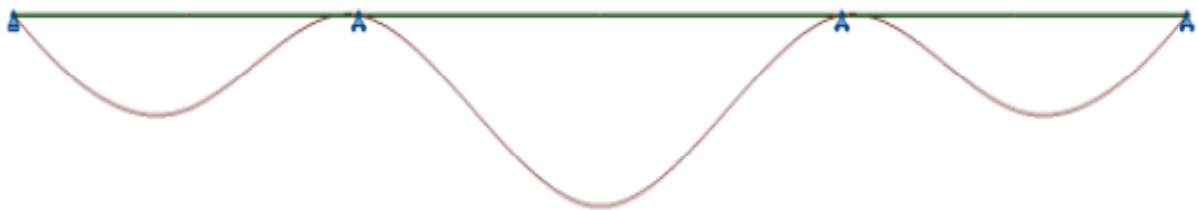


Figure 12.7 : Schéma de déformation du au séisme vertical



Figure 12.8 : Réaction d'appuis de séisme vertical

12.1.3) Combinaison des composantes de l'action sismique :

Pour déterminer les sollicitations de calcul E, dues au mouvement sismique d'ensemble, les effets des différentes composantes de ce mouvement de l'action sismique sont combinés suivant les relations définies ci après :

$$E_{\text{longitudinal}} = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E_{\text{transversal}} = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$$

$$E_{\text{vertical}} = E_z \pm 0.3E_y \pm 0.3E_x$$

CHAPITRE 13

Etude de la pile

13.1) Etude de la pile :

13.1.1) Evaluation des efforts

13.1.1.A) Les efforts horizontaux :

-Sous l'effet de la surcharge A(l) :

La surcharge A(l) développe une force de freinage au niveau de l'appareil d'appui de la pile, égale à : $F^{A(L)}=0,074497$ MN

-Sous l'effet de la surcharge Bc :

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. la force de freinage développé au niveau de l'appareil d'appui de la pile est égale à $F^{Bc}=0,069$ MN

-Sous l'effet du séisme :

Les efforts dû au séisme horizontal déjà déterminé ont les valeurs suivante :

$$F^{\text{long}}=3,324507\text{MN}$$

$$F^{\text{transversal}}=4,0079324\text{MN}$$

-Sous l'effet du vent :

Le vent développe une force transversale égale à :

$$F^{\text{vent}}=0,06647\text{MN}$$

13-1.1.B)Les efforts verticaux :

-Sous l'effet de la charge permanente (poids tablier+poids pile) :

$$V_G=7,561\text{MN}$$

-Sous l'effet de la surcharge D240 :

$$V_{D240}= 7,29984\text{MN}$$

-Sous l'effet du séisme vertical E_z :

$$E_z= 6,0272854\text{MN}$$

Chapitre 13 : Etude de la pile

Les combinaisons utilisées pour déterminer les efforts et les moments à l'ELU, ELA, ELS sont les suivantes :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,35D_{240} + 1,5W + 1,6F^{A(L)}$$

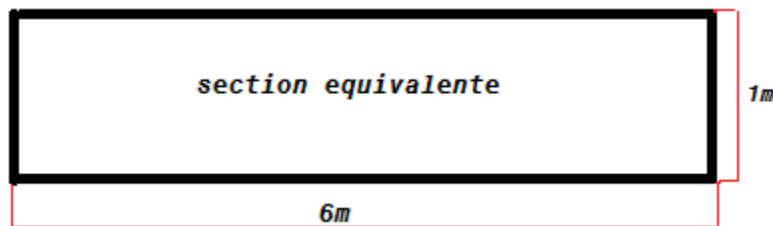
$$\text{ELA} : G + D_{240} + E$$

$$\text{ELS} : G + D_{240} + W + 1,2F^{A(L)} + 0,5\Delta\theta$$

longitudinalement			
Combinaison	Force verticale(MN)	Force horizontale(MN)	Le moment (MN .m)
ELU	20,0618987	0,1191952	0,893964
ELA	20,8879511	3,324507	24,93
ELS	14,7749057	0,0893964	0,670473
transversalement			
Combinaison	Force verticale(MN)	Force horizontale(MN)	Le moment (MN .m)
ELU	20,0618987	0,099705	0,7477875
ELA	20,8879511	4,0079324	30,06
ELS	14,7749057	0,06647	0,498525

13.1.2) Calcul du ferrailage :

D'après le tableau des combinaisons, les forces verticales, horizontales et les moments maximal se trouve dans la combinaison ELA, alors le ferrailage longitudinal et transversal va être calculé à l'ELA



13.1.2.1) Ferrailage vertical :

13.1.2.1.A) Calcul du ferrailage longitudinal :

-Ferrailage à l'ELA (flexion composée) :

$$N_u = 20,8879511 \text{ MN}$$

$$M_u = 24,93 \text{ MN}$$

en premier lieu il faut tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale ($e_1 + e_2$)

$$e_1 = e_i + e_a$$

e_i : l'excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_i = \frac{Mu}{Nu} = 1,19351103m$$

$$e_a = \max(2cm ; \frac{l}{250}), \text{ avec } L : \text{ hauteur de la pile}$$

$$e_a = 0,03cm$$

$$e_i = 1,19351103m$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation du second ordre

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

l_f : longueur de flambement

$$l_f = 0,707 \times L = 5,3025m$$

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement

alors on a $h = 1m$

α = moment du premier ordre due aux charges permanentes et quasi permanentes divisé par le moment total du premier ordre

$$\alpha = 0$$

$$e_2 = 0,0168699m$$

$$L' \text{ excentricité totale } e = e_1 + e_2 = 1,24038093m$$

-calcul du moment au niveau des armatures tendues :

$$M_{UG} = N_u \times e$$

$$M_{UG} = 25,9090163 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u(d - \frac{h}{2}) \text{ avec } d = 0,95m$$

$$M_{UA} = 35,3085943 \text{ MN.m}$$

calcul de A et B et C

$$A = (0,337h - 0,81c') b h f_{bu}$$

$$h = 1m$$

$$b = 6m \text{ (section équivalente de notre pile)}$$

$$c' : \text{ l'enrobage égale à } 0,05m$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\Theta \gamma_B}$$

en situations accidentelles $\gamma_b = 1,15$

$\Theta = 0,85$ lorsque l'application de la combinaison d'action considérée est inférieure à 1 heure

$$f_{bu} = 23,48$$

$$A = 41,77092$$

$$B = N_u(d - c') - M_{UA}$$

$$\text{avec } d = 0,95m$$

$$B = -16,5094383$$

$$C = (0,5h - c) b h f_{bu}$$

$$C = 63,396m$$

on fait une comparaison entre A et B

$A > B$ ca veut dire que notre section est partiellement comprimé

$$\alpha_r = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} + \varepsilon_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}{E_s} = \frac{500}{200000} = 2.5 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_r = 0,58333333$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0,35777778$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b f_{bu} d^2} = 0.27770511$$

comparons entre μ et μ_R , on a $\mu < \mu_R$ dans ce cas on doit calculé les coefficients α et Z

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.41653043$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.79171844$$

$$\mu > 0.186$$

$$\text{alors } \varepsilon_s = 3.5 \times 10^{-3} \times \left(\frac{1}{\alpha} - 1\right) = 0.00490275$$

d'après le graphe contrainte déformation $\sigma_s = 500 \text{MPa}$

$$\text{on a } \mu < \mu_R \text{ alors la section } A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_{ua}}{z} - N_u \right) = 474,189241 \text{cm}^2$$

$$\text{avec } A_{s_{\min}} = 58.2084 \text{cm}^2$$

$$A_s = 474,189241 \text{cm}^2 \text{ (pour les fibres inferieures)}$$

alors on opte pour deux nappes de **60 barres HA32** réparties sur tout le périmètre du voile avec un espacement de 11cm

13.1.2.1.B) Calcul du ferrailage transversal

-Ferrailage à l'ELA (flexion composée) :

$$N_u = 20,8879511 \text{MN}$$

$$M_u = 30,06 \text{MN}$$

en premier lieu il faut tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale ($e_1 + e_2$)

$$e_1 = e_i + e_a$$

e_i : l'excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après exécution)

$$e_i = \frac{M_u}{N_u} = 1,43910716 \text{m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{cm}; \frac{l}{250}\right), \text{ avec } l : \text{hauteur de la pile}$$

$$e_a = 0,03 \text{cm}$$

$$e_i = 1,43910716 \text{m}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés a la déformation du second ordre

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

l_f : longueur de flambement

$$l_f = 0,707 \times L = 5,3025 \text{ m}$$

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement

$$h = 6 \text{ m}$$

α : moment du premier ordre du aux charges permanentes et quasi permanentes divisé par le moment total du premier ordre

$$\alpha = 0$$

$$e_2 = 0,00281165$$

$$L' \text{ excentricité totale } e = e_1 + e_2 = 1,47191881 \text{ m}$$

-Calcul du moment au niveau des armatures tendues :

$$M_{UG} = N_u \times e$$

$$M_{UG} = 30,7453682 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \text{ avec } d = 5,95 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 92,3648239 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

calcul de A et B et C

$$A = (0,337h - 0,81c') b h f_{bu}$$

$$h = 6 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m (section équivalente)}$$

$$c' : \text{l'enrobage égale à } 0,05 \text{ m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\Theta \gamma_B}$$

en situations accidentelles $\gamma_b = 1,15$

$\Theta = 0,85$ lorsque l'application de la combinaison d'action considérée est inférieur à 1heur

$$f_{bu} = 23,48$$

$$A = 279,15372$$

$$B = N_u (d - c') - M_{UA}$$

$$\text{avec } d = 5,95 \text{ m}$$

$$B = 30,8740876$$

$$C = (0,5h - c) b h f_{bu}$$

$$C = 415,596$$

On fait une comparaison entre A et B

$A > B$ ca veut dire que notre section est partiellement comprimé

$$\alpha_t = \frac{3,5 \times 10^{-3}}{3,5 \times 10^{-3} + \varepsilon_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)}{E_s} = \frac{500}{200000} = 2,5 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_t = 0,58333333$$

$$\mu_R = 0.8\alpha_R(1-0.4\alpha_R) = 0,357777778$$

$$\mu = \frac{M_{UA}}{bf_bu d^2} = 0,11111548$$

comparons entre μ et μ_R , on a $\mu < \mu_R$ dans ce cas on doit calculer les coefficient α et z

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0,14760982$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 5,59868863m$$

$$\mu < 0.186$$

$$\text{alors } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} = 0,001$$

D'après le graphe contrainte déformation $\sigma_s = 500\text{MPa}$

$$\text{on a } \mu < \mu_R \text{ alors la section } A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_{ua}}{z} - N_u \right) = -87,8073853\text{cm}^2$$

$A_s < 0$ alors on doit passé a la condition non fragilité

$$A_{s\min} = 0.23 \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) bd = 60,7614\text{cm}^2$$

$$A_{s\min} = 60,7614\text{cm}^2$$

le ferrailage longitudinal vérifie $A_{s\min}$ transversal, alors le ferrailage se fera avec les barres du ferrailage longitudinal

13.1.2.1.C) Calcul du ferrailage horizontal :

La section d'acier est moins égale à 0,05 % de la section verticale du voile

$$A_U \geq 0.05\% \times 100 \times 600 = 30\text{cm}^2$$

Alors on opte pour **15 barres HA16**

13.1.2.2) Ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant :

13.1.2.2.A) Ferrailage longitudinal :

$$V_u = 3,324507\text{MN}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,58324684\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4\text{MPa}\right) = (3.52 ; 4)$$

$$\bar{\tau}_U = 3.52\text{MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

$$\frac{A_t}{S_T} \geq \frac{V_U}{0.9df_{su}} = \frac{3.324507}{0.9 \times 0.95 \times 500} = 77,7662456\text{cm}^2$$

soit $S_t = 40\text{cm}$

alors on a $A \geq 31,1064982\text{cm}^2$

Alors on opte pour **8 cadres de HA16**

13.1.2.2.B) Ferrailage transversal :

$$V_u = 4,0079324 \text{ MN}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,67360208 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPA}\right) = (3.52 ; 4)$$

$$\bar{\tau}_U = 3.52 \text{ MPA}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

$$\frac{A_t}{S_T} > \frac{V_U}{0.9 d f_{su}} = \frac{4.0079324}{0.9 \times 5.95 \times 500} = 14,9689352 \text{ cm}^2$$

soit $S_t = 40 \text{ cm}$

alors on a $A_t \geq 5,98757408 \text{ cm}^2$

La section A_t longitudinal vérifie la section transversal alors le ferrailage se fera avec les barres du ferrailage longitudinal

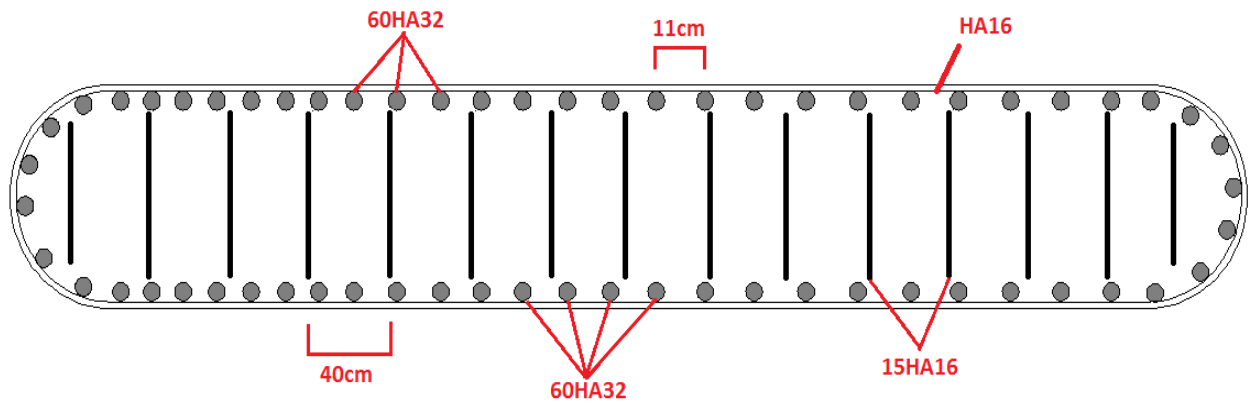


Figure 13.1 : ferrailage de la pile

13.1.3) Vérification des contraintes à l'ELS :

On a : $N_{ser} = 14,7749057 \text{ MN}$
 $M_{ser} = 0,670473 \text{ MN.m}$

$$\rightarrow e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,0454 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,1666 \text{ m} \rightarrow \text{section entièrement comprimée}$$

Il faut vérifiée que :

$$\frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa}$$

$$B = b \cdot h + 15(A + A') = 6 \times 1 + 15 \cdot (A + A')$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15(A + A') \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 0,5 + 6,75 \cdot (A + A')$$

Avec :

v : distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure ou inférieure = 0,5 M

d' : enrobage des sections d'acier = 0,05 M

A' : section des aciers supérieurs (60 HA 32) = 482,4 cm²

A : section des aciers inférieurs (60 HA 32) = 482,4 cm²

En remplaçant les termes par leurs valeurs, on obtient :

$$I = 1,15124 \text{ M}^4$$

$$B = 7,44742 \text{ M}^4$$

$$\rightarrow \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v = 2,2751 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa}$$

13.2) Etude de la semelle sous le voile :

13.2.1) Calcul des efforts:

Pour l'étude de la semelle il faut tenir en compte des efforts dû au poids du remblai et de la semelle elle-même

$$P_{remb} = \gamma_{sol} \text{ volume} = 0,617328 \text{ MN}$$

$$P_{semelle} = 3,168 \text{ MN}$$

les différentes combinaisons de charge sont les suivantes :

A titre indicatif $G = \text{poids du tablier} + \text{poids de la pile} + \text{poids du remblai} + \text{poids de la semelle}$

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,35D240 + 1,5W + 1,6F^{A(L)}$$

$$\text{ELA} : G + D240 + E$$

Chapitre 13 : Etude de la pile

ELS : $G+D240+W+1,2F^{A(L)}+0,5\Delta\theta$

les différents résultats sous les différentes combinaisons de charge sont récapitulés dans le tableau suivant :

longitudinal		
Combinaison	Force verticale(MN)	Le moment (MN .m)
ELU	25,1720915	0,893964
ELA	24,6732791	24,93
ELS	18,5602337	0,670473
transversal		
Combinaison	Force verticale(MN)	Le moment(MN .m)
ELU	25,1720915	0,7477875
ELA	24,6732791	30,06
ELS	18,5602337	0,498525

13.2.2) Estimation du nombre de pieux :

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{effort maximal}}{\text{capacité portante d'un pieu}} = \frac{25.1720915}{7.6341} = 3.29732274$$

On opte pour 6 pieux en deux files de 3 pieux et cela pour assuré une bonne répartition géométrique des pieux au dessous de la semelle et d'avoir une distribution équitable des efforts.

La longueur d'un pieu est de 10.5 m.

13.2.3) Calcul des efforts transmis à chaque pieu :

$$N = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y_1}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y X_1}{\sum X_i^2}$$

avec n : nombre de pieux

A L'E.L.U:

$$N_{\min}^{\max} = \frac{25.1720915}{6} \pm \frac{0.893964 \times 4.2}{3 \times (4.2^2)} \pm \frac{0.7477875 \times 3.6}{4 \times (3.6^2)}$$

$$\begin{cases} N_{max} = 4.3182278MN \\ N_{min} = 4.07246937MN \end{cases}$$

A L'ELA:

$$N_{max/min} = \frac{24.6732791}{6} \pm \frac{24.93 \times 4.2}{3 \times (4.2^2)} \pm \frac{30.06 \times 3.6}{4 \times (3.6^2)}$$

$$\begin{cases} N_{max} = 8.17828461 \\ N_{min} = 0.04614176 \end{cases}$$

A L'ELS:

$$N_{max/min} = \frac{18.5602337}{6} \pm \frac{0.670473 \times 4.2}{3 \times (4.2^2)} \pm \frac{0.498525 \times 3.6}{4 \times (3.6^2)}$$

$$\begin{cases} N_{max} = 3.18120422 \\ N_{min} = 3.00554035 \end{cases}$$

Vérification de la stabilité de la fondation:

Pour qu'il n'y ait pas de soulèvement et de la semelle, et poinçonnement des pieux il faut que :

$$\begin{cases} R_{min} > 0 \\ \bar{R} > R_{MAX} \end{cases}$$

R_{min} : la réaction minimale dans le couple de pieux

R_{max} : la réaction maximale dans le couple de pieux

\bar{R} : la capacité portante des pieux

A L'ELU :

$$\bar{R} = 7.6341MN$$

$$N_{min} = 4.07246937MN > 0$$

$$N_{max} = 4.3182278MN < \bar{R}$$

A L'ELS :

$$\bar{R} = 7.6341MN$$

$$N_{min} = 3.00554035MN > 0$$

$$N_{max} = 3.18120422MN < \bar{R}$$

A L'ELA :

$$\bar{R} = 1.5 \times 7.6341 = 11.45115MN$$

$$N_{min} = 0.04614176MN > 0$$

$$N_{max} = 8.17828461MN < 1.5 \bar{R}$$

Toutes les conditions vérifiées, alors il ne va pas y avoir un soulèvement de la semelle et un poinçonnement des pieux.

13.2.4) Ferrailage de la semelle:

Le ferrailage de la semelle va se faire tout on se basant sur la documentation SETRA « appuis des tablier PP73 »

Pour le calcul du ferrailage de la semelle, on va utilisée la méthode des bielles

Mais pour que cette méthode soit applicable on doit vérifiée la condition suivante :

$$h \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4}$$

L : entraxe entre deux pieux suivant la largeur de la semelle

b : largeur de la pile

h : hauteur de la semelle moins l'enrobage qui est de 5cm

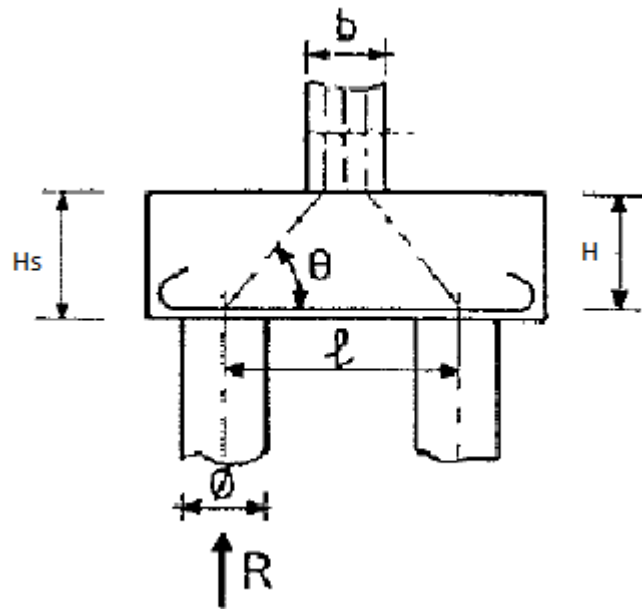


Figure13.2 méthode des bielles

$$1.95 \geq \frac{4.2}{2} - \frac{1}{4} = 1.85$$

Condition vérifiée ce qui nous permis d'appliqu e la méthode des bielles

13.2.4.A) Armatures inférieures transversales de la semelle

La section A_1 des armatures transversales relatives à un couple de pieux, d etermin e par la méthode des bielles, est égale à

$$A_1 = \frac{R}{\sigma_a} \frac{1}{h} \left(\frac{l}{2} - \frac{b}{4} \right)$$

Cette section sera répartie sur une bande A_1 égale à $\phi + h_s$

H_s : hauteur de la semelle

ϕ : Diamètre du pieu

La bande = 3.2m

Ce qui veut dire que le ferrailage A_1 qu'on va calculer est répartie sur une seul bande de 3.2m

A l'ELU :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}f_c = 333.33 \text{MPa}$$

$$R = N_{\max \text{ elu}} = 4.3182278 \text{MN}$$

$$A_1 = 122.90346 \text{ cm}^2$$

A l'ELA :

$$\bar{\sigma}_a = f_c = 500 \text{MPa}$$

$$R = N_{\max \text{ ela}} = 8.17828461 \text{MN}$$

$$A_1 = 155.18 \text{cm}^2$$

A l'ELS:

$$\bar{\sigma}_a = f_c = 500 \text{MPa}$$

$$R = N_{\max \text{ els}} = 3.18120422 \text{MN}$$

$$A_1 = 90.54 \text{cm}^2$$

Le ferrailage à l'ELA est celui qui donne la plus grande section d'acier qui est égale à 155.17cm^2 et cela pour une seule bande de 3.2m

On va optée pour 20barres HA32 pour chaque bande

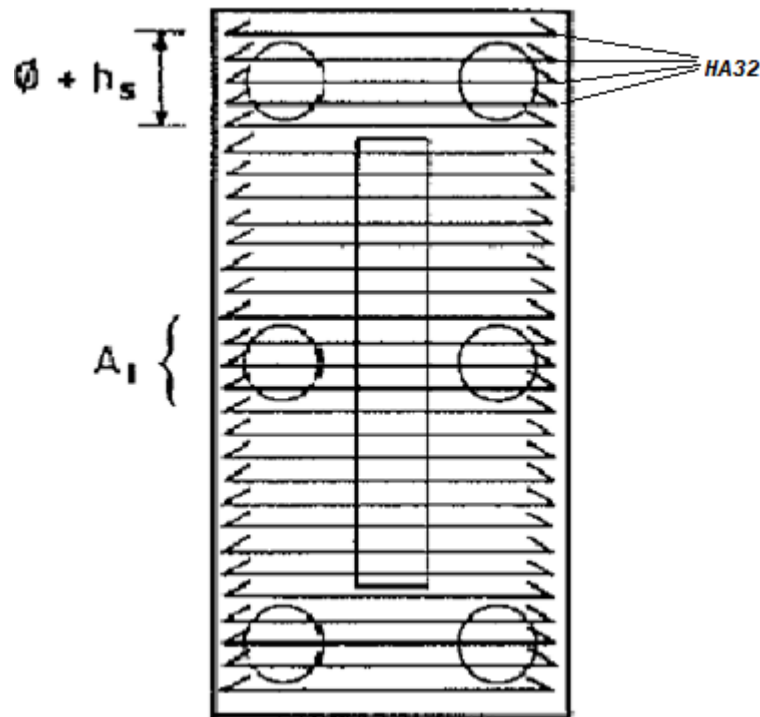


Figure13.3 : Mode de répartition des armatures inférieures transversales

13.2.4.B) Armatures inférieures longitudinales de la semelle :

Des armatures longitudinales (A_2) sont à disposer dans le sens de la longueur de la semelle.

la section des armatures est déterminé par la formule

$$A_2 = \frac{R}{h\bar{\sigma}_a} \left[\frac{(N-1)l'}{2} - \frac{(N-1)b'}{2N} \right]$$

Cette section sera répartie sur une bonde A_2 égale à $\phi + h_s$

H_s : hauteur de la semelle

ϕ : Diamètre du pieu

Chapitre 13 : Etude de la pile

La bande = 3.2m

Ce qui veut dire que le ferrailage A_2 qu'on va calculer est répartie sur une seule bande de 3.2m

$$N = \frac{\text{nombre de pieux}}{2} = 3$$

$(N-1)L'$: entraxe entre les deux pieux d'extrémité suivant la longueur de la semelle

b' : la longueur du voile, qui est égale à 6.2m

$h=1.95\text{m}$

A L'ELU:

$$A_2=101.86\text{cm}^2$$

A L'ELA :

$$A_2=128.616\text{cm}^2$$

A L'ELS :

$$A_2=75.043\text{cm}^2$$

Le ferrailage à L'ELA est celui qui donne la plus grande section d'acier qui est égale à 128.616cm^2 et cela pour une seule bande de 3.2m

On va optée pour **16barres HA32** pour chaque bande

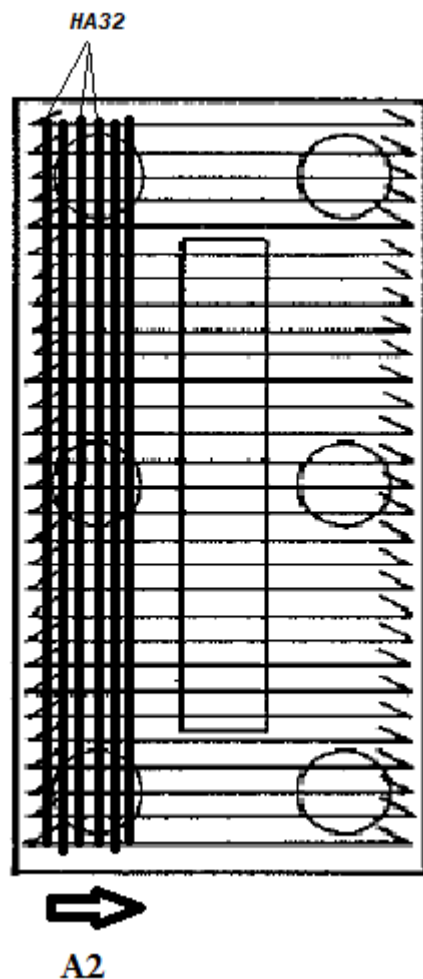


Figure13.4 : Mode de répartition des armatures inférieures longitudinales

13.2.4.C) Ferrailage longitudinal de la nappe supérieure :

Une semelle doit être en plus munie a sa partie supérieur d'une armature longitudinale régnant sur toute la longueur de la semelle, cette armature doit être inférieur à $\frac{1}{10}$ de la section de l'armature inférieure

$$A_l = \frac{722.765}{10} = 72.276 \text{cm}^2$$

On opte pour **24 barres HA20** espacé de 0.275m

13.2.4.D) Ferrailage transversal de la nappe supérieure

la section transversal doit être égale à $\frac{1}{3}$ de la section du ferrailage longitudinal de la nappe supérieure

$$A_t = \frac{72.276}{3} = 24.092 \text{cm}^2$$

On opte pour **22barre HA12** espacé de 0.43m

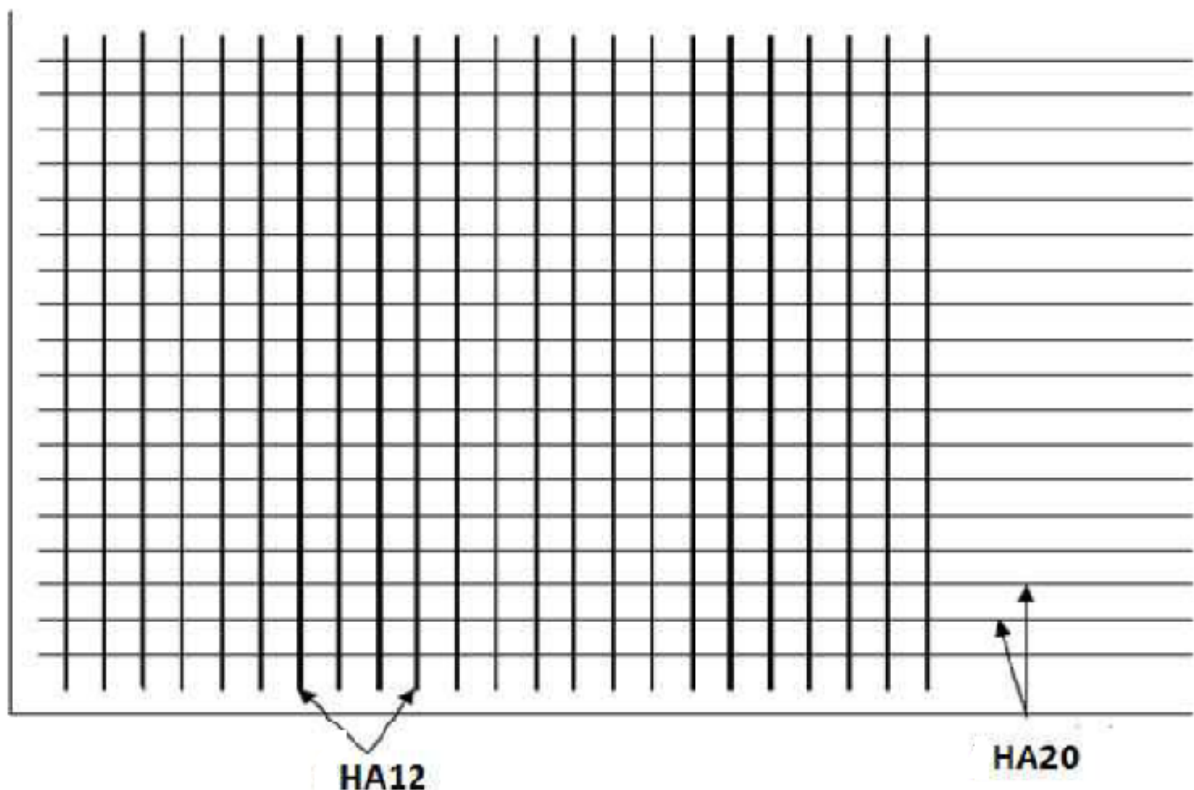


Figure13.5 : Ferrailage longitudinal et transversal de la nappe supérieure

13.2.4.E) Les cadres :

Les armatures verticales sont constituées par des cadres formant ceinture des barres longitudinales supérieures et inférieures

$$A_r = 0.002 \frac{h_s}{t}$$

h_s : hauteur de la semelle, égale a 2m

t : espacement entre cadre

$$\frac{A_r}{t} = 0.002 \times 100 = 0.2 \text{ cm}$$

Pour un espacement de 20cm

$$A_r = 4 \text{ cm}^2$$

On opte pour des cadres **HA16** espacé de 20 cm

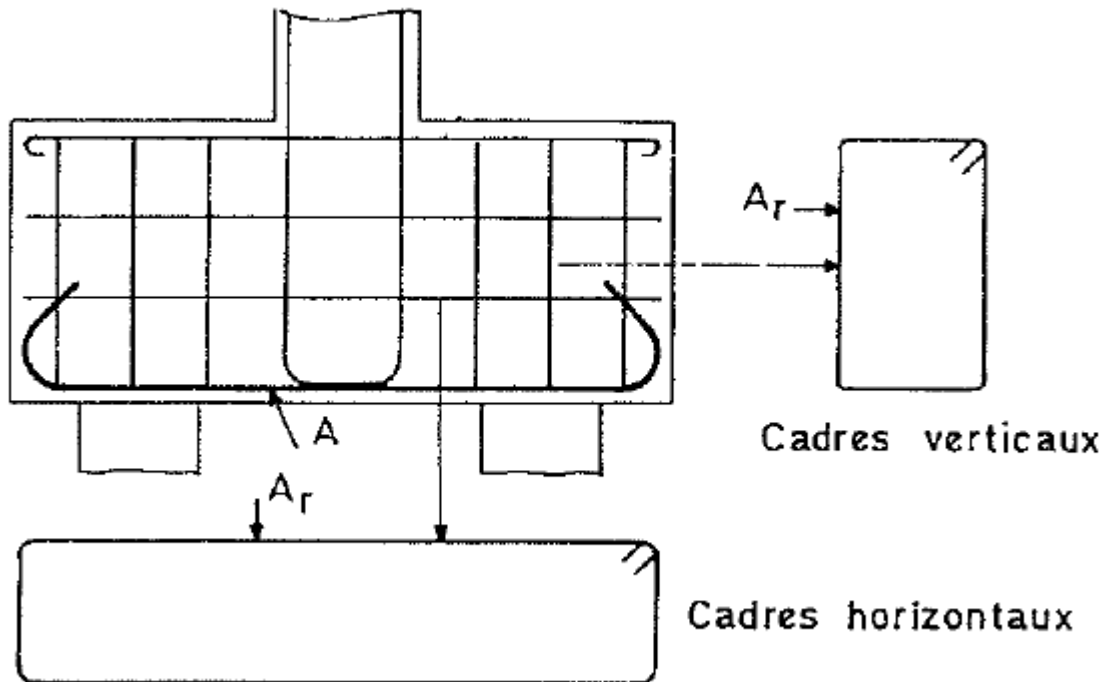


Figure13.6 : Mode de répartition des cadres

CHAPITRE 14
Etude de la culée

14.1) Ferrailage de la culée :

Dans ce qui suit, on va déterminer le mode de fonctionnement mécanique ainsi que le ferrailage de chaque élément constituant la culée :

14.1.1) Le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis à la poussée des terres par les remblais de la face arrière, force de freinage et son poids propre.

Le mur garde grève est supposé encastré à la base

14.1.1.1) évaluation des efforts agissants sur le mur garde grève :

14.1.1.1.A) La poussée des terres :

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right)$$

$$K_h = A = 0.2$$

$$K_v = \mp 0.3k_h = \mp 0.06$$

φ : Angle de frottement interne (pour notre remblai $\varphi = 35^\circ$)

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal ($\beta = 0$)

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme et les coefficients de poussée des terres

cas	k_h	k_v	θ	K_{ad}
ELS	0	0	0	0.27103322
ELU	0	0	0	0.27103322
ELA :H	0.2	0	0.19739556	0.3956397
ELA :V+H	0.2	0.06	0.1864869	0.38730609
ELA :-V+H	0.2	-0.06	0.20963985	0.4052595

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 + K_v) H^2 L K_{ad}$$

$$M_p = \frac{h}{3} F_{ad}$$

Avec L : 1ml

γ : Densité du remblai égale à 1.8t/m³

H : hauteur du mur garde grève

cas	k _h	k _v	K _{ad}	F _{ad} (MN)	M _p (MN m)
ELS	0	0	0.27103322	0.00880587	0.00557705
ELU	0	0	0.27103322	0.00880587	0.00557705
ELA :H	0.2	0	0.3956397	0.01285433	0.00814108
ELA :V+H	0.2	0.06	0.38730609	0.01333859	0.00844777
ELA :-V+H	0.2	-0.06	0.4052595	0.1237687	0.00783868

Forces et moments du au poussées des terres

14.1.1.1.B) La force de freinage :

Le moment du à la force de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_F = \frac{2Ph}{0.25+2h}$$

Avec

P : poids d'une roue d'un camion B_c ; p=6t

h : hauteur du mur garde grève

le moment du au freinage du B_c est alors :

$$M_f = 0.0562963 \text{ MN.m}$$

14.1.1.1.C) Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :

selon les documents « SETRA », la sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par les camions de types B_c , l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune .placé d'une manière tel que les rectangles d'impacte soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (2 roues de 6t distance de 0.5m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 16t répartie sur un rectangle de (0.25m×0.75m) .il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface, elle est donnée par :

$$\emptyset = \frac{12}{0.75 \times 0.25} = 64 \text{ t/m}^2$$

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par :

$$M_p = \frac{12k}{0.75 \cdot 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx = \frac{12k}{0.75 \cdot 2h} \left((h+0.25) \ln(0.25+x) - x \right) \Big|_0^h$$

Avec

$$K = k_{ad} \times b_c \times \delta = k_{ah} \times 1.1 \times 1 = 1.1 k_{ah}$$

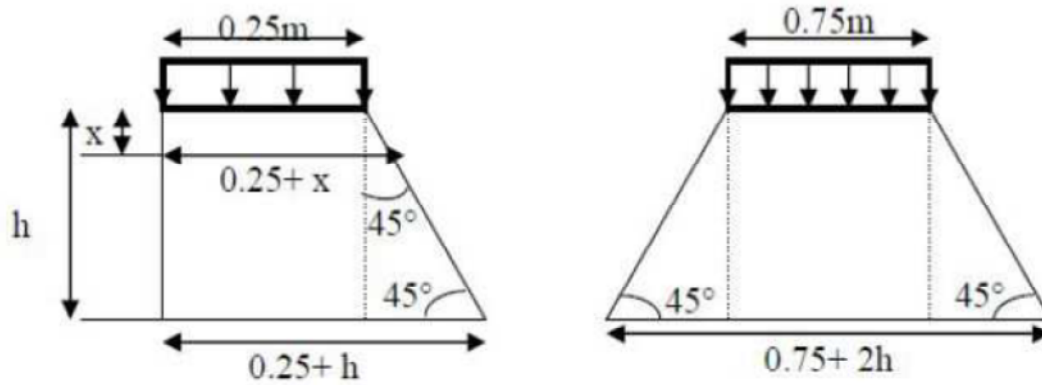


Figure 14.1 Poussée de la charge locale située en arrière du mur

Le tableau suivant récapitule les différents moments dus à une charge locale située en arrière du mur

cas	K_{ad}	K	M'_p (MN m)
ELS	0.27103322	0.29813654	0.0342198
ELU	0.27103322	0.29813654	0.0342198
ELA :H	0.3956397	0.43520367	0.04995222
ELA :V+H	0.38730609	0.4260389	0.0489003
ELA :-V+H	0.4052595	0.44578551	0.05116679

14.1.1.1.D) charge accidentelle :

Les efforts sismiques sont :

-l'effort sismique horizontal: $H_s = k_h \times G$

-l'effort sismique vertical : $v_s = (1 + k_v) \times G$

C'est l'effort du séisme horizontal qui tend à fléchir le mur, alors c'est lui qui nous intéresse

Le ferrailage se fera par 1ml du mur garde grève, les dimensions sont alors

$$H = 1.9\text{m}$$

$$e = 0.3\text{m}$$

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

$$\gamma_{\text{béton}} = 2.5\text{t/m}^3$$

Alors on a $G=1.9 \times 0.3 \times 0.025$

$G=0.01425 \text{ MN}$

On aura un effort horizontal $H_s=0.00285 \text{ MN}$

Le moment créé par cet effort horizontal $M_{hs}=\left(\frac{h}{2}\right) H_s=0.0027075 \text{ MN.m}$

14.1.1.1.E) Combinaisons de charges :

ELS: $G+1.2S$

ELU: $1.35G+1.6S$

ELA: $G+F_A+S$

$$\text{Ou } \left\{ \begin{array}{l} G = M_p \\ S = M_f + M'_p \\ F_A = M_{hs} \end{array} \right.$$

Donc

$M_{ELS}=(0.00557705)+1.2 \times (0.0562963+0.0342198)=0.11419636 \text{ MN.m}$

$M_{ELU}=(1.35 \times 0.00557705)+1.6 \times (0.0562963+0.0342198)=0.15235477 \text{ MN.m}$

$M_{ELA}=0.0084477+0.0027075+(0.0562963+0.0489003)=0.11635187 \text{ MN.m}$

14.1.1.2) Ferrailage du mur garde grève :

Le ferrailage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastré dans la semelle.

Le mur garde grève est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 –SETRA-) et les fissurations sont considérées préjudiciable, alors le ferrailage s'effectue à l'ELS

Sachant que ; $f_{c28}=27 \text{ MPA}$, $f_c=500 \text{ MPA}$, $n=1.6$ et $f_{ij}=2.22 \text{ MPA}$

→ $\bar{\sigma}_{bc}=16.2 \text{ MPA}$ et $\bar{\sigma}_{st}=250 \text{ MPA}$

14.1.1.2.A) Ferrailage longitudinal :

	MGG
H	1.9 m
d	0.27 m
$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{(15 \times \bar{\sigma}_{bc}) + \bar{\sigma}_{st}}$	0.133308316 m
$Z = d \left(1 - \frac{X}{3}\right)$	0.22563895 m
$M_1 = 0,5 \cdot b \cdot X \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$	0,24323283 MN.M
M_{ser}	0,11419636 MN.M
$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$	20.2440876 cm ²
C.N.F : $A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d$	2.7324 cm ²
Choix	7 HA20 / ML
Espacement	12.5 cm

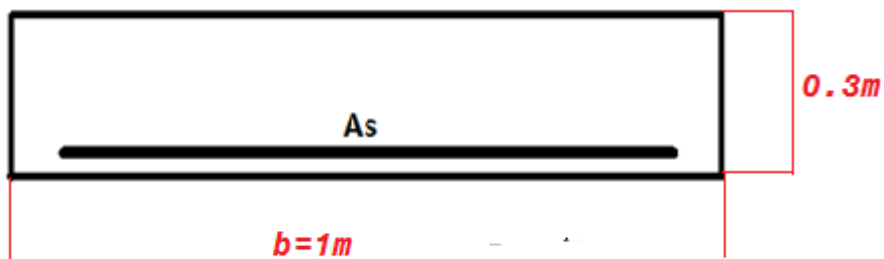


Figure 14.2 : Ferrailage longitudinal

14.1.1.2.B) Ferrailage transversal :

	MGG
$A_c = A_{ser} / 3$	6.7480292 cm ²
Choix	14 HA8 / ML
espacement	7 cm

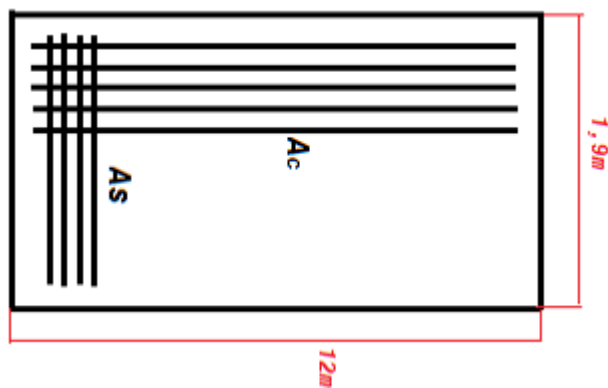


Figure14.3 : Ferrailage total

14.1.2) La dalle de transition :

14.1.2.1) Evaluation des charges :

Les charges agissant sur la dalle de transition sont :

14.1.2.1.A) Remblai :

$$q_{\text{remblai}} = 0.2 \times 1 \times 1.8 = 0.36 \text{ t/ml} = 3.6 \times 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

14.1.2.1.B) Poids propre :

$$q_{\text{pp}} = 0.3 \times 1 \times 2.5 = 7.5 \text{ t/ml} = 7.5 \text{ t/ml} = 7.5 \times 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

14.1.2.1.C) Revêtement :

$$q_{\text{revêtement}} = 0.08 \times 1 \times 2.3 = 1.84 \text{ t/ml} = 1.84 \times 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

14.1.2.1.D) Surcharge sur remblai :

$$q_{\text{surcharge}} = 1.2 \times 1 = 1.2 \text{ t/ml} = 1.2 \times 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

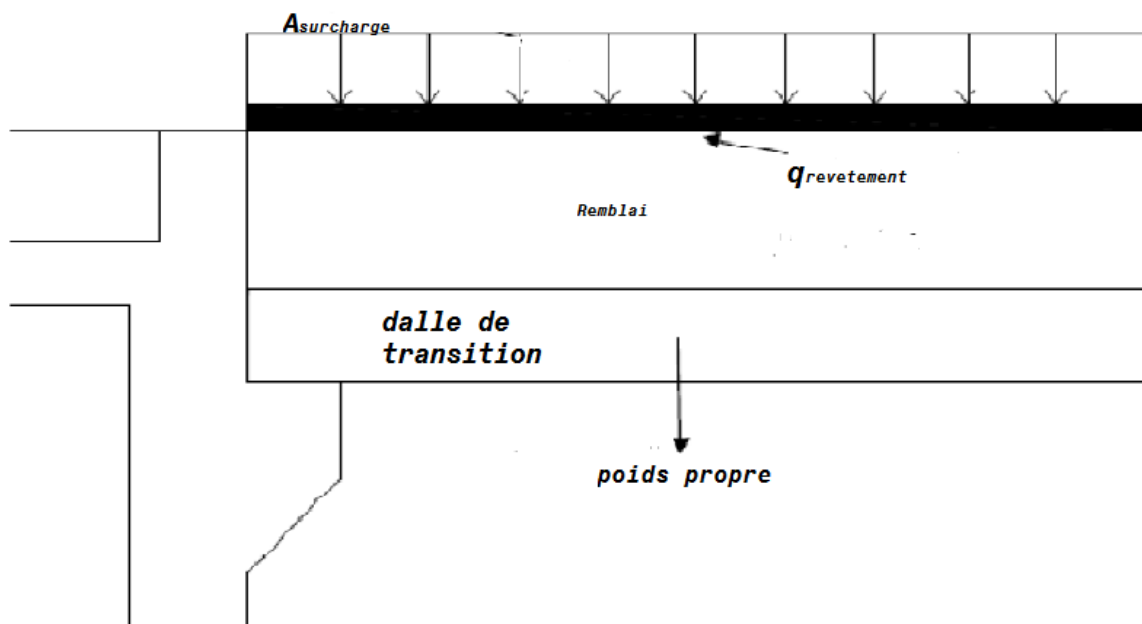


Figure14.4) différentes charges et surcharges appliquées sur la dalle de transition

Le tableau suivant résume les moments et efforts tranchants du à chaque charge sur la dalle

Avec : $M = \frac{ql^2}{8}$ et $V = \frac{ql}{2}$, $l = 3m$

	Poids propre	remblai	Le revêtement	Surcharges sur remblai
Moment(MN.m)	8.4375×10^{-2}	4.05×10^{-2}	2.07×10^{-2}	1.35×10^{-2}
Effort tranchant(MN)	11.25×10^{-2}	5.4×10^{-2}	2.76×10^{-2}	1.8×10^{-2}

Notons que : $M_G = (8.4375 + 4.05 + 2.07) \times 10^{-2} = 14.5575 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$

$V_G = (11.25 + 5.4 + 2.76 + 1.8) \times 10^{-3} = 19.41 \times 10^{-2} \text{ MN}$

14.1.2.1.E) Combinaison de charges :

A l'ELS :

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.LS

$M_{els} = M_G + 1.2M_Q = 16.177 \times 10^{-2} \text{ MN .m}$

$V_{els} = V_G + 1.2V_Q = 21.57 \times 10^{-2} \text{ MN}$

A l'ELU

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.U

$M_{elu} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 21.812 \times 10^{-2} \text{ MN .m}$

$V_{elu} = 1.35V_G + 1.6V_Q = 29.0835 \times 10^{-2} \text{ MN}$

A l'ELA

les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.A sont :

$M_{ela} = (1 + 0.06)M_G + M_Q = 16.78095 \times 10^{-2} \text{ MN .m}$

$V_{ela} = (1 + 0.06)V_G + V_Q = 22.3746 \times 10^{-2} \text{ MN}$

On considère que la fissuration est préjudiciable alors le ferrailage se fera a l'ELS

14.1.2.2) Ferrailage de la dalle de transition :

14.1.2.2.A) Ferrailage longitudinal

	Dalle de transition
d	0.27 m
$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{(15 \times \bar{\sigma}_{bc}) + \bar{\sigma}_{st}}$	0.133308316 m
$Z = d \left(1 - \frac{X}{3}\right)$	0.22563895 m
$M_1 = 0,5 \cdot b \cdot X \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$	0,24323283 MN.M
M_{ser}	0,16177 MN.M
$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$	28.677635 cm ²
C.N.F : $A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d$	2.7324 cm ²
Choix	10HA20 / ML
Espacement	9 cm

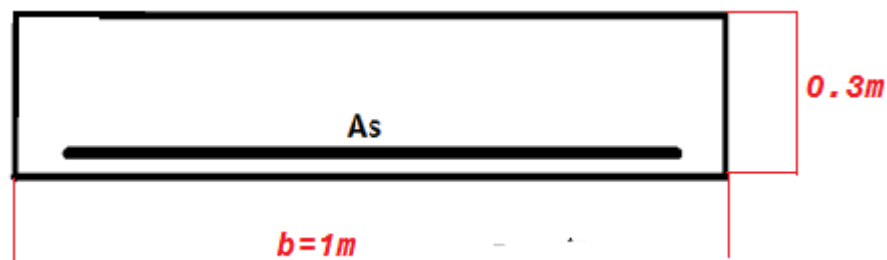


Figure14.5 : Ferrailage longitudinal de la dalle de transition

14.1.2.2.B) Ferrailage transversal

	Dalle de transition
$A_c = A_{ser} / 3$	9.5592245 cm ²
Choix	20HA8 / ML
espacement	5 cm

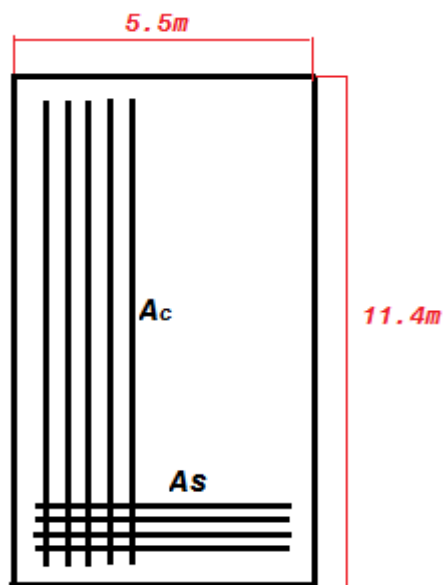


Figure14.6 : Ferrailage total de la dalle de transition

14.1.2.3) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_{ultime}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V}{db_0} = \frac{21.57 \times 10^{-2}}{1 \times 0.27} = 0.798 \text{ MPA}$$

$$\tau_{ultime} = \min(4\text{MPA}, \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}) = 2.7\text{MPA}$$

$\tau_u < \tau_{ultime}$, Condition vérifiée

14.1.3) Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

14.1.3.1) Evaluation des efforts :

14.1.3.1.A) Réaction des surcharges sur remblai :

$$R_1 = 1.8 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

14.1.3.1.B) Réaction de la dalle de transition :

$$R_2 = 11.25 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

14.1.3.1.C) Poids propre du corbeau :

$$R_3 = 0.3375 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

14.1.3.1.D) Réaction du remblai :

$$R_4 = 5.4 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

14.1.3.1.E) Réaction du revêtement :

$$R_5 = 2.76 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

Donc, les charges permanentes donnent :

$$R_G = R_2 + R_3 + R_4 + R_5 = 19.7475 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

$$M_{RG} = R_G \times 0.133 = 2.63 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$$

Et les charges non permanente donnent :

$$R_Q = R_1 = 1.8 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

$$M_{RQ} = R_1 \times 0.133 = 0.2394 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$$

14.1.3.1.F) Combinaison de charges :

$$R_{els} = R_G + 1.2R_Q = 21.9075 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

$$M_{els} = M_{RG} + 1.2M_{RQ} = 2.91728 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$$

$$R_{ELU} = 1.35R_G + 1.6R_Q = 29.539 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

$$M_{ELU} = 1.35M_{RG} + 1.6M_{RQ} = 3.93354 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$$

$$R_{ELA} = (1 + 0.06)R_G + R_Q = 21.172 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

$$M_{ELA} = (1 + 0.06)M_{RG} + M_{RQ} = 3.0272 \times 10^{-2} \text{ MN .m}$$

14.1.3.2) Ferrailage du corbeau :

14.1.3.2.A) Ferrailage longitudinal :

On considère que la fissuration est préjudiciable alors le ferrailage se fera a l'ELS

	corbeau
d	0.57m
$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{(15 \times \bar{\sigma}_{bc}) + \bar{\sigma}_{st}}$	0.28095335m
$Z = d \left(1 - \frac{X}{3}\right)$	0.47634888m
$M_1 = 0,5 \cdot b \cdot X \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$	1.08403469 MN.M
M_{ser}	0.0291728MN.M
$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$	2.44970029 cm ²
C.N.F : $A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{ij}}{f_e} \cdot b \cdot d$	5.7684 cm ²
Choix	6HA12 / ML
Espacement	9 cm

Etant donné que $A_{service} < A_{min}$, on prend la section min qui est égale a **5.7684 cm²**

14.1.3.2.B) Ferrailage transversal :

	corbeau
$A_c = A_{smin} / 2$	2.8842 cm ²
Choix	6HA8 / ML
espacement	15 cm

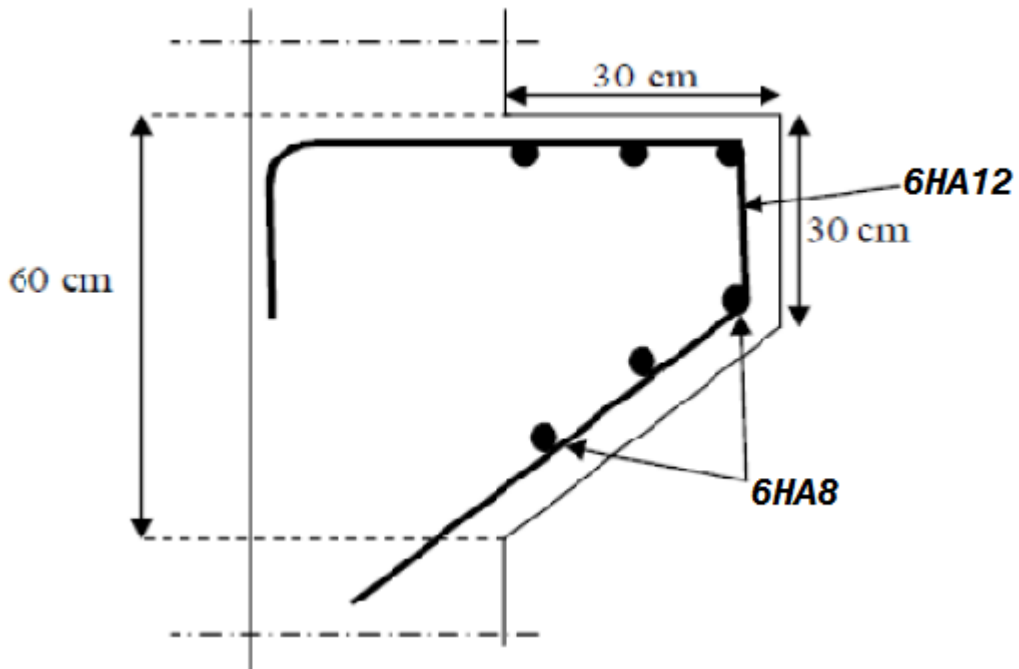


Figure14.7 : Ferrailage du corbeau

14.1.4) Le mur en retour :

Le mur en retour est soumis à des efforts comparable à ceux qui agissent sur le mur garde grève. Ces efforts sont :

14.1.4.1) Evaluation des efforts horizontaux :

14.1.4.1.A) la poussée des terres :

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1+k_v}\right)$$

$$K_h = A = 0.2$$

$$K_v = \mp 0.3k_h = \mp 0.06$$

φ : Angle de frottement interne (pour notre remblai $\varphi = 35^\circ$)

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal ($\beta = 0$)

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme et les coefficients de poussée des terres

cas	k_h	k_v	θ	K_{ad}
ELS	0	0	0	0.27103322
ELU	0	0	0	0.27103322
ELA :H	0.2	0	0.19739556	0.3956397
ELA :V+H	0.2	0.06	0.1864869	0.38730609
ELA :-V+H	0.2	-0.06	0.20963985	0.4052595

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 + K_v) H^2 L K_{ad}$$

$$M_p = \frac{h}{3} F_{ad}$$

Avec :

$$H = 1.9\text{m}$$

$$L = 1\text{ml}$$

γ : Densité du remblai égale à 1.8t/m^3

cas	k_h	k_v	K_{ad}	F_{ad} (MN)	M_p (MN m)
ELS	0	0	0.27103322	0.0097572	0,0048786
ELU	0	0	0.27103322	0.0097572	0 ,0048786
ELA :H	0.2	0	0.3956397	0.01424303	0,00712151
ELA :V+H	0.2	0.06	0.38730609	0.0147796	0,0073898
ELA :-V+H	0.2	-0.06	0.4052595	0.01371398	0,00685699

Tableau14.2 : Forces et moments du au poussées des terres

14.1.4.1.B) Charge accidentelle :

Les efforts sismiques sont :

-l 'effort sismique horizontal: $H_s=k_h \times G$

-l' effort sismique vertical : $v_s=(1+k_v) \times G$

C'est l'effort du séisme horizontal qui tend à fléchir le mur, alors c'est lui qui nous intéresse

Le ferrailage se fera par 1ml du mur en retour, les dimensions sont alors

$$H=2m$$

$$e=0.3m$$

$$L=1m$$

$$\gamma_{\text{béton}}=2.5t/m^3$$

$$\text{Alors on a } G=2 \times 0.3 \times 0.025$$

$$G=0.015MN$$

$$\text{Alors on aura un effort horizontal } H_s=0.2G=0.003MN$$

Le moment créé par cet effort horizontal :

$$M_{hs}=X_G H_s=0.76 \times 0.003=0.00228MN.m$$

14.1.4.1.C) Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :

selon les documents « SETRA », la sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par les camions de types B_c , l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune ,placé d'une manière tel que les rectangles d'impacte soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (2 roues de 6t distance de 0.5m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 16t répartie sur un rectangle de

(0.25m×0.75m) .il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface, elle est donnée par :

$$\emptyset = \frac{12}{0.75 \times 0.25} = 64 \text{ t/m}^2$$

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par :

$$M_p = \frac{12k}{0.75 \times 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx = \frac{12k}{0.75 \times 2h} ((h+0.25)\ln(0.25+x) - x)_0^h$$

Avec

$$K = k_{ad} \times b_c \times \delta = k_{ad} \times 1.1 \times 1 = 1.1k_{ad}$$

Le tableau suivant récapitule les différents moments dus à une charge locale située en arrière du mur

cas	K_{ad}	K	M'_p (MN m)
ELS	0.27103322	0.29813654	0.0342198
ELU	0.27103322	0.29813654	0.0342198
ELA :H	0.3956397	0.43520367	0.0499522
ELA :V+H	0.38730609	0.4260389	0.0489003
ELA :-V+H	0.4052595	0.44578551	0.05116679

14.1.4.1.D) Les surcharges concentrées :

Les surcharges concentrées sont appliquées à l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t. Dans ce stade d'étude, on utilise la charge horizontale de 2t

Le moment de cette charge est $M_{sc} = 2 \times 0.9 = 1,8t.m = 0,018MN.m$

14.1.4.1.E) Combinaisons de charges :

ELS: G+1.2S

ELU: 1.35G+1.6S

ELA: G+F_A+S

$$\text{Ou } \left\{ \begin{array}{l} G = M_p \\ S = M_{sc} + M'_p \\ F_A = M_{hs} \end{array} \right.$$

Donc :

$$M_{ELS} = 0.06754236 \text{ MN.m}$$

$$M_{ELU}=0.09013778 \text{ MN.m}$$

$$M_{ELA}=0.0765701 \text{ MN.m}$$

14.1.4.2) Ferrailage du mur en retour

14.1.4.2.A) Ferrailage Longitudinal :

Le mur en retour est sollicité en flexion simple (selon le document PP73-SETRA-)

la fissuration est jugée préjudiciable, le ferrailage se calcul a l'ELS

	Mur en retour
d	0.27m
$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{(15 \times \bar{\sigma}_{bc}) + \bar{\sigma}_{st}}$	0.133308316m
$Z = d \left(1 - \frac{X}{3} \right)$	0.22563895m
$M_1 = 0,5 \cdot b \cdot X \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$	0,24323283 MN.M
M_{ser}	0,06754236 MN.M
$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$	11,9735288 cm ²
C.N.F : $A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d$	2.7324 cm ²
Choix	6HA16 / ML
Espacement	15 cm

14.1.4.2.B) Ferrailage transversal :

	Mur en retour
$A_c = A_{ser} / 2$	5,9867644 cm ²
Choix	12HA8 / ML
espacement	7 cm

14.1.4.1) Evaluation des efforts verticaux :

Ils sont constituées par le poids propre du mur, y compris les superstructures, et les charges concentrée de 4t à l'extrémité

Les forces verticales exercent à l'encastrement sur le poteau

-un effort tranchant

$$T = 2,5v_{\text{volume du mur}} + 0,3L + 4$$

$$T = 1,78125 + 0,57 + 4 = 6,35125t = 6,35125 \times 10^{-2} \text{MN}$$

-un moment M_v

$$M_v = 2,5 \times v_{\text{volume du mur}} \times e_{\text{bras de levier}} + 0,3 \frac{L^2}{2} + 4(L-1)$$

$$M_v = (1,78125 \times 0,76) + (0,3 \times \frac{1,9^2}{2}) + 4(1,9-1)$$

$$M_v = 1,35375 + 0,5415 + 3,6 = 5,49525t.m = 5,49525 \times 10^{-2} \text{MN.m}$$

La fissuration est jugé préjudiciable alors le ferrailage se fera à L'ELS

14.1.4.1A) Combinaison de charge à L'ELS :

$$V_{\text{ELS}} = G + 1,2Q = (1,78125 + 0,57) + 1,2 \times 4 = 7,15125t = 7,15125 \times 10^{-2} \text{MN}$$

$$M_{\text{els}} = G + 1,2Q = (1,35375 + 0,5415) + (1,2 \times 3,6) = 6,21525 \times 10^{-2} \text{MN.m}$$

14.1.4.2) Ferrailage du mur en retour

14.1.4.2.A) Ferrailage longitudinal :

	Mur en retour
b	0.3m
d	1.97m
$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{(15 \times \bar{\sigma}_{bc}) + \bar{\sigma}_{st}}$	0.97910142m
$Z = d \left(1 - \frac{X}{3}\right)$	1.6463286m
$M_1 = 0,5 \cdot b \cdot X \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$	3,88461853MN.M
M_{ser}	0,0621525MN.M
$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$	1,51008735cm ²
C.N.F : $A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d$	5.98092 cm ²
Choix	2HA20
Espacement	10 cm

14.1.4.2.B) Ferrailage transversal :

Étant donné que $A_s < A_{ser}$, alors le ferrailage se fera avec la section minimale

	Mur en retour
$A_c = A_{smin} / 2$	2,99046CM ²
Choix	4HA10/ ML
espacement	20 cm

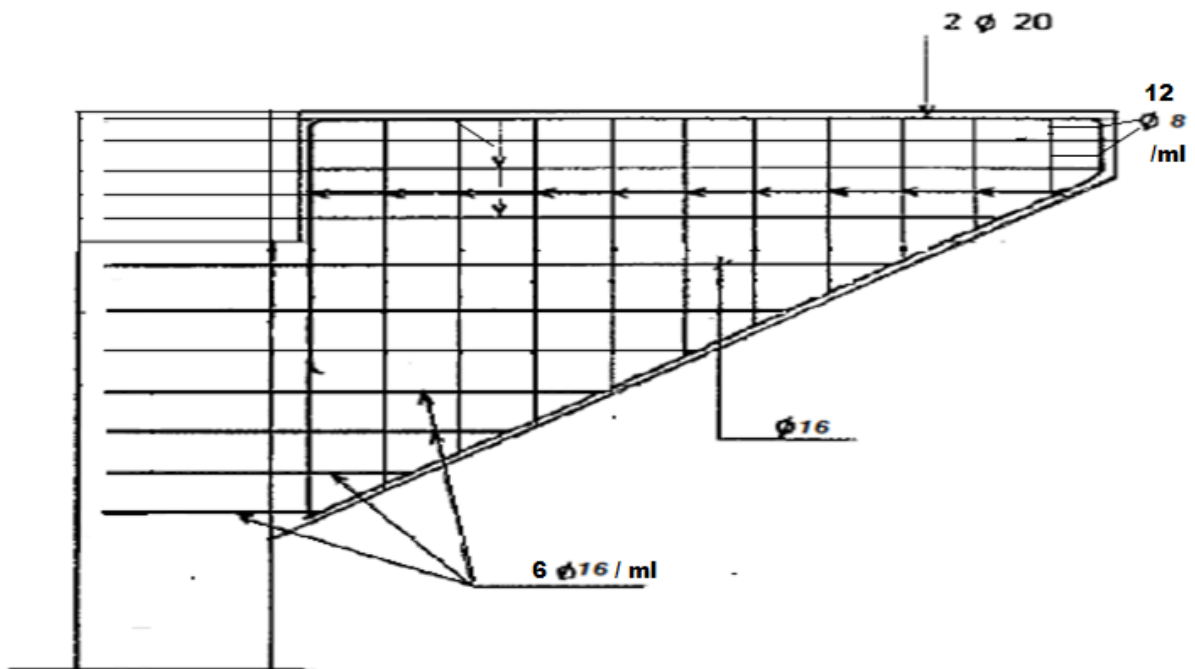


Figure14.8 :Ferrailage du mur en retour

14.2) Pieux et stabilité du chevron :

14.2.1) Estimation du nombre de pieux sous le chevron :

pour faire l'estimation du nombre de pieux il faut calculer les efforts normaux et moment renversant et stabilisant transmis aux pieux.

éléments	Effort normal (MN)	longitudinalement				Transversalement		
		Effort longitudinal (MN)	bras de levier (m)	M _{stabilisant} (MN.m)	M _{renversant} (MN.m)	Effort transversal (MN)	bras de levier (m)	M _{transversal}
tablier	1.69269	-	0.15	-	0.253903	-	-	-
Mur garde grève	0.171	-	0.6	0.1026	-	-	-	-
Mur en retour	0.0342	-	1.51	0.051642	-	-	-	-
Dalle de transition	0.2565	-	2.25	0.577125	-	-	-	-
corbeau	0.038475	-	0.883	0.03397	-	-	-	-
chevron	0.675	-	-	-	-	-	-	-
Dès d'appui	0.00288	-	0.15	-	0.000432	-	-	-
Poussé des terres à l'ELS	-	0.10038806	2.133	-	0.21412773	-	-	-
Poussé des terres à l'ELU	-	0.10038806	2.133	-	0.21412773	-	-	-
Poussé des terres à l'ELA	-	0.15205993	2.133	-	0.32434382	-	-	-
Surcharge de la poussée des terres à L'ELS	-	0.10567048	2.45	-	0.25889267	-	-	-
Surcharge de la poussée des terres à L'ELU	-	0.10567048	2.45	-	0.25889267	-	-	-
Surcharge de la poussée des terres à L'ELA	-	0.16006307	2.45	-	0.39215452	-	-	-
Freinage A(l)	-	0.087453	1.707	0.149282	-	-	-	-
D240	4.34686	-	0.15	-	0.652029	-	-	-
vent	-	-	-	-	-	0.07803	1.707	0.133197
Séisme horizontal	-	2.143307	1.707	-	3.6586250	-	-	-
Séisme transversal	-	-	-	-	-	1.770305	1.7703	3.02191
Séisme vertical	2.38622	-	0.15	-	0.3579342	-	-	-

Nota : la surcharge due à la poussée des terres = $\gamma(1 \mp k_v)Hk_{ad}$

Le tableau suivant récapitule les différents résultats sous les différentes combinaisons

	Longitudinalement				transversalement
	N(MN)	M _{tablisant} (MN.m)	M _{renversant} (MN.m)	M _{total} (MN.m)	M _{total} (MN.m)
ELS	8.086977	0.94447915	2.8812974	1.9368182	0.13319721
ELU	10.8304818	1.27206121	3.8585121	2.5864509	0.19979582
ELA	9.603833	0.76534043	6.5854628	5.820122	3.02191064

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{effort maximal}}{\text{capacité portante d'un pieu}} = \frac{10.8304818}{7.6341} = 1.41869791$$

On opte pour 3 pieux en une seule file de pieux et cela pour assurer une bonne répartition géométrique des pieux au dessous du chevron et d'avoir une distribution équitable des efforts. La longueur d'un pieu est de 19 m.

14.2.2) Calcul des efforts transmis à chaque pieu :

$$N = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x}{n} \pm \frac{M_y X_1}{\sum X_i^2}$$

avec n : nombre de pieux

A L'ELU:

$$N_{\max/\min} = \frac{10.8304818}{3} \pm \frac{2.5864509}{3} \pm \frac{0.19979582 \times 4.4}{2 \times (4.4^2)}$$

$$\begin{cases} N_{\max} = 4.49501495 \text{ MN} \\ N_{\min} = 2.72530621 \text{ MN} \end{cases}$$

A L'ELA :

$$N_{\max/\min} = \frac{9.603833}{3} \pm \frac{5.820122}{3} \pm \frac{3.02191064 \times 4.4}{2 \times (4.4^2)}$$

$$\begin{cases} N_{\max} = 5.48471742 \text{ MN} \\ N_{\min} = 0.91783791 \text{ MN} \end{cases}$$

A L'ELS :

$$N_{\min}^{\max} = \frac{8.086977}{3} \pm \frac{1.9368182}{3} \pm \frac{0.13319721 \times 4.4}{2 \times (4.4^2)}$$

$$\begin{cases} N_{\max} = 3.35640113 \text{ MN} \\ N_{\min} = 2.03491687 \text{ MN} \end{cases}$$

14.2.3) Vérification de la stabilité du chevêtre :

Pour qu'il n'y ait ni soulèvement du chevêtre, ni poinçonnement des pieux, il faut que :

$$\begin{cases} R_{\min} > 0 \\ \bar{R} > R_{\max} \end{cases}$$

R_{\min} : la réaction minimale dans le couple de pieux

R_{\max} : la réaction maximale dans le couple de pieux

\bar{R} : la capacité portante des pieux

A L'ELU

$$\bar{R} = 7.6341 \text{ MN}$$

$$N_{\min} = 2.7253061 \text{ MN} > 0$$

$$N_{\max} = 4.49501495 \text{ MN} < \bar{R}$$

A L'ELS

$$\bar{R} = 7.6341 \text{ MN}$$

$$N_{\min} = 2.03491687 \text{ MN} > 0$$

$$N_{\max} = 3.35640113 \text{ MN} < \bar{R}$$

A l'ELA

$$\bar{R} = 1.5 \times 7.6341 = 11.45115 \text{ MN}$$

$$N_{\min} = 0.91783791 \text{ MN} > 0$$

$$N_{\max} = 5.48471742 \text{ MN} < 1.5 \bar{R}$$

Toutes les conditions vérifiées, alors il ne va pas y avoir ni soulèvement du chevêtre, ni poinçonnement des pieux.

14.3) Etude du chevêtre :

Le chevêtre sera calculée comme une poutre simplement appuyée sur les pieux

14.3.1) évaluation des efforts :

14.3.1.A) charge uniformément répartie :

-poids propre du mur garde grève = 0,01425 MN/ml

-poids propre du chevêtre = 0,05625 MN/ml

-poids propre du corbeau = $3,375 \times 10^{-3}$ MN/ml

-poids propre de la dalle de transition = $2,25 \times 10^{-3}$ MN/ml

14.3.1.B) charge concentrées :

-poids propre du tablier = 0,846345 MN

-poids propre du mur en retour = 0,0171 MN

-réaction due au chargement D240 = 2,17343 MN

- effort transversal due au séisme=1.193114MN
- Moment due au séisme transversal=3,022MN.m
- moment due au vent=0,1332MN.m

14.3.2) Ferrailage du chevêtre

14.3.2.A) calcul de l'élancement du chevêtre :

h=1.5m L=4,4m(entraxe entre pieux)

$\frac{h}{L}=0,341 > 0.2 \rightarrow$ le chevêtre est assimilé à une poutre indéformable reposant sur des appuis élastiques

la relation donnant les réaction est donnée par :

$$R_i = \frac{Pk_i}{\sum k_i} \left(1 + \frac{\sum k_i}{\sum k_i y_i^2} e y_i \right)$$

R_i : réaction d'appui

p : résultante des charges

Y_i : excentricité de R_i

k_i : caractéristique élastique de l'appui

e=0(chargement symétrique)

$$\rightarrow R_i = \frac{R}{n}$$

n : nombre d'appuis

14.3.2.B) combinaison de charges :

sur appui :

$M_{ELS}=2,61442MN.m$

$M_{ELU}=3,52947MN.m$

$M_{ELA}=3,598747MN.m$

à mi travée :

$M_{ELS}=2,20425MN.m$

$M_{ELU}=2,98572MN.m$

$M_{ELA}=4,46891MN.m$

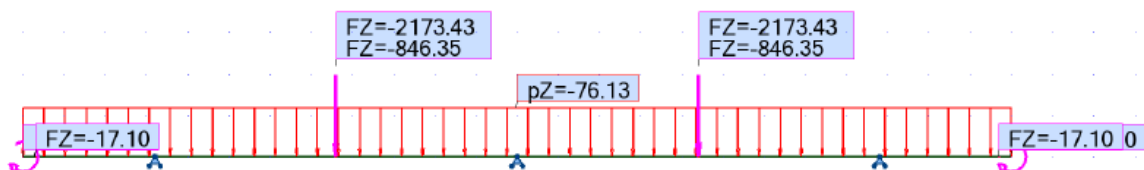


Figure14.9 : Disposition des charges à l'ELS

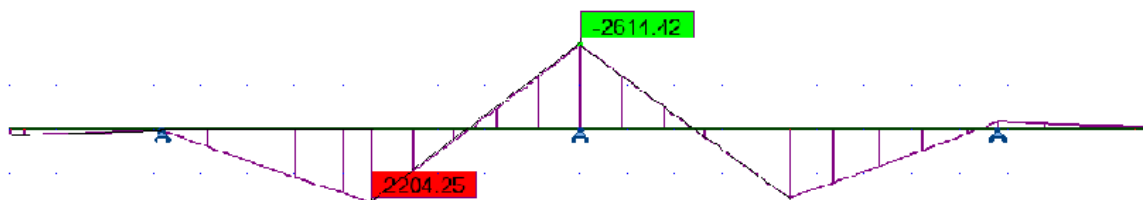


Figure14.10 Moment à l'ELS(KN.m)

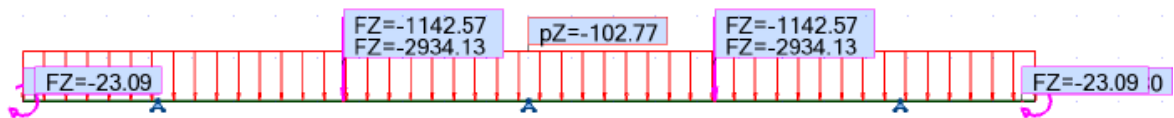


Figure 14.11 disposition des charges à l'ELU

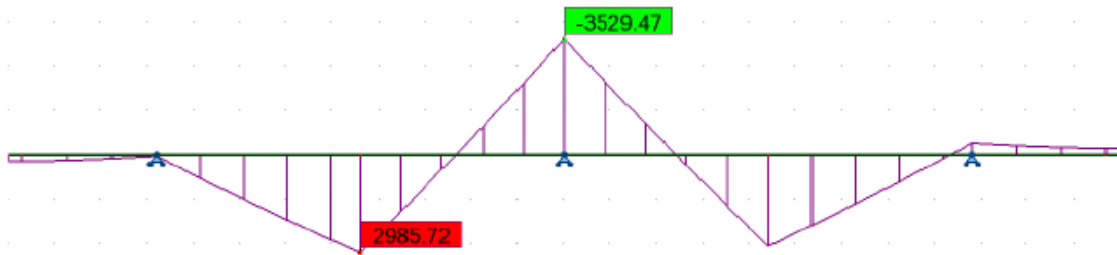


Figure 14.12 moment à l'ELU (KN.m)

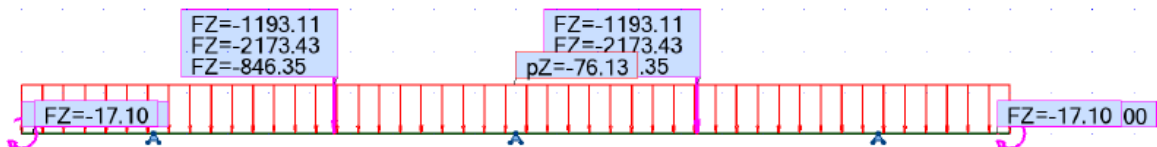


Figure 14.13 disposition des charges à l'ELA

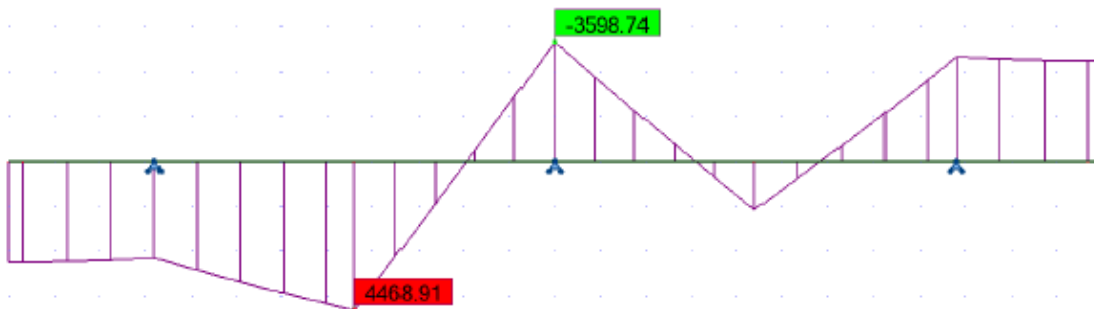


Figure 14.14 moment à l'ELA (KN.m)

14.3.2.C) ferrailage du chevron en flexion simple :

le ferrailage se fera à l'ELA

à mi travée :

M_{ela}	4,46891
F_{bu}	23,4782609
U_r	0.372
b	1.5
d	1.45
U	0.06035433
α	0.0778683
Z	1.40483639
ϵ_s	0.01
$\bar{\sigma}_s$	500
A_s	63,621786
F_{tj}	2,22
f_e	500
A_{smin}	22,2111
Choix	21HA20
A_c (acier constructif)	21,207262
Choix	19HA12

Sur appui :

M_{ela}	3.59874
F_{bu}	23.4782609
U_r	0.372
B	1.5
D	1.45
U	0.04860235
A	0.06230574
Z	1.41386267
ϵ_s	0.01
$\bar{\sigma}_s$	500
A_s	50.9065
F_{tj}	2.22
f_e	500
A_{smin}	22.2111
Choix	17HA20
A_c (acier constructif)	16.968833
Choix	16HA12

14.3.2.D) Ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant :

l'effort tranchant ce calcul à l'ELA

$$v_u = 3,75085 \text{ MN}$$

$$b_0 = 1.5 \text{ m}$$

$$d = 1.45 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 1,72452874 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPA}$$

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

notre choix se porte sur 6 cadres HA16 chaque 20 cm.



Figure 14.15 effort tranchant à L'ELA (KN)

14.3.2.E) ferrailage vis-à-vis de la torsion :

la torsion est reprise par des armatures longitudinales et transversales qui viennent s'ajouter respectivement aux armatures de flexion et d'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPA}$$

condition à vérifiée : $\tau_u(\text{tranchant}) + \tau_u(\text{torsion}) \leq \bar{\tau}_u$

$$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{1.5}{6} = 0.25 \text{ m}$$

$$\Omega = \left[\left(a - \frac{a}{6} \right) \left(b - \frac{a}{6} \right) \right] = 1 \text{ m}^2$$

$$U = 6 \text{ m}$$

$$\tau_u(\text{tranchant}) = 1,72452874 \text{ MPA}$$

$$\tau_u(\text{torsion}) = \frac{M_t}{2\Omega b_0} = \frac{5,82012245}{2 \times 6 \times 0.25} = 1.940 \text{ MPA}$$

$$\tau_u(\text{tranchant}) + \tau_u(\text{torsion}) = 3.66456955 \text{ MPA} < 4 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée

-armatures longitudinales :

$$A_L = \frac{UM_{tor}Y_s}{2\Omega f_e} = 349.2073 \text{ cm}^2$$

soit 44 barres HA32

-armatures transversales :

$$A_t = \frac{S_t M_{tor} Y_s}{2\Omega f_e}$$

avec $s_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = 11.6402449 \text{ cm}^2$$

soit 4 cadre HA14

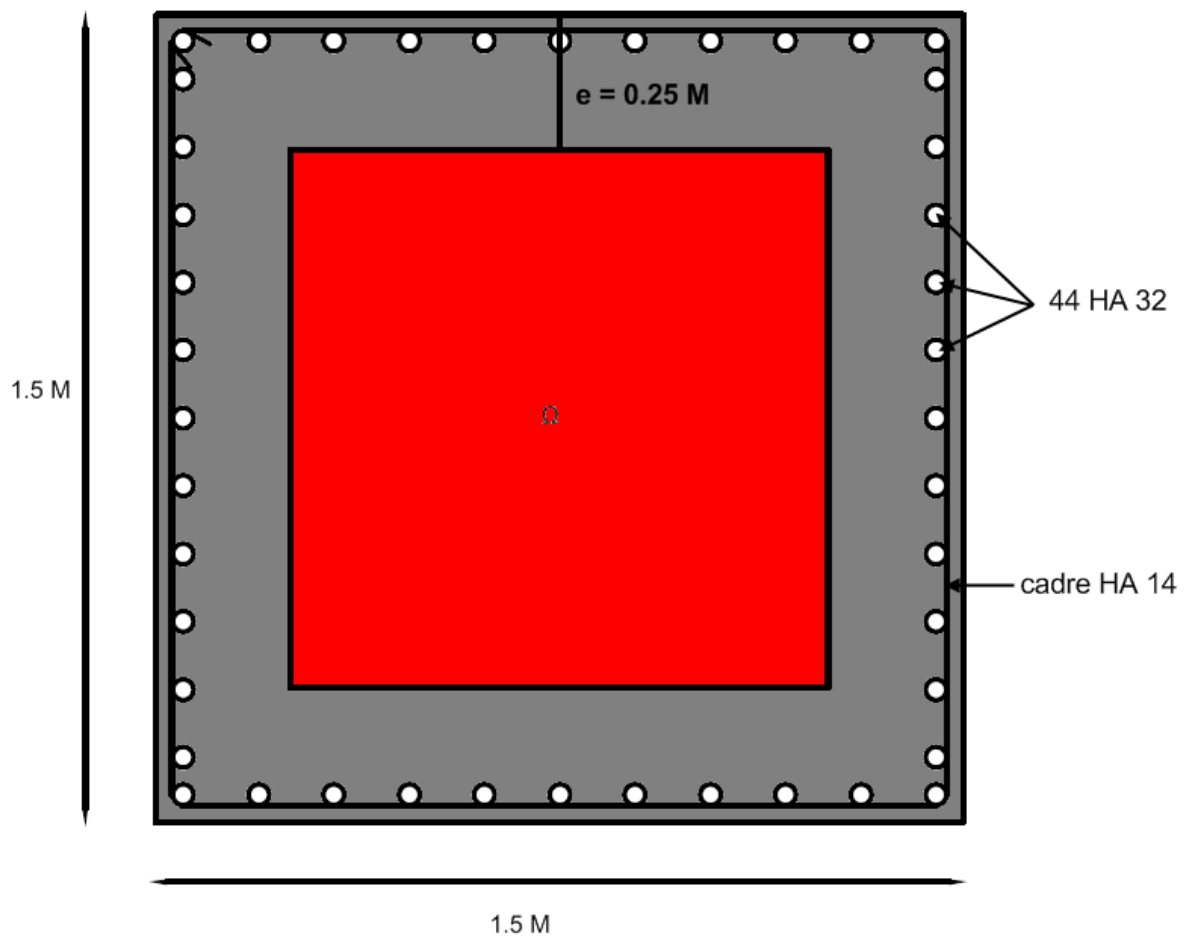


Figure14.16 Ferrailage du chevêtre

14.3.3) Vérification des contraintes à l'ELS:

On a : $h = 1,5 \text{ M}$, $b=1,5 \text{ M}$, $M_{\text{ELS}}=2,61442\text{MN.m}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

et: $\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ Mpa}$

$$\left(\frac{b}{2}\right)x^2 + n \cdot As'(x - c') - n \cdot As(d - x) = 0$$

Avec : $n=15$, $As=141,82 \text{ cm}^2$, $As'=88,44 \text{ cm}^2$

$d=h-c'$

c' : enrobage des aciers = 5 cm

$\rightarrow x = 60,83 \text{ cm}$

On a : $I = \frac{bx^3}{3} + n As'(x - c')^2 + nAs(d - x)^2$

$\rightarrow I = 0,3046 \text{ M}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} x}{I} = 5,22 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{\text{ser}} (d - x)}{I} = 108,36 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st}$$

CHAPITRE 15

Etude des pieux

15.1) Introduction :

Quand le sol en surface ne présente pas une bonne portance, ce qui implique de descendre à une grande profondeur jusqu'au sol support (substratum). Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassements différentiels et centrer sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. Dans le calcul des pieux, on ne tiendra pas compte du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

15.2) Capacité portante des pieux :

D'après le rapport géotechnique, l'essai de pénétromètre dynamique donne une résistance de pointe $R_p = 405$ bars à une profondeur de 12,4 M.

-Capacité portante d'un pieu :

La capacité portante en pointe du pieu est donnée par :

$$Q_p = \frac{R_p \cdot A_p}{f}$$

Avec :

f : Coefficient de sécurité = 6

A_p : La section du pieu.

$$A_p = \pi \times R^2$$

R : le rayon du pieu = 0,6 M

$$\rightarrow A_p = 1,131 \text{ M}^2$$

Donc : $Q_p = 7,6341$ MN

Pour l'évaluation de la charge nominale Q_n nous devons minorer le terme de pointe par le coefficient de 0.50

$$Q_n = 0,5 \cdot Q_p \rightarrow Q_n = 3,81705 \text{ MN}$$

- Justification des pieux vis-à-vis de résistance des matériaux :

-Justification des pieux vis-à-vis de la capacité portante :

Seules les combinaisons aboutissant à un effort normal maximum sont intéressantes :

- E.L.S : $N < 0,95 Q_n$
- E.L.U : $N < 0,70 Q_p$
- E.L.A : $N < 0,80 Q_p$

Les calculs justificatifs des fondations sont conduits à partir de la résistance de calcul du béton obtenu par application des coefficients minorateurs ρ_{b1}, ρ_{b2} à sa résistance caractéristique.

$$f_{cc} = \frac{f_{c28}}{\rho_{b1} \cdot \rho_{b2}}$$

Avec :

$\rho_{b1} = 1.3$ pieu foré.

$\rho_{b1} = 1.1$ car $\phi/l \leq 1/15$

Avec :

ϕ : Diamètre du pieu

l : Longueur du pieu

-Justification à l'Etat limite de service :

D'après le fascicule 62 Titre V on a :

- Contrainte de la compression du béton est limitée à $0,3 f_{cc}$
- Contrainte moyenne de traction des armatures est limité à $2/3 f_e$.

-Justification à l'Etat limite ultime / accidentel :

Si l'on considère l'E.L.U/ E.L.A qui servira pour le dimensionnement des armatures dans le pieu.

La contrainte du béton est :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cc}$$

- $\gamma_b = 1.50$ Dans le cas d'une situation durable ou transitoire
- $\gamma_b = 1.15$ Dans le cas d'une situation accidentel

Application à notre projet :

15.3) Justification des pieux vis-à-vis de la capacité portante :

15.3.A) La culée :

E.L.S :

On a lors du calcul des fondations $N_{MIN} = 2,035 \text{ MN} < 0,95 \cdot 3,81705 = 3,626 \text{ MN}$

Et $N_{MAX} = 3,3564 \text{ MN} > 0$ « pas d'arrachement des pieux ».

E.L.U :

On a lors du calcul des fondations $N_{MIN} = 2,7253 \text{ MN} < 0,70 \cdot 7,6341 = 5,344 \text{ MN}$

Et $N_{MAX} = 4,4950 \text{ MN} > 0$ « pas d'arrachement des pieux ».

E.L.A :

On a lors du calcul des fondations $N_{MIN} = 0,918 \text{ MN} < 0,80 \cdot 7,6341 = 6,1073 \text{ MN}$

Et $N_{MAX} = 5,4847 \text{ MN} > 0$ « pas d'arrachement des pieux ».

15.3.B) La pile :

E.L.S :

On a lors du calcul des fondations $N_{MIN} = 3,005 \text{ MN} < 0,95 \cdot 3,81705 = 3,626 \text{ MN}$

Et $N_{MAX} = 3,1812 \text{ MN} > 0$ « pas d'arrachement des pieux ».

E.L.U :

On a lors du calcul des fondations $N_{MIN} = 4,072 \text{ MN} < 0,70 \cdot 7,6341 = 5,344 \text{ MN}$

Et $N_{MAX} = 4,318 \text{ MN} > 0$ « pas d'arrachement des pieux ».

E.L.A :

On a lors du calcul des fondations $N_{MIN} = 0,046 \text{ MN} < 0,80 \cdot 7,6341 = 6,1073 \text{ MN}$

Et $N_{MAX} = 8,178 \text{ MN} > 0$ « pas d'arrachement des pieux ».

15.4) Justification des pieux vis-à-vis de la résistance des matériaux :

$$f_{cc} = \frac{f_{c28}}{\rho_{b1} \cdot \rho_{b2}} = \frac{27}{1,3 \cdot 1,1} = 18,88 \text{ MPa}$$

— Pour la culée : $N = 3,3564 \text{ MN}$.

$$\sigma_{moy} = \frac{3,3564}{0,6^2 \cdot \pi} = 2,968 \text{ MPa} < 0,3 \cdot f_{cc} = 5,664 \text{ MPa}$$

-Pour la pile : $N = 3,1812 \text{ MN}$.

$$\sigma_{moy} = \frac{3,1812}{0,6^2 \cdot \pi} = 2,8128 \text{ MPa} < 0,3 \cdot f_{cc} = 5,664 \text{ MPa}$$

15.4.1) Effort le long du pieu :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4^{ème} degré :

$$EI \frac{d^4 y}{dX^4} + C_u b_y = 0$$

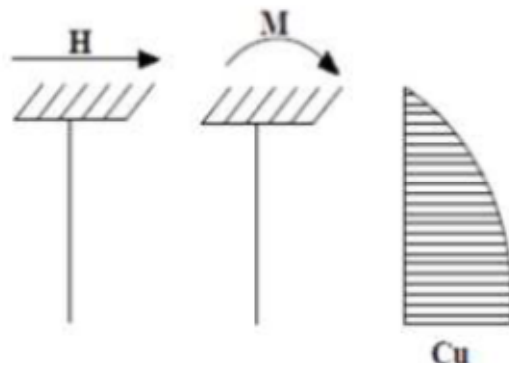


Figure15.1 : Efforts sur pieu

b : Diamètre du pieu : 1,20 m

C_u : module de réaction du sol

Y : déplacement en tête des pieux

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \frac{4EI}{C_u B}$$

α : Longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à :

- Un Effort horizontal revenant à chaque pieu est : $H' = H_{Max}/n$
N : nombre de pieux
- Un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WARNER.
- Les pieux étant considérées encastées à leur tête (semelle rigide) alors ne subissent aucune rotation en tête.

La réaction du sol se traduit par un moment fléchissant dont l'expression est la suivante :

$$M' = -\frac{x_{\omega H'}}{x_{\omega M}} \cdot \frac{H'}{\lambda}$$

Selon la théorie de WARNER, le moment fléchissant s'exprime par la relation :

$$M(x) = M' \cdot x_{\omega M}(x) + \frac{H'}{\lambda} \cdot x_{\omega H}(x)$$

Avec :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{c_u \cdot b}{4 \cdot EI}} = \frac{1}{\alpha}$$

λ : Coefficient d'amortissement

M : Moment en tête du pieu

E : Module d'élasticité du béton = $11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 33000$ Mpa

$C_u = 15$ MN/m³.

I : Moment d'inertie du pieu = $\frac{\pi D^4}{64} = 1,017 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$

D'où :

15.4.1.A) La pile :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{c_u \cdot b}{4 \cdot EI}} = \frac{1}{\alpha} = 0,19136 \text{ m}^{-1} \rightarrow \lambda \cdot \ell = 2,01$$

Et avec les tables de WARNER, on tire les valeurs de $x_{\omega H}$ et $x_{\omega M}$:

$$x_{\omega H} = 1,35, \quad x_{\omega M} = 1,69$$

E.L.U:

$$H_{\max}=0,1192 \text{ MN} \rightarrow H' = \frac{0,1192}{6} = 0,02 \text{ MN}$$

$$M' = -\frac{x_{\omega H'}}{x_{\omega M}} \cdot \frac{H'}{\lambda} = -0,0835 \text{ MN.m}$$

Valeur des coefficients $x_{\omega H}$, $x_{\omega M}$ en fonction de Z (abaques de WARNER) :

x	0,11	0,21	0,31	0,41	0,51	0,61	0,71	0,81
$x_{\omega H}$	0,19	0,37	0,45	0,51	0,43	0,35	0,24	0,13
$x_{\omega M}$	0,99	0,95	0,87	0,76	0,62	0,44	0,28	0,11
M (MN.m)	-0,062807	-0,040654	-0,025613	-0,0101573	-0,0068285	-0,00015973	0,00170361	0,0044019

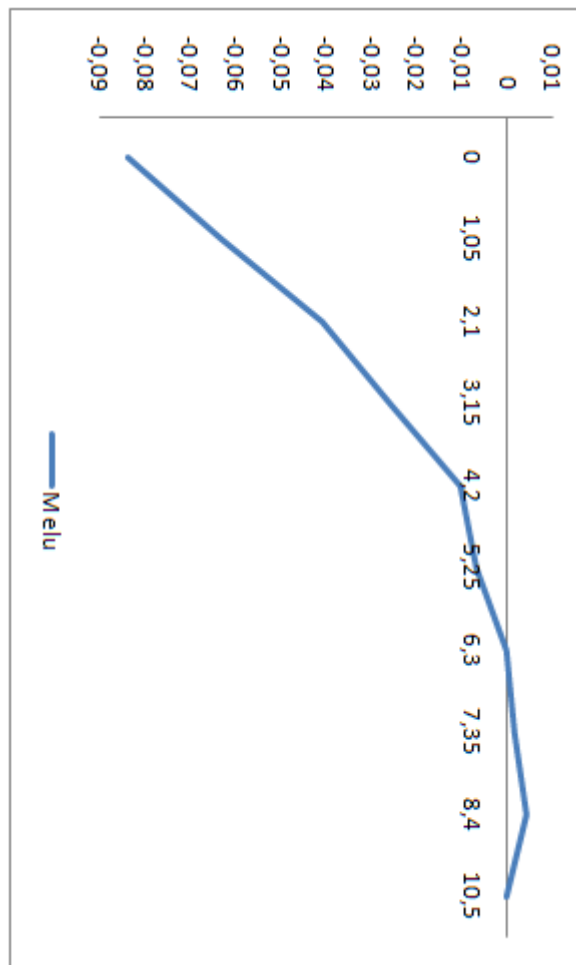


Figure 15.2 Moment à l'ELU

E.L.A :

$$H_{\max} = 4,008 \text{ MN} \rightarrow H' = \frac{4,008}{6} = 0,668 \text{ MN}$$

$$M' = -\frac{x_{\omega H'}}{x_{\omega M}} \cdot \frac{H'}{\lambda} = -2,7786 \text{ MN.m}$$

x	0,11	0,21	0,31	0,41	0,51	0,61	0,71	0,81
$x_{\omega H}$	0,19	0,37	0,45	0,51	0,43	0,35	0,24	0,13
$x_{\omega M}$	0,99	0,95	0,87	0,76	0,62	0,44	0,28	0,11
M (MN.m)	-2,087561	-1,348073	-0,84652	-0,331426	-0,22168	-0,000803	0,059784	0,14815

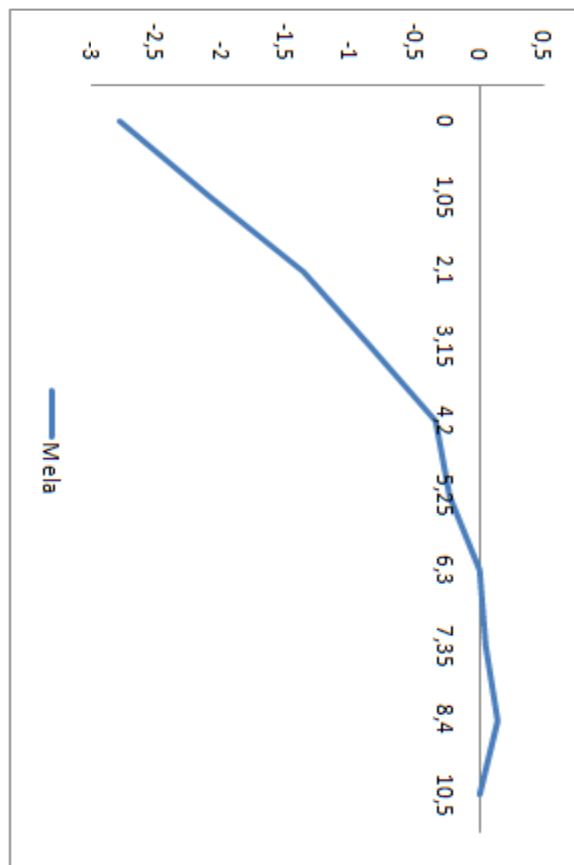


Figure15.3 Moment à l'ELA

15.4.1.B) La culée :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{c_u \cdot b}{4 \cdot EI}} = \frac{1}{\alpha} = 0,19136 \text{ m}^{-1} \rightarrow \lambda \cdot \ell = 3,636$$

Et avec les tables de WARNER, on tire les valeurs de $x_{\omega H}$ et $x_{\omega M}$:

$$x_{\omega H} = 1,2236, \quad x_{\omega M} = 1,51816$$

E .L.U:

$$H_{\max} = 0,1600 \text{ MN} \rightarrow H' = \frac{0,1600}{6} = 0,02666 \text{ MN}$$

$$M' = -\frac{x_{\omega H'}}{x_{\omega M}} \cdot \frac{H'}{\lambda} = -0,1123 \text{ MN.m}$$

x	0,11	0,21	0,31	0,41	0,51	0,61	0,71	0,81
$x_{\omega H}$	0,33	0,46	0,65	0,61	0,5	0,34	0,2	0,08
$x_{\omega M}$	0,97	0,89	0,82	0,58	0,39	0,22	0,12	0,05
M (MN.m)	-0,062955	-0,035860	-0,001528	0,019850	0,025862	0,022662	0,014387	0,005530

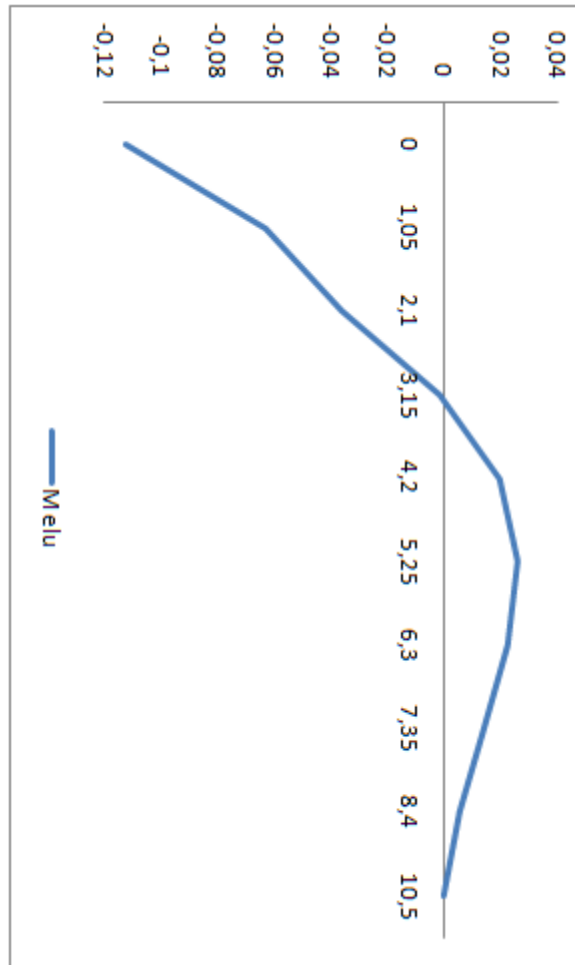


Figure15.4 Moment à l'ELU

E.L.A :

$$H_{\max}=2,1433 \text{ MN} \rightarrow H' = \frac{2,1433}{6} = 0,3572 \text{ MN}$$

$$M' = -\frac{x_{\omega H'}}{x_{\omega M}} \cdot \frac{H'}{\lambda} = -1,5045 \text{ MN.m}$$

x	0,11	0,21	0,31	0,41	0,51	0,61	0,71	0,81
$x_{\omega H}$	0,33	0,46	0,65	0,61	0,5	0,34	0,2	0,08
$x_{\omega M}$	0,97	0,89	0,82	0,58	0,39	0,22	0,12	0,05
M (MN.m)	-0,84337	-0,480351	-0,020374	0,266039	0,34656	0,303667	0,192787	0,07410

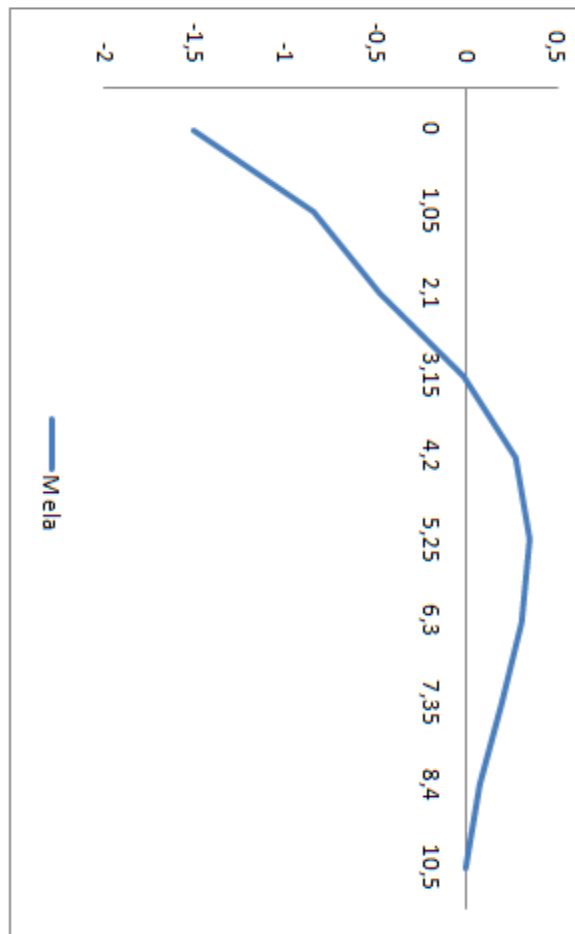


Figure15.5 Moment à l'ELA

15.5) Détermination du ferrailage :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de WALTHER :

Données d'entrée de l'abaque :

	Pile	Culée
N (MN)	8,17828461	5,48471742
M _{max} (MN.m)	2,7786	1,5045

Définition des armatures :

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0,0416$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier

Chapitre 15 : Etude des pieux

$$\frac{M}{\pi R^2 D \beta_w}, \frac{N}{\pi R^2 \beta_w}$$

Ou :

β_w : Résistance caractéristique du béton ($\beta_w = f_{bu} = 13,955$ Mpa)

R : rayon du pieu

M = M_{max}

Au moyen de l'abaque on aura : ω

ω : degré mécanique des armatures totales.

F_a : la section des armatures

$\sigma_f = 400$ Mpa (on utilise des FeE400)

$$F_a = \frac{\omega x \pi R^2 x \beta_w}{\sigma_f}$$

	Pile	culée
$\frac{M}{\pi R^2 D \beta_w}$	0,147	0,0794
$\frac{N}{\pi R^2 \beta_w}$	0,518	0,347
Ω	0,94	0,55
$F_a = \frac{\omega x \pi R^2 x \beta_w}{\sigma_f}$	370,894 cm ²	217,01 cm ²
Choix	47 HA 32	27 HA 32
Espacement : St = 2πR / n	8 cm	14 cm
A _{transversal} = φ / 3	10,67 mm	10,67 mm
Choix	Cercle HA 12	Cercle HA 12

Pour les armatures transversales, on choisit un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

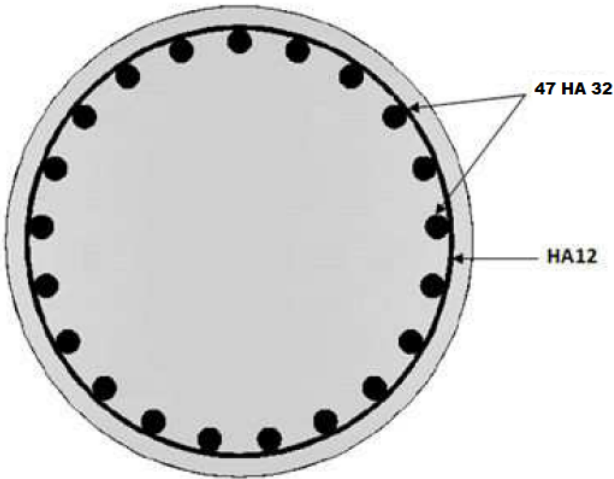


Figure15.6 Ferrailage du pieu de la pile (coupe transversale)

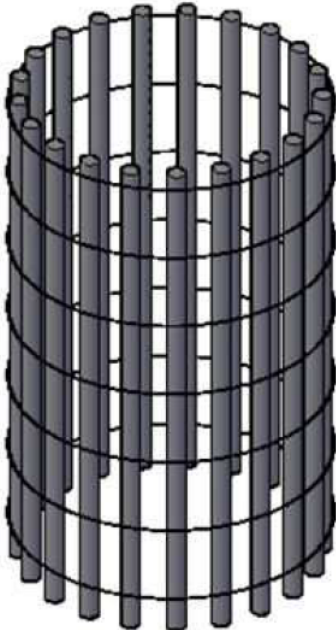


figure15.7 Ferrailage du pieu

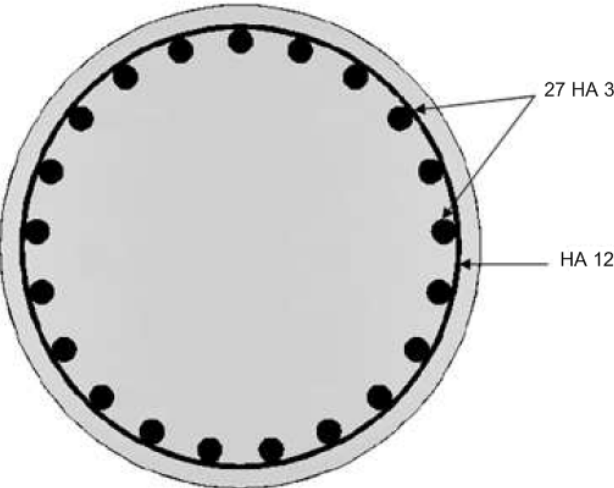


Figure15.8 Ferrailage du pieu de la culée (coupe transversale)

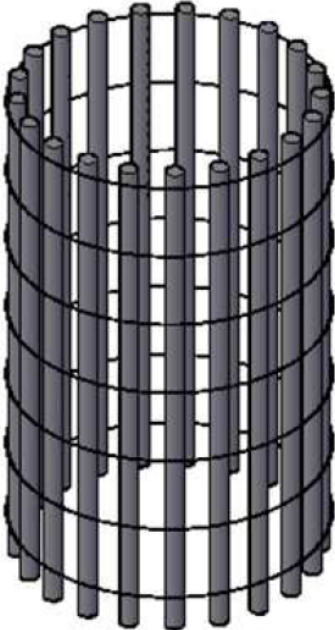


figure15.9 Ferrailage du pieu

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce travail de fin d'études fut un enrichissement conséquent pour nous, en tant que futurs ingénieurs, au vu de la masse de travail conséquente qui nous a été proposée en si peu de temps, nous avons été contraints de redoubler d'effort de recherches afin de mener à bien ce travail.

Le présent travail fut une synthèse des sciences de l'ingénieur que nous avons acquises au cours de notre cursus, il nous a permis de les mettre en pratique, et de se confronter à la tâche de l'ingénieur.

La variante choisie « pont à caisson fermé » nous a permis d'assimiler l'approche de calcul du tablier, ce qui est en soi très enrichissant.

Nous terminerons sur l'importance de l'outil informatique qui peut être d'une aide précieuse à condition de ne pas prendre aveuglement les résultats donnés par les logiciels, d'où la nécessité de savoir faire un calcul manuel rapide afin de s'assurer de la fiabilité des résultats.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages :

- Documents SETRA :
 - Guide du projeteur ouvrages d'art- Ponts courants
 - Passages supérieurs ou inférieurs en dalle nervurée (PSIDN 81)-Conception et calcul
 - Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP) - Guide de conception
 - Ponts mixtes acier-béton bipoutres - Guide de conception
 - Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs - Guide de conception
 - Précontrainte extérieure
 - Appuis des tabliers PP 73
 - Appareils d'appui en élastomère fretté
- Conception des pont J.A CALGARO – A.BERNARD-GELY
- Le Béton Précontraint aux Etats-Limites- HENRI THONIER
- Fascicule 61 titre du CPC
- Règles BAEL 91 et BPEL 91
- Règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA
- Béton précontraint - ROBERT CHAUSSIN
- Projet et construction des ponts – Généralité-Fondations-Appuis-Ouvrage Courants J.A CALGALOR

Cours :

- Ouvrage d'art ENSTP
- Béton armé et béton précontraint ENSTP

Logiciels:

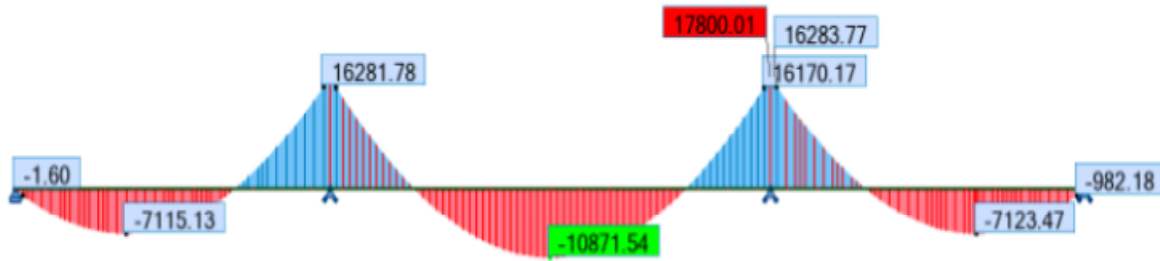
- Autodesk Robot Structural Analysis 2010
- Autocad 2011
- Microsoft office 2007
- Microsoft paint

Annexes

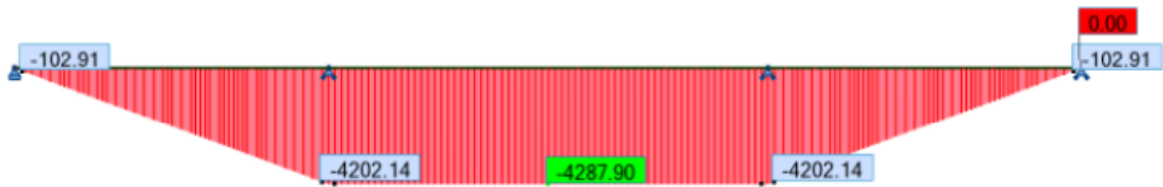
Annexe A

Moment fléchissant : (KN.m)

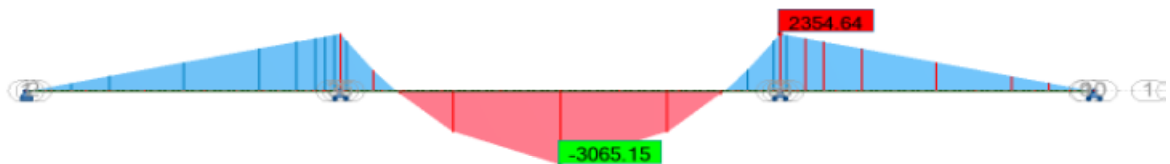
Sous charge permanentes G :



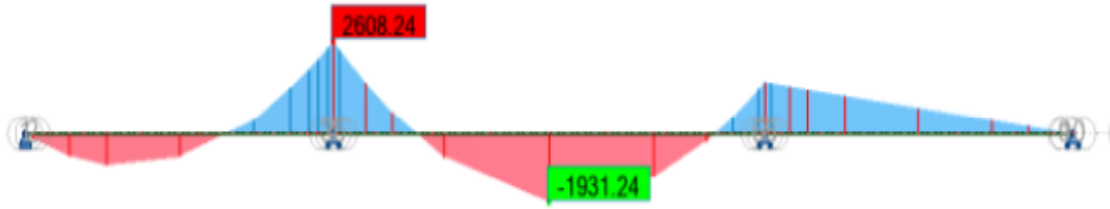
Sous l'effet du gradient thermique $\Delta\theta$:



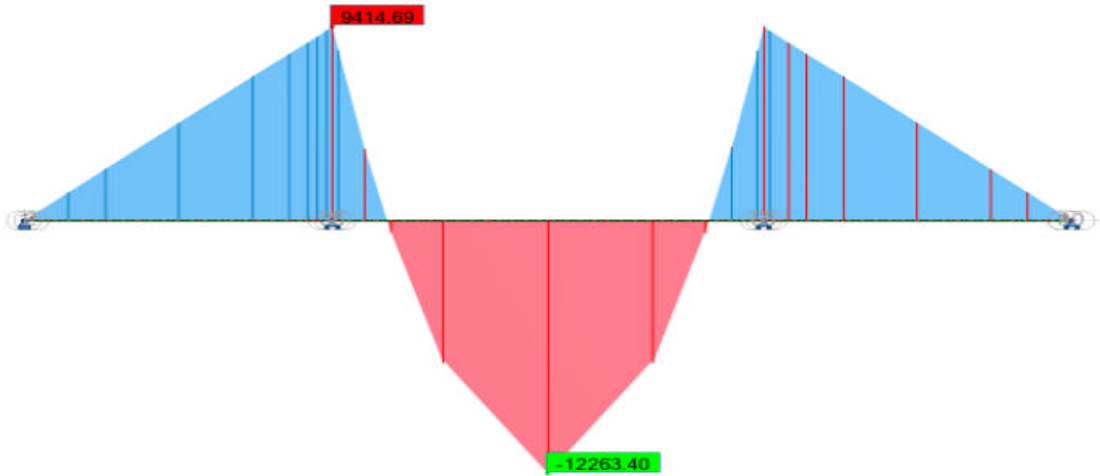
Sous la surcharge A(L) 1 voie : moment positif défavorable



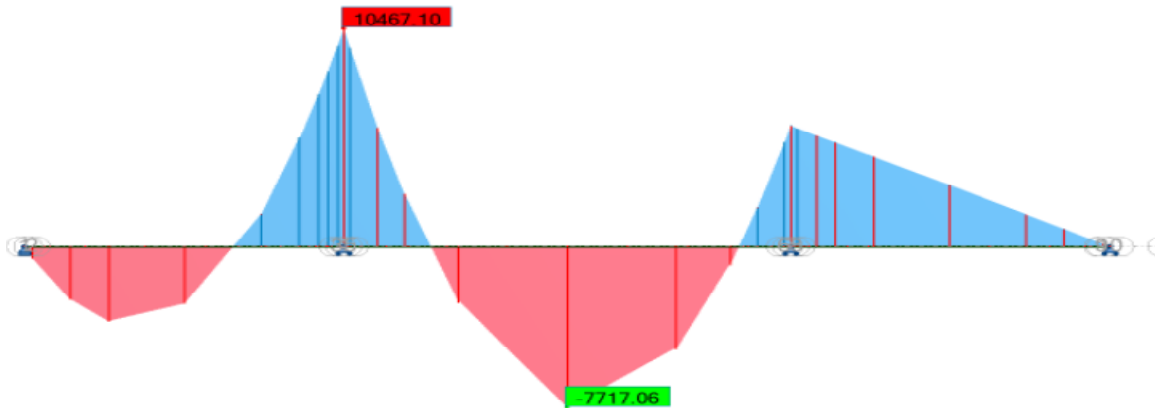
Sous la surcharge A(L) 1 voie : moment négatif défavorable



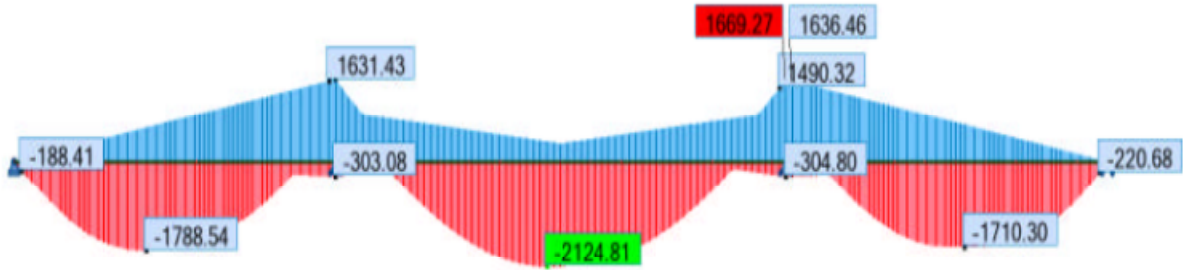
Sous la surcharge A(L) 2 voies : moment positif défavorable



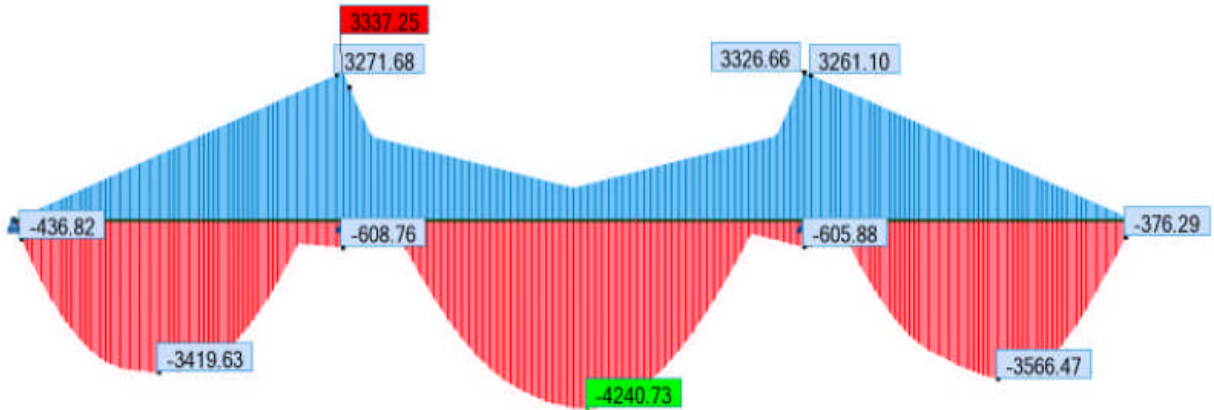
Sous la surcharge A(L) 2 voies : moment négatif défavorable



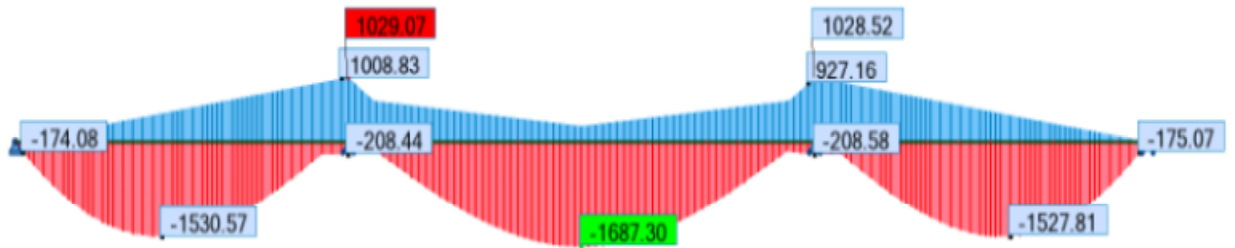
Sous la surcharge Bc 1 voie :



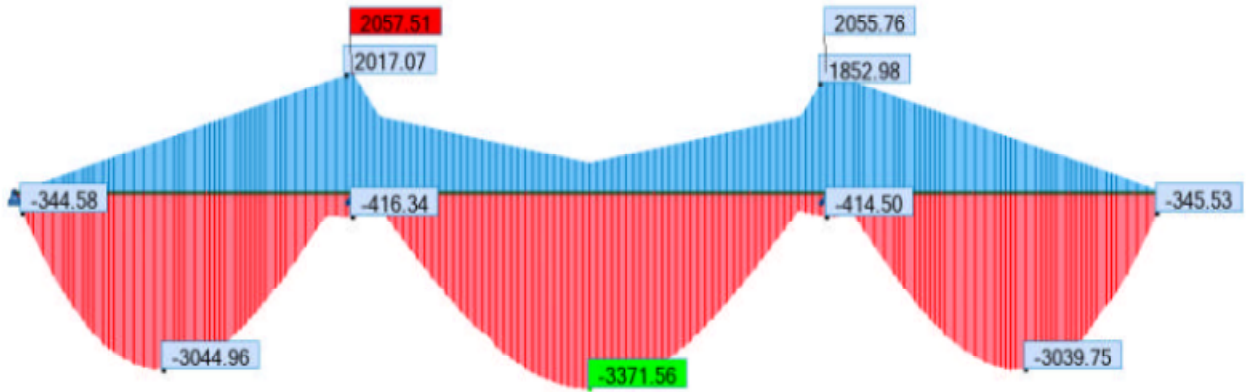
Sous la surcharge Bc 2 voies :



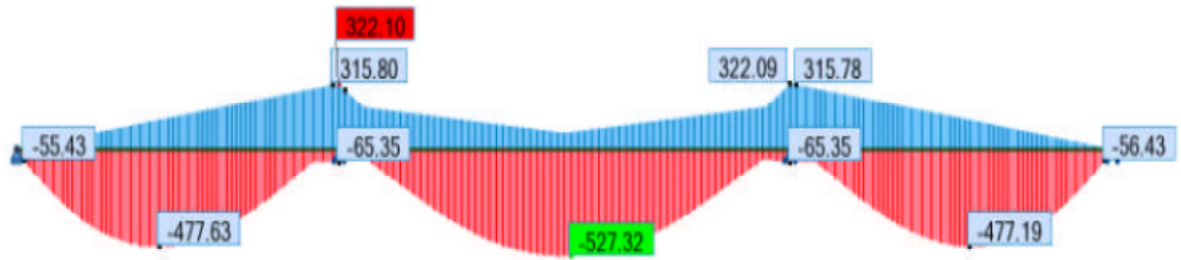
Sous la surcharge Bt 1 voie :



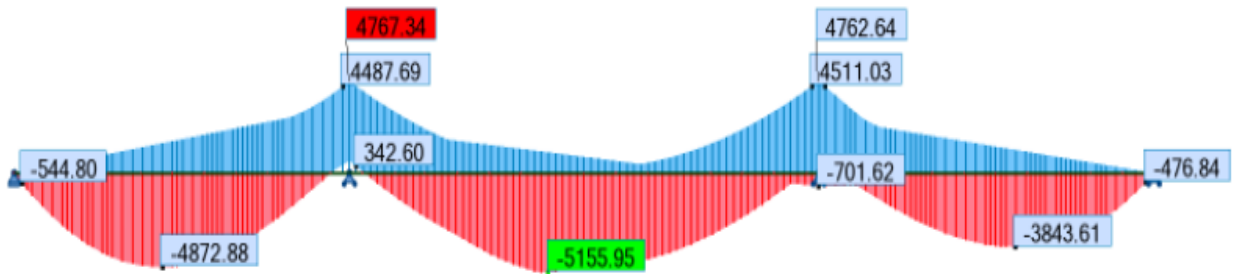
Sous la surcharge Bt 2 voies :



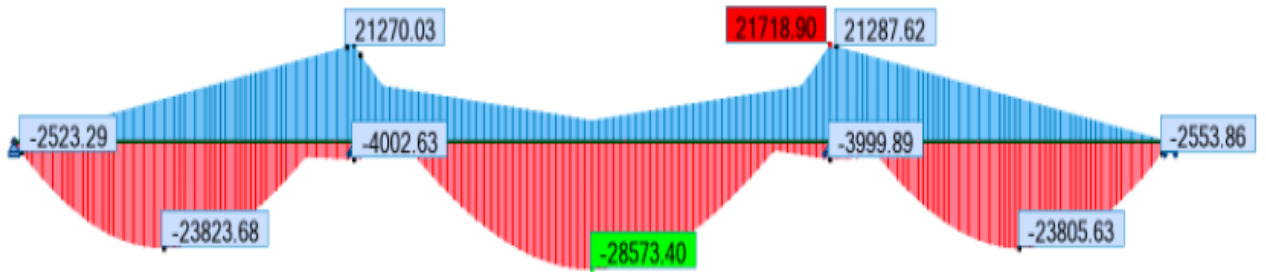
Sous la surcharge Br voie :



Sous la surcharge MC120 :

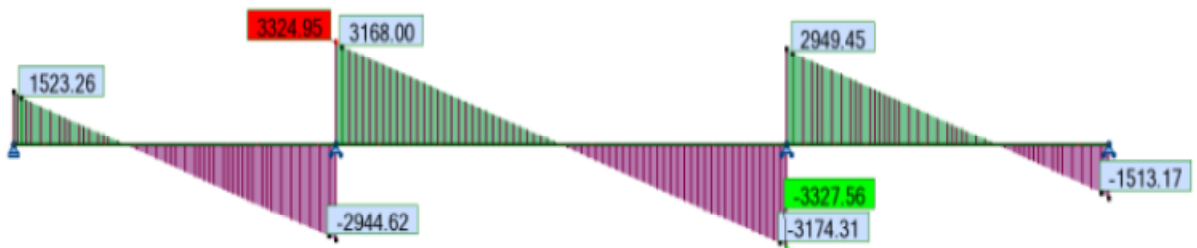


Sous la surcharge D240 :



Effort tranchant: (KN)

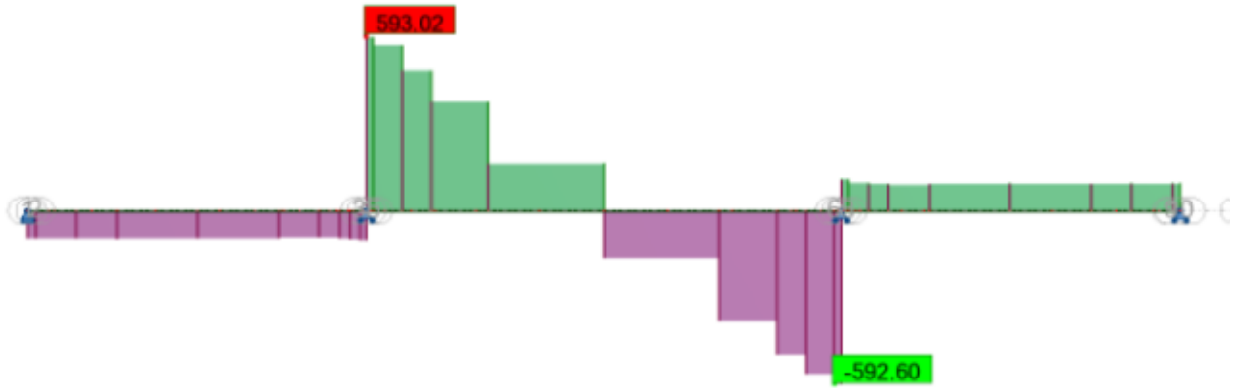
Sous charge permanentes G :



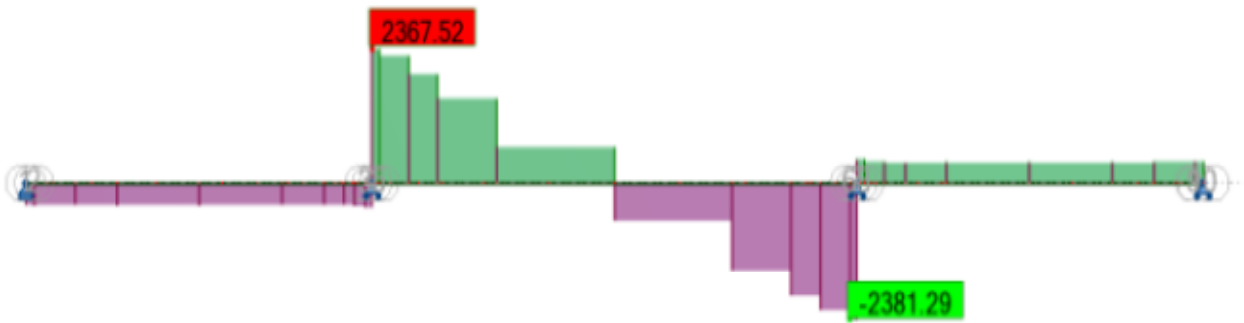
Sous l'effet du gradient thermique $\Delta\theta$:



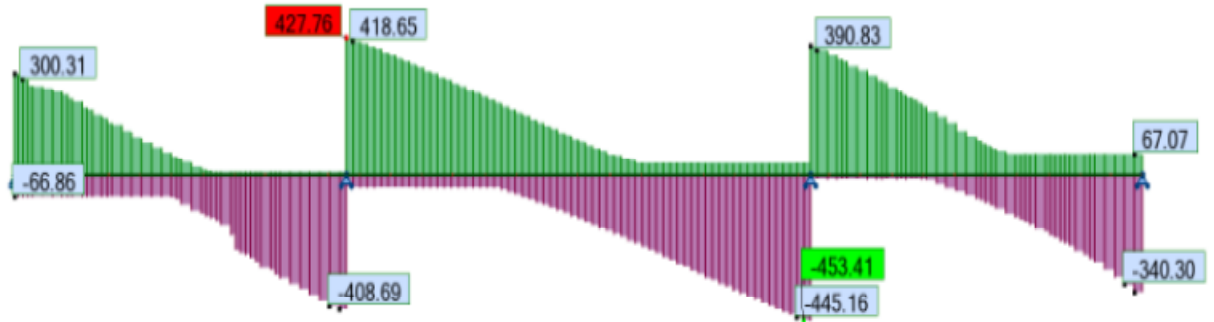
Sous la surcharge A(L) 1 voie :



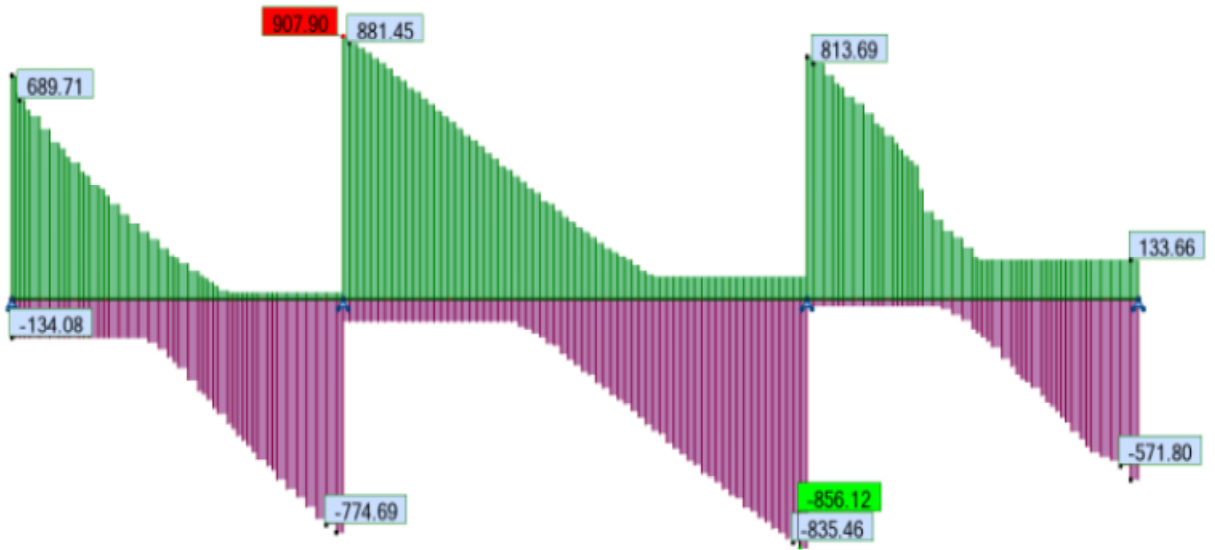
Sous la surcharge A(L) 2 voies :



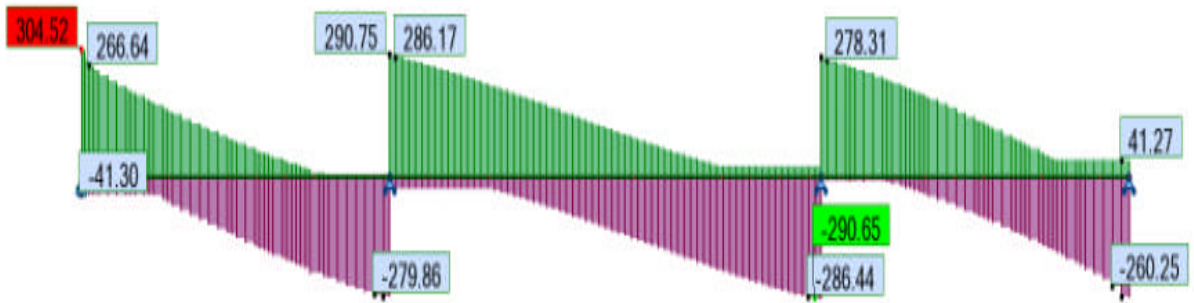
Sous la surcharge Bc 1 voie :



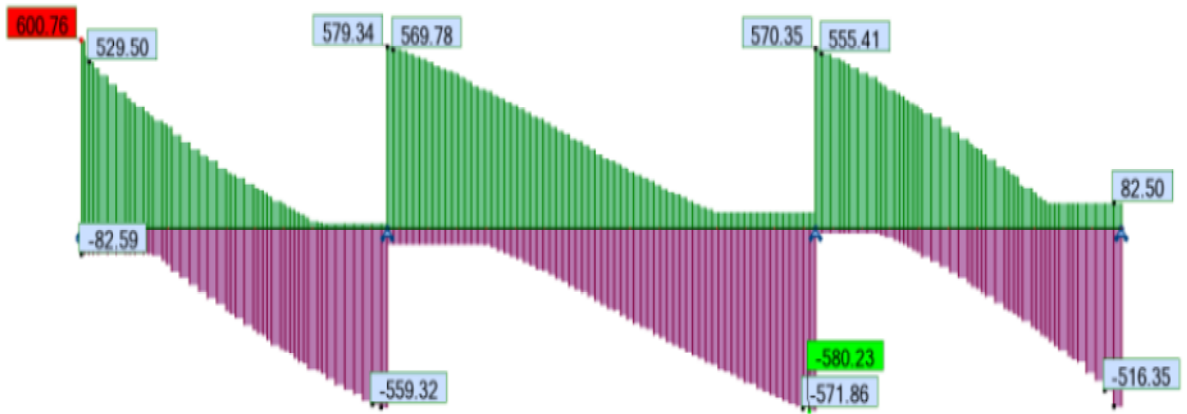
Sous la surcharge Bc 2 voies :



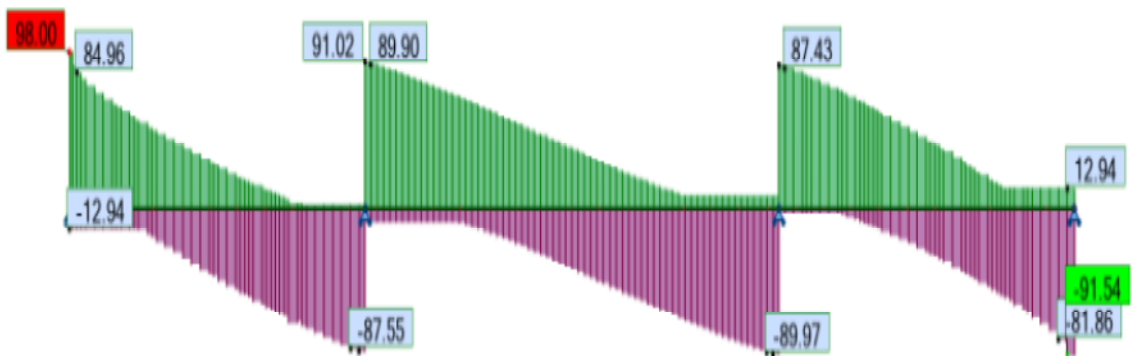
Sous la surcharge Bt 1 voie :



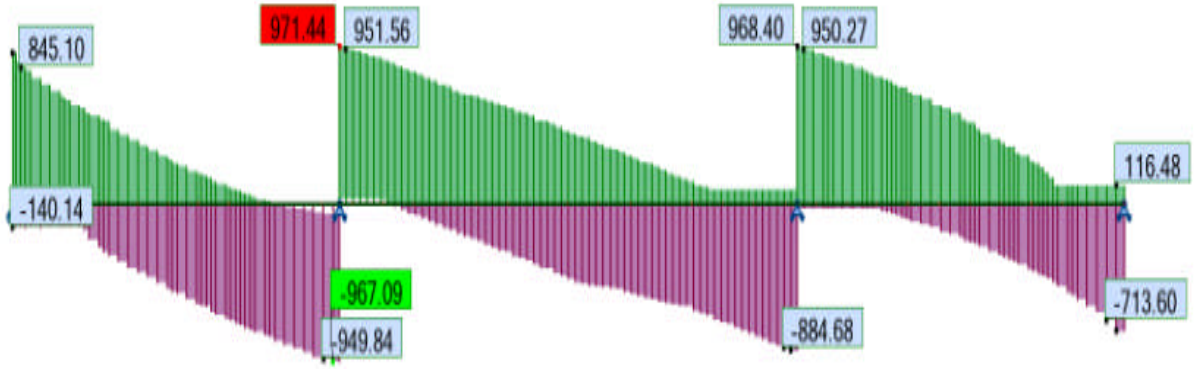
Sous la surcharge Bt 2 voies :



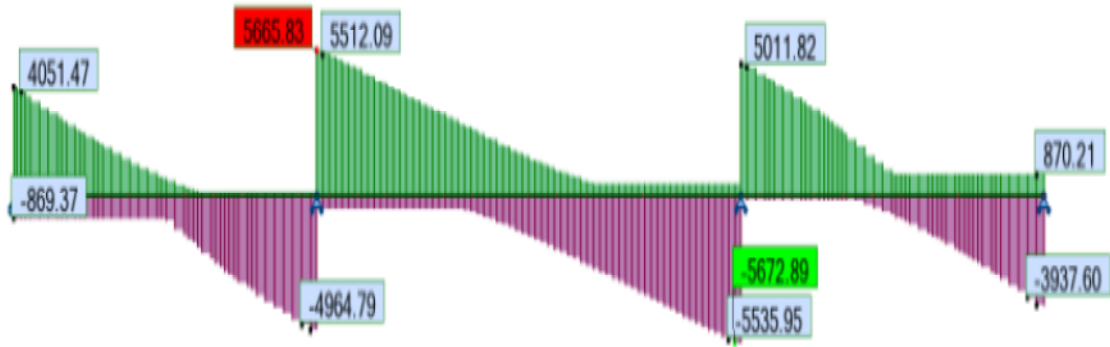
Sous la surcharge Br :



Sous la surcharge MC120 :



Sous la surcharge D240 :



Annexe B

Les positions des charges et surcharges :

Charges permanentes G :



Gradient thermique $\Delta\theta$:



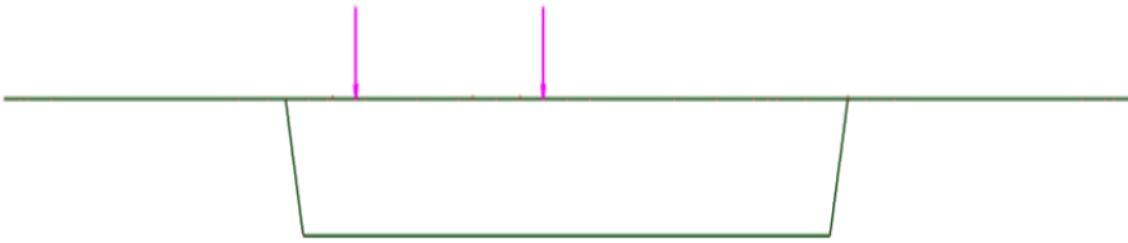
Surcharge A(L) 1 voie :



Surcharge A(L) 2 voies :



Surcharge Bc 1 voie :



Surcharge Bc 2 voies :



Surcharge Bt 1 voie :



Surcharge Bt 2 voies cas 1 :



Surcharge Bt 2 voies cas 2 :



Surcharge Br cas 1 :



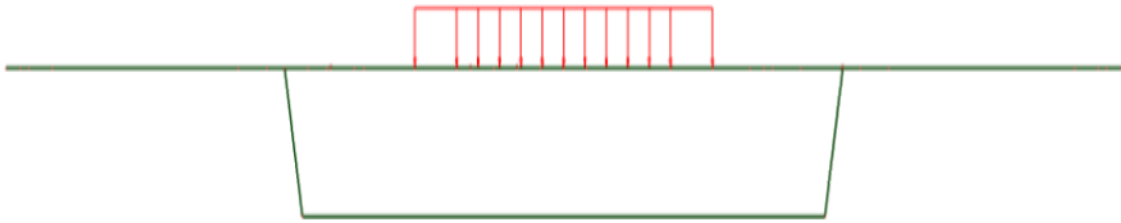
Surcharge Br cas 2 :



Surcharge MC120 :

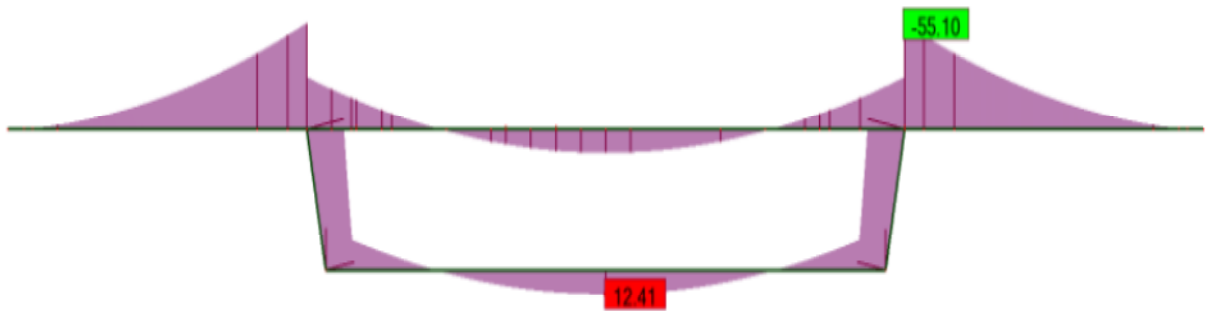


Surcharge D240 :

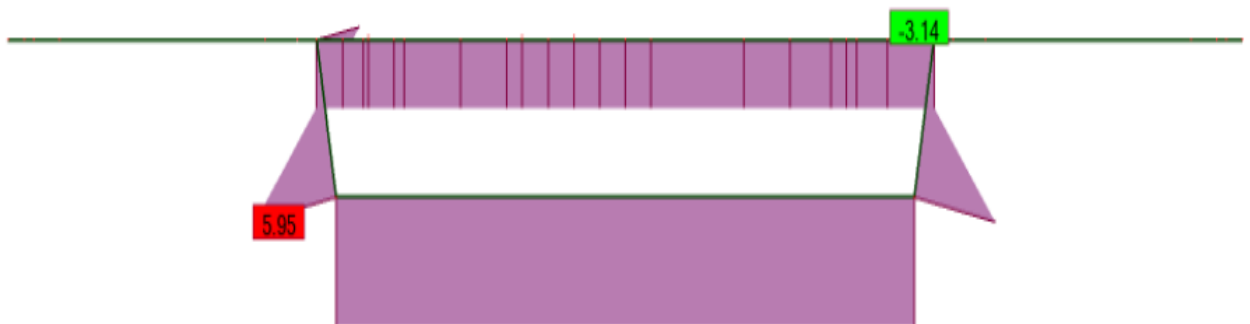


Moment fléchissant transversal : (KN.m)

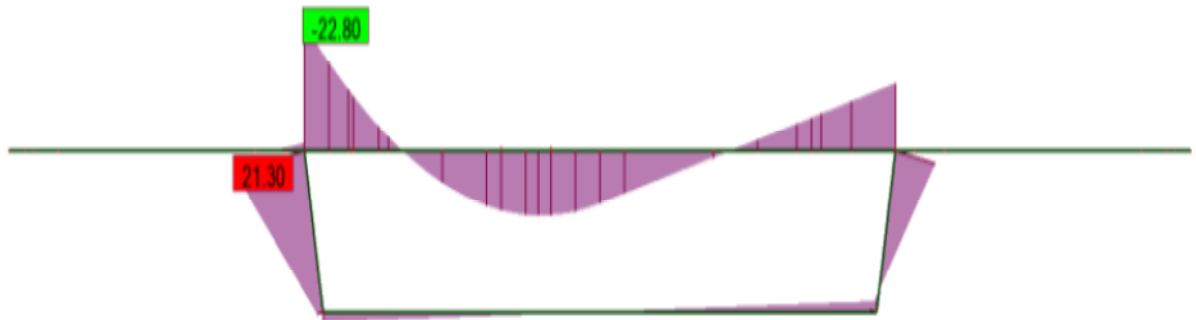
Sous les charges permanentes G :



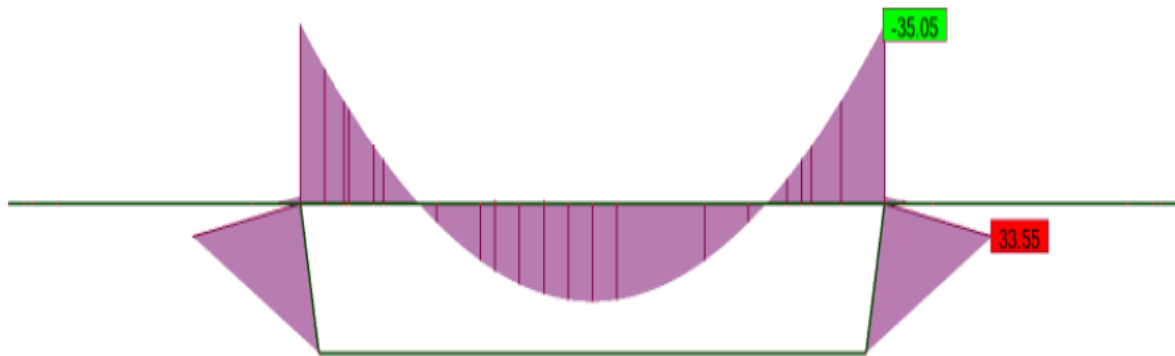
Sous l'effet du gradient thermique $\Delta\theta$:



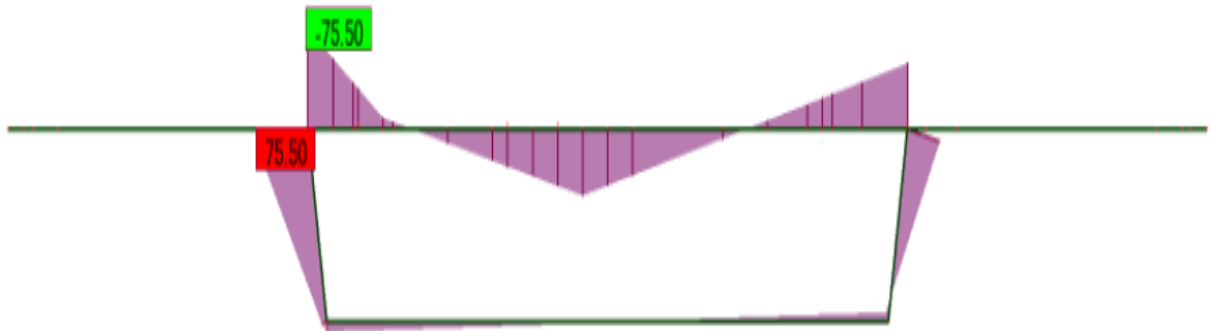
Sous la surcharge A(L) 1 voie :



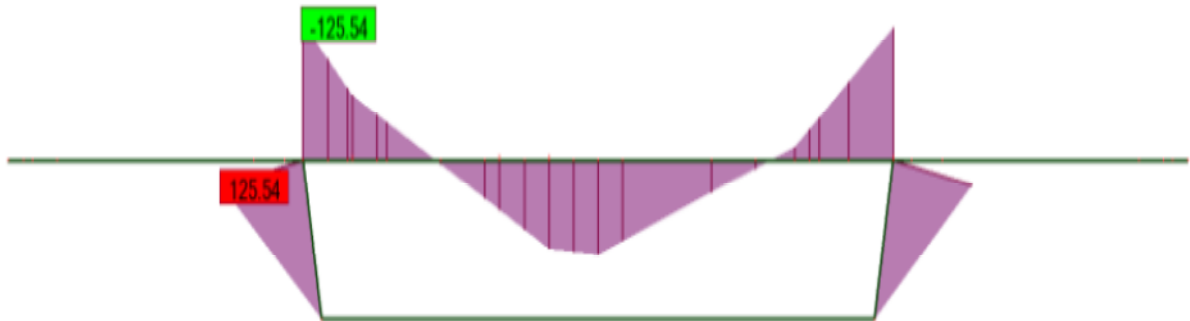
Sous la surcharge A(L) 2 voies :



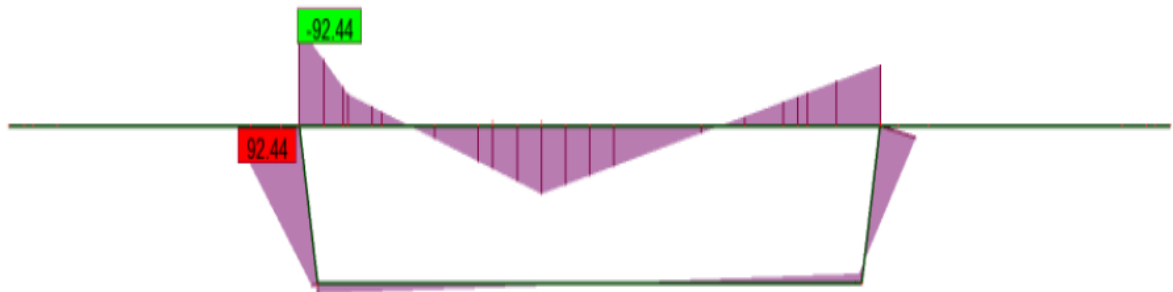
Sous la surcharge Bc 1 voie :



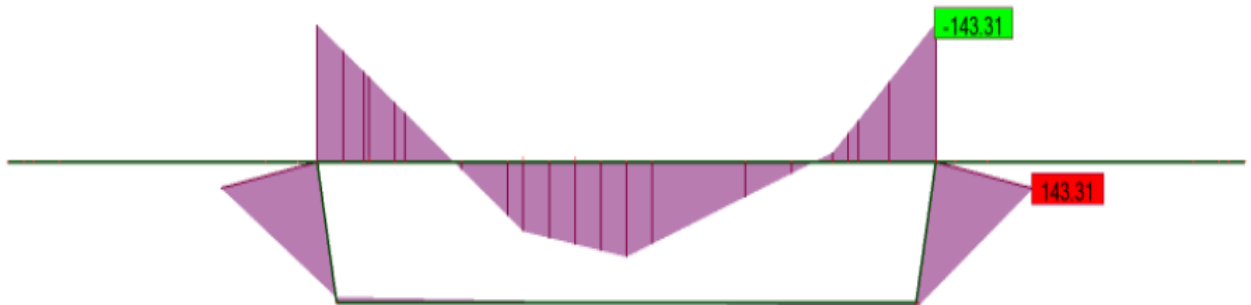
Sous la surcharge Bc 2 voies :



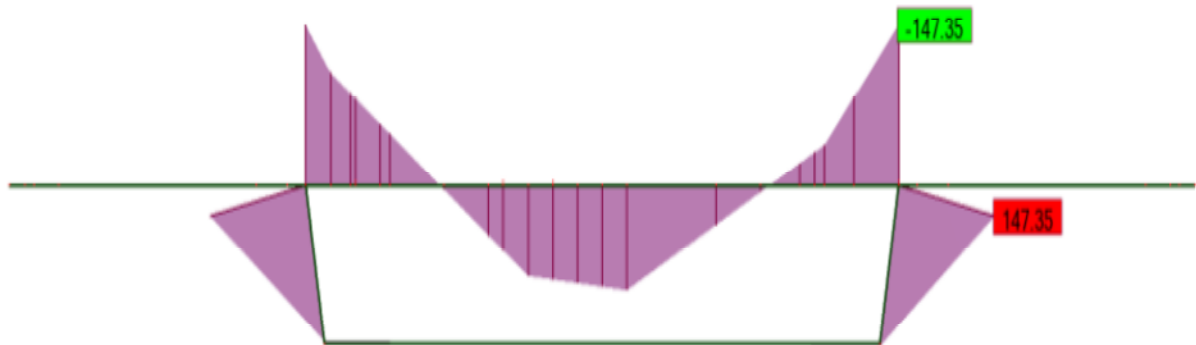
Sous la surcharge Bt 1 voie :



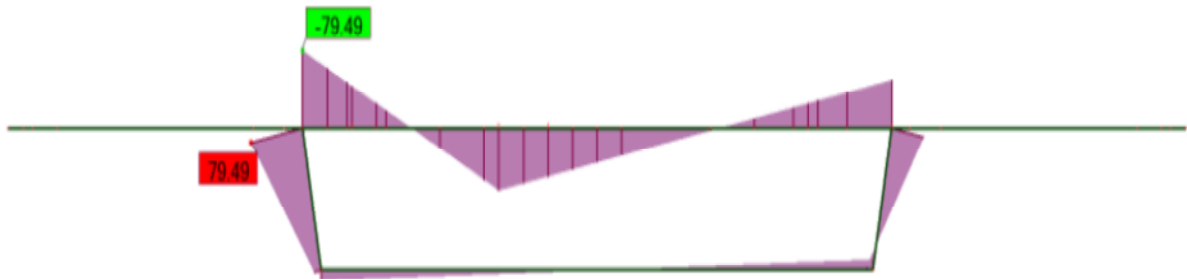
Sous la surcharge Bt 2 voies cas 1 :



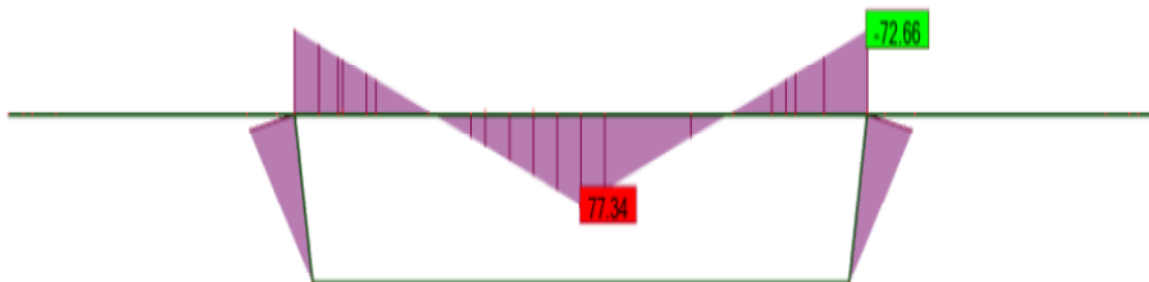
Sous la surcharge Bt 2 voies cas 2 :



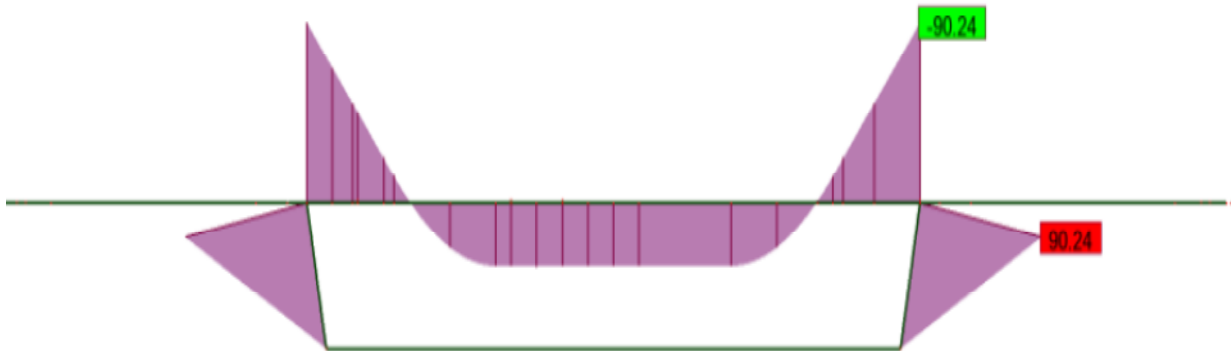
Sous la surcharge Br cas 1 :



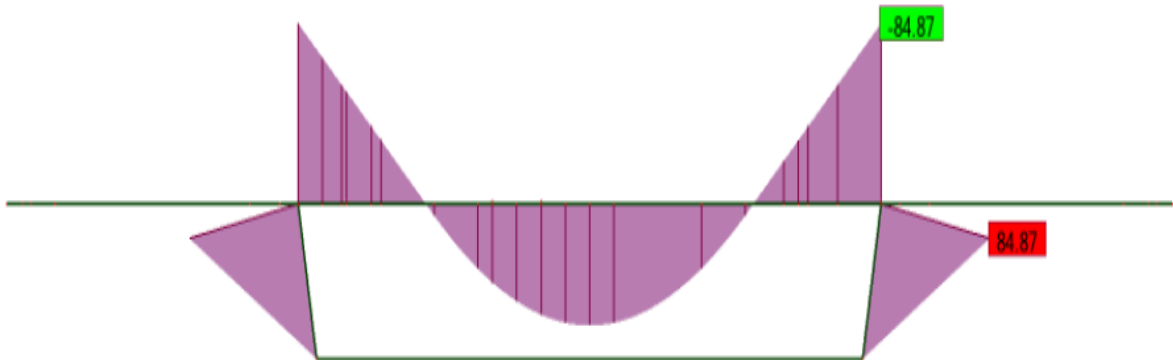
Sous la surcharge Br cas 2 :



Sous la surcharge MC120 :



Sous la surcharge D240 :



Annexe C

RAPPORT DE FORAGE									
Projet : E/G du dédoublement de la RN1 (Chiffa-Boughzoul)							Forage N° : S-1		
Dossier N° : 31-06-0098							Page : 1/2		
Client : TEC - CUATRO									
Ouvrage: O-A 29.5									
Ingénieur: KHOUKHI – S/ OUDJOUDI-M									
Date : 17/05/2007									
ETAT			Types	Méthode	Calibre	Niveau D'eau			
Intact	Remanié	Perdu	Carottier double	Rotation	116	Date	Heure	Profondeur (m)	
I	R	P							
PROF (m)	ECHANTILLONS				COUPE GEOLOGIQUE			LEGENDE	
	ETAT	TYPE	PENET	RECUP	(Description des échantillons et observations)				
0.50									
1.00	R	CR1		$\frac{170}{200}$	CR1 : 0.00 – 2.00m : Rotation avec de l'eau Récupération : 1.70m/2.00m				
1.50					0.00 – 1.30 : Sable fin jaunâtre à marron, carbonaté avec un peu de graviers au sommet, et des inclusions de gypses à la base.				
2.00					1.30 – 2.00 : Sable fin marron à brunâtre, peu argileux par endroit et riche en inclusion de gypse				
2.50					CR2 : 2.00 – 4.30m : Rotation avec de l'eau Récupération : 2.00m/2.30m				
3.00	I	CR2		$\frac{200}{230}$	2.00- 4.30m : Sable fin marron à brunâtre, peu argileux par endroit et riche en inclusion de gypse				
3.50					Echantillon paraffiné : CR2 : 2.70-3.05m CR2 : 3.55-3.90m				
4.00					CR3 : 4.30 – 5.30m : Rotation avec de l'eau Récupération : 1.00m/1.00m				
4.50	R	CR3		$\frac{100}{100}$	4.30- 5.30m : Sable fin marron à brunâtre, peu argileux par endroit et riche en inclusion de gypse.				
5.00					CR4 : 5.30 – 8.05m : Rotation avec de l'eau Récupération : 2.70m/2.75m				
5.50					5.30- 8.05m : Sable fin marron, peu argileux par endroit, avec quelques inclusions de gypse, et qui devient jaunâtre et lâche vers la base.				
6.00					Echantillon paraffiné : CR4 : 6.30-6.90m				
6.50	I	CR4		$\frac{270}{275}$	SPT : 8.05-8.50 : N1=14, N2=16, N3=20.				
7.00					CR5 : 8.50 –11.00m : Rotation avec de l'eau Récupération : 2.30m/2.50m				
7.50					8.50-11.00m : Sable fin marron, peu argileux par endroit, riche en gypse, avec quelques graviers par endroit.				
8.00					Echantillon paraffiné : CR5 : 9.90-10.40m				
8.50					CR6 : 11.00 –14.00m : Rotation avec de l'eau Récupération : 2.20m/3.00m				
9.00	I	CR5		$\frac{200}{300}$	11.00-12.00m : Sable fin marron, plus ou moins compacte, avec traces d'inclusions de gypses				
9.50									
10.00									
10.50									
11.00	I	CR6		$\frac{220}{300}$					
11.50									
12.00									

RAPPORT DE FORAGE									
Projet : E/G du dédoublement de la RN1 (Chiffa-Boughzoul)						Forage N° : S-1			
Dossier N° : 31-06-0098						Page : 2/2			
Client : TEC - CUATRO									
Ouvrage: O-A 29.5									
Ingénieur: KHOUKHI – S/ OUDJOU DI-M									
Date : 17/05/2007									
ETAT			Types	Méthode	Calibre	Niveau D'eau			
Intact	Remanié	Perdu	Carottier double	Rotation	116	Date	Heure	Profondeur (m)	
I	R	P							
PROF (m)	ECHANTILLONS				COUPE GEOLOGIQUE			LEGENDE	
	ETAT	TYPE	PENET	RECUP	(Description des échantillons et observations)				
12.50									
13.00									
13.50	I	CR6		$\frac{220}{300}$	CR6 : 11.00 –14.00m : Rotation avec de l'eau Récupération : 2.20m/3.00m 12.00-14.00m : Sable fin marron, plus ou moins compacte, avec traces d'inclusions de gypses Echantillon paraffiné : CR6 :11.85-12.30m CR6 :13.10-13.45m				
14.00									
14.50									
15.00									
15.50	I	CR7		$\frac{200}{300}$	CR7: 14.00 –17.00m : Rotation avec de l'eau Récupération : 2.00m/3.00m 14.00-17.00m : Sable fin marron, plus ou moins compacte, avec traces d'inclusions de gypses, et rares inclusions carbonatées Echantillon paraffiné : CR7 :15.00-15.40m				
16.00									
16.50									
17.00									
17.50									
18.00									
18.50	I	CR8		$\frac{270}{300}$	CR8: 17.00 –20.00m : Rotation avec de l'eau Récupération : 2.20m/3.00m 14.00-17.00m : Sable fin marron, plus ou moins compacte, avec traces d'inclusions de gypses, et rares inclusions carbonatées Echantillon paraffiné : CR8 :17.40-17.90m CR8 :19.60-19.95m				
19.00									
19.50									
20.00					<u>Fin de sondage à 20m de profondeur</u>				
20.50									
21.00									
21.50									
22.00									
22.50									
23.00									
23.50									
24.00									



Sondage **S-1** Profondeur du 0,00 m a 5,30 m



Sondage **S-1** Profondeur du 5,30 m a 10,50 m



Sondage **S-1** Profondeur du 10,50 m a 17,00 m



Sondage **S-1** Profondeur du 17,00 m a 20,00 m

RAPPORT DE FORAGE									
Projet : E/G du dédoublement de la RN1 (Chiffa-Boughzoul)							Forage N° : S-2		
Dossier N° : 31-06-0098							Page : 1/2		
Client : TEC - CUATRO									
Ouvrage: O-A 29.5									
Ingénieur: KHOUKHI – S/ OUDJOUDI-M									
Date : 17-18/05/2007									
ETAT			Types	Méthode	Calibre	Niveau D'eau			
Intact	Remanié	Perdu	Carottier double	Rotation	116	Date	Heure	Profondeur (m)	
I	R	P							
PROF (m)	ECHANTILLONS				COUPE GEOLOGIQUE			LEGENDE	
	ETAT	TYPE	PENET	RECUP	(Description des échantillons et observations)				
0.50									
1.00	R	CR1		$\frac{100}{150}$	CR1 : 0.00 – 1.50m : Rotation avec de l'eau Récupération : 1.00/1.50m				
1.50					0.00 – 1.50 : Sable fin jaunâtre à blanchâtre, ferme, riche en inclusions carbonatées, et avec traces de graviers par endroits				
2.00					CR2 : 1.50 – 3.00m : Rotation avec de l'eau Récupération : 1.00/1.50m				
2.50	I	CR2		$\frac{100}{150}$	1.50 – 3.00m : Sable fin jaunâtre à blanchâtre, peu argileux, ferme, riche en inclusions carbonatées, et avec traces de graviers par endroits				
3.00					Echantillon paraffiné : CR2 : 2.70-3.00m				
3.50					CR3 : 3.00 – 5.00m : Rotation avec de l'eau Récupération : 1.00m/2.00m				
4.00	R	CR3		$\frac{100}{200}$	3.00 - 5.00m : Sable fin jaunâtre à blanchâtre, ferme, avec inclusions carbonatées et traces de graviers par endroits				
4.50					SPT1 : 5.00 – 5.45m : N0=14, N1= 17, N2= 24.				
5.00		SPT1	14	17					
5.50			24						
6.00					CR4 : 5.45 – 7.20m : Rotation avec de l'eau Récupération : 1.75/1.75m				
6.50	I	CR4		$\frac{175}{175}$	5.45 – 7.20m : Sable fin jaunâtre à blanchâtre, ferme, avec inclusions carbonatées et traces de graviers par endroits				
7.00					Echantillon paraffiné : CR4 : 6.20-6.65m				
7.50					CR5 : 7.20 – 8.50m : Rotation avec de l'eau Récupération : 1.20/1.30m				
8.00	I	CR5		$\frac{120}{130}$	7.20 – 8.50m : Sable jaunâtre à rougeâtre, fin, peu argileux par endroit, avec traces de gypse				
8.50					Echantillon paraffiné : CR5 : 7.50 -7.90m				
9.00					CR6 : 8.50 – 11.50m : Rotation avec de l'eau Récupération : 2.40m/3.00m				
9.50					8.50 – 11.50m : Sable fin rougeâtre, friable, riche en gypse par endroits, et avec traces de graviers.				
10.00	I	CR6		$\frac{240}{300}$	Echantillon paraffiné : CR6 : 9.40 -9.80m				
10.50									
11.00									
11.50									
12.00									

RAPPORT DE FORAGE									
Projet : E/G du dédoublement de la RN1 (Chiffa-Boughzoul)						Forage N° : S-2			
Dossier N° : 31-06-0098						Page : 2/2			
Client : TEC - CUATRO									
Ouvrage: O-A 29.5									
Endroit : Boughezoul									
Ingénieur: KHOUKHI – S/ OUDJOUDI-M									
Date : 17-18/07/2007									
ETAT			Types	Méthode	Calibre	Niveau D'eau			
Intact	Remanié	Perdu	Carottier double	Rotation	116	Date	Heure	Profondeur (m)	
I	R	P							
PROF (m)	ECHANTILLONS				COUPE GEOLOGIQUE			LEGENDE	
	ETAT	TYPE	PENET	RECUP	(Description des échantillons et observations)				
12.50	I	CR7		$\frac{115}{120}$	<p>CR7: 11.50 – 12.70m : Rotation avec de l'eau Récupération : 1.15/1.20m</p> <p>11.50 - 12.70m : Sable fin rougeâtre, friable, riche en gypse par endroits, et avec traces de graviers.</p> <p>Echantillon paraffiné : CR7 : 11.70 – 12.30m</p> <p>CR8: 12.70 – 14.70m : Rotation avec de l'eau Récupération : 2.00/2.00m</p> <p>12.70 -14.70m : Sable fin marron, plus ou moins compacte, avec traces d'argile par endroits, et quelques inclusions de gypse</p> <p>Echantillon paraffiné : CR8 :13.70-14.00m</p> <p>CR9: 14.70 – 16.70m : Rotation avec de l'eau Récupération : 2.00/2.00m</p> <p>14.70 -16.70m : Sable fin marron, plus ou moins compacte, peu argileux par endroits, et avec quelques inclusions de gypse.</p> <p>Echantillon paraffiné : CR9 : 15.70 -16.300m</p> <p>CR10 : 16.70 – 18.00m : Rotation avec de l'eau Récupération : 1.00/1.30m</p> <p>16.70 - 18.00m : Sable fin marron, plus ou moins compacte, peu argileux par endroits, et avec quelques inclusions de gypse.</p> <p>CR11 : 16.70 – 18.00m : Rotation avec de l'eau Récupération : 1.50/2.00m</p> <p>18.00 – 20.00m : Sable fin marron, plus ou moins compacte, peu argileux par endroits, et avec quelques inclusions de gypse</p> <p>Echantillon paraffiné : CR11 : 18.90 - 19.20m</p> <p align="center"><u>Fin de sondage à 20m de profondeur</u></p>				
13.00									
13.50	I	CR8		$\frac{200}{200}$					
14.00									
14.50									
15.00									
15.50	I	CR9		$\frac{200}{200}$					
16.00									
16.50									
17.00									
17.50	I	CR10		$\frac{100}{130}$					
18.00									
18.50									
19.00	I	CR11		$\frac{200}{200}$					
19.50									
20.00									
20.50									
21.00									
21.50									
22.00									
22.50									
23.00									
23.50									
24.00									



Sondage **S-2** Profondeur du 0,00 m a 7,20 m



Sondage **S-2** Profondeur du 7,20 m a 12,70 m



Sondage **S-2** Profondeur du 12,70 m a 18,00 m



Sondage **S-2** Profondeur du 18,00 m a 20,00 m

PENETROMETRE DYNAMIQUE

N° Dossier : 31.07.0098

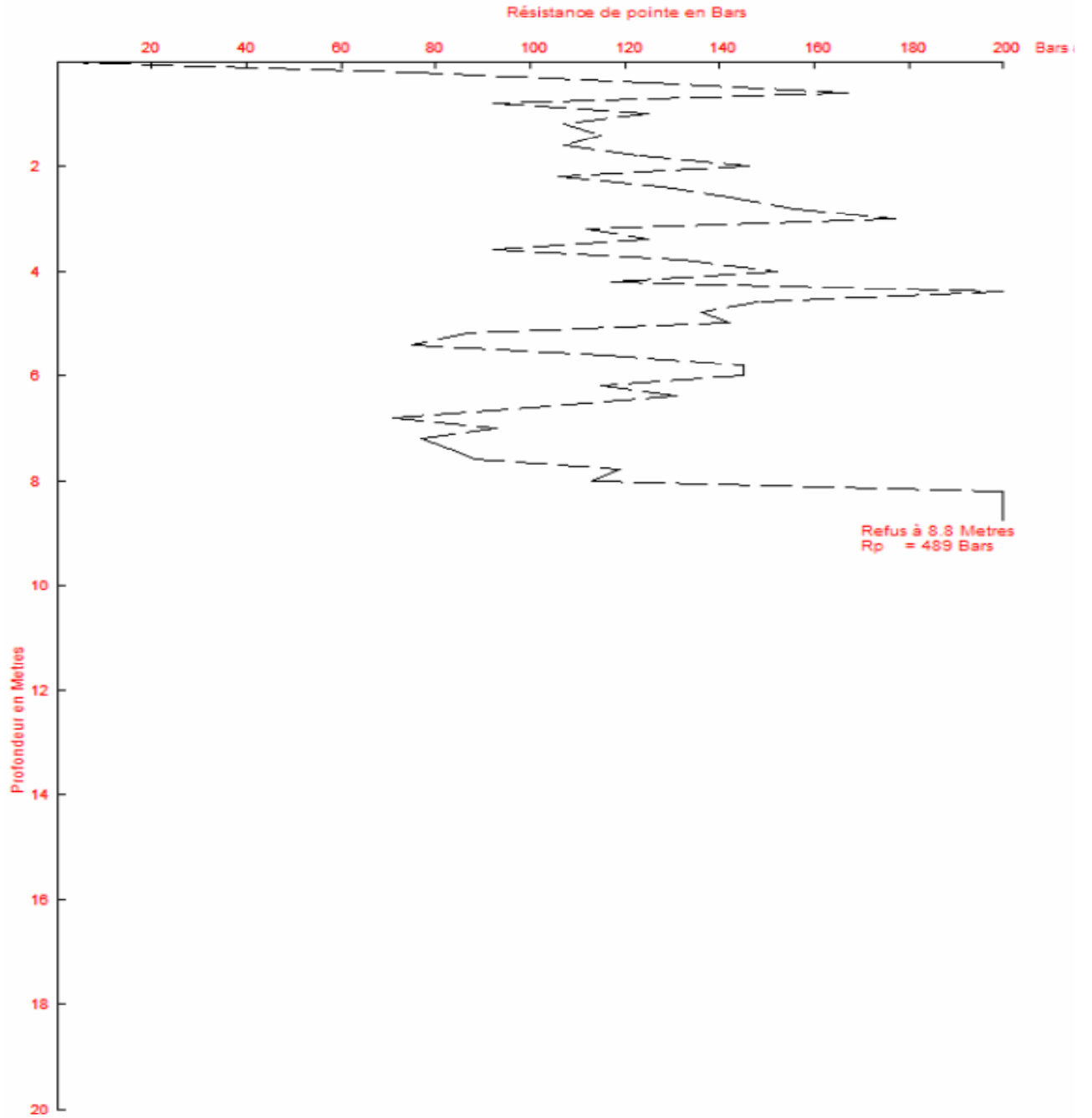
Projet : E/G Dédoublage de la RN01

Client : TEC-CUATRO

Localisation : Seghouane-Boughezoul

Ouvrage : O.A 29.7

PDL N°: 01



PENETROMETRE DYNAMIQUE

N° Dossier : 31.07.0098

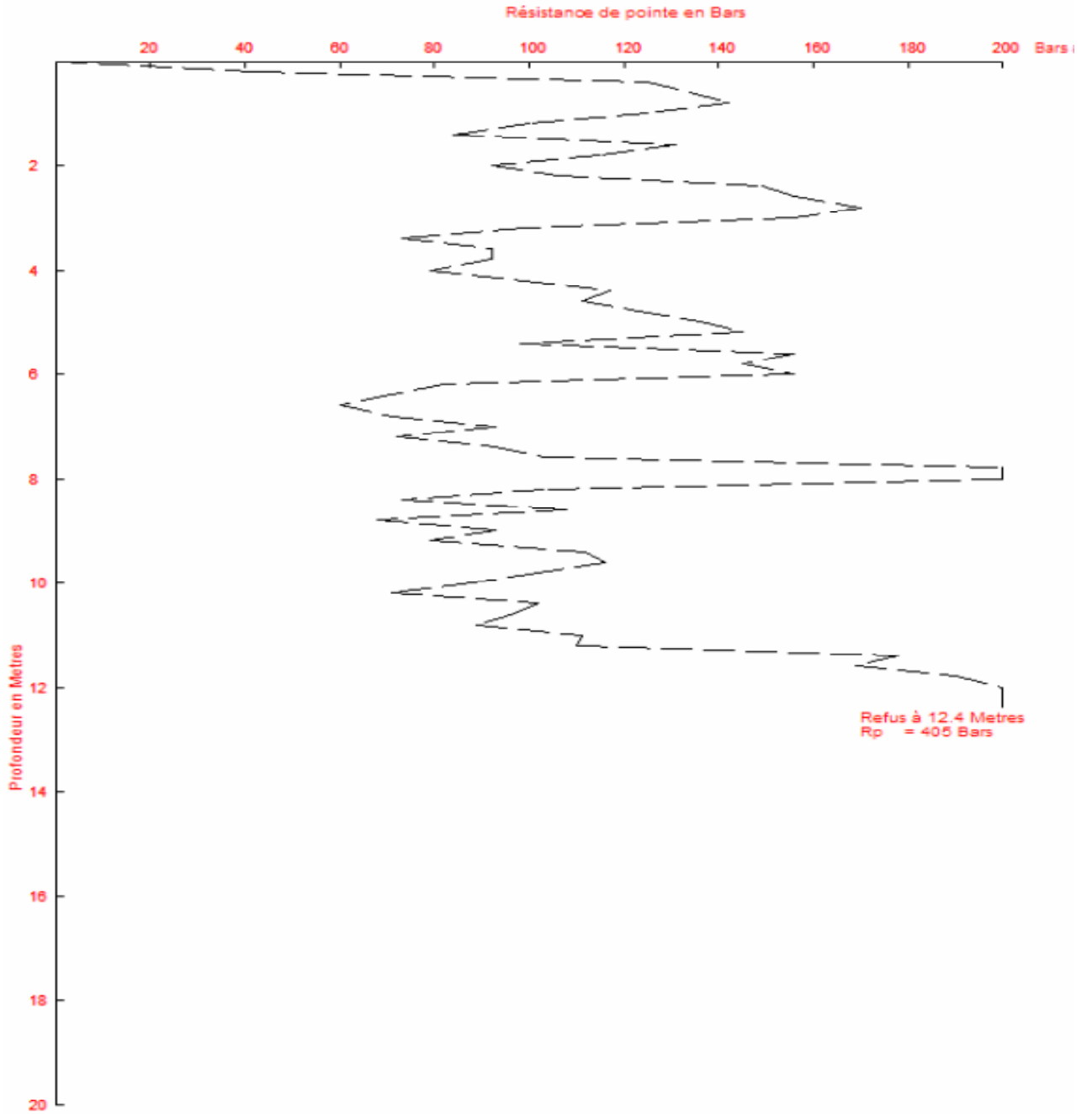
Projet : E/G Dédoublage de la RN01

Client : TEC-CUATRO

Localisation : Seghouane-Boughezoul

Ouvrage : O.A 29.7

PDL N°: 02



Annexe D

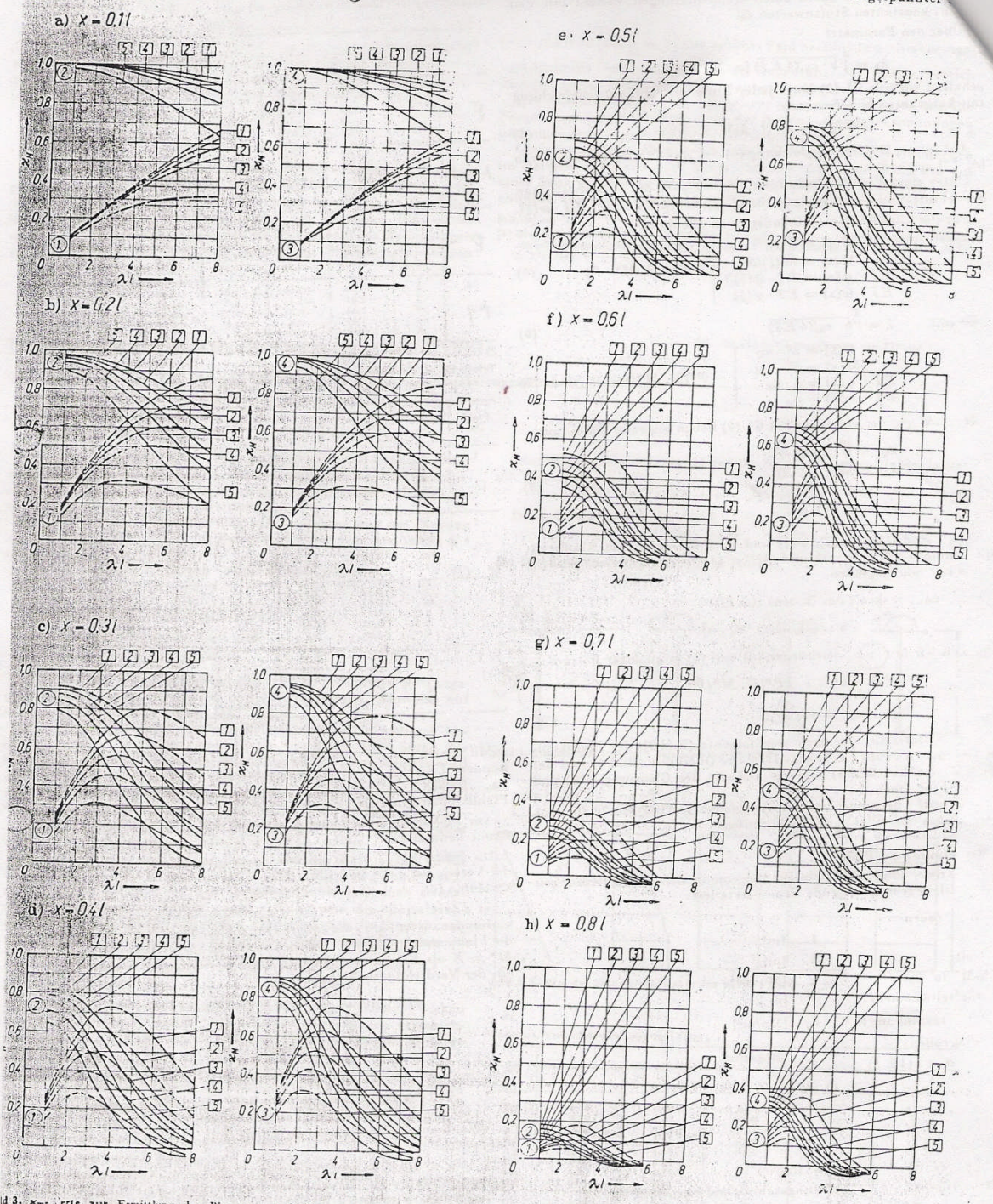


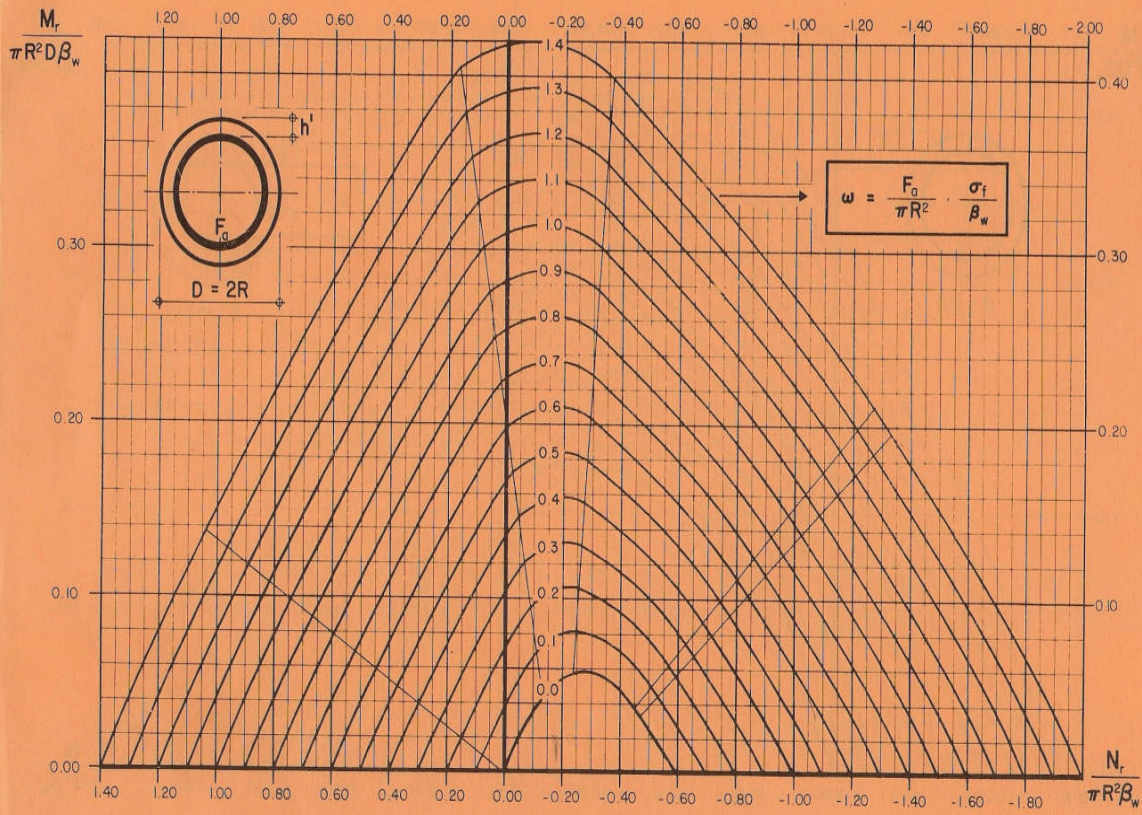
Bild 3. x_M -Werte zur Ermittlung der Biegemomente $M(x) = x_M \cdot P \cdot \lambda$ für Pfähle Nr. 1 u. 3 und $M(x) = x_M \cdot M^*$ für Pfähle Nr. 2 u. 4 in einzelnen Schnitten $x = 0.1$ bis 0.8 (Bettungszahlverläufe 1 bis 5 nach Bild 2)

Les abaques de Warner pour le calcul du moment et l'effort horizontal

153. FLEXION COMPOSEE
EFFORTS DE RUPTURE M_r ET N_r

$\sigma_f = 460 \text{ N/mm}^2$
 $\omega_{\max} = 1.4$

$\frac{h'}{D} = 0.04$



Abaque de Walther pour le ferrailage des pieux