

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État / master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et étude d'un ouvrage d'art sur pipes au niveau
du raccordement de la RN3-AEO au PK 5+500

Présenté par :
ZITOUNI Mohamed Rafik

Encadré par :
Mr. MEHTOUR Tariq
Mr. TOUNSI Khaled

Promotion 2019 / 2020

Remerciements

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail,

بعد بسم الله الرحمن الرحيم

{ وَمَا تَوْفِيقِي إِلَّا بِاللَّهِ ۖ عَلَيْهِ تَوَكَّلْتُ وَإِلَيْهِ أُنِيبُ } سورة هود الآية 88

صدق الله العظيم

C'est avec un grand honneur que je remercie Messieurs les encadreur, **Mr MEHTOUR Tariq** et **TOUNSI Khaled** de leurs conseils, guidances, efforts et leurs disponibilités durant toute la période établissement de ce travail.

Le grand remerciement du fond du cœur à tous les professeurs, administrateurs et responsables de l'école nationale supérieur des travaux publics pour leurs efforts et bonne vaillance pour qu'on puisse bénéficier d'une bonne formation.

Je remercie également les entreprises EPTP-Cne, COSIDER et SETS que j'ai fréquentés pendant mes stages pratiques et qui m'ont enrichi de leurs expériences.

Le grand remerciement par anticipation aux membres de l'honorable jury pour votre effort et patience.

Et à tous ceux qui mon aidé de loin de prés dans l'élaboration de ce modeste travail.

MERCI À TOUS

Dédicace

Je dédicace ce modeste travail

À Mes chers parents

*, **ZITOUNI Abdelkader** et **LAAHA Souheila***

pour leurs amours, leurs soutiens, leurs confiances, leurs sacrifices et leur aide dans les moments difficiles où j'avais le plus besoin, rien n'aurait été possible sans eux.

Je vous souhaite une longue vie, que dieu me les garde en très bonne santé

*À toi mon frère **ZITOUNI Sohaib**, que dieux te protège et il t'accorde une longue vie pleine de succès, de réussite et de santé.*

À tous mes amis et à tous ceux que j'aimes et je respecte

À tous que j'ai oubliés de les cités et qui ont su m'apporter l'aide, soutien et le bon conseil durant ces années de formation

À toute la promotion 2020 et à toute la famille ENSTP

Mohamed Rafik

ملخص

في إطار مشروع نهاية الدراسة، تم إنجاز هذه المذكرة التي توجز تصميم و دراسة مفصلة لجسر يقع في منطقة ديدوش موراد – قسنطينة

بدأت عمل بدراسة بحثية حول مختلف اضرار ما بعد زلزال على الجسور و الاساليب الاكثر انتشارا لاعادة تهيئتها، ثم انتقلت إلى عرض المشروع، لتصميم العام، الذي تطرقت من خلاله الى اقتراح ثلاث اختيارات مختلفة مع إعطائها المقاييس مبدئيا وذلك لاختيار التصميم المناسب من أجل دراسة معمقة للمشروع. اخترت الجسر المدعم بعارضات مسبقة الصنع بخرسانة مسبقة الإجهاد لدراسة مفصلة. بالإضافة إلى ذلك، تم فرض خصائص المواد المستخدمة في الحساب وتقييم مختلف الأحمال والأعباء المطبقة على الهيكل. ليتم بعدها استعمال برنامج خاص بحساب الهياكل للحصول على الحد الأقصى من الأحمال و العزوم المطبقة، لتليه ادراسة إسباق الإجهاد، سطح الجسر وكذا التجهيزات والمعدات. وأخيرا تصميم و دراسة البنى التحتية. **الكلمات المفتاحية:** جسر، عارضة، الخرسانة مسبقة الإجهاد، دراسة، تصميم.

Résumer

Dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude, on a fait un travail dont le but est de concevoir et étudier un viaduc situé à la région de DIDOUCHE MOURADE wilaya de CONSTANTINE

Nous avons entamé notre travail par une étude bibliographique sur les dégâts post sismique et les méthodes de réparation les plus utilisées, puis on est passé à la présentation du projet, ensuite à une conception générale dans laquelle on a proposé trois variantes qu'on a pré-dimensionné pour choisir la variante la plus adéquate ; et on a opté pour la variante du pont à poutres en béton précontraint par post-tension ; pour une étude détaillée. En outre, on a imposé les caractéristiques des matériaux utilisées dans le calcul, et on est passé par l'évaluation des différentes charges et surcharges qui sont appliquées sur l'ouvrage.

Ensuite, on a utilisé un logiciel de calcule des structures pour avoir les efforts tranchants et moments fléchissant nécessaire pour l'étude de précontrainte, de l'hourdis et des équipements. Enfin, le dernier chapitre était consacré pour l'étude de l'infrastructure.

Mots clés : viaduc, poutre, la précontrainte, étude, conception.

Abstract

As part of an end-of-study dissertation, we have done a work to design and study an overpass located in the region of DIDOUCHE MOURADE province of CONSTANTINE.

We began our work with a bibliographical study on seismic post damage and the most used repair methods, then we moved on to the presentation of the project, then to a general design, in which we proposed three variants that were pre-sized to choose the most suitable variant; we opted for the variant of the post-tensioned concrete girder bridge; for a detailed study. In addition, the characteristics of the materials used in the calculation were imposed, and the various loads and overloads applied to the structure were assessed. Then, structure calculation software was used to have shear forces and bending moments necessary for the study of pre-stress concrete, slab and equipment. Finally, the last chapter was devoted to the study of infrastructure.

Keywords: viaduct, beam, prestressed concete, study, design, pre-sized

Sommaire

INTRODUCTION GÉNÉRAL	16
<i>I. DIAGNOSTIC POST-SISMIQUE ET REHABILITATION DES OUVRAGES D'ART.....</i>	<i>17</i>
I.1 INTRODUCTION	18
I.2 IMPORTANCE DU PARC DES OUVRAGES EN ALGÉRIE	18
I.3 LA SISMICITE EN ALGÉRIE	19
I.4 EXPERTISSE DES OUVRAGES D'ART	20
I.4.1 IV.1. Etude documentaire.....	20
I.4.2 IV.2. Inspection	20
I.4.3 IV.3. Diagnostic	20
IV.4. Maîtrise d'œuvre de réparation	21
I.5 DOMMAGES ET PATHOLOGIES DES OUVRAGES D'ART	21
I.5.1 Echappement d'appuis	21
I.5.2 Les facteurs amplifiants	22
I.5.3 Rupture par cisaillement des piles.....	22
I.5.4 Endommagement des piles sous l'effet effort de flexion	23
I.5.5 Poinçonnement du tablier sous l'effet de la composante verticale	24
I.5.6 Tassement ou Rupture des remblais d'accès (Glissement des culées).....	25
I.5.7 Effondrement lié à la liquéfaction du sol porteur.....	25
I.5.8 Chutes des blocs	26
I.5.9 Glissement des terrains.....	26
I.5.10 Effet de site.....	27
I.6 SOLUTIONS AUX DOMMAGES POST-SISMIQUES DES OA	29
I.6.1 Solutions préventives	29
I.6.2 Solutions curatives (Réhabilitation).....	30
I.7 CONCLUSION	33
<i>II. PRÉSENTATION DU PROJET.....</i>	<i>34</i>
II.1 INTRODUCTION	35
II.2 PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PROJET	35
II.2.1 Emplacement de l'ouvrage.....	36
II.2.2 Caractéristique de l'ouvrage.....	36
II.3 LES DONNÉES RECUEILLIES	36
II.3.1 Données fonctionnelles	36
II.3.2 Données naturelles	38

II.3.1	Exigence du maitre d'ouvrage.....	41
II.4	CONCLUSION	41
III.	<i>HYPOTHÈSES DE CALCUL</i>	42
III.1	INTRODUCTION	43
III.2	HYPOTHÈSE FONDAMENTALE	43
III.3	PRINCIPE DES ÉTATS LIMITE	43
III.3.1	États limite de service (ELS).....	43
III.3.2	États limite ultime (ELU).....	43
III.4	CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX	43
III.4.1	Béton	43
III.4.2	Armature passive.....	45
III.4.3	Armature active	46
III.4.4	Autres matériaux	47
IV.	<i>CONCEPTION DES VARIANTES</i>	48
IV.1	INTRODUCTION	49
IV.2	CHOIX DES TYPES D'OUVRAGE	49
IV.3	CONCEPTION DU PONT À POUTRE PRÉCONTRAINTE (<i>VARIANTE 1</i>).....	50
IV.3.1	Conception en plan.....	50
IV.3.2	Conception longitudinale	50
IV.3.3	Conception transversale	52
IV.4	CONCEPTION DU PONT MIXTE ACIER BÉTON (<i>VARIANTE 2</i>).....	54
IV.4.1	Conception en plan.....	54
IV.4.2	Conception longitudinale	55
IV.4.3	Conception transversale	56
IV.5	CONCEPTION DU PONT EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT (<i>VARIANTE 3</i>)	59
IV.5.1	Conception en plan.....	59
IV.5.2	Conception longitudinale	60
IV.5.3	Conception transversale	61
IV.6	ANALYSE MULTICRITERES	63
IV.7	CONCLUSION.....	65
V.	<i>CHARGE ET SURCHARGE SUR LE TABLIER</i>	66
V.1	INTRODUCTION	67
V.2	CHARGE PERMANENT HORS TRAFIC	67
V.2.1	Travée Type_35.....	67

V.2.2	Travée Type_33.....	69
V.3	L'ACTION THERMIQUE.....	70
V.4	SURCHARGE DUES AU TRAFIQUE	71
V.4.1	Largeur roulable, Largeur chargeable, Nombre de voie et la Classe du pont	71
V.4.2	Système A(l).....	71
V.4.3	Système Bc	72
V.4.4	Système Bt.....	73
V.4.5	Système Br	74
V.4.6	Système de charge militaire Mc120	74
V.4.7	Convoi exceptionnel D240.....	75
V.4.8	Surcharge sur le trottoir	75
V.4.9	Charge horizontale dues au freinage du système Bc et A(l)	75
V.4.10	Coefficient majoration Dynamique	76
VI.	<i>LES EFFORTS DANS LE TABLIER</i>	77
VI.1	INTRODUCTION	78
VI.2	PRESENTATION DU MODELE	78
VI.2.1	Configuration des préférences de tache.....	78
VI.2.2	Ligne de construction	79
VI.2.3	Géométrie du tablier.....	80
VI.2.4	Charge appliquer au tablier	81
VI.3	RESULTATS	84
VII.	<i>ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTES</i>	86
VII.1	INTRODUCTION	87
VII.2	DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTES	87
VII.2.1	Donnée pour dimensionnement de la précontraintes.....	87
VII.2.2	Nombre de câble totale	89
VII.2.3	Nombre de câble d'about.....	90
VII.2.4	Disposition constructive	90
VII.2.5	Tracé des câbles.....	91
VII.3	CARACTERISTIQUE NETTE EST TRANSFORME DE LA POUTRE	96
VII.3.1	Caractéristique de la poutre nette	96
VII.3.2	Poutre transformée.....	96
VII.3.3	Poutre plus la dalle transformée	97
VII.4	LES PERTES DE LA PRÉCONTRAINTES	98
VII.4.1	Les Pertes instantanées	98

VII.4.2	Pertes différées	100
VII.4.3	Résumé des pertes de tensions.....	102
VII.5	VÉRIFICATION DES CONTRAINTES À ELS	103
VII.5.1	Vérification des contraintes normale	103
VII.5.2	Vérification des contraintes tangentielles.....	106
VII.6	VERIFICATION À ELU	109
VII.6.1	Vérification de stabilité de la section droite	109
VII.6.2	Vérification des contraintes tangentielles à ELU	110
VII.7	FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE	111
VII.7.1	Ferraillages de peau	111
VII.7.2	Ferraillage de la zone d'encrage	112
VII.8	ALLONGEMENT DES CABLES.....	114
VII.9	CONCUSION	115
VIII.	<i>FERRAILLAGE DE LA DALLE ET CALCUL DES DÉFORMATIONS.....</i>	116
VIII.1	INTRODUCTION	117
VIII.2	ÉTUDE DE LA DALLE.....	117
VIII.2.1	Les efforts dans la dalle	117
VIII.2.2	Ferraillage de la dalle	118
VIII.2.3	Vérification du poinçonnement de la dalle.....	120
VIII.3	CALCUL DES DEFORMATIONS.....	121
VIII.3.1	Calcul des flèches et rotations	121
VIII.3.2	Calcul des déplacements.....	121
VIII.3.3	Tableau des résultats.....	122
IX.	<i>ÉQUIPEMENT DU TABLIER</i>	123
IX.1	APPAREILS D'APPUIS	124
IX.1.1	Dimension en plan de l'appareil d'appui	124
IX.1.2	Hauteur nette d'élastomère.....	125
IX.1.3	Vérification de la stabilité au flambement	126
IX.1.4	Vérification des déformations	126
IX.1.5	Stabilité aux Rotations	127
IX.1.6	Condition de non glissement	127
IX.1.7	Dimensionnement des frettes	127
IX.1.8	Condition de non soulèvement.....	128
IX.1.9	Résumé des résultats du dimensionnement des appareils d'appuis	128
IX.2	DÉS D'APPUIS	129

IX.2.1	Dimension en plan.....	129
IX.2.2	Ferraillage des dés d'appuis	129
IX.3	CALCUL DU JOINT DE CHAUSSEE.....	130
IX.3.1	Estimation du déplacement sismique « d »	130
IX.3.2	Calcul du souffle total	135
X.	ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	136
X.1	INTRODUCTION	137
X.2	CAPACITE PORTANTE DU SOL SOUS FONDATION PROFONDE.....	137
X.2.1	Capacité portante en pointe	137
X.2.2	Capacité portante due au frottement latérale.....	139
X.2.3	Frottement négatif à la surface du pieu	140
X.2.4	Les états limites	142
X.3	CALCUL SISMIQUE	143
X.3.1	Séisme longitudinale	145
X.3.2	Séisme transversale	145
X.4	ÉTUDE DE LA PILE	146
X.4.1	Descente de charge.....	146
X.4.2	Vérification au flambement des Fûts	148
X.4.3	Vérification de la capacité portante.....	148
X.4.4	Ferraillage des éléments de la pile	149
X.5	ÉTUDE DE LA CULÉE.....	153
X.5.1	Descente de charge.....	154
X.5.2	Vérification de la capacité portante.....	155
X.5.3	Ferraillage des éléments de la culée.....	156
X.6	CONCLUSION	163
	CONCLUSION GENERALE	164
	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	165

LES ANNEXES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

ANNEXE E

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I-1 Emplacement des stations sismiques en Algérie [2]	19
Figure I-2. Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier - Kobe, 1995.	21
Figure I-3. Schéma montrant l'effet du biais	22
Figure I-4. Effet de la courbure	22
Figure I-5 Rupture des piles par cisaillement [1]	23
Figure I-6. Rupture en flexion du pont [5]	24
Figure I-7. Loma Prieta, USA 1989 [3]	24
Figure I-8. Schéma d'un glissement de culée [3]	25
Figure I-9 Glissement de culées Costa Rica, 1990 [3]	25
Figure I-10. Show Bridge suite au séisme de Niigata, 1964 [6]	26
Figure I-11. Pont sur autoroute A6 vers Turin, Italie	26
Figure I-12 Photo d'un glissement qui immerge totalement une route	27
Figure I-13 Enregistrement des vitesses par les stations sismologiques [10]	28
Figure I-14 Schéma illustrant différentes configurations géologiques locales susceptibles de modifier la propagation des ondes sismiques qui les traversent [10]	28
Figure I-15. Position des armatures complémentaire [7]	31
Figure I-16. Tissu de fibre de carbone	31
Figure I-17 Pile N°8 du pont de Sidi Rached - Constantine	32
Figure I-18. Précontrainte additionnelle à tracé rectiligne [7]	32
Figure I-19. Précontrainte additionnelle à tracé polygonal [7]	33

CHAPITRE II

Figure II-1 implantation du projet de route	35
Figure II-2 image par satellite de l'emplacement de l'ouvrage	36
Figure II-3 vue en plan de la zone d'emplacement de l'ouvrage	37
Figure II-4 vue en profile de la zone d'ouvrage	37
Figure II-5 les caractéristiques transversales de l'ouvrage	38
Figure II-6 carte géologique de la zone d'étude	39
Figure II-7 implantation du SP01, SP02 et SC05	40
Figure II-8 la zone sismique de Constantine	41

CHAPITRE IV

Figure IV-1 vue en plan de la variante(1)	50
Figure IV-2 vue en élévation de la variante (1)	50
Figure IV-3 vue en profile d'une pile type de la variante (1)	51
Figure IV-4 vue en profile de la culée C1 de la variante (1)	51
Figure IV-5 poutre model pour pré-dimensionnement	52
Figure IV-6 les différentes sections transversales des poutres de la variante (1)	52
Figure IV-7 variation des section de la poutre type 35m et 33m variante (1)	53
Figure IV-8 vue transversale du tablier variante (1)	54
Figure IV-9 vue en plan variante (2)	54

Figure IV-10 vue en élévation variante (2)	55
Figure IV-11 profil d'une pile type de la variante (2)	55
Figure IV-12 profile de culée C1 de la variante (2)	55
Figure IV-13 poutre et tablier model pour pré-dimensionnement variante (2) [15]	56
Figure IV-14 vue transversale des sections des poutre variante (2).....	57
Figure IV-15 vue transversale des entretoise de la variante (2).....	57
Figure IV-16 schéma statique de la variante (2) avec diagramme du moment fléchissant sous chargement unitaire	57
Figure IV-17 vue en plan des dispositions des entretoises.....	58
Figure IV-18 vue transversale du tablier variante (2)	58
Figure IV-19 vue en plan de la variante (3)	59
Figure IV-20 vue en élévation de la variante (3).....	60
Figure IV-21 vue en profile pile P1 de la variante (3)	60
Figure IV-22 vue en profile culée C1 de la variante (3)	61
Figure IV-23 coupe transversale du voussoir type pour.....	61
Figure IV-24 coupe transversale de la poutre (variante 3).....	62

CHAPITRE V

Figure V-1 schéma représente les différents parties de la poutre 35m	68
Figure V-2 schéma représente l'entretoise	68
Figure V-3 schéma de la dalle revêtement corniche et trottoir	69
Figure V-4 schéma représente les différents parties de la poutre 35m	70
Figure V-5 Système BC	73
Figure V-6 Système BT.....	73
Figure V-7 Système Br.....	74
Figure V-8 Système Mc120	74
Figure V-9 Système D240.....	75

CHAPITRE IV

Figure VI-1 paramètre des dimensions du modelé.....	78
Figure VI-2 paramètre des forces du modèle	78
Figure VI-3 paramètre des matériaux du modèle.....	79
Figure VI-4 paramétré des normes du modelé	79
Figure VI-5 paramètre des charges du modelé.....	79
Figure VI-6. Modélisation de la poutre type 35m	80
Figure VI-7 modélisation de l'entretoise	81
Figure VI-8 modelé finale du tablier Type 35m.....	81
Figure VI-9 modélisation du système BC	83
Figure VI-10 modélisation système BT	83
Figure VI-11 modélisation système MC120	84
Figure VI-12 modélisation système D240	84

CHAPITRE VII

Figure VII-1 schéma de disposition des câbles à l'about	90
Figure VII-2 disposition des câbles en travée	91
Figure VII-3 schémas de variation du tracé des câbles en profile.....	91
Figure VII-4 tracé des câbles en profile.....	93
Figure VII-5 coupes transversales de la poutre type 35m au droit de (0,0.125,0.25,0.375,0.5)Lp.....	93
Figure VII-6 l'excentricité des câbles C1 et C2 à l'about et en travée.....	94
Figure VII-7 schéma de la variation du tracé des câbles en plan	94
Figure VII-8 variation du tracé en plan poutre 35m.....	95
Figure VIII-1 système d'axe locale de la dalle	117
Figure VIII-2 plan ferrailage d'1m de dalle en travée	120
Figure VIII-3 plan ferrailage d'1m de dalle sur appuis	121
Figure VIII-4 graphe de la flèche par phase.....	122

CHAPITRE IX

Figure IX-1 appareil d'appuis en élastomère fretté	124
Figure IX-2 ferrailage du dé d'appui	130
Figure IX-3 spectre de réponse horizontale	134

CHAPITRE X

Figure X-1 type de pieu.....	142
Figure X-2 spectre de réponse horizontale.....	144
Figure X-3 vue en profile de la pile P2	146
Figure X-4 configuration en plan des pieux sous la pile P2.....	148
Figure X-5 section ferrailage chevêtre	150
Figure X-6 section ferrailage des Fûts	150
Figure X-7 section ferrailage des pieux	153
Figure X-8 schéma de ferrailage de la pile P2	153
Figure X-9 vue en profile de la culée C1	154
Figure X-10 configuration en plan des pieux sous la culée C1.....	155
Figure X-11 modèle de la culée C1.....	156
Figure X-12 géométrie du mur frontale	157
Figure X-13 géométrie du mur en retour.....	157
Figure X-14 géométrie du mur garde grève	157
Figure X-15 géométrie de la dalle de transition	158
Figure X-16 modélisation de la poussée du remblai	158
Figure X-17 section ferrailage mur frontale.....	159
Figure X-18 section ferrailage mur en retour.....	160
Figure X-19 section ferrailage mur garde grève	160
Figure X-20 section ferrailage dalle de transition.....	160
Figure X-21 section ferrailage pieu.....	163
Figure X-22 schéma du ferrailage de la culée C1	163

Liste des tableaux

CHAPITRE I:

Tableau I-1.Date, lieux et Magnitude de séismes majeurs en Algérie [2]	20
--	----

CHAPITRE II

Tableau II-1 les dimensions du TPC Trottoir et la chaussée	38
Tableau II-2 coordonnées de l'implantation du SP01,SP02 et SC05	39

CHAPITRE III

Tableau III-1 résumé des caractéristiques du béton	45
Tableau III-2 résumé des caractéristiques armatures passives	46
Tableau III-3 résumé des caractéristiques armatures actives	47

CHAPITRE IV

Tableau IV-1 types de pont suivant leurs portées [12].....	49
Tableau IV-2 dimensions d'une pile type (variante 1)	51
Tableau IV-3 dimensions des culées C1 et C2 variantes (1).....	51
Tableau IV-4 dimensions poutre d'about intermédiaire et médian variante (1).....	52
Tableau IV-5 données pour dimensionnée le tablier variante (1)	53
Tableau IV-6 dimensions tablier variante (1)	53
Tableau IV-7 dimension pile type variante(2)	55
Tableau IV-8 dimensions culée C1 et C2 variante (2).....	55
Tableau IV-9 dimension des poutres sur appui et en zone courante variante (2)	56
Tableau IV-10 dimension des entretoises	57
Tableau IV-11 dimension du montant d'entretoise	58
Tableau IV-12 dimensions mouchoir	58
Tableau IV-13 dimensions de la pile P1 variante (3).....	60
Tableau IV-14 dimension culée C1 et C2 variante (3).....	61
Tableau IV-15 dimension des voussoirs de la variante (3)	62
Tableau IV-16 Coût de la variante (1)	63
Tableau IV-17 Coût de la variante (2)	63
Tableau IV-18 Coût de la variante (3)	63
Tableau IV-19 tableau multicritère	64

CHAPITRE V

Tableau V-1 le poids totale des poutre 35m.....	67
Tableau V-2 poids de l'entretoise	68
Tableau V-3 poids dalle est les compléments des permanente de la travée type 35m.....	69
Tableau V-4 le poids totale des poutre 33m.....	69
Tableau V-5 poids de l'entretoise	70
Tableau V-6 poids dalle est les compliments des charges permanentes travée type 33m	70

Tableau V-7 la classe du pont fonction de la largeur roulable	71
Tableau V-8 les valeurs de α_1	71
Tableau V-9 valeur de V_0 fonction de la classe du pont	72
Tableau V-10 valeur de bc	72
Tableau V-11 valeurs de bt	73
Tableau V-12 calcul du coefficient de majoration dynamique pour les deux travée	76

CHAPITRE VI

Tableau VI-1 ligne de construction	79
Tableau VI-2 moment fléchissant et effort tranchant dans le tablier type 35m	85
Tableau VI-3 moment fléchissant et effort tranchant dans le tablier type 33m	85

CHAPITRE VII

Tableau VII-1 caractéristique géométrique brute	88
Tableau VII-2 combinaison d'action (M et V) à ELS	88
Tableau VII-3 récapitulation des efforts	89
Tableau VII-4 récapitulation des paramètres du tracés des câbles en profile	93
Tableau VII-5 résumé du Y_c , Y moy et l'angle de levage	93
Tableau VII-6 données nécessaire au tracé en plan	95
Tableau VII-7 excentrement en plan des câbles de 1 ^{ere} famille (C_1, C_2)	95
Tableau VII-8 résumé des caractéristiques géométriques	97
Tableau VII-9 calcul des pertes par frottement	98
Tableau VII-10 calcul des pertes par glissement	99
Tableau VII-11 calcul des pertes par déformation instantané du béton	100
Tableau VII-12 calcul des pertes due au retrait	100
Tableau VII-13 calcul des pertes par relaxation des aciers	101
Tableau VII-14 calcul des pertes par fluage	101
Tableau VII-15 résumé des pertes de précontrainte	102
Tableau VII-16 phase de vérification des contraintes normales à ELS	104
Tableau VII-17 résumé de la vérification des contraintes normales à ELS	105
Tableau VII-18 section de vérification d'effort tranchant	106
Tableau VII-19 caractéristique de la poutre et effort appliqué	106
Tableau VII-20 phase de vérification des contraintes tangentiels	107
Tableau VII-21 résumé de la vérification des contraintes tangentiels à ELS	108
Tableau VII-22 vérification des contraintes normales à ELU	110
Tableau VII-23 vérification des contraintes tangentiels à ELU	111
Tableau VII-24 calcul du ferraillage de peaux	112
Tableau VII-25 calcul des armatures de surface	112
Tableau VII-26 section des armatures d'éclatements	113
Tableau VII-27 calcul des allongements des câbles	114

CHAPITRE VIII

Tableau VIII-1 moment transversale et longitudinale dans la dalle	118
Tableau VIII-2 calcul de A_s longitudinale et transversale	119

Tableau VIII-3 résumé du ferrailage de la dalle	119
Tableau VIII-4 vérification au poinçonnement de la dalle.....	120
Tableau VIII-5 résumé des résultats (flèche rotation et déplacement).....	122

CHAPITRE IX

Tableau IX-1 réactions D'appuis à ELU	124
Tableau IX-2 dimension en plan de l'appareil d'appui	124
Tableau IX-3 Hauteur d'élastomère.....	125
Tableau IX-4 stabilité au flambement	126
Tableau IX-5 déformation totale	126
Tableau IX-6 stabilité aux rotations	127
Tableau IX-7 condition de non glissement	127
Tableau IX-8 calcul de la dimension des frettes.....	127
Tableau IX-9 valeur de K_s	128
Tableau IX-10 condition de non soulèvement	128
Tableau IX-11 récapitulation des dimension des appareils d'appuis.....	128
Tableau IX-12 calcul des armature du dé d'appuis	129
Tableau IX-13 masse du tablier de l'ouvrage	131
Tableau IX-14 masse de la moitié supérieur des piles	131
Tableau IX-15 masse de la moitié supérieurs des culées	131
Tableau IX-16 masse vibrante totale.....	132
Tableau IX-17 calcul des raideurs du système	132
Tableau IX-18 résumé des paramètres du spectre de réponse.....	133
Tableau IX-19 calcul de la force sismique et le déplacement longitudinale	134
Tableau IX-20 calcul du souffle.....	135
Tableau IX-21 modelé de joint de chassée.....	135

CHAPITRE X

Tableau X-1 facteur de portance K_p	137
Tableau X-2 classe du sol en fonction de Pl	138
Tableau X-3 données du calcul de Q_{pu}	138
Tableau X-4 valeur de la portance en pointe Q_{pu}	138
Tableau X-5 courbe de frottement unitaire en fonction de la classe du sol	139
Tableau X-6 calcul de la portance par frottement	139
Tableau X-7 portance par frottement Q_{su}	140
Tableau X-8 les valeurs de $K \tan \delta$	141
Tableau X-9 résultat du frottement négative	142
Tableau X-10 Portance du sol aux état limites.....	142
Tableau X-11 portance du sol sous la pile	143
Tableau X-12 portance du sol sous la culée	143
Tableau X-13 résumé du calcul de la masse vibrante	144
Tableau X-14 résumé du calcul des raideurs.....	144
Tableau X-15 donnée pour calcul du spectre de réponse.....	144
Tableau X-16 effort sismique longitudinale.....	145
Tableau X-17 effort sismique transversale.....	145

Tableau X-18 résumé de la descente de charge	147
Tableau X-19 excentricité suivant x et y des pieux sous pile P2	149
Tableau X-20 vérification des pieux sous pile P2.....	149
Tableau X-21 effort de calcul du chevêtre	150
Tableau X-22 effort de calcul des fûts	150
Tableau X-23 vérification de l'angle des bielles.....	151
Tableau X-24 calcul de l'armature inferieur totale.....	151
Tableau X-25 calcul du coefficient λ	152
Tableau X-26 effort en tête du pieu.....	152
Tableau X-27 descente de charge pour la culée C1	154
Tableau X-28 excentricité suivant x et y des pieux sous la culée	156
Tableau X-29 vérification des pieux sous culée C1	156
Tableau X-30 résumé des efforts développés dans chaque élément	159
Tableau X-32 vérification de l'angle des bielles	161
Tableau X-33 section d'armature inferieur As totale	161
Tableau X-34 calcul du coefficient λ	162
Tableau X-35 effort en tête du pieu	162

Liste Des Abréviations

ALTRO	Société Algérienne des Travaux Routiers
A1	Autoroute est-ouest
As	Section acier
BA	Béton armé
BB	Béton bitumineux
CDG	Centre de gravité
DTP-Cne	Direction travaux publics Constantine
ENGOA	Entreprise nationale des grands ouvrages d'arts
ELS	Etats limite de service
ELU	Etats limite ultime
ELA	Etats limite accidentelle
E	Module d'élasticité
Ed	Epaisseur de la dalle
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression
f_{bu}	Contrainte admissible de compression
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction
f	Flèche des poutres
f_e	Résistance élastique des aciers
gN	Grès numidien
Hp	Hauteur des poutres
h_w	Hauteur du bi poutre
IPE	Profilé européen en I
Inf	Inferieur
Kp	Facteur de portance
LTP/EST	Laboratoire des travaux publique est
L_{totale}	Largeur totale
L_p	Longueur poutre
l_r	Largeur roulable
$L_c 1,2$	Axe model, limite droite et gauche de la largeur chargeable
mp	Mio-pliocènes
mid_lc	Axe model, milieux de la largeur chargeable et axe de passage du système D240
$Mg1, Vg1$	Effort due au poids propre de la poutre seule
$Mg2, Vg2$	Effort due au poids propre de la dalle
$Mg3, Vg3$	Effort due au complément des charges permanentes
M	Moment fléchissant
OA	Ouvrage d'art
ODC	organisation des chantiers
PRS	profilés reconstitués soudés
P_{min}	Précontrainte minimale
P_{sous}	Précontrainte minimale pour une section sous critique
P_{sur}	Précontrainte minimale pour une section sur critique

Q	Quatenaire indifférencié
Q_{pr}	Charges roulantes (AL ,BC, BT)
Q_{rp}	Charges militaire et exceptionnelle (MC120 , D240)
Q_{pu}	Portance en pointe
Q_{su}	Portance totale par frottement
$Q_{su\ i}$	Portance par frottement de la couche « i »
Q_{tr} /SCT	Surcharge sur le trottoir
RN3	Route nationale
RCPR	Règle de chargement des ponts et routes
RPOA	Règlement parasismique des ouvrages d'arts
S.E.T.S	Société d'étude technique Sétif
SP	Sondage pressiométrique
SC	Sondage carottier
Sup	Supérieur
St	Espacement des barres
TPC	Terre plain centrale
tro	Axe modèle, limite du trottoir
VIPP	Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension
v	Volume
VD/VG	Charge droite / gauche
V	Effort tranchant
w	Poids
W	Effort due au vent
γ_{BA}	Poids volumique du béton armé
γ_{BB}	Poids volumique du béton bitumineux
γ_{aciers}	poids volumique des aciers
σ	Contrainte normale
τ	Contrainte tangentielle
ε	Déformation
ϕ_g	Diamètre des gaines
ϕ_{pieu}	Diamètre des pieux
δ	Coefficient de majoration dynamique
θ	Rotation des poutres

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

DEFINITION D'UN OUVRAGE D'ART

Dans la littérature un ouvrage d'art est une construction de grande taille, d'une importance considérable qui s'impose dans le paysage local destinée à établir :

- Une voie de communication (*pont, tunnel...*).
- Une protection contre l'action des terres ou de l'eau (*murs de soutènement*).
- Une construction de retenue d'eau (*barrage / digue*).

On parle d'art pour désigner ces ouvrages car leur fabrication nécessite autant d'expérience que de connaissance théorique, cette expérience est appelée l'art de l'ingénieur.

Le terme **pont** est utilisé pour qualifier une structure en élévation reliant, par une voie de communication appelée voie portée, deux points séparés par un obstacle d'origine naturelle (*comme les oueds, vallées*) ou humaine (*comme pipelines, gazoducs, routes, etc.*).

HISTORIQUE DES PONTS

Depuis toujours l'homme avait pour but de découvrir de nouveaux horizons, de nouvelles terres mais très souvent des obstacles l'empêchent d'accomplir son but. Afin de franchir ces obstacles, il employa diverses techniques, ainsi les ponts furent créés.

Avec le développement des conditions de vie des humains, les ponts ont connu eux aussi un grand développement technologique vis-à-vis des techniques et matériaux de construction, ainsi des méthodes rationalisant la production, régularisant la qualité et augmentant les cadences de fabrication tout en assurant une sécurité pour le personnel et les usagers ont vu le jour.

CRITERES DE CONCEPTION

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences classées en trois (03) types :

- Les exigences fonctionnelles ou mécaniques qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction en toute sécurité,
- Les exigences naturelles qui sont l'ensemble de contraintes imposées par l'environnement
- Les exigences imposées par le maître d'ouvrage et les caractéristiques de l'axe porté comme le gabarit à respecter ou la cote de la ligne rouge.

Ce présent document s'inscrit dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude sur la **conception et étude d'un viaduc**, il se structure comme suite :

On commence par une étude bibliographique concernant le diagnostic post-sismique et la réhabilitation des ouvrages d'art suivie d'une présentation de l'ouvrage, de la conception de trois (03) variantes, étude du tablier de la variante jugée optimale et enfin l'étude d'infrastructure.

.

CHAPITRE I
DIAGNOSTIC POST-SISMIQUE
ET
REHABILITATION DES OUVRAGES D'ART

I.1 INTRODUCTION

Que ce soit dans un pont, une route, un bâtiment ou tout autre ouvrage, ils remplissent tous une ou plusieurs fonctions bien précises.

Ces ouvrages sont nécessaires au bon fonctionnement de notre société, car ce sont des éléments facilitant ou améliorant la vie des usagers. Pour leur permettre de remplir leur rôle, il est nécessaire de s'assurer de leur bonne santé et dans le cas contraire les réparer. C'est dans cette optique que s'inscrit notre étude.

À partir du moment où une pathologie est apparue, même si cela ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage, il est important de diagnostiquer d'une part d'où vient le problème, mais à quel degré il affecte l'édifice.

Dans un second temps, il est nécessaire de supprimer le problème à la source et de réparer l'ouvrage.

Le diagnostic est un moment clé lorsqu'il y a présence de pathologies.

Une fois les causes ainsi que les pathologies diagnostiquées, il est nécessaire de prévoir des travaux de réhabilitation afin de restituer ou améliorer les caractéristiques physiques et mécaniques de la structure.

Afin de retarder ou de limiter de nouvelles pathologies similaires, il est possible de protéger la structure. Il existe un grand nombre de protections, elles sont à choisir selon les différentes pathologies, mais aussi sur la durée de pérennisation espérée.

Ces expertises se développent de plus en plus notamment du fait d'une volonté des pouvoirs politiques de s'inscrire dans un schéma de développement durable, à savoir, pérenniser l'existant.

Il est aussi possible de ne pas prévoir des travaux, mais seulement s'intéresser à l'évolution des pathologies.

Dans ce chapitre nous présentons une synthèse des dommages post sismiques affectant les ouvrages d'art, leur origine et cause ainsi que les solutions probables pour la réhabilitation. On entamera par un aperçu sur l'importance du parc national des ouvrages d'art ainsi qu'un bref exposé de la sismicité en Algérie.

I.2 IMPORTANCE DU PARC DES OUVRAGES EN ALGÉRIE

L'Algérie est un vaste pays, le premier en Afrique du point de vue superficie (2,382 millions km²), il dispose d'un réseau routier très dense (*plus de 133 741 km*) concentré dans la partie nord du pays, où la topographie présente des dénivelées importantes, due aux chaînes des montagnes Atlas Tellien et Atlas Saharien. Pour franchir les différents obstacles qui se présentent, l'Algérie dispose d'un parc d'ouvrages d'art très riche.

La plupart des ouvrages d'art (OA) construits étaient liés aux programmes de constructions routières. De 2005 à 2014, ce ne sont pas moins de 1 384 ouvrages construits [9].

Au programme quinquennal 2015-2019, il a été prévu la construction de plus de 500 nouveaux ouvrages d'art routiers, une mise à niveau des équipements de sécurité, l'expertise et l'entretien de 1 500 OA.

D'importants programmes de construction d'ouvrages d'art et de tunnels destinés à l'équipement du réseau routier et autoroutier ont été engagés durant ces dernières années.

Le parc ouvrages d'art en Algérie comptait, jusqu'à 1992, 2 800 OA et 07 km de tunnels, et selon les dernières données du Ministère des Travaux Publics, il est passé à 10 000 OA et 25 km de tunnels en 2014.

I.3 LA SISMICITE EN ALGÉRIE

L'histoire des séismes en Algérie date de l'année 1365 quand le premier séisme répertorié en Algérie frappe la ville d'Alger, cause plusieurs victimes et inonde la ville. Depuis, de nombreux chercheurs se sont intéressés à la sismicité en Algérie, ce qui a montré la concentration de la quasi-totalité des séismes dans la partie nord du pays ce qui justifie par la suite l'installation de plusieurs stations sismologiques au nord du pays (fig.1) d'enregistrer plusieurs séismes depuis la période coloniale à ce jour.

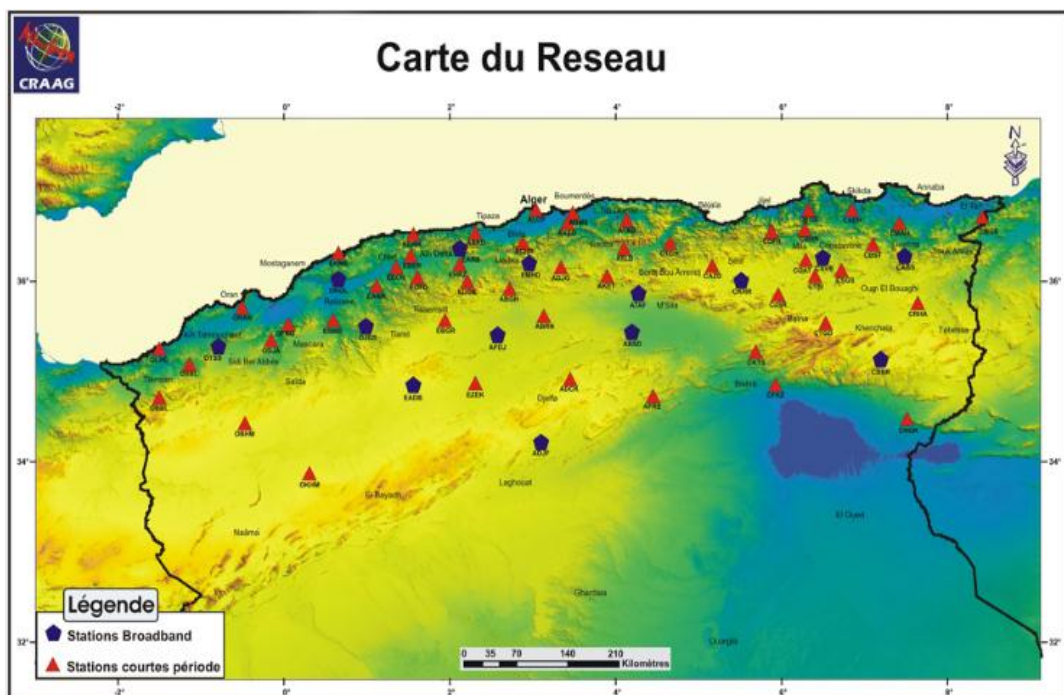


Figure I-1 Emplacement des stations sismiques en Algérie [2]

Tableau I-1. Date, lieux et Magnitude de séismes majeurs en Algérie [2]

Date	Lieux	Magnitude
21 mai 2003	Séisme de Boumerdes	6.8
22 décembre 1999	Séisme d'Ain Temouchent	5.7
27 octobre 1985	Constantine	5.9
10 octobre 1980	Séisme d'El Asnam	7.3
15 janvier 1891	Gouraya	7.5

I.4 EXPERTISSE DES OUVRAGES D'ART

L'entretien des ponts et des ouvrages d'art est une mission qui se conduit à long terme. Il s'agit d'un patrimoine capital pour le bon fonctionnement d'un territoire ainsi que pour le transit des personnes et des marchandises. Leur bonne santé et leur opérabilité sont donc une priorité. La maintenance se compose de quatre (04) grandes étapes clés.

I.4.1 IV.1. Etude documentaire

Cette étape a pour but de retracer l'histoire et l'identité de l'ouvrage concerné : date de construction, types de matériaux utilisés, les plans détaillés, les études antérieures, les travaux déjà réalisés, etc. Cette bibliographie permettra d'en savoir plus sur l'ouvrage en vue de préparer une inspection visuelle.

I.4.2 IV.2. Inspection

Elle peut être de deux natures.

- **L'inspection visuelle** rapide qui recensera les désordres et détériorations visibles : fissures, rouilles, éclatements, etc. Elle ne nécessite pas de moyen d'accès particulier.
- **L'inspection détaillée** qui donne un avis argumenté sur la santé de l'ouvrage et les potentielles évolutions. Cet avis se construit par un regard sur toutes les parties de l'ouvrage, y compris celles difficiles d'accès. L'opérateur de l'inspection doit pouvoir toucher toutes les parties de l'ouvrage. Il est souvent fait appel à des moyens d'accès spécifiques comme des nacelles. A l'issue de cette mission, un rapport de préconisations sera remis et un avis sera rendu sur la nécessité de la mise en place d'un programme de travaux et son caractère d'urgence.

Il faut noter que la phase d'inspection n'est pas un diagnostic. Elle se concentre sur la seule observation des dégradations mais ne cherche pas à déterminer l'origine des désordres.

I.4.3 IV.3. Diagnostic

Des désordres sont observés et impactent significativement la viabilité de l'ouvrage, un diagnostic aura pour mission d'évaluer l'origine des dégradations. Pour cela, il sera fait appel à des moyens de mesures non destructifs (ferroscan, radar). Des prélèvements d'échantillons sont probables pour des analyses en laboratoires afin de détecter d'éventuelles

pathologies du matériau. Cette connaissance sera le point de départ pour dresser un programme de travaux de réhabilitation du pont.

IV.4. Maîtrise d'œuvre de réparation

Sur la base des missions d'inspection et de diagnostic, des solutions de réparations peuvent être proposées et des missions de maîtrise d'œuvre de réparation des ouvrages d'art réalisées. Il s'agit là de programmer et d'organiser toute l'exécution des travaux avec les entreprises adéquates, répondant aux exigences de votre patrimoine et des problématiques rencontrées.

I.5 DOMMAGES ET PATHOLOGIES DES OUVRAGES D'ART

I.5.1 Echappement d'appuis

Comme le nom laisse comprendre, ce type de désordre est caractérisé par un déplacement relatif entre le tablier et ses appuis, ce déplacement assez important dépasse la gamme de tolérance des appuis comme le montre la *figure 2*. Ce problème est plus apparent dans les ponts à travées isostatiques simplement appuyée avec des piles élancées [4].

Ce type de sinistre est l'une des conséquences d'une sous-estimation de la force sismique et donc les déplacements, il en résulte une longueur d'assise trop petite adoptée pour contrer l'effondrement du tablier par perte d'appuis [4].



Figure I-2. Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier - Kobe, 1995.

I.5.2 Les facteurs amplifiants

Les caractéristiques géométriques des ponts peuvent parfois jouer en défaveur de la résistance du pont par l'amplification de la force sismique appliquée à celui-ci.

- **Présence d'un biais**

Lors d'un séisme, la coalition du tablier avec la culée engendre une force excentrée perpendiculaire au bord transversal du tablier créant une rotation du tablier [3].

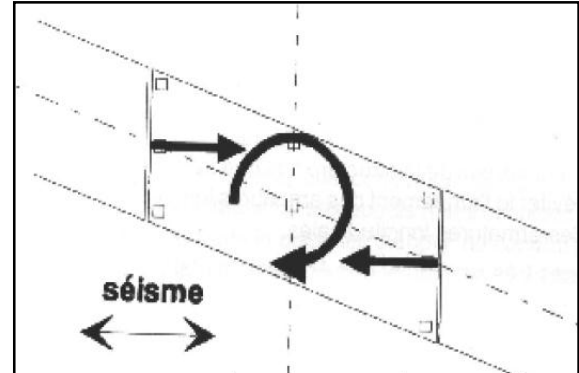


Figure I-3. Schéma montrant l'effet du biais

- **Présence de courbure**

Le déplacement du tablier provoque une fermeture du joint d'un côté et une ouverture de l'autre, si la longueur d'assise est insuffisante, il peut y avoir un effondrement [3].

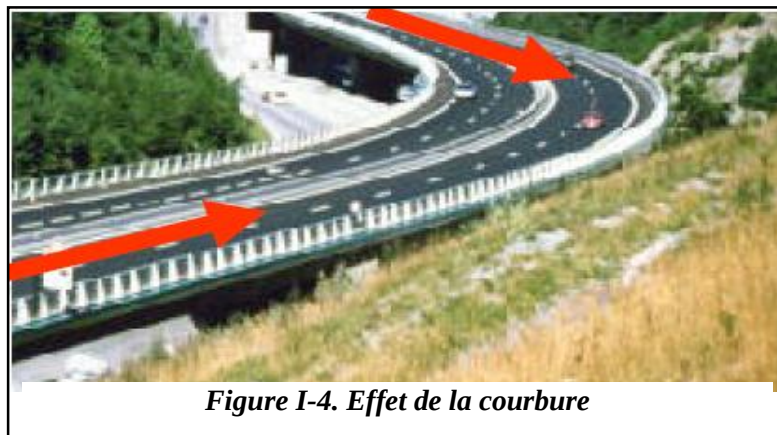


Figure I-4. Effet de la courbure

I.5.3 Rupture par cisaillement des piles

La rupture par cisaillement des piles est caractérisée par des fissures à 45°, comme le prédit le cercle de Mohr, signe d'un dépassement des contraintes limite de cisaillement. Elle se produit dans les piles là où l'effort tranchant est potentiellement intense [1].

La rupture par cisaillement des piles est causée par le manque de confinement du béton, résultat au grand espacement des étriers [1]. Cette conception donne aux piles une grande capacité flexionnelle au détriment de la résistance au cisaillement.

De plus, l'auscultation des ponts endommagés par les séismes a dévoilé une défaillance des armatures à la base des piles causée par le chevauchement inadéquat des armatures dans cette zone empêchant ainsi leur plastification menant la pile à un comportement fragile au lieu de ductile.



Figure I-5 Rupture des piles par cisaillement [1]

I.5.4 Endommagement des piles sous l'effet effort de flexion

Dans les sections en béton, ce type d'endommagement est caractérisé par l'éclatement du béton tendu et un écrasement du béton comprimé signes que les contraintes limites de traction et de compression sont dépassées suite au chargement appliqué.

Dans les piles de pont, ce chargement est fonction de la rigidité en flexion des piles, rigidité dépendant de l'élancement des piles et du mode de fonctionnement du tablier (*simplement appuyée, encastré, ...*).

Ce type de dommage peut survenir lorsque le taux d'armature longitudinale est réduit trop rapidement hors de la zone de rotule plastique, il provoque des fissures flexionnelles réduisant ainsi la capacité de la section à résister au cisaillement, cas du pont de HANSHIN EXPRESSWAY [5].



Figure I-6. Rupture en flexion du pont [5]

I.5.5 Poinçonnement du tablier sous l'effet de la composante verticale

Le poinçonnement du tablier est identifiable par l'écrasement du béton sur les fûts des piles qui dans le cas ultime perforent la dalle du tablier.

La composante verticale du séisme qui surcharge les piles de pont, pour certaines conceptions où le chevêtre est inexistant ou présente une très faible épaisseur, le tablier peut être victime d'un poinçonnement par les fûts des piles.



Figure I-7. Loma Prieta, USA 1989 [3]

I.5.6 Tassement ou Rupture des remblais d'accès (Glissement des culées)

L'un des rôles de la culée est d'assurer la liaison du remblai d'accès, ou plus généralement la terre en amont et en aval du pont, avec le tablier de celui-ci. Lors d'un séisme le glissement de ses terres empêche la culée de remplir au mieux sa fonction.

Le glissement des culées est provoqué par la mauvaise consolidation du sol dans lequel les grains vont se réarranger, ces petits mouvements entraînent un mouvement d'ensemble du sol engendrant généralement une rotation ou une translation des culées.

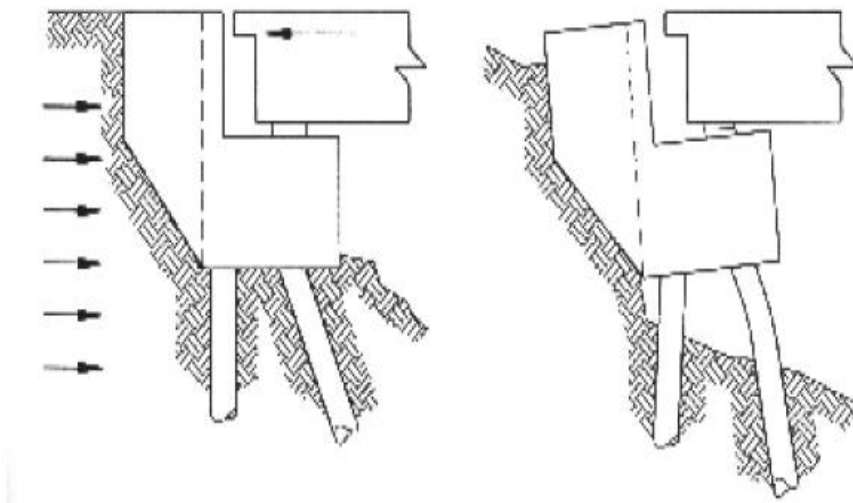


Figure I-8. Schéma d'un glissement de culée [3]



Figure I-9 Glissement de culées Costa Rica, 1990 [3]

I.5.7 Effondrement lié à la liquéfaction du sol porteur

La liquéfaction du sol est un phénomène dans lequel la résistance du sol est réduite par les secousses d'un chargement rapide, ce phénomène apparaît dans les sols pulvérulents saturés.

La présence d'eau induit une pression interstitielle sur les particules qui augmente par effet du chargement rapide, cette augmentation diminue la contrainte effective du sol est donc sa résistance au cisaillement. Dans le cas ultime, la contrainte effective s'annule, de ce fait le sol perd sa capacité portante.

Si une pile de pont est implantée dans une zone affectée par ce phénomène, elle peut tasser, se déplacer ou même se renverser, le pont se trouve endommagé par la perte de son appui; c'est le cas du SHOWA-BRIDGE, Niigata, 1964.



Figure I-10. Show Bridge suite au séisme de Niigata, 1964 [6]

I.5.8 Chutes des blocs

La chute des blocs est un phénomène rapide et brutal suite à un déséquilibre des roches en hauteur.

La chute des blocs est causée par plusieurs facteurs notamment les séismes qui viennent déranger un équilibre déjà très instable des blocs en question, si ces blocs se trouvent à des hauteurs importantes emmagasinant ainsi une importante énergie potentielle de pesanteur se transformant en une énergie cinétique lors de la chute qui se décharge sur le premier obstacle rencontré éventuellement des ponts.



Figure I-11. Pont sur autoroute A6 vers Turin, Italie

I.5.9 Glissement des terrains

Le glissement des terrains est un phénomène assez lent, engendré lui aussi par un grand nombre de facteurs. Si un pont se trouve dans les zones où ce phénomène peut se déclencher, le pont peut être :

- Immerger dans les terres, si le volume de terre mobilisé est grand
- Totalement ou partiellement emporter vue la grande inertie des blocs ou des terres
- Gravement endommagé par le choc des roches à grande vitesse

Dans le cas d'un séisme, le mouvement de terre crée des contraintes supplémentaires, si le seuil de résistance du sol se voit dépasser, des lignes de rupture sont générées et la gravité vient mettre tous le sol détaché en mouvement.



Figure I-12 Photo d'un glissement qui immerge totalement une route
I.5.10 Effet de site

L'effet de site est un terme utilisé pour décrire la modification d'amplitude et de la vitesse des ondes sismiques induites par la nature du sol traversé, cet effet a été très bien mis en évidence lors des enregistrements d'un séisme en **Italie** (24 Août 2016, *Magnitude* 6) par des stations disposées assez proches les unes des autres dont une implantée sur un sol dur (*la roche*) et les autres sur un sol meuble (*des sédiments*) (*Figure13*) [4]

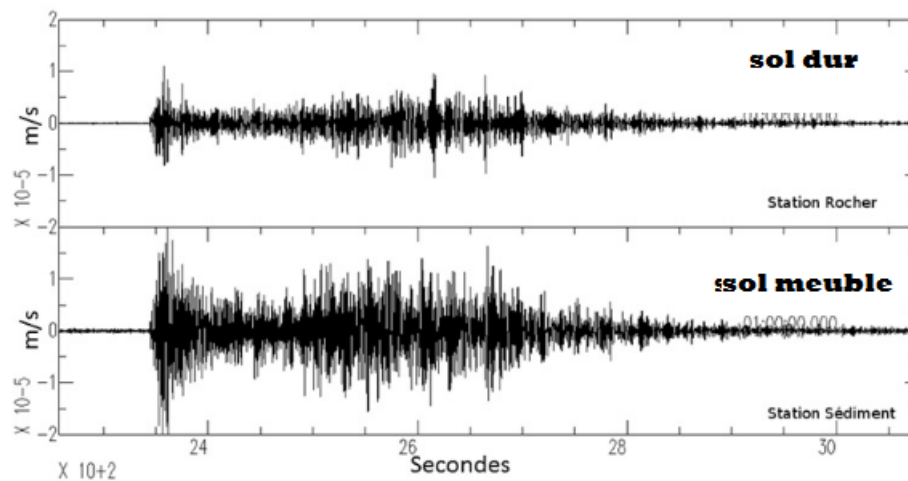


Figure I-13 Enregistrement des vitesses par les stations sismologiques [10]

Il existe plusieurs facteurs provoquant une amplification des ondes sismiques comme :

- La topographie du site
- Les zones à faible vitesse des ondes cisaillement
- Les Cuvettes sédimentaires
- Les Fortes épaisseurs de sédiments
- Le degré de saturation du sol en eau et sa densité

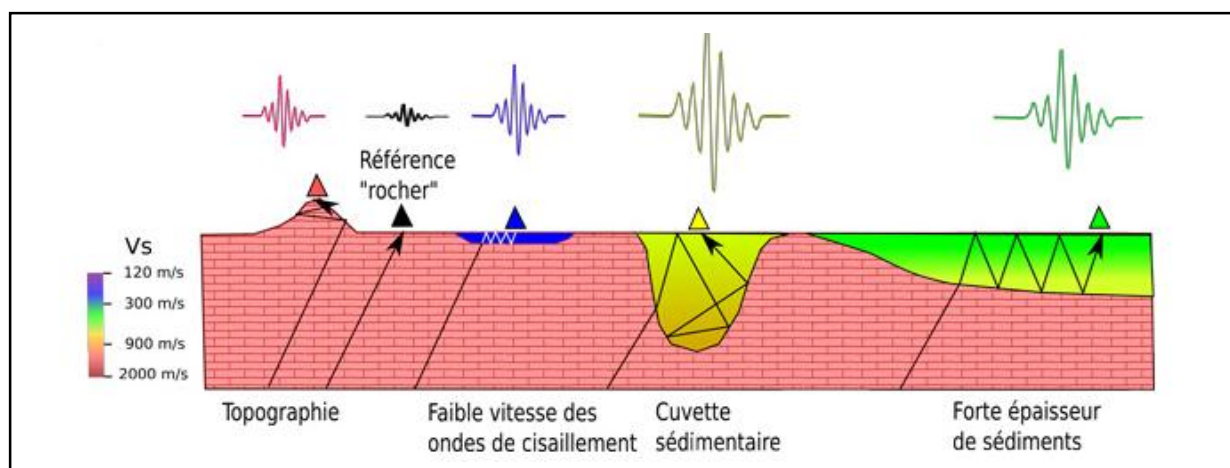


Figure I-14 Schéma illustrant différentes configurations géologiques locales susceptibles de modifier la propagation des ondes sismiques qui les traversent [10]

Ces phénomènes peuvent être très dangereux pour les structures, notamment les ponts lorsqu'ils sont négligés par le concepteur dans le calcul de la structure.

I.6 SOLUTIONS AUX DOMMAGES POST-SISMIQUES DES OA**I.6.1 Solutions préventives**

Les solutions préventives regroupent toutes les dispositions prises pour empêcher l'endommagement des ponts en post-sismicité, ces dispositions agissent donc sur les causes probables de l'apparition des dommages sismiques

I.6.1.1 Conception parasismique

La conception parasismique consiste à définir et à contrôler le comportement du pont lors d'un séisme, il existe trois (03) grandes visions de conception :

- **Conception en élasticité**

Dans lequel la structure dispose d'une ductilité limitée et reste dans le domaine élastique lors du séisme, cette conception s'avère avantageuse dans les régions à faible sismicité car aucune réparation post-sismique n'est en principe à prévoir [11].

- **Conception en ductilité**

Cette conception autorise la structure, ou certains de ses éléments, à accéder au domaine plastique afin de dissiper une partie de l'énergie sismique et empêcher sa transmission au reste de la structure, ces zones ductiles sont choisies pour être facilement accessibles et réparables [11].

- **Conception en isolation sismique**

Ce concept combine les avantages des deux premiers car une très grande part de l'énergie sismique est dissipée par des appareils mécaniques jouant la fonction d'amortisseur tandis que les éléments structuraux de l'ouvrage ne subissent en théorie aucun dégât et les matériaux restent dans leur domaine de comportement élastique, les dispositifs d'amortissement sont facilement inspectés et remplacés [10]

I.6.1.2 Le calcul dynamique

Le calcul dynamique des ponts permet d'évaluer les dépassements de la structure sous l'action d'un chargement dynamique éventuellement de type séisme et donc d'évaluer les efforts appliqués au pont pendant un séisme autorisant une conception en toute sécurité, il existe plusieurs méthodes d'analyse pour l'estimation des déplacements, les plus utilisées sont :

- **Analyse spectrale monomodale**

Utilisée dans les ouvrages réguliers où on peut modéliser la structure par un système à un degré de liberté (01 DDL), dans ce cas il y a lieu de considérer le mode fondamental sur lequel est reportée la totalité de la masse vibrante [11].

- **Analyse spectrale multimodale**

Lorsque la structure est irrégulière, ou lorsque son comportement dynamique ne peut pas être simplement approché par un seul mode, il y a lieu de procéder à une analyse spectrale multimodale. [11]

Selon une étude comparative menée sur ses deux méthodes pour estimer l'effort sismique appliqué à un pont courant, on a remarqué que les résultats sont très comparables malgré les calculs parfois fastidieux de la méthode multimodale [8].

I.6.2 Solutions curatives (Réhabilitation)

Les solutions curatives regroupent toutes les actions de réparation et réhabilitation des ouvrages bien qu'elles soient parfois très difficiles et délicates à mettre en œuvre, mais elles présentent toujours une solution très avantageuse sur le plan économique car elles restent moins chères qu'une démolition de l'ouvrage défaillant et la reconstruction d'un ouvrage neuf à la place.

La réhabilitation d'une structure endommagée consiste en l'une des opérations suivantes :

- **Réparation**

Restitution des performances initiales de l'ouvrage en conservant ses principales caractéristiques.

- **Renforcement ou Confortement**

Amélioration de la performance mécanique des pièces composant l'ouvrage en augmentant leur capacité afin de le mettre en conformité avec les normes de sécurité de fonctionnalité.

I.6.2.1 Remplacement du béton altéré [7]

Lorsque la dégradation du béton est importante, le remplacement du béton endommagé par du nouveau béton est nécessaire. Pour avoir une bonne adhérence entre les matériaux de différents âges et ainsi assurer une continuité du matériau, il faut garantir un bon nettoyage de la surface de contacts.

Le nettoyage se fait généralement par un jet de sable sous pression (*sablage*), suivi par un jet d'eau pour enlever tous les éléments fins intrus et enfin un jet d'air comprimé pour enlever l'excès d'eau.

I.6.2.2 Adjonction d'armatures complémentaires [7]

La technique d'adjonction d'armature complémentaire est à prévoir lorsque on doit remplacer des armatures non conformes aux normes ou en cas de renforcement de la structure.

Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration du béton et stopper la dégradation des aciers conservés (*aciers existants en bon état*), elles doivent aussi participer à la résistance globale de la structure.

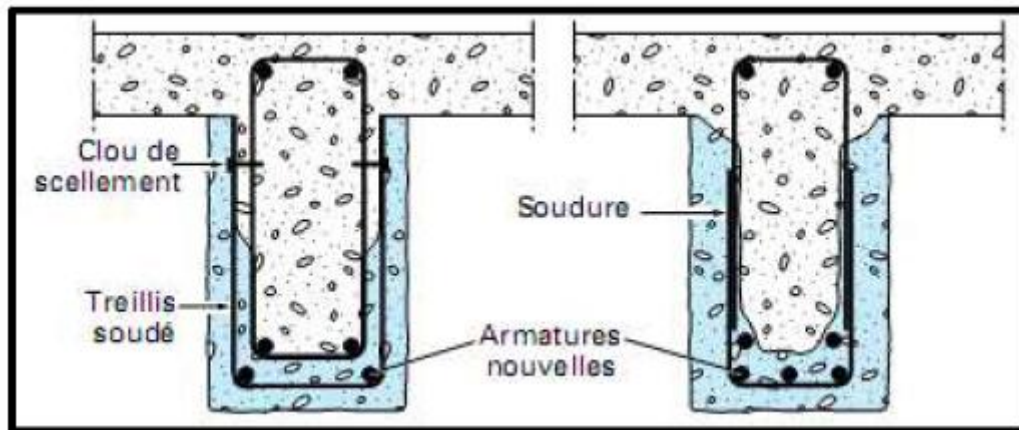


Figure I-15. Position des armatures complémentaire [7]

I.6.2.3 Renforcement et réparation par matériaux composites

Utilisé pour le renforcement de structures qui présentent une insuffisance d'adaptations aux normes actuelles notamment les normes parasismiques et pour les réparations structurales en complément de la réparation des désordres affectant les matériaux béton et armatures, l'avantage majeur de cette technique est qu'elle apporte une résistance nette à la structure car le poids des matériaux composites tels que la fibre de verre ou la fibre de carbone est très faible par rapport à leur apport en résistance mécanique (*un rapport résistance sur poids très élevé*)

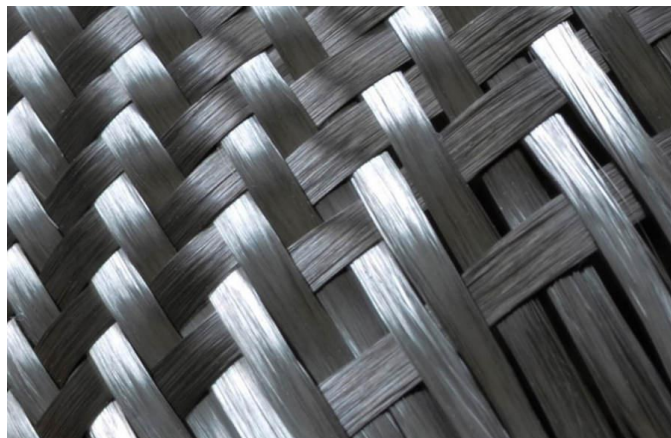


Figure I-16. Tissu de fibre de carbone

I.6.2.4 Renforcement au moyen de profilés métalliques [7]

Cette technique améliore grandement la capacité portante de la structure reste à assurer une bonne compatibilité entre les matériaux et cela est lié directement à l'interface béton-acier.

L'inconvénient majeur de cette méthode est liée à l'imperfection et la non régularité du béton en place, ce qui rend plus difficile la mise en place.



Figure I-17 Pile N°8 du pont de Sidi Rached - Constantine

I.6.2.5 La Précontrainte Additionnelle [7]

La précontrainte additionnelle s'applique aux structures où on cherche à fermer les fissures provoquées par les contraintes de traction dans le béton. L'application de cette méthode apportera des contraintes de compression supplémentaire que le béton doit supporter, il existe deux (02) types de tracé de précontrainte extérieure :

- *Précontrainte additionnelle à tracé rectiligne*

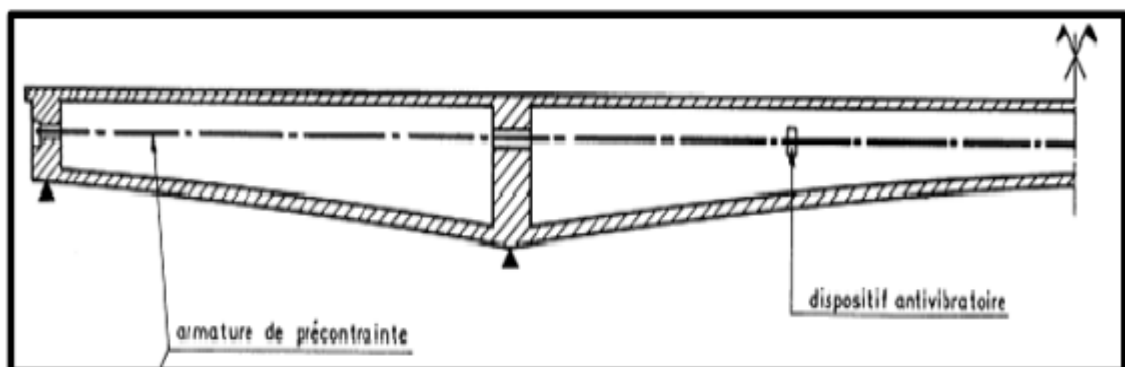


Figure I-18. Précontrainte additionnelle à tracé rectiligne [7]

▪ Précontrainte additionnelle à Tracé polygonal

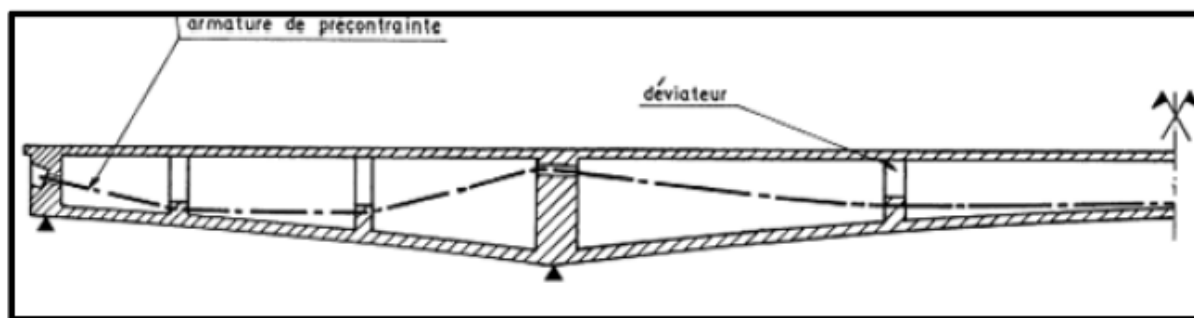


Figure I-19. Précontrainte additionnelle à tracé polygonal [7]

I.7 CONCLUSION

Il est souligné l'importance de l'investigation et du diagnostic dans le processus de réhabilitation des ouvrages d'art, c'est à ce moment que l'on détermine les pathologies et anomalies présentes ainsi que leur ampleur.

En effet, si la source du problème est mal diagnostiquée, les réparations préconisées ne correspondront pas réellement à ce qui est nécessaire et l'ouvrage sera toujours soumis aux mêmes risques. Une bonne investigation, suivi d'un bon diagnostic est primordial afin de prodiguer les réparations les plus adaptées ainsi que les protections à mettre en œuvre afin de donner les défenses nécessaires à l'ouvrage.

Concernant les différentes techniques de réparation et de réhabilitation, nous nous sommes appuyés sur des recherches menées sur les projets de réhabilitation divers. Les différentes techniques ont pour buts principaux de redonner (*éventuellement améliorer*) à chaque élément ses caractéristiques géométriques et également de conférer à la structure ses capacités à reprendre les efforts qui lui sont appliqués.

La nécessité de réaliser des fiches, une pour chaque technique, que ce soit de diagnostic, de réparation/réhabilitation, est nécessaire pour l'entreprise. En effet, certaines techniques ne sont pas utilisées couramment dans les agences et les détails du mode opératoire sont rapidement omis. Pour les techniques qui sont plus couramment utilisées, il est possible qu'elles soient mal appliquées. Dans les deux cas, ce sont des sources d'erreurs et de mauvaise interprétation, ce qui peut engendrer des problèmes lors de la réhabilitation d'un ouvrage.

Cette étude nous a permis de découvrir de nouveaux aspects de l'ingénierie du génie civil. Lors de notre formation, nous étudions principalement les différents modes de construction et les matériaux utilisés dans le neuf, mais très peu de connaissances ont été acquises concernant la réhabilitation d'ouvrages existants. Pourtant, ce domaine tend à se développer surtout dans le cadre du développement durable.

CHAPITRE II
PRÉSENTATION DU PROJET

II.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va présenter les différentes données nécessaires à la bonne conception de l'ouvrage (données fonctionnelles) et les contraintes qui influent sa conception comme les données naturelles.

II.2 PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PROJET

L'ouvrage s'inscrit dans le cadre de la réalisation d'un raccordement entre RN3 (route nationale Skikda - Djanet) et A1 (l'autoroute est – ouest) pour survenir à la demande du maître d'ouvrage DTP-Constantine.



Figure II-1 implantation du projet de route

Ce projet est divisé en deux (2) lots :

- Lot1 : démarre de A1 sur 2.5 Km, il sera réalisé par une entreprise chinoise
- Lot2 : démarre de la fin du lot1 et arrive jusqu'à RN3 sur 8km lui-même divisé en deux parties :
 - Partie route : sera réalisé par ALTRO
 - Partie ouvrage d'art
 - Entreprise de réalisation : ENGOA
 - BET : S.E.T.S
 - Suivie : S.E.T.S
 - Laboratoire : LTP/EST
 - Nombre d'ouvrage :1

L'ouvrage qui fait l'objet de ce mémoire de fin d'étude s'inscrit dans la partie ouvrage d'art du lot2.

En résumé : les différents acteurs qui participe dans réalisation du pont sont :

- Maître d'ouvrage : DTP-Cne
- Entreprise de réalisation : ENGOA
- BET : S.E.T.S
- Suivie : S.E.T.S
- Laboratoire de contrôle : LTP/EST

II.2.1 Emplacement de l'ouvrage

L'ouvrage se situe entre la région de DIDOUCHE MOURAD et ZIGHOUD YUCEF wilaya de Constantine.



Figure II-2 image par satellite de l'emplacement de l'ouvrage

II.2.2 Caractéristique de l'ouvrage

- L'axe portée est une route 2x2vois.
- Le pont franchit un **réseau de pipelines** ; des conduites transportant des produits d'hydrocarbures

II.3 LES DONNÉES RECUEILLIES

II.3.1 Données fonctionnelles

II.3.1.1 Tracé en plan

En plan, la longueur du pont est de 140m du pk 4+983 au pk 5+123 soit du profile N°192 au profile N°202.

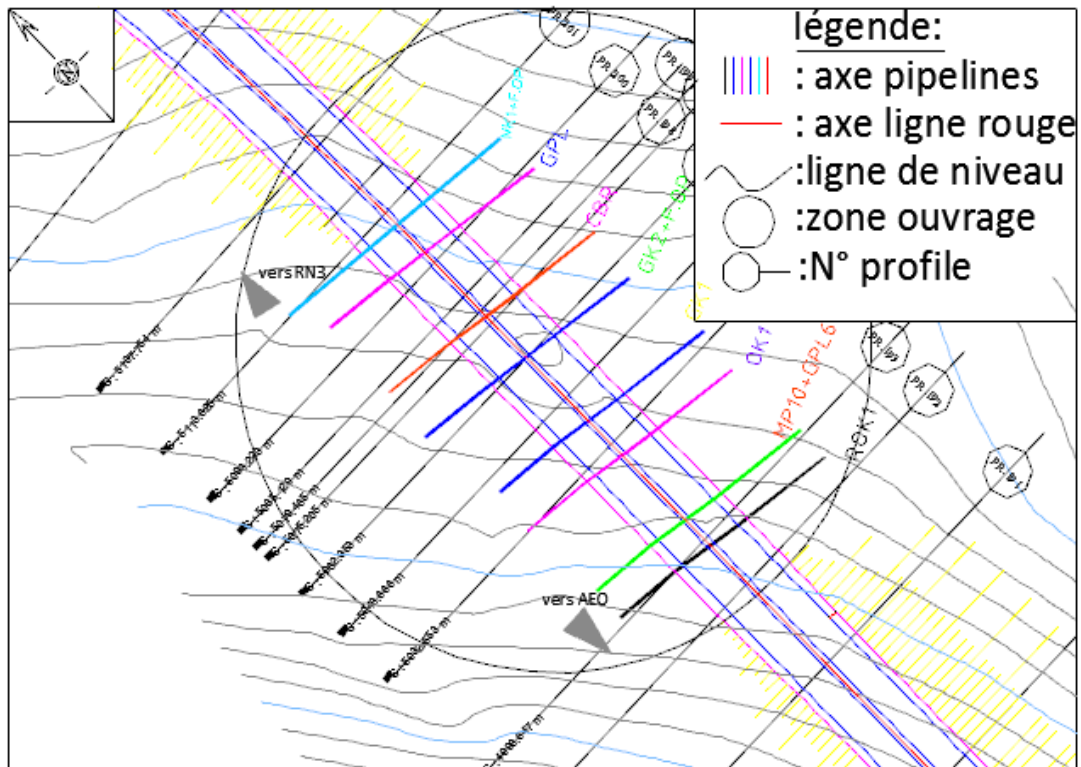


Figure II-3 vue en plan de la zone d'emplacement de l'ouvrage

II.3.1.2 Profile en long

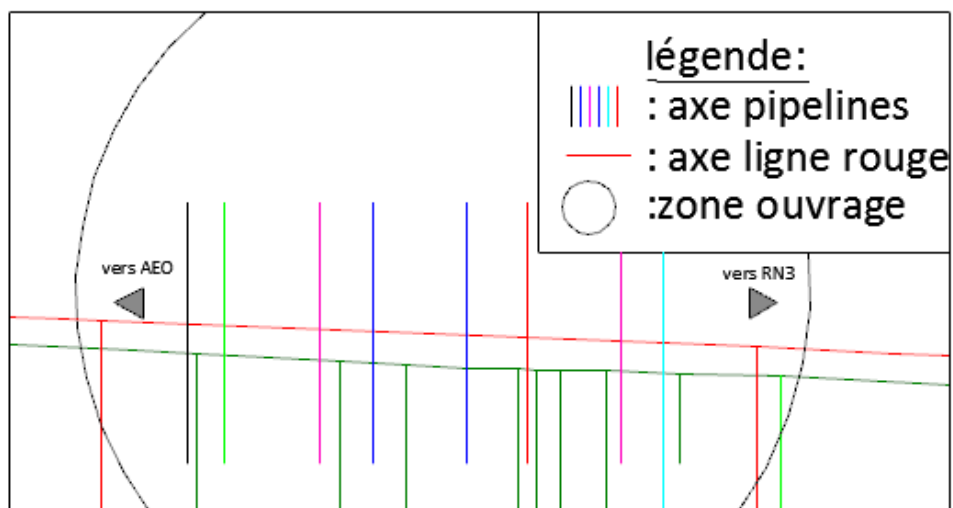


Figure II-4 vue en profile de la zone d'ouvrage

On remarque que la ligne rouge présente une pente de -4% au niveau de la zone d'ouvrage.

II.3.1.3 Profile en travers

Il se compose d'un TPC (02 m), 04 voies de circulation (2x2 voies) de 3.80 m pour chaque voie (d'après le profil type de la route) et un trottoir de 1.50 m dans chaque sens.

Tableau II-1 les dimensions du TPC Trottoir et la chaussée

TPC	CHAUSSE DE ROULEMENT (2x2voies)	TROTTOIR	TOTALE
2m	2x7.6m	2x1.5m	2 x 10.10m = 20.20m

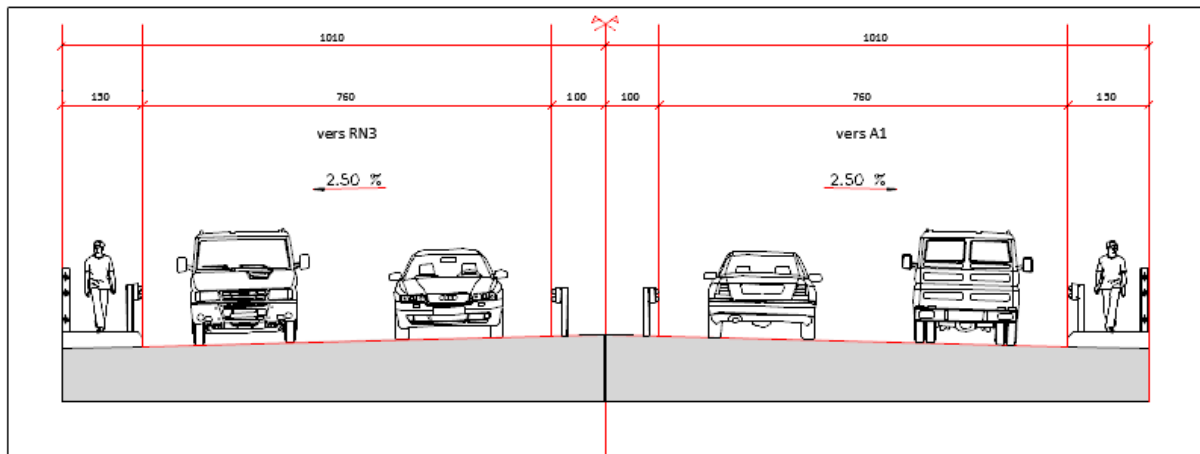


Figure II-5 les caractéristiques transversales de l'ouvrage

II.3.2 Données naturelles

II.3.2.1 Contexte géologique

D'après la carte géologique de l'Algérie la zone d'étude se compose de trois (03) zones principales :

- mp : mio-pliocènes
- Q : quaternaire indifférencié
- g^N : grès numidien

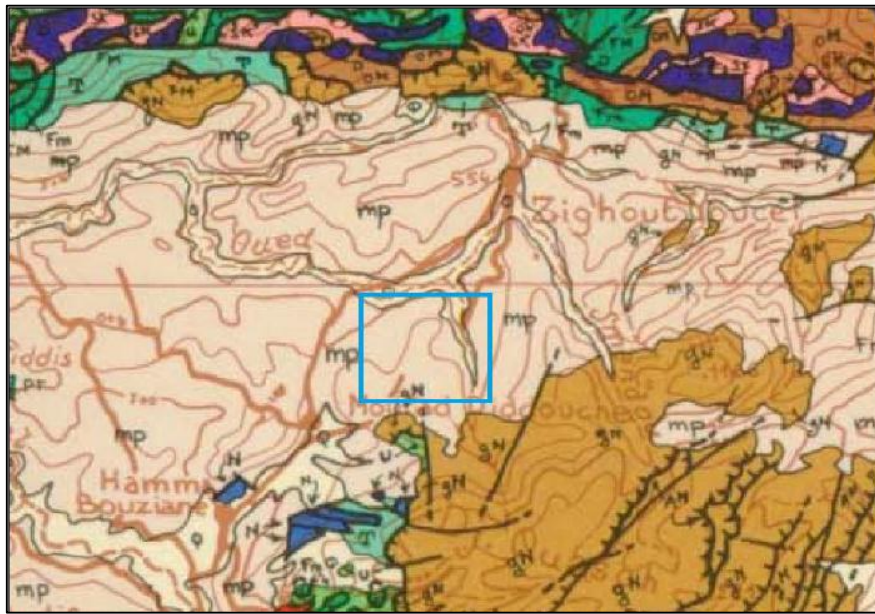


Figure II-6 carte géologique de la zone d'étude

II.3.2.2 Essais in-situ

Les essais in-situ étaient menez par SETS et ils se composent de :

- Deux (02) sondages pressiométriques (SP1et SP2) de 30m de profondeur
- Un (01) sondage carottier (SC5) de 30m de profondeur également avec prélèvement d'échantillons qui feront l'objet des essais en laboratoire

Tableau II-2 coordonnées de l'implantation du SP01,SP02 et SC05

lot	sondage	type d'investigation	profondeur	Pk	coordonnées	
					x	y
lot 2	SC 5	sondage carottier	30m	5+108	292351.94	4041491.91
	SP 1	sondage pressiométrique	30m	5+000	292398.51	4041446.29
	SP 2	sondage pressiométrique	30m	5+500	292305.49	4041537.40

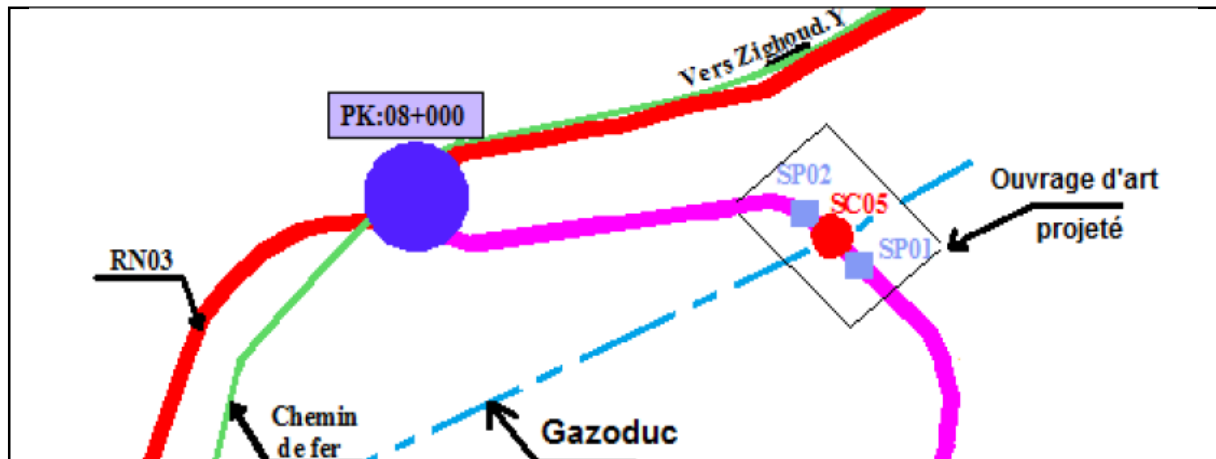


Figure II-7 implantation du SP01, SP02 et SC05

II.3.2.3 Essai laboratoire

- Essai physique :
 - Densité sèche et humide (NF P 94. 053)
 - Teneur en eau naturelle (NF P 94. 050)
 - Limite d'Atterberg (NF P 94. 051)
 - Analyse granulométrique (NF 94.056)
 - Analyse granulométrique des sols fins par sédimentométrie (NF 94.057)
 - Analyse chimique du sol (NF P 94. 048).
 - Carbonates (NF P 94. 048).
 - Sulfates du sol (NF P 99-009).
- Essais mécaniques :
 - Résistance au cisaillement à la boîte de Cazagrande en condition (UU)(NF P 94. 071-1), afin de déterminer :
 - Cohésion du sol : C_u (bars).
 - Angle de frottement interne : ϕ_u (°).
 - Compressibilité à l'Oedomètre (NF P 94. 090-1).
 - Coefficient de compressibilité (C_c)
 - Coefficient de gonflement (C_g)
 - Pression de consolidation (P_c).

N.B : les résultats des essais géotechniques sont présentés dans l'Annexe A

II.3.2.4 Donne sismique

RPOA 2008 (règlement parasismique des ouvrages d'arts algérien Edition 2008) divise le territoire national en cinq (5) zones de sismicité croissante :

- Zone 0 sismicité négligeable
- Zone I faible sismicité
- Zone IIa sismicité moyenne
- Zone IIb sismicité élevée
- Zone III sismicité très élevée

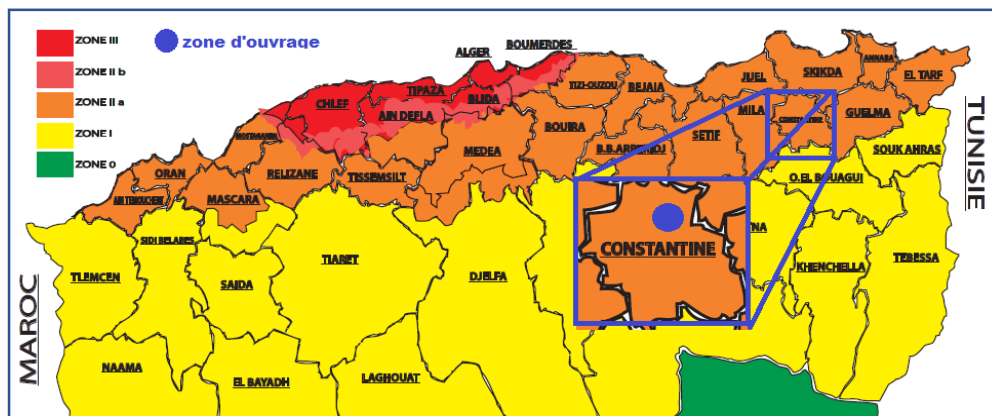


Figure II-8 la zone sismique de Constantine

L'ouvrage en question se trouve dans la wilaya de Constantine, une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) comme le montre la *figure II-8*.

II.3.1 Exigence du maître d'ouvrage

Vue la nature de l'obstacle franchie (pipeline ou gazoduc) SONATRACH a demandé qu'un espace suffisant soit réservé pour l'intervention de ces équipes sur ses pipelines en toute liberté et sans aucun encombre, pour cela le maître d'ouvrage (DTP-Cne) a exigé qu'un gabarit de 4m soit réservé.

II.4 CONCLUSION

Les données présentées dans ce chapitre vont permettre une conception qui s'adapte avec la fonctionnalité, environnement de l'ouvrage et aux exigences du maître d'ouvrage.

CHAPITRE III
HYPOTHÈSES DE CALCUL

III.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous présentons les outils nécessaires pour le calcul de l'ouvrage.

III.2 HYPOTHÈSE FONDAMENTALE

- Les section plane reste plane après déformation
- Le béton tendu est négligé lors de calcul
- La loi de Hooke est valable dans le domaine élastique linéaire $\sigma = E \times \varepsilon$
- Le glissement acier béton est négligeable
- L'équivalence acier béton se fait par le coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

III.3 PRINCIPE DES ÉTATS LIMITE

D'après le BAEL un état limite est celui pour lequel une condition de sécurité d'une construction est strictement satisfaite et arrête de l'être en cas de modification défavorable d'une action

III.3.1 États limite de service (ELS)

C'est l'état où l'ouvrage répond à toutes les conditions qui tendent vers une exploitation meilleure, on distingue :

- a. L'ouverture limite des fissures
- b. Déformation limite des éléments

III.3.2 États limite ultime (ELU)

Cet état limite correspond à la résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de la construction, on distingue :

- a. État limite d'équilibre statique
- b. État limite ultime de résistance des matériaux
- c. État limite de la stabilité de forme

III.4 CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX**III.4.1 Béton**

Le béton est un mélange étudié d'eau, granula, sable et ciment, qui présente des résistances très grandes à la compression (allant de 20 MPa à 40 ou 45 MPa) comparées aux résistances à la traction (allant de 2 à 4 MPa)

a. Résistance caractéristique à la compression

C'est la résistance en compression du béton à l'âge de 28j (f_{c28}), Elle est choisie en respectant les performances locales de formulation des bétons pour assurer que le béton réel soit conforme au modèle de calcul, on choisit :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

Les résistances de compression à des âges différents de 28 jours sont calculées à partir de la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad (\text{III.1})$$

b. Contrainte admissible de compression

- La contrainte admissible c'est la contrainte maximale autorisée dans une section, à ELU elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{III.2})$$

γ_b : coefficient de sécurité $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{situation durable} \\ 1.15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

θ : est fonction de la dure du chargement $\theta = \begin{cases} 1 & (> 24h) \\ 0.9 & (\text{entre } 1h \text{ et } 24h) \\ 0.85 & (< 1h) \end{cases}$

- À ELS la contrainte admissible est de « 60% » de f_{c28} :

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} \quad (\text{III.3})$$

c. Résistance caractéristique à la traction

C'est la résistance en traction du béton à l'âge de 28j (f_{t28}), Elle est calculée à partir de f_{c28} par l'équation suivante qui donne f_{tj} en fonction de f_{cj} .

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{III.4})$$

d. Contrainte admissible en traction

Les contraintes admissibles de traction sont limitées a :

- 1.5 f_{tj} : En situation de service et de construction rares hors zone d'enrobage
- 0.7 f_{tj} : En situation de service et de construction rares en zone d'enrobage
- 0 MPa : en situation de service fréquente

e. Module d'élasticité instantané

Le module d'élasticité instantané du béton pour des durées de chargement inférieure à 24h est donne par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{III.5})$$

f. Module d'élasticité différée

Ce module est donné pour des durées de chargement supérieur à 24h par :

$$E_{dj} = \frac{E_{ij}}{3} \quad (\text{III.6})$$

g. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson prend les valeurs de : $\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{béton non fissuré} \\ 0 & \text{béton fissuré} \end{cases}$

h. Poids volumique

Le poids du béton par unité de volume est généralement pris égale à 25 KN/m³

Tableau III-1 résumé des caractéristiques du béton

unité	valeur	
MPa	f _{c7}	23
MPa	f _{c28}	35
MPa	f _{t7}	2.0
MPa	f _{t28}	2.7
MPa	E _{i7}	31363
MPa	E _{i28}	35982
MPa	E _d	11994
KN/m ³	γ _{BA}	25

III.4.2 Armature passive**a. Limite élastique**

Les armatures passives sont les aciers du béton armé, on a choisi d'utiliser des aciers à haute adhérence de classe FeE50 avec une limite élastique de :

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

b. Module d'élasticité

Le module d'élasticité des aciers est égal à :

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

c. Contrainte limite

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s = \frac{2 f_s}{3}$
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{(n f_{tj})} \right)$
- En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{(n f_{tj})} \right)$

Tel que n = 1.6 pour les aciers de haute adhérence

d. Poids volumique :

Le poids volumique des aciers est de 75 KN/m^3

Tableau III-2 résumé des caractéristiques armatures passives

unité	valeur	
MPa	fe	500
MPa	σ peu nuisible	333
MPa	σ préjudiciable	229
MPa	σ très préjudiciable	187
GPa	Es	200
KN/m ³	γ acier	75

III.4.3 Armature active

Ce sont les aciers utilisés dans la précontrainte, on a choisi d'utiliser des torons (T15) assemble en deux (2) types de câbles : 7 T15 et 12 T15

a. Surface d'un toron

Le diamètre d'un toron T15 est de 15.7 mm avec une surface de 150 mm^2 .

b. La résistance à la rupture garantie

Cette résistance est fournie par le fabricant des torons, pour les T15 :

$$f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$$

c. La résistance élastique garantie

Elle aussi fournie par le fabricant, $f_{peg} = 1573 \text{ MPa}$

d. Module d'élasticité

Pour les toron de précontrainte $E_{ps} = 190 \text{ GPa}$

e. Surface des câbles

- 12 T15 : 1800 mm^2
- 7 T15 : 1050 mm^2

f. Diamètre et surface des gaines

- 12 T15 : $\phi_g = 82 \text{ mm}$; $S_g = 5281 \text{ mm}^2$
- 7 T15 : $\phi_g = 76 \text{ mm}$; $S_g = 4536.5 \text{ mm}^2$

g. Les coefficients des frottements anguleux

$$f = 0.18 \text{ rd}^{-1} ; \quad \varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$$

h. Glissement à l'encrage g

Le BPEL propose une valeur entre 6 et 8 mm

On prend : $g = 6 \text{ mm}$

i. Relaxation a 1000h

On utilise des aciers TBR (très basse relaxation) avec :

$$\rho_{1000} = 2.5\% \quad ; \quad \mu_0 = 0.43$$

j. Poids volumique

Comme pour les aciers passifs, on prend la valeur de 75KN/m³

Tableau III-3 résumé des caractéristiques armatures actives

unité	élément	12T15	7T15
mm	Diamètre d'un toron	15.7	15.7
mm ²	Surface d'un toron	150	150
mm ²	Surface d'un câble	1800	1050
MPa	limite de rupture	1770	1770
MPa	Limite d'élasticité	1573	1573
MPa	Module d'élasticité	190000	190000
mm	ϕ_g	82	76
cm ²	surface de la gaine	52.81	45.36
m ⁻¹	φ	0.002	0.002
rad ⁻¹	f	0.18	0.18
mm	g	6	6
%	ρ_{1000}	2.5	2.5
s.u	μ_0	0.43	0.43
KN/m ³	γ_{acier}	75	75

III.4.4 Autres matériaux

Dans cette partie on précisera que les poids volumiques (ou linéaires) des matériaux considérés comme non participant la résistance de la structure

- **Revêtement en béton bitumineux**

Poids volumique de 24 KN/m³

- **Glissière de sécurité**

Poids linéaire de 0.20 KN/m

- **Garde-corps**

Poids linéaire de 0.35 KN/m

CHAPITRE IV
CONCEPTION DES VARIANTES

IV.1 INTRODUCTION

A l'aide des données recueillies du chapitre précédent, on va pré-dimensionner trois (3) variantes de pont réalisable sur le plan technique et économique.

Ses variantes feront l'objet d'une analyse multicritère pour sélectionner la variante dite optimale, cette variante (*optimale*) sera étudiée en détail dans les chapitres suivants

IV.2 CHOIX DES TYPES D'OUVRAGE

Il existe plusieurs aspects influent le choix de l'ouvrage :

- La portée principale de l'ouvrage est l'aspect essentiel pour le choix de ce dernier
- Intégration de la structure dans son environnement
- La capacité technique et économique des bureaux d'étude et des entreprises.

Tableau IV-1 types de pont suivant leurs portées [12]

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

Notre choix :

Vue que la longueur totale du pont qui est comprise entre 130m et 150m on propose :

- Une variante de pont à poutres en béton précontraint isostatique à travées multiples avec une portée maximale de 35m (*variante 1*)
- Une variante de pont mixte bipoutres a trois (3) travées hyperstatiques avec une portée de travée centrale allant jusqu'à 70m, est toute aussi envisageable (*variante 2*)
- Une variante de pont en béton précontraint construit par encorbellement à deux (3) travée identique (*variante 3*)

Justification du choix :

- Les portées de Toutes ses variantes sont justifiées, comme le montre le tableau IV-1
- L'ouvrage s'inscrit dans un projet d'une grande importance au développement de la nation, il franchie un ouvrage très stratégique (*pipelines*) à l'économie nationale
- Les types des ponts choisis sont très courants en Algérie, donc elles sont très bien maîtrisées par les acteurs de construction locaux (*BET, entreprise de construction ...*)

IV.3 CONCEPTION DU PONT À POUTRE PRÉCONTRAINT (VARIANTE 1)

Ce type de pont est très fréquent dans les réseaux routiers et ferroviaire algérien, il se compose de plusieurs travées indépendantes (*isostatiques*) et chaque travée est composée elle aussi de plusieurs poutres identiques avec des portées allant de 30m à 45m pour les poutres précontraintes en post-tension. [14]

IV.3.1 Conception en plan

En plan, l'ouvrage se constitue de deux (2) types de travée qui se diffèrent principalement par leur portée (type 35m type 33 m), l'utilisation de deux (2) types de travée est justifiée par l'implantation non-uniforme des pipelines disposés comme le montre la figure suivante.

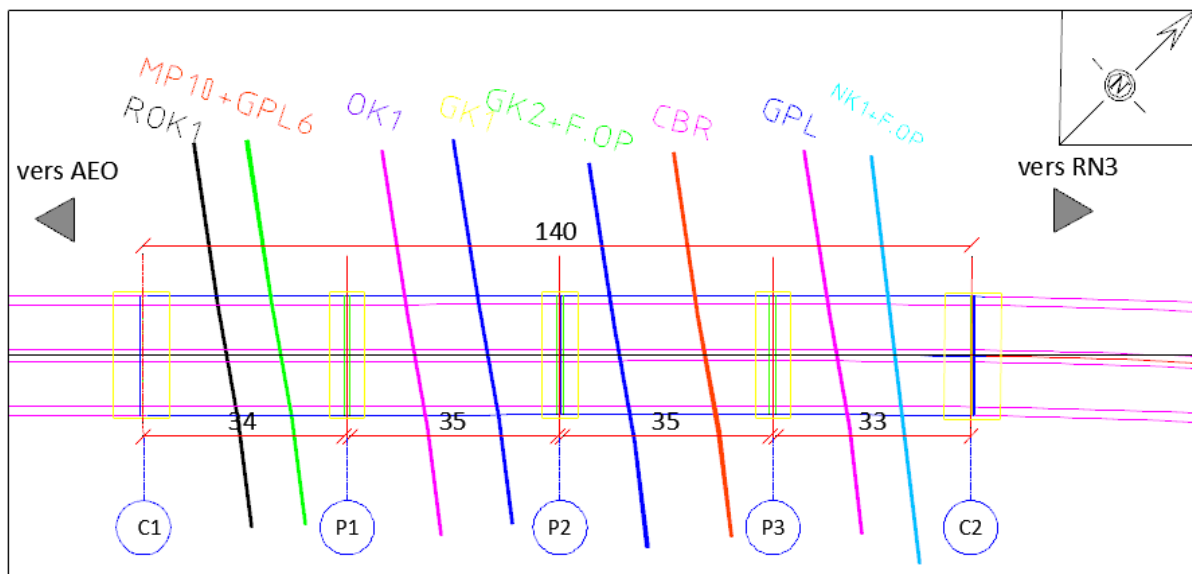


Figure IV-1 vue en plan de la variante(1)

Donc il existe quatre (4) travées, deux (2) de chaque type ce qui donne une longueur totale de 140 m

IV.3.2 Conception longitudinale

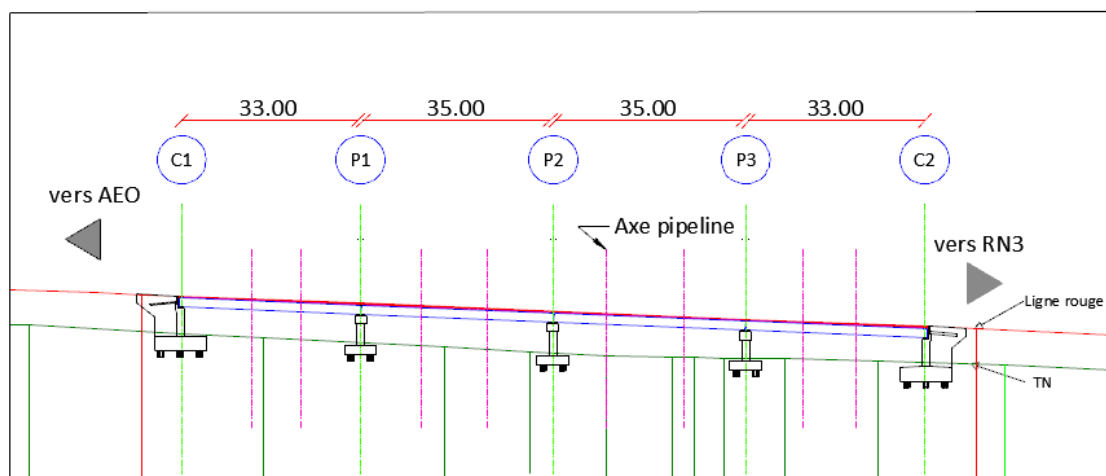


Figure IV-2 vue en élévation de la variante (1)

➤ Pile

Tableau IV-2 dimensions d'une pile type (variante 1)

Elément	Valeur
Hauteur chevêtre	1.50 m
Larguer chevêtre	2.20 m
Largeur fût	1.50 m
Hauteur semelle	1.60 m
Largeur semelle	6 m
Diamètre pieux	1.2 m
Nombre de ligne de pieux	6(2 fils)

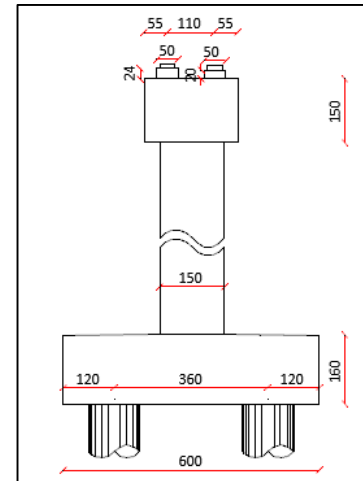


Figure IV-3 vue en profile d'une pile type de la variante (1)

➤ Culée

Tableau IV-3 dimensions des culées C1 et C2 variantes (1)

Elément	Valeur	
	Culée 1	Culée 2
Epaisseur mur de front	1.5 m	1.5 m
Hauteur mur de front	5.24 m	5.24 m
Epaisseur corbeau	0.6 m	0.6 m
Epaisseur mur garde grave	0.3 m	0.3 m
Hauteur mur garde grave	2.36 m	2.3 m
Epaisseur dalle de transition	0.3 m	0.3m
Largeur dalle de transition	5 m	5 m
Largeur mur en retour	5.24m	5.24m
largeur semelle	9.6 m	9.6 m
hauteur semelle	2.7 m	2.7 m
nombre de ligne de pieux	9(3 fils)	9(3 fils)

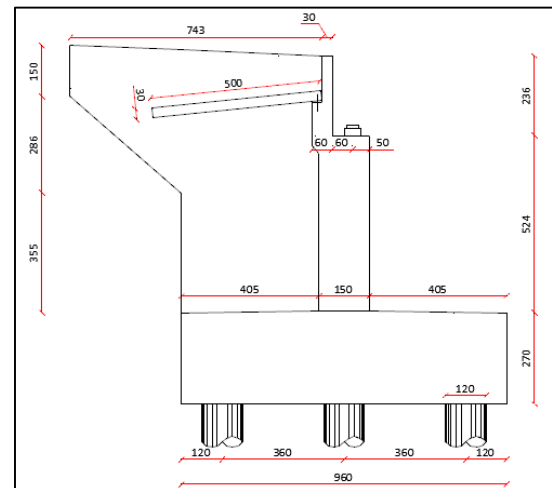


Figure IV-4 vue en profile de la culée C1 de la variante (1)

IV.3.3 Conception transversale

➤ Poutre

Les poutres sont dimensionnées en s'inspirant du guide SETRA (VIPP) et de l'expérience des ingénieurs pont.

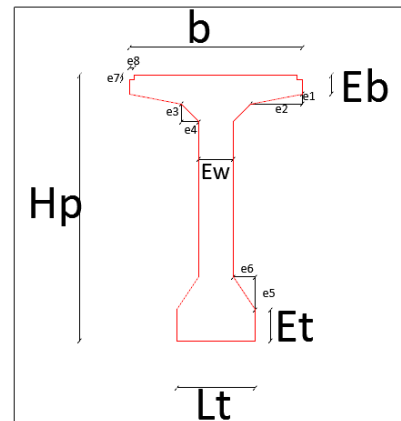


Figure IV-5 poutre model pour pré-dimensionnement

Tableau IV-4 dimensions poutre d'about intermédiaire et médian variante (1)

élément	valeur admise		
	poutre d'about	poutre intermédiaire	poutre médiane
hauteur des poutre H_p	1.70 m	1.70 m	1.70 m
largeur de la table de compression b	1.10 m	1.10 m	1.10 m
épaisseur de la table de compression E_b	0.12 m	0.12 m	0.12 m
épaisseur de l'âme E_w	0.5m	0.24m	0.22m
hauteur de talon E_t	\	0.20m	0.20m
largeur du talon L_T	0.5m	0.5m	0.5m
(e1,e2)	(6 ;30)cm	(7 ;33)cm	(7 ;33)cm
(e3,e4)	\	(10 ;10)cm	(11 ;11)cm
(e5,e6)	\	(20 ;13)cm	(21 ;14)
(e7,e8)	(3 ;3)cm	(3 ;3)cm	(3 ;3)cm
Longueur de la section (type 35m)	2x 1.7 m	2x 4.5 m	2x 8.8 m
Longueur de la section (type 33m)	2x 1.7 m	2x 4.5 m	2x 7.8 m

Aux frontières entre sections, on adopte une variation progressive le long d'1.50 m.

Entretoise a une dimension de (0.4mx1.40m)

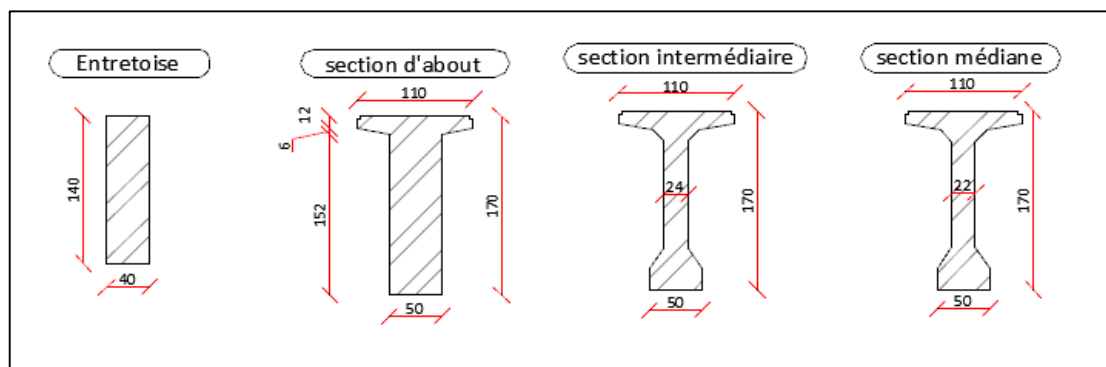


Figure IV-6 les différentes sections transversales des poutres de la variante (1)

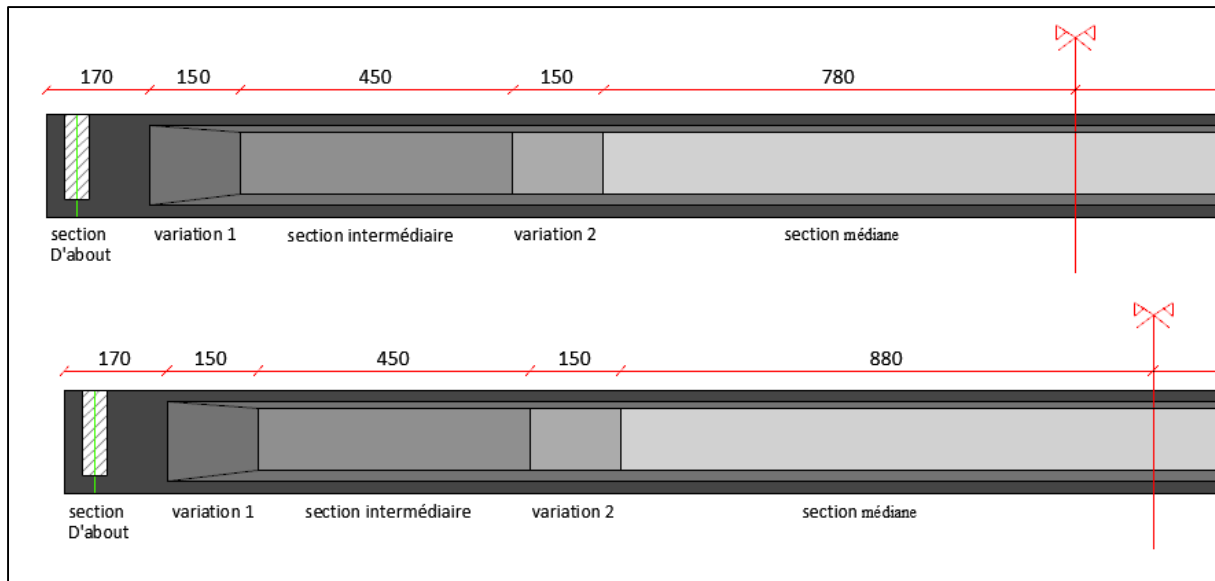


Figure IV-7 variation des section de la poutre type 35m et 33m variante (1)

➤ **Tablier**

Rappelle des données du chapitre II

Tableau IV-5 données pour dimensionnée le tablier variante (1)

Elément	Valeur
Largeur totale L_{totale}	10.10m
Largeur du trottoir $L_{trottoir}$	1.5m
Largeur chaussée $L_{chaussée}$	7.6m

Tableau IV-6 dimensions tablier variante (1)

Elément	formule	Valeur admise
entraxe poutre de rive La	$L_{totale} - 2 \times (b/2 + 0.15)$	8.7 m
entraxe entre poutre Ex	$1.4m \leq Ex \leq 2m$	1.74 m
nombre de poutre	$\frac{La}{ex} + 1$	6 poutres
épaisseur de la dalle Ed	$20cm \leq Ed \leq 30cm$	25 cm
épaisseur de la chaussée $e_{chaussée}$	$6cm \leq e_{chaussée} \leq 8cm$	8cm
épaisseur trottoir $e_{trottoir}$	$20 cm \leq e_{trottoir} \leq 30 cm$	30 cm

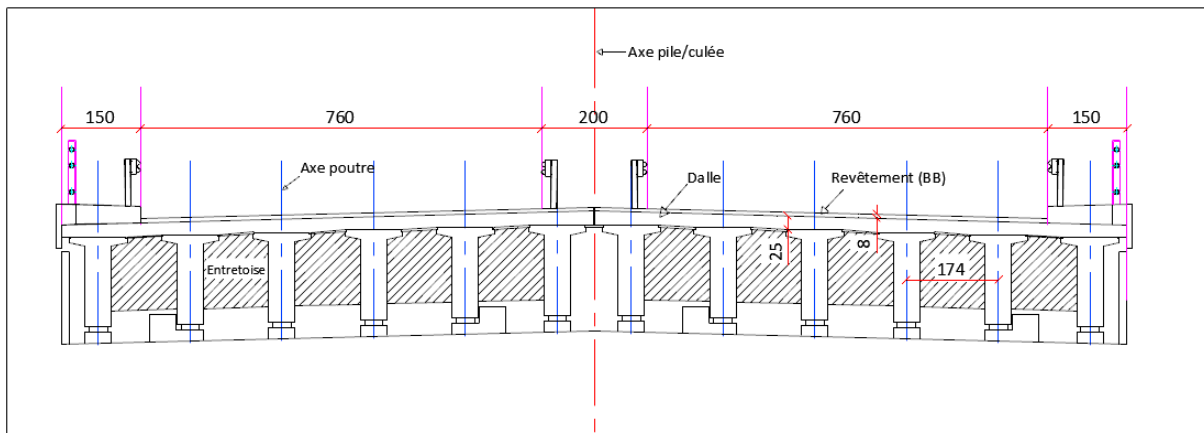


Figure IV-8 vue transversale du tablier variante (1)

Remarque : pour plus de détail sur la variante (1) → voir ANNEXE B

IV.4 CONCEPTION DU PONT MIXTE ACIER BÉTON (VARIANTE 2)

Ce type de pont est constitué d'une structure en acier et une dalle en béton armé, la particularité de ce type de pont réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales.

IV.4.1 Conception en plan

En plan, le pont est un bipoutre continu constitué de trois (03) travées, une travée principale de 66 m de portée et deux (2) travées de rive de 40 m de portée ce qui donne une longueur totale de 146m

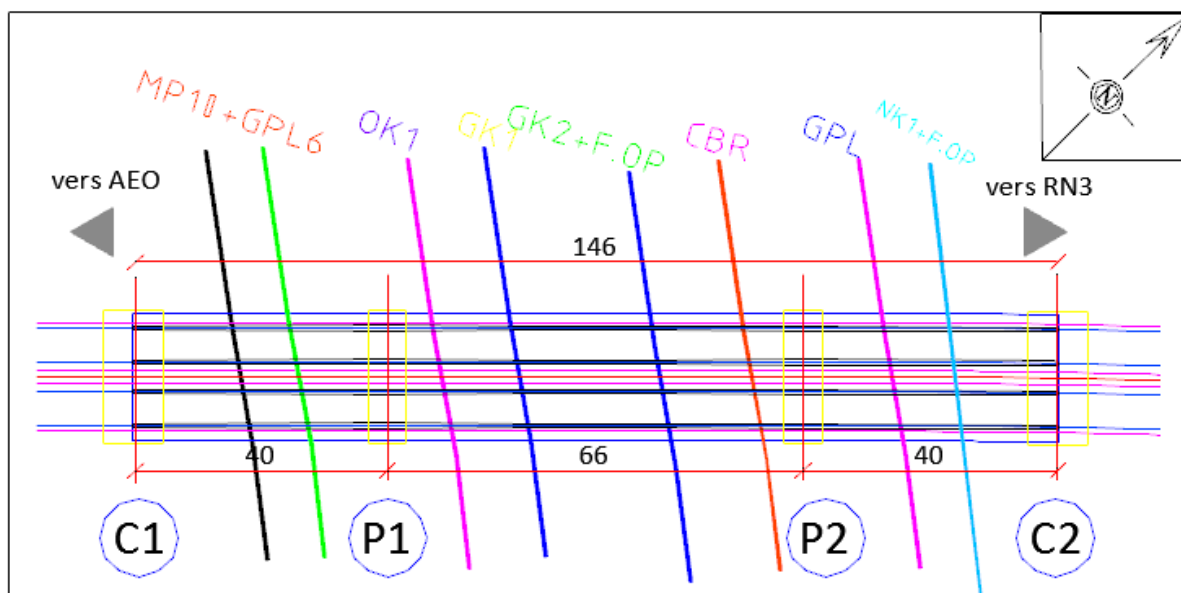


Figure IV-9 vue en plan variante (2)

IV.4.2 Conception longitudinale

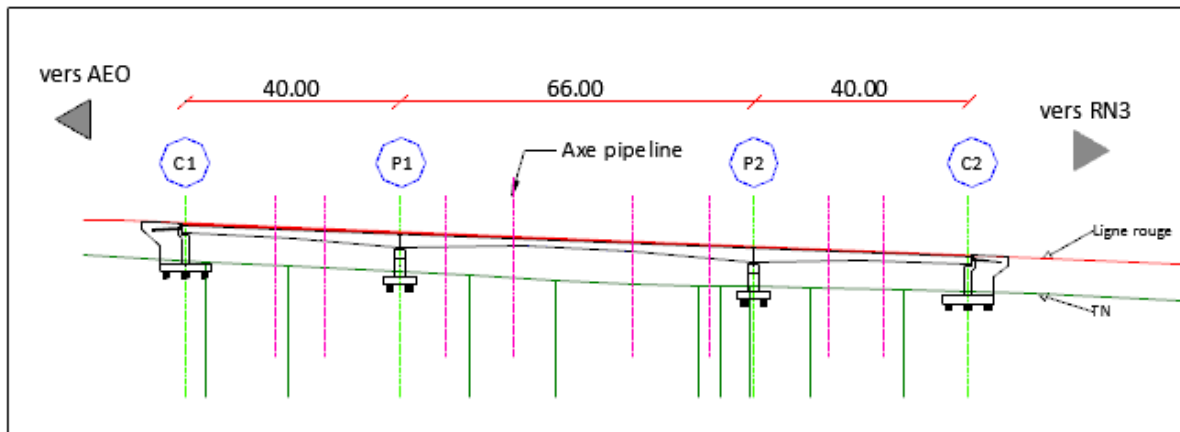


Figure IV-10 vue en élévation variante (2)

➤ Pile

Tableau IV-7 dimension pile type variante(2)

Elément	Valeur
Hauteur chevêtre	1.50 m
Larguer chevêtre	2.20 m
Largeur fût	2.20 m
Hauteur semelle	1.60 m
Largeur semelle	6 m
Diamètre pieux	1.2 m
Nombre de ligne de pieux	6 (2fils)

➤ Culée

Tableau IV-8 dimensions culée C1 et C2 variante (2)

Elément	Valeur	
	Culée 1	Culée 2
Epaisseur mur de front	2 m	2 m
Hauteur mur de front	5.54 m	5.54 m
Epaisseur corbeau	0.6 m	0.6 m
Epaisseur mur garde grave	0.3 m	0.3 m
Hauteur mur garde grave	2.02	1.96
Epaisseur dalle de transition	0.3 m	0.3m
Largeur dalle de transition	5 m	5 m
Largeur mur en retour	3.8m	3.8m
largeur semelle	9.6 m	9.6 m
hauteur semelle	2.7m	2.7m
nombre de ligne de pieux	9(3 fils)	9 (3fils)

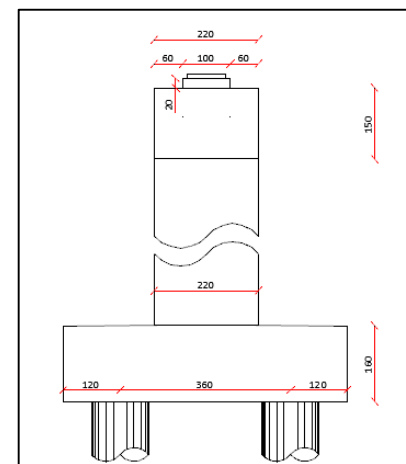


Figure IV-11 profil d'une pile type de la variante (2)

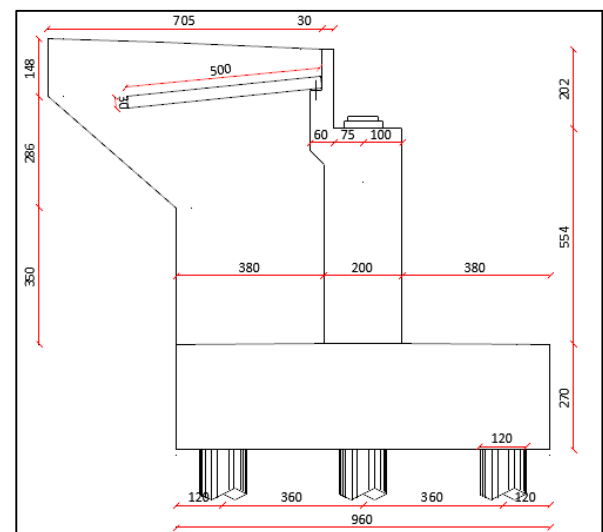


Figure IV-12 profile de culée C1 de la variante (2)

IV.4.3 Conception transversale

Le dimensionnement se base sur le guide technique SETRE pont mixte acier béton Édition 2010 et 1990.

➤ Poutre

Les poutres utilisées dans ses types de pont sont souvent des profilés reconstitués soudés (PRS) car les dimensions utilisées dépassent largement ce qui se trouve dans le commerce.

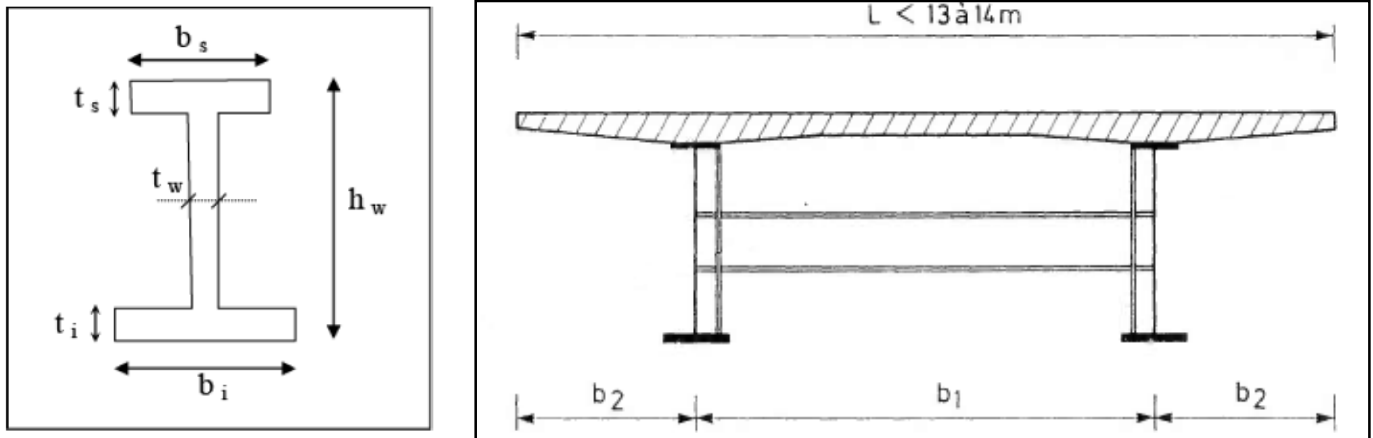


Figure IV-13 poutre et tablier model pour pré-dimensionnement variante (2) [15]

Tableau IV-9 dimension des poutres sur appui et en zone courante variante (2)

Elément	Valeur	
	Zone sur appuis	Zone courante
Hauteur poutre h_w	2.7 m	1.35m
Epaisseur de lame t_w	20 mm	15 mm
Largeur de la semelle sup b_s	700 mm	600 mm
Largeur de la semelle inf b_i	800 mm	700 mm
Epaisseur de la semelle sup t_s	24 mm	20 mm
Epaisseur de la semelle inf t_i	27 mm	24 mm
Espacement b_1	5.4 m	5.4 m
Espacement b_2	2.35 m	2.35 m
Epaisseur de la dalle (BA)	0.25 m	
Epaisseur du revêtement (BB)	0.08 m	

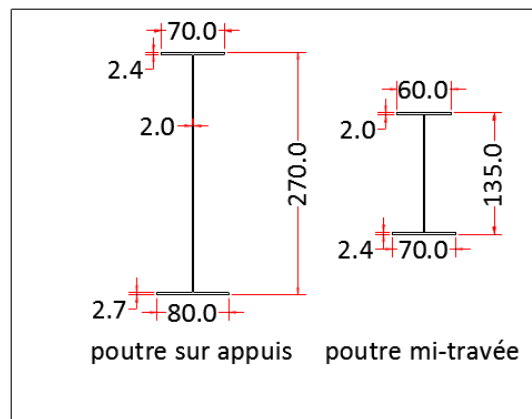


Figure IV-14 vue transversale des sections des poutre variante (2)

➤ Entretoise

Les entretoises sont des poutres secondaires qui n'ont aucun contact avec la dalle en béton, elles servent à rigidifier transversalement le pont et à diminué le risque de déversement des poutres principales dans lesquelles elles sont fixes par l'intermédiaire des montants d'entretoise

Pour les entretoises en zones sur appuis en utilisent des PRS de $h=1.4\text{m}$ par contre dans en zones courantes en utilisent des IPE600

Tableau IV-10 dimension des entretoises

Elément	IPE 600	PRS 1.4
Hauteur $h(\text{mm})$	600	1400
Largeur semelle $b(\text{mm})$	220	800
Epaisseur âme $t_w(\text{mm})$	12	18
Epaisseur semelle $t_f(\text{mm})$	19	30

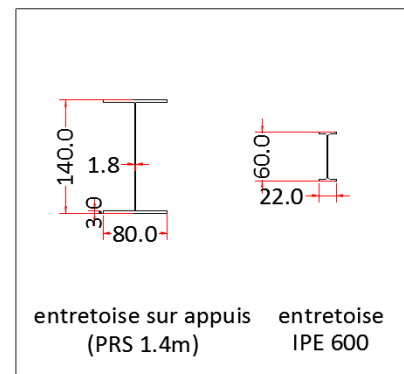


Figure IV-15 vue transversale des entretroise de la variante (2)

On délimite les zones d'about des zones courantes en modélisant un schéma statique du pont sous chargement unitaire sur **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017**

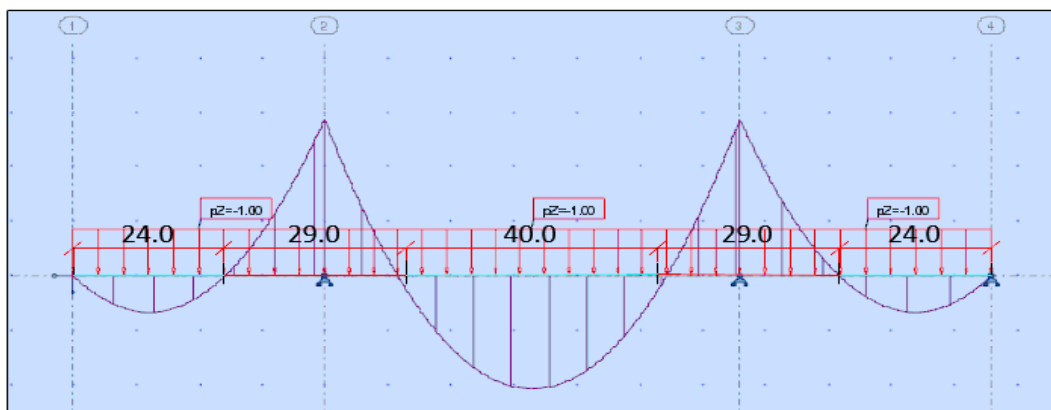


Figure IV-16 schéma statique de la variante (2) avec diagramme du moment fléchissant sous chargement unitaire

Les espacements entre les entretoises sont variables en zones d'appuis (de 2m à 4 m) et constants en zones courantes (4 m), Donc on a un totale de (20) PRS 1.4m et (25) pièces IPE 600 par sens

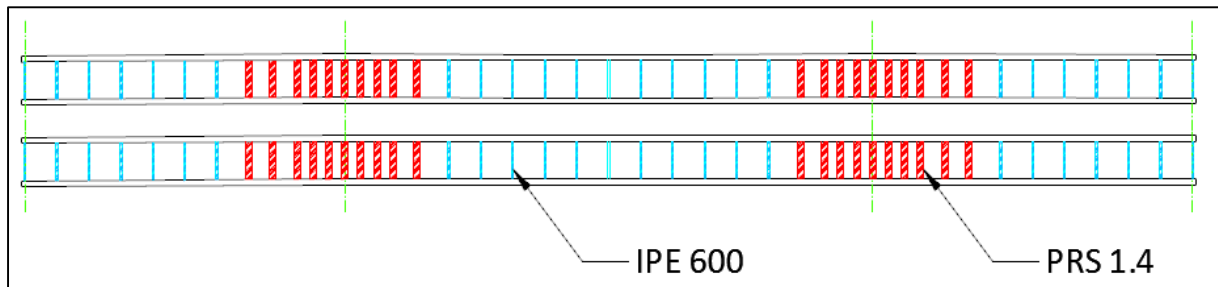


Figure IV-17 vue en plan des dispositions des entretoises

➤ **Montant d'entretoise et mouchoir**

Les montants d'entretoise sont des pièces métalliques en « Té » qui assure la connexion entre les poutres principales du bipoutre et les entretoises, par contre les mouchoirs sont des tôles de même épaisseur que les semelles des entretoises, elles assure la transmission de l'effort normale

Tableau IV-11 dimension du montant d'entretoise

Elément	Montant d'entretoise	
	Valeur	
	Zone sur appuis	Zone courante
h	240 mm	240 mm
b	800 mm	220mm
ts	30 mm	30 mm

Tableau IV-12 dimensions mouchoir

mouchoir	
zone sur appuis	(391x210x30)mm ³
zone courante	(101x210x19)mm ³

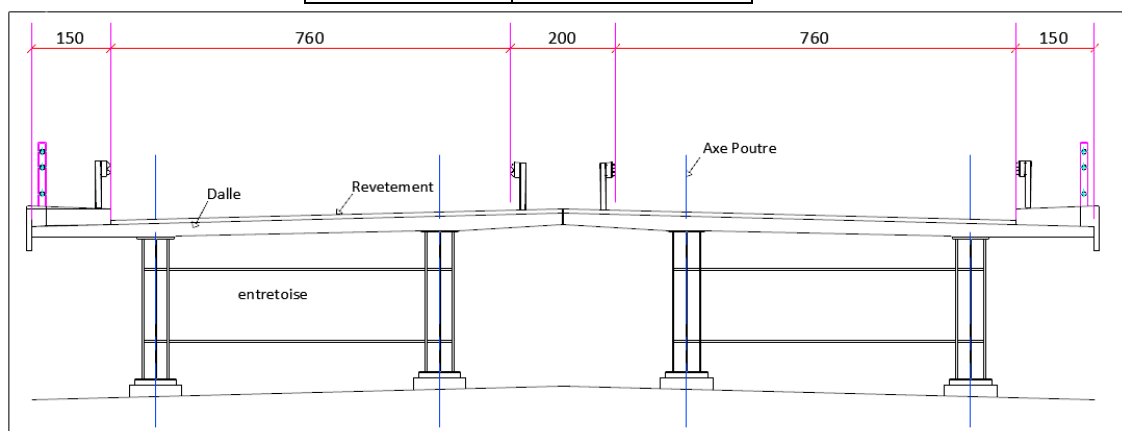


Figure IV-18 vue transversale du tablier variante (2)

Remarque : pour plus de détaille sur la variante (2) → voire ANNEXE B

IV.5 CONCEPTION DU PONT EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT (VARIANTE 3)

Cette technique consiste à construire un ouvrage par des éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent. La construction est en général réalisée symétriquement de part et d'autre d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre. On constitue ainsi une partie d'ouvrage ayant la forme d'une double console appelée fléau.

IV.5.1 Conception en plan

En plan le pont est constitué de deux (02) travées de porter égale (67.20m)

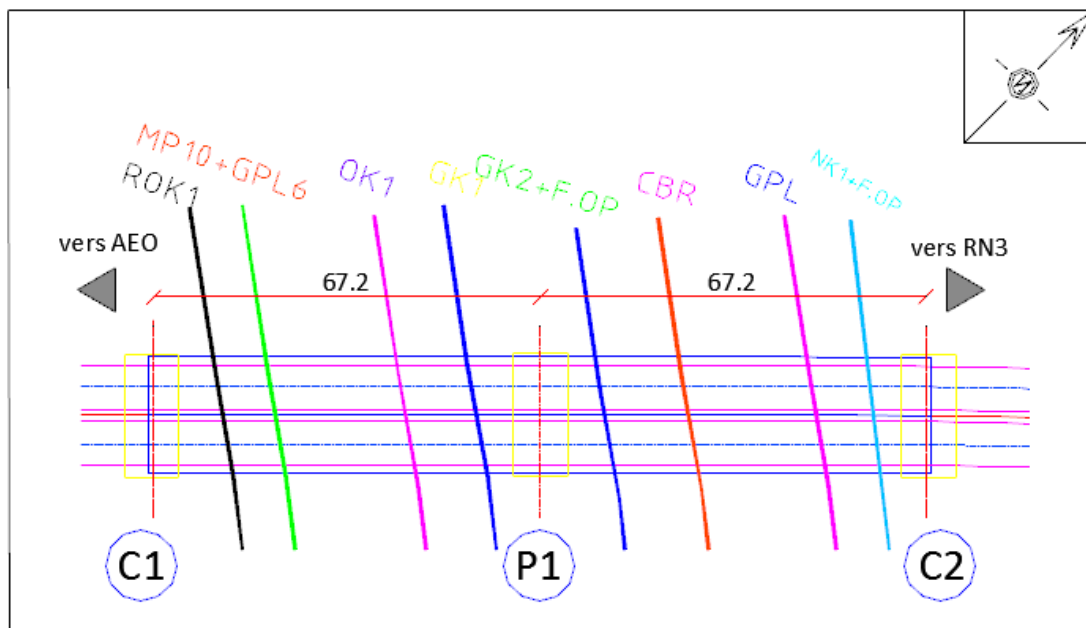


Figure IV-19 vue en plan de la variante (3)

IV.5.2 Conception longitudinale

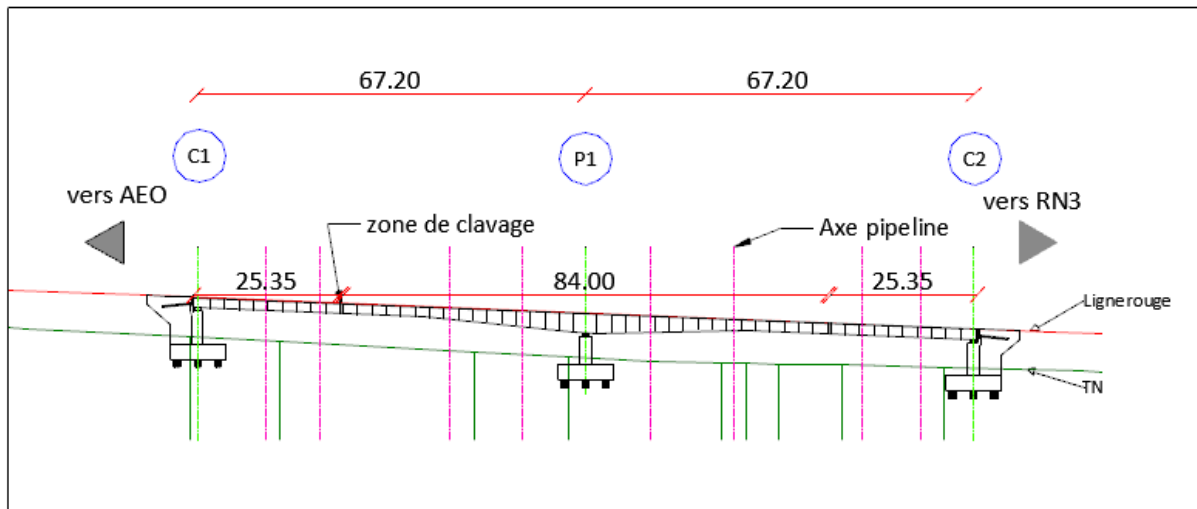


Figure IV-20 vue en élévation de la variante (3)

La vue en élévation montre :

- Deux (02) zones de rive construites sur cintre d'une longueur de 25.35m
- Deux (02) zones de clavage
- Un fléau central construit par encorbellement d'une longueur de 84m
- Voussoirs courant 2.5m et un voussoir sur appuis de 4m de longueur

➤ Pile

Tableau IV-13 dimensions de la pile P1 variante (3)

Elément	Valeur
Largeur voile	2.20 m
Hauteur semelle	2.7 m
Largeur semelle	9.6 m
Diamètre pieux	1.2 m
Nombre de ligne de pieux	9(3 fils)

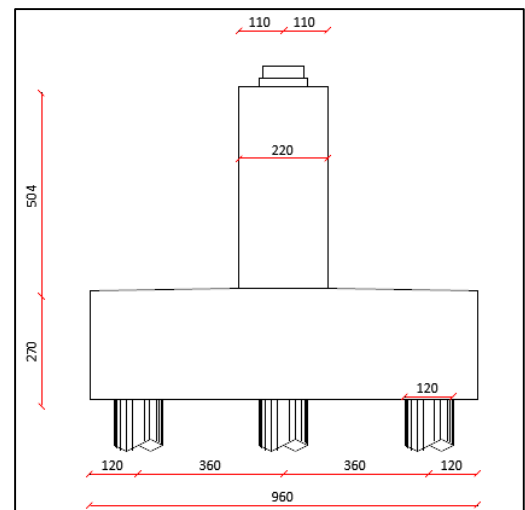


Figure IV-21 vue en profile pile P1 de la variante (3)

➤ Culée

Tableau IV-14 dimension culée C1 et C2 variante (3)

Elément	Valeur	
	Culée 1	Culée 2
Epaisseur mur de front	2 m	2 m
Hauteur mur de front	5.74 m	5.74 m
Epaisseur corbeau	0.6 m	0.6 m
Epaisseur mur garde grave	0.3 m	0.3 m
Hauteur mur garde grave	2.41 m	2.35
Epaisseur dalle de transition	0.3 m	0.3m
Largeur dalle de transition	5 m	5 m
Largeur mur en retour	3.8m	3.8m
largeur semelle	9.6 m	9.6 m
hauteur semelle	2.7 m	2.7 m
nombre de ligne de pieux	9(3 fils)	9(3 fils)

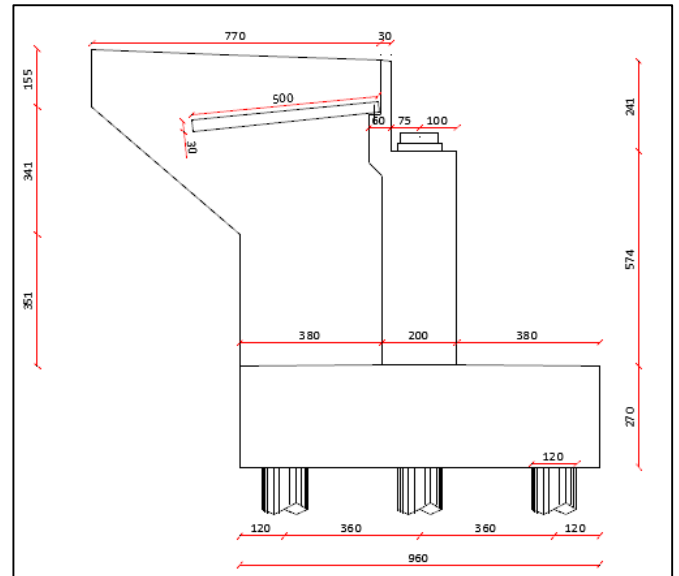


Figure IV-22 vue en profile culée C1 de la variante (3)

IV.5.3 Conception transversale

Les dimensions de la coupe transversale sont déterminées à la base des ratios usuels de dimensionnement du **guide de conception SETRA (Ponts en béton précontraint construit par encorbellements successifs)** Édition 2003

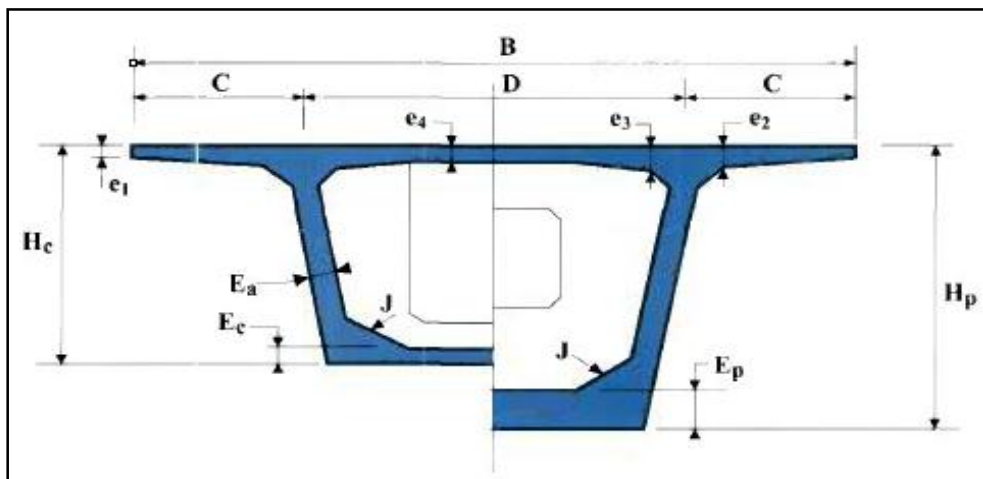


Figure IV-23 coupe transversale du voussoir type pour pré-dimensionnement [13]

Tableau IV-15 dimension des voussoirs de la variante (3)

élément	ration usuel	valeur
H_p	$l/18 \leq H_p \leq l/16$	3.4m
H_c	$l/35 \leq H_c \leq l/30$	1.8m
B	donnée	10.10m
C	$C=B/4$	2.5 m
D	$B-2xC$	5.1 m
$e1$	$e1 \geq 18cm$	0.2 m
$e2$	$C/8 \leq e2 \leq C/7$	0.3m
$e4$	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	0.2 m
$e3$	$e3 \geq \max (e2-0.1m , 1.5e4)$	0.3 m
inclinaison de l'âme	10% à 30%	20%
Ea	$0.26+L/500$	0.4 m
Ep	$0.35m \leq Ep \leq 0.8m$	0.5 m
Ec	$EC \geq 18 \text{ cm}$	0.2 m
gousset sub et inf	40° à 50°	45°

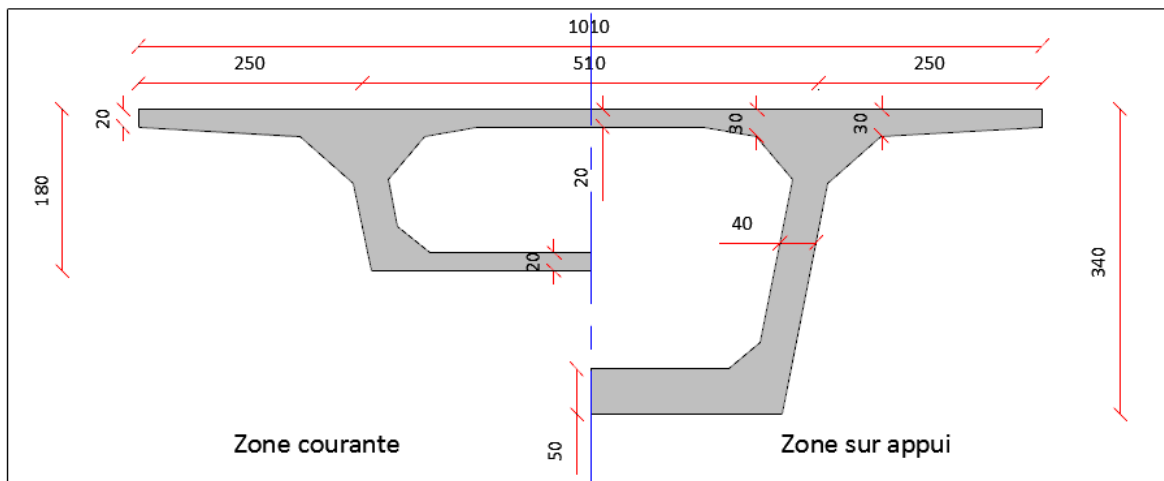


Figure IV-24 coupe transversale de la poutre (variante 3)

IV.6 ANALYSE MULTICRITERES

Dans cette partie, nous allons évaluer les variantes suivant plusieurs critères et attribuer à chacune d'elles une note, la variante avec la note la plus élevée est dite optimale et fera l'objet d'une étude plus détaillée, les critères de comparaison sont :

- Expérience des acteurs de construction locaux
- Disponibilité de matériaux de construction
- Difficulté de la réalisation
- Respect des délais
- Rendement mécanique des sections
- Respect du gabarit
- Entretien
- Esthétique
- Coût

▪ Estimation du Coût

Tableau IV-16 Coût de la variante (1)

VARIANTE 1 (PONT A POUTRES PRECONTRAINTES)				
Description	unité	quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
béton du tablier	Béton			
	m3	2017.84	21 000.00	42 374 640.00
Acier				
Armature active	t	27.44	450 000.00	12 349 180.80
Armature passive	t	100.892	150 000.00	15 133 800.00
			TOTAL	69 857 620.80

Tableau IV-17 Coût de la variante (2)

VARIANTE 2 (PONT MIXTE ACIER BETON)				
description	unité	quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
béton de la dalle	Béton			
	m3	884.76	21 000.00	18 579 960.00
poutre principale et entretoise	PRS			
	t	333.58	400 000.00	133 432 000.00
entretoise	IPE600 (L=4.61 m)			
	L	50	92 200.00	4 610 000.00
			TOTAL	156 621 960.00

Tableau IV-18 Coût de la variante (3)

VARIANTE 3 (PONT EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT)				
description	unité	quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
béton du tablier	Béton			
	m3	1617.751	21 000.00	33 972 773.10
Acier				
Armature active	t	40.44	450 000.00	18 199 699.88
Armature passive	t	404.4378	150 000.00	60 665 666.25
			TOTAL	112 838 139.23

Tableau IV-19 tableau multicritère

critères (note max)		code couleur		
		BON : 	Moyen : 	Mauvais 
		Variante 1 (pont a poutre précontraint)	Variante 2 (pont mixte acier béton)	Variante 3 (pont en béton précontraint construit encorbellement)
expérience des acteur de construction locaux (7pt)	commentaire	ce type est très fréquent en Algérie il représente plus de 90% du parc national en ouvrage d'art 	ce type de pont n'est pas aussi fréquent que la variante 1 mais reste dans les capacités technique et économique des entreprises algériennes 	ce type de pont n'est pas aussi fréquent que la variante 1 et 2 mais reste dans les capacités technique et économique des entreprises algériennes 
	note	7	3	2
disponibilité des matériaux de construction (5pt)	commentaire	Béton, acier passif et acier actif sont des matériaux disponibles en Algérie 	L'un des problèmes de ce type de pont ses PRS sur-mesure et les profile laminier très spécifique 	Béton, acier passive et acier actif sont des matériaux disponibles en Algérie 
	note	5	1	5
difficulté de réalisation (4pt)	commentaire	Facile 	moyen 	moyen 
	note	4	2	2
respect des délai (5pt)	commentaire	la préfabrication des poutres facilite les opérations d'ODC et donc un respect plus facile des délais par contre l'utilisation de deux (2) type de portée(35 m, 33 m) complique l'opération 	Le grand nombre d'assemblage souder ou boulonner qui va implique un grand nombre de vérification des assemblages 	l'utilisation des voussoirs préfabriqués facilite l'organisation des chantiers 

	note	3	1	5
rendement mécanique de la section (6pt)	commentaire	les poutres en béton précontraignent sont des poutres considérées comme lourd rapport à leur résistance mécanique 	très légère avec une grande résistance mécanique 	la section cellulaire améliore la résistance mécanique et donc le rendement de la section 
	note	1	6	3
respect du gabarits (3pt)	commentaire	Facile 	facile 	difficile 
	note	3	3	1
entretien (5pt)	commentaire	facile 	difficile 	facile 
	note	5	2	4
esthétique (5pt)	commentaire	ce type de pont est esthétiquement asse table car il présente un tablier très fin et la préfabrication donne un aspect de parement des poutres satisfaisant par contre le nombre d'appuis important présente un obstacle visuel 	la hauteur variable et la continuité des poutres donnent un aspect fluide au tablier 	la hauteur variable et la continuité des poutres donnent un aspect fluide au tablier par contre la grande retombée (3.4m) constitue un obstacle visuel lorsque le pont n'est pas d'une grande longueur 
	note	3	5	4
cout (10pt)	valeur	69 857 620.80 DA	156 621 960.00 DA	112 838 139.23 DA
	note	10	3	5
somme /50		41/50	26/50	31/50

IV.7 CONCLUSION

On conclut donc que La première variante, **Pont à poutre précontraint (VIPP)**, est la plus l'optimale et elle fera l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

CHAPITRE V
CHARGE ET SURCHARGE SUR LE TABLIER

V.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va calculer toutes les charges permanentes et les surcharge appliquées au tablier suivant le RCPR (*règlement de charge des ponts et routes*) [17] et à partir des données déjà présenter dans les chapitres précédents.

- « Hypothèses De Calcul »
- « Conception Des Variantes »

V.2 CHARGE PERMANENT HORS TRAFIC

Dans ce titre on va calculer le poids propre des deux types de travée (type 35m et 33m)

V.2.1 Travée Type_35

Les lois utilisées :

$$v = s \times long \quad (V.1)$$

$$w = v \times \gamma \quad (V.2)$$

v : le volume (m^3) s : surface (m^2) $long$: longueur (m) γ : poids volumique
 w : le poids

$$v_{variation1} = (s_{about} + s_{intermédiaire}) \times \frac{long}{2} \quad (V.3)$$

$$v_{variantion2} = (s_{intermédiaire} + s_{médiane}) \times \frac{long}{2} \quad (V.4)$$

$v_{variation i}$: le volume de la section variable s_{about} : le surface de la section d'about

$s_{intermédiaire}$: la surface de la section intermédiaire $s_{médiane}$: la surface de la section médiane

$$G_{35/33} = \sum w_i \quad (V.5)$$

$G_{35/33}$: poids totale travée Type_ 35 ou Type_ 33

Les valeurs de « s » et « $long$ » sont tirées à partir du logiciel de dessin AutoCAD 2014 (en prenant en compte le dévers transversal 2.5%)

V.2.1.1 Poutres

Tableau V-1 le poids totale des poutre 35m

Poutre 35m	Surface (m^2)	Long (m)	Volume (m^3)	W (KN)
section d'about	0.938	3.400	3.190	79.747
section intermédiaire	0.632	9.000	5.689	142.223
section médiane	0.612	17.600	10.771	269.280
variation 1	/	1.500	2.355	58.886
variation 2	/	1.500	1.866	46.654
poids poutre totale	/	/	/	3580.737

$$W_{poutre} = \text{nombre de poutre} \times \sum w_i \quad (V.6)$$

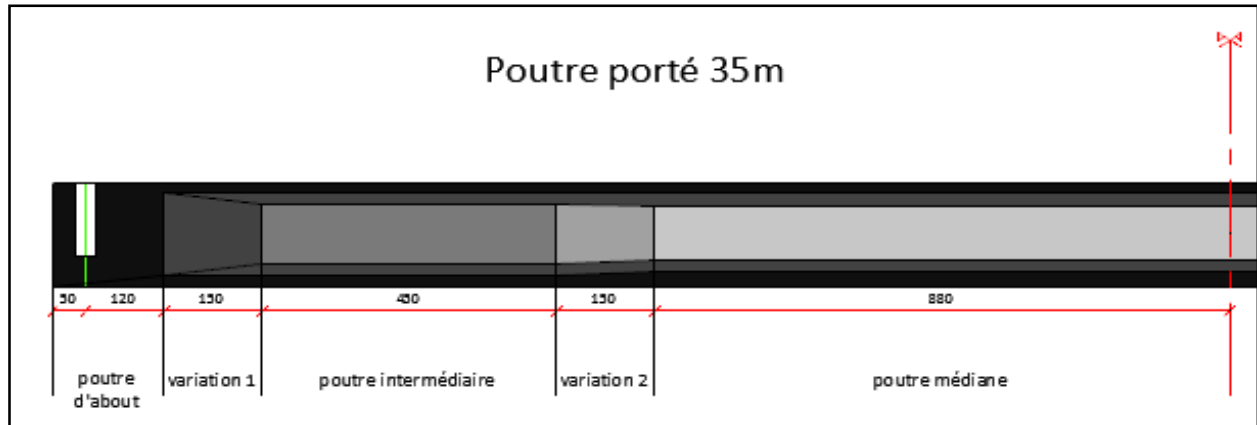


Figure V-1 schéma représente les différentes parties de la poutre 35m
V.2.1.2 Entretoise

Tableau V-2 poids de l'entretoise

Poutre 35m	Surface (m ²)	Long (m)	Volume (m ³)	W (KN)
entretoise	0.560	5.700	3.192	159.600

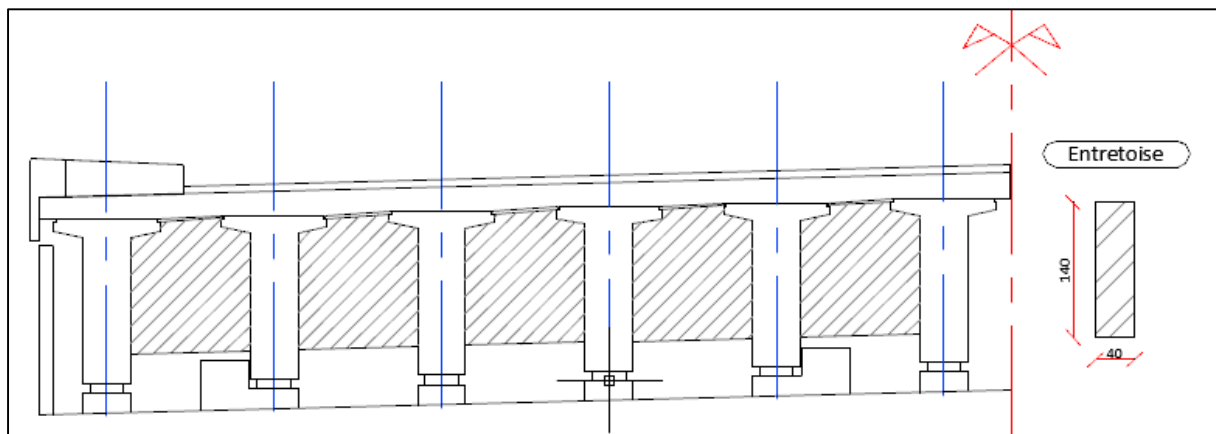


Figure V-2 schéma représente l'entretoise

V.2.1.3 Dalle, territoire, corniche, revêtement, glissières et garde-corps

Tableau V-3 poids dalle est les compléments des permanente de la travée type 35m

Poutre 35m	Surface (m ²)	Long (m)	Volume (m ³)	W (KN)
dalle	2.523	36.000	90.839	2270.970
trottoir	0.416	36.000	14.969	748.440
corniche	0.189	36.000	6.800	340.020
revêtement	0.687	36.000	24.746	593.914
glissières et garde-corps	/	36.000	/	27.000

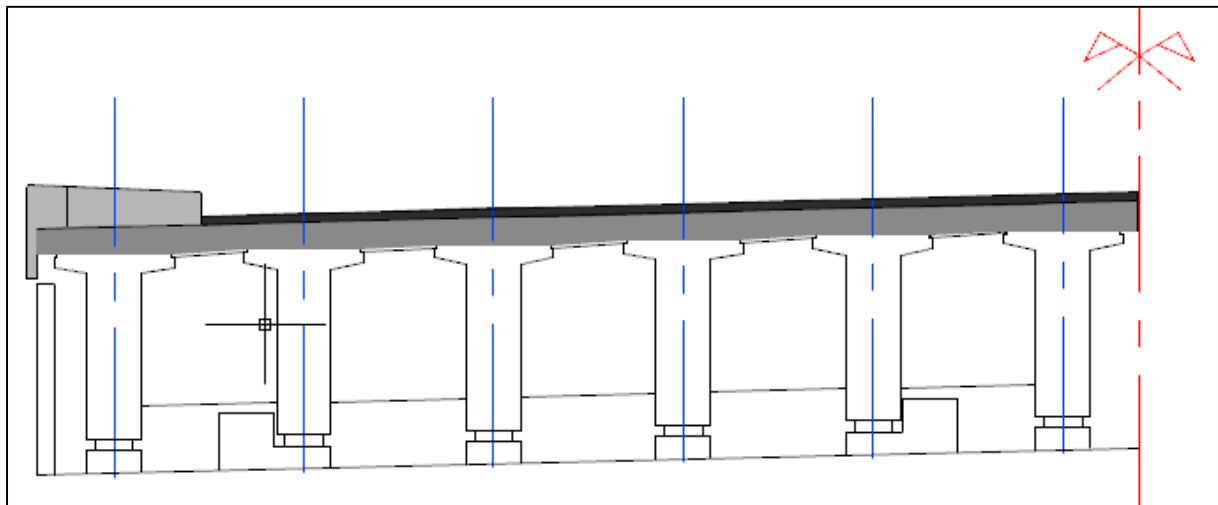


Figure V-3 schéma de la dalle revêtement corniche et trottoir

Le poids total de la travée Type_35 :

$$G_{35} = 7720.681 \text{ KN}$$

V.2.2 Travée Type_33

Les dimensions transversales des poutres, entretoise, dalle, trottoir, corniche, glissière et garde-corps sont les mêmes que la travée de Type_35

La seule différence entre les deux types est la longueur de la section médiane

V.2.2.1 Poutre

Tableau V-4 le poids totale des poutre 33m

Poutre 33m	Surface (m ²)	Long (m)	Volume (m ³)	W (KN)
section d'about	0.9382	3.4	3.18988	79.747
section intermédiaire	0.6321	9	5.6889	142.2225
section médiane	0.612	15.6	9.5472	238.68
var1	/	1.5	2.35545	58.88625
var2	/	1.5	1.86615	46.65375
poids poutre totale	/	/	/	3397.137

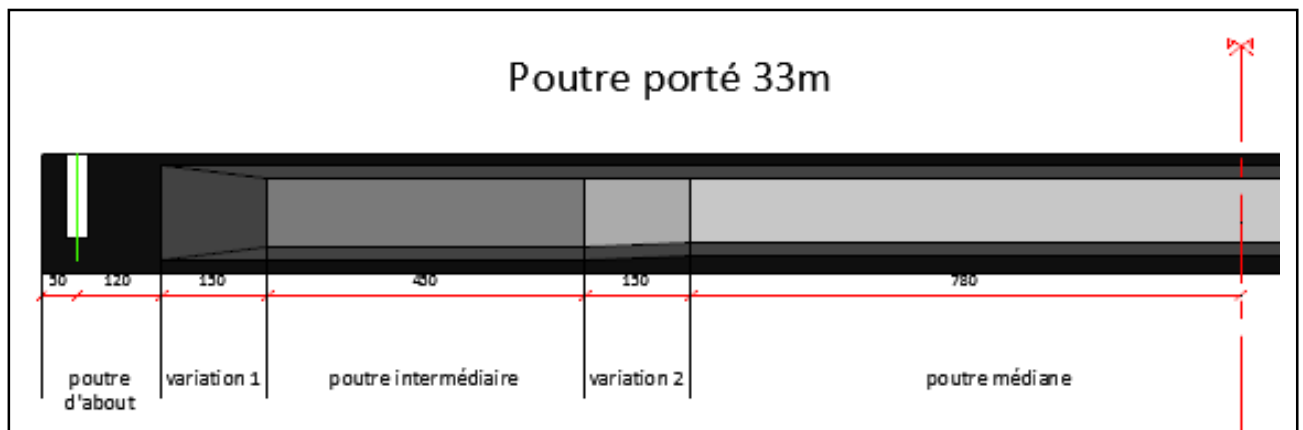


Figure V-4 schéma représente les différents parties de la poutre 35m

V.2.2.2 Entretoise

Tableau V-5 poids de l'entretoise

Poutre 33m	Surface (m ²)	Long (m)	Volume (m ³)	W (KN)
entretoise	0.56	5.7	3.192	159.6

V.2.2.3 Dalle, territoire, corniche, revêtement, glissières et garde-corps

Tableau V-6 poids dalle est les compliments des charges permanentes travée type 33m

Poutre 33m	Surface (m ²)	Long (m)	Volume (m ³)	W (KN)
dalle	2.5233	34	85.7922	2144.805
trottoir	0.4158	34	14.1372	706.86
corniche	0.1889	34	6.4226	321.13
revêtement	0.6874	34	23.3716	560.9184
glissières et garde-corps	/	34	/	25.5

Le poids total de la travée Type_33 :

$$G_{33} = 7315.95 \text{ KN}$$

V.3 L'ACTION THERMIQUE

Le RCPR [17] propose en absence de spécification contraire une variation de température uniforme dans les régions du nord algérien entre +35°C et -15°C .

V.4 SURCHARGE DUES AU TRAFIQUE

Le CCTP (cahier des clauses techniques particulier) fixe les modalités du calcul ainsi que les caractéristiques des véhicules à prendre en compte qui sont le système des charges routiers A(l), système B (Bc, Bt, Br), système de charge militaire Mc120 et les convois exceptionnelle D240.

V.4.1 Largeur roulable, Largeur chargeable, Nombre de voie et la Classe du pont

- **La largeur roulable (l_r)** : est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures

$$l_r = 8.6m$$

- **La largeur chargeable (l_c)** : se déduit de la largeur roulable, dans notre cas

$$l_c = l_r - 1 = 7.6m \quad (V.7)$$

- **Nombre de voies** : Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par trois (3) de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

$$n = \left[\frac{l_c}{3} \right] = \left[\frac{7.6}{3} \right] = 2 \text{ voies} \quad (V.8)$$

- **Classe du pont** : est fonction de « l_r » la largeur roulable

Tableau V-7 la classe du pont fonction de la largeur roulable

classe	l_r
1	$l_r > 7$
2	$5,5 < l_r \leq 7$
3	$l_r \leq 5,5$

Donc le pont est de la 1^{ère} classe

V.4.2 Système A(l)

Ce système est constitué d'une charge uniforme surfacique répartie sur toute la chaussée d'une intensité égale à $A_2(l)$ calculer pour la travée de Type_35 comme suite

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l + 12} = 9.8(KN/m^2) \quad (V.9)$$

l :longueur totale de la travée charger $l = 36m$

on définit α_1 comme un coefficient fonction du nombre de voies « n » et la classe du pont

Tableau V-8 les valeurs de α_1

nombre de voies		1	2	3	4	>5
classe de pont	première	1	1	0.9	0.75	0.7
	deuxième	1	0.9	-	-	-
	troisième	0.9	0.8	-	-	-

$$\alpha_1 = 1$$

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 \times A(l) = 9.8 \\ 4 - 0.02l = 3.93 \end{array} \right. = 9.8 \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad (\text{V.10})$$

On définit α_2 par l'équation suivante

$$\alpha_2 = \frac{v_0}{v} \quad (\text{V.11})$$

Où v : la largeur d'une voie

$$v = \frac{lc}{n} = \frac{7.6}{2} = 3.3m \quad (\text{V.12})$$

Tableau V-9 valeur de v_0 fonction de la classe du pont

Classe de pont	v_0
1	3.5
2	3.0
3	2.75

$$v_0 = 3.5$$

$$\text{Donc : } \alpha_2 = 1.06$$

$$A(l) = \alpha_2 \times A_1 = 1.06 \times 9.8 = 10.40 \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad (\text{V.13})$$

Par la même méthode on calcule $A(l)$ pour Travée Type_33

$$\text{Travée Type}_{33} : A(l) = 10.74 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

V.4.3 Système Bc

Il se compose de deux (02) camions de 30 t (300 KN) par voies de circulation, la valeur des charges de ce système est multipliée par un coefficient « bc » fonction du nombre de voie et de la classe du pont.

Tableau V-10 valeur de bc

nombre de voies		1	2	3	4	>5
classe de pont	première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	deuxième	1	1	-	-	-
	troisième	1	0.8	-	-	-

$$b_c = 1.1$$

$$S_{BC} = b_c \times B_c \times n = 1.1 \times 600 \times 2 = 1320 \text{ (KN)} \quad (\text{V.14})$$

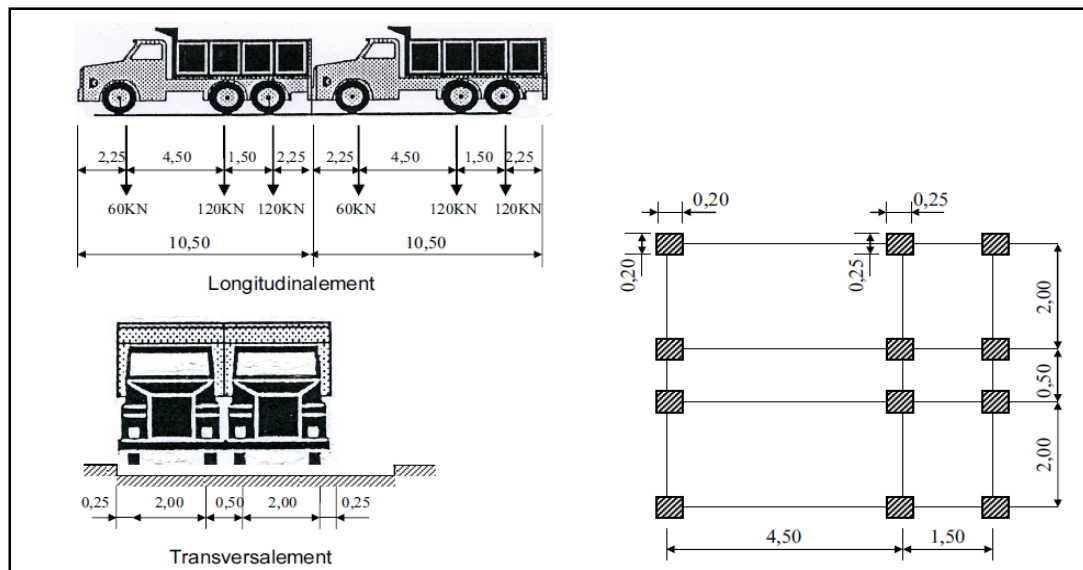


Figure V-5 Système BC

V.4.4 Système Bt

Le système *Bt* comporte deux (02) groupe de deux (02) essieux à deux (02) roues simples, la charge de chaque essieu $8T$ (80 kN), les charges sont multipliées par un coefficient « *bt* » fonction de la classe du pont.

Tableau V-11 valeurs de *bt*

classe	bt
1	1.2
2	1

$$bt = 1.2$$

$$S_{BT} = bt \times BT = 1.2 \times 640 = 768 \text{ kN} \quad (\text{V.15})$$

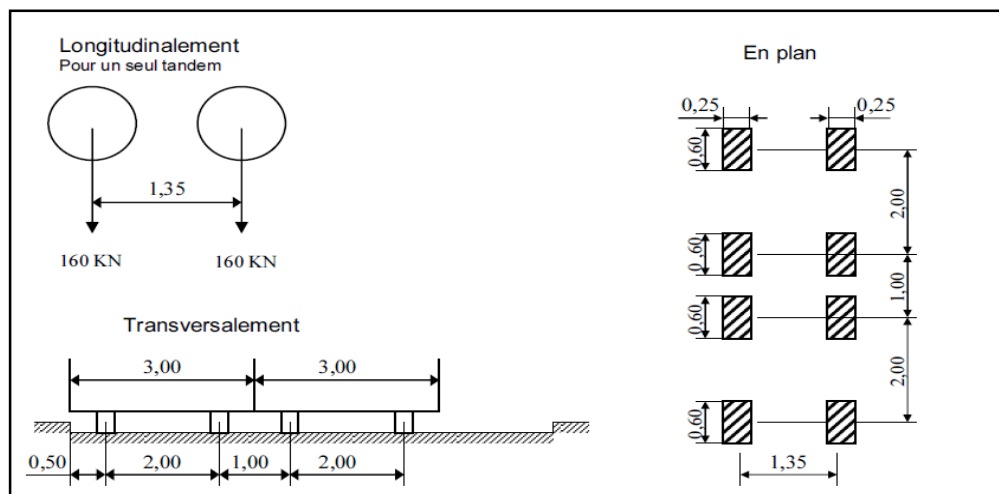


Figure V-6 Système BT

V.4.5 Système Br

Ce compose d'une roue isolée de 10T (100 KN)

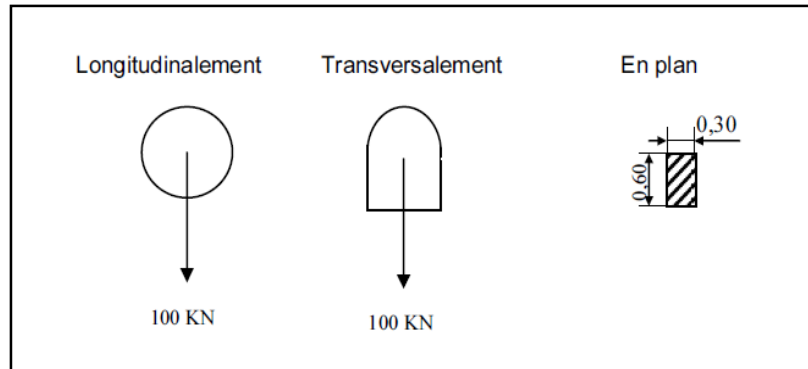


Figure V-7 Système Br

V.4.6 Système de charge militaire Mc120

Un véhicule type du système de chargement Mc120 a une charge totale de 110T (1100KN) disposé comme suite

$$S_{Mc120} = 1100 \text{ (KN)}$$

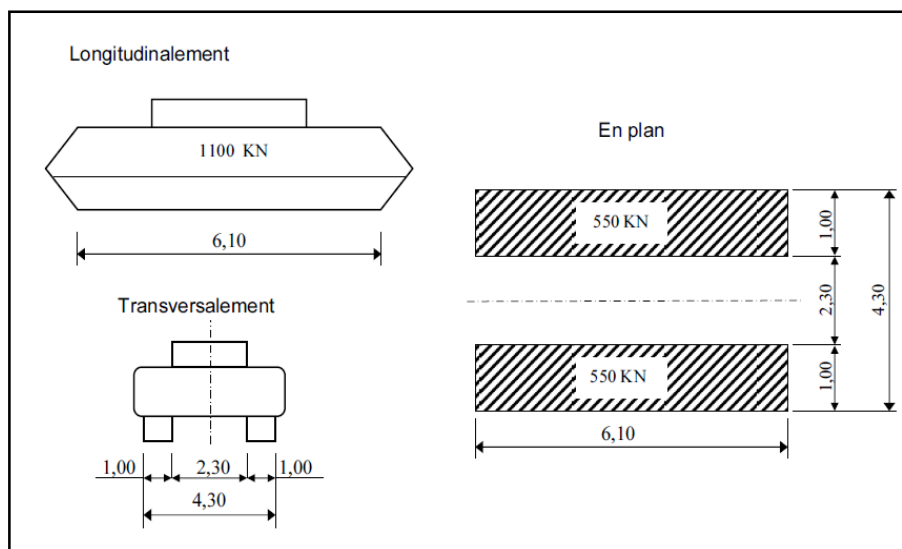


Figure V-8 Système Mc120

V.4.7 Convoi exceptionnel D240

Le convoi exceptionnel de type D240, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240T (2400KN) de poids total disposé comme suite

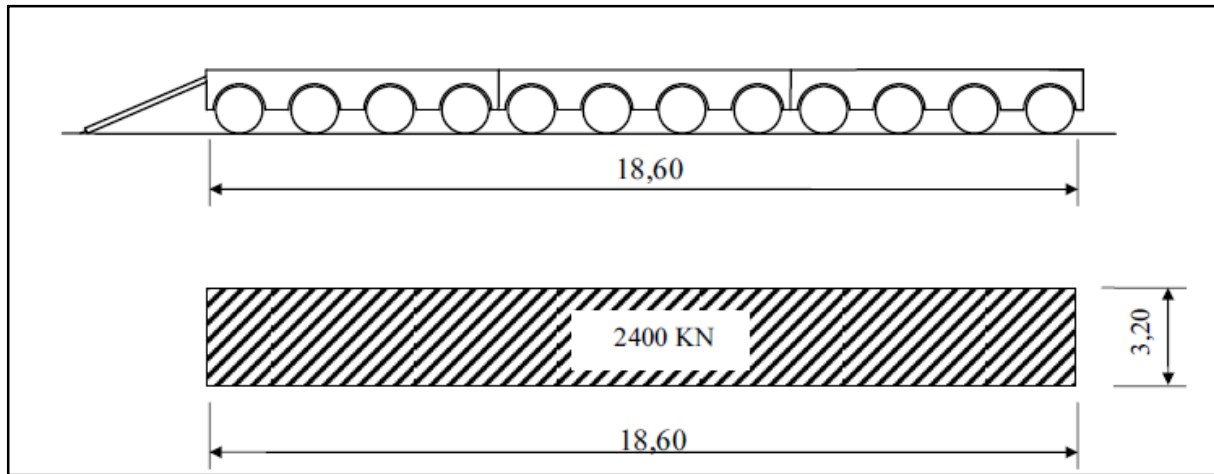


Figure V-9 Système D240

$$S_{D240} = 2400 \text{ (KN)}$$

V.4.8 Surcharge sur le trottoir

On applique sur le trottoir une charge surfacique de 1.5 KN/m² donc :

$$SCT = 1.5 \times largeur_{trottoir} \times long_{travée} \quad (V.16)$$

- Travée Type_35 : $SCT = 81 \text{ (KN)}$
- Travée Type_33 : $SCT = 76.5 \text{ (KN)}$

V.4.9 Charge horizontale dues au freinage du système Bc et A(l)

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

▪ Freinage de système A(l)

$$F = \frac{A.S}{20 + 0.0035.S} \quad (V.17)$$

F : charge de freinage (KN)

A : charge surfaciques système A(l) (KN/m²)

S : surface charger (m²)

- Travée Type_35 : $F = 118.55 \text{ KN}$
- Travée Type_33 : $F = 115.95 \text{ KN}$

▪ Freinage du système Bc

$$F = bc.Bc = 1.1 \times 300 = 330 \text{ (KN)} \quad (V.18)$$

V.4.10 Coefficient majoration Dynamique

Le coefficient de majoration Dynamique s'applique au système B et Mc120 il se calcule par la formule suivante

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 l} + \frac{0.6}{1 + \frac{4 G}{S}} \quad (\text{V.19})$$

L : représente la longueur de l'élément (m)

G : sa charge permanente,

S : sa charge maximale du système.

Tableau V-12 *calcule du coefficient de majoration dynamique pour les deux travée*

Système de charge	L1(m)	L2(m)	G ₃₅ (KN)	G ₃₃ (KN)	S (KN)	δ_type35	δ_type33
B_c	36	34	7720.6806	7315.9504	1320	1.07337	1.0771
B_t					768	1.0633	1.0666
Mc120					1100	1.0694	1.0730

CHAPITRE VI
LES EFFORTS DANS LE TABLIER

VI.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va calculer les efforts développés dans le tablier chargé par son poids propre et les différents systèmes de chargement définis dans le chapitre précédent, le calcul se fait à l'aide d'un logiciel de calcul car c'est la méthode la plus rapide et la plus utilisée de nos jours.

VI.2 PRESENTATION DU MODELE

VI.2.1 Configuration des préférences de tâche

Avant de commencer la modélisation il faut configurer tous les paramètres principaux de l'angle de préférence de tâche

a. Dimension :

Dimensions de la structure:	m	0.321	←	→	E
Dimensions de la section:	m	0.321	←	→	E
Caractéristiques de la section:	m	0.321	←	→	E
Assemblages acier (dimensions):	mm	0.	←	→	E
Barres du ferrailage (diamètre):	mm	0.1	←	→	E
Section d'acier du ferrailage:	cm ²	0.21	←	→	E
Largeur des fissures:	mm	0.1	←	→	E

Figure VI-1 paramètre des dimensions du modèle

b. Force :

Force:	kN	0.21	←	→	E
Moment:	kN*m	0.21	←	→	E
Contrainte:	MN/m ²	0.21	←	→	E

Figure VI-2 paramètre des forces du modèle

c. Matériaux

Figure VI-3 paramètre des matériaux du modèle

d. Norme

Figure VI-4 paramétré des normes du modelé

e. Charge :

Figure VI-5 paramètre des charges du modelé

Remarque : tous les autres paramètres sont introduits par défaut car les résultats influencés par leur changement ne sont pas exploités.

VI.2.2 Ligne de construction

C'est la partie de la modélisation où on va implanter les lignes (*axes*) des différents éléments qui composent la structure aussi bien les axes des éléments structuraux (*poutres, entretoises*) que les axes de passage des charges roulantes.

Tableau VI-1 ligne de construction

nom	X(m)		nom	Y(m)
	travée 35m	travée 33m		les deux type travée
1	0	0	1	0
2	0.5	0.5	2	0.7
3	1.7	1.7	def	1
4	3.2	3.2	Lc2	1.5
5	7.7	7.7	3	2.44
6	9.2	9.2	4	4.18
7	26.8	24.8	mid_lc	4.8
8	28.3	26.3	BT	5.1

9	32.8	30.8	BC	5.6
10	34.3	32.3	5	5.92
11	35.5	33.5	MC	5.95
12	36	34	6	7.66
			Lc1	8.1
			tro	8.6
			7	9.4
			8	10.1

- Lc 1,2 : limite droite et gauche de la largeur chargeable
- mid_lc : milieux de la largeur chargeable et axe de passage du système D240
- tro : limite du trottoir
- BT,BC,MC : axe de passage des système respectivement BT, BC, MC120

On considère d'un seul niveau de hauteur $Z = 0.00$ dans les deux (2) types de travées

VI.2.3 Géométrie du tablier

VI.2.3.1 Poutre :

Les poutres du tablier sont modélisées par des éléments Barres type poutre dans la géomètre des sections transversales sont importées à partir du logiciel du dessin AutoCAD.

La zone de variation de la section transversale est modélisée par une section moyenne des deux sections adjacentes, les nouvelles sections sont identifiables par le préfixe « VAR ».

Les poutres sont bi-appuyées (*appui double, bloque UX et UZ*) et un appui simple (*bloque UZ*).

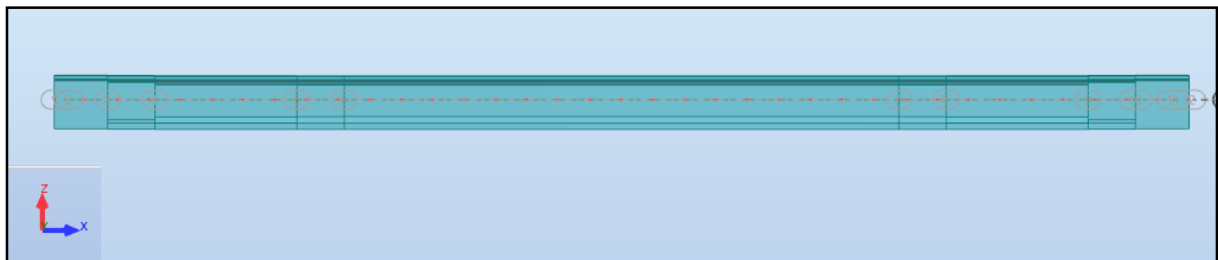


Figure VI-6. Modélisation de la poutre type 35m

VI.2.3.2 Entretoise :

L'entretoise d'about est modélisée par des éléments barres de type (poutre BA) dont la géomètre est définie de manière simple proposée par le logiciel (*section rectangulaire $b=0.4\text{ m}$ $h=1.4\text{ m}$*), connectée aux poutres au niveau des points d'appuis.

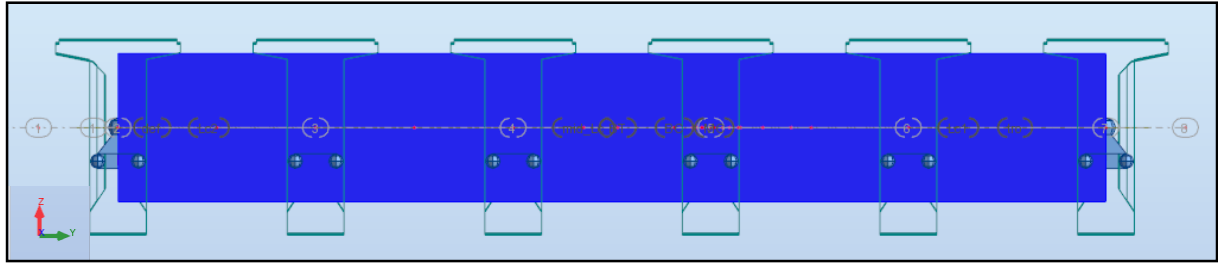


Figure VI-7 modélisation de l'entretoise

VI.2.3.3 Dalle :

La dalle est modélisée par un élément panneaux dans la géomètre est (10.10m x 36 x 0.25m) pour la travée type 35m et (10.10 m x 34m x 0.25m) pour la travée type 33m.

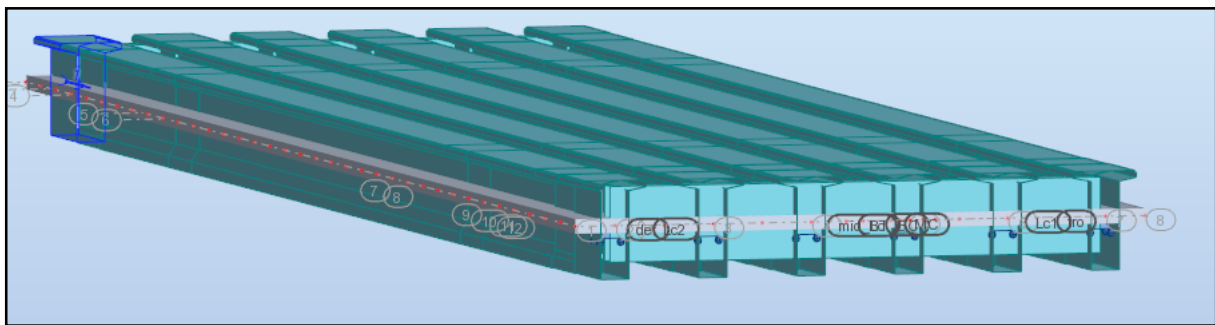


Figure VI-8 modélé finale du tablier Type 35m

VI.2.4 Charge appliquer au tablier

VI.2.4.1 Charge statique fixe

a. P_p :

Poids propre de la structure modélisée qui se représente comme une charge non uniforme répartie sur la structure dans la variation charge suivant la géométrie de la structure

Trottoir et corniche : charge surfacique uniforme répartie sur la surface du trottoir délimite suivant l'axe X par (axe N°1 et axe N°12) et l'axe Y par (axe N° 8 ; tro)

$$q_{\text{trottoir et corniche}} = 20.15 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{VI.20})$$

b. Glissière et garde-corps :

- La charge linière uniformément répartie d'une glissière sur l'axe X (def et tro)

$$q_{\text{glissière}} = 0.20 \text{ KN/m}$$

- La charge linière uniformément répartie d'un garde-corps sur l'axe X (axe N°8)

$$q_{\text{garde-corps}} = 0.35 \text{ KN /m}$$

c. Revêtement

Charge surfacique uniformément répartie sur la surface roulable délimitée suivant l'axe X par (axe N°1 ; axe N°12) et suivant Y par (tro et axe N°1)

$$q_{\text{revetement}} = e_{\text{revetement}} \times \gamma_{BB} = 0.08 * 24 = 1.92 \text{ KN /m}^2 \quad (\text{VI.21})$$

d. Système de chargement AL

C'est une charge surfacique uniforme répartie sur la surface chargeable délimitée suivant X par (axe N°1 ; axe N°12), Y (Lc1 ; Lc2) dans la valeur est calculée dans le **chapitre « charge et surcharge sur le tablier »**.

- Travée type 35m : $q_{Al} = 10.40 \text{ KN /m}^2$
- Travée type 33m : $q_{Al} = 10.74 \text{ KN /m}^2$

e. Surcharge sur le trottoir (SCT)

SCT est une Charge surfacique uniformément répartie sur la surface du trottoir

$$q_{SCT} = 1.5 \text{ KN /m}^2$$

VI.2.4.2 Charge roulable

Les charges roulantes sont des charges qui se déplacent suivant un axe défini par RCPR, le pat de calcul utilisé dans la modélisation est de « 1m » pour toutes les charges, le système de chargement est modélisé comme prescrit par RCPR[17] (sans multiplier les charges ni par le coefficient de majoration dynamique ni par les coefficients « bc, Bt »).

Le coefficient dynamique et les coefficients « bc ,bt » sont pris en compte comme étant des paramètres de la route VD et VG (cette procédure est valable car tous les systèmes de chargement sont symétriques à leur axe de roulement) tel que:

$$VD = VG = \delta * (bc \text{ ou } bt \text{ ou } 1) \quad (\text{VI.22})$$

Remarque les coefficient δ , bc, bt sont défini dans le **chapitre « charge et surcharge sur le tablier »**

a. Système BC

L'axe de passage du système BC est défini tel que l'axe de la roue extérieur soit à 0.25m du bord de la largeur chargeable.

Avec : $\delta_{BC} = 1.077$ et $bc = 1.1$ du

$$VD = VG = 1.077 * 1.1 \approx 1.18$$

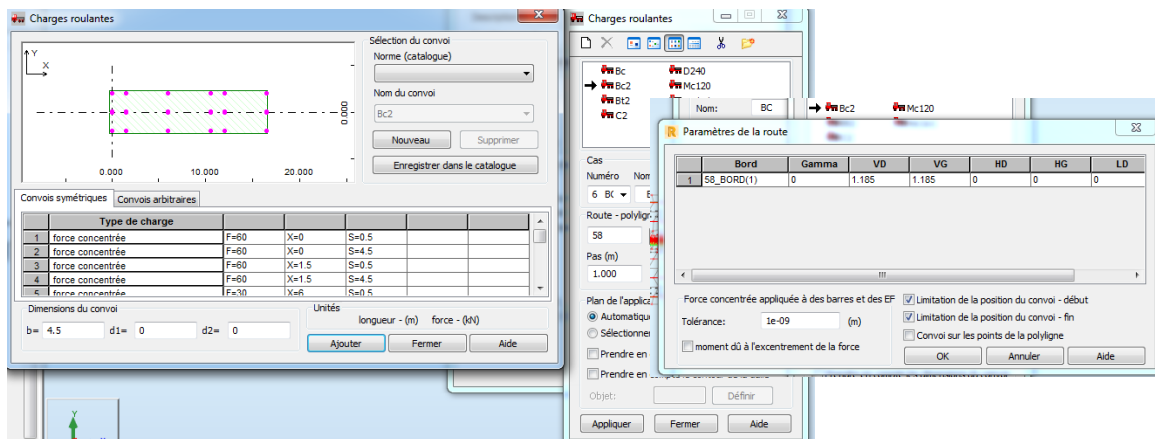


Figure VI-9 modélisation du système BC

b. Système BT

L'axe de passage du système BT est défini tel que l'axe de la roue extérieur soit à 0.5m du bord de la largeur chargeable.

Avec : $\delta_{BT} = 1.066$ et $bt = 1.2$

$$VD = VG = 1.066 * 1.2 \approx 1.28$$

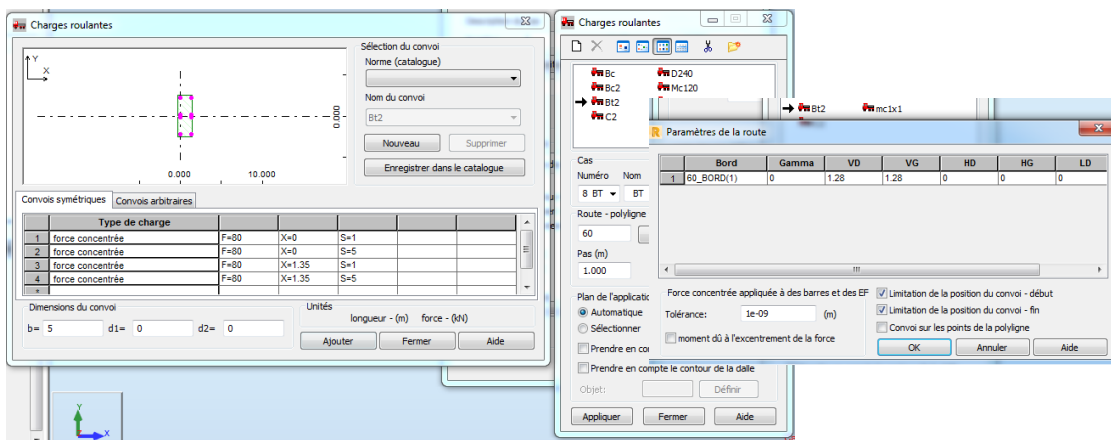


Figure VI-10 modélisation système BT

c. Système MC120

L'axe de passage du système MC120 est défini tel que le bord de la chenille extérieur soit à la limite du bord de la largeur chargeable.

Avec $\delta_{MC120} = 1.073$

$$VD = VG = 1.073 * 1 = 1.073$$

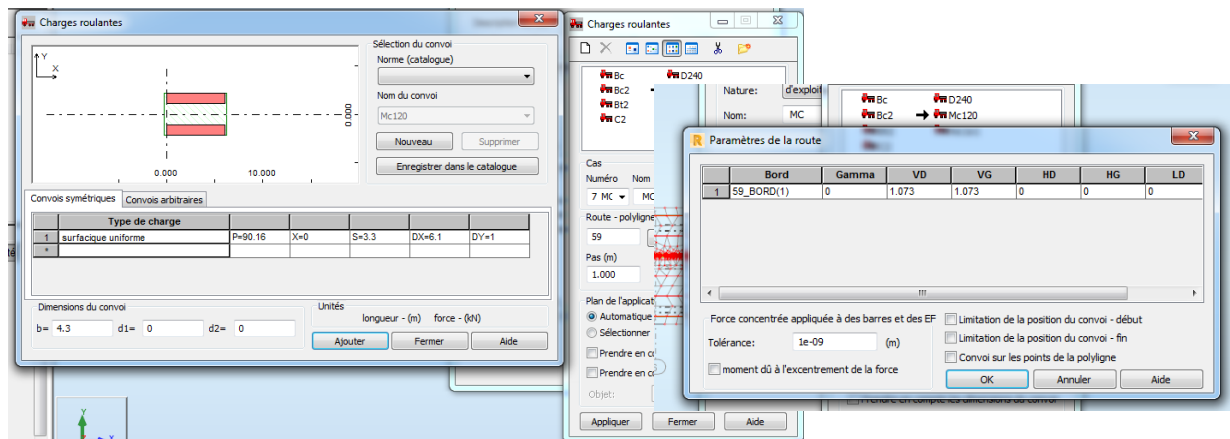


Figure VI-11 modélisation système MC120

d. Système D240

Le convoi exceptionnel D240 passe exactement au milieu de la largeur chargeable et aucun coefficient de majoration n'y est appliqué

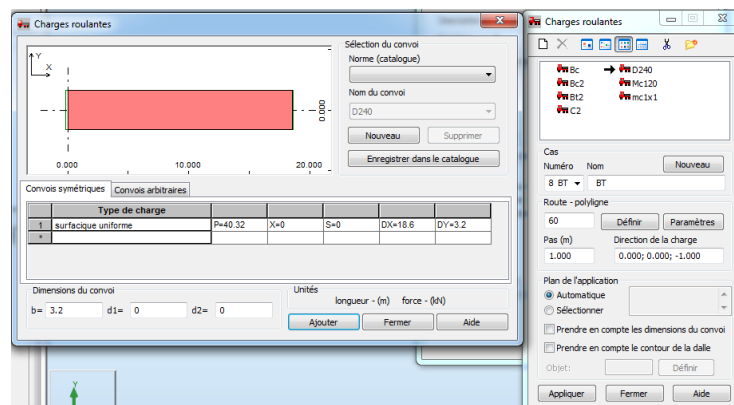


Figure VI-12 modélisation système D240

VI.3 RESULTATS

Le but de ce chapitre est de calculer les efforts (M_y : moment fléchissant ; F_z ; effort tranchant) notamment les efforts maximaux développés dans le tablier qui vont être exploités dans la suite de ce mémoire

À titre d'exemple on liste les efforts M_y (moment fléchissant) et $F_z = V$ (effort tranchant) dans cinq (5) section de calcul répartie uniformément sur la demi-portée (0, 0.125 l_p , 0.25 l_p , 0.375 l_p , 0.5 l_p) utilisées dans le dimensionnement de la précontrainte des poutres

Tableau VI-2 moment fléchissant et effort tranchant dans le tablier type 35m

unité	X	0 L_p	0.125 L_p	0.25 L_p	0.375 L_p	0.5 L_p
m	X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
KNm	Mg1	-3	1051	1786	2225	2372
KNm	Mg2	-2	854	1479	1852	1979
KNm	Mg3	-16	861	1588	1993	2124
KNm	SCT:Mtr	-1	52	98	124	132
KNm	max(BC BT AL): MQr	6	855	1396	1729	1839
KNm	MC120: MQrp	7	890	1467	1802	1920
KNm	D240: MQrp	11	1371	2260	2745	2906
KN	Vg1	286	203	134	67	0
KN	Vg2	213	174	110	54	4
KN	Vg3	225	209	120	62	9
KN	SCT:Vtr	15	13	8	4	0
KN	max(BC BT AL): VQr	231	177	152	129	101
KN	MC120: VQrp	271	222	192	161	140
KN	D240: VQrp	381	317	255	214	169

Tableau VI-3 moment fléchissant et effort tranchant dans le tablier type 33m

unité	X	0 L_p	0.125 L_p	0.25 L_p	0.375 L_p	0.5 L_p
m	X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
KNm	Mg1	-3	936	1591	1980	2112
KNm	Mg2	1	721	1242	1558	1663
KNm	Mg3	-11	757	1429	1806	1926
KNm	SCT:Mtr	-11	46	89	113	120
KNm	max(BC BT AL): MQr	-7	749	1294	1606	1710
KNm	MC120: MQrp	6	783	1290	1584	1687
KNm	D240: MQrp	-10	1262	2109	2571	2722
KN	Vg1	271	192	126	63	0
KN	Vg2	193	151	101	53	-1
KN	Vg3	223	202	123	63	-1
KN	SCT:Vtr	14	13	8	4	-1
KN	max(BC BT AL): VQr	229	184	150	120	-83
KN	MC120: VQrp	257	206	176	150	-123
KN	D240: VQrp	381	319	253	210	-137

Mg1, Vg1 : effort due au poids de la propre poutre seule

Mg2, Vg2 : effort due au poids propre de la dalle

Mg3, Vg3 : effort due au complément des charges permanentes

CHAPITRE VII
ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

VII.1 INTRODUCTION

La technologie de la précontrainte a pour but de limiter ou annuler l'apparition des contraintes de traction développées dans béton suite aux chargements appliquées à la structure, cette méthode consiste à l'application d'une force initiale de traction dans des câbles s'est contraintes seront transmises aux bétons de la structurer par adhérence sous forme de contrainte de compression.

Dans ce qui suit on présentera le calcul détaillé que de la poutre type 35m, pour le 2^{ème} type de poutre (type 33m) les résultats seront présentés dans l'ANNEXE C

Le dimensionnement se fait à la classe II de précontrainte où on admettra l'apparition d'un béton tendue mais avec une contrainte de traction limite

VII.2 DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTÉ

Dans ce titre on déterminera le nombre de câble total nécessaire, le nombre de câble d'about, le tracé de chacun de ces câbles et on commencera par un rappelé des données nécessaires au calcul

VII.2.1 Donnée pour dimensionnement de la précontraintes

- *Caractéristique géométrique de la poutre seule et de la poutre + dalle :*

B : la surface de la poutre / poutre +dalle (Auto CAD)

I : moment d'inertie de la poutre / poutre +dalle (AutoCAD)

Y : distance entre la fibre inferieur et CDG (AutoCAD)

H : auteur de la poutre / poutre +dalle

Y' : distance entre la fibre supérieure et le CDG

$$Y' = H - Y \quad (\text{VII.1})$$

S : module de section inferieur

$$S = I/Y \quad (\text{VII.2})$$

S' : module de section supérieur

$$S' = I/Y' \quad (\text{VII.3})$$

ρ : rendement géométrique de la section (formule proposé par SETS)

$$\rho = \frac{4I}{H \cdot B} \quad (\text{VII.4})$$

Tableau VII-1 caractéristique géométrique brute

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
m	poutre seule	H	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7
m ²		B	0.9382	0.6321	0.612	0.612	0.612
m		Y	0.9226	0.9407	0.9419	0.9419	0.9419
m		Y'	0.7774	0.7593	0.7581	0.7581	0.7581
m ⁴		I	0.2526	0.2159	0.2142	0.2142	0.2142
m ³		S	0.273791459	0.22951	0.227413	0.227413	0.227413
m ³		S'	0.324929251	0.284341	0.282548	0.282548	0.282548
S.u		ρ	0.633503455	0.80367	0.823529	0.823529	0.823529
\	\	\	\	\	\	\	\
m	poutre + dalle	H	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
m ²		B	1.375	1.0736	1.0488	1.0488	1.0488
m		Y	1.2091	1.3054	1.3094	1.3094	1.3094
m		Y'	0.7409	0.6446	0.6406	0.6406	0.6406
m ⁴		I	0.4973	0.4227	0.4151	0.4151	0.4151
m ³		S	0.411297659	0.323809	0.317015	0.317015	0.317015
m ³		S'	0.67121069	0.655756	0.647986	0.647986	0.647986
S.u		ρ	0.741892774	0.807635	0.811868	0.811868	0.811868

▪ **Rappelle des efforts développés dans les poutres**

On utilise les combinaisons d'action à ELS rares du format :

$$G_{max} + Q_{tr} + 1.2 Q_{pr} \quad (\text{VII.5})$$

$$G_{max} + Q_{rp} \quad (\text{VII.6})$$

Tableau VII-2 combinaison d'action (M et V) à ELS

unité	éléments	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
KN.m	Comb (M) ELS rares	MG=Mg1+Mg2+Mg3	-22	2766	4854	6070	6474
KN.m		MG+Mtr+1.2Mqr	-16	3845	6627	8268	8813
KN.m		MG +MQrp(Mc120)	-15	3656	6320	7873	8395
KN.m		MG + MQrp(D240)	-11	4137	7113	8816	9381
KN	Comb (V) ELS rares	VG=Vg1+Vg2+Vg3	724	585	364	183	13
KN		VG+1.2VQr+Vtr	1016	811	554	341	135
KN		VG +VQrp(Mc120)	995	807	556	344	153
KN		VG +VQrp(D240)	1105	902	618	397	182

On remarque que la combinaison qui donne les efforts maximums pour le moment fléchissant et l'effort tranchant est :

$$G_{max} + Q_{rp(D240)}$$

Tableau VII-3 récapitulation des efforts

unité	effort	ELS
KN	V _{max}	1105.46
KN	V _{min}	724.36
KN.m	M _{max}	9380.71
KN.m	M _{min}	6474.33

VII.2.2 Nombre de câble totale

- Valeur de la précontrainte minimale P_{min} :

$$P_{min} = \max(P_{sous}; P_{sur}) \quad (VII.7)$$

P_{sous} : précontrainte minimale pour une section sous critique

$$P_{sous} = \frac{M_{max} - M_{min}}{\rho \cdot H} \quad (VII.8)$$

$$P_{sous} = 1835.53 \text{ KN}$$

P_{sur} : précontrainte minimale pour une section sur critique

$$P_{sur} = \frac{M_{max}}{\rho Y + Y' - d'} \quad (VII.9)$$

Avec $d' = 0.1 H$

$$P_{sur} = 6217.91 \text{ KN}$$

Donc c'est une section sur-critique avec une précontraintes minimale de

$$P_{min} = 6217.91 \text{ KN}$$

On définit P_{0-1T15} comme la précontrainte supportée par 1T15

$$P_{0-1T15} = \min(0.9 f_{peg}; 0.8 f_{prg}) \times A_{p(1T15)} \quad (VII.10)$$

$$P_{0-1T15} = 212.35 \text{ KN}$$

Le nombre de toron (T15)

Le nombre de toron (T15) « N » pour une estimation des pertes totales à 25% est donné par l'inégalité suivante :

$$N \geq \frac{P_{min}}{0.75 P_{0-1T15}} \quad (VII.11)$$

$$N = 40 \text{ (toron T15)}$$

On prend trois (03) câbles « 12T15 » et un (01) câble « 7T15 » avec un totale de toron de 43 torons « T15 »

L'excentrement « e » du câble moyen est donné par la relation suivante

$$\begin{aligned} e &= -(Y - d') \\ e &= -0.7719 \end{aligned} \quad (\text{VII.12})$$

VII.2.3 Nombre de câble d'about

Le nombre de câble à l'about ou câble de 1^{ère} famille est calculé telle que la poutre seule soit stable sous son poids propre et la force de précontrainte des câbles de 1^{ère} famille, ce qui se traduit par les inégalités suivantes

$$\begin{cases} \text{fibre superieur } \sigma_{sup} \geq \sigma_{bt} \\ \text{fibre inferieur } \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc} \end{cases} \quad (\text{VII.13})$$

$$\text{avec } \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{M_g \times Y'}{I} + P \left(\frac{1}{B} + \frac{e \times Y'}{I} \right) \\ \sigma_{inf} = -\frac{M_g \times Y}{I} + P \left(\frac{1}{B} - \frac{e \times Y}{I} \right) \\ \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa} \\ \sigma_{bt} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{VII.14})$$

On tire de l'équation ((VII.13) la force de précontraintes P_{sup} P_{inf}

On définit P_{limite} comme la précontraintes maximal supporte par la poutre seule

$$\begin{aligned} P_{limite} &= \min(P_{sup} ; P_{inf}) \\ P_{limite} &= 6251 \text{ KN} \end{aligned} \quad (\text{VII.15})$$

Le nombre de toron N_{limite}

$$\begin{aligned} N_{limite} &\leq \frac{P_{limite}}{P_{0-1T15}} \\ N_{limite} &= 29 \text{ toron} \end{aligned} \quad (\text{VII.16})$$

Soit deux (02) câbles de « 12T15 » un totale de 24 torons « T15 »

VII.2.4 Disposition constructive

a. Disposition constructive à l'about

Le schéma statique d'une poutre bi appuyée prévoit un moment nul dans l'extrémité des poutres ce qui impose un excentrement nul des câbles de précontrainte qui est impossible pour un nombre de câbles supérieur à deux (02), la solution est de disposer les câbles tels que la résultante des forces de précontrainte soit centré sur le CDG (centre de gravité) la poutre

$$P_1(Y_1 - Y_g) = P_2(Y_g - Y_2)$$

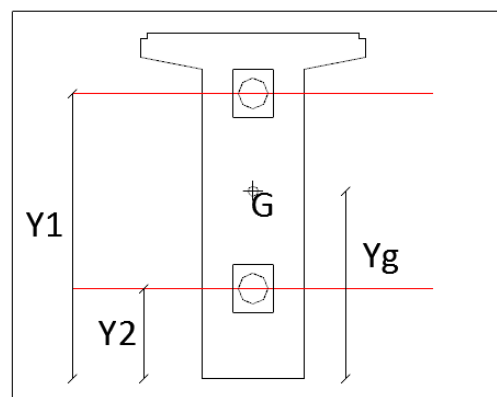


Figure VII-1 schéma de disposition des câbles à l'about

Comme les deux câbles sont du même type (12T15) on a $P_1=P_2$ et $Y_g=0.9226m$ donc :

$$Y_1 + Y_2 = 2Y_g$$

On pose $Y_1 - Y_2 = 0.94m$ ce qui donne :

$$Y_1 = 1.4026m; Y_2 = 0.4426m$$

b. Disposition constructive en zone médiane

En zone médiane le moment fléchissant dû au chargement de la poutre est maximum (poutre bi-appuie) ce qui conduit à imposer un excentrement maximal des câbles pour reprendre ses efforts, mais on réserve un espace pour l'insertion des armature passive et leur enrobage

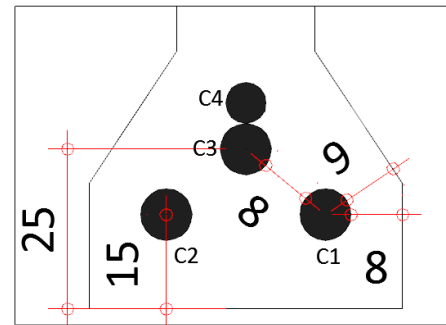


Figure VII-2 disposition des câbles en travée

VII.2.5 Tracé des câbles

VII.2.5.1 Tracé en profile

Les câbles de précontrainte en post-tensions ont généralement une forme parabolique qui suit la variation du moment mais pour des raisons de simplification de la réalisation on peut le décomposer en trois (03) parties comme suite :

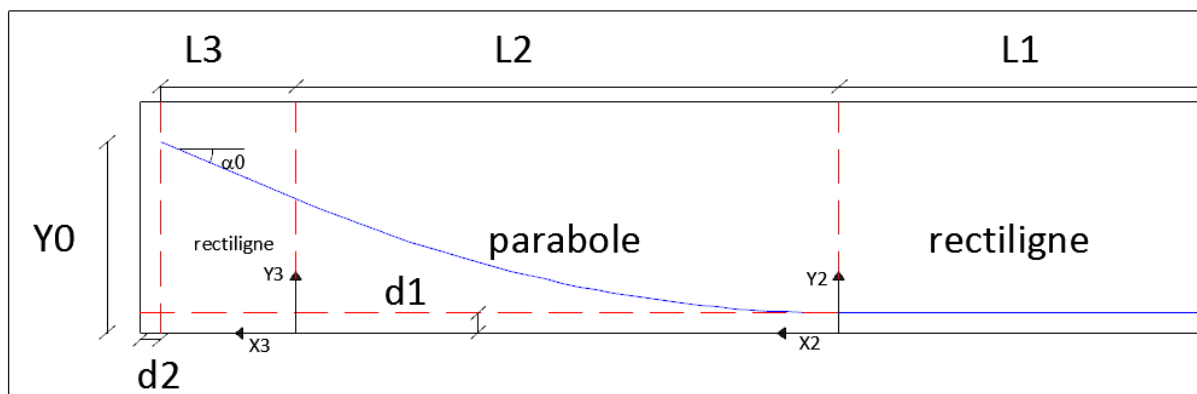


Figure VII-3 schémas de variation du tracé des câbles en profile

- **Partie 1** : partie rectiligne (angle d'inclinaison $\alpha = 0$) qui s'étend de l'axe de symétrie sur une longueur $L1$, équation de la droite :

$$Y_1 = d1 \quad (VII.17)$$

- **Partie 2** : partie parabolique sur une longueur $L2$, avec équation de la parabole

$$Y_2 = a_2 x_2^2 + b_2 x_2 + c_2 \quad (VII.18)$$

- Condition aux limite : $Y_2'(0) = 0$; $Y_2(0) = d1$

- **Partie 3** : partie rectiligne sur une longueur « L3 » incliné d'angle α_0 , l'équation de la droite :

$$Y_3 = a_3 x_3 + b_3 \quad (\text{VII.19})$$

- Condition aux limite : $Y_3(L3) = Y_0$; $Y'_3 = Y'_2(L2) =$; $Y_3(0) = b_3 = Y_2(L2)$

➤ **Les inconnus du problème :**

les coefficients : a_2 ; a_3 ; b_2 ; b_3 ; c_2

➤ **Les données du problème :**

- ✓ d2 : distance entre l'ancrage et l'extrémité de la poutre
- ✓ d1 : distance entre la fibre inférieure et le câble en zone médiane
- ✓ Y_0 : distance entre la fibre inférieure et le câble à l'ancrage
- ✓ L3 : la longueur de la partie 3 : L3=1m pour tous les câbles
- ✓ L2 : longueur de la partie 2 :
$$L2 = \begin{cases} 4m \text{ cable de 1ere famille} \\ 6.5 m \text{ cable de 2eme famille} \end{cases}$$

➤ **Calcul des inconnus :**

$$c_2 = d1 \text{ car } Y_2(0) = d1$$

$$b_2 = 0 \text{ car } Y'_2(0) = 0$$

L'équation (VII.18) devient : $Y_2 = a_2 x_2^2 + d1$ et les condition aux limite de la partie trois (3) donne le système suivant :

$$\begin{cases} a_3 = \tan(\alpha_0) = 2a_2 L2 \\ b_3 = Y_0 - a_3 L3 \\ b_3 = a_2 L2^2 + d1 \end{cases}$$

➤ **La solution de ce système est :**

$$\begin{cases} a_3 = \tan(\alpha_0) = \frac{Y_0 - d1}{L3 + \frac{L2}{2}} \\ a_2 = \frac{a_3}{2L2} \end{cases}$$

▪ **Vérification de l'angle le levage**

$$\arcsin\left(\frac{V_M - V}{P}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{V_m - V}{P}\right) \quad (\text{VII.20})$$

Avec :

$$V = T \times bn \times 0.8h \quad \text{et} \quad T = \left(0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)\right)^{0.5} \quad \text{et} \quad \sigma_x = P/B_n$$

L'application numérique :

$$-4.10^\circ \leq \alpha \leq 23.23^\circ$$

Tableau VII-4 récapitulation des paramètres du tracés des câbles en profile

Câble		Discription	yi(m)	d1(m)	d2(m)	L3(m)	L2(m)	L1(m)	a3	α	Vérification	a2
famille 1	c1	12T15	1.402	0.15	0.15	1	4	12.85	0.42	22.65	OK	0.0522
	c2	12T15	0.442	0.15	0.15	1	4	12.85	0.10	5.56	OK	0.0122
famille 2	c3	12T15	1.95	0.254	3	1	6.5	7.50	0.40	21.75	OK	0.0307
	c4	7T15	1.95	0.327	5	1	6.5	5.50	0.38	20.90	OK	0.0294

Tableau VII-5 résumé du Yc , Y moy et l'angle de levage

unité	éléments	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
m	Yc	c1	1.256	0.154	0.150	0.150	0.150
		c2	0.408	0.151	0.150	0.150	0.150
		c3	\	1.225	0.302	0.254	0.254
		c4	\	\	0.637	0.327	0.327
m	y moy	1er famille	0.832	0.152	0.150	0.150	0.150
		Tous .câbles	0.832	0.510	0.272	0.208	0.208
S.u	tan(α)	c1	0.417	0.029	0.000	0.000	0.000
		c2	0.097	0.007	0.000	0.000	0.000
		c3	\	0.345	0.077	0.000	0.000
		c4	\	\	0.191	0.000	0.000

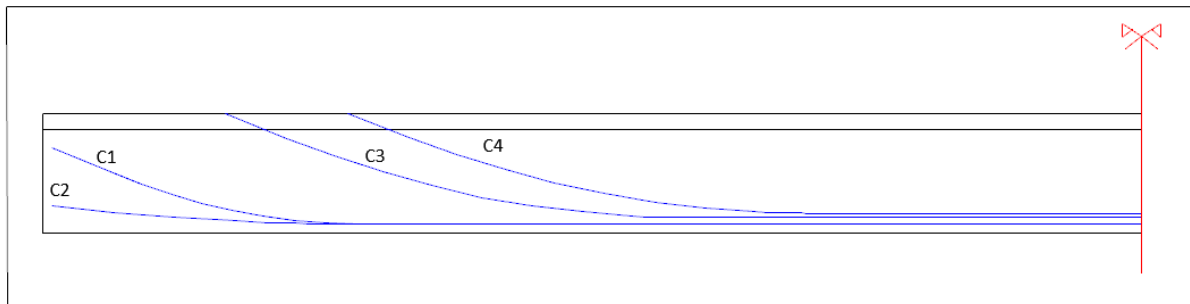


Figure VII-4 tracé des câble en profile

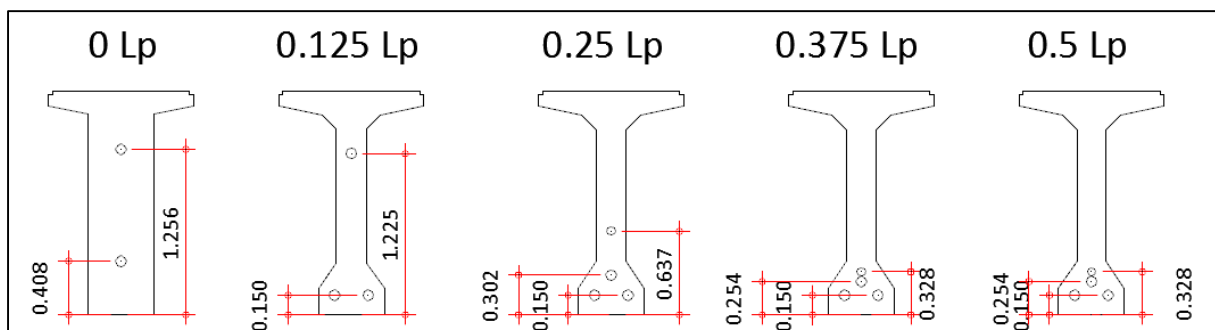


Figure VII-5 coupes transversales de la poutre type 35m au droit de (0,0.125,0.25,0.375,0.5)Lp

VII.2.5.2 Tracé en plan

Le tracé en plan des câbles détermine leur l'excentricité par apport à l'axe de symétrie longitudinale de la poutre, en travée les câbles de 1^{ère} famille C1 et C2 n'ont pas la même excentricité, par contre à l'about ses câbles doivent n'avoir aucune excentricité en plan.

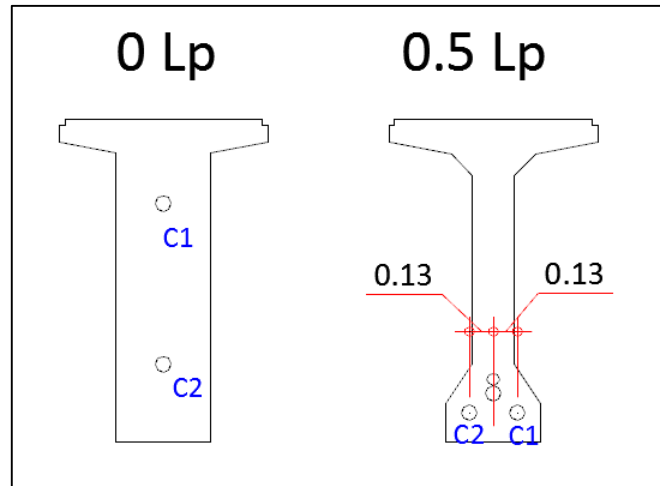


Figure VII-6 l'excentricité des câbles C1 et C2 à l'about et en travée

Le tracé des câbles en question (C1,C2) effectuera une variation en plan par deux (2) paraboles.

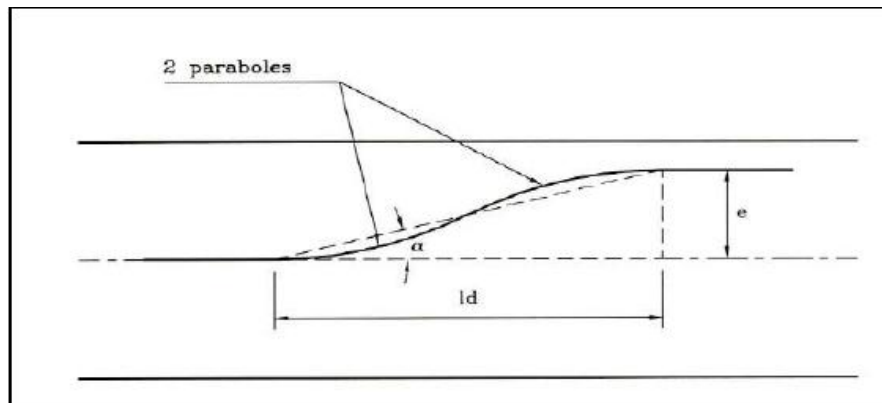


Figure VII-7 schéma de la variation du tracé des câbles en plan

Pour des raisons de mise en œuvre on a choisi de débiter la variation en plan après 0.5m du début de levage des câbles (la partie parabolique du tracé en profile des câbles).

$$E(x) = \begin{cases} \frac{-2e_{t.max}}{id}(x - D_{ebut})^2 + e_{t.max} ; si D_{ebut} < x < D_{ebut} + \frac{id}{2} \\ \frac{2e_{t.max}}{id^2}(x - F_{in})^2 ; si D_{ebut} + \frac{id}{2} < x < F_{in} \\ e_{t.max} ; si x < D_{ebut} \\ 0 ; si x > F_{in} \end{cases}$$

Avec :

$E(x)$: excentricité en plan

$D_{\text{ébut}}$: l'abscisse début de variation

F_{in} : l'abscisse de fin de variation $F_{\text{in}} = D_{\text{ébut}} + id$

id : longueur de variation

$e_{t,\text{max}}$: excentricité en plan maximale

Tableau VII-6 données nécessaire au tracé en plan

$e_{t,\text{max}}(\text{m})$	$id(\text{m})$	Début(m)	Fin(m)
0.13	3.5	13.35	16.85

Tableau VII-7 excentrements en plan des câbles de 1^{ere} famille (C1,C2)

position	X(m)	C1(m)	C2(m)
0.5 Lp	0	0.13	-0.13
0.375 Lp	4.375	0.13	-0.13
0.25 Lp	8.75	0.13	-0.13
0.125 Lp	13.125	0.13	-0.13
P16	14	0.121	-0.121
P17	15	0.072	-0.072
P18	16	0.015	-0.015
P19	16.85	0	0
P20	17	0	0
0 Lp	17.5	0	0

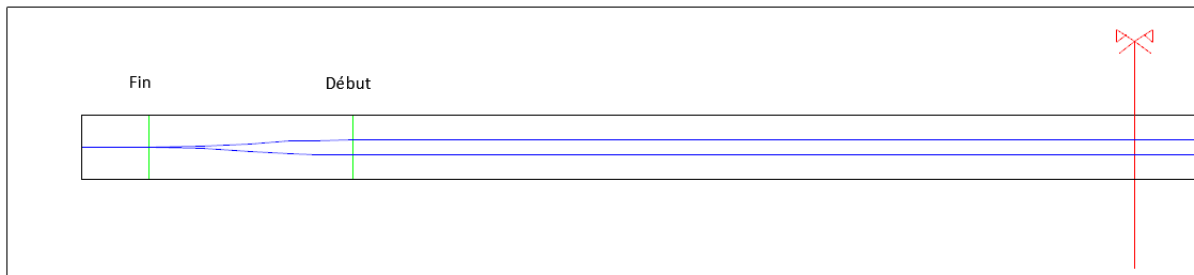


Figure VII-8 variation du tracé en plan poutre 35m

Remarque : le tracé des câbles de précontrainte est symétrique

VII.3 CARACTERISTIQUE NETTE EST TRANSFORME DE LA POUTRE

VII.3.1 Caractéristique de la poutre nette

C'est les caractéristiques de la poutre seule avec des gaines vides dite « **poutre nette** »

B : surface de la poutre de base

Ag : surface des gaines

B_0 : surface nette de la poutre

$$B_0 = B - Ag \quad (VII.21)$$

$Y(CDG)$: distance entre la fibre inferieur et le CDG de la poutre de base

Y_{moy} : distance entre la fibre inferieur et le câble moyen

Y_0 : distance entre la fibre inferieur et le CDG de la poutre nette

$$Y_0 = \frac{Y_{CDG} \times B - Y_{moy} \times Ag}{B_0} \quad (VII.22)$$

Y'_0 : distance entre la fibre supérieure et le CDG de la poutre nette

$$Y'_0 = H_{poutre} - Y_0 \quad (VII.23)$$

I_p : moment d'inertie de la poutre

I_0 : moment d'inertie de la poutre nette

$$I_0 = I_p + B(Y_0 - Y_{CDG})^2 - Ag(Y_0 - Y_{moy})^2 \quad (VII.24)$$

VII.3.2 Poutre transformée

Les caractéristiques de la poutre nette avec les aciers de précontrainte de la 1^{ère} famille donnent les caractéristiques d'une poutre dite « **poutre transformée** »

n : coefficient d'équivalence acier-béton $n=15$

A_{pr} : section des câbles de précontrainte

A_{tr} : section équivalente des câbles de précontrainte

$$A_{tr} = A_{pr} \times n \quad (VII.25)$$

B_{tr} : section de la poutre transformée

$$B_{tr} = B_0 + A_{tr} \quad (VII.26)$$

Y_{tr} : distance entre la fibre inferieur et le CDG de la poutre transformée

$$Y_{tr} = \frac{B_0 \times Y_0 + A_{tr} \times Y_{moy}}{B_{tr}} \quad (VII.27)$$

I_{tr} : moment d'inertie de la poutre transformée

$$I_{tr} = I_0 + B_0(Y_0 - Y_{tr})^2 + A_{tr}(Y_{moy} - Y_{tr})^2 \quad (VII.28)$$

VII.3.3 Poutre plus la dalle transformée

Caractéristique de la poutre en service (poutre seule + dalle + acier de précontrainte de 1^{ère} et 2^{ème} famille) dite « **poutre + dalle transformée** »

E_x : excentrement des poutre $E_x = 1.74m$

E_d : épaisseur de la dalle $E_d = 0.25m$

B_d : surface de la dalle $B_d = E_x \times E_d = 1.74 \times 0.25 = 0.435m^2$

B_{dtr} : section de la poutre + dalle transformée

$$B_{dtr} = B_{tr} + B_d \quad (VII.29)$$

Y_d : distance entre la fibre inférieure et le CDG de la dalle $Y_d = H + E_d/2 = 1.825m$

Y_{dtr} : distance entre la fibre inférieure et le CDG de la poutre + dalle transformée

$$Y_{dtr} = \frac{B_0 \times Y_0 + A_{tr} \times Y_{moy} + B_d \times Y_d}{B_{dtr}} \quad (VII.30)$$

I_{dtr} : moment d'inertie de la poutre + dalle transformée

$$I_{tr} = A_{tr}(Y_{dtr} - Y_{moy})^2 + I_0 + B_0(Y_{dtr} - Y_0)^2 + I_d + B_d(Y_{dtr} - Y_d)^2 \quad (VII.31)$$

Remarque

Le moment d'inertie des gaines ou des câbles par rapport à l'axe passant par leur CDG est négligeable

Tableau VII-8 résumé des caractéristiques géométriques

X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
poutre nette					
section B0	0.928	0.616	0.592	0.592	0.592
fibre inf Yo	-0.924	-0.952	-0.965	-0.967	-0.967
fibre sub Y'o	0.776	0.748	0.735	0.733	0.733
inertie I0	0.253	0.213	0.205	0.203	0.203
poutre transformée (câble 1er famille)					
section Btr	0.982	0.670	0.646	0.646	0.646
fibre inf Ytr	-0.919	-0.916	-0.907	-0.904	-0.904
fibre sub Y'tr	0.781	0.784	0.793	0.796	0.796
inertie Itr	0.253	0.218	0.221	0.224	0.224
(poutre +dalle) transformée					
section Bdtr	1.417	1.132	1.123	1.123	1.123
fibre inf Ydtr	-1.197	-1.256	-1.238	-1.234	-1.234
fibre sub Y'dtr	0.753	0.694	0.712	0.716	0.716
inertie Idtr	0.510	0.465	0.498	0.508	0.508

Remarque : la position de la fibre inférieure à une valeur négative dans le tableau récapitulatif car l'origine des ordonnées coïncide avec le CDG, cela va simplifier le calcul des contraintes normales

VII.4 LES PERTES DE LA PRÉCONTRAINTES

Il existe deux (02) types de pertes de précontrainte :

- Les Pertes instantanés :
 - Perte par frottement
 - Perte par recule d'ancrage
 - Perte par déformation instantané du béton
- Les Pertes diffères :
 - Perte par retrait du béton
 - Perte par relaxation des aciers
 - Perte par fluage du béton

VII.4.1 Les Pertes instantanées

VII.4.1.1 Les Pertes par frottement

Perte de tensions due au frottement du câble avec la gaine

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)}) \quad (\text{VII.32})$$

Avec :

σ_{p0} : contrainte à l'origine du câble $\sigma_{p0} = \min(0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}) = 1415.7 \text{ MPa}$

f et φ : paramètre défini dans chapitre **hypothèse de calcul** : $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$; $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$

e : la base du logarithme népérien

x : position de calcul

β : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance

Tableau VII-9 calcul des pertes par frottement

unité	éléments	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		$X(m)$	0	4.375	8.75	13.125	17.5
rad	β	c1	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
rad		c2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
rad		c3	\	0.33	0.33	0.33	0.33
rad		c4	\	\	0.19	0.19	0.19
Mpa	$\Delta\sigma_f$	c1	97.25	108.73	120.12	131.41	142.59
Mpa		c2	24.51	36.63	48.64	60.55	72.36
Mpa		c3	\	93.86	105.38	116.80	128.11
Mpa		c4	\	\	71.01	82.72	94.34
Mpa	1ere famille	$\Delta\sigma_f \text{ moy}$	60.88	72.68	84.38	95.98	107.48
Mpa	2eme famille	$\Delta\sigma_f \text{ moy}$	\	93.86	88.20	99.76	111.22

VII.4.1.2 Pertes par recule d'ancrage

Elles résultent du glissement de l'armature actif par rapport à son ancrage, son influence diminue en s'éloignant de la zone d'ancrage et s'annule à une distance « d » de celui-ci

$$\Delta\sigma_g = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - x) \quad (\text{VII.33})$$

$$k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi \quad ; \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}} \quad (\text{VII.34})$$

g : Glissement à l'encrage $g=6\text{mm}$

E_p : module d'élasticité des câbles

Tableau VII-10 calcul des pertes par glissement

unité	éléments	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
rad	β	c1	0.395	0.395	0.395	0.395	0.395
rad		c2	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097
rad		c3	\	0.333	0.333	0.333	0.333
rad		c4	\	\	0.189	0.189	0.189
s.u	K	c1	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
s.u		c2	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
s.u		c3	\	0.006	0.006	0.006	0.006
s.u		c4	\	\	0.005	0.005	0.005
m	d	c1	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6
m		c2	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4
m		c3	\	11.7	11.7	11.7	11.7
m		c4	\	\	13.3	13.3	13.3
Mpa	$\Delta\sigma_{rec}$	c1	195.88	122.25	48.63	0.00	0.00
Mpa		c2	138.65	101.76	64.87	27.99	0.00
Mpa		c3	\	122.18	48.78	0.00	0.00
Mpa		c4	\	\	58.55	1.97	0.00
Mpa	1ere famille	$\Delta\sigma_{rec} \text{ moy}$	167.26	112.01	56.75	27.99	0.00
Mpa	2eme famille	$\Delta\sigma_{rec} \text{ moy}$	\	122.18	53.66	1.97	0.00

VII.4.1.3 Les pertes par déformations instantanées du béton

C'est la perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes

$$\Delta\sigma_e = \frac{E_p}{2E_{ij}} \sigma_{bi} \quad (\text{VII.35})$$

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{M \times e}{I} \quad (\text{VII.36})$$

Tableau VII-11 calcul des pertes par déformation instantané du béton

unité	éléments	<i>X</i>	<i>0 Lp</i>	<i>0.125 Lp</i>	<i>0.25 Lp</i>	<i>0.375 Lp</i>	<i>0.5 Lp</i>
		<i>X(m)</i>	<i>0</i>	<i>4.375</i>	<i>8.75</i>	<i>13.125</i>	<i>17.5</i>
<i>MNm</i>	<i>1ere famille</i>	<i>M</i>	0.0	1.1	1.8	2.2	2.4
<i>MN</i>		<i>P</i>	4.28	4.43	4.59	4.65	4.71
<i>m</i>		<i>e</i>	-0.05	0.27	0.57	0.65	0.65
<i>m²</i>		<i>B</i>	0.98	0.67	0.65	0.65	0.65
<i>m⁴</i>		<i>I</i>	0.25	0.22	0.22	0.23	0.23
<i>Mpa</i>		<i>σ_{bi}</i>	4.40	6.82	9.29	9.56	9.34
<i>Mpa</i>		<i>Δσ_e</i>	11.61	18.00	24.52	25.24	24.66
<i>s.u</i>		<i>Δσ_e/σ₀</i>	0.008	0.013	0.017	0.018	0.017
<i>MNm</i>	<i>2ere famille</i>	<i>M</i>	0.0	1.9	3.3	4.1	4.4
<i>MN</i>		<i>P</i>	\	2.16	3.63	3.74	3.72
<i>m</i>		<i>e</i>	0.36	0.75	1.01	1.08	1.08
<i>m²</i>		<i>B</i>	1.42	1.13	1.12	1.12	1.12
<i>m⁴</i>		<i>I</i>	0.51	0.46	0.51	0.52	0.52
<i>Mpa</i>		<i>σ_{bi}</i>	\	1.43	4.06	3.30	2.64
<i>Mpa</i>		<i>Δσ_e</i>	\	3.79	10.72	8.71	6.97

VII.4.2 Pertes différées

VII.4.2.1 Pertes dues au retrait

Le retrait du béton est une contraction dimensionnelle du béton due à des phénomènes chimiques et physiques, ce raccourcissement provoque des pertes de tension dans les câbles.

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r x E_p \quad (\text{VII.37})$$

Avec $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

Tableau VII-12 calcul des pertes due au retrait

unité	<i>X</i>	<i>0 Lp</i>	<i>0.125 Lp</i>	<i>0.25 Lp</i>	<i>0.375 Lp</i>	<i>0.5 Lp</i>
	<i>X(m)</i>	<i>0</i>	<i>4.375</i>	<i>8.75</i>	<i>13.125</i>	<i>17.5</i>
<i>Mpa</i>	<i>Δσ_r</i>	38	38	38	38	38

VII.4.2.2 Pertes dues à la relaxation

La relaxation des aciers tendue à tendance à diminuer la contrainte exercée au matériau

$$\Delta\sigma_p = 0.06 \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i \quad (\text{VII.38})$$

Tableau VII-13 calcul des pertes par relaxation des aciers

unité	famille	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
MPa	1ere	σ_i	1175.95	1213.01	1252.04	1269.17	1286.19
MPa	famille	$\Delta\sigma_p$	41.34	46.46	52.09	54.65	57.23
MPa	2eme	σ_i	\	1195.87	1264.06	1306.42	1298.60
MPa	famille	$\Delta\sigma_p$	\	44.06	53.88	60.37	59.15

VII.4.2.3 Perte due au fluage du béton

Le fluage du béton est une déformation due essentiellement à une contrainte constante et permanente, cette déformation (comme le retrait) provoque une perte de tension dans les câbles

$$\Delta\sigma_f = 2.5 \times \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b = C_2 \times \sigma_b \quad ; \quad C_2 = 2.5 \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad (\text{VII.39})$$

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau des aciers actifs

$$\sigma_b = \frac{M e}{I} + P_f \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{I} \right) \quad (\text{VII.40})$$

Avec

$$P_f = A_p \left(\sigma_0 - \left(\Delta\sigma_{int} + \Delta\sigma_{retrait} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{relac} + \Delta\sigma_f \right) \right)$$

$$P_f = A_p \left(\sigma_0 - \left(\Delta\sigma_{int} + \Delta\sigma_{retrait} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{relac} \right) \right) - A_p \Delta\sigma_f = P' - A_p \Delta\sigma_f$$

L'équation 40 devient

$$\sigma_b = \frac{M e}{I} + (P' - A_p \Delta\sigma_f) \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{I} \right) = \left(\frac{M e}{I} + P' \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{I} \right) \right) - A_p \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{I} \right) \Delta\sigma_f$$

$$\sigma_b = \sigma' - C1 \Delta\sigma_f$$

Avec

$$\sigma' = \left(\frac{M e}{I} + P' \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{I} \right) \right) \quad ; \quad C1 = A_p \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{I} \right)$$

L'équation (VII.39) devient

$$\Delta\sigma_f = C2(\sigma' - C1 \Delta\sigma_f)$$

$$\Delta\sigma_f = \frac{C2 \times \sigma'}{1 - C1 \times C2}$$

Tableau VII-14 calcul des pertes par fluage

unité	famille	<i>X</i>	<i>0 Lp</i>	<i>0.125 Lp</i>	<i>0.25 Lp</i>	<i>0.375 Lp</i>	<i>0.5 Lp</i>
		<i>X(m)</i>	<i>0</i>	<i>4.375</i>	<i>8.75</i>	<i>13.125</i>	<i>17.5</i>
<i>m²</i>	1ere famille	<i>B</i>	0.98	0.67	0.65	0.65	0.65
<i>m⁴</i>		<i>I</i>	0.25	0.22	0.22	0.23	0.23
<i>m</i>		<i>e</i>	0.05	-0.27	-0.57	-0.65	-0.65
<i>m²</i>		<i>AP</i>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>MN</i>		<i>M</i>	0.00	1.05	1.79	2.23	2.37
<i>MN</i>		<i>P'</i>	3.97	4.09	4.21	4.26	4.31
<i>Mpa</i>		<i>s'</i>	4.09	6.19	8.14	8.22	7.98
<i>s.u</i>		<i>C1</i>	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01
<i>s.u</i>		<i>c2</i>	13.20	13.20	13.20	13.20	13.20
<i>MPa</i>		<i>σ_{fl}</i>	51.43	75.16	93.90	93.26	90.56
<i>m²</i>	2eme famille	<i>B</i>	1.42	1.13	1.12	1.12	1.12
<i>m⁴</i>		<i>I</i>	0.51	0.46	0.51	0.52	0.52
<i>m</i>		<i>e</i>	-0.36	-0.75	-1.01	-1.08	-1.08
<i>m²</i>		<i>AP</i>	\	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>MN</i>		<i>M</i>	-0.02	1.72	3.07	3.85	4.10
<i>MN</i>		<i>pf</i>	\	2.02	3.36	3.47	3.45
<i>Mpa</i>		<i>s'</i>	\	1.44	3.68	2.91	2.31
<i>s.u</i>		<i>C1</i>	\	0.00	0.01	0.01	0.01
<i>s.u</i>		<i>c2</i>	13.20	13.20	13.20	13.20	13.20
<i>MPa</i>		<i>σ_{fl}</i>	\	18.16	43.75	34.37	27.29

VII.4.3 Résumé des pertes de tensions

Tableau VII-15 résumé des pertes de précontrainte

unité	famille	<i>X</i>	<i>0 Lp</i>	<i>0.125 Lp</i>	<i>0.25 Lp</i>	<i>0.375 Lp</i>	<i>0.5 Lp</i>
		<i>X(m)</i>	<i>0</i>	<i>4.375</i>	<i>8.75</i>	<i>13.125</i>	<i>17.5</i>
<i>Mpa</i>	1eme famille	<i>σ_{int}</i>	239.75	202.69	163.66	146.53	129.51
<i>MN</i>			0.86	0.73	0.59	0.53	0.47
<i>Mpa</i>		<i>σ_{deff}</i>	123.88	151.87	168.81	168.28	167.92
<i>MN</i>			0.45	0.55	0.61	0.61	0.60
<i>Mpa</i>		<i>perte totale</i>	363.64	354.56	332.48	314.82	297.43
<i>MN</i>			1.31	1.28	1.20	1.13	1.07
<i>Mpa</i>	2eme famille	<i>σ_{int}</i>	\	219.83	151.64	109.28	117.10
<i>MN</i>			\	0.40	0.43	0.31	0.33
<i>Mpa</i>		<i>σ_{deff}</i>	\	92.88	123.05	118.23	110.35
<i>MN</i>			\	0.17	0.35	0.34	0.31
<i>Mpa</i>		<i>perte totale</i>	\	312.72	274.69	227.51	227.45
<i>MN</i>			\	0.56	0.78	0.65	0.65

Soit une perte maximale de 25.6% pour les câbles de 1^{ere} famille et de 22.08% pour les câbles 2^{eme} famille

VII.5 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES À ELS**VII.5.1 Vérification des contraintes normale****VII.5.1.1 Phase de vérification**

On vérifie les contraintes dans les fibres extrêmes de la poutre et dans la zone d'enrobage d'armature active, la poutre doit être vérifiée suivant des phases de réalisation et de service comme le montre le tableau suivant

Tableau VII-16 phase de vérification des contraintes normales à ELS

phase	description	charge	précontrainte	perte	caractéristique	contrainte admissible (MPa)
1	mise en tensions des câbles 1 ^{er} famille (poutre seule 7eme jour)	le poids propre de la poutre seule (Mg1)	les câbles de la 1er famille 2x12T15	les perte instantané 1er famille	poutre seule transformée	Compression =13.91MPa Traction=-2.99MPa Traction z. enrobage=-1.39Mpa
2	mise en tensions des câble 1er famille	charge phase 1+ la dalle (Mg2)	les câbles de la 1er famille 2x12T15	les pertes instantané+50%des perte diffère (1 ^{er} famille)	poutre seule transformée	Compression=21.00MPa Traction=-4.05MPa Traction z. enrobage=-1.89MPa
3	Mise en tensions des câbles 1 ^{er} et 2 ^{eme} famille poutre +dalle +ccp (pont vide)	charge phase 2+Mg3=MG	les câbles de la 1er et 2eme famille 3x12T15 + 7T15	les pertes totale 1er famille + les pertes instantanée 2eme famille	poutre +dalle transformée	
4.1	mise en tensions des câbles 1er et 2eme famille poutre +dalle (pont en service(D240))	charge phase 3+D240	les câbles de la 1er et 2eme famille 3x12T15+ 7T15	les pertes totale des deux famille	poutre +dalle transformée	
4.2	Mise en tensions des câbles 1er et 2eme famille poutre +dalle en service(MQr+Mtr)	charge phase 3+(MQr+Mtr)	les câbles de la 1er et 2eme famille 3x12T15+ 7T15	les pertes totale des deux famille	poutre +dalle transformée	

VII.5.1.2 Les éléments nécessaires à la vérification

- **Caractéristique géométrique et excentricité du câble moyen :**

Ces données sont tirées à partir du tableau Caractéristique nette est transformée de la poutre

- **Les Charge**

Les charges à ELS du tableau des efforts appliqué suivant la phase de calcul « Mi »

- **La Précontrainte**

En fonction de la phase, la précontrainte est calculée par équation suivante

$$P_i = A_{pi} \sigma_0 - \Delta P_i \quad (\text{VII.41})$$

P_i : précontrainte de la phase i

A_{pi} : section des câbles mis en tensions dans la phase i

ΔP_i : perte de tensions applicable à la phase i

- **Les contraintes dans les fibres extrêmes et en zone d'enrobage :**

$$\sigma(y) = P_i \left(\frac{1}{B} + \frac{e \times y}{I} \right) + \frac{M_i y}{I} \quad (\text{VII.42})$$

Remarque dans la zone d'enrobage on a $y = e$

- **Contrainte admissible :**

- Compression $\sigma_{adm-c} = 0.6 f_{cj}$
- Traction fibre extrême $\sigma_{adm-T1} = -1.5 f_{tj}$
- Traction zone d'enrobage $\sigma_{adm-T2} = -0.7 f_{tj}$

Tableau VII-17 résumé de la vérification des contraintes normales à ELS

unité	phase	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
MN	1	Mg1	0.0	1.1	1.8	2.2	2.4
MN		P 1	4.233	4.367	4.507	4.569	4.630
MPa		σ_{inf1}	3.546	7.125	9.290	8.947	8.597
MPa		σ_{sub1}	4.965	5.994	4.963	5.429	5.916
MPa		$\sigma_{enrobage}$	4.355	6.697	8.308	8.295	8.100
logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK
MN	2	Mg2	0.0	0.9	1.5	1.9	2.0
MN		P 2	4.010	4.093	4.203	4.266	4.328
MPa		σ_{inf2}	3.368	2.806	2.110	0.283	-0.575
MPa		σ_{sub2}	4.696	8.931	10.359	12.181	13.118
MPa		$\sigma_{enrobage}$	4.125	5.121	3.981	2.489	1.964
logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK
MN	3	Mp	0.0	2.8	4.9	6.1	6.5

MN		P 3	3.787	5.973	7.502	7.686	7.727
MPa		σ_{inf3}	5.971	9.831	12.639	11.257	10.412
MPa		σ_{sub3}	0.599	2.755	3.252	4.281	4.828
MPa		$\sigma_{enrobage}$	3.679	7.981	11.331	10.513	9.817
logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK
MN	4.1	D240	0.0	1.4	2.3	2.7	2.9
MN		P 4.1	3.787	5.805	7.151	7.350	7.412
MPa		$\sigma_{inf4.1}$	5.945	5.645	5.867	3.446	2.286
MPa		$\sigma_{sub4.1}$	0.615	4.841	6.653	8.339	9.101
MPa		$\sigma_{enrobage}$	3.671	5.435	5.976	3.968	3.012
logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK
MN	4.2	MQR+Mtr	0.0	0.9	1.5	1.9	2.0
MN		P 4.2	3.787	5.805	7.151	7.350	7.412
MPa		$\sigma_{inf4.2}$	5.960	6.896	7.769	5.616	4.559
MPa		$\sigma_{sub4.2}$	0.606	4.150	5.560	7.080	7.781
MPa		$\sigma_{enrobage}$	3.676	6.177	7.461	5.772	4.903
logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK

VII.5.2 Vérification des contraintes tangentielles

VII.5.2.1 Section de calcul

La zone la plus sollicitée par effort tranchant d'une poutre simplement appuyée c'est la zone d'abouts au droit des appuis, le PBEL propose de négliger les effets de charge à une distance de « $d/2$ ». [20]

$$\frac{d}{2} = 0.9 \frac{h}{2} = 0.8775$$

Les sections à vérifier sont les sections dont leur position par rapport à l'appui est comprise entre $d/2$ et $d/2 + 8m$ avec un pas de 2m comme le montre le tableau suivant :

Tableau VII-18 section de vérification d'effort tranchant

X	d/2	d/2+2	d/2+4	d/2+6	d/2+8
X(m)	0.8775	2.8775	4.8775	6.8775	8.8775

VII.5.2.2 Effort tranchant et caractéristique de la poutre au droit des sections de calcul

On tire les résultats du modèle de calcul par logiciel au droit des sections de calcul

Tableau VII-19 caractéristique de la poutre et effort appliqué

unité	élément	X	d/2	d/2+2	d/2+4	d/2+6	d/2+8
		X(m)	0.8775	2.8775	4.8775	6.8775	8.8775
m	Poutre seule	B	0.94	0.63	0.63	0.63	0.61
m⁴		I	0.25	0.22	0.22	0.22	0.21
m	Poutre dalle	B	1.38	1.07	1.07	1.07	1.05
m⁴		I	0.50	0.42	0.42	0.42	0.42

KN	charge et surcharge V(KN)	pp:Vg1	260.71	222.02	191.01	160.00	129.45
KN		dalle+ coffrage: Vg2	219.93	190.81	167.65	141.98	110.96
KN		Cp : Vg3	222.35	214.41	194.69	159.94	121.32
KN		SCT:VQtr	13.60	13.56	12.45	10.14	7.63
KN		BC ou AL: VQr	221.13	197.23	180.88	166.08	153.09
KN		MC120: VQrp	269.34	227.37	215.53	198.14	192.30
KN		D240: VQrp	381.10	325.30	306.83	284.75	254.67
KN	comp ELS	VG	702.99	627.24	553.35	461.92	361.73
KN		VG+1.2*VQr+VQtr	981.95	877.48	782.86	671.36	553.07
KN		VG+VQrp(MC120)	972.33	930.36	918.52	901.13	895.29
KN		VG+VQrp(D240)	1084.09	1028.29	1009.82	987.74	957.66
KN	comp ELU	1.35*VG	949.04	846.77	747.02	623.59	488.34
KN		1.35VG+1.6*(VQr+VQtr)	1324.60	1184.04	1056.35	905.54	745.49
KN		1.35VG+1.35*VQrp(MC120)	1312.65	1255.98	1240.01	1216.53	1208.65
KN		1.35VG+1.35*VQrp(D240)	1463.52	1388.19	1363.26	1333.45	1292.84

VII.5.2.3 Phase de vérification

Tableau VII-20 phase de vérification des contraintes tangentielles

vérification effort tranchant	phase	1	2	3
	description	mise en tensions des câbles de la premier famille a 100% (poutre seule)	mise en tensions des tous les câbles de a 100% (poutre +dalle vide)	poutre en service (poutre + dalle)

VII.5.2.4 Elément nécessaire à la vérification

b_0 : épaisseur de l'âme au droit de la section de calcul

ϕ_{gaine} :diamètre de gaine

Bn : épaisseur nette de l'âme [20]

$$bn = b_0 - \frac{\sum \phi_{gaine}}{2} \quad (VII.43)$$

B : section de la poutre en fonction de la phase de vérification

I : moment d'inertie de la poutre

A_r : aire de la section supérieure de la poutre par apport a son CDG

Y_{gr} : distance entre le CDG de A_r et le CDG de la poutre

Q : moment statique de la section supérieur

$$Q = A_r * Y_{gr} \quad (VII.44)$$

$P_{i.cj}$: la force de précontrainte à la phase i dans le câble Cj

V_{pi} : l'effort tranchant due à la précontrainte de la phase i

$$V_{pi} = \sum_j (P_{i.cj} \times \sin \alpha_{cj}) \quad (VII.45)$$

V_{red} : l'effort tranchant réduit

$$V_{red} = V_s - V_{pi} \quad (VII.46)$$

τ : contrainte tangentielle

$$\tau = \frac{V_{red}}{Z \cdot bn} \quad (VII.47)$$

Avec :

$$Z = \frac{I}{Q}$$

σ_x : contrainte normale due à la précontrainte

$$\sigma_x = \frac{1}{B} \sum_j (P_{ij} c_j \times \cos \alpha_{cj}) \quad (\text{VII.48})$$

τ_{max} : contrainte tangentielle maximale admissible

$$\tau_{max} = \min(\tau_1; \tau_2) \quad (\text{VII.49})$$

Avec :

$$\tau_1^2 = 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x); \quad \tau_2^2 = \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x)$$

Tableau VII-21 résumé de la vérification des contraintes tangentielles à ELS

unité	phase	X	d/2	d/2+2	d/2+4	d/2+6	d/2+8
		x(m)	0.8775	2.8775	4.8775	6.8775	8.8775
MN	1	Vs	0.26	0.22	0.19	0.16	0.13
m		Z=I/Q	1.187	3.784	3.784	3.784	3.721
MN		Vp	0.87	1.17	1.04	0.76	0.37
MN		Vred	-0.16	-0.54	-0.49	-0.30	-0.01
Mpa		τ	0.26	0.74	0.67	0.41	0.02
Mpa		τ_{max}	2.39	2.69	2.71	2.73	2.77
logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK
MN	2	Vs	0.70	0.63	0.55	0.46	0.36
m		Z=I/Q	1.362	3.678	3.678	3.678	3.659
MN		Vp	0.87	1.17	1.04	0.76	0.37
MN		Vred	-0.16	-0.54	-0.49	-0.30	-0.01
Mpa		τ	0.26	0.74	0.67	0.41	0.02
Mpa		τ_{max}	2.20	2.59	2.76	2.79	2.83
logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK
MN	3	Vs	1.08	1.03	1.01	0.99	0.96
m		Z=I/Q	1.362	3.678	3.678	3.678	3.659
MN		Vp	0.87	1.17	1.04	0.76	0.37
MN		Vred	0.22	-0.14	-0.03	0.23	0.59
Mpa		τ	0.35	0.19	0.05	0.31	0.89
Mpa		τ_{max}	2.20	2.59	2.76	2.79	2.83
logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK

VII.6 VERIFICATION À ELU

VII.6.1 Vérification de stabilité de la section droite

À ELU la section droite de la poutre est soumise à :

- L'action du chargement Mu
- La force de précontrainte
- La résultante de compression du béton comprimé,

Ces actions doivent être en équilibre statique soit :

$$\sum F_{ext} = 0 \quad (VII.50)$$

$$\sum M_{ext} = 0 \quad (VII.51)$$

➤ La résultante de compression du béton comprimé

$\gamma_s ; \gamma_b$: coefficient de sécurité respectivement acier , béton $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases}$

$$F_b = f_{bu} * S_u(y) \quad (VII.52)$$

S_u : la section utile du béton comprimée, fonction de la géométrie de la poutre et de la position de l'axe neutre « y »

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \theta = 1 ;$$

➤ La force de la précontrainte

$$F_p = P_0 - \Delta P_T \quad (VII.53)$$

➤ Moment résistant

$$M_r = F_b \times Z_p \quad (VII.54)$$

Z_p : est le bras de levier de la force F_p

$$Z_p = Y' - Y_{gb}(y) - e$$

Y' : la position de la fibre supérieure par rapport au CDG de la poutre

Y_{gb} : la distance entre le CDG de $S_u(y)$ et la fibre supérieure de la poutre, fonction de « y » la position de l'axe neutre

e : l'excentricité des câbles pris avec son signe

si le moment résistant dû à la précontrainte seule « M_r » ne suffit pas à reprendre l'action des chargements « Mu » soit « $M_r < M_u$ », on introduit dans le calcul la force des aciers passifs « F_s , » l'équation (VII.54) devient

$$M_r = F_p Z_p + F_s Z_s \quad (VII.55)$$

Avec

$$F_s = A_s \frac{f_e}{\gamma_s} ; Z_s = H_p - Y_{gb} - c$$

c : l'enrobage des aciers passifs

on cherche « y » et « A_s » pour que les deux (2) conditions (équation VII 50,VII 51) soient vérifiées

Tableau VII-22 vérification des contraintes normales à ELU

unité	résumé (ELU)	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
m		Y.AN	0.1373	0.2101	0.264	0.27525	0.281
MN		Fb	3.79	5.80	7.15	7.34	7.76
MN		Fs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.35
MN		Fp	3.79	5.81	7.15	7.35	7.41
cm ²		As	0	0	0	0.00	8.02
MN.m		Mer	4.0	7.7	11.1	11.9	12.7
MN.m		MU	0.0	5.6	9.6	11.9	12.7
logique		équilibre force	OK	OK	OK	OK	OK
logique	vérification (Mer>=Mu)		OK	OK	OK	OK	OK

$$\text{Max (As)}=8.02 \text{ cm}^2 \text{ on prend 5 HA 25} = 24.54 \text{ cm}^2$$

VII.6.2 Vérification des contraintes tangentielles à ELU

Les sections de vérification à ELU sont les mêmes que dans la vérification à ELS.

▪ Élément nécessaire au calcul :

α : l'angle des armature transversale $\alpha=90^\circ$, le cas courant

$\tan\beta_u$: on prend $\tan\beta_u=1$, le cas le plus défavorable (reprise de bétonnage)

A_t : section des armature transversale (on prend un cade HA12)

V_u : effort tranchant à ELU

$$\tau_u = \frac{V_u - V_p}{Z \cdot b_n} \quad (\text{VII.56})$$

$\tau_{u adm}$: contrainte tangentielle admissible à ELU

$$\tau_{u adm} = \frac{0.85 f_{cj}}{3 * \gamma_b} \quad (\text{VII.57})$$

St_{max} : espacement des armatures transversales

$$St_{max} = \min(St_{ELU}; St_1; St_2; St_3) \quad (\text{VII.58})$$

Avec :

$$St_{ELU} = \frac{At \cdot f_e}{\gamma_s \cdot \tau_u \cdot b_n \cdot \tan \beta_u}$$

$$St_1 = 0.8H \quad ; \quad St_2 = 3b_n \quad ; \quad St_3 = 1m$$

τ_f : contrainte tangentielle finale

$$\tau_f = \frac{At \cdot f_e}{\gamma_s \cdot St \cdot b_0} \geq 0.4MPa \quad (VII.59)$$

Tableau VII-23 vérification des contraintes tangentielles à ELU

unité	élément	X	d/2	d/2+2	d/2+4	d/2+6	d/2+8
		x(m)	0.8775	2.8775	4.8775	6.8775	8.8775
(°)	propriété armature transversale	α	90	90	90	90	90
S.u		$\tan \beta_u$	1	1	1	1	1
mm		ϕ	12	10	10	10	10
m ²		As	1.13E-04	7.85E-05	7.85E-05	7.85E-05	7.85E-05
S.u		N barre	2	2	2	2	2
m ²		At=N *AS	2.26E-04	1.57E-04	1.57E-04	1.57E-04	1.57E-04
MN		Vu	1.464	1.388	1.363	1.333	1.293
MN	contrainte	Vred	0.597	0.223	0.320	0.571	0.921
Mpa		τ_u	0.95	0.30	0.44	0.78	1.41
Mpa	admissible	τ_{adm}	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61
logique	vérification		OK	OK	OK	OK	OK
mm	espacement	st (ELU)	224	1128	786	440	271
mm		st1	1360	1360	1360	1360	1360
mm		st2	1377	597	597	597	537
mm		st3	1000	1000	1000	1000	1000
mm		St max	224	597	597	440	271
mm		st retenu	100	150	200	200	250
Mpa	contrainte finale		1.97	1.90	1.42	1.42	1.24
logique	vérification(>0.4Mpa)		OK	OK	OK	OK	OK

VII.7 FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE

VII.7.1 Ferrailages de peau

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces.

AS_{peaux} : section des armatures de peau égale a 3cm²/ml de périmètre de poutre

$$AS_{peaux} = 3 \times \text{périmètre poutre} \quad (VII.60)$$

Tableau VII-24 calcul ferrailage de peaux

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
m	armature de peaux	périmètre	5.49	5.70	5.72	5.72	5.72
cm ²		As-peaux	16.48	17.10	17.15	17.15	17.15
mm		φ s-peaux	10	10	10	10	10
U		N- de barre	25	25	25	25	25
cm ²		As	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63
S.u		résumé	25 HA 10	25 HA 10	25 HA 10	25 HA 10	25 HA 10

Soit 5HA10 (3.93cm²) par mètre linéaire du parement de la poutre

VII.7.2 Ferrailage de la zone d'encrage

VII.7.2.1 Armature de surface

➤ Plan verticale

A_{sv} : section d'armature verticale de surface

$$A_{sv} = 0.04 \frac{\max(P_j)}{\sigma_{lim}} \quad (\text{VII.61})$$

Avec : P_j force de précontrainte et $\sigma_{lim} = \frac{2}{3} f_e$

Tableau VII-25 calcul des armatures de surface

unité	élément	valeur
Mpa	σ _{slim}	333.33
Mpa	max(P _j)	2.55
cm ²	A _{sv}	3.06

On prend 3HA12 (3.39 cm²)

➤ Plan horizontale

On utilise des frette HA10

VII.7.2.2 Armature d'éclatement

➤ Vérification de la contrainte de traction maximale d'éclatement σ_{tej}

$$\sigma_{tej} = 0.5 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{\max(P_j)}{d_j \times e'} \leq 1.25 f_{t28} \quad (\text{VII.62})$$

d_j : la profondeur du prisme d_j = 0.5m

a_j : dimension de la plaque d'ancrage

e' : largeur du prisme e' = 0.5 m

➤ Vérification de la contrainte moyenne de compression longitudinale σ_{xmj}

$$\sigma_{xmj} = \frac{P_j}{d_j \times e'} \leq \frac{2}{3} f_{c28} \quad (\text{VII.63})$$

➤ Armature dans le plan verticale A_{ev}

$$A_{ev} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{\max(P_j)}{\frac{K_j}{3} \frac{2}{f_e}} \\ 0.15 \frac{\max(P_j)}{\frac{2}{3} f_e} \end{array} \right. \quad (VII.64)$$

$K_j=1$ si le câble c_j est un câble d'extrémité

$A_{ev}=11.41\text{cm}^2$ on prend 3 cadre de HA 16 (12.06 cm^2)

Les armatures d'éclatement vertical sont réparties sur une longueur « d_j » à partir de l'ancrage continu sur la hauteur de la poutre

➤ Armature d'éclatement dans le Plan horizontales A_{eh}

$$A_{eh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{\sum P_j}{\frac{K_j}{3} \frac{2}{f_e}} \\ 0.15 \frac{\max(P_j)}{\frac{2}{3} f_e} \end{array} \right. \quad (VII.65)$$

$A_{eh}=13.2\text{cm}^2$ on prend 4 cadre de HA 16 (16.08 cm^2)

Tableau VII-26 section des armatures d'éclatements

unité	élément	ancrage c1	encrage c2
m	d_j	0.50	0.50
m	a_j	0.32	0.32
m	e'	0.50	0.50
MN	P_j	2.35	2.54
MPA	σ_{ej}	1.69	1.83
MPA	$1.25 \times f_{tj}$	3.38	3.38
logique	vérification	OK	OK
MPA	σ_{xmj}	9.41	10.15
MPA	$2/3 \times f_{cj}$	23.33	23.33
logique	vérification	OK	OK
s.u	K_j	1.00	1.00
cm^2	A_{ej}	6.35	6.85
cm^2	$A_{ev \min}$	10.58	11.41
cm^2	A_{ev}	11.41	
cm^2	cadre	3HA16	12.06
cm^2	A_{eh}	13.20	
cm^2	$A_{eh \min}$	11.41323422	
cm^2	A_{eh}	13.20	
cm^2	cadre	4HA16	16.08

VII.8 ALLONGEMENT DES CÂBLES

On calcule dans ce titre les allongements des câbles « ΔL » lors de leur mise en tension

$$\Delta L = \varepsilon_t \times L_c \quad (\text{VII.66})$$

L_c : longueur totale du câble

ε_t : déformation totale du câble $\varepsilon_t = \varepsilon_b + \varepsilon_{pm}$

ε_{pm} : déformation due à la contrainte dans le câble $\varepsilon_{pm} = \frac{P_{int}}{A_p \cdot E_p}$ avec $P_{int} = P_0 - \Delta P_{int}$

ε_b : déformation due à la déformation du béton $\varepsilon_b = \frac{5}{E_p} \left(P_{int} \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{I} \right) - \frac{M \cdot e}{I} \right)$

Tableau VII-27 calcul des allongements des câbles

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
1ere famille de câble							
m^2	câble 1	B	0.928	0.616	0.592	0.592	0.592
m^4		I	0.253	0.213	0.205	0.203	0.203
m		e	-0.332	0.798	0.815	0.817	0.817
m^2		Ap	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
Mpa		Ep	190000	190000	190000	190000	190000
MN		p0	2.548	2.548	2.548	2.548	2.548
MN		ΔP_i	0.432	0.365	0.295	0.264	0.233
MN		Pint	2.117	2.183	2.254	2.285	2.315
Mpa		Pint / Ap	1175.947	1213.014	1252.036	1269.169	1286.189
%		ε_p	0.619%	0.638%	0.659%	0.668%	0.677%
MNm		M	0.0	1.1	1.8	2.2	2.4
MN		P-existant	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mpa		σ	3.204	6.134	4.011	2.417	1.980
%		ε_b	0.008%	0.016%	0.011%	0.006%	0.005%
%		ε_T	0.627%	0.655%	0.670%	0.674%	0.682%
m		L Câble	36.093	36.093	36.093	36.093	36.093
m		ΔL	0.226	0.236	0.242	0.243	0.246
m^2	câble 2	B	0.928	0.616	0.592	0.592	0.592
m^4		I	0.253	0.213	0.205	0.203	0.203
m		e	0.516	0.801	0.815	0.817	0.817
m^2		Ap	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
Mpa		Ep	190000	190000	190000	190000	190000
MN		p0	2.548	2.548	2.548	2.548	2.548
MN		ΔP_i	0.432	0.365	0.295	0.264	0.233
MN		Ppm	2.117	2.183	2.254	2.285	2.315
Mpa		Pint / Ap	1175.947	1213.014	1252.036	1269.169	1286.189
%		ε_{pm}	0.619%	0.638%	0.659%	0.668%	0.677%
MNm		M	0.0	1.1	1.8	2.2	2.4
MN		P-existant	2.117	2.183	2.254	2.285	2.315
Mpa		σ	4.517	6.169	4.011	2.417	1.980
%		ε_b	0.012%	0.016%	0.011%	0.006%	0.005%

%		εT	0.631%	0.655%	0.670%	0.674%	0.682%
m		$L \text{ Câble}$	35.722	35.722	35.722	35.722	35.722
m		ΔL	0.225	0.234	0.239	0.241	0.244
2eme famille de câble							
m^2	câble 3	B	1.42	1.13	1.12	1.12	1.12
m^4		I	0.51	0.46	0.50	0.51	0.51
m		e	\	0.03	0.94	0.98	0.98
m^2		Ap	0.0000	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
Mpa		Ep	190000	190000	190000	190000	190000
MN		$p0$	0.00	2.55	2.55	2.55	2.55
MN		ΔPi	0.00	0.40	0.27	0.20	0.21
MN		$Pint$	0.00	2.15	2.28	2.35	2.34
Mpa		$Pint / Ap$	\	1195.87	1264.06	1306.42	1298.60
%		εp	\	0.629%	0.665%	0.688%	0.683%
MNm		M	-0.02	2.77	4.85	6.07	6.47
MN		$P\text{-existant}$	4.23	4.37	4.51	4.57	4.63
Mpa		σ	\	1.72	-3.09	-5.17	-5.99
%		εb	\	0.005%	-0.008%	-0.014%	-0.016%
%		εT	\	0.634%	0.657%	0.674%	0.668%
m		$L \text{ Câble}$	30.49	30.49	30.49	30.49	30.49
m		ΔL	\	0.19	0.20	0.21	0.20
m^2	câble 4	B	1.42	1.13	1.12	1.12	1.12
m^4		I	0.51	0.46	0.50	0.51	0.51
m		e	\	\	0.60	0.91	0.91
m^2		Ap	0.00000	0.00000	0.00105	0.00105	0.00105
Mpa		Ep	190000	190000	190000	190000	190000
MN		$p0$	0.00	0.00	1.49	1.49	1.49
MN		ΔPi	0.00	0.00	0.16	0.11	0.12
MN		$Pint$	0.00	0.00	1.33	1.37	1.36
Mpa		$Pint / Ap$	\	\	1264.06	1306.42	1298.60
%		εp	\	\	0.665%	0.688%	0.683%
MNm		M	0.0	2.8	4.9	6.1	6.5
MN		$P\text{-existant}$	4.23	6.52	6.78	6.92	6.97
Mpa		σ	\	\	-3.71	-7.40	-8.14
%		εb	\	\	-0.010%	-0.019%	-0.021%
%		εT	\	\	0.656%	0.668%	0.662%
m		$L \text{ .câble}$	26.45	26.45	26.45	26.45	26.45
m		ΔL	\	\	0.17	0.18	0.18

VII.9 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a déterminé les armatures actives et passives nécessaires aux poutres pour remplir leur rôle en toute sécurité.

CHAPITRE VIII
FERRAILLAGE DE LA DALLE ET CALCUL DES
DÉFORMATIONS

VIII.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre on évalue les efforts développés dans la dalle et on calcul les déformations dans les phases de construction et de service.

VIII.2 ÉTUDE DE LA DALLE

VIII.2.1 Les efforts dans la dalle

Les efforts appliqués à la dalle sont déterminés par le logicielle de calcul **Robot structural analysis Professional 2017**.

▪ L'axe transversale et longitudinale de la dalle :

Le système axe local de la dalle a une rotation autour de l'axe « Z » de 90° par rapport au système d'axe globale de l'ouvrage, donc le sens « x » de la dalle est son sens transversale et le sens « y » de la dalle est son sens longitudinale.

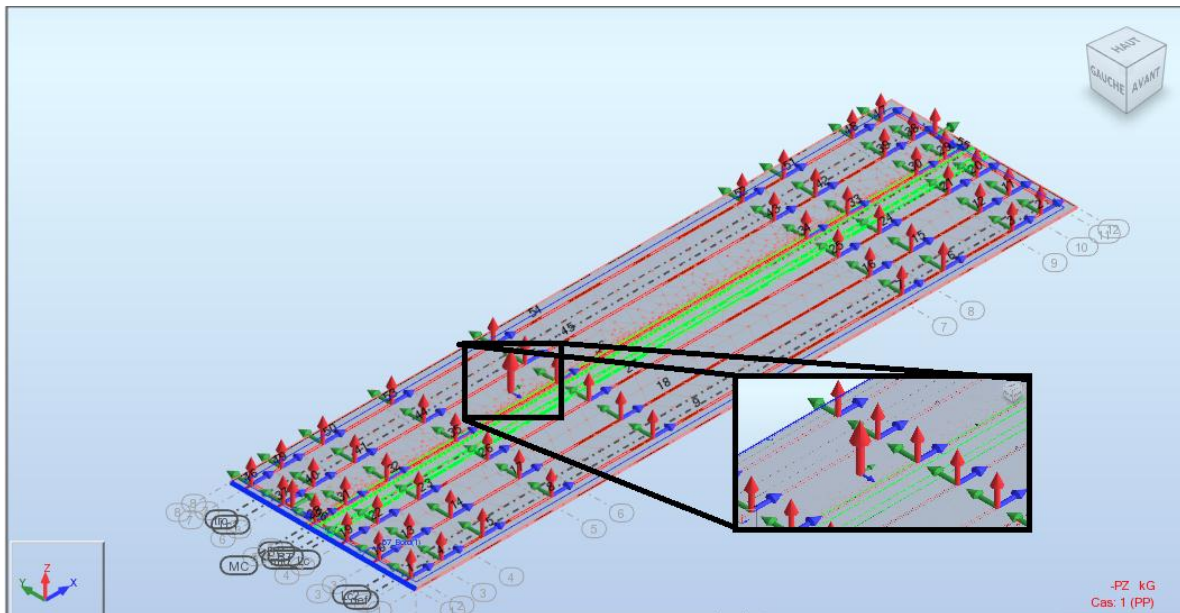


Figure VIII-1 système d'axe locale de la dalle

▪ Les zone d'étudier :

On distingue deux zone critique dans la dalle :

- ✓ Zone sur appuis : de la ligne construction X = 0m à X = 1.7 m
- ✓ Zone en travée : de la ligne construction X = 3.2m à X = 32.8 m

Tableau VIII-1 moment transversale et longitudinale dans la dalle

unité	élément	zone	sur appui		en travée	
		X	de 0 à 1.7 m		de 3.2 à 32.8 m	
		Mx/My	Mx	My	Mx	My
KN.m/m	SCT	Mmin	-2.16	-0.79	-1.82	-0.07
KN.m/m		Mmax	2.52	0.66	0.08	0.9
KN.m/m	AL BC BT	Mmin	-16.72	-12.43	-5.93	0.03
KN.m/m		Mmax	18.66	14.55	24.72	20.59
KN.m/m	Mc	Mmin	-8.37	-2.81	-5.33	0.61
KN.m/m		Mmax	10.42	4.3	33.66	20.23
KN.m/m	D240	Mmin	-28.52	-7.12	-10.44	-0.08
KN.m/m		Mmax	27.05	8.15	82.65	35.05
KN.m/m	G	Mmin	-20.97	-10.91	-37.77	-1.15
KN.m/m		Mmax	10.32	8.63	2.2	40.79
KN.m/m	1.35G+1.6(Qrp+Qsct)	Mmin	-58.5175	-35.8805	-63.3895	-1.6165
KN.m/m		Mmax	47.82	35.9865	42.65	89.4505
KN.m/m	1.35G+1.35MC120	Mmin	-39.609	-18.522	-58.185	-0.729
KN.m/m		Mmax	27.999	17.4555	48.411	82.377
KN.m/m	1.35G+1.35D240	Mmin	-66.8115	-24.3405	-65.0835	-1.6605
KN.m/m		Mmax	50.4495	22.653	114.5475	102.384

VIII.2.2 Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle se fait par des bandes d'un mètre linier de la dalle

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \frac{2}{3} f_e} \quad (\text{VIII.1})$$

A_s : la section d'acier dans la direction de calcul par mètre linier

M_u : moment à ELU dans la direction de calcul par mètre linier

Z : bras de levier

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

Avec :

$$\alpha = \frac{1}{0.8} (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$d = E_d - c \quad ; \quad b = 1m \quad ; \quad \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (\text{VIII.2})$$

➤ Section minimale d'acier $A_{s \min}$

$$A_{s-\min} = 0.6\%_0 \times b \cdot E_d \quad (\text{VIII.3})$$

Tableau VIII-2 calcul de As longitudinale et transversale

unité	élément	zone	sur appui		en travée	
		sens	sens x	sens y	sens x	sens y
KN.m/m	effort	Mu min	-66.81	-35.88	-65.08	-1.66
KN.m/m		Mu max	50.45	35.99	114.55	102.38
m	geo	ed	0.250	0.250	0.250	0.250
m		c	0.040	0.040	0.040	0.040
m		d	0.210	0.210	0.210	0.210
s.u	ferrailage sup	u	0.076	0.041	0.074	0.002
s.u		α	0.099	0.052	0.097	0.002
m		z	0.202	0.206	0.202	0.210
cm ² /m		As	7.62	4.01	7.42	0.18
mm		ϕ barre	20	12	16	12
u		N bar	4	5	5	5
cm ² /m		As retenu	12.57	5.65	10.05	5.65
cm		St	30	22.7	22.6	22.7
s.u	ferrailage inf	u	0.0577	0.0411	0.1310	0.1171
s.u		α	0.0743	0.0525	0.1761	0.1561
m		z	0.2038	0.2056	0.1952	0.1969
cm ² /m		As	5.69	4.03	13.50	11.96
mm		HA	16	12	20	20
u		n barres	4	5	5	5
cm ² /m		As retenu	8.04	5.65	15.71	15.71
cm		st	25.10	20.06	20.06	20.06
cm	st max		33	33	33	33
cm	st retenue		20	20	20	20
cm ²	As de non fragilité		2.6082	2.6082	2.6082	2.6082
logique	Vérification non fragilité		OK	OK	OK	OK
cm ²	As min		1.5	1.5	1.5	1.5
logique	Vérification AS min		OK	OK	OK	OK

Tableau VIII-3 résumé du ferrailage de la dalle

nappe ferrailage	zone	sur appui		en travée	
	sens	sens x	sens y	sens x	sens y
ferrailage sup		4 HA 20	5 HA 12	5 HA 16	5 HA 12
ferrailage inf		4 HA 16	5 HA 12	5 HA 20	5 HA 20

VIII.2.3 Vérification du poinçonnement de la dalle

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier le poinçonnement, aucune armature d'effort tranchant n'est requise si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$Q_u \leq 0.045 U_c E_d f_{c28} \quad (\text{VIII.4})$$

Q_u : charge de calcul à ELU

U_c : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen

$$U_c = U + V$$

Avec

$$U = a + E_d + \frac{3}{2} E_e \quad ; \quad V = b + E_d + \frac{3}{2} E_e$$

a et b : dimensions de la surface d'application de la charge

E_e : épaisseur du revêtement élastique (BB)

Tableau VIII-4 vérification au poinçonnement de la dalle

unité	système	Bc		Bt	Br
KN	charge	30	60	80	100
KN	Q_u	40.5	81	108	135
m	a	0.2	0.25	0.25	0.3
m	b	0.2	0.25	0.6	0.6
m	h	0.25	0.25	0.25	0.25
m	h_e	0.08	0.08	0.08	0.08
m	u	0.57	0.62	0.62	0.67
m	v	0.57	0.62	0.97	0.97
m	U_c	1.14	1.24	1.59	1.64
KN	Q_{ad}	448.875	488.25	626.0625	645.75
logique	vérification	OK	OK	OK	OK

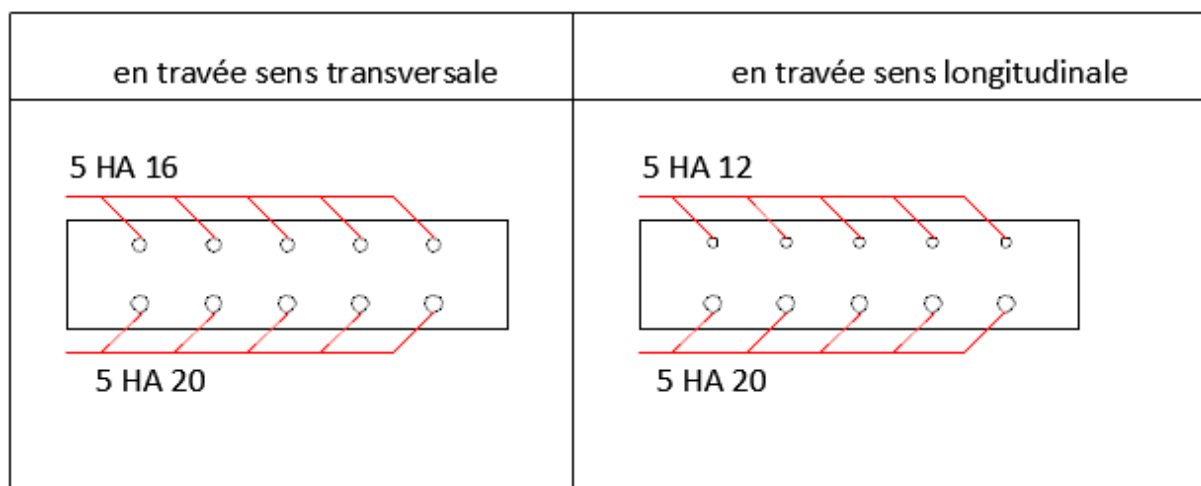


Figure VIII-2 plan ferrailage d'1m de dalle en travée

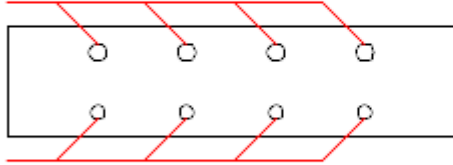
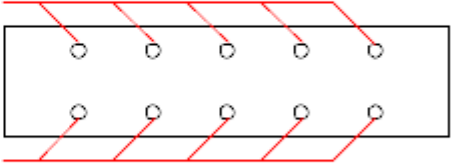
sur appuis sens transversale	sur appuis sens longitudinale
4 HA 20  4 HA 16	5 HA 12  5 HA 12

Figure VIII-3 plan ferraillage d'1m de dalle sur appuis

VIII.3 CALCUL DES DEFORMATIONS

Les déformations sont calculées suivent les phases de vérification à ELS

VIII.3.1 Calcul des flèches et rotations

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5ML^2}{48EI} \quad (\text{VIII.5})$$

La rotation est donnée par la formule suivante :

$$\theta = \frac{ML}{3EI} \quad (\text{VIII.6})$$

Avec :

M : le moment fléchissant total appliqué à la poutre

I : moment d'inertie

L : longueur totale de la poutre

E : module déformation du béton

La flèche calculée doit être inférieure à f_{max} tels que : $f_{max} = \frac{L}{300}$

VIII.3.2 Calcul des déplacements

Le déplacement due à la rotation est donné par la formule suivante :

$$\Delta\theta = \theta \times h_p \quad (\text{VIII.7})$$

H_p : hauteur de la poutre

Le déplacement due au retrait est donné par la formule suivante :

$$\Delta r = \varepsilon_r \times \frac{L}{2} \quad (\text{VIII.8})$$

Avec : $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$

Le déplacement due au fluage

$$\Delta fl = \frac{L}{2E} \Delta \sigma_{fl} \quad (\text{VIII.9})$$

Déplacement dû à la température

$$\Delta t = \Delta L \frac{L}{2} \quad (\text{VIII.10})$$

Avec $\Delta L = 2.10^{-4}$ pour une variation de +/- 20°

VIII.3.3 Tableau des résultats

Tableau VIII-5 résumé des résultats (flèche rotation et déplacement)

	unité	élément	phase 1	phase2	phase 3	phase 4	phase 4.2
fléché	MN	M	2.37	4.35	6.47	9.38	8.44
	MN	Mp	-2.72	-2.55	-7.93	-7.61	-7.61
	MN	M+Mp	-0.35	1.80	-1.45	1.77	0.84
	m	L	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00
	Mpa	E	11993.91	11993.91	11993.91	11993.91	11993.91
	m^4	I	0.22	0.22	0.51	0.51	0.51
	cm	fmax	-1.68	8.57	-3.05	3.72	1.76
	cm	f adm	11.67				
	logique	vérification	OK	OK	OK	OK	OK
Rotation	rad	θ	-0.0015	0.0078	-0.0028	0.0034	0.0016
	(°)		-0.0879	0.4489	-0.1596	0.1948	0.0921
déplacement	cm	D-rotation	-0.261	1.332	-0.474	0.578	0.273
	cm	D-retraite	0.350				
	cm	D-fluage	0.757				
	cm	D-T	1.400				

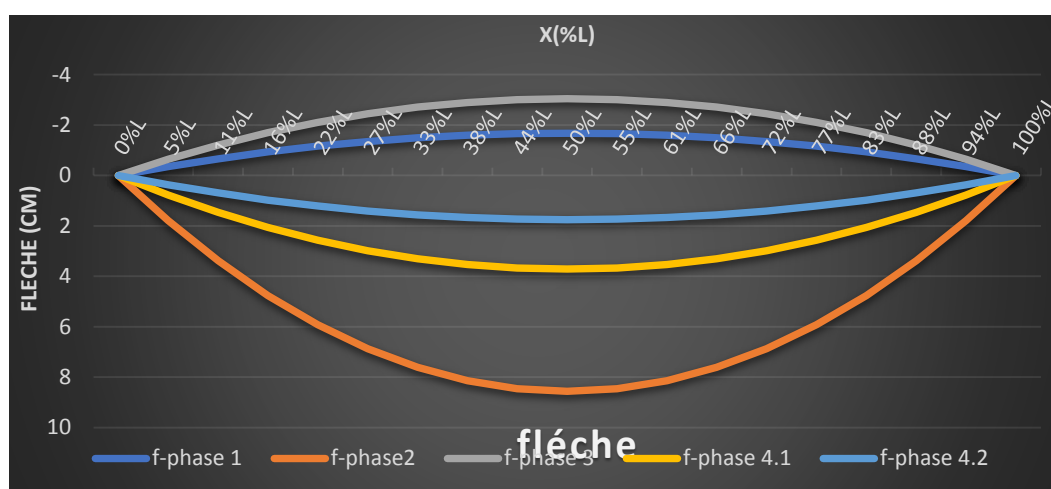


Figure VIII-4 graphe de la flèche par phase

CHAPITRE IX
ÉQUIPEMENT DU TABLIER

IX.1 APPAREILS D'APPUIS

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis (*pile, culée*) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux et empêche la réduction de la surface de contact lors de la rotation des poutres.

On a choisi des d'utiliser des appareils d'appuis de type élastomère frète dimensionnés suivant le guide technique SETRA (DT 4265) , basé sur la norme française et l'européenne (NF EN 1337-3). [16]

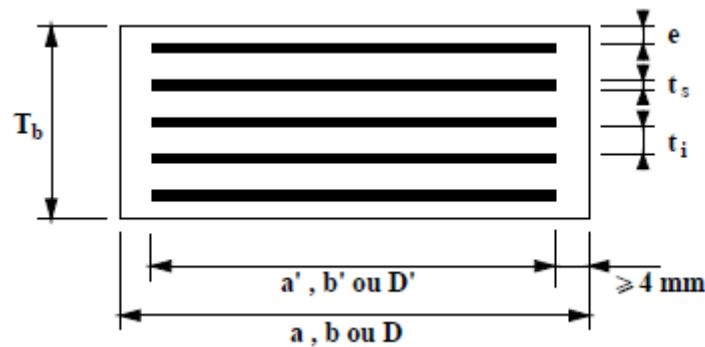


Figure IX-1 appareil d'appui en élastomère frète

IX.1.1 Dimension en plan de l'appareil d'appui

Les dimensions en plan sont calculées à partir des réactions d'appui à ELU

Tableau IX-1 réactions D'appuis à ELU

unité	Effort	valeur
MN	V_{max}	1.49
MN	V_{min}	0.98

La surface effective « A' » en plan de l'appareil d'appui est donnée par la formule suivante

$$A' = a' \times b' = (a - 2e_c)(b - 2e_c) \quad (IX.1)$$

a et b : dimension en plan de de l'appareil d'appui

e_c : enrobage sur les côtés de l'appareil d'appui avec $e_c \geq 4mm$ on prend $e_c = 5mm$

La surface doit vérifier deux (2) conditions suivantes :

$$A' \geq A'_{min} = \frac{V_{min}}{2} \quad ; \quad A' \leq A'_{max} = \frac{V_{max}}{20} \quad (IX.2)$$

V_{min} , V_{max} : réactions d'appuis en (MN)

Tableau IX-2 dimension en plan de l'appareil d'appui

dimension en plan	m^2	A'_{min}	0.07
	m^2	A'_{max}	0.49
	mm	enrobage	5
	mm	a	350
	mm	b	450
	mm	a'	340.00
	mm	b'	440.00
	m^2	A'_{retenu}	0.1496
	verif: $A'_{min} < A' < A'_{max}$		OK

Les dimensions choisies à partir du tableau 3 de NF EN 1337-3 :
 $a = 350 \text{ mm}$; $b = 450 \text{ mm} \rightarrow A' = 0.1469 \text{ m}^2$, la hauteur d'une couche d'élastomère proposé par le même tableau est de $t_i = 12 \text{ mm}$.

IX.1.2 Hauteur nette d'élastomère

On calcule la hauteur d'élastomère T_q à partir de l'inégalité suivante :

$$\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_q} \leq 1 \quad (\text{IX.3})$$

Avec v_x déplacement totale horizontale de l'élastomère donnée par la formule suivante

$$v_x = v_1 + v_2 \quad (\text{IX.4})$$

v_2 : déplacement horizontal maximal due au freinage.

$$v_2 = \frac{H_x}{2 G A'_{min}} T_q$$

H_x : effort de freinage par appareil d'appuis $H_x = \frac{\max(F_x)}{n}$

G : module de cisaillement de l'élastomère $G = 0.9 \text{ MPa}$

v_1 : déplacement horizontal maximal due à la température au retrait et au fluage

$$\frac{v_1 + \frac{H_x}{2 G A'_{min}} T_q}{T_q} \leq 1 \quad ; \quad T_q \geq \frac{v_1}{1 - \frac{H_x}{2 G A'_{min}}}$$

Tableau IX-3 Hauteur d'élastomère

T_q hauteur nette d'élastomère	mm	t_i	12
	mm	e	6
	mm	v_1	14.57
	MN	H_x	0.06
	MPa	G	0.90
	s.u	$H_x/(2 \cdot G \cdot A')$	0.41
	mm	T_{qmin}	24.68
	u	n	5
	mm	$T_q \text{ retenu}$	72
	vérification $T_q > T_{qmin}$		OK

On prend $T_q = 72 \text{ mm}$ soit 5 (cinq) couches d'élastomères de 12 mm d'épaisseur avec un enrobage supérieur et inférieur « e » tels que $e = \max\left(\frac{t_i}{2}; 2.5\right) = 6 \text{ mm}$

$$(n=5 ; t_i=12 \text{ mm} ; e=6 \text{ mm})$$

IX.1.3 Vérification de la stabilité au flambement

La stabilité au flambement s'exprime par l'inégalité suivante

$$\sigma_m \leq \sigma_{lim} \quad (IX.5)$$

Avec : σ_m : pression moyenne

$$\sigma_m = \frac{V_{max}}{A_r} \quad (IX.6)$$

A_r : section réduite $A_r = A'(1 - \frac{v_x}{a'})$

σ_{lim} : pression limite

$$\sigma_{lim} = \frac{2 a' G S}{3 T_e} \quad (IX.7)$$

S : coefficient de forme $S = a' b' / 2 t_i (a' + b')$

T_e : hauteur nette d'élastomère $T_e = \begin{cases} n t_i + 2e ; si e > 2.5 mm \\ n t_i ; si e \leq 2.5 mm \end{cases}$

Tableau IX-4 stabilité au flambement

stabilité flambement	mm	v2	14.71
	mm	vx	29.28
	m²	Ar	0.14
	S.u	S	7.99
	MPa	σm	10.92
	mm	Te	72
	MPa	σlim	22.64
	vérification $\sigma m < \sigma lim$		OK

IX.1.4 Vérification des déformations

$$\varepsilon_t = \varepsilon_q + \varepsilon_c + \varepsilon_\alpha \leq 7 \quad (IX.8)$$

Avec :

ε_q : la distorsion due aux mouvements de translation $\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_q} \leq 1$

ε_c : la déformation due aux charge de compression $\varepsilon_c = \frac{1.5 V_{max}}{G A_r S}$

ε_α : la déformation due à la rotation de la poutre $\varepsilon_\alpha = \frac{a'^2 \alpha_a t_i}{2(n t_i^3 + 2e^3)}$ et $\alpha_a = \theta_{max} + 0.003$

0.003 rad : une rotation due aux défaut de pose proposé par le guide SETRA [16].

Tableau IX-5 déformation totale

limite déformation	rad	θ_{max}	0.0078
	rad	θ (défaut de pose)	0.0030
	rad	αa	0.0108
	s.u	$\varepsilon \alpha$	0.8284
	s.u	εq	0.4067
	s.u	εc	2.2765
	s.u	ε_{totale}	3.5116
	vérification 1 $\varepsilon q < 1$		OK
	vérification 2 $\varepsilon c < 2$		OK

IX.1.5 Stabilité aux Rotations

$$v_z \geq v_{z.min} = \frac{a' \alpha_a}{K_r} \quad (IX.9)$$

K_r : coefficient de sécurité en rotation $K_r = 3$ [16]

v_z : tassement théorique verticale totale

$$v_z = \frac{V_{max} n t_i}{A'} \left(\frac{1}{5GS^2} + \frac{1}{E_{\text{élastomère}}} \right) \quad (IX.10)$$

$E_{\text{élastomère}}$: module d'élasticité de l'élastomère $E_{\text{élastomère}} = 2000 \text{ MPa}$

Tableau IX-6 stabilité aux rotations

stabilité rotation	MPa	$E_{\text{élastomère}}$	2000.00
	mm	Vz	1.87
	mm	Vz min	1.23
	vérification Vz > Vz min		OK

IX.1.6 Condition de non glissement

Il faut vérifier les deux (2) conditions suivantes :

$$\sigma_{min} = \frac{V_{min}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa} \quad (IX.11)$$

$$F_x = \frac{V_x A' G}{T_e} + H_x \leq \mu_x V_{min} \quad (IX.12)$$

Avec $\mu_x = 0.1 + \frac{1.5 K_f}{\sigma_{min}}$ $K_f = 0.6$ pour le béton [16].

Tableau IX-7 condition de non glissement

condition de non glissement	MPa	σ_{min}	7.15
	MPa	kf	0.60
	s.u	μ_e	0.23
	MN	$\mu_e \times V_{min}$	0.22
	MN	Fx	0.11
	vérification 1 $\sigma_{min} > 3 \text{ MPa}$		OK
	vérification 2 : $F_x < \mu_e \times V_{min}$		OK

IX.1.7 Dimensionnement des frettes

$$t_s \geq \max \left(\frac{2.6 V_{max} t_i}{A_r f_y} ; 2 \text{ mm} \right) \quad (IX.13)$$

f_y : la limite d'élasticité des aciers des frettes (S235) $f_y = 235 \text{ MPa}$

Tableau IX-8 calcul de la dimension des frettes

dimension frette	MPa	f_y	235.00
	mm	tsmin	2.00
	mm	ts retenu	4

IX.1.8 Condition de non soulèvement

$$e_{xc} = \frac{M_r}{V_{max}} \leq \frac{a'}{6} \quad (\text{IX.14})$$

M_r : moment de rappel due aux rotations

$$M_r = \frac{G a'^5 b' \alpha_a}{n t_i^3 K_s}$$

K_s : coefficient du moment de rappel, fonction de « b/a » donnée par le tableau (IX-9) suivant :

Tableau IX-9 valeur de K_s

b/a	0,5	0,75	1	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5
K_s	137	100	86,2	80,4	79,3	78,4	76,7	75,3
b/a	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,5	10	∞
K_s	74,1	73,1	72,2	71,5	70,8	68,3	61,9	60

Tableau IX-10 condition de non soulèvement

condition de non soulèvement	MN.mm	Mt	28.78
	s.u	b/a	1.3
	s.u	KS	78.40
	mm	exc	19.28
	mm	a'/6	56.67
	vérification $exc < a'/6$		OK

IX.1.9 Résumé des résultats du dimensionnement des appareils d'appuis

$$a \times b ; n(t_i + t_s) ; 2 e$$

dimension A-Appuis : 350 x 450 ; 5(12+4) ; 2 x 6mm

Tableau IX-11 récapitulation des dimension des appareils d'appuis

résumé	unité	dimension	valeur
	mm	a	350
	mm	b	450
	mm	enrobage des cote	5
	mm	ti	12
	mm	n	5
	mm	e	6
	mm	ts	4
	mm	Te	72
	mm	Tb	96

IX.2 DÉS D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur

IX.2.1 Dimension en plan

En plan le dé d'appui a les dimension suivante ($a = 0.5m$ $b=0.5m$)

La hauteur du dé d'appuis est donnée par l'inégalité suivante

$$h \geq \frac{a b}{2(a + b)} = 0.125m \quad (IX.15)$$

On prend $h = 0.2m$

IX.2.2 Ferrailage des dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont un pourcentage de $A_{s,dé}$ avec :

$$A_{s,dé} = \frac{V_{max}}{\sigma_s} \quad (IX.16)$$

IX.2.2.1 Armature de chainage

$$A_c = 25\% A_{s,dé} \quad (IX.17)$$

IX.2.2.2 Armatures horizontale

Pour limiter la propagation d'éventuelles des fissures, l'ensemble des armatures horizontales, placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descente de charge.

$$A_h = 12.5\% A_{s,dé} \quad (IX.18)$$

IX.2.2.3 Frette supérieur

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure

$$A_{sup} = 4\% A_{s,dé} \quad (IX.19)$$

IX.2.2.4 Frette inférieur

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre « $h/3$ » et « h » à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_{inf} = 10\% A_{s,dé-a} \quad (IX.20)$$

Tableau IX-12 calcul des armature du dé d'appuis

Béton	MN	Vu max	1.49
	MPa	fc28	35
	m	ad	0.5
	m	bd	0.5
	m	hd	0.2
	m²	Bd	0.25
	MPa	σ	5.96
	s.u	θ	1
	s.u	γ	1.5
	s.u	K	1
	MPa	σ adm	19.83

	vérification $\sigma < \sigma_{adm}$		OK
Acier	<i>s.u</i>	γs	1.15
	<i>Mpa</i>	σs	434.78
	<i>cm²</i>	<i>A</i>	34.32
	<i>cm131</i>	<i>Ac=25%A</i>	8.58
	<i>cm132</i>	<i>Ap=12.5%A</i>	4.29
	<i>cm133</i>	<i>Asup=4%A</i>	1.37
	<i>cm134</i>	<i>Ainf=10%A</i>	3.43
AC	<i>mm</i>	ϕ barres	16
	<i>u</i>	<i>N barre</i>	6
	<i>cm²</i>	<i>Ac retenu</i>	12.06
Ah	<i>mm</i>	ϕ barres	12
	<i>u</i>	<i>N barre</i>	6
	<i>cm²</i>	<i>Ah retenu</i>	6.78
Asup	<i>mm</i>	ϕ barres	10
	<i>u</i>	<i>N barre</i>	6
	<i>cm²</i>	<i>Asup retenu</i>	4.71
Ainf	<i>mm</i>	ϕ barres	10
	<i>u</i>	<i>N barre</i>	6
	<i>cm²</i>	<i>Ainf retenu</i>	4.71

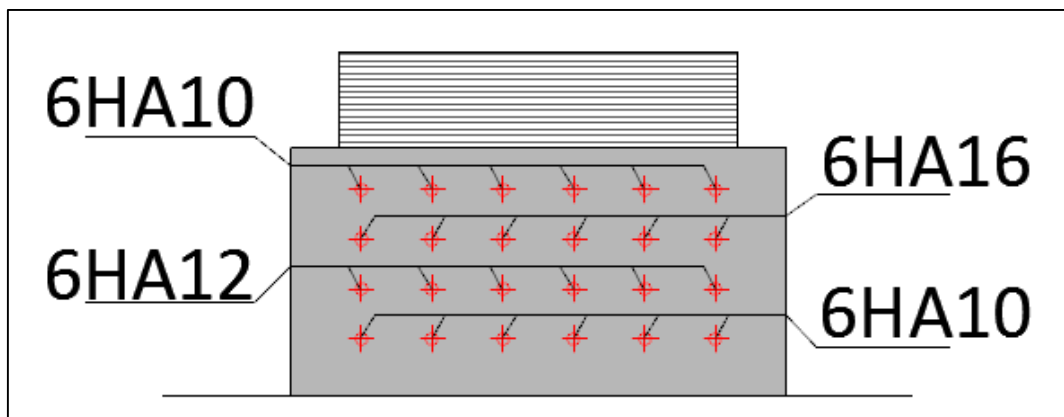


Figure IX-2 ferrailage du dé d'appui

IX.3 CALCUL DU JOINT DE CHAUSSEE

IX.3.1 Estimation du déplacement sismique « d »

Ce calcul est basé sur la méthode d'analyse sismique spectrale monomodale (RPOA2008) [18], dans la direction longitudinale de l'ouvrage (*sens x*).

IX.3.1.1 Calcul de la masse de la structure

▪ Masse du tablier

À partir du chapitre « charge et surcharge sur le tablier » on a

Tableau IX-13 masse du tablier de l'ouvrage

masse tablier						
unité	élément		travée 1	travée 2	travée 3	travée 4
KN	tablier	M	7315.9504	7720.681	7720.681	7315.95
Kg		M1	3065572.069			

▪ Masse de la moitié supérieure des appuis

Tableau IX-14 masse de la moitié supérieur des piles

masse piles					
unité	élément		P1	P2	P3
m ²	chevêtre	B-trans-c	15.13	15.13	15.13
m		ec	2.2	2.2	2.2
m	fût	ϕf	1.5	1.5	1.5
u		N fût	3	3	3
m		H-calcul	2	2.25	2
m ³	pille	V	43.888	45.214	43.888
KN/m ³		γBA	25		
kg		γBA xV/g	111847.29	115224.9	111847.3
Kg		M2	338919.4317		

Tableau IX-15 masse de la moitié supérieurs des culées

masse culée				
unité	élément		C1	C2
	Mur frontale	épaisseur	1.5	1.5
m		Hauteur	2.0666667	2.0666667
m		Longueur	10.1	10.1
m	Mur en retour	Surface	28.72	25.07
m		Epaisseur	0.7	0.7
m	corbeau et Mur garde grève	Surface	1.09	1.09
m		Longueur	9.4	9.4
m	dalle transition	Surface	1.5	1.5
m		Longueur	9.4	9.4
m ³	culée	Volume	75.76	73.205
KN/m ³		γBA	25	
kg		γBA V/g	193068.3	186557.1
Kg		M3	379625.38	

Tableau IX-16 masse vibrante totale

résumé		
unité	masse vibrante	
Kg	MT	3784116.9

IX.3.1.2 Calcul des raideurs

▪ Raideur des appareils d'appuis :

La raideur des appareils d'appuis est donnée par la formule suivante

$$K_{a-appuis} = a b \frac{G}{T_e} n_a \quad (IX.21)$$

n_a : nombre des appareils d'appuis par appuis (pile, culé)

▪ La raideur des piles

La raideur des piles est donnée par la formule suivante :

$$K_{pile} = \frac{3EI}{h^3} n_f \quad (IX.22)$$

n_f : nombre des fûts par pile

▪ Raideur des culées

Les culées sont supposées rigides $K_{culée} = \infty$

▪ La raideur totale par appuis

$$K_i = \frac{1}{\frac{1}{K_{appuis}} + \frac{1}{K_{a-appuis}}} \quad (IX.23)$$

▪ Raideur totale du système :

$$K = \sum K_i \quad (IX.24)$$

Tableau IX-17 calcul des raideurs du système

unité	élément	P1	P2	P3	C1	C2
m	appareil d'appuis	Ka-a1/G	2.2			
u		n1	12	12	12	6
m		Ka-a/G	26.25	26.25	26.25	13.125
Mpa		G(service)	0.9			
Mpa		G(séisme)	1.2			
MN/m		Ka-a_ser	23.625	23.625	23.625	11.8125
MN/m		Ka-a_sies	31.5	31.5	31.5	15.75
MPa	raideur des appuis	E	35981.72941			
m⁴		I	0.2485049	0.248505	0.248505	\
m		h	4	4.5	4	\
u		n	3	3	3	\
MN/m		Kp	1257.4175	883.1245	1257.418	rigide
MN/m	service	Ki-ser	23.189307	23.18931	23.18931	11.8125
MN/m	séisme	Ki-Si	30.730168	30.73017	30.73017	15.75
MN/m	service	K-ser	93			
MN/m	séisme	K-sie	124			

IX.3.1.3 Période du système

La période fondamentale du système est donnée par la formule suivante

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (\text{IX.25})$$

IX.3.1.4 Spectre de réponse horizontale S_{aeh}

Le spectre de réponse horizontale est fonction de plusieurs paramètres qui dépendent de la zone sismique, l'importance de l'ouvrage, la classe du sol et de l'amortissement « ξ ».

- Zone sismique : IIa
- Importance de l'ouvrage : groupe 2
- Classe de site : S3
- $\xi=5\%$

Tableau IX-18 résumé des paramètres du spectre de réponse

unité	élément	valeur
m/s ²	g	9.81
q.u	A	0.2
s.u	S	1.2
m/s ²	AgS	2.3544
s.u	T1	0.2
s.u	T2	0.5
%	ξ	5
s.u	nu	1

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

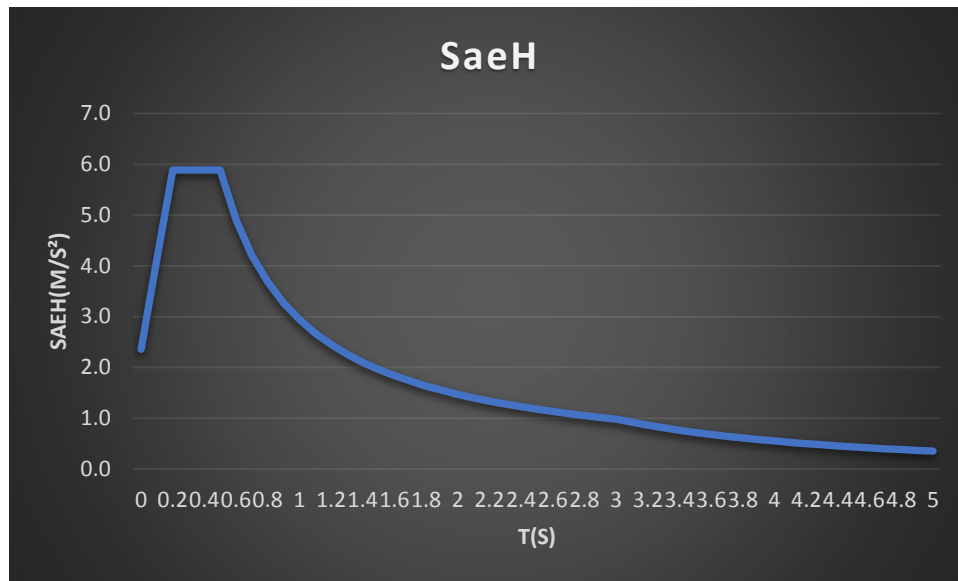


Figure IX-3 spectre de réponse horizontale

- La force sismique longitudinale

$$F_x = M S_{aeh}(T) \quad (IX.26)$$

- La force sismique longitudinale par appuis

$$F_{xi} = \frac{K_i}{K} F_x \quad (IX.27)$$

- Le déplacement longitudinal :

$$d = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_{aeh} \quad (IX.28)$$

Tableau IX-19 calcul de la force sismique et le déplacement longitudinale

unité	élément		P1	P2	P3	C1	C2
s	P-Propre	Tx	1.10				
m/s²	accélération	Saeh	2.68				
MN/m	effort long	K	123.69				
MN/m		Fx	10.1				
MN		Ki	30.730168	30.73017	30.73017	15.75	15.75
KN		Fxi	2517.6156	2517.616	2517.616	1290.343	1290.343
cm		d	8.19				

IX.3.2 Calcule du souffle total

Le calcul du souffle est basé sur la note d'information SETRA 36

▪ *Les combinaison d'action*

ELS 1 : $G + \Delta\theta + 0.6 \Delta T$

ELS 2 : $G + \Delta\theta + \Delta H + 0.6 \Delta T$

ELS 3 : $G + \Delta T + \Delta\theta$

Séisme : $G + 0.5 \Delta T + 0.4 d$

G : déplacement due au retrait et au fluage

$\Delta\theta$: déplacement dû à la rotation

ΔT : déplacement dû à la température

d : déplacement due au séismes

ΔH : déplacement due au freinage

$$W_t = W_{\text{raccourcissement}} + W_{\text{allongement}}$$

Tableau IX-20 calcul du souffle

unité	Elément		raccourcissement			allongement		
			phase 3	phase 4	phase 4.2	phase 3	phase 4	phase 4.2
cm	Souffle	G	1.11	1.11	1.11	0	0	0
cm		ΔT	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
cm		$\Delta \theta$	0.474	0.000	0.000	0.000	0.578	0.273
cm		ΔH	2.94	2.94	2.94	2.94	2.94	2.94
cm		d	8.19	8.19	8.19	8.19	8.19	8.19
cm		ELS1	1.79	1.32	1.32	0.21	0.79	0.48
cm		ELS2	4.73	4.26	4.26	3.15	3.73	3.42
cm		ELS3	1.93	1.46	1.46	0.35	0.93	0.62
cm		séisme	4.56	4.56	4.56	3.45	3.45	3.45
cm		Wi	4.73			3.73		
cm		Wt	8.46					

Tableau IX-21 modelé de joint de chassée

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (*Négligeable pour notre ouvrage*), on a choisi le joint **Wd110**.

CHAPITRE X
ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1 INTRODUCTION

L'infrastructure d'un pont constitue l'ensemble des éléments porteurs du tablier qui sont les piles et les culées.

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est une étape indispensable dans l'étude de celui-ci car le bon fonctionnement du tablier est directement lié au bon fonctionnement de ses appuis.

X.2 CAPACITE PORTANTE DU SOL SOUS FONDATION PROFONDE

Le calcul des capacités portante se fait suivant les règles du *fascicule 62 – titre V* [19].

X.2.1 Capacité portante en pointe

C'est la force limite développée par le sol à la base du pieu « Q_{pu} », calculée à partir de l'essai pressiométriques « SP01 » le plus proche de l'ouvrage, Donnée par la formule suivante :

$$Q_{pu} = A \cdot q_u \quad (X.1)$$

A : la section du pieu

q_u : contrainte de rupture relatif au terme de pointe

$$q_u = K_p \cdot P_{le} \quad (X.2)$$

Avec K_p est un facteur de portance donné par le tableau (X-1) suivant :

Tableau X-1 facteur de portance K_p

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
ARGILES - LIMONS	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
SABLES - GRAVES	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2 (***,*)	3,2
CRAIES	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
MARNES, MARNO-CALCAIRES		1,8	2,6
ROCHES ALTÉRÉES ⁽¹⁾ (***,**)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

La classe du sol est déterminée par le tableau (X-2) :

Tableau X-2 classe du sol en fonction de P_l

CLASSE DE SOL			PRESSIONNÈTRE P_l (MPa)	PÉNÉTRMÈTRE q_c (MPa)
ARGILES, LIMONS	A	Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0	3,0 - 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
SABLES, GRAVES	A	Lâches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0	8,0 - 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
CRAIES	A	Molles	< 0,7	< 5
	B	Altérées	1,0 - 2,5	> 5,0
	C	Compactes	> 3,0	-
MARNES MARNO-CALCAIRES	A	Tendres	1,5 - 4,0	-
	B	Compacts	> 4,5	-
ROCHES ⁽¹⁾	A	Altérées	2,5 - 4,0	-
	B	Fragmentées	> 4,5	-

P_{le} : la pression limite nette équivalente donnée par la loi (X-3) suivante :

$$P_{le} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l(z) dz \quad (X.3)$$

P_l : la pression limite mesuré par le pressiomètre

D : la profondeur du pieux

$$b = \min(a; h)$$

$$a = \max\left(\frac{\phi_{\text{pieu}}}{2}; 0.5\right)$$

h : la hauteur de la partie du pieu enfoncé dans la couche porteuse

ϕ -pieu : diamètre du pieu

Application :

Tableau X-3 données du calcul de Q_{pu}

unité	élément	Culée	pile
m	ϕ -pieu	1.2	1.2
m ²	A	1.13	1.13
m	p	3.77	3.77
m	D-semelle	3.25	2.05
m	l	20	20
m	D	23.25	22.05

Tableau X-4 valeur de la portance en pointe Q_{pu}

unité	élément	culée	pile
bar	Ple	50	50
su	Kp	1.3	1.3
bar	qu	65	65
KN	Qpu	7351	7351

X.2.2 Capacité portante due au frottement latérale

C'est l'effort limite mobilisable par le frottement latéral « Q_{su} » sur la hauteur du pieu donnée par la formule suivante :

$$Q_{su} = p \int_0^h q_s(z) dz \quad (X.4)$$

P : périmètre du pieu

q_s : frottement unitaire à la cote « z », en fonction de la classe du sol on choisit la courbe de frottement unitaire a utilisé.

Tableau X-5 courbe de frottement unitaire en fonction de la classe du sol

	ARGILES LIMONS			SABLES GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	$Q_1, Q_2^{(1)}$	$Q_2, Q_3^{(1)}$	-			Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_6
Foré boue	Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_6
Foré tubé (tubé récupéré)	Q_1	$Q_1, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_4^{(2)}$	Q_3	Q_4	-

Le frottement unitaire pour les courbes de frottement unitaire « 1 à 4 » est donné par la formule suivante :

$$q_s = \begin{cases} q_{sn} \frac{p_l}{p_n} \left(2 - \frac{p_l}{p_n} \right) & \text{si } \frac{p_l}{p_n} \leq 1 \\ q_{sn} & \text{si } \frac{p_l}{p_n} \geq 1 \end{cases} \quad (X.5)$$

Application :

	Argile noirâtre à débris de coquille.
	Argile marneuse, limoneuse, bariolée, légèrement humide
	Argile marneuse, grisâtre, légèrement humide, à concrétions carbonatées.
	Argile marneuse, brunâtre, légèrement humide, à concrétions carbonatées, très compacte.

Tableau X-6 calcul de la portance par frottement

description	Z(m)	PL(bar)	Hi(m)	class	n	pl/pn	qn(MPa)	qs(MPa)	Qsui(culée) (KN)	Qsui(pille) (KN)
	1.5	6.8	1.5	A	1	0.45	0.40	0.28	0.00	0.00
	3	7.1	1.5	A	1	0.47	0.40	0.29	0.00	163.45
	4.5	6	1.5	A	1	0.40	0.40	0.26	144.76	144.76
	6	7.4	1.5	A	1	0.49	0.40	0.30	168.13	168.13
	7.5	9.7	1.5	A	1	0.65	0.40	0.35	197.96	197.96
	9	10.9	1.5	A	1	0.73	0.40	0.37	209.30	209.30
	10.5	11.1	1.5	A	1	0.74	0.40	0.37	210.90	210.90
	12	12.3	1.5	B	2	0.62	0.80	0.68	385.33	385.33
	13.5	14.3	1.5	B	2	0.72	0.80	0.74	415.64	415.64

	15	19.5	1.5	B	2	0.98	0.80	0.80	452.11	452.11
	16.5	49.8	1.5	C	2	2.49	0.80	0.80	452.39	452.39
	18	49.7	1.5	C	2	2.49	0.80	0.80	452.39	452.39
	19.5	50	1.5	C	2	2.50	0.80	0.80	452.39	452.39
	21	50	1.5	C	2	2.50	0.80	0.80	452.39	452.39
	22.5	50	1.5	C	2	2.50	0.80	0.80	452.39	0.00
	24	50	1.5	C	2	2.50	0.80	0.80	0.00	0.00
	25.5	50	1.5	C	2	2.50	0.80	0.80	0.00	0.00
	27	50	1.5	C	2	2.50	0.80	0.80	0.00	0.00
	28.5	50	1.5	C	2	2.50	0.80	0.80	0.00	0.00
	30	50	1.5	C	2	2.50	0.80	0.80	0.00	0.00

Tableau X-7 portance par frottement Q_{su}

	culée	pile
$Q_{su}(KN)$	4446	4157

X.2.3 Frottement négatif à la surface du pieu

Le frottement négatif est un phénomène qui apparaît dans les sols compressibles normalement consolidés soumis à une action d'un remblai, notamment un remblai d'accès comme dans notre cas.

➤ Calcul de $F_n(\infty)$

$F_n(\infty)$: le frottement négatif d'un pieu supposé isolé est donné par la formule suivante :

$$\begin{aligned}
 F_n &= \frac{PR}{\mu(\lambda_j)} \left\{ [\sigma'_1(h_j) - \sigma'_{v_j}(h_j)] - [\sigma'_1(h_{j-1}) - \sigma'_{v_j}(h_{j-1})] \right\} & \text{si } \mu(\lambda) \neq 0 \\
 F_n &= P \cdot (K \cdot \tan \delta)_j \cdot \int_{h_{j-1}}^{h_j} \sigma'_1(z) \cdot dz & \text{si } \mu(\lambda) = 0
 \end{aligned} \quad (X.6)$$

R : rayon du pieu $R = \phi_{\text{pieu}}/2$

σ'_1 : la contrainte effective verticale avant la mise en place du remblai

σ'_v : la contrainte effective à long terme, au contact du pieu

λ : coefficient caractérisant l'amplitude de l'accrochage du sol autour du pieu donné par la formule suivante

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{1}{0.5 + 25K \cdot \tan \delta} & \text{si : } & K \cdot \tan \delta \leq 0.150 \\
 \lambda &= 0.385 - K \cdot \tan \delta & \text{si : } & 0.150 \leq K \cdot \tan \delta \leq 0.385 \\
 \lambda &= 0 & \text{si : } & 0.385 \leq K \cdot \tan \delta
 \end{aligned} \quad (X.7)$$

Tableau X-8 les valeurs de $K \tan \delta$

		Pieux forés tubés	Pieux forés	Pieux battus
TOURBES	sols organiques	0,10	0,15	0,20
ARGILES	mous	0,10	0,15	0,20
LIMONS	fermes à durs	0,15	0,20	0,30
SABLES GRAVES	très lâches	0,35		
	lâches	0,45		
	autres	1,00		

➤ **Calcul de $F_n(b)$**

$F_n(b)$: Le frottement négatif qui agit sur un élément de pieu supposé dans un groupe illimité de pieux identique.

Le principe de calcul est le même que pour « $F_n(\infty)$ » (*frottement négatif d'un pieu isolé*) l'analyse est faite sur un cylindre de sol entourant le pieu de rayon « b » défini par la relation suivante :

$$b = \sqrt{\frac{e_x e_y}{\pi}} \quad (\text{X.8})$$

Avec : « e_x » entraxe de pieu d'une même file et « e_y » entraxe entre files voisines

On remplace dans la formule « X.6 » $\mu(\lambda)$ par $\mu(\lambda, b)$ tels que :

$$\mu(\lambda, b) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda - \left(1 + \frac{\lambda b}{R}\right) e^{-\lambda \frac{b-R}{R}}} \quad \text{si } \lambda \neq 0$$

$$\mu(\lambda, b) = \frac{2}{\left(\frac{b}{R}\right)^2 - 1} \quad \text{si } \lambda = 0 \quad (\text{X.9})$$

La valeur du frottement négatif pour chaque type de pieu est donnée par la formule suivante

$$F_n = \begin{cases} \frac{7}{12} F_n(b) + \frac{5}{12} F_n(\infty) & ; \text{pieu de coin} \\ \frac{5}{6} F_n(b) + \frac{1}{6} F_n(\infty) & ; \text{pieu de rive} \\ F_n(b) & ; \text{pieu central} \end{cases} \quad (\text{X.10})$$

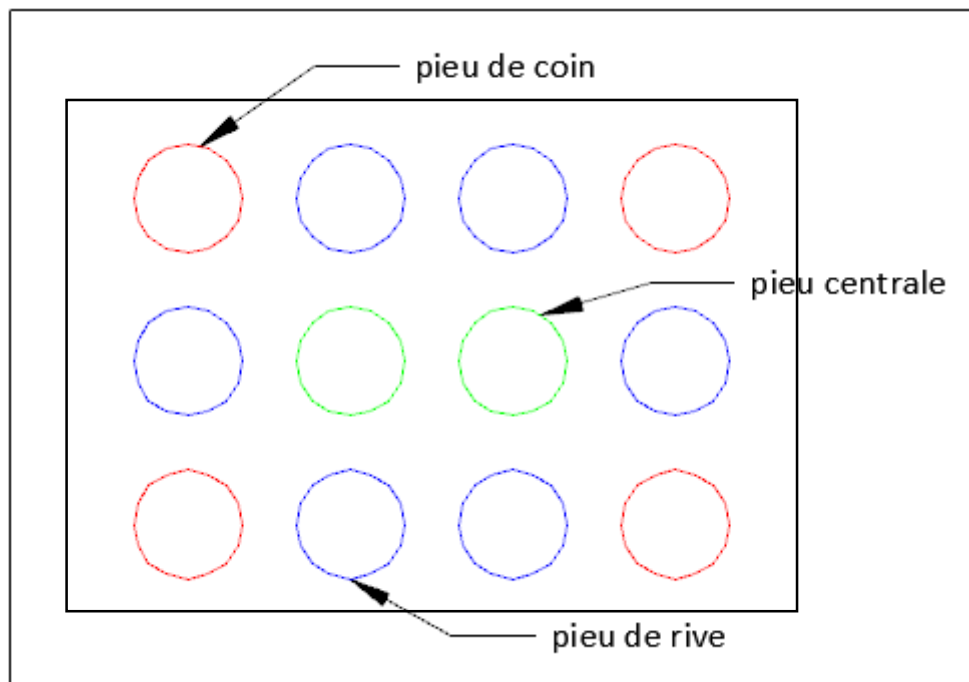


Figure X-1 type de pieu

- **Résultats :**

$$F_n(\infty) = 3957 \text{ KN}; F_n(b) = 1091 \text{ KN}$$

Tableau X-9 résultat du frottement négative

Type de pieu	coin	rive	centre
$F_n(\text{KN})$	2241	1538	1070

X.2.4 Les états limites

On définit $Q_{\max}$ et $Q_{\min}$ comme les portances maximale et minimale admissible par chaque pieu, données par le tableau suivant :

Tableau X-10 Portance du sol aux état limites

Combinaison	$Q_{\max}$	$Q_{\min}$
ELS.QP	$Q_c / 1.4$	0
ELS.rare	$Q_c / 1.1$	$-Q_{tc} / 1.4$
ELU	$Q_u / 1.4$	$-Q_{tu} / 1.4$
ELA	$Q_u / 1.2$	$-Q_{tu} / 1.3$

Avec :

$$\begin{aligned}
 Q_u &: \text{la charge ultime en compression} & Q_u &= Q_{pu} + Q_{su} \\
 Q_{tu} &: \text{la charge ultime en traction} & Q_{tu} &= Q_{su} \\
 Q_c &: \text{la charge de fluage en compression} & Q_c &= 0.5Q_{pu} + 0.7Q_{su} \\
 Q_{tc} &: \text{la charge de fluage en traction} & Q_{tc} &= 0.7Q_{su}
 \end{aligned}$$

On retranche la charge du frottement négatif de la capacité portante finale du pieu

Tableau X-11 portance du sol sous la pile

	<i>pile</i>					
	<i>max</i>			<i>min</i>		
	<i>coin</i>	<i>rive</i>	<i>centre</i>	<i>coin</i>	<i>rive</i>	<i>centre</i>
ELS.QP	3103	3605	3940	0	0	0
ELS.rare	3949	4588	5014	-478	-980	-1314
ELU	6619	7121	7456	-1368	-1870	-2205
ELA	7723	8308	8699	-1474	-2014	-2375

Tableau X-12 portance du sol sous la culée

	<i>culée</i>					
	<i>max</i>			<i>min</i>		
	<i>coin</i>	<i>rive</i>	<i>centre</i>	<i>coin</i>	<i>rive</i>	<i>centre</i>
ELS.QP	3247	3750	4084	0	0	0
ELS.rare	4133	4772	5198	-622	-1124	-1459
ELU	6826	7328	7663	-1575	-2077	-2412
ELA	7963	8549	8940	-1696	-2237	-2597

X.3 CALCUL SISMIQUE

Ce calcul a déjà été effectué lors de l'estimation du déplacement longitudinale due au séisme dans le chapitre « **calcul des équipements** », on présente dans ce paragraphe un bref rappel du calcul l'effort sismique longitudinal et on détaillera le calcul de l'effort sismique transversal.

L'effort sismique vertical est négligeable car l'ouvrage se situe dans une zone à sismicité moyenne « *Ila* ».

Rappel de la masse vibrante :**Tableau X-13 résumé du calcul de la masse vibrante**

résumé		
unité	masse vibrante	
Kg	MT	3784116.9

Rappel de des raideur :**Tableau X-14 résumé du calcul des raideurs**

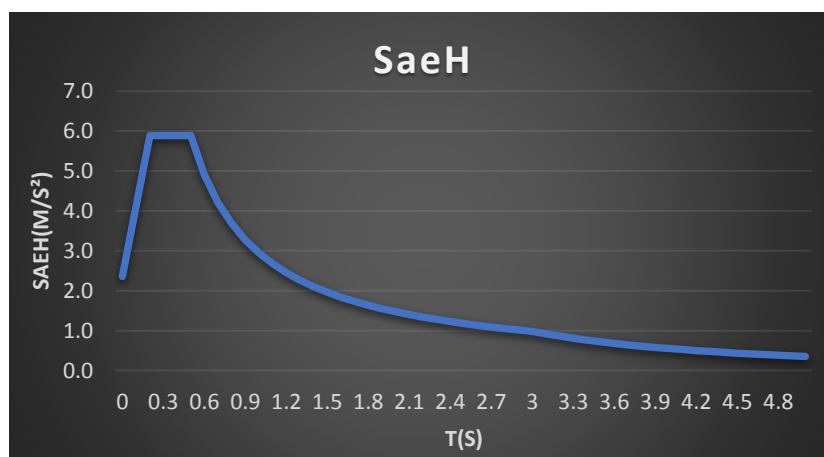
unité	élément		P1	P2	P3	C1	C2
MN/m		Kp	1257.4175	883.1245	1257.418	rigide	rigide
MN/m	service	Ki-ser	23.19	23.19	23.19	11.81	11.81
MN/m	séisme	Ki-sie	30.73	30.73	30.73	15.75	15.75
MN/m	service	K-ser	93.19				
MN/m	séisme	K-sie	124				

Rappel du spectre de réponse horizontale :

- Zone sismique : IIa
- Importance de l'ouvrage : groupe 2
- Classe de site : S3 (sol meuble)
- Amortissement des appuis : $\xi=5\%$

Tableau X-15 donnée pour calcul du spectre de réponse

unité	élément	Saeh
m/s ²	paramètre sismique (RPOA)	g
q.u		A
s.u		S
m/s ²		AgS
s.u		T1
s.u		T2
%		ξ
s.u		η
		9.81
		0.2
		1.2
		2.3544
		0.2
		0.5
		5
		1

**Figure X-2 spectre de réponse horizontale**

X.3.1 Séisme longitudinale

Tableau X-16 effort sismique longitudinale

unité	élément		P1	P2	P3	C1	C2
s	P-Propre	T_x	1.10				
m/s ²	accélération	Se_h	2.68				
MN/m	effort long	K	123.69				
MN		F	10.13				
MN/m		Ki	30.73	30.73	30.73	15.75	15.75
KN		Fi-long	2517.8	2517.8	2517.8	1290.4	1290.4
cm	déplacements	d	8.19				

Avec $Fi\text{-}long$: la force sismique longitudinale développée à chaque appui

X.3.2 Séisme transversale

Le calcul de la force sismique transversale est fait suivant la méthode du tablier rigide, car la condition des tabliers rigide [18] est vérifiée :

$$\frac{L}{B} = \frac{35}{10.1} = 3.46 \leq 5 \quad (X.11)$$

Comme le tablier est rigide les formules appliquées dans le calcul de l'effort sismique longitudinal sont aussi applicables dans le calcul de l'effort sismique transversal.

M_i : masse vibrante à l'appui « i »

K_i : raideur de l'appui « i »

i : période fondamentale transversale de l'appui « i »

$Fi\text{-}trans$: force sismique transversale agissent à l'appui « i »

Tableau X-17 effort sismique transversale

unité	élément		P1	P2	P3	C1	C2
kg	effort sismique transversal	M_i	878375.41	902381.4	878375.4	565950.6	580067.8
MN/m		K_i	30.73	30.73	30.73	15.75	15.75
s		T_i	1.06	1.08	1.06	1.19	1.21
m/s ²		$Saeh$	2.77	2.73	2.77	2.47	2.44
KN		$Fi\text{-}trans$	2433.5	2466.5	2433.5	1398.4	1415.8

X.4 ÉTUDE DE LA PILE

Les piles sont les appuis intermédiaires du tablier qui transmettent les efforts au sol.

La pile se constitue de plusieurs éléments listés comme suite :

- Chevêtre
- Fût
- Fondation : elle se compose de deux (2) éléments :
 - Semelle
 - Les pieux

Dans ce paragraphe on détaille le calcul de la pile la plus sollicitée « P2 »

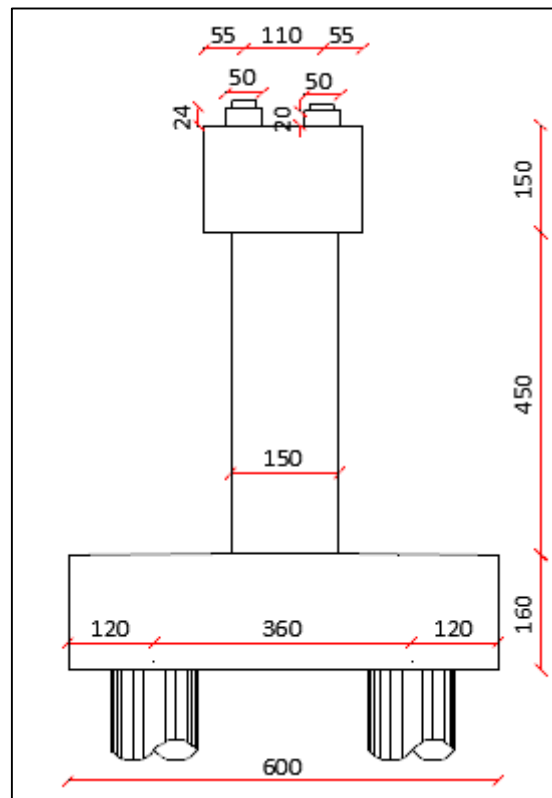


Figure X-3 vue en profile de la pile P2

X.4.1 Descente de charge

La descente de charge se fait par apport au point le plus bas de la semelle avec :

F_z : force verticale dirigée vers le bas

F_x, F_y : force horizontale respectivement longitudinale , transversale

M_x : moment longitudinal autour de l'axe y

M_y : moment transversal autour de l'axe x

Tableau X-18 résumé de la descente de charge

unité	KN	KN	KN	KN.m	KN.m
charge	Fz	Fx	Fy	Mx	My
chevêtre	833.3	0.0	0.0	0.0	258.3
fût	596.4	0.0	0.0	0.0	184.9
semelle	2407.5	0.0	0.0	0.0	0.0
remblai	1178.0	0.0	0.0	0.0	365.2
Gt(1)	3860.3	0.0	0.0	2123.2	1196.7
AL(1)	1200.5	0.0	0.0	660.3	720.3
BC(1)	568.8	0.0	0.0	312.8	-1109.1
MC(1)	1077.5	0.0	0.0	592.6	646.5
D240(1)	1762.3	0.0	0.0	969.3	1057.4
Gt(2)	7720.7	0.0	0.0	0.0	2393.4
FR(2)	0.0	308.8	0.0	2408.9	0.0
FRI	0.0	82.1	0.0	640.5	0.0
w	0.0	0.0	275.8	0.0	2702.8
AL(2)	1639.1	0.0	0.0	0.0	983.5
BC(2)	605.3	0.0	0.0	0.0	-1180.4
MC120(2)	1128.9	0.0	0.0	0.0	677.3
D240(2)	2033.5	0.0	0.0	0.0	1220.1
SCT	157.5	0.0	0.0	0.0	-630.0
FSx	0.0	3257.7	0.0	25410.2	0.0
FSy	0.0	0.0	3221.9	0.0	25130.5

Avec :

$Gt(1) / Gt(2)$: charge du tablier respectivement (une seule travée / deux travée)

$AL(1) / AL(2)$: surcharge du système AL disposé respectivement (sur une seule travée / sur les deux travée), la même description s'applique sur les autres systèmes des charges roulantes (BC, MC120, D240) disposé dans la position la plus défavorable.

SCT : surcharge sur le trottoir

W : charge due au vent $W = h * L * w$

h_w : hauteur chargée par le vent $h_w = h_{poutre} + h_{dalle} + 2m$

L : longueur totale de la travée

w : charge surfacique unitaire du vent $w = 2 \text{ KN/m}^2$

FR : charge due au frottement du tablier avec la pile $FR = \mu * F_z(Gt)$

μ : coefficient de frottement $\mu = 0.04$

FRI : surcharge due au freinage $FRI = \frac{K_i}{K} H$

H : la charge de freinage la plus défavorable $H(BC) = 300 * bc = 300 * 1.1 = 330 \text{ KN}$

K_i : raideur en service de la pile « P2 »

K : raideur en service du système

FSx / FSy : la force sismique respectivement dans le sens x et y appliquée à la pile P2 avec :

$$FSx = Fi-long + 0.3 Fi-trans$$

$$FSy = Fi-trans + 0.3 Fi-long$$

X.4.2 Vérification au flambement des Fûts

Les fûts sont des poteaux cylindriques de diamètre « 1.5m » et d'une hauteur moyenne de 4.5m le flambement sera vérifié si l'élancement du fût « λ » soit inférieur à « 70 »

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad (X.12)$$

l_f : la hauteur du flambement du fût $l_f = 2 \cdot h = 2 \cdot 4.5 = 9m$

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ avec « I » est le moment d'inertie du fût et « S » est l'aire de la section du fût

Application numérique :

$I = 0.2485 \text{ m}^4$; $S = 1.767 \text{ m}^2 \rightarrow i = 0.375 \rightarrow \lambda = 24 < 70 \rightarrow \text{flambement des fût est vérifié}$

X.4.3 Vérification de la capacité portante

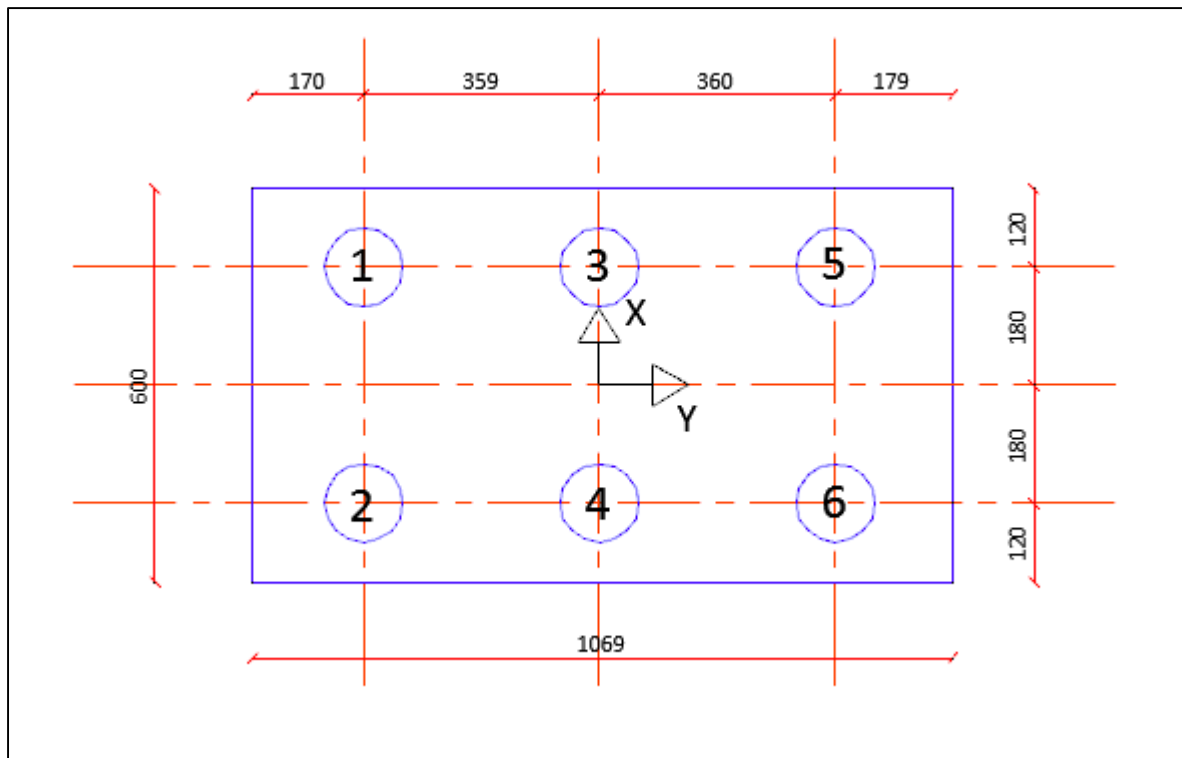


Figure X-4 configuration en plan des pieux sous la pile P2

- **Effort normale applique à chaque pieu sous la pile P2 :**

$$N_i = \frac{F_z}{n} + M_x \frac{e_x}{\sum e_x^2} + M_y \frac{e_y}{\sum e_y^2} \quad (X.13)$$

n : Le nombre de pieux $n = 6$ (2 files de 3 pieux)

F_z, M_x, M_y : Sont les efforts de calcul (après combinaison : ELS(QP), ELS(rare), ELU(fondamentale) et ELA)

e_x / e_y : excentricité du pieu suivant l'axe respectivement longitudinale/transversale

Tableau X-19 excentricité suivant x et y des pieux sous pile P2

	ranger 1		ranger 2		ranger 3		somme
pieux	1	2	3	4	5	6	
$e_x(m)$	1.8	-1.8	1.8	-1.8	1.8	-1.8	
$e_y(m)$	-3.6	-3.6	0	0	3.6	3.6	
$e_x^2(m^2)$	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	19.44
$e_y^2(m^2)$	12.96	12.96	0	0	12.96	12.96	51.84

- **Condition de vérification :**

$$N_{i-max} \leq Q_{max} \text{ et } N_{i-min} \geq Q_{min} \quad (X.14)$$

Q_{max} et Q_{min} : capacité portante (*max et min*) du sol calculé au titre « **capacité portante du sol sous fondation profonde** » du présent chapitre (valeur relatif à la pile)

Tableau X-20 vérification des pieux sous pile P2

	Pieu du coin		Pieu de rive		vérification
	Max(KN)	Min(KN)	Max(KN)	Min(KN)	
ELS Q.p	2344.981	779.719	2122.636	835.8555	OK
ELS rare	3254.414	1500.246	2814.693	1866.539	OK
ELU	4374.972	1543.608	3806.749	1731.583	OK
ELA	4902.662	-399.147	4639.339	-190.66	OK

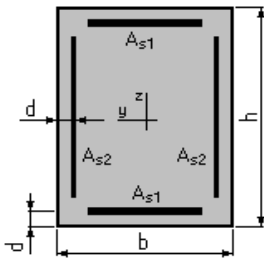
X.4.4 Ferrailage des éléments de la pile

Les efforts développés au chevrete et aux fûts sont déterminés à l'aide d'un modèle de calcul sous le logiciel **Robot structure analyse**

Le détail des calculs du ferrailage est présenté à l'annexe E

X.4.4.1 Ferrailage du chevêtre

Dimension : h=1.5m ; b=2.2m ; d= 5cm

**Figure X-5 section ferrailage chevêtre****Tableau X-21 effort de calcul du chevêtre**

Type	N (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
ELS	-91.51	1815.63	63.18
ELU	-151.13	2534.06	63.18
ELA	-690.87	4131.85	583.02

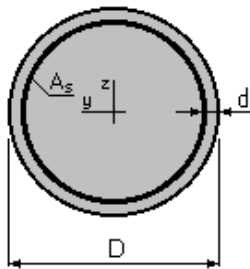
Section théorique As1 = 136.0 (cm²) → 12HA40 (150.80 cm² /St =17.5cm)

Section théorique As2 = 29.0 (cm²) → 8 HA25 (39.27 cm² /St =17.5cm)

Pour les armatures transversales on utilise HA16 avec St=20cm en zone courante et 15cm en zone sur fût

X.4.4.2 Ferrailage des Fûts

Dimension : D= 1.5m ; d=5cm

**Figure X-6 section ferrailage des Fûts****Tableau X-22 effort de calcul des fûts**

Type	N (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
ELU	5893	619.01	637
ELA	6081	3131.77	5877.42
ELS	4356	363.42	636

Section théorique As = 176.7 (cm²) → 23HA32 (184.98 cm² St =16 cm)

Pour les armatures transversales en utilise des HA16 avec St =20cm

X.4.4.3 Ferrailage le la semelle sous la pile

Le ferrailage de la semelle est calculé suivant la méthode des bielles, pour que la semelle soit rigide il faut vérifié la condition suivante :

$$\alpha = \text{atan}\left(\frac{h}{\frac{d_x}{2} - \frac{b_f}{4}}\right) \geq 45^\circ \quad (\text{X.15})$$

Avec

d_x : distance maximale entre les file des pieux

b_f : diamètre du fût

$h = 0.9 H_s$; où H_s est la hauteur de la semelle

Tableau X-23 vérification de l'angle des bielles

unité	élément	valeur
<i>m</i>	<i>dx</i>	3.6
<i>m</i>	<i>Hs</i>	1.6
<i>m</i>	<i>h</i>	1.44
<i>m</i>	<i>bf</i>	1.5
<i>m</i>	<i>dx/2-bf/4</i>	1.425
(°)	α	45.3
logique	vérification	OK

La section d'armature inférieure est donnée par la formule suivante :

$$As = \frac{N_{max}}{\sigma_s} \times \frac{\frac{d_x}{2} - \frac{b_f}{4}}{h} \quad (X.16)$$

Tableau X-24 calcul de l'armature inférieure totale

unité	élément	ELS	ELU	ELA
MPA	σ_s	333.33	434.78	500
KN	N_{max}	3254.4	4375.0	4228.157
cm ²	<i>As</i>	96.61	99.58	83.68

La section d'armature inférieure est placée sur les bondes d'accès aux pieux avec une longueur « L » telle que $L = H_s + \phi\text{-pieu} = 2.8\text{m}$

- **Armature transversale inférieure**

$$As_1 = \max(As)/2.8 = 35.56 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 8\text{HA } 25(39.27\text{cm}^2) \text{ St}=12.5\text{cm}$$

- **Armature transversale supérieure**

$$As_2 = As_1/4 = 8.89 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 8\text{HA } 14(12.32\text{cm}^2) \text{ St}=12.5\text{cm}$$

- **Armature longitudinale inférieure**

$$As_3 = As_1/3 = 11.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\text{HA } 20(15.71\text{cm}^2) \text{ St}=20\text{cm}$$

- **Armature longitudinale supérieure**

$$As_4 = As_1/10 = 3.56 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\text{HA } 12 (5.65\text{cm}^2) \text{ St}=20\text{cm}$$

- **Armatures latérales :**

$$As_5 = As_1/10 = 3.56 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6\text{HA } 10(4.71 \text{ cm}^2) \text{ St}=18\text{cm}$$

X.4.4.4 Ferrailage des pieux

- **Calcul du moment en tête :**

Le moment en tête du pieu est déterminé par la méthode de WERNER :

$$M = -\frac{X_{\phi}^H(\lambda * l)}{X_{\phi}^M(\lambda * l)} \times \frac{P}{\lambda} \quad (X.17)$$

M : moment en tête du pieu

P : effort tranchant à la tête du pieu

λ : coefficient d'amortissement du module de WERNER

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u \phi_{\text{pieu}}}{4EI}}$$

Avec « C_u » module de réaction du sol, « I » moment d'inertie du pieu et « E » module d'élasticité

l : longueur du pieu $l=20\text{m}$

Tableau X-25 calcul du coefficient λ

unité	élément	valeur
m	l	20
MPa	E	35 000
MN/m^3	C_u	30
m	ϕ_{pieu}	1.2
m^4	I	0.101
m	λ	0.224
m^2	$\lambda \times l$	4.484

On détermine les valeurs de X_{ϕ}^H et X_{ϕ}^M depuis le tableau de WERNER :

$$\lambda \times l = 4.484 \rightarrow X_{\phi}^H = 1.31 ; X_{\phi}^M = 1.57$$

Tableau X-26 effort en tête du pieu

comb	$F_z(KN)$	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$	$M_x(KNm)$	$M_y(KNm)$
ELS	780	65	46	-242	-171
ELU	1544	98	41	-364	-154
ELA	-399	543	537	-2020	-1997

- **Calcul de la section d'armature longitudinale :**

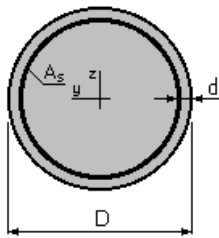


Figure X-7
section
ferrailage des
pieux

$D=1.2\text{ m}$ $d=5\text{ cm}$

Section théorique $A_s = 128.2\text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 18\text{HA32 (144.76cm}^2\text{)}$ $St=19\text{ cm}$

Pour les armatures transversales on utilise HA16 avec $St=20\text{ cm}$ en zone courante et 15 cm en zone critique.

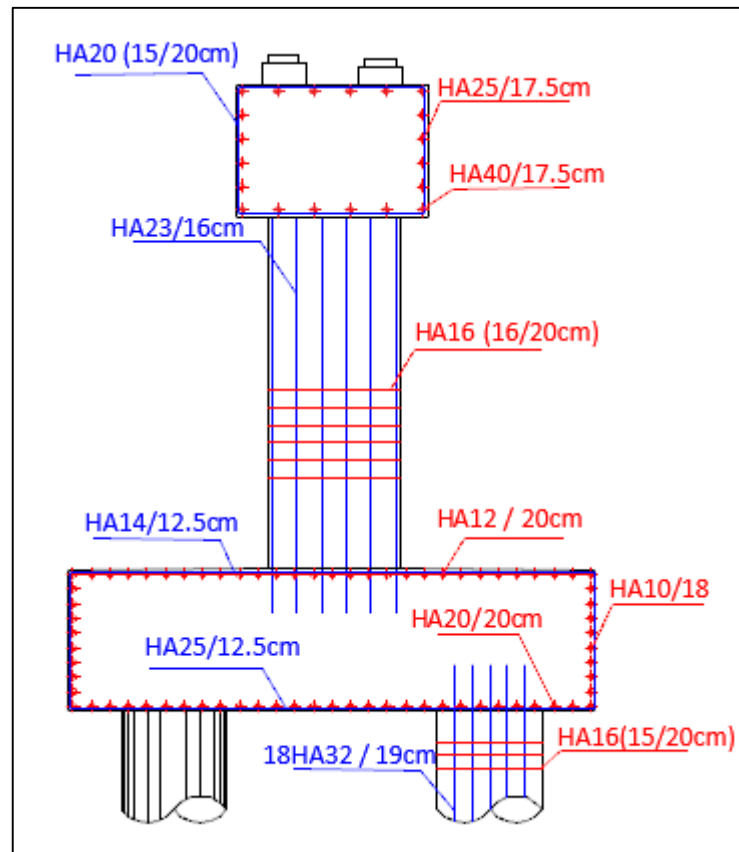


Figure X-8 schéma de ferrailage de la pile P2

X.5 ÉTUDE DE LA CULÉE

Les culées sont des appuis d'extrémité du tablier, Elles ont pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et garantissent aussi la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elles assurent à la fois les fonctions d'appui pour le tablier et du mur de soutènement au remblai d'accès.

Les culées se constituent de plusieurs éléments listés comme suite :

- Mur frontale
- Corbeau
- Mur garde grève
- Mur en retour
- Dalle de transition
- Fondation

Ce paragraphe détaille les calculs de la culée C1

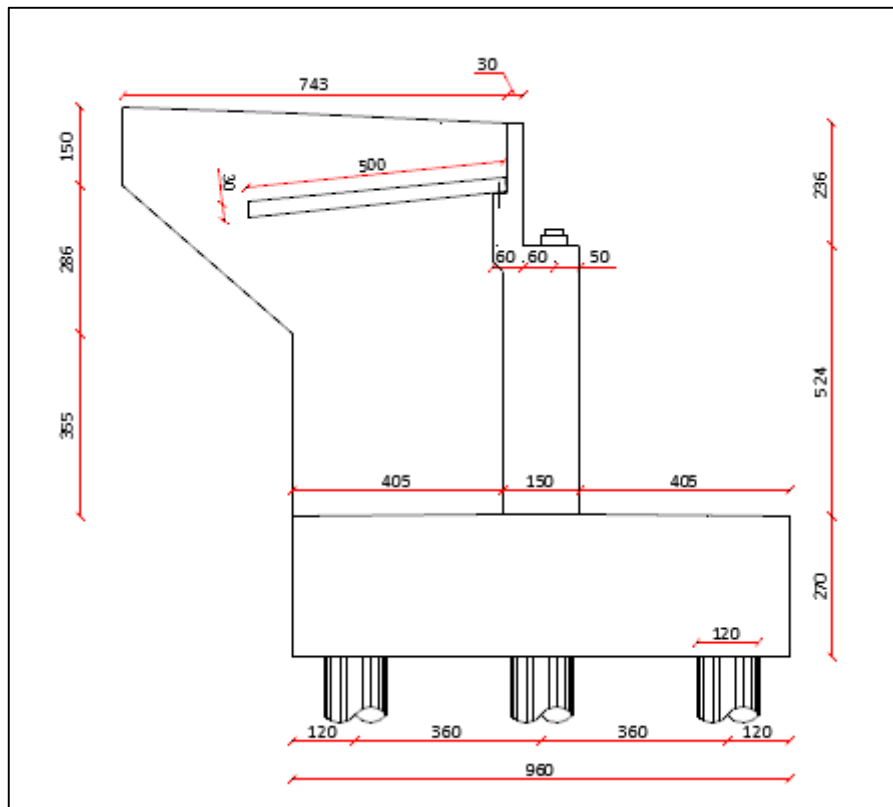


Figure X-9 vue en profile de la culée C1

X.5.1 Descente de charge

Comme pour la pile la descente de charge se fait par apport au point le plus bas de la semelle.

Tableau X-27 descente de charge pour la culée C1

élément	$F_z(KN)$	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$	$M_x(KNm)$	$M_y(KNm)$
G1	2242.2	0.0	0.0	-157.0	650.2
G2	707.0	0.0	0.0	-2531.1	-3110.8
Gs	6933.6	0.0	0.0	0.0	0.0
Gr1	5816.7	1839.2	-880.5	-9314.5	464.5
Gr2	808.0	-50.5	0.0	2092.7	234.3
G3	176.3	0.0	0.0	-137.5	114.6
Gt	3658.0	0.0	0.0	914.5	1097.4
FR	0.0	146.3	0.0	1176.4	0.0
FRI	0.0	41.8	0.0	336.3	0.0
W	0.0	0.0	65.0	0.0	646.2
AI	1169.5	0.0	0.0	292.4	643.2
BC	548.3	0.0	0.0	137.1	-1096.6
MC120	1071.2	0.0	0.0	267.8	589.2
D240	1723.6	0.0	0.0	430.9	948.0
SCT	37.1	0.0	0.0	9.3	-148.5
FSx	0.0	1709.9	0.0	13747.9	0.0
FSy	0.0	0.0	1785.6	0.0	14355.8

Avec :

- $G1$: mur frontale + mur garde grevé + corbeau
- $G2$: mur en retour
- Gs : semelle
- $Gr1$: remblai d'accès ($\gamma_r = 20 \text{ KN/m}^3$)
- $Gr2$: remblai devant mur ($h=1\text{m}$; $\gamma_r = 20 \text{ KN/m}^3$)
- $G3$: dalle de transition
- Gt : tablier
- FR : force de frottement
- FRI : force de freinage
- W : vent
- FSx : séisme sens x
- FSy : séisme sens y

X.5.2 Vérification de la capacité portante

- *Effort normal appliqué à chaque pieux sous la culée C1*

Rappelé de l'équation X-13 :

$$N_i = \frac{F_z}{n} + M_x \frac{e_x}{\sum e_x^2} + M_y \frac{e_y}{\sum e_y^2}$$

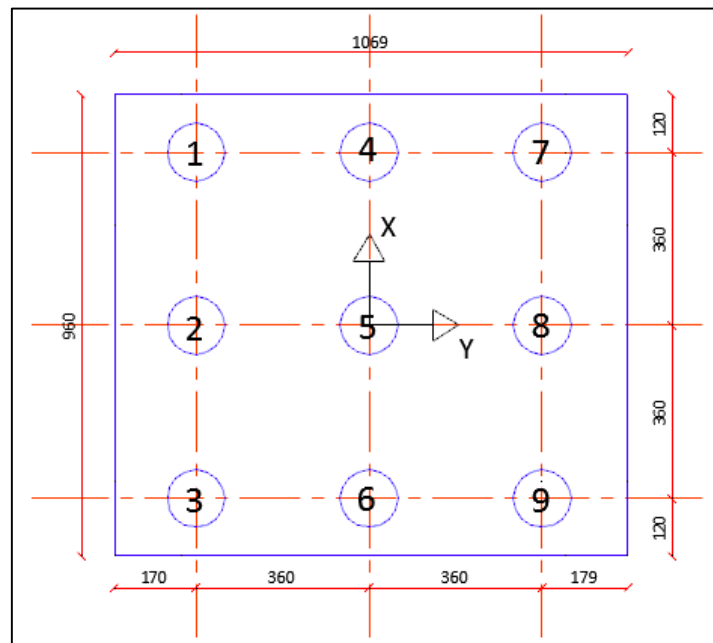


Figure X-10 configuration en plan des pieux sous la culée C1

Tableau X-28 excentricité suivant x et y des pieux sous la culée

unité	N° pieu	range 1			range 2			range 3			somme
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
m	ex	3.6	0.0	-3.6	3.6	0.0	-3.6	3.6	0.0	-3.6	
m	ey	-3.6	-3.6	-3.6	0.0	0.0	0.0	3.6	3.6	3.6	
m²	ex²	13.0	0.0	13.0	13.0	0.0	13.0	13.0	0.0	13.0	77.76
m²	ey²	13.0	13.0	13.0	0.0	0.0	0.0	13.0	13.0	13.0	77.76

- Condition de vérification

$$N_{i-max} \leq Q_{max} \text{ et } N_{i-min} \geq Q_{min}$$

Q_{max} et Q_{min} : capacité portante (max et min) du sol calculé au titre « **capacité portante du sol sous fondation profonde** » du présent chapitre (valeur relatif à la culée).

Tableau X-29 vérification des pieux sous culée C1

unité	comb	coin		rive		centre		vérification
		max	min	max	min	max	min	
KN	ELS Q.p	2708.5	1312.3	2683.0	1388.6	2260.2	1853.8	OK
KN	ELS rare	2829.7	1929.4	2788.2	1992.7	2455.8	2337.4	OK
KN	ELU	3905.5	2446.1	3853.7	2480.5	3309.8	3051.3	OK
KN	ELA	3409.9	1266.4	2995.2	1681.1	2338.2	2296.7	OK

X.5.3 Ferrailage des éléments de la culée

La culée a été modélisée avec le logiciel **Robot structure analysais** par un modèle 3D, pour obtenir les efforts développés dans chaque élément pour déterminée le ferrailage nécessaire.

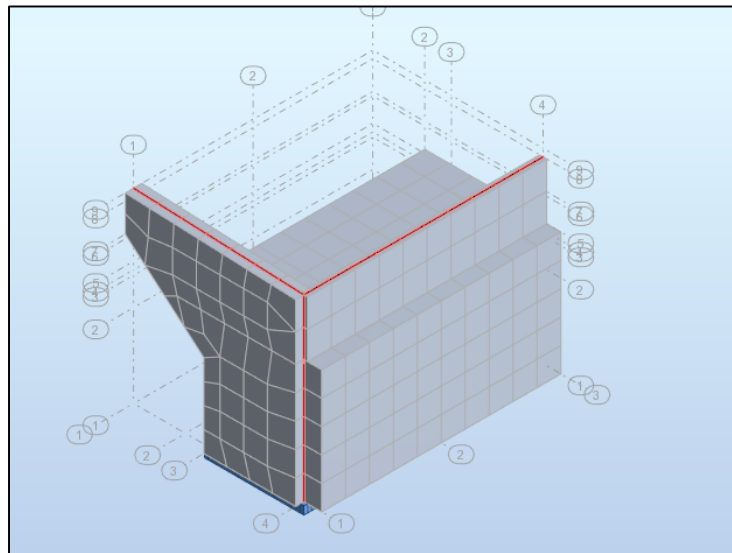


Figure X-11 modèle de la culée C1

X.5.3.1 Description du modèle

Géométrie

On a modélisé le mur frontale, mur garde grève, mur en retour et la dalle de transition par des éléments de type panneaux avec des géométries identiques au pré-dimensionnement

- **Mur frontale**

Est un mur en BA (5.24mx10.10mx1.5m) encastré à sa base

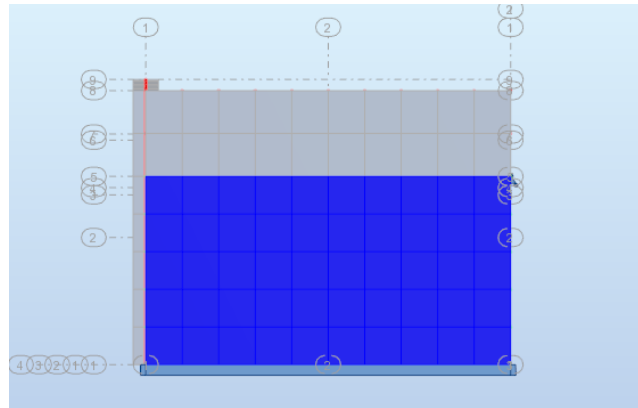


Figure X-12 géométrie du mur frontale

- **Mur en retour :**

Est un mur en BA avec une géométrie spéciale présentée dans le figure (X-13) avec une épaisseur de 0.7m, le mur en retour et lui aussi encastré à sa base

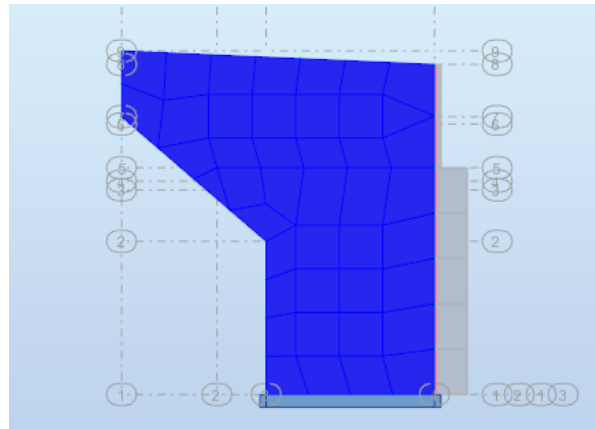


Figure X-13 géométrie du mur en retour

- **Mur garde grève**

Est un mur en BA (2.36mx10.10mx0.3m) raccordé au mur frontale

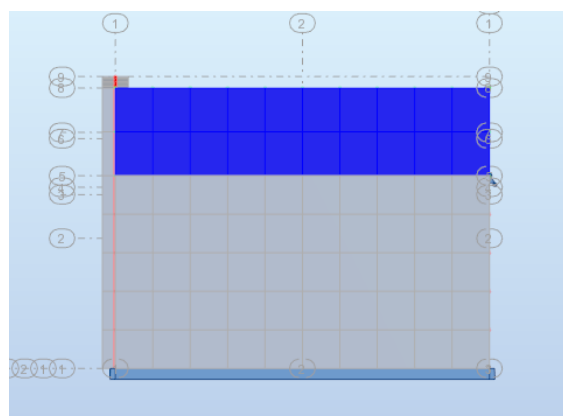


Figure X-14 géométrie du mur garde grève

- **Dalle transition**

Est une dalle en BA (0.3mx5mx10.10m) raccordé au mur frontale par un coté et simplement appuyer par l'autre coté

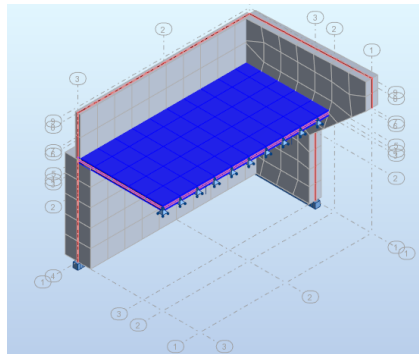


Figure X-15 géométrie de la dalle de transition

- **Chargement :**

- **Charge de la poussée des terres derrière la culée**

La poussée des terres a été générée par le logiciel après avoir défini le sol derrière la culée comme étant un remblai de :

- Poids volumique $\gamma_r = 2039 \text{ KG/m}^3$
- Le niveau haut du remblai est à 7.60m du niveau $z = 0$
- le remblai présente une pente égale à la pente de la route (4%) $\rightarrow \alpha = 2.3^\circ$

la poussée des terres s'applique sur le mur garde grève, mur frontale et le mur en retour

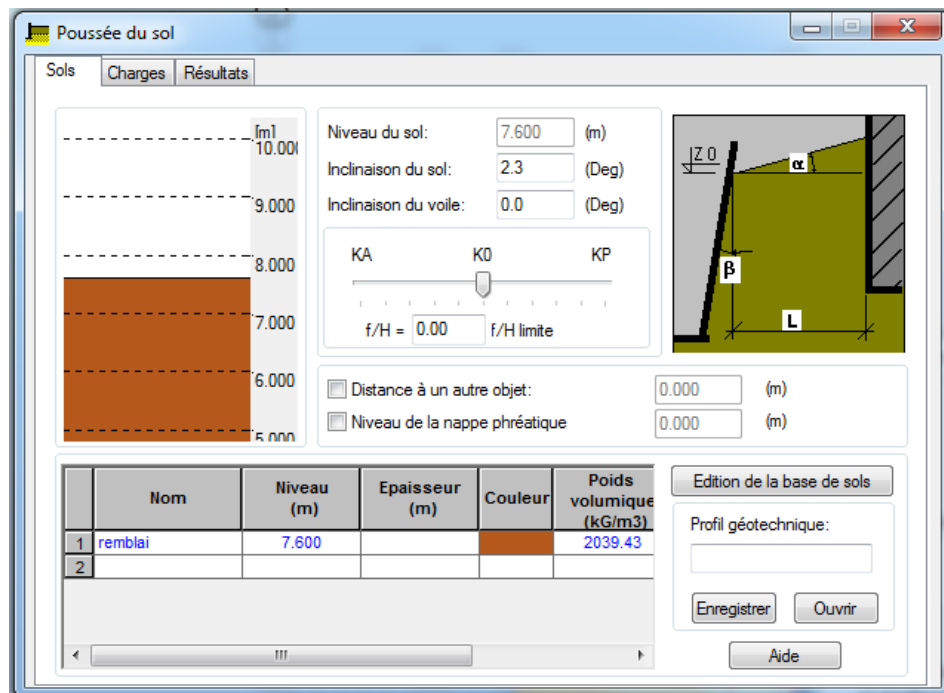


Figure X-16 modélisation de la poussée du remblai

○ **Charge des terres sur la dalle de transition**

la dalle de transition est chargée par une charge surfacique uniforme qui représente le poids du remblais au-dessus de la dalle :

$$q = h_{\text{remblais}} \times \gamma_r = 1.73\text{m} \times 20.39 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 35\text{KN/m}^2$$

○ **Charge due au tablier**

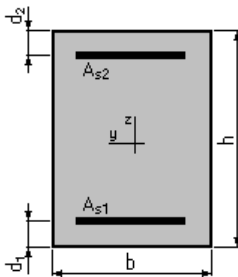
Les charge permanentes et les surcharge du tablier sont appliquées au mur frontale

X.5.3.2 Résultats du calcul numérique

Tableau X-30 résume des efforts développés dans chaque élément

unité	élément		ELS		EIU		ELA	
			Mxx	Myy	Mxx	Myy	Mxx	Myy
KNm/m	mur en retour	min	-159.51	-88.73	-197	-116	-136.43	-86.37
KNm/m		max	76.46	26.78	104	37	79	42.5
KNm/m	mur frontale	min	-157	-42.54	-212	-58	-211.77	-137.66
KNm/m		max	725.35	151.57	976.22	202	1644.6	299.1
KNm/m	mur garde grève	min	-10.15	-4	-14.05	-6	-26.37	-7.34
KNm/m		max	25.15	18.04	34.11	24.26	25	26
KNm/m	dalle de transition	min	-62.32	-77.21	-76.36	-102.81	-31	-76.21
KNm/m		max	72.83	140	96.32	188.53	70.5	148

X.5.3.3 Ferrailage Mur frontale :



▪ **Ferrailage vertical**

$$b = 100.0 \text{ (cm)} ; h = 150.0 \text{ (cm)} ; d_1 = 5.0 \text{ (cm)} ; d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$\text{Section théorique } A_{s1} = 40.6 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 6\text{HA32}(48.25\text{cm}^2) \text{ St } = 12.5\text{cm}$$

$$\text{Section théorique } A_{s2} = 40.6 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 6\text{HA32}(48.25\text{cm}^2) \text{ St } = 12.5\text{cm}$$

Figure X-17
section ferrailage
mur frontale

▪ **Ferrailage horizontal**

$$b = 100.0 \text{ (cm)} ; h = 150.0 \text{ (cm)} ; d_1 = 5.0 \text{ (cm)} ; d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$\text{Section théorique } A_{s1} = 40.6 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 6\text{HA30}(48.25\text{cm}^2) \text{ St } = 12.5\text{cm}$$

$$\text{Section théorique } A_{s2} = 40.6 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 6\text{HA30}(48.25\text{cm}^2) \text{ St } = 12.5\text{cm}$$

X.5.3.4 Ferrailage Mur en retour :

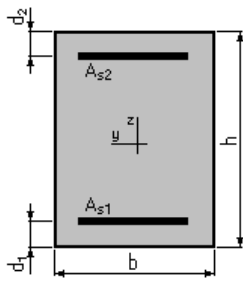


Figure X-18
section ferrailage
mur en retour

▪ Ferrailage vertical

$b = 100.0 \text{ (cm)} ; h = 70.0 \text{ (cm)} ; d_1 = 5.0 \text{ (cm)} ; d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$

Section théorique $A_{s1} = 18.2 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 5\text{HA}25(24.54\text{cm}^2)\text{St}=15\text{cm}$

Section théorique $A_{s2} = 18.2 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 5\text{HA}25(24.54\text{cm}^2)\text{St}=15\text{cm}$

▪ Ferrailage horizontal

$b = 100.0 \text{ (cm)} ; h = 70.0 \text{ (cm)} ; d_1 = 5.0 \text{ (cm)} ; d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$

Section théorique $A_{s1} = 18.2 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 5\text{HA}25(24.54\text{cm}^2)\text{St}=15\text{cm}$

Section théorique $A_{s2} = 18.2 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 5\text{HA}25(24.54\text{cm}^2)\text{St}=15\text{cm}$

X.5.3.5 Ferrailage Mur garde grève :

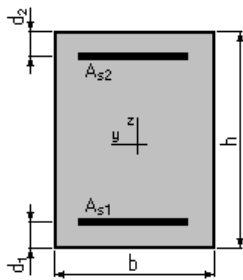


Figure X-19
section ferrailage
mur garde grève

▪ Ferrailage vertical

$b = 100.0 \text{ (cm)} ; h = 30.0 \text{ (cm)} ; d_1 = 5.0 \text{ (cm)} ; d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$

Section théorique $A_{s1} = 7.0 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 5\text{HA}16(10.05\text{cm}^2)\text{St}=16$

Section théorique $A_{s2} = 7.0 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 5\text{HA}16(10.05\text{cm}^2)\text{St}=16$

▪ Ferrailage horizontal

$b = 100.0 \text{ (cm)} ; h = 30.0 \text{ (cm)} ; d_1 = 5.0 \text{ (cm)} ; d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$

Section théorique $A_{s1} = 7.0 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 5\text{HA}16(10.05\text{cm}^2)\text{St}=16$

Section théorique $A_{s2} = 7.0 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 5\text{HA}16(10.05\text{cm}^2)\text{St}=16$

X.5.3.6 Ferrailage Dalle de transition :

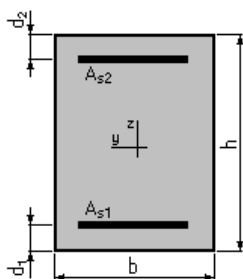


Figure X-20
section ferrailage
dalle de transition

▪ Ferrailage transversal

$b = 100.0 \text{ (cm)} ; h = 30.0 \text{ (cm)} ; d_1 = 5.0 \text{ (cm)} ; d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$

Section théorique $A_{s1} = 33.8 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 5\text{HA}32(40.21\text{cm}^2)\text{St}=15\text{cm}$

Section théorique $A_{s2} = 17.9 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 5\text{HA}25(24.54\text{cm}^2)\text{St}=15\text{cm}$

▪ **Ferraillage longitudinal**

$$b = 100.0 \text{ (cm)} ; h = 30.0 \text{ (cm)} ; d_1 = 5.0 \text{ (cm)} ; d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

Section théorique $A_{s1} = 16.7 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 5\text{HA}25(24.54\text{cm}^2) St=15\text{cm}$

Section théorique $A_{s2} = 14.2 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 5\text{HA}20(24.54\text{cm}^2) St=15\text{cm}$

X.5.3.7 Ferraillage semelle :

On utilise la méthode des bielles comme pour la pile :

Rappelé de la condition de rigidité :

$$\alpha = \text{atan}\left(\frac{h}{\frac{d_x}{2} - \frac{b_f}{4}}\right) \geq 45^\circ$$

Tableau X-31 vérification de l'angle des bielles

unité	élément	valeur
m	ex	3.6
m	H	2.7
m	h	2.43
m	b	1.5
m	ex/2-b/4	1.425
(°)	α	59.61
logique	vérification	OK

Rappelle de la section d'acier A_s par la méthode des bielles

$$A_s = \frac{N_{max}}{\sigma_s} \times \frac{\frac{d_x}{2} - \frac{b_f}{4}}{h}$$

Tableau X-32 section d'armature inferieur A_s totale

unité	élément	ELS	ELU	ELA
MPA	σ_s	333.3	434.8	500.0
KN	N_{max}	2830	3905	3410
cm ²	A_s	49.8	52.7	40.0

La section d'armature inferieur est placée sur les bonde d'accès aux pieux avec une longueur « L » telle que $L=H_s + \phi\text{-pieu}=3.9\text{m}$

▪ **Armature transversal inferieur**

$$A_{s1} = \max(A_s)/3.9 = 13.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 8\text{HA } 16(16.08\text{cm}^2) \text{ St}=12.5\text{cm}$$

▪ **Armature transversal supérieur**

$$A_{s2} = A_{s1}/4 = 3.38 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 8\text{HA } 16 (16.08\text{cm}^2) \text{ St}=12.5\text{cm}$$

▪ **Armature longitudinal inferieur**

$$As_3 = As_1/3 = 4.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\text{HA } 16(10.05\text{cm}^2) \text{ St}=20\text{cm}$$

▪ **Armature longitudinal supérieur**

$$As_4 = As_1/10 = 1.35 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\text{HA } 12(5.64\text{cm}^2) \text{ St}=20\text{cm}$$

▪ **Armatures latérales :**

$$As_5 = As_1/10 = 1.35 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6\text{HA } 10(4.71 \text{ cm}^2) \text{ St}=18\text{cm}$$

X.5.3.8 Ferrailage des pieux

▪ **Calcul du moment en tête :**

Comme pour la pile on utilise la méthode de WERNER,

$$M = - \frac{X_{\phi}^H(\lambda * l)}{X_{\phi}^M(\lambda * l)} \times \frac{P}{\lambda}$$

Avec :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u \phi_{\text{pieu}}}{4EI}}$$

Tableau X-33 calcul du coefficient λ

unité	élément	valeur
m	l	20
MPa	E	35 000
MN/m³	C_u	30
m	b	1.2
m⁴	I	0.101
m	λ	0.224
m²	$\lambda * l$	4.484

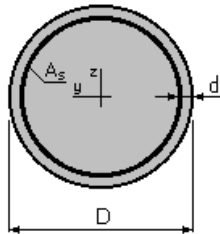
On détermine les valeurs de X_{ϕ}^H et X_{ϕ}^M depuis le tableau de WERNER :

$$\lambda l = 4.484 \rightarrow X_{\phi}^H = 1.31 ; X_{\phi}^M = 1.57$$

Tableau X-34 effort en tête du pieu

comb	Fz(KN)	Fx(KN)	Fy(KN)	Mx(KNm)	My(KNm)
ELS	1312.3	219.6	-97.8	-817.0	363.9
ELU	2446.1	268.3	-132.1	-997.9	491.2
ELA	1266.4	388.7	100.6	-1445.9	-374.1

▪ **Calcul de la section d'armature longitudinale :**



$$D=1.2 \text{ m } d=5\text{cm}$$

Section théorique

$$A_s = 113.1 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 15\text{HA32(120.64cm}^2\text{)St=25cm}$$

Pour les armatures transversales on utilise HA16 avec $St=20\text{cm}$ en zone courante et 15cm en zone critique

Figure X-21
section
ferraillage pieu

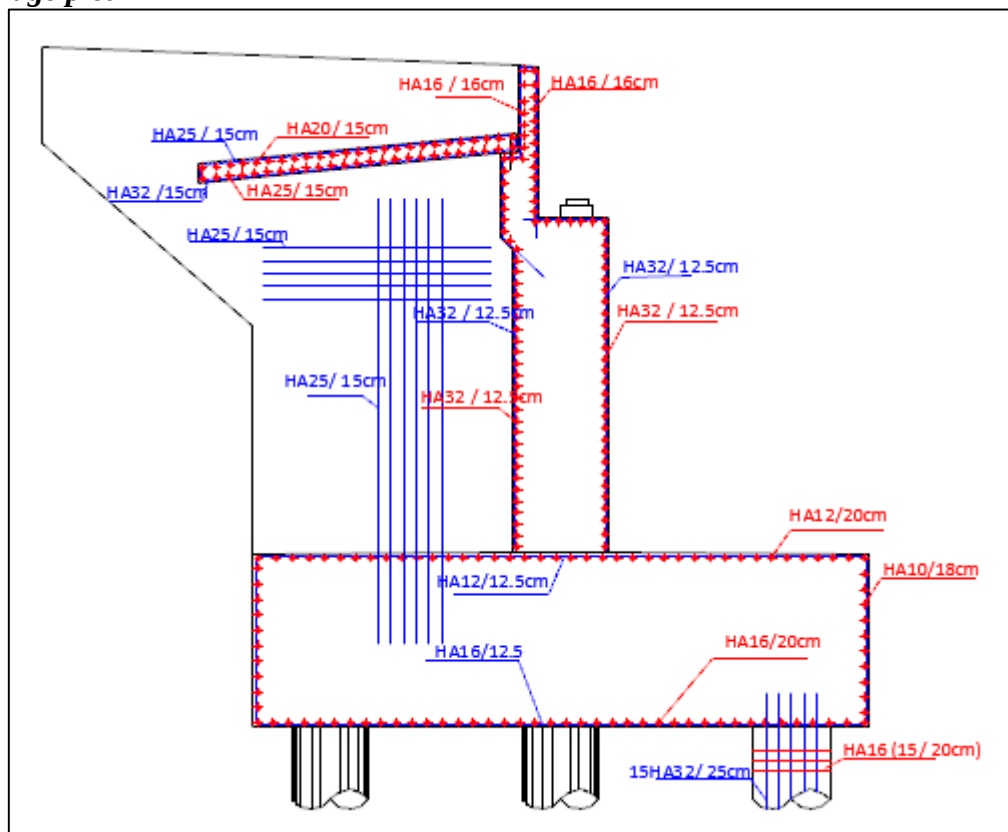


Figure X-22 schéma du ferraillage de la culée C1

X.6 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a vérifié l'aptitude de l'infrastructure à reprendre les charges auxquelles elle est soumise et les transmettre en toute sécurité au sol porteur,

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude que j'ai établi m'a donné la chance d'acquérir une nouvelle expérience dans mon cursus et m'a permis d'atteindre des nouveaux objectifs et d'appliquer mes connaissances théoriques acquises pendant 03 années de formation à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics.

En effet, Ce projet m'a permis de comprendre et d'apprendre à maîtriser de plusieurs domaines comme la sismicité des ponts, calcul d'ouvrages sous un logiciel après une modalisation correcte et effectué un bon dimensionnement qui est en conformité avec des règles imposées.

Pendant cette période que j'ai consacrée à mon projet, j'ai constaté que les ouvrages d'art est un domaine très vaste qui ne cesse de progresser, il constitue pour les ingénieurs un défi quotidien, car il met à rudes épreuves aussi bien leurs connaissances théoriques que leur expérience pratiques.

Enfin, ce travail élaboré n'est qu'une étape primaire et expérience aussi bien pour une carrière professionnelle que pour des études plus profondes, où j'ai pu enrichir mes connaissances sur le plan d'informations et en matière de gestion du temps.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] BELKHOUCHE Kamel & BELHADI Mohammed, *Analyse à la rupture des ponts en béton armé à l'échelle semi-globale*, Université Aboubekr Belkaid – Tlemcen Faculté De Technologie (2016)
- [2] CRAAG, Centre De Recherche En Astronomies Astrophysique Et Géophysique, [https://www.craag.dz/r_sismologique.php#:~:text=La%20sismicit%C3%A9%20de%20l'Alg%C3%A9rie%20du%20Nord%20est%20connue%20depuis,1985\)%2C%20Mokrane%20et%20al.](https://www.craag.dz/r_sismologique.php#:~:text=La%20sismicit%C3%A9%20de%20l'Alg%C3%A9rie%20du%20Nord%20est%20connue%20depuis,1985)%2C%20Mokrane%20et%20al.) En ligne dernier consultation 25-08-2020
- [3] DAVI Denis & CARLES Jean-Christophe, *Prise En Compte Du Risque Sismique-Ouvrages D'art*, Centre d'Études Techniques de l'Équipement Méditerranée
- [4] DJERDANE Mabrouk, *Effet Des Séismes Bidirectionnels Sur La Longueur D'appui Des Tabliers De Ponts*, Montréal, Le 26 Février 2014
- [5] GARNEAU Jean-François, *Réhabilitation Sismique Des Piles-Murs De Pont Rectangulaires Par Chemisage En Béton Fibré A Ultra-Haute Performance*, université de Montréal (AVRIL 2015)
- [6] GAOUAR Samir & DIAF Mohamed El Amine, *etude dynamique d'un pont avec l'interaction sol-structure Sur l'autoroute est ouest*, Université Abou Bakr Belkaid (2013)
- [7] Hamlaoui Salim, *Maintenance, entretien et réparation des ponts*, Université Mohamed Khider – Biskra (2012)
- [8] KIBBOUA Abderrahmane NAILI Mounir & BENOUAR Djillali, *analyse dynamique modale spectrale d'un pont a poutre préfabriquées en béton précontraint*, 8^{eme} colloque national afps 2011
- [9] Parc ouvrages d'art de 1962 à 2014, <http://btp-dz.com/10-000-oa-et-25-km-de-tunnels-en-algerie>, en ligne dernier consultation 25-08-2020
- [10] Risque sismique et installations nucléaires, https://www.irsn.fr/FR/connaissances/Installations_nucleaires/La_surete_Nucleaire/risque_sismique_installations_nucleaires/Pages/4-Qu_est_ce_qu'un_effet_de_site.aspx#.XoOR7-ozbIV en ligne dernier consultation 25-08-2020
- [11] Document SETRA service d'étude sur les transports les route et les aménagement *Guide méthodologique Ponts en zone sismique Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8*, (Février 2012)
- [12] Calgaro, J.A & Bernard-Gély, A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).

- [13] Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin 2003)

- [14] Document SETRA *Guide de conception ponts à poutres préfabriquée précontraintes par post-tension* février 1996

- [15] Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton*. Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France), (septembre 2009)

- [16] Document SETRA, *Guide technique Appareils d'appui en élastomère fretté Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires* (juillet 2007)

- [17] MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS, *règles définissant les charges A appliquer pour le calcul et Les épreuves des ponts routes* (27 juin 2009)

- [18] MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS, *règles parasismiques applicables au domaine des ouvrage d'art RPOA 2008* (17 juin 2009)

- [19] MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DES TRANSPORTS *règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil fascicule n° 62 - titre v*

- [20] Ministère de l'Economie, des Finances et de l'industrie, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99*(avril 1999)

- [21] THONIER. H. Le béton précontraint aux états limites. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France), (1992)

ANNEXE .A

A.1 In situ

A.1.1 Sandage carottier SC05

Tableau A-1 description lithologique du sondage carottier

<i>Références sondages</i>			<i>Lithologie</i>
<i>SC</i> <i>N°</i>	<i>PK</i>	<i>Profondeurs</i> <i>(m)</i>	
05	05+108	0.00 - 1.50	Terre végétale.
		1.50 - 3.00	Argile noirâtre à débris de coquille.
		3.00 - 10.00	Argile marneuse, limoneuse, bariolée, légèrement humide.
		10.00 - 15.00	Argile marneuse, grisâtre, légèrement humide, à concrétions carbonatées.
		15.00 - 30.00	Argile marneuse, brunâtre, légèrement humide, à concrétions carbonatées, très compacte.

A.1.2 Sondage pressiométrique

Tableau A-2 sondage pressionmétrique SP1

<i>Profondeur</i> <i>m</i>	<i>SP 01</i>			
	<i>E (bar)</i>	<i>PL (bar)</i>	<i>PF (bar)</i>	<i>E/PL</i>
1.50	95.00	6.80	3.60	13.97
3.00	137.80	7.10	3.50	19.40
4.50	145.30	6.00	3.50	24.21
6.00	129.80	7.40	3.80	17.54
7.50	249.00	9.70	4.60	25.67
9.00	365.30	10.90	5.50	33.51
10.50	291.60	11.10	6.30	26.27
12.00	293.60	12.30	7.30	23.86
13.50	342.10	14.30	7.00	23.92
15.00	531.70	29.50	10.30	18.02
16.50	865.20	49.80	29.00	17.37
18.00	958.10	49.70	32.30	19.27
19.50	955.20	50.00	32.00	19.10
21.00	973.50	50.00	31.00	19.47
22.50	804.60	50.00	30.70	16.09
24.00	918.00	50.00	28.00	18.36
25.50	816.40	50.00	29.00	16.32
27.00	927.80	50.00	29.00	18.55
28.50	995.30	50.00	30.00	19.90
30.00	915.90	50.00	30.00	18.31

A.2 Essais en laboratoire

A.2.1 Identification

Tableau A-3 identification du sol au droit du SC05

Profondeur (m)	Identification				Limite d'Atterberg			Granulo- métrie	Classification
	γ_s (t/m ³)	γ_s (t/m ³)	W (%)	S (%)	W _L (%)	W _p (%)	I _p	% < 80µm	
SC 05									
5.60 - 5.90	1.58	1.97	25.21	99.19	75.21	35.24	39.96	100	At
11.35 - 11.70	1.87	2.16	15.75	98.93	52.91	27.51	25.40	100	At
14.30 - 14.80	1.52	1.93	27.23	96.50	86.43	42.88	43.55	100	Lt
19.80 - 20.00	1.86	2.15	15.89	97.75	60.17	30.98	29.19	100	At
25.00 - 25.50	1.79	2.11	18.00	99.91	64.42	32.34	32.07	100	At

At :sol très plastique

A.2.2 Résistance au cisaillement

Tableau A-4 résultats des essais a la boîte de CASAGRANDE (UU)

SC N°	Profondeurs (m)	ϕ_u (°)	Cu (bars)
SC 05	5.60 - 5.90	03	0.155
	11.35 - 11.70	02	0.218
	14.30 - 14.80	02	0.169
	19.80 - 20.00	10	0.484

Les valeurs des couples (Cu, ϕ_u) caractérisent un sol peu cohérent à cohérent et peu frottant dans l'ensemble.

A.2.3 Essais à l'odomètre

Tableau A-5 résultats de l'essais à odomètre

SC N°	Profondeurs (m)	Pc (bar)	Cc	Cg
SC 05	5.60 - 5.90	1.52	0.365	0.073
	11.35 - 11.70	8.43	0.203	0.052
	14.30 - 14.80	4.44	0.284	0.078
	19.80 - 20.00	20.80	0.264	0.063

Pc : Pression de consolidation.

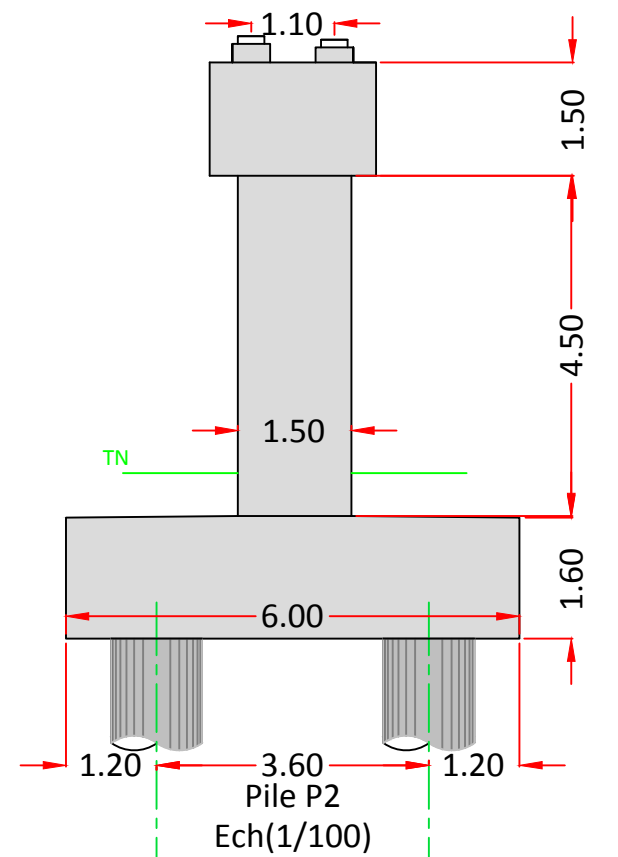
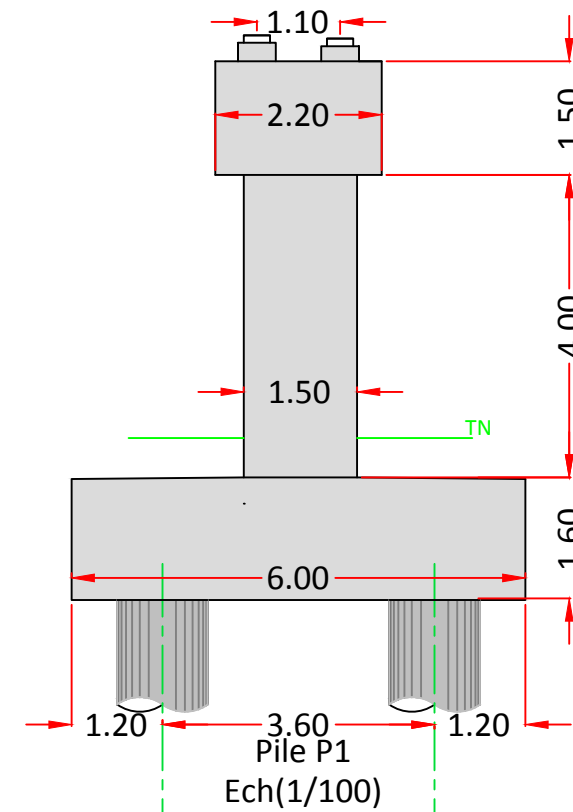
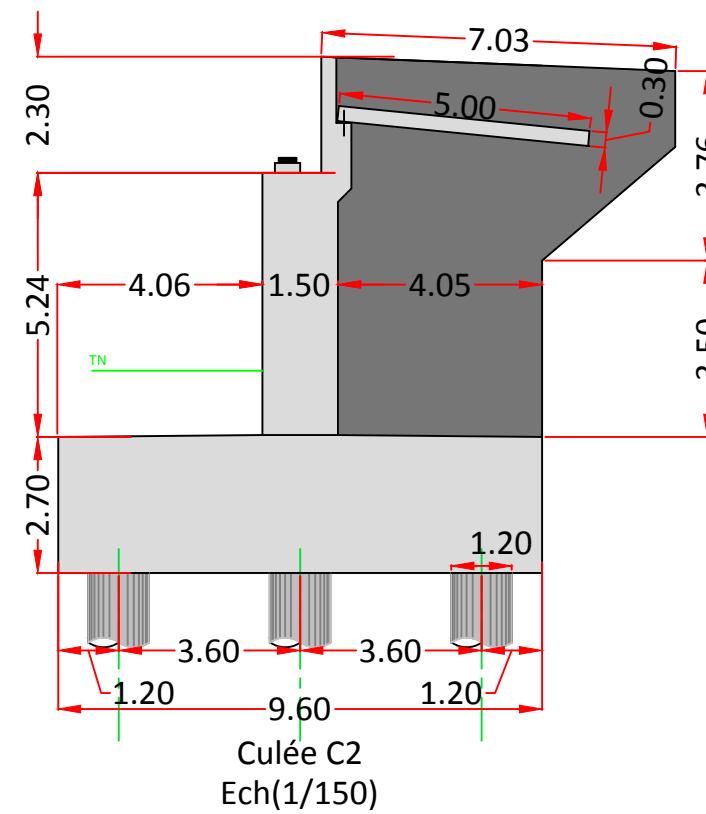
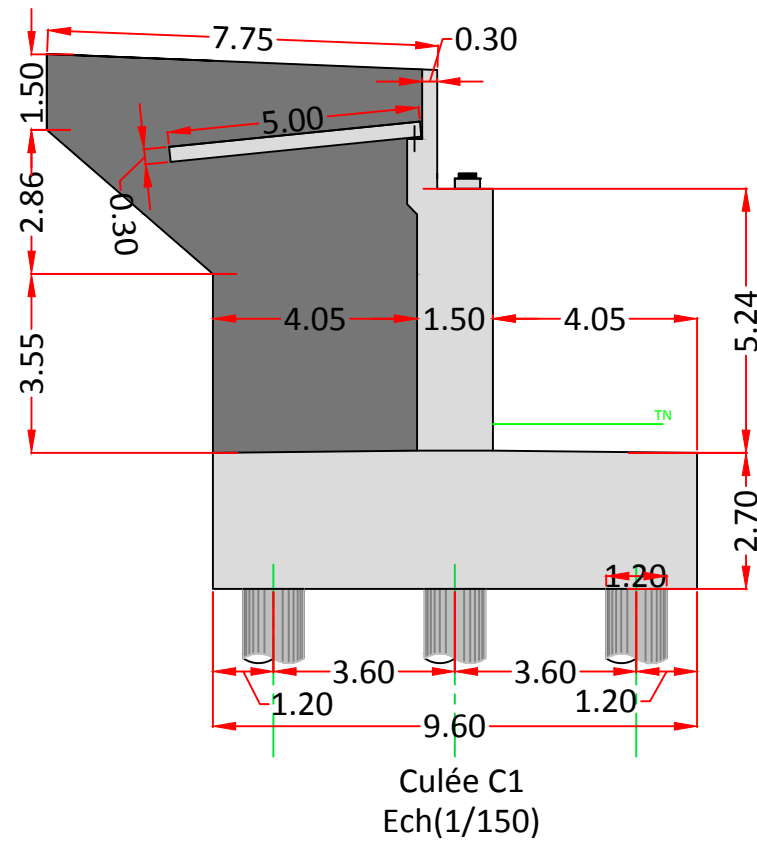
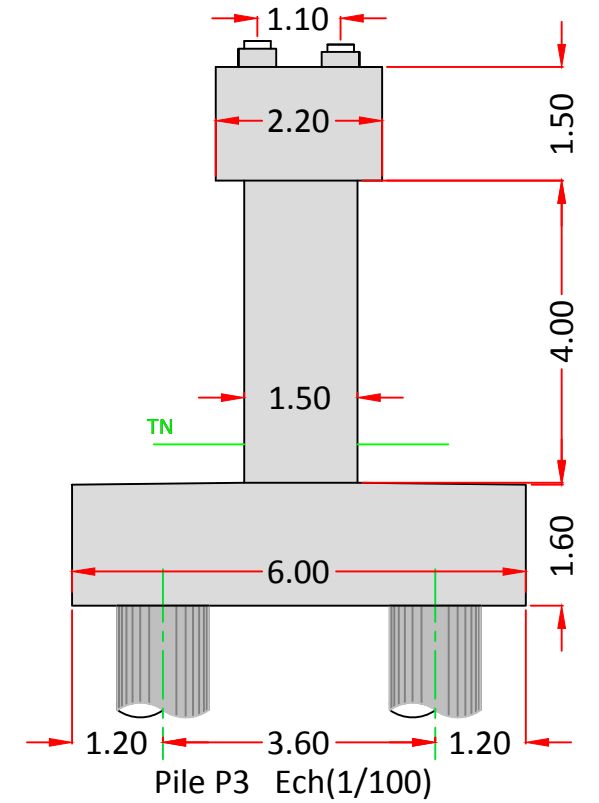
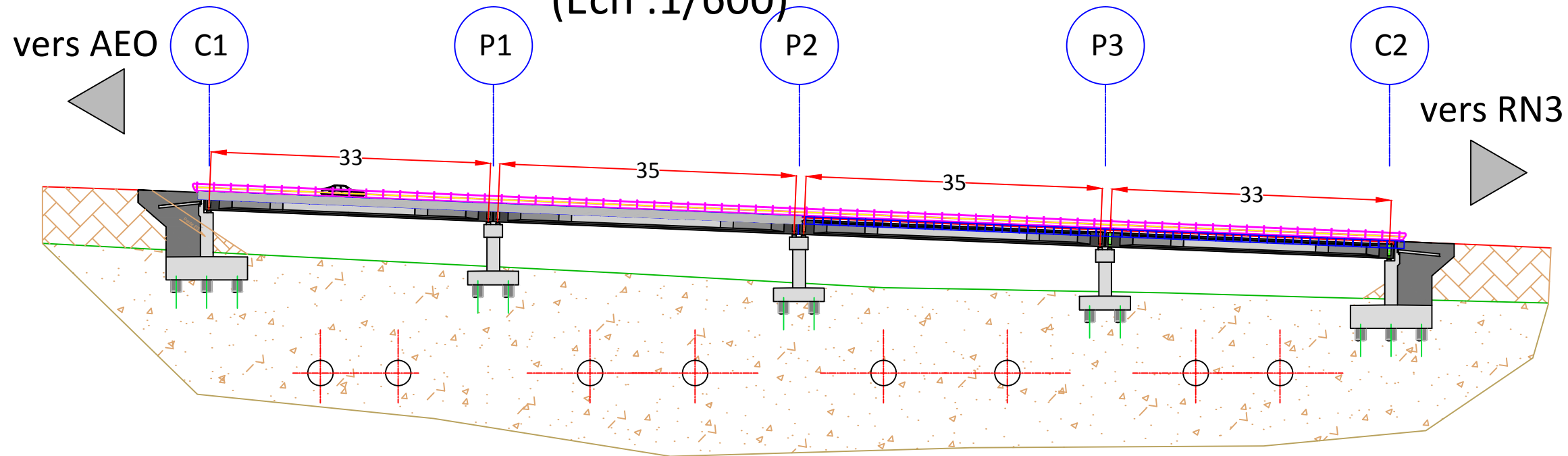
Cc : Coefficient de compressibilité.

Cg : Coefficient de gonflement

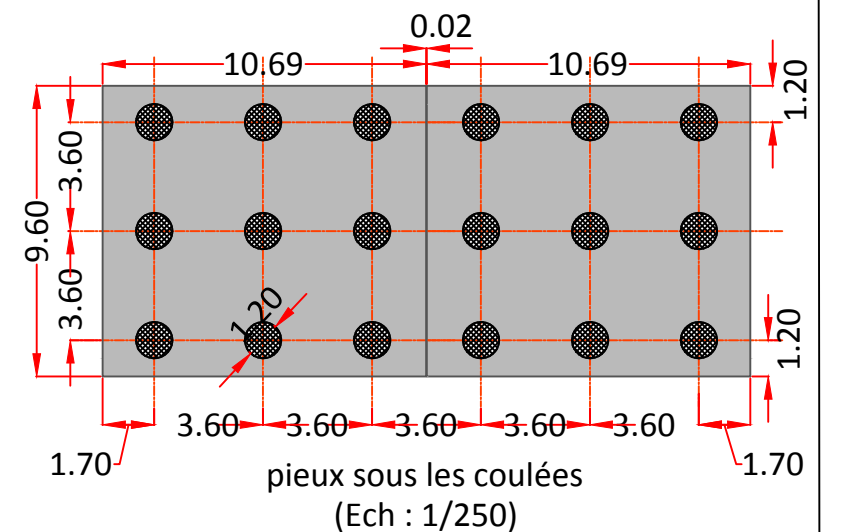
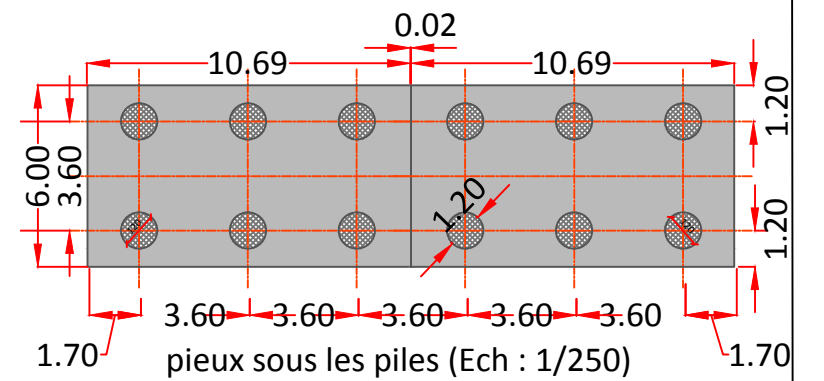
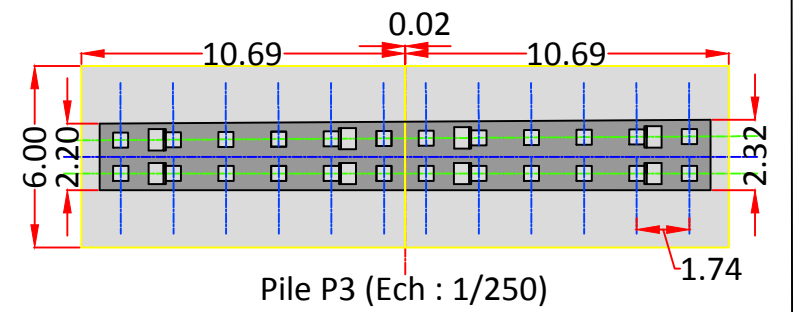
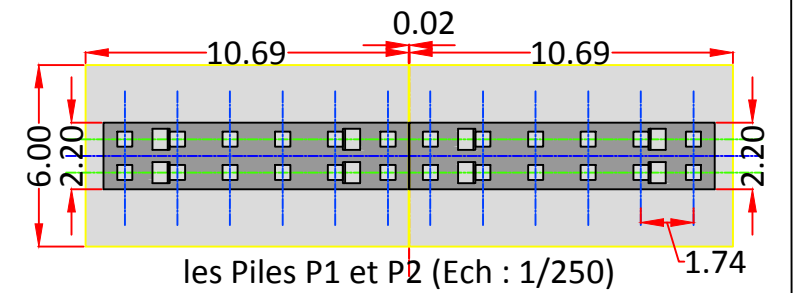
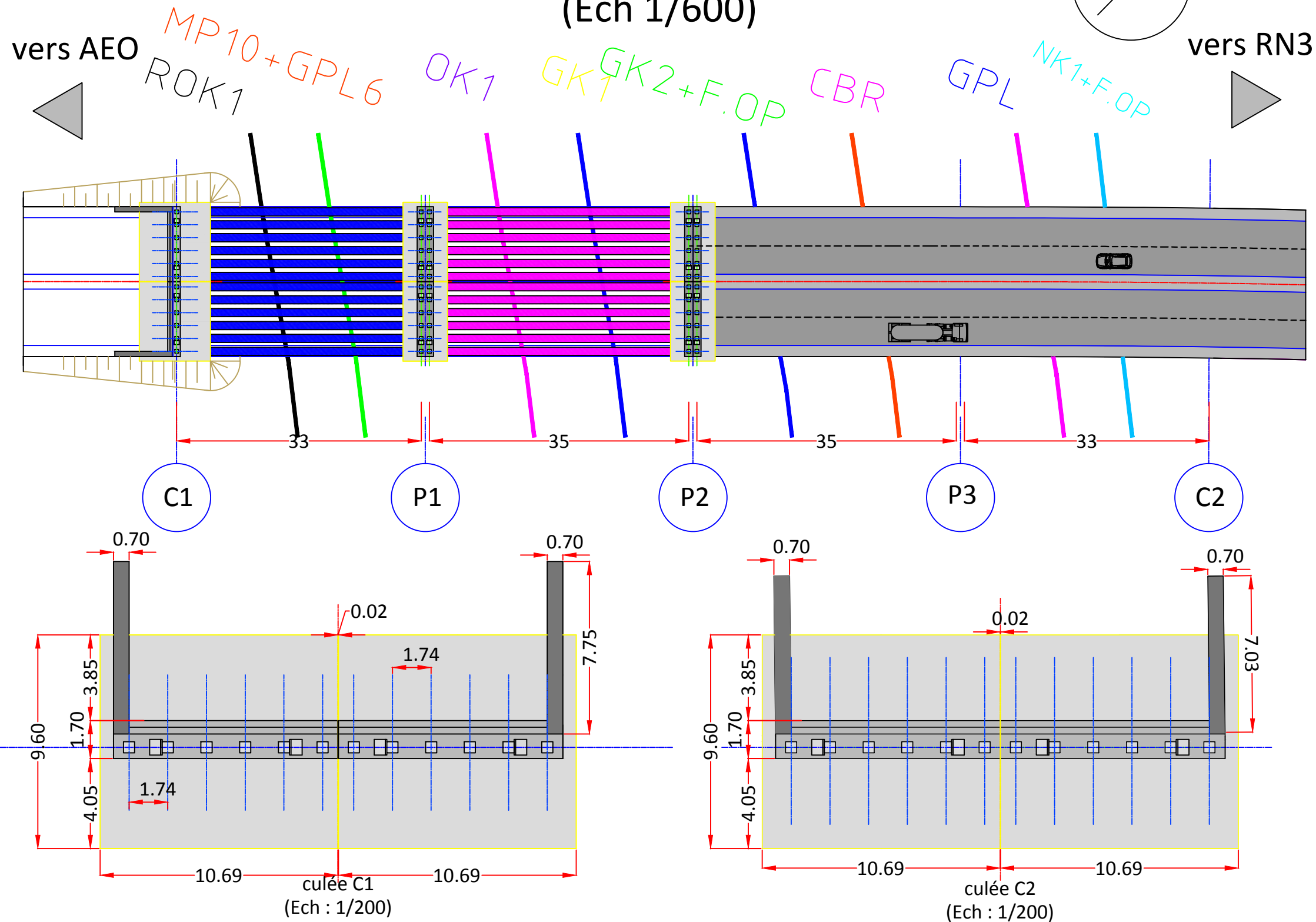
Les essais de compressibilité à l'odomètre ont mis en évidence la présence d'un matériau assez fortement compressible à très compressible et gonflant.

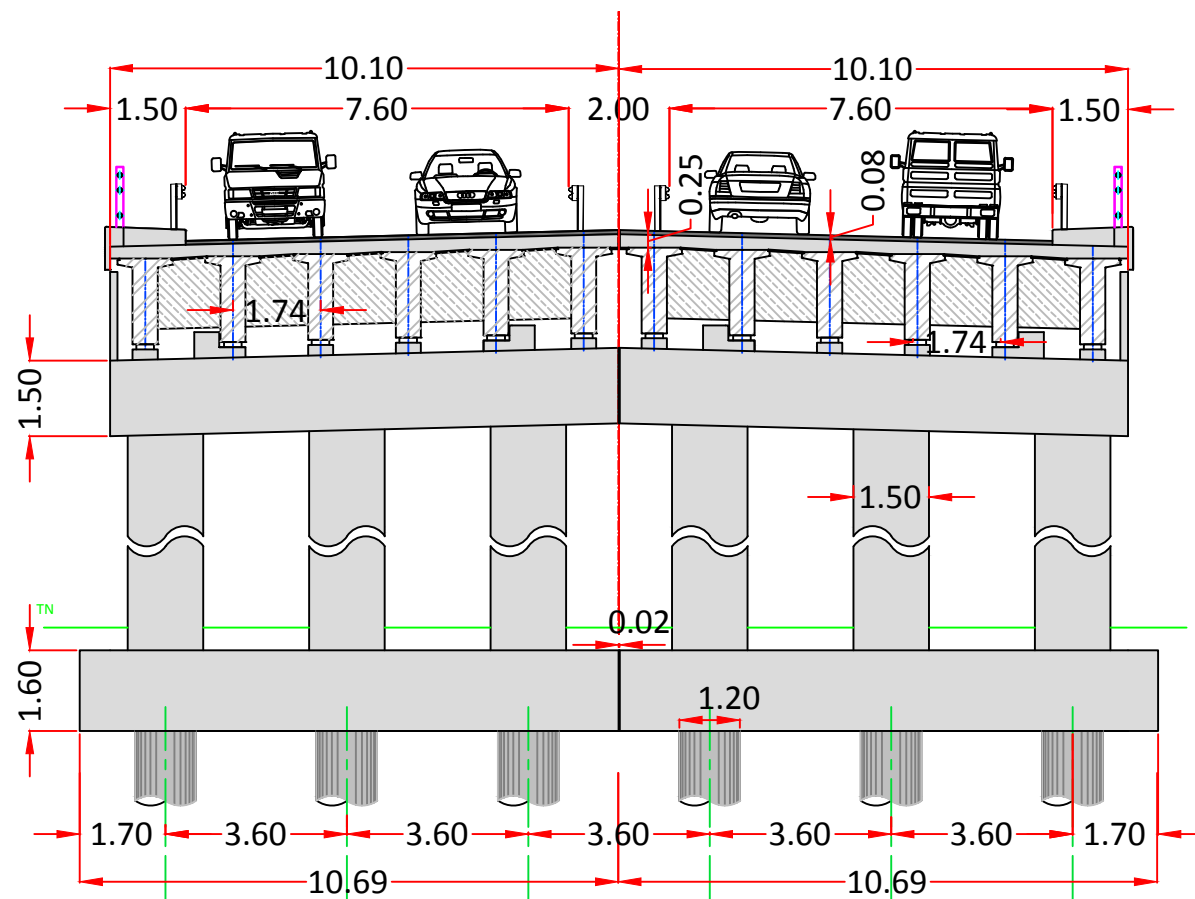
ANNEXE .B

vue en profile variante (1) (Ech :1/600)

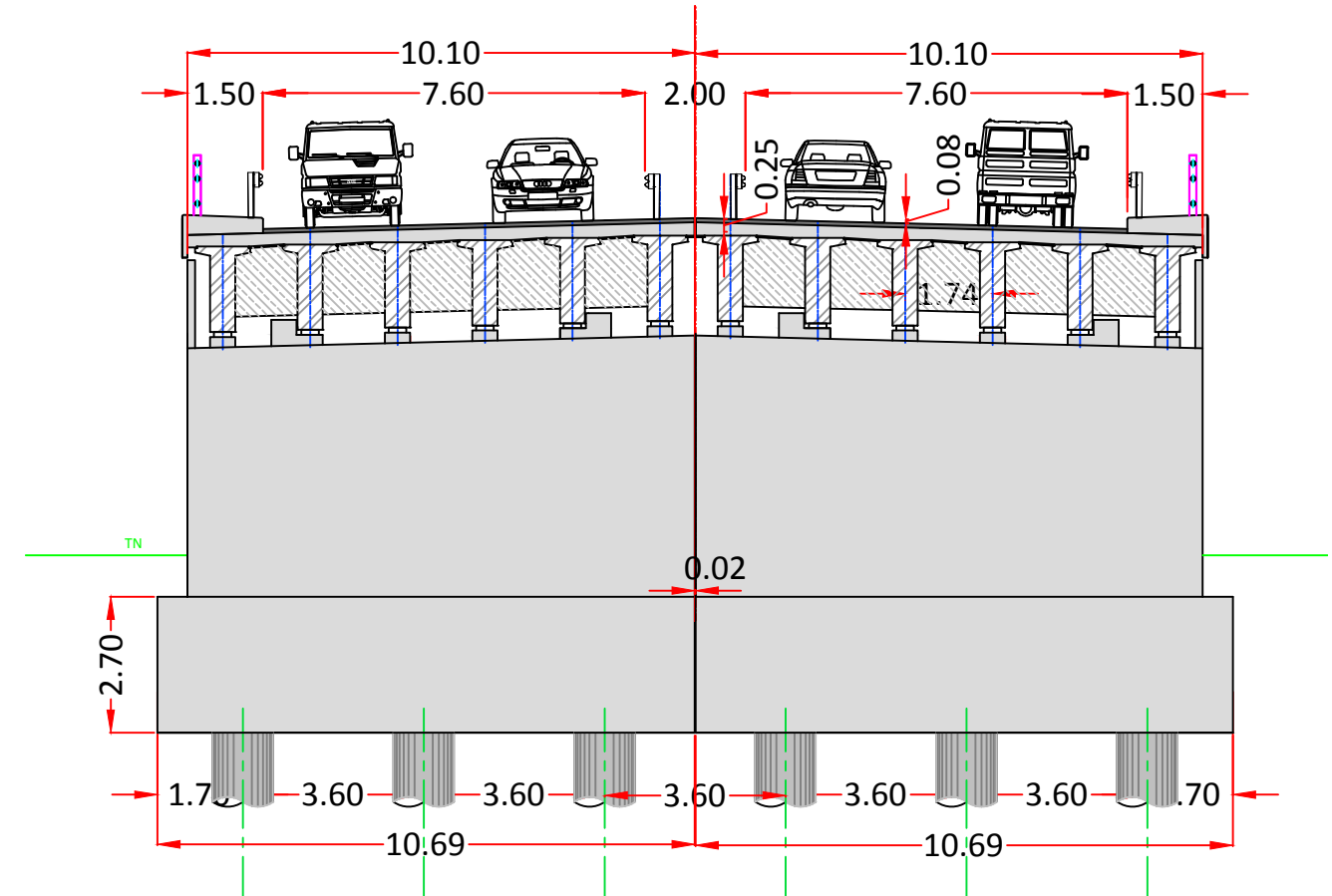


vue en plan de la variante (1) (Ech 1/600)

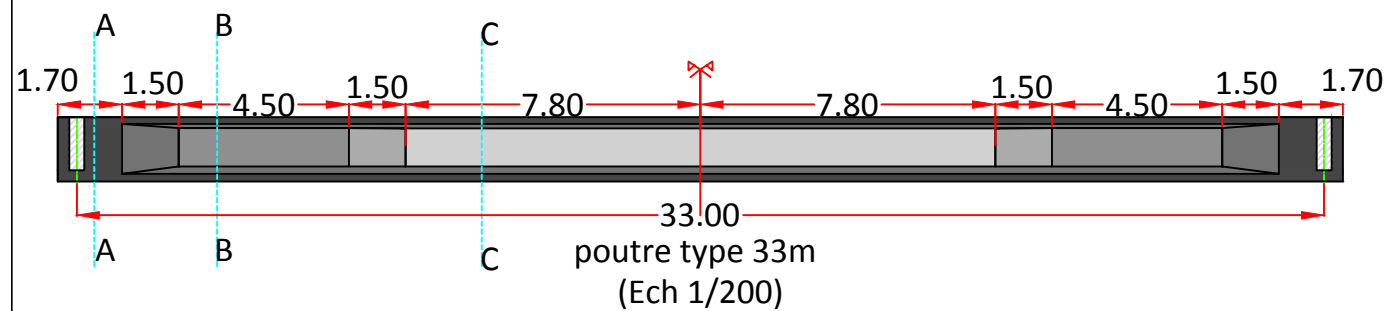




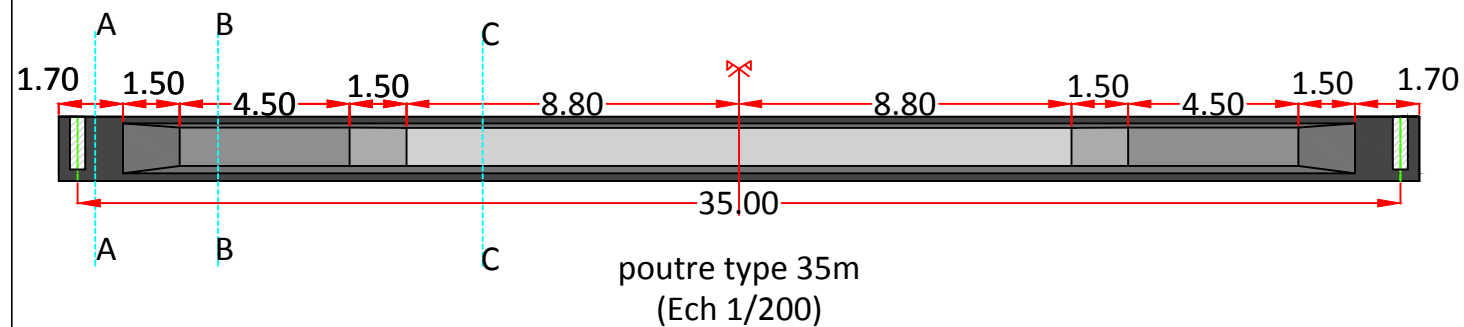
coup transversale sur pile
(Ech 1/150)



coup transversale sur culée
(Ech 1/150)

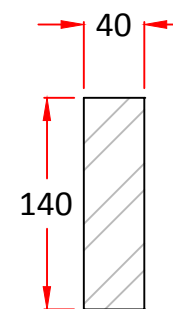


poutre type 33m
(Ech 1/200)

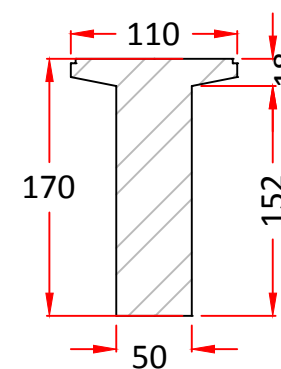


poutre type 35m
(Ech 1/200)

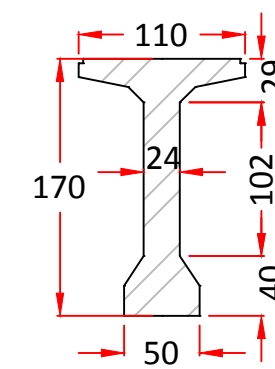
Entretoise
(Ech:1/50)



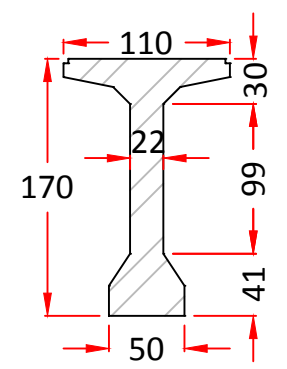
coupe A-A
section d'about
(Ech:1/50)



coupe B-B
section intermédiaire
(Ech:1/50)

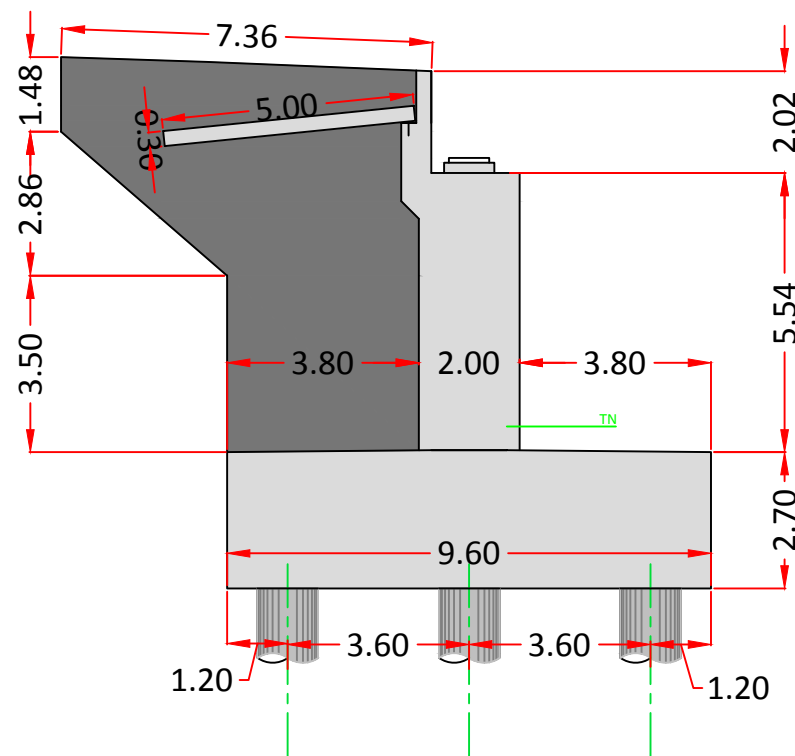
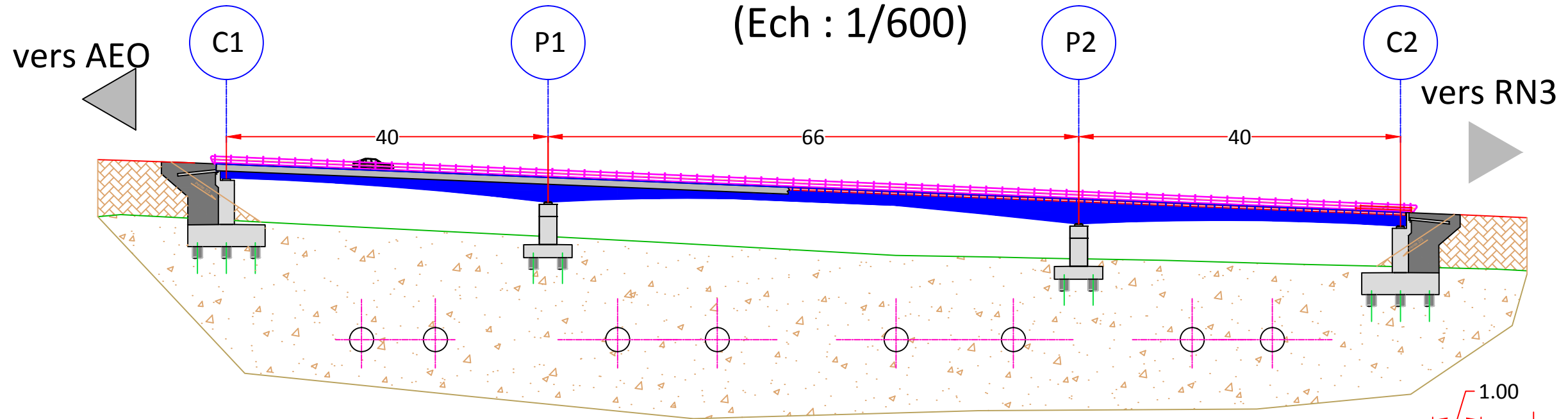


coupe C-C
section médiane
(Ech:1/50)

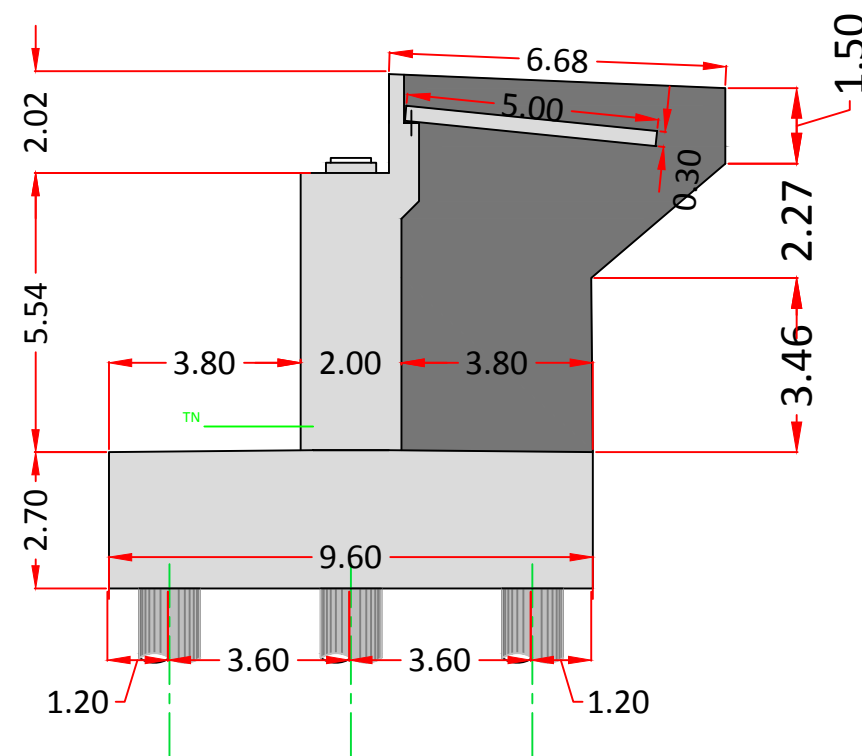


section transversale
(Ech 1/50)
dimensions en centimètre (cm)

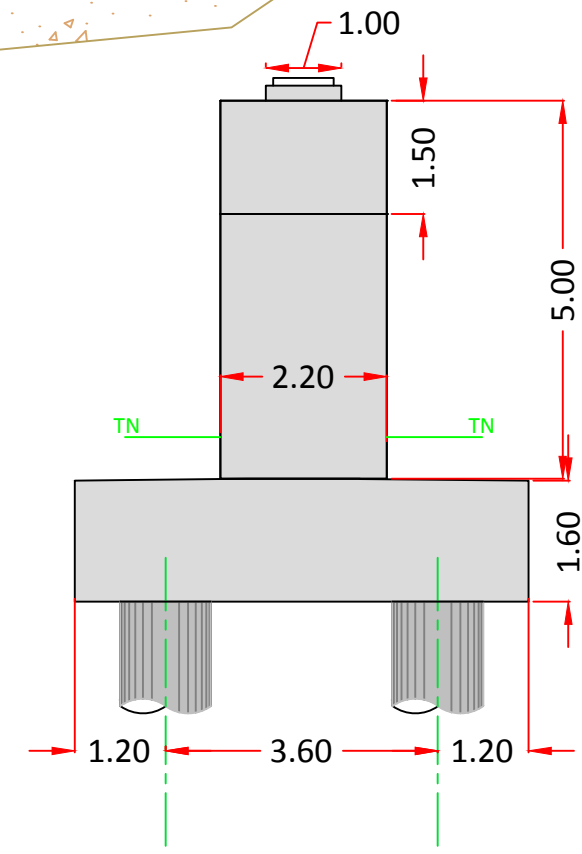
vue en profile variante(2) (Ech : 1/600)



culée C1 (Ech: 1/150)

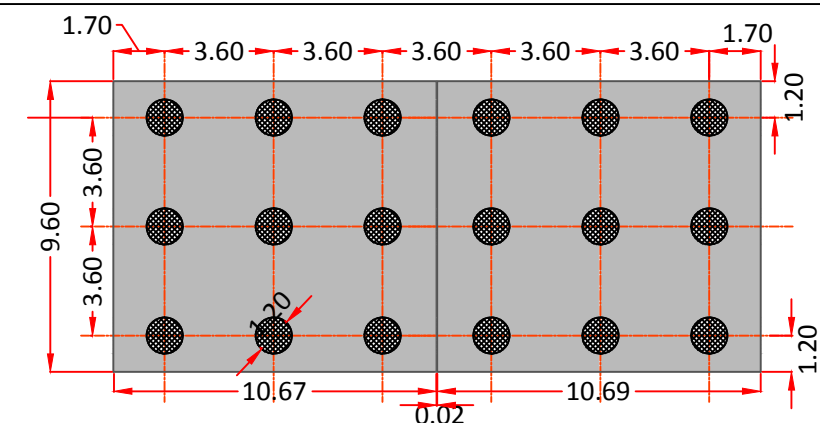
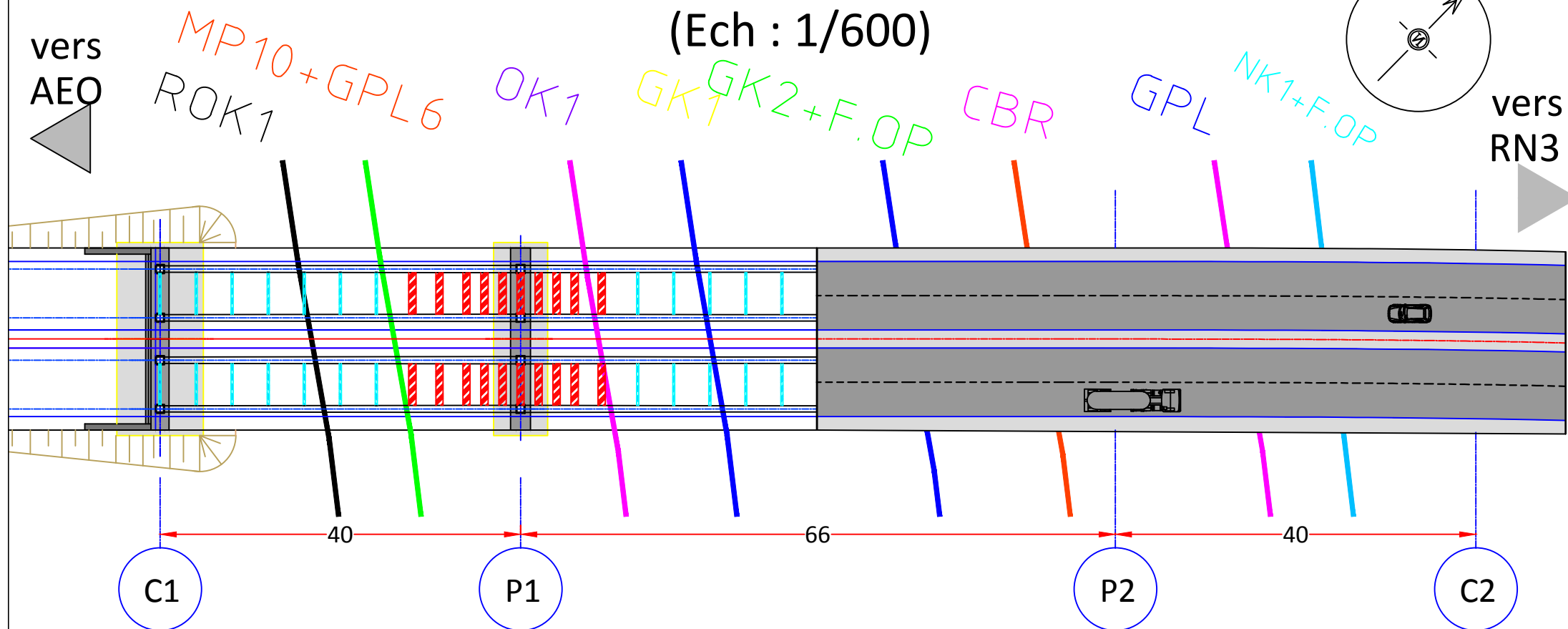


culée C1 (Ech: 1/150)

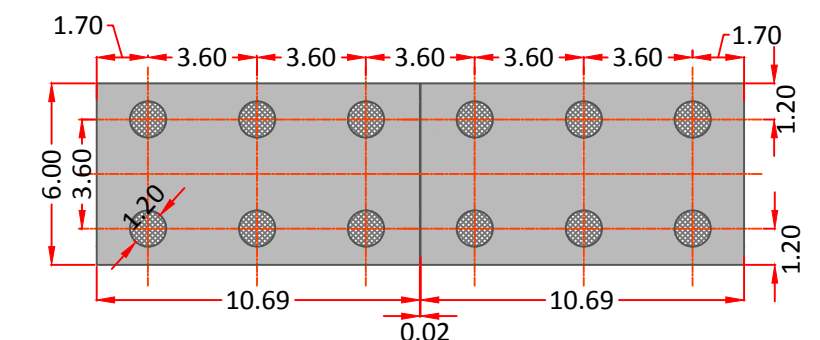


les piles P1 et P2
(Ech: 1/100)

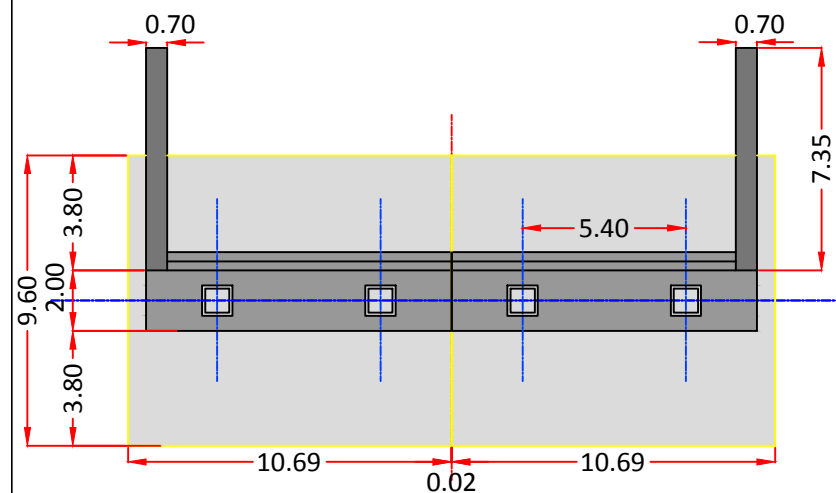
vue en plan de la variante (2) (Ech : 1/600)



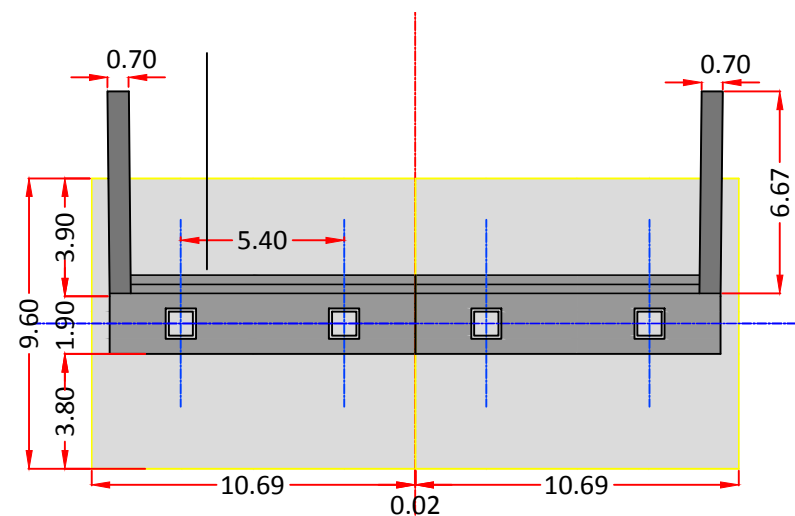
vue en plan des pieux sous culée
(Ech :1/200)



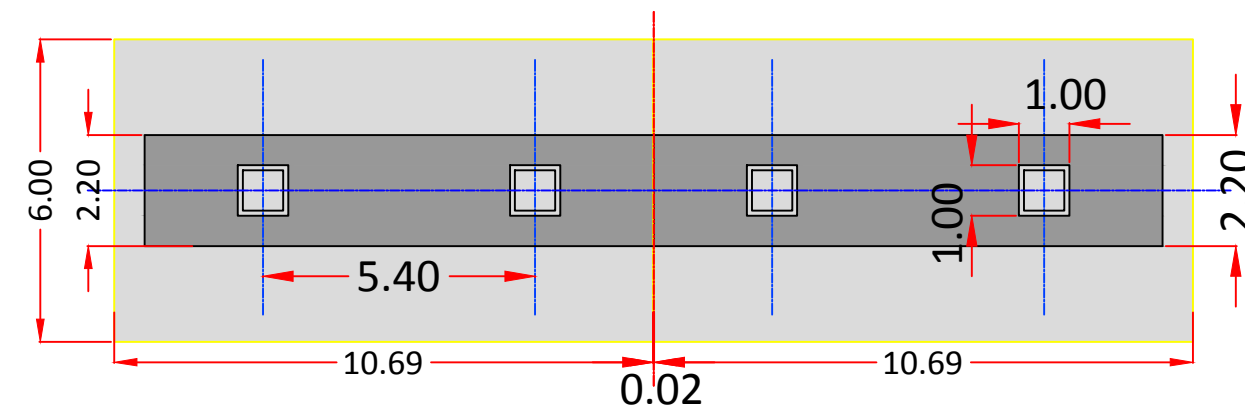
vue en plan des pieux sous piles
(Ech :1/200)



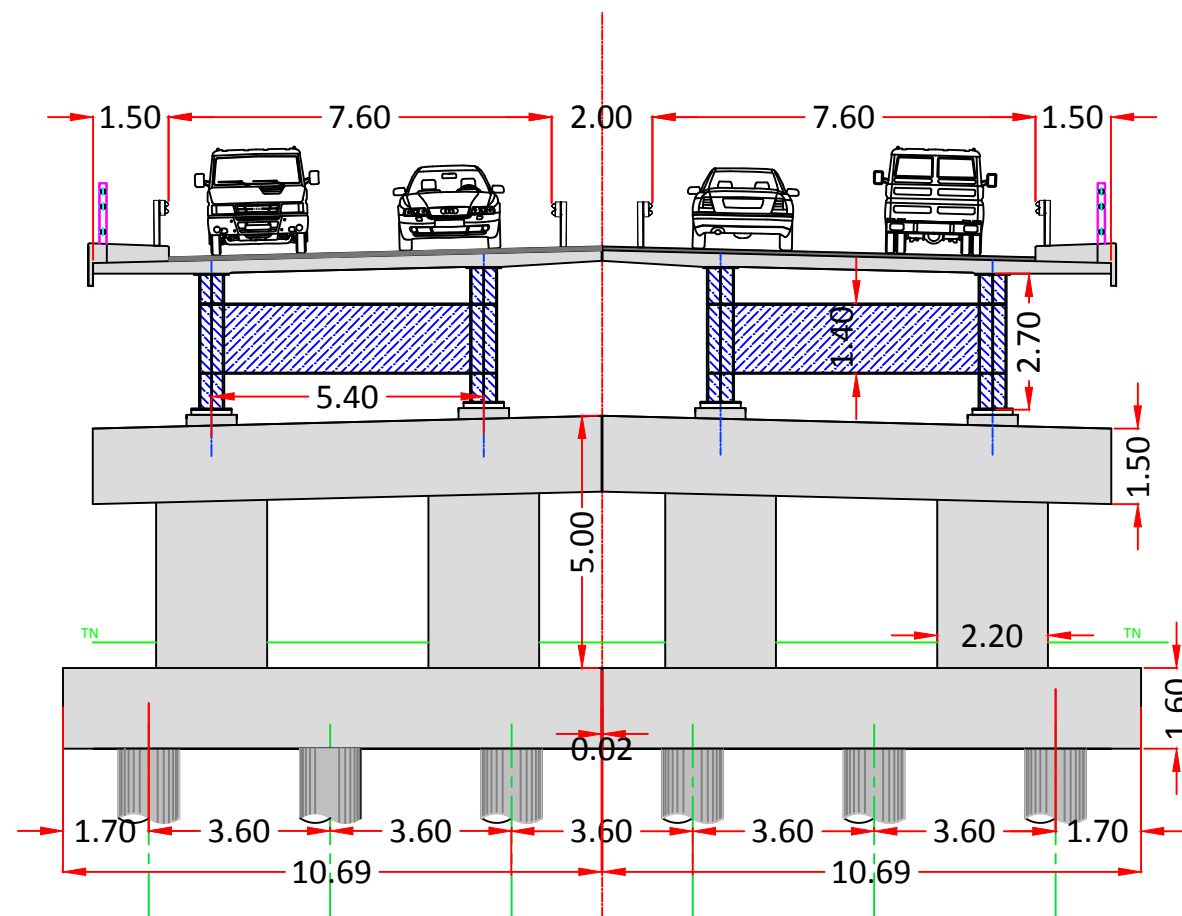
vue en plan de la culée C1
(Ech :1/200)



vue en plan de la culée C2
(Ech :1/200)

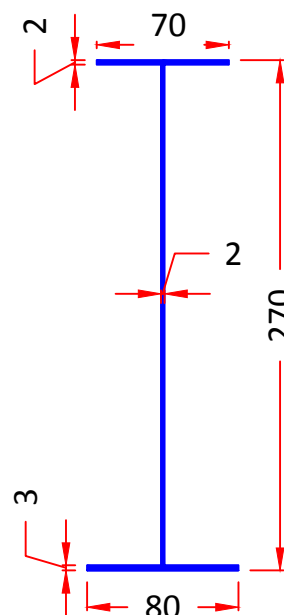


vue en plan des piles P1 et P2
(Ech :1/150)

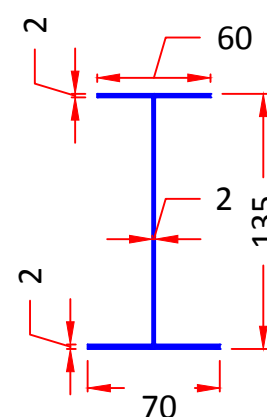


coup transversale sur pile (Ech: 1/150)

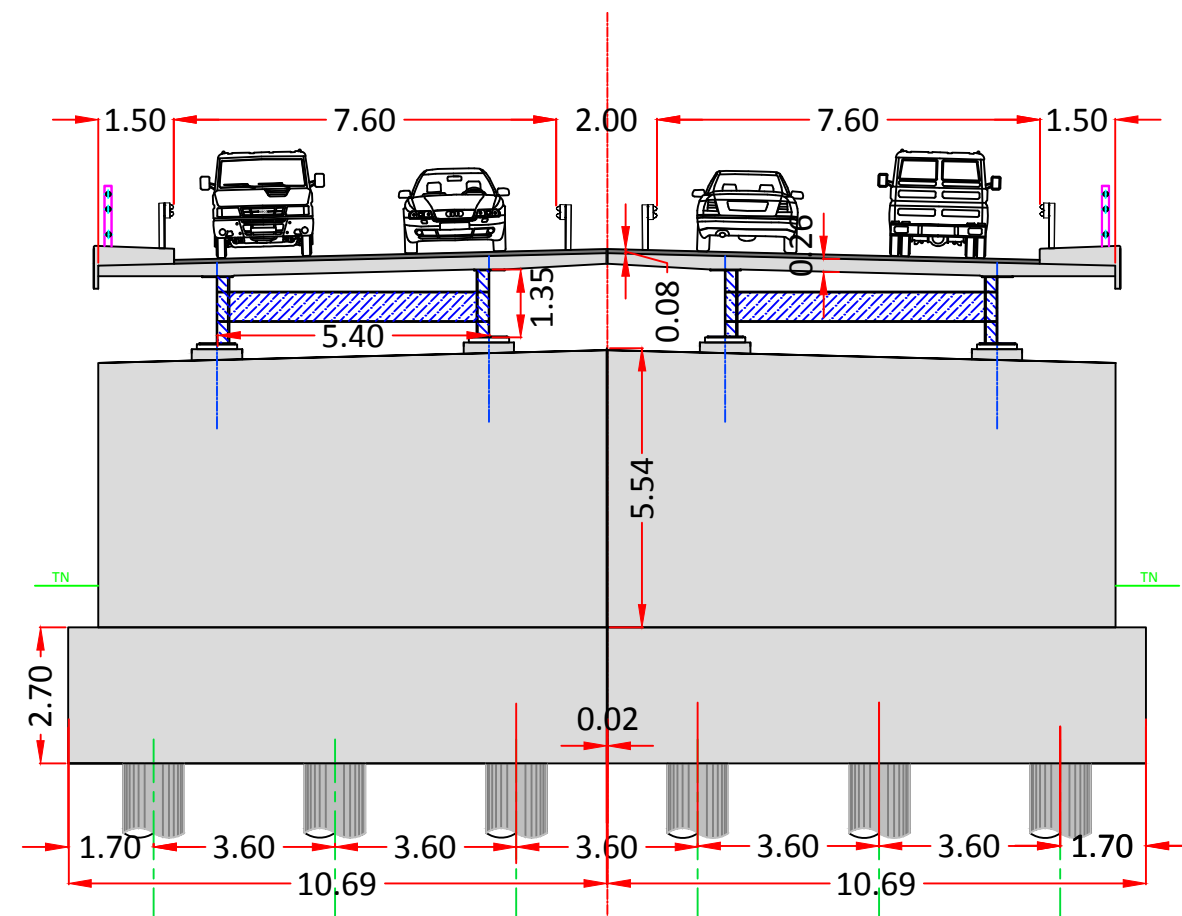
poutre principale sur pile



poutre principale en travée

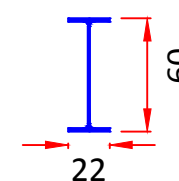


section transversale des poutres
(Ech: 1/40)
dimensions en centimètre (cm)

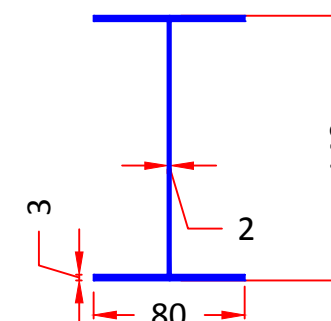


coup transversale sur culée (Ech: 1/150)

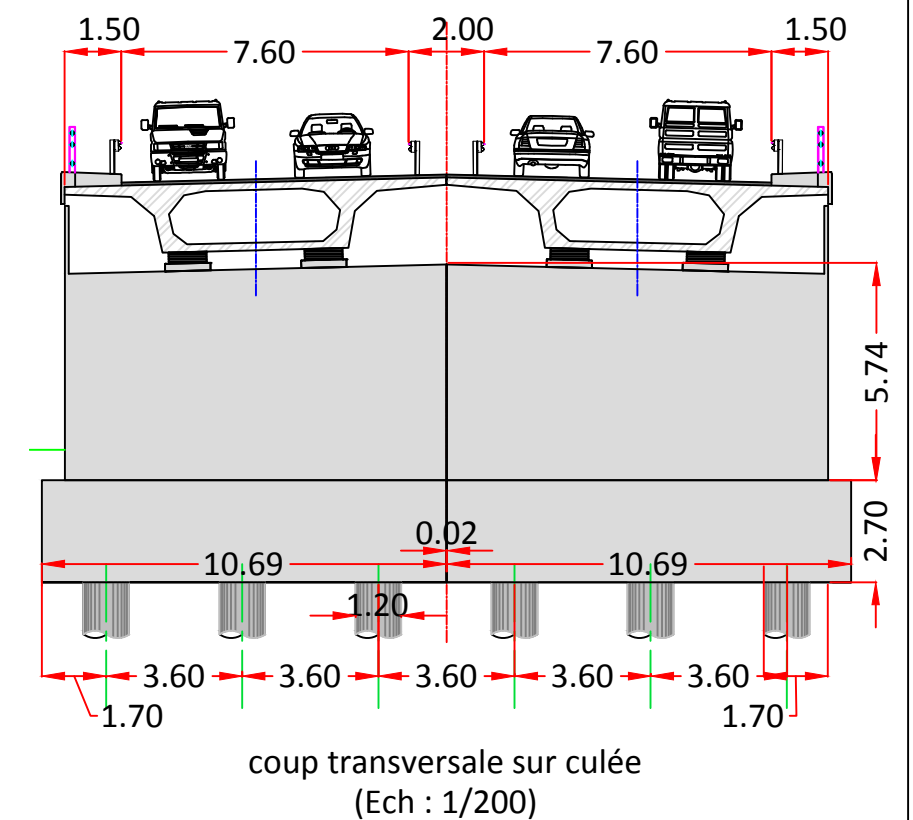
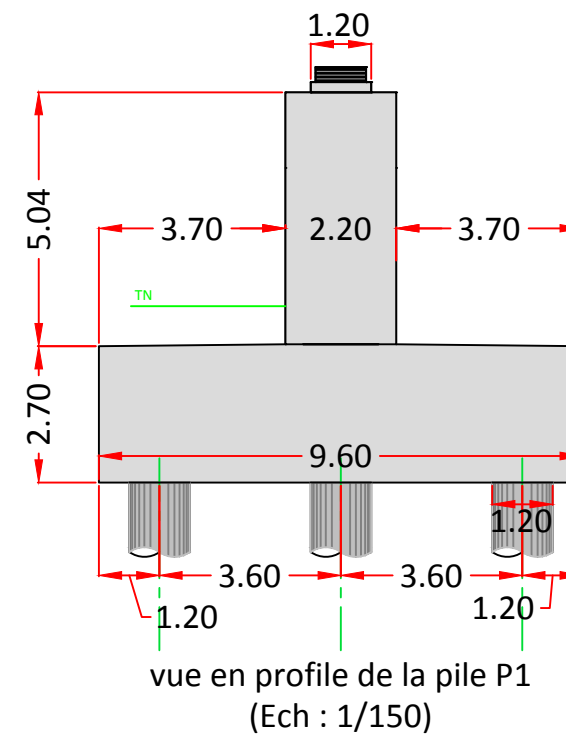
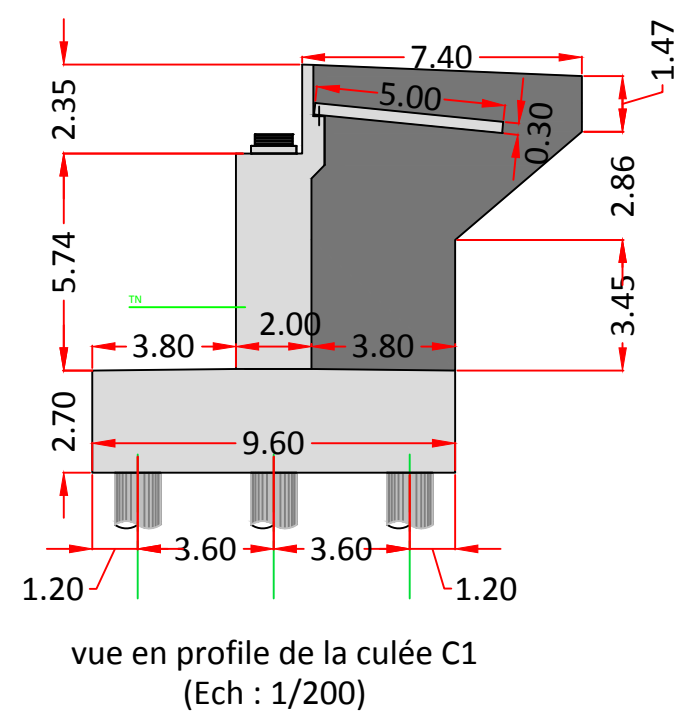
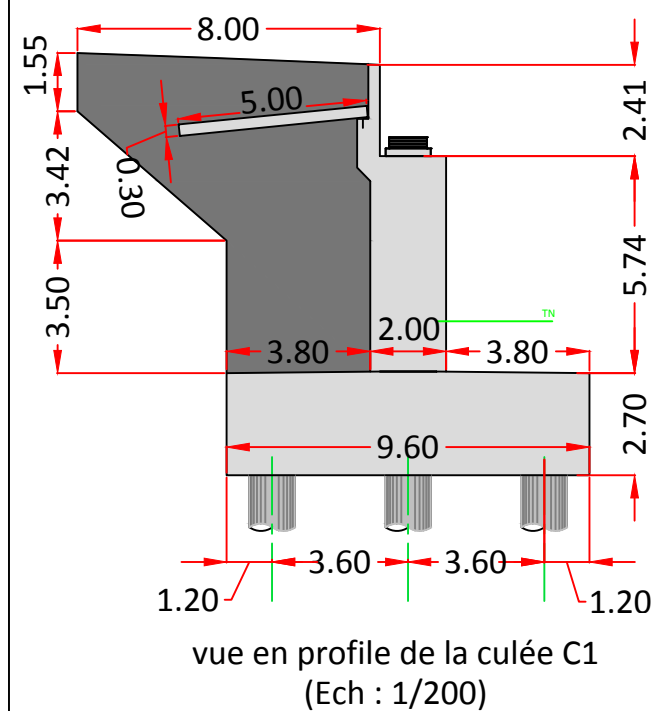
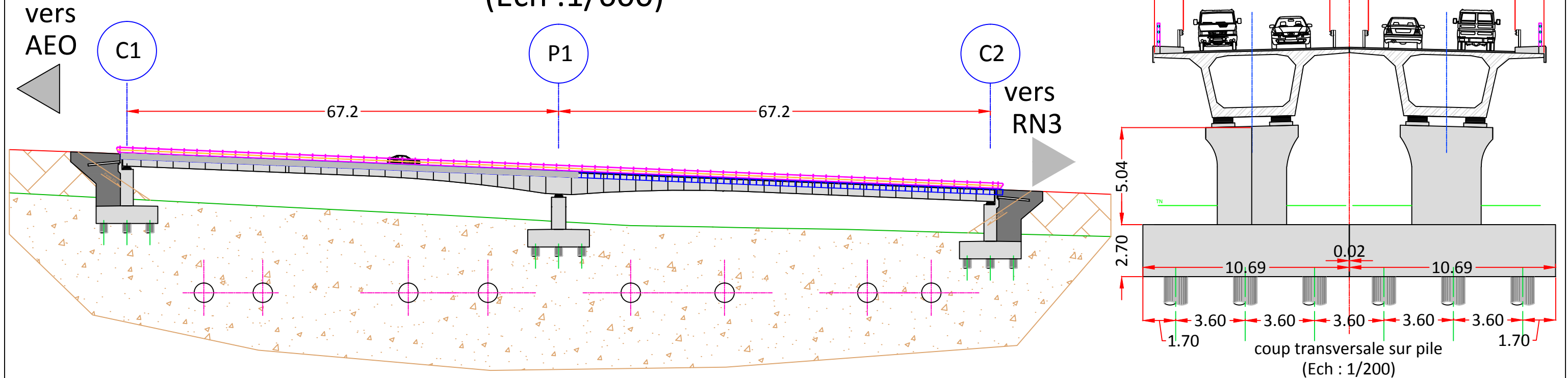
entretoise en travée



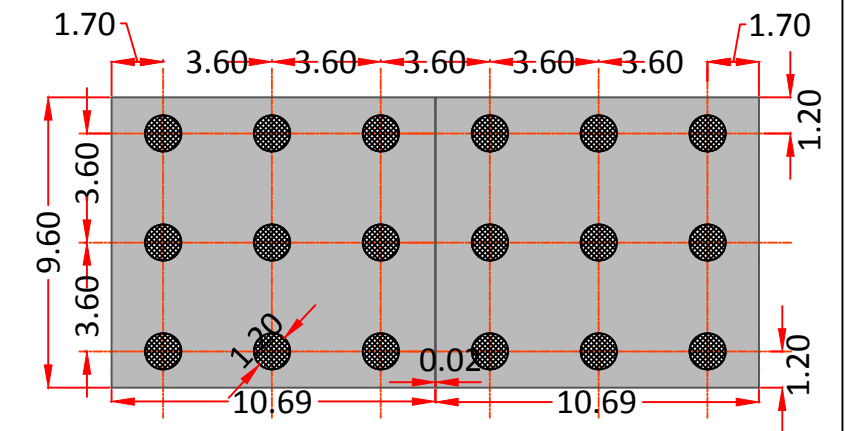
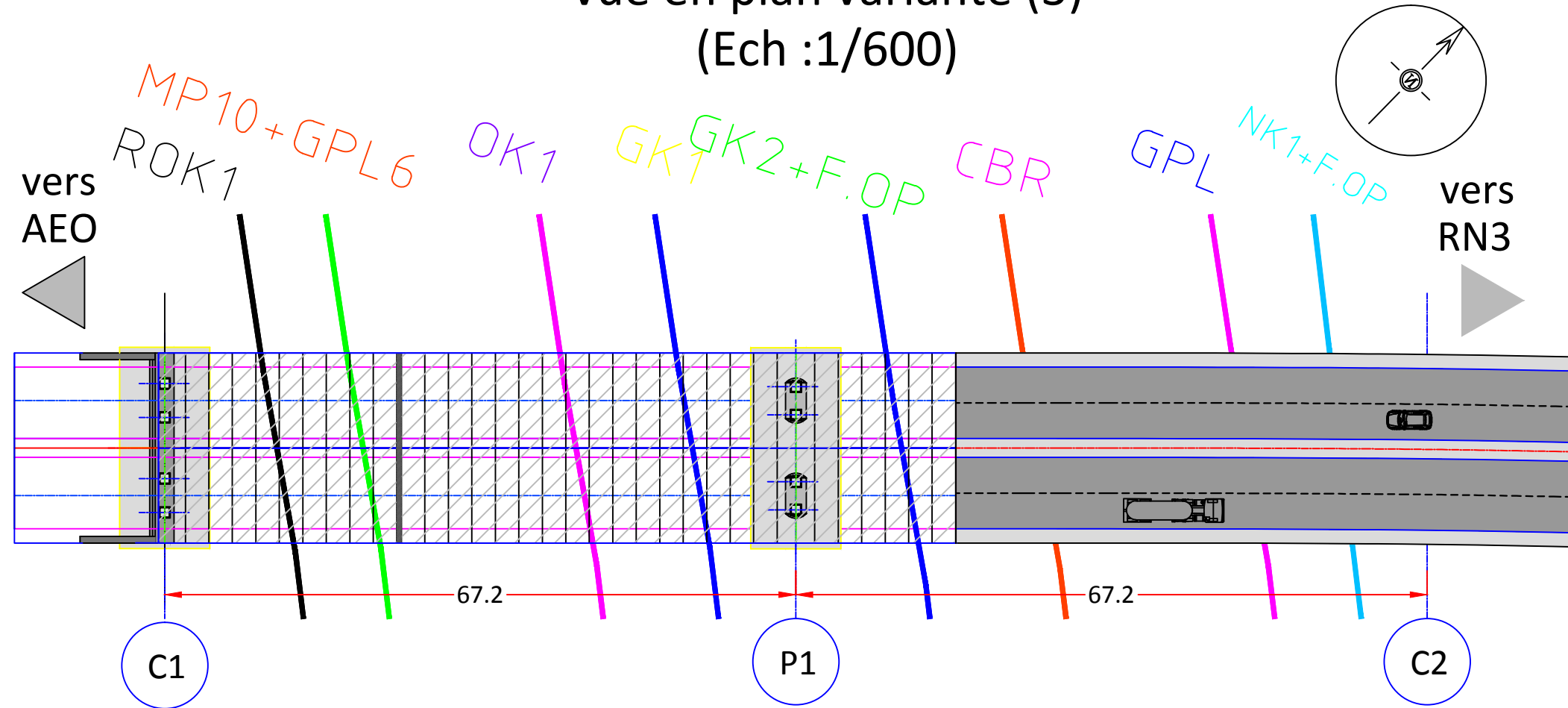
entretoise en pile



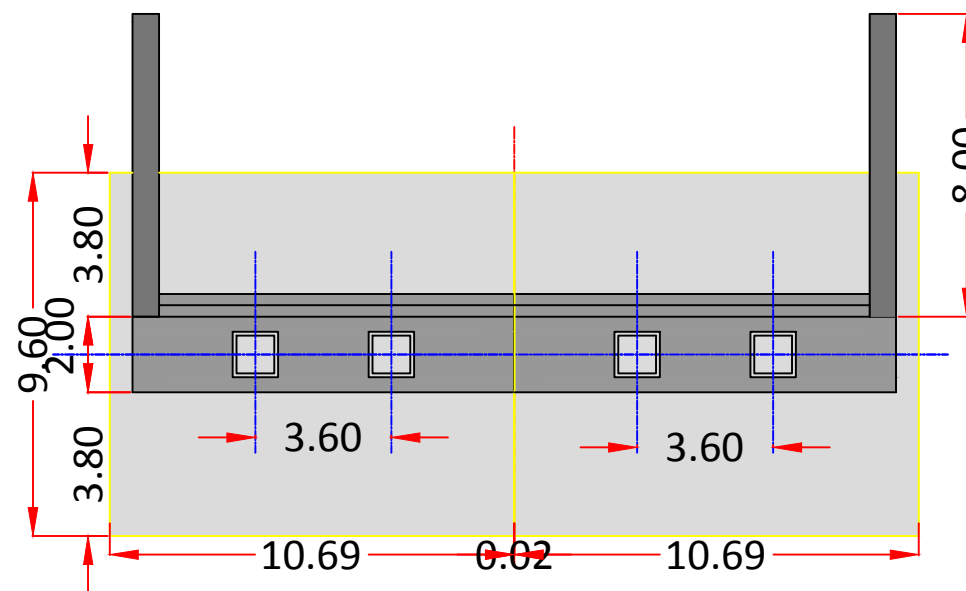
vuen en profile de la variante (3) (Ech :1/600)



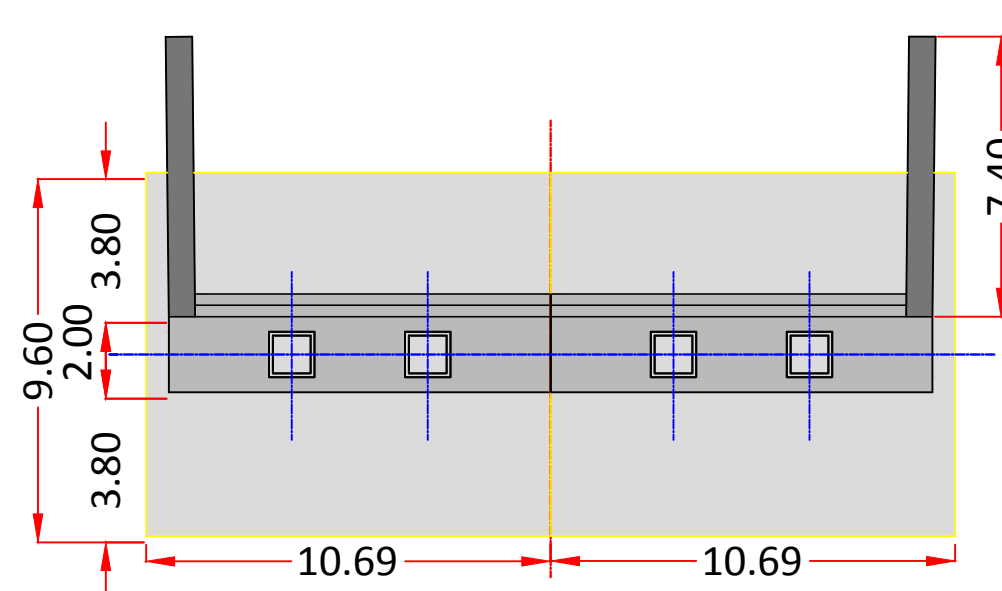
vue en plan variante (3) (Ech :1/600)



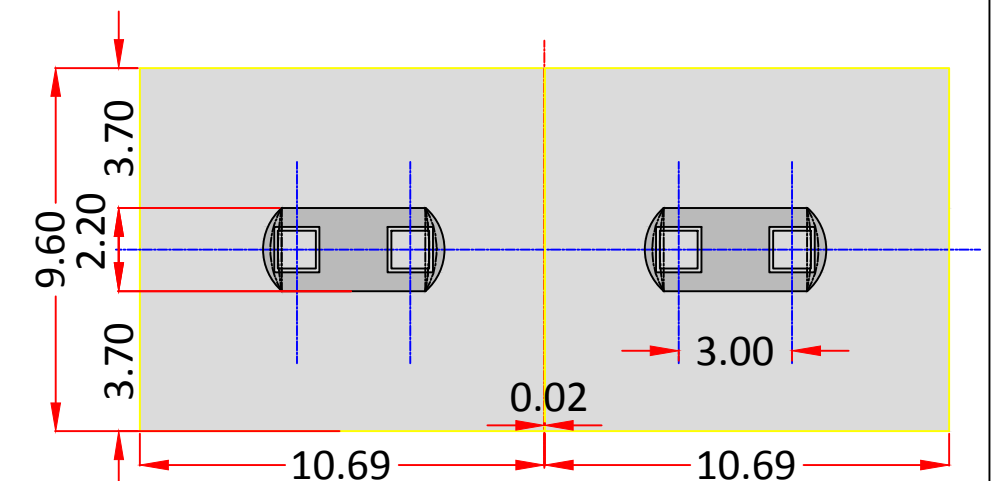
vue en plan des fondation sous (C1, C2, P2)
(Ech : 1/250)



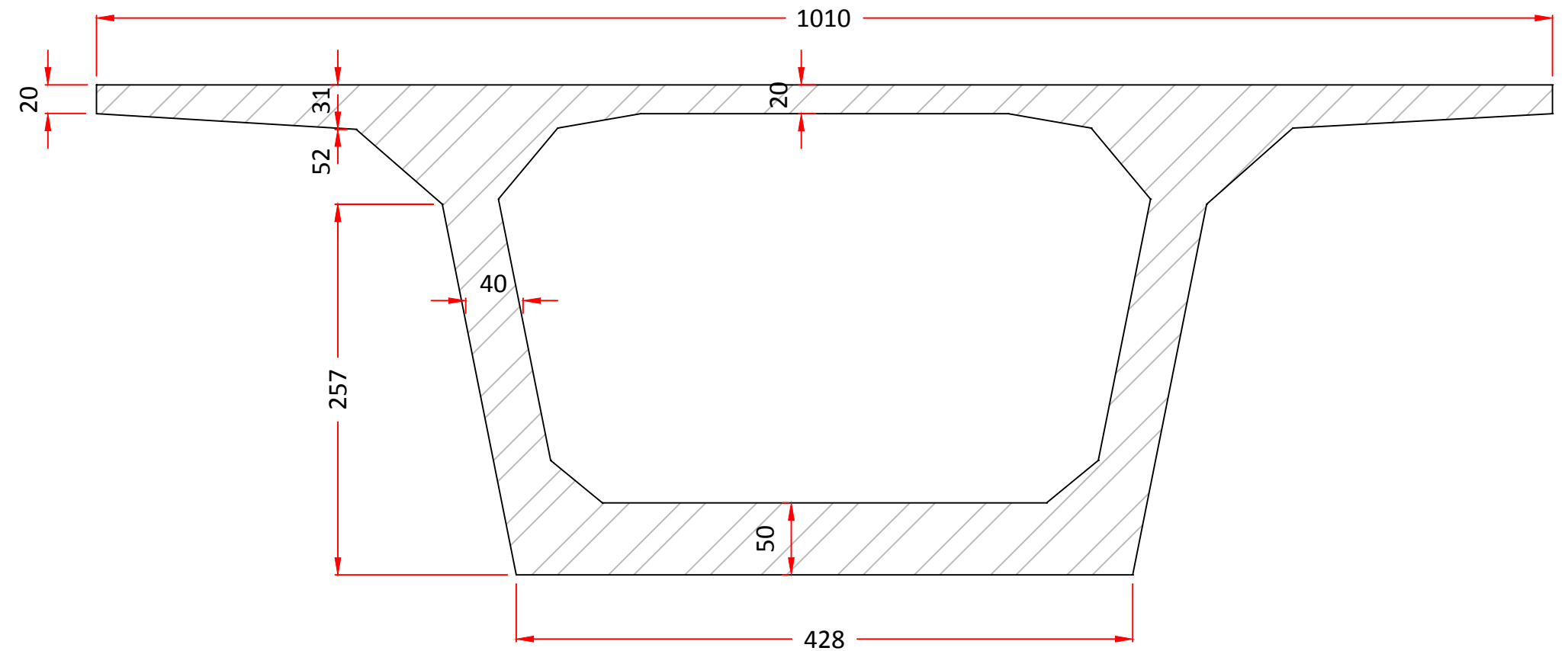
vue en plan culée C1
(Ech : 1/250)



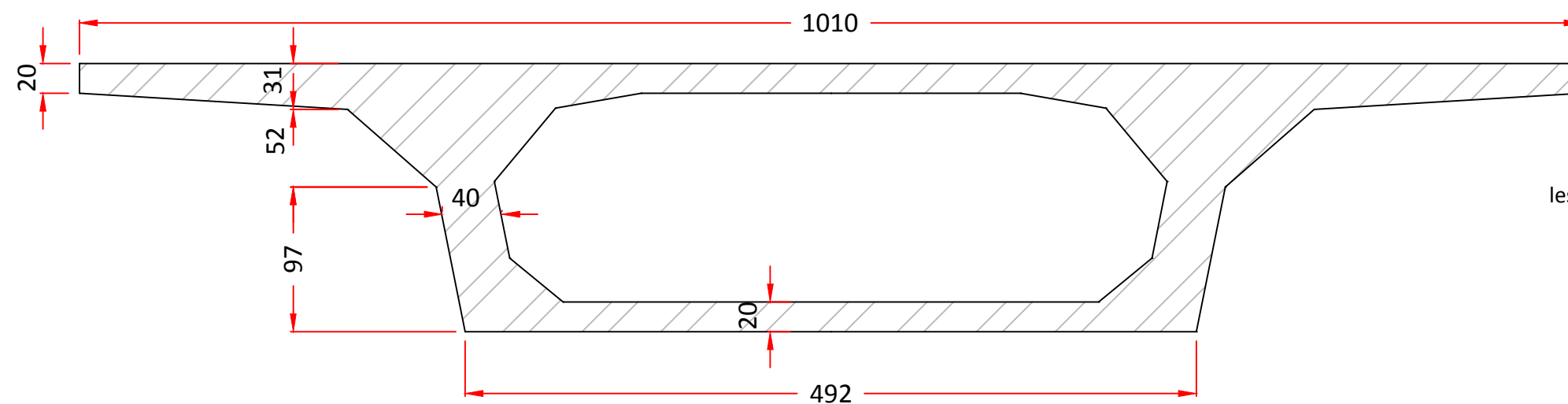
vue en plan culée C2
(Ech : 1/250)



vue en plan pile P1
(Ech : 1/250)



section transversale sur pile
(Ech : 1/40)



section transversale en travée
(Ech : 1/40)

remarque
les dimension des section transversale
sont en centimètre (cm)

ANNEXE. C

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

C.1 Poids tablier

Tableau C-1 poids tablier type 35m

poutre 35m	s(m ²)	long(m)	v(m ³)	W(KN)
poutre d'about	0.938	3.400	3.190	79.747
poutre intermédiaire	0.632	9.000	5.689	142.223
poutre médiane	0.612	17.600	10.771	269.280
variation 1	/	1.500	2.355	58.886
variation 2	/	1.500	1.866	46.654
poids poutre totale	/	/	/	3580.737
entretoise	0.560	5.700	3.192	159.600
dalle	2.523	36.000	90.839	2270.970
trottoir	0.416	36.000	14.969	748.440
corniche	0.189	36.000	6.800	340.020
revêtement	0.687	36.000	24.746	593.914
glissières et garde-corps	/	36.000	/	27.000
poids travée totale				7720.681

Tableau C-2 poids tablier type 33m

poutre 33m	s(m ²)	long(m)	v(m ³)	W(KN)
poutre d'about	0.9382	3.4	3.18988	79.747
poutre intermédiaire	0.6321	9	5.6889	142.2225
poutre médiane	0.612	15.6	9.5472	238.68
var1	/	1.5	2.35545	58.88625
var2	/	1.5	1.86615	46.65375
poids poutre totale	/	/	/	3397.137
entretoise	0.56	5.7	3.192	159.6
dalle	2.5233	34	85.7922	2144.805
trottoir	0.4158	34	14.1372	706.86
corniche	0.1889	34	6.4226	321.13
revêtement	0.6874	34	23.3716	560.9184
glissières et garde-corps	/	34	/	25.5
poids travée totale				7315.95

C.2 Caractéristique matériaux

Tableau C-3 caractéristique du béton

unité	valeur	
MPa	fc7	23
MPa	fc28	35
MPa	ft7	2.0
MPa	ft28	2.7
MPa	Ei7	31363
MPa	Ei28	35982
MPa	Ed	11994

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

Tableau C-4 caractéristique armature passive

unité	valeur	
MPa	fe	500
MPa	σ peu nuisible	333
MPa	σ préjudiciable	229
MPa	σ très préjudiciable	187
Gpa	Es	200
KN/m ³	γ acier	75

Tableau C-5 caractéristique armature active

unité	élément	12T15	7T15
mm	Diamètre d'un toron	15.7	15.7
mm ²	Surface d'un toron	150	150
mm ²	Surface d'un câble	1800	1050
MPa	limite de rupture	1770	1770
MPa	Limite d'élasticité	1573	1573
MPa	Module d'élasticité	190000	190000
mm	$\square$ g	82	76
cm ²	surface de la gaine	52.81	45.36
s.u	relaxation	TBR	TBR
m-1	ϕ	0.002	0.002
rad-1	f	0.18	0.18
mm	g	6	6
%	ρ_{1000}	2.5	2.5
s.u	μ_0	0.43	0.43
KN/m ³	$\square$ acier	75	75

C.3 Caractéristique travée

Tableau C-6 caractéristique travée 35m

entraxe d'Appuis	Lp(m)	35
Longueur de Poutre	Lg(m)	36
Hauteur de Poutre	Hp(m)	1.7
Espacement de Poutre	Ed(m)	1.74
Epaisseur de dalle	Eh(m)	0.25
Epaisseur d'Asphalte	Ee(m)	0.08
nombre de poutre	n	6

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

Tableau C-7 caractéristique travée 33m

entraxe d'Appuis	Lp(m)	33
Longueur de Poutre	Lg(m)	34
Hauteur de Poutre	Hp(m)	1.7
Espacement de Poutre	Ed(m)	1.74
Epaisseur de dalle	Eh(m)	0.25
Epaisseur d'Asphalte	Ee(m)	0.08
nombre de poutre	n	6

C.4 Effort et combinaison d'action

Tableau C-8 effort et combinaison d'action (poutre type 35m)

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
KNm	charge et surcharge M(KN.m)	pp:Mg1	-3	1051	1786	2225	2372
KNm		Dalle : Mg2	-2	854	1479	1852	1979
KNm		Ccp : Mg3	-16	861	1588	1993	2124
KNm		SCT:Mtr	-1	52	98	124	132
KNm		BC ou AL: MQr	6	855	1396	1729	1839
KNm		MC120: MQrp	7	890	1467	1802	1920
KNm		D240: MQrp	11	1371	2260	2745	2906
KN	charge et surcharge V(KN)	pp:Vg1	286	203	134	67	0
KN		dalle: Vg2	213	174	110	54	4
KN		Ccp : Vg3	225	209	120	62	9
KN		SCT:Vtr	15	13	8	4	0
KN		BC ou AL: VQr	231	177	152	129	101
KN		MC120: VQrp	271	222	192	161	140
KN		D240: VQrp	381	317	255	214	169
KNm	(M) ELS rares	MG=Mg1+Mg2+Mg3	-22	2766	4854	6070	6474
KNm		MG+Mtr+1.2Mqr	-16	3845	6627	8268	8813
KNm		MG +MQrp(Mc120)	-15	3656	6320	7873	8395
KNm		MG+Mqrp(D240)	-11	4137	7113	8816	9381
KN	(V) ELS rares	VG=Vg1+Vg2+Vg3	724	585	364	183	13
KN		VG+1.2VQr+Vtr	1016	811	554	341	135
KN		VG+VQrp(Mc120)	995	807	556	344	153
KN		VG+Vqrp(D240)	1105	902	618	397	182
KNm	(M) ELU	1.35G	-29	3735	6552	8195	8740
KNm		1.35G+1.6*(Qr+Qtr)	-22	5191	8951	11168	11903
KNm		1.35G+1.35Qrp(MC120)	-20	4936	8532	10628	11333
KNm		1.35G+1.35Qrp(D240)	-14	5585	9603	11901	12664
KN	(V) ELU	1.35G	978	790	491	247	18
KN		1.35G+1.6*(Qr+Qtr)	1372	1096	748	460	180
KN		1.35G+1.35Qrp(MC120)	1344	1089	751	464	207
KN		1.35G+1.35Qrp(D240)	1492	1218	835	535	245

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

Tableau C-9 effort et combinaison d'action (poutre type 33m)

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.125	8.25	12.375	16.5
KNm	charge et surcharge M(KN.m)	pp:Mg1	-2.93	936.36	1590.97	1980	2111.68
KNm		dale+cofrage: Mg2	0.74	720.79	1242.37	1557.95	1663.15
KNm		Ccp : Mg3	-11.73	756.62	1429.43	1806.26	1926.26
KNm		SCT:Mtr	-10.61	45.74	88.98	112.76	120.2
KNm		BC ou AL: MQr	-7.77	748.65	1294.15	1606.42	1709.59
KNm		MC120: MQrp	6.16	783.25	1289.87	1584.01	1686.51
KNm		D240: MQrp	-10.44	1261.81	2109.22	2570.95	2721.83
KN	charge et surcharge V(KN)	pp:Vg1	270.95	192.25	126.25	63.39	0
KN		dale+cofrage: Vg2	192.85	150.8	101.48	52.87	-0.635
KN		Ccp : Vg3	223.45	201.77	123.13	63.24	-0.889
KN		SCT:Vtr	13.94	13.06	7.79	3.98	-0.57
KN		BC ou AL: VQr	229.07	184.42	149.8	120.32	-83.34
KN		MC120: VQrp	256.88	206.25	176.22	150.03	-123.25
KN		D240: VQrp	381	318.87	252.93	209.86	-137.02
KNm	(M) ELS rares	MG=Mg1+Mg2+Mg3	-14	2414	4263	5344	5701
KNm		MG+Mtr+1.2Mqr	-34	3358	5905	7385	7873
KNm		MG +MQrp(Mc120)	-8	3197	5553	6928	7388
KNm		MG+Mqrp(D240)	-24	3676	6372	7915	8423
KN	(V) ELS rares	VG=Vg1+Vg2+Vg3	687	545	351	180	-2
KN		VG+1.2VQr+Vtr	976	779	538	328	-102
KN		VG+VQrp(Mc120)	944	751	527	330	-125
KN		VG+Vqrp(D240)	1068	864	604	389	-139
KNm	(M) ELU	1.35G	-19	3259	5755	7215	7696
KNm		1.35G+1.6*(Qr+Qtr)	-48	4534	7975	9974	10633
KNm		1.35G+1.35Qrp(MC120)	-10	4316	7496	9353	9973
KNm		1.35G+1.35Qrp(D240)	-33	4962	8602	10685	11371
KN	(V) ELU	1.35G	928	736	474	242	-2
KN		1.35G+1.6*(Qr+Qtr)	1318	1052	727	442	-137
KN		1.35G+1.35Qrp(MC120)	1275	1014	712	445	-168
KN		1.35G+1.35Qrp(D240)	1442	1166	815	526	-187

C.5 Nombre de câble

C.5.1 Poutre type 35 m:

$$P_{\text{sous}} = \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$$P_{\text{sous}} = 1835.829525 \text{ KN}$$

$$P_{\text{sur}} = \frac{M_{\text{max}}}{\rho Y + Y' - d'}$$

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

Psur=	6217.908667 KN	
P =	max (Psous ;Psur)	
p=	6217.908667 KN	section sur critique
P0 de 1 T15		
P0=	min(0.8Fprg.Ap;0.9Fpeg.Ap)	
P0=	212.355 KN	
Le nombre totale des torons N :		
Perte estimé à	25 %	
N=	39.04096861	
N=	40	
	3 câbles de 12 T15	
	1 câbles de 7 T15	
totale torons		43

C.5.2 Poutre Type 33m

	$Psous = \frac{\Delta M}{ph}$	
Psous=	1719.257591 KN	
	$Psur = \frac{Mmax}{pY + Y' - d'}$	
Psur=	5583.047261 KN	
P =	max (Psous ;Psur)	
p=	5583.047261 KN	section sur critique
P0 de 1 T15		
P0=	min(0.8Fprg.Ap;0.9Fpeg.Ap)	
P0=	212.355 KN	
Le nombre totale des torons N :		
Perte estimé à	25 %	
N=	35.05480452	
N=	36	

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

2 câbles de 12 T15
 2 câbles de 7 T15
 totale torons 38

C.6 Câble de premier famille

C.6.1 Type 35m

Tableau C-10 calcule P01 (poutre type 35m)

	Mg1(MN)	e(m)	Y(m)	I(m ⁴)	B(m ²)	s (Mpa)	P01(MN)
fibre inf	2.372	-0.772	-0.942	0.214	0.612	21.000	6.251
fibre sub	2.372	-0.772	0.758	0.214	0.612	-4.050	11.334

P01 =min (Psup ;Pinf)
 P01 6.250549045 MN
 N01 29.43443312
 N01 29

2 câbles de 12 T15
 0 câbles de 7 T15
 totale torons 24

C.6.2 Type 33 m

Tableau C-11 calcule P01 (poutre type 33m)

	Mg1(MN)	e(m)	Y(m)	I(m ⁴)	B(m ²)	s (Mpa)	P01(MN)
fibre inf	2.112	-0.772	-0.942	0.214	0.612	21.000	6.023
fibre sub	2.112	-0.772	0.758	0.214	0.612	-4.050	10.496

P01 =min (Psup ;Pinf)
 P01 6.023 MN
 N01 28.363
 N01 28

2 câbles de 12 T15
 0 câbles de 7 T15
 totale torons 24

C.7 Tracé des câbles

Tableau C-12 tracée des câble (poutre type 35m)

position	X	Yc				Xc			
		c1	c2	c3	c4	c1	c2	c3	c4
0.5 Lp	0	0.150	0.150	0.254	0.327	0.130	-0.130	0.000	0.000
P1	1	0.150	0.150	0.254	0.327	0.130	-0.130	0.000	0.000
P2	2	0.150	0.150	0.254	0.327	0.130	-0.130	0.000	0.000
P3	3	0.150	0.150	0.254	0.327	0.130	-0.130	0.000	0.000

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

P4	4	0.150	0.150	0.254	0.327	0.130	-0.130	0.000	0.000
0.375 Lp	4.375	0.150	0.150	0.254	0.327	0.130	-0.130	0.000	0.000
P5	5	0.150	0.150	0.254	0.327	0.130	-0.130	0.000	0.000
P6	5.5	0.150	0.150	0.254	0.327	0.130	-0.130	0.000	0.000
P7	6	0.150	0.150	0.254	0.334	0.130	-0.130	0.000	0.000
P8	7	0.150	0.150	0.254	0.393	0.130	-0.130	0.000	0.000
P9	7.5	0.150	0.150	0.254	0.445	0.130	-0.130	0.000	0.000
P10	8	0.150	0.150	0.262	0.511	0.130	-0.130	0.000	0.000
0.25 Lp	8.75	0.150	0.150	0.302	0.637	0.130	-0.130	0.000	0.000
P10	9	0.150	0.150	0.323	0.687	0.130	-0.130	0.000	0.000
P11	10	0.150	0.150	0.446	0.922	0.130	-0.130	0.000	0.000
P12	11	0.150	0.150	0.630	1.216	0.130	-0.130	0.000	0.000
P13	12	0.150	0.150	0.876	1.568	0.130	-0.130	0.000	0.000
P14	12.85	0.150	0.150	1.133	1.893	0.130	-0.130	0.000	0.000
P15	13	0.151	0.150	1.183	1.950	0.130	-0.130	0.000	0.000
0.125 Lp	13.125	0.154	0.151	1.225	/	0.130	-0.130	0.000	0.000
P16	14	0.219	0.166	1.551	/	0.121	-0.121	0.000	0.000
P17	15	0.391	0.206	1.950	/	0.072	-0.072	0.000	0.000
P18	16	0.668	0.271	/	/	0.015	-0.015	0.000	0.000
P19	16.85	0.985	0.345	/	/	0.000	0.000	0.000	0.000
P20	17	1.047	0.359	/	/	0.000	0.000	0.000	0.000
0 Lp	17.5	1.256	0.408	/	/	0.000	0.000	0.000	0.000
P21	17.85	1.402	0.442	/	/	0.000	0.000	0.000	0.000
P22	18	/	/	/	/	0.000	0.000	0.000	0.000

Tableau C-13 tracée des câble (poutre type 33m)

position	X	Yc				Xc			
		c1	c2	c3	c4	c1	c2	c3	c4
0.5 Lp	0	0.150	0.150	0.254	0.327	0.130	-0.130	0.000	0.000
P1	1	0.150	0.150	0.254	0.327	0.130	-0.130	0.000	0.000
P2	2	0.150	0.150	0.254	0.327	0.130	-0.130	0.000	0.000
P3	3	0.150	0.150	0.254	0.327	0.130	-0.130	0.000	0.000
P4	4	0.150	0.150	0.254	0.327	0.130	-0.130	0.000	0.000
0.375 Lp	4.125	0.150	0.150	0.254	0.327	0.130	-0.130	0.000	0.000
P5	5	0.150	0.150	0.254	0.334	0.130	-0.130	0.000	0.000
P6	5.5	0.150	0.150	0.254	0.356	0.130	-0.130	0.000	0.000
P7	6	0.150	0.150	0.254	0.393	0.130	-0.130	0.000	0.000
P8	7	0.150	0.150	0.262	0.511	0.130	-0.130	0.000	0.000
P9	7.5	0.150	0.150	0.285	0.591	0.130	-0.130	0.000	0.000
P10	8	0.150	0.150	0.323	0.687	0.130	-0.130	0.000	0.000
0.25 Lp	8.25	0.150	0.150	0.348	0.740	0.130	-0.130	0.000	0.000
P10	9	0.150	0.150	0.446	0.922	0.130	-0.130	0.000	0.000
P11	10	0.150	0.150	0.630	1.216	0.130	-0.130	0.000	0.000

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

P12	11	0.150	0.150	0.876	1.568	0.130	-0.130	0.000	0.000
P13	12	0.151	0.150	1.183	1.950	0.130	-0.130	0.000	0.000
0.125 Lp	12.375	0.164	0.153	1.314	/	0.130	-0.130	0.000	0.000
P14	13	0.219	0.166	1.551	/	0.121	-0.121	0.000	0.000
P15	13.125	0.235	0.170	1.601	/	0.117	-0.117	0.000	0.000
P16	14	0.391	0.206	1.950	/	0.072	-0.072	0.000	0.000
P17	15	0.668	0.271	/	/	0.015	-0.015	0.000	0.000
P18	16	1.047	0.359	/	/	0.000	0.000	0.000	0.000
0 Lp	16.5	1.256	0.408	/	/	0.000	0.000	0.000	0.000
P20	16.85	1.402	0.442	/	/	0.000	0.000	0.000	0.000

C.8 Caractéristique poutre

Tableau C-14 A.8 Caractéristique poutre nette (poutre type 35m)

unité	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
	X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
m ²	B	0.938	0.632	0.612	0.612	0.612
u	nombre de gaine	2	3	4	4	4
m ²	Ag	0.011	0.016	0.020	0.020	0.020
m ²	{B - Ag}= Bo	0.928	0.616	0.592	0.592	0.592
m ²	Y(CDG)	0.923	0.941	0.942	0.942	0.942
m ²	Ymoy des câbles	0.832	0.510	0.272	0.208	0.208
m ³	{B x Y}	0.866	0.595	0.576	0.576	0.576
m ³	{Ag x Ymoy}	0.009	0.008	0.006	0.004	0.004
m ³	{B x Y}- {Ag x Ymoy}	0.857	0.587	0.571	0.572	0.572
m	Y0	0.924	0.952	0.965	0.967	0.967
m	{H - Yo}=Y0'	0.776	0.748	0.735	0.733	0.733
m ⁴	lp	0.253	0.216	0.214	0.214	0.214
m ⁴	{lp + Bd ² + Agd' ² }=lo	0.253	0.213	0.205	0.203	0.203
m ³	{lo / Yo}	0.273	0.224	0.212	0.210	0.210
m ³	{lo / Y'o}	0.325	0.285	0.279	0.277	0.277
m	e-moy câble	0.025	0.076	0.299	0.364	0.364

Tableau C-15 Caractéristique poutre nette (poutre type 33m)

unité	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
	X(m)	0	4.125	8.25	12.375	16.5
m ²	B	0.938	0.632	0.618	0.612	0.612
u	nombre de gaine	2	3	4	4	4
m ²	Ag	0.011	0.015	0.020	0.020	0.020
m ²	{B - Ag}= Bo	0.928	0.617	0.598	0.592	0.592
m ²	Y(CDG)	0.923	0.941	0.942	0.942	0.942
m ²	Ymoy des câbles	0.832	0.420	0.295	0.202	0.202
m ³	{B x Y}	0.866	0.595	0.582	0.576	0.576

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

m^3	$\{Ag \times Y_{moy}\}$	0.009	0.006	0.006	0.004	0.004
m^3	$\{B \times Y\} - \{Ag \times Y_{moy}\}$	0.857	0.588	0.576	0.572	0.572
m	Y_0	0.924	0.953	0.963	0.966	0.966
m	Y_0'	0.776	0.747	0.737	0.734	0.734
m^4	l_p	0.253	0.216	0.215	0.214	0.214
m^4	l_o	0.253	0.212	0.206	0.203	0.203
m^3	$\{l_o / Y_o\}$	0.273	0.222	0.214	0.210	0.210
m^3	$\{l_o / Y_o'\}$	0.325	0.284	0.280	0.277	0.277
m	e-moy câble	0.025	0.169	0.281	0.371	0.371

Tableau C-16 Caractéristique poutre transformé (poutre type 35m)

unité	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
	X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
m^2	B_0	0.928	0.616	0.592	0.592	0.592
Mpa	E_p	190000	190000	190000	190000	190000
Mpa	F_{c28}	35.000	35.000	35.000	35.000	35.000
Mpa	E_c	11994	11994	11994	11994	11994
m^2	section des câbles Apr	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036
s.u	$n = E_p / E_c$	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000
m^2	$A_{pr} \times n : A_{tr}$	0.054	0.054	0.054	0.054	0.054
m^2	$B_0 + A_{tr} = B_{tr}$	0.982	0.670	0.646	0.646	0.646
m	Y_0	0.924	0.952	0.965	0.967	0.967
m	Y_{moy}'	0.832	0.510	0.272	0.208	0.208
m^3	$\{B_0 \times Y_o\}$	0.857	0.587	0.571	0.572	0.572
m^3	$\{A_{ts} \times Y_{moy}'\}$	0.045	0.028	0.015	0.011	0.011
m^3	$\{B_0 \times Y_o\} + \{A_{ts} \times Y_{moy}'\}$	0.902	0.614	0.586	0.583	0.583
m	Y_{tr}	0.919	0.916	0.907	0.904	0.904
m	$\{H - Y_{tr}\} : Y_{tr}'$	0.781	0.784	0.793	0.796	0.796
m^4	$\{B_0\} \times \{Y_o - Y_{tr}\}^2$	0.00002	0.00078	0.00199	0.00239	0.00239
m^4	$A_{ts} \times \{Y_{moy}' - Y_{tr}\}^2$	0.000	0.004	0.015	0.019	0.019
m^4	l_{tr}	0.253	0.218	0.221	0.224	0.224
m^3	$\{l_{tr} / Y_{tr}\}$	0.275	0.238	0.244	0.248	0.248
m^3	$\{l_{tr} / Y_{tr}'\}$	0.323	0.278	0.279	0.281	0.281
m	$\{Y_{tr} - Y_{moy}\} : e_{tr}$	-0.051	0.274	0.521	0.588	0.588

Tableau C-17 Caractéristique poutre transformé (poutre type 33m)

unité	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
	X(m)	0	4.125	8.25	12.375	16.5
m^2	B_0	0.928	0.617	0.598	0.592	0.592
Mpa	E_p	190000	190000	190000	190000	190000

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

Mpa	Fc28	35.000	35.000	35.000	35.000	35.000
Mpa	Ec	11994	11994	11994	11994	11994
m ²	section des cables Apr	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
s.u	n=EP/EC	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000
m ²	Apr*n : Atr	0.054	0.054	0.054	0.054	0.054
m ²	Bo+Atr= Btr	0.982	0.671	0.652	0.646	0.646
m	Y0	0.924	0.953	0.963	0.966	0.966
m	Ymoy'	0.832	0.420	0.295	0.202	0.202
m ³	{Bo x Yo}	0.857	0.588	0.576	0.572	0.572
m ³	{ATs x Ymoy'}	0.045	0.023	0.016	0.011	0.011
m ³	{Bo x Yo} +{ATs x Ymoy'}	0.902	0.611	0.592	0.583	0.583
m	{Bo x Yo} + {ATs x Ymoy'} / Btr: Ytr	0.919	0.910	0.907	0.903	0.903
m	{H - Ytr} : Y'tr	0.781	0.790	0.793	0.797	0.797
m ⁴	{Bo} x {Yo - Ytr} ²	0.00002	0.00114	0.00183	0.00242	0.00242
m ⁴	Ats} x {Ymoy' - Ytr} ²	0.000	0.007	0.013	0.019	0.019
m ⁴	ltr	0.253	0.220	0.221	0.225	0.225
m ³	{l tr/ Ytr}	0.275	0.242	0.244	0.249	0.249
m ³	{l tr/ Y'tr}	0.323	0.279	0.279	0.282	0.282
m	{Ytr - Ymoy} : etr	-0.051	0.370	0.497	0.596	0.596

Tableau C-18 Caractéristique poutre +dalle transformé (poutre type 35m)

unité	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
	X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
m ²	B0	0.928	0.616	0.592	0.592	0.592
s.u	n=EP/EC	15	15	15	15	15
m ²	section des cables Apr	0.004	0.005	0.006	0.006	0.006
m ²	Apr*n : Atr	0.054	0.081	0.097	0.097	0.097
m ²	B0 + Atr = Btr	0.982	0.697	0.688	0.688	0.688
m ²	Entraxe des poutres :EP	1.740	1.740	1.740	1.740	1.740
m ²	Epaisseur de la dalle : Ed	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
m ²	Surface de dalle : Bd	0.435	0.435	0.435	0.435	0.435
m ²	Btr+ Bd : Bdtr	1.417	1.132	1.123	1.123	1.123
m ²	Y0	0.924	0.952	0.965	0.967	0.967
m ²	Yd	1.825	1.825	1.825	1.825	1.825
m ²	Ymoy	0.832	0.510	0.272	0.208	0.208
m ³	{Bo x Yo}	0.857	0.587	0.571	0.572	0.572
m ³	{ATs x Ymoy'}	0.045	0.041	0.026	0.020	0.020
m ³	(Bd x Yd)	0.794	0.794	0.794	0.794	0.794

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

m ³	{ATs x Ymoy'} + (Bd x Yd) + {Bo x Yo}	1.696	1.422	1.391	1.386	1.386
m	Ydtr	1.197	1.256	1.238	1.234	1.234
m	{Hd - Ydtr} : Y'dtr	0.753	0.694	0.712	0.716	0.716
m ⁴	l0	0.253	0.213	0.205	0.203	0.203
m ⁴	ld	0.0091	0.0091	0.0091	0.0091	0.0091
m ⁴	ldtr	0.510	0.465	0.498	0.508	0.508
m ³	{ldtr / Y'dtr}	0.426	0.370	0.402	0.412	0.412
m ³	{ldtr / Ydtr}	0.677	0.670	0.700	0.709	0.709
m	{Ydtr - Ymoy} : edtr	0.365	0.746	0.967	1.026	1.026

Tableau C-19 Caractéristique poutre +dalle transformé (poutre type 33m)

unité	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
	X(m)	0	4.125	8.25	12.375	16.5
m ²	B0	0.928	0.617	0.598	0.592	0.592
s.u	n=EP/EC	15	15	15	15	15
m ²	section des cables Apr	0.0036	0.0047	0.0057	0.0057	0.0057
m ²	Apr*n : Atr	0.054	0.070	0.086	0.086	0.086
m ²	B0 + Atr = Btr	0.982	0.687	0.684	0.678	0.678
m ²	Entraxe des poutres :EP	1.740	1.740	1.740	1.740	1.740
m ²	Epaisseur de la dalle : Ed	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
m ²	Surface de dalle : Bd	0.435	0.435	0.435	0.435	0.435
m ²	Btr+ Bd : Bdtr	1.417	1.122	1.119	1.113	1.113
m ²	Y0	0.924	0.953	0.963	0.966	0.966
m ²	Yd	1.825	1.825	1.825	1.825	1.825
m ²	Ymoy	0.832	0.420	0.295	0.202	0.202
m ³	{Bo x Yo}	0.857	0.588	0.576	0.572	0.572
m ³	{ATs x Ymoy'}	0.045	0.029	0.025	0.017	0.017
m ³	(Bd x Yd)	0.794	0.794	0.794	0.794	0.794
m ³	{ATs x Ymoy'} + (Bd x Yd) + {Bo x Yo}	1.696	1.411	1.395	1.384	1.384
m	Ydtr	1.197	1.258	1.247	1.243	1.243
m	{Hd - Ydtr} : Y'dtr	0.753	0.692	0.703	0.707	0.707
m ⁴	l0	0.253	0.212	0.206	0.203	0.203
m ⁴	ld	0.0091	0.0091	0.0091	0.0091	0.0091
m ⁴	ldtr	0.510	0.467	0.486	0.498	0.498
m ³	{ldtr / Y'dtr}	0.426	0.371	0.390	0.400	0.400
m ³	{ldtr / Ydtr}	0.677	0.675	0.692	0.704	0.704

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

m	{Ydtr - Ymoy} : edtr	0.365	0.839	0.952	1.042	1.042
---	-------------------------	-------	-------	-------	-------	-------

Tableau C-20 résumé caractéristiques (poutre type 35m)

X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
poutre nette					
section B0	0.928	0.616	0.592	0.592	0.592
fibre inf Yo	-0.924	-0.952	-0.965	-0.967	-0.967
fibre sub Y'o	0.776	0.748	0.735	0.733	0.733
inertie I0	0.253	0.213	0.205	0.203	0.203
poutre transformer (câble 1er famille)					
section Btr	0.982	0.670	0.646	0.646	0.646
fibre inf Ytr	-0.919	-0.916	-0.907	-0.904	-0.904
fibre sub Y'tr	0.781	0.784	0.793	0.796	0.796
inertie Itr	0.253	0.218	0.221	0.224	0.224
(poutre +dalle) transformer					
section Bdtr	1.417	1.132	1.123	1.123	1.123
fibre inf Ydtr	-1.197	-1.256	-1.238	-1.234	-1.234
fibre sub Y'dtr	0.753	0.694	0.712	0.716	0.716
inertie Idtr	0.510	0.465	0.498	0.508	0.508

Tableau C-21 résumé caractéristiques (poutre type 33m)

X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
X(m)	0	4.125	8.25	12.375	16.5
poutre nette					
section B0	0.928	0.617	0.598	0.592	0.592
fibre inf Yo	-0.924	-0.953	-0.963	-0.966	-0.966
fibre sub Y'o	0.776	0.747	0.737	0.734	0.734
inertie I0	0.253	0.212	0.206	0.203	0.203
poutre transformer (câble 1er famille)					
section Btr	0.982	0.671	0.652	0.646	0.646
fibre inf Ytr	-0.919	-0.910	-0.907	-0.903	-0.903
fibre sub Y'tr	0.781	0.790	0.793	0.797	0.797
inertie Itr	0.253	0.220	0.221	0.225	0.225
(poutre +dalle) transformer					

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

section Bdtr	1.417	1.122	1.119	1.113	1.113
fibre inf Ydtr	-1.197	-1.258	-1.247	-1.243	-1.243
fibre sub Y'dtr	0.753	0.692	0.703	0.707	0.707
inertie Idtr	0.510	0.467	0.486	0.498	0.498

C.9 Calcul des pertes

Tableau C-22 perte par frottement (poutre type 35m)

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
rad	β	c1	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
rad		c2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
rad		c3	\	0.33	0.33	0.33	0.33
rad		c4	\	\	0.19	0.19	0.19
Mpa	$\Delta\sigma_f$	c1	97.25	108.73	120.12	131.41	142.59
Mpa		c2	24.51	36.63	48.64	60.55	72.36
Mpa		c3	\	93.86	105.38	116.80	128.11
Mpa		c4	\	\	71.01	82.72	94.34
Mpa	1ere famille	$\Delta\sigma_f$ moy	60.88	72.68	84.38	95.98	107.48
s.u		$\Delta\sigma_f / \sigma_0$	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08
Mpa	2eme famille	$\Delta\sigma_f$ moy	\	93.86	88.20	99.76	111.22
s.u		$\Delta\sigma_f / \sigma_0$	\	0.07	0.06	0.07	0.08

Tableau C-23 perte par frottement (poutre type 33m)

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.125	8.25	12.375	16.5
rad	β	c1	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
rad		c2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
rad		c3	\	0.35	0.35	0.35	0.35
rad		c4	\	\	0.22	0.22	0.22
Mpa	$\Delta\sigma_f$	c1	97.25	108.08	118.82	129.48	140.05
Mpa		c2	24.51	35.94	47.28	58.52	69.67
Mpa		c3	\	96.45	107.29	118.04	128.70
Mpa		c4	\	\	76.48	87.48	98.39
Mpa	1ere famille	$\Delta\sigma_f$ moy	60.88	72.01	83.05	94.00	104.86
s.u		$\Delta\sigma_f / \sigma_0$	0.04	0.05	0.06	0.07	0.07
Mpa	2eme famille	$\Delta\sigma_f$ moy	\	96.45	91.88	102.76	113.55
s.u		$\Delta\sigma_f / \sigma_0$	\	0.07	0.06	0.07	0.08

Tableau C-24 perte par recule d'encrage (poutre type 35m)

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
rad	β	c1	0.395	0.395	0.395	0.395	0.395
rad		c2	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

rad		c3	\	0.333	0.333	0.333	0.333
rad		c4	\	\	0.189	0.189	0.189
s.u		c1	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
s.u		c2	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
s.u	K	c3	\	0.006	0.006	0.006	0.006
s.u		c4	\	\	0.005	0.005	0.005
m		c1	11.6	11.6	11.6	11.6	11.6
m		c2	16.4	16.4	16.4	16.4	16.4
m	d	c3	\	11.7	11.7	11.7	11.7
m		c4	\	\	13.3	13.3	13.3
Mpa		c1	195.88	122.25	48.63	0.00	0.00
Mpa		c2	138.65	101.76	64.87	27.99	0.00
Mpa	$\Delta\sigma_{rec}$	c3	\	122.18	48.78	0.00	0.00
Mpa		c4	\	\	58.55	1.97	0.00
Mpa		$\Delta\sigma_{rec}$ moy	167.26	112.01	56.75	27.99	0.00
s.u		$\Delta\sigma_{rec}/\sigma_0$	0.12	0.08	0.04	0.02	0.00
Mpa	1ere famille	$\Delta\sigma_{rec}$ moy	\	122.18	53.66	1.97	0.00
s.u		$\Delta\sigma_{rec}/\sigma_0$	\	0.09	0.04	0.00	0.00
Mpa		$\Delta\sigma_{rec}$ moy	\	122.18	53.66	1.97	0.00
s.u		$\Delta\sigma_{rec}/\sigma_0$	\	0.09	0.04	0.00	0.00

Tableau C-25 perte par recule d'encrage (poutre type 33m)

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.125	8.25	12.375	16.5
rad	β	c1	0.395	0.395	0.395	0.395	0.395
rad		c2	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097
rad		c3	\	0.346	0.346	0.346	0.346
rad		c4	\	\	0.217	0.217	0.217
s.u	K	c1	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
s.u		c2	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
s.u		c3	\	0.006	0.006	0.006	0.006
s.u		c4	\	\	0.005	0.005	0.005
m	d	c1	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4
m		c2	16.3	16.3	16.3	16.3	16.3
m		c3	\	11.2	11.2	11.2	11.2
m		c4	\	\	12.5	12.5	12.5
Mpa	$\Delta\sigma_{rec}$	c1	199.65	127.54	55.42	0.00	0.00
Mpa		c2	139.99	104.54	69.08	33.62	0.00
Mpa		c3	\	128.40	53.96	0.00	0.00
Mpa		c4	\	\	61.79	1.14	0.00
Mpa	1ere famille	$\Delta\sigma_{rec}$ moy	169.82	116.04	62.25	33.62	0.00
s.u		$\Delta\sigma_{rec}/\sigma_0$	0.12	0.08	0.04	0.02	0.00
Mpa		$\Delta\sigma_{rec}$ moy	\	128.40	57.88	1.14	0.00
s.u		$\Delta\sigma_{rec}/\sigma_0$	\	0.09	0.04	0.00	0.00

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

Tableau C-26 perte par raccourcissement du béton (poutre type 35m)

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
MN.m	1ere famille	M	0.0	1.1	1.8	2.2	2.4
MN		P	4.28	4.43	4.59	4.65	4.71
m		e	-0.05	0.27	0.57	0.65	0.65
m ²		B	0.98	0.67	0.65	0.65	0.65
m ⁴		I	0.25	0.22	0.22	0.23	0.23
Mpa		σ _{bi}	4.40	6.82	9.29	9.56	9.34
Mpa		σ _e	11.61	18.00	24.52	25.24	24.66
s.u		σ _e /σ ₀	0.008	0.013	0.017	0.018	0.017
MN.m	2ere famille	M	0.0	1.9	3.3	4.1	4.4
MN		P	\	2.16	3.63	3.74	3.72
m		e	0.36	0.75	1.01	1.08	1.08
m ²		B	1.42	1.13	1.12	1.12	1.12
m ⁴		I	0.51	0.46	0.51	0.52	0.52
Mpa		σ _{bi}	\	1.43	4.06	3.30	2.64
Mpa		σ _e	\	3.79	10.72	8.71	6.97
s.u		σ _e /σ ₀	\	0.003	0.008	0.006	0.005

Tableau C-27 perte par raccourcissement du béton (poutre type 33m)

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.125	8.25	12.375	16.5
MN.m	1ere famille	M	0.00	0.94	1.59	1.98	2.11
MN		P	4.27	4.42	4.57	4.64	4.72
m		e	-0.05	0.37	0.50	0.60	0.60
m ²		B	0.98	0.67	0.65	0.65	0.65
m ⁴		I	0.25	0.22	0.22	0.22	0.22
Mpa		σ _{bi}	4.39	7.76	8.55	9.25	9.16
Mpa		σ _e	11.59	20.49	22.56	24.42	24.17
s.u		σ _e /σ ₀	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02
MN.m	2ere famille	M	0.00	1.66	2.83	3.54	3.77
MN		P	\	1.25	2.66	2.75	2.73
m		e	0.36	0.84	0.95	1.04	1.04
m ²		B	1.42	1.12	1.12	1.11	1.11
m ⁴		I	0.51	0.47	0.49	0.50	0.50
Mpa		σ _{bi}	\	0.02	1.78	1.08	0.52
Mpa		σ _e	\	0.06	4.71	2.84	1.37
s.u		σ _e /σ ₀	\	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau C-28 perte par retrait du béton (poutre type 35m)

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

MPa	1ere	σ_r	38	38	38	38	38
s.u	famille	σ_r/σ_0	0.026842	0.026842	0.026842	0.026842	0.026842
MPa	2ere	σ_r	38	38	38	38	38
s.u	famille	σ_r/σ_0	0.026842	0.026842	0.026842	0.026842	0.026842

Tableau C-29 perte par retrait du béton (poutre type 33m)

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.125	8.25	12.375	16.5
MPa	1ere	σ_r	38	38	38	38	38
s.u	famille	σ_r/σ_0	0.026842	0.026842	0.026842	0.026842	0.026842
MPa	2ere	σ_r	38	38	38	38	38
s.u	famille	σ_r/σ_0	0.026842	0.026842	0.026842	0.026842	0.026842

Tableau C-30 perte par Fluage (poutre type 35m)

unité	famille	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
m ²	1ere famille	B	0.981638	0.670257	0.645621	0.645621	0.645621
m ⁴		I	0.252674	0.217714	0.221394	0.223928	0.223928
m		e	0.050521	-0.27377	-0.52127	-0.58849	-0.58849
m ²		AP	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036
MN		M	-0.00293	1.05062	1.78608	2.22535	2.37177
MN		P'	3.972583	4.090682	4.214257	4.268269	4.321779
Mpa		s'	4.086436	6.190294	7.494358	7.363987	7.144829
s.u		C1	0.003704	0.00661	0.009994	0.011144	0.011144
s.u		c2	13.20114	13.20114	13.20114	13.20114	13.20114
MPa		σ_{fl}	51.431	75.1601	87.4025	84.74612	82.22401
s.u		σ_{fl}/σ_0	0.036329	0.05309	0.061738	0.059862	0.05808
m ²	2eme famille	B	1.416638	1.132257	1.123371	1.123371	1.123371
m ⁴		I	0.509651	0.464895	0.498112	0.507836	0.507836
m		e	-0.36498	-0.74561	-0.96657	-1.02612	-1.02612
m ²		AP	\	0.0018	0.00285	0.00285	0.00285
MN		M	-0.01866	1.7157	3.06754	3.84504	4.10256
MN		pf	\	2.018067	3.366307	3.471617	3.452213
Mpa		s'	\	1.443921	3.357971	2.519049	1.941207
s.u		C1	\	0.003742	0.007882	0.008446	0.008446
s.u		c2	13.20114	13.20114	13.20114	13.20114	13.20114
MPa		σ_{fl}	\	18.16407	40.15106	29.91849	23.05552
s.u		σ_{fl}/σ_0	\	0.01283	0.028361	0.021133	0.016286

Tableau C-31 perte par Fluage (poutre type 33m)

unité	famille	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
-------	---------	---	------	----------	---------	----------	--------

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

		X(m)	0	4.125	8.25	12.375	16.5
m ²	1ere famille	B	0.981638	0.671002	0.652365	0.646365	0.646365
m ⁴		I	0.252674	0.220228	0.221414	0.224666	0.224666
m		e	0.050521	-0.36992	-0.49737	-0.59569	-0.59569
m ²		AP	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036
MN		M	-0.00293	0.93636	1.59097	1.98	2.11168
MN		P'	3.964482	4.0721	4.200998	4.250924	4.323288
Mpa		s'	4.078101	7.026083	7.559397	8.040841	7.917948
s.u		C1	0.003704	0.007602	0.009541	0.011256	0.011256
s.u		c2	13.20114	13.20114	13.20114	13.20114	13.20114
MPa		σ _{fl}	51.32611	84.29312	88.63011	92.41651	91.00405
s.u		σ _{fl} /σ ₀	0.036255	0.059542	0.062605	0.06528	0.064282
m ²	2eme famille	B	1.416638	1.121752	1.118865	1.112865	1.112865
m ⁴		I	0.509651	0.466865	0.486439	0.497501	0.497501
m		e	-0.36498	-0.83864	-0.95177	-1.04152	-1.04152
m ²		AP	\	0.00105	0.0021	0.0021	0.0021
MN		M	-0.13099	1.47741	2.6718	3.36421	3.58941
MN		pf	\	1.172488	2.475246	2.562665	2.547745
Mpa		s'	\	0.157637	1.594115	0.847483	0.330085
s.u		C1	\	0.002518	0.005788	0.006466	0.006466
s.u		c2	13.20114	13.20114	13.20114	13.20114	13.20114
MPa		σ _{fl}	\	2.014051	19.55043	10.30789	4.014805
s.u		σ _{fl} /σ ₀	\	0.001423	0.01381	0.007281	0.002836

Tableau C-32 perte par Relaxation (poutre type 35m)

unité	famille	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
Mpa	1ere famille	σ _i	1175.95	1213.01	1252.04	1269.17	1286.19
MPa		σ _p	41.34	46.46	52.09	54.65	57.23
s.u		σ _p /σ ₀	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04
MPa	2eme famille	σ _i	\	1195.87	1264.06	1306.42	1298.60
MPa		σ _p	\	44.06	53.88	60.37	59.15
s.u		σ _p /σ ₀	\	0.03	0.04	0.04	0.04

Tableau C-33 perte par Relaxation (poutre type 33m)

unité	famille	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.125	8.25	12.375	16.5
Mpa	1ere famille	σ _i	1173.41	1207.17	1247.84	1263.66	1286.67
MPa		σ _p	41.00	45.63	51.47	53.82	57.31
s.u		σ _p /σ ₀	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04
MPa	2eme famille	σ _i	\	1190.79	1261.24	1308.96	1300.79
MPa		σ _p	\	43.36	53.46	60.77	59.49
s.u		σ _p /σ ₀	\	0.03	0.04	0.04	0.04

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

Tableau C-34 résumé des pertes (poutre 35m)

unité	famille	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
Mpa	1eme famille	σ_{int}	239.75	202.69	163.66	146.53	129.51
MN			0.86	0.73	0.59	0.53	0.47
Mpa		σ_{deff}	123.88	151.87	168.81	168.28	167.92
MN			0.45	0.55	0.61	0.61	0.60
Mpa		perte totale	363.64	354.56	332.48	314.82	297.43
MN			1.31	1.28	1.20	1.13	1.07
Mpa	2eme famille	σ_{int}	\	219.83	151.64	109.28	117.10
MN			\	0.40	0.43	0.31	0.33
Mpa		σ_{deff}	\	92.88	123.05	118.23	110.35
MN			\	0.17	0.35	0.34	0.31
Mpa		perte totale	\	312.72	274.69	227.51	227.45
MN			\	0.56	0.78	0.65	0.65

Tableau C-35 résumé des pertes (poutre 33m)

unité	famille	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.125	8.25	12.375	16.5
Mpa	1eme famille	σ_{int}	242.29	208.53	167.86	152.04	129.03
MN			0.87	0.75	0.60	0.55	0.46
Mpa		σ_{deff}	123.49	160.32	169.52	175.27	176.76
MN			0.44	0.58	0.61	0.63	0.64
Mpa		perte totale	365.78	368.85	337.39	327.30	305.79
MN			1.32	1.33	1.21	1.18	1.10
Mpa	2eme famille	σ_{int}	\	224.91	154.46	106.74	114.91
MN			\	0.24	0.32	0.22	0.24
Mpa		σ_{deff}	\	76.15	102.10	98.95	91.59
MN			\	0.08	0.21	0.21	0.19
Mpa		perte totale	\	301.06	256.56	205.69	206.50
MN			\	0.32	0.54	0.43	0.43

C.10 Vérification ELS

Tableau C-36 vérification des contrainte normale à ELS (poutre type 35m)

phase	unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
			X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
1	m ²	carac geo	section Btr	0.98	0.67	0.65	0.65	0.65
	m		fibre inf Ytr	-0.92	-0.92	-0.91	-0.90	-0.90

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

	m		fibre sub Y'tr	0.78	0.78	0.79	0.80	0.80
	m4		inertie ltr	0.25	0.22	0.22	0.22	0.22
	m	câble	e	0.05	-0.27	-0.52	-0.59	-0.59
	MN	charge	Mg1	0.0	1.1	1.8	2.2	2.4
	Mpa		σ Mg1 inf	0.01	-4.42	-7.32	-8.98	-9.57
	Mpa		σ Mg1 sub	-0.01	3.78	6.40	7.91	8.43
	Mpa		σ phase i-1 (inf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mpa		σ phase i-1 (sub)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mpa		σ charge inf	0.01	-4.42	-7.32	-8.98	-9.57
	Mpa		σ charge sub	-0.01	3.78	6.40	7.91	8.43
	MN	précontraint	perte	0.86	0.73	0.59	0.53	0.47
	m ²		section câble	3.60E-03	3.60E-03	3.60E-03	3.60E-03	3.60E-03
	MN		P 1	4.23	4.37	4.51	4.57	4.63
	MPa		σ p inf	3.54	11.55	16.61	17.93	18.17
	MPa		σ p sub	4.97	2.21	-1.43	-2.48	-2.52
	MPa	les contrainte	σ inf1	3.55	7.12	9.29	8.95	8.60
	MPa		σ sub1	4.96	5.99	4.96	5.43	5.92
	MPa		σ enrobage	4.35	6.70	8.31	8.29	8.10
	MPa	Contrainte admissible	σ adm c	13.91	13.91	13.91	13.91	13.91
	MPa		σ adm traction	-2.99	-2.99	-2.99	-2.99	-2.99
	MPa		σ adm enrobage	-1.39	-1.39	-1.39	-1.39	-1.39
	logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK

2	m ²	carac geo	section Btr	0.98	0.67	0.65	0.65	0.65
	m		fibre inf Ytr	-0.92	-0.92	-0.91	-0.90	-0.90
	m		fibre sub Y'tr	0.78	0.78	0.79	0.80	0.80
	m4		inertie ltr	0.25	0.22	0.22	0.22	0.22
	m	câble	e	0.05	-0.27	-0.52	-0.59	-0.59
	MN	charge	Mg2	0.0	0.9	1.5	1.9	2.0
	Mpa		σ Mg2 inf	0.01	-3.60	-6.06	-7.48	-7.99
	Mpa		σ Mg2 sub	-0.01	3.08	5.30	6.59	7.04
	Mpa		σ phase i-1 (inf)	0.01	-4.42	-7.32	-8.98	-9.57
	Mpa		σ phase i-1 (sub)	-0.01	3.78	6.40	7.91	8.43
	Mpa		σ charge inf	0.02	-8.02	-13.38	-16.46	-17.56
	Mpa		σ charge sub	-0.02	6.86	11.70	14.50	15.47
	MN	précontraint	perte	1.09	1.00	0.89	0.83	0.77
	m ²		section câblés (m ²)	3.60E-03	3.60E-03	3.60E-03	3.60E-03	3.60E-03
	MN		P 2	4.01	4.09	4.20	4.27	4.33
	MPa		σ p inf	3.35	10.82	15.49	16.74	16.98
	MPa		σ p sub	4.71	2.07	-1.34	-2.32	-2.35

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

	MPa	les contrainte	σ inf2	3.37	2.81	2.11	0.28	-0.57
	MPa		σ sub2	4.70	8.93	10.36	12.18	13.12
	MPa		σ enrobage	4.12	5.12	3.98	2.49	1.96
	MPa	Contrainte admissible	σ adm c	21	21	21	21	21
	MPa		σ adm traction	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05
	MPa		σ adm enrobage	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89
	logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK

3	m ²	carac geo	section Bdtr	1.42	1.13	1.12	1.12	1.12
	m		fibre inf Ydtr	-1.20	-1.26	-1.24	-1.23	-1.23
	m		fibre sub Y'dtr	0.75	0.69	0.71	0.72	0.72
	m4		inertie Idtr	0.51	0.46	0.50	0.51	0.51
	m	câble	e	-0.36	-0.75	-0.97	-1.03	-1.03
	MN	charge	MG	0.0	2.8	4.9	6.1	6.5
	Mpa		σ MG inf	0.05	-7.47	-12.07	-14.75	-15.73
	Mpa		σ MG sub	-0.03	4.13	6.93	8.56	9.13
	Mpa		σ phase i-1 (inf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mpa		σ phase i-1 (sub)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mpa		σ charge inf	0.05	-7.47	-12.07	-14.75	-15.73
	Mpa		σ charge sub	-0.03	4.13	6.93	8.56	9.13
	MN	précontraint	perte	1.31	1.67	1.63	1.44	1.40
	m ²		section câble	3.60E-03	5.40E-03	6.45E-03	6.45E-03	6.45E-03
	MN		P 3	3.79	5.97	7.50	7.69	7.73
	MPa		σ p inf	5.92	17.30	24.71	26.01	26.14
	MPa		σ p sub	0.63	-1.38	-3.68	-4.28	-4.30
	MPa	les contrainte	σ inf3	5.97	9.83	12.64	11.26	10.41
	MPa		σ sub3	0.60	2.76	3.25	4.28	4.83
	MPa		σ enrobage	3.68	7.98	11.33	10.51	9.82
	MPa	Contrainte admissible	σ adm c	21	21	21	21	21
	MPa		σ adm traction	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05
	MPa		σ adm enrobage	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89
	logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK

4.1	m ²	carac geo	section Bdtr	1.42	1.13	1.12	1.12	1.12
	m		fibre inf Ydtr	-1.20	-1.26	-1.24	-1.23	-1.23
	m		fibre sub Y'dtr	0.75	0.69	0.71	0.72	0.72
	m4		inertie Idtr	0.51	0.46	0.50	0.51	0.51
	m	câble	e	-0.36	-0.75	-0.97	-1.03	-1.03
	MN	charge	D240	0.0	1.4	2.3	2.7	2.9
	Mpa		σ D240 inf	-0.03	-3.70	-5.62	-6.67	-7.06
	Mpa		σ D240 sub	0.02	2.05	3.23	3.87	4.10
	Mpa		σ phase i-1 (inf)	0.05	-7.47	-12.07	-14.75	-15.73

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

	Mpa		σ phase i-1 (sub)	-0.03	4.13	6.93	8.56	9.13
	Mpa		σ charge inf	0.02	-11.17	-17.68	-21.42	-22.79
	Mpa		σ charge sub	-0.02	6.18	10.16	12.43	13.23
	MN	précontraint	perte	1.31	1.84	1.98	1.78	1.72
	m ²		section câble	3.60E-03	5.40E-03	6.45E-03	6.45E-03	6.45E-03
	MN		P 4.1	3.79	5.81	7.15	7.35	7.41
	MPa		σ p inf	5.92	16.82	23.55	24.87	25.08
	MPa		σ p sub	0.63	-1.34	-3.51	-4.09	-4.13
	MPa	les contrainte	σ inf4.1	5.94	5.65	5.87	3.45	2.29
	MPa		σ sub4.1	0.62	4.84	6.65	8.34	9.10
	MPa		σ enrobage	3.67	5.43	5.98	3.97	3.01
	MPa	Contrainte admissible	σ adm c	21	21	21	21	21
	MPa		σ adm traction	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05
	MPa		σ adm enrobage	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89
	logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK

4.2	m ²	carac geo	section Bdtr	1.42	1.13	1.12	1.12	1.12
	m		fibre inf Ydtr	-1.20	-1.26	-1.24	-1.23	-1.23
	m		fibre sub Y'dtr	0.75	0.69	0.71	0.72	0.72
	m ⁴		inertie Idtr	0.51	0.46	0.50	0.51	0.51
	m	câble	e	-0.36	-0.75	-0.97	-1.03	-1.03
	MN	charge	MQr+Mtr	0.0	0.9	1.5	1.9	2.0
	Mpa		σ (MQr+Mtr) inf	-0.01	-2.45	-3.72	-4.50	-4.79
	Mpa		σ (MQr+Mtr) sub	0.01	1.36	2.14	2.61	2.78
	Mpa		σ phase i-1 (inf)	0.05	-7.47	-12.07	-14.75	-15.73
	Mpa		σ phase i-1 (sub)	-0.03	4.13	6.93	8.56	9.13
	Mpa		σ charge inf	0.04	-9.92	-15.78	-19.25	-20.52
	Mpa		σ charge sub	-0.03	5.49	9.07	11.17	11.91
	MN	précontraint	perte	1.31	1.84	1.98	1.78	1.72
	m ²		section câble	3.60E-03	5.40E-03	6.45E-03	6.45E-03	6.45E-03
	MN		P 4.2	3.79	5.81	7.15	7.35	7.41
	MPa		σ p inf	5.92	16.82	23.55	24.87	25.08
	MPa		σ p sub	0.63	-1.34	-3.51	-4.09	-4.13
	MPa	les contrainte	σ inf4.2	5.96	6.90	7.77	5.62	4.56
	MPa		σ sub4.2	0.61	4.15	5.56	7.08	7.78
	MPa		σ enrobage	3.68	6.18	7.46	5.77	4.90
	MPa	Contrainte admissible	σ adm c	21	21	21	21	21
	MPa		σ adm traction	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05
	MPa		σ adm enrobage	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89
	logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

Tableau C-37 vérification des contrainte normale à ELS (poutre type 33m)

phase	unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
			X(m)	0	4.125	8.25	12.375	16.5
1	m ²	carac geo	section Btr	0.98	0.67	0.65	0.65	0.65
	m		fibre inf Ytr	-0.92	-0.91	-0.91	-0.90	-0.90
	m		fibre sub Y'tr	0.78	0.79	0.79	0.80	0.80
	m ⁴		inertie Itr	0.25	0.22	0.22	0.22	0.22
	m	câble	e	0.05	-0.37	-0.50	-0.60	-0.60
	MN	charge	Mg1	0.0	0.9	1.6	2.0	2.1
	Mpa		σ Mg1 inf	0.01	-3.87	-6.52	-7.95	-8.48
	Mpa		σ Mg1 sub	-0.01	3.36	5.69	7.03	7.50
	Mpa		σ phase i-1 (inf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mpa		σ phase i-1 (sub)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mpa		σ charge inf	0.01	-3.87	-6.52	-7.95	-8.48
	Mpa		σ charge sub	-0.01	3.36	5.69	7.03	7.50
	MN	précontraint	perte	0.87	0.75	0.60	0.55	0.46
	m ²		section câbles	3.60E-03	3.60E-03	3.60E-03	3.60E-03	3.60E-03
	MN		P 1	4.22	4.35	4.49	4.55	4.63
	MPa		σp inf	3.53	13.12	16.04	17.92	18.25
	MPa		σp sub	4.96	0.71	-1.11	-2.58	-2.63
	MPa	les contrainte	σ inf1	3.54	9.25	9.52	9.97	9.77
	MPa		σ sub1	4.95	4.07	4.58	4.45	4.87
	MPa		σ enrobage	4.35	7.60	8.33	8.97	8.88
	MPa	Contrainte admissible	σadm c	13.91	13.91	13.91	13.91	13.91
	MPa		σ adm traction	-2.99	-2.99	-2.99	-2.99	-2.99
	MPa		σ adm enrobage	-1.39	-1.39	-1.39	-1.39	-1.39
	logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK

2	m ²	carac geo	section Btr	0.98	0.67	0.65	0.65	0.65
	m		fibre inf Ytr	-0.92	-0.91	-0.91	-0.90	-0.90
	m		fibre sub Y'tr	0.78	0.79	0.79	0.80	0.80
	m ⁴		inertie Itr	0.25	0.22	0.22	0.22	0.22
	m	câble	e	0.05	-0.37	-0.50	-0.60	-0.60
	MN	charge	Mg2	0.0	0.7	1.2	1.6	1.7
	Mpa		σ Mg2 inf	0.00	-2.98	-5.09	-6.26	-6.68
	Mpa		σ Mg2 sub	0.00	2.58	4.45	5.53	5.90
	Mpa		σ phase i-1 (inf)	0.01	-3.87	-6.52	-7.95	-8.48
	Mpa		σ phase i-1 (sub)	-0.01	3.36	5.69	7.03	7.50
	Mpa		σ charge inf	0.01	-6.85	-11.61	-14.21	-15.16

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

	Mpa		σ charge sub	-0.01	5.94	10.14	12.56	13.40
	MN	précontraint	perte	1.09	1.04	0.91	0.86	0.78
	m ²		section câbles	3.60E-03	3.60E-03	3.60E-03	3.60E-03	3.60E-03
	MN		P 2	4.00	4.06	4.19	4.23	4.31
	MPa		σ p inf	3.34	12.25	14.95	16.68	17.00
	MPa		σ p sub	4.70	0.67	-1.04	-2.40	-2.45
	MPa	les contrainte	σ inf2	3.35	5.40	3.34	2.47	1.83
	MPa		σ sub2	4.70	6.61	9.11	10.16	10.95
	MPa		σ enrobage	4.12	5.78	4.73	3.86	3.48
	MPa	Contrainte admissible	σ adm c	21	21	21	21	21
	MPa		σ adm traction	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05
	MPa		σ adm enrobage	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89
	logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK

3	m ²	carac geo	section Bdtr	1.42	1.12	1.12	1.11	1.11
	m		fibre inf Ydtr	-1.20	-1.26	-1.25	-1.24	-1.24
	m		fibre sub Y'dtr	0.75	0.69	0.70	0.71	0.71
	m ⁴		inertie Idtr	0.51	0.47	0.49	0.50	0.50
	m	câble	e	-0.36	-0.84	-0.95	-1.04	-1.04
	MN	charge	Mp	-0.1	2.4	4.3	5.3	5.7
	Mpa		σ Mp inf	0.31	-6.51	-10.93	-13.36	-14.25
	Mpa		σ Mp sub	-0.20	3.58	6.16	7.59	8.10
	Mpa		σ phase i-1 (inf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mpa		σ phase i-1 (sub)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mpa		σ charge inf	0.31	-6.51	-10.93	-13.36	-14.25
	Mpa		σ charge sub	-0.20	3.58	6.16	7.59	8.10
	MN	précontraint	perte	1.32	1.56	1.54	1.40	1.34
	m ²		section câbles	3.60E-03	4.65E-03	5.70E-03	5.70E-03	5.70E-03
	MN		P 3	3.78	5.02	6.53	6.67	6.73
	MPa		σ p inf	5.91	15.82	21.77	23.34	23.56
	MPa		σ p sub	0.63	-1.76	-3.15	-3.87	-3.91
	MPa	les contrainte	σ inf3	6.22	9.31	10.84	9.99	9.31
	MPa		σ sub3	0.43	1.81	3.01	3.72	4.19
	MPa		σ enrobage	3.75	7.70	9.66	9.34	8.78
	MPa	Contrainte admissible	σ adm c	21	21	21	21	21
	MPa		σ adm traction	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05
	MPa		σ adm enrobage	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89
	logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK

4.1	m ²	carac geo	section Bdtr	1.42	1.12	1.12	1.11	1.11
	m		fibre inf Ydtr	-1.20	-1.26	-1.25	-1.24	-1.24
	m		fibre sub Y'dtr	0.75	0.69	0.70	0.71	0.71
	m ⁴		inertie Idtr	0.51	0.47	0.49	0.50	0.50
	m	câble	e	-0.36	-0.84	-0.95	-1.04	-1.04
	MN	charge	D240	0.0	1.3	2.1	2.6	2.7

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

	Mpa		σ D240 inf	0.02	-3.40	-5.41	-6.42	-6.80
	Mpa		σ D240 sub	-0.02	1.87	3.05	3.65	3.87
	Mpa		σ phase i-1 (inf)	0.31	-6.51	-10.93	-13.36	-14.25
	Mpa		σ phase i-1 (sub)	-0.20	3.58	6.16	7.59	8.10
	Mpa		σ charge inf	0.34	-9.91	-16.33	-19.78	-21.05
	Mpa		σ charge sub	-0.21	5.45	9.21	11.24	11.97
	MN	précontraint	perte	1.32	1.64	1.75	1.61	1.53
	m ²		section câbles (m ²)	3.60E-03	4.65E-03	5.70E-03	5.70E-03	5.70E-03
	MN		P 4.1	3.78	4.94	6.32	6.46	6.53
	MPa		σ p inf	5.91	15.57	21.06	22.62	22.88
	MPa		σ p sub	0.63	-1.73	-3.04	-3.75	-3.80
	MPa	les contrainte	σ inf4.1	6.25	5.66	4.72	2.84	1.83
	MPa		σ sub4.1	0.42	3.71	6.17	7.49	8.17
	MPa		σ enrobage	3.76	5.24	4.94	3.32	2.49
	MPa	Contrainte admissible	σ adm c	21	21	21	21	21
	MPa		σ adm traction	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05
	MPa		σ adm enrobage	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89
	logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK

4.2	m ²	carac geo	section Bdtr	1.42	1.12	1.12	1.11	1.11
	m		fibre inf Ydtr	-1.20	-1.26	-1.25	-1.24	-1.24
	m		fibre sub Y'dtr	0.75	0.69	0.70	0.71	0.71
	m4		inertie Idtr	0.51	0.47	0.49	0.50	0.50
	m	câble	e	-0.36	-0.84	-0.95	-1.04	-1.04
	MN	charge	MQR+Mtr	-0.1	0.8	1.4	1.7	1.8
	Mpa		σ (MQR+Mtr) inf	0.19	-2.14	-3.55	-4.30	-4.57
	Mpa		σ (MQR+Mtr) sub	-0.12	1.18	2.00	2.44	2.60
	Mpa		σ phase i-1 (inf)	0.31	-6.51	-10.93	-13.36	-14.25
	Mpa		σ phase i-1 (sub)	-0.20	3.58	6.16	7.59	8.10
	Mpa		σ charge inf	0.51	-8.65	-14.47	-17.65	-18.82
	Mpa		σ charge sub	-0.32	4.75	8.16	10.03	10.70
	MN	précontraint	perte	1.32	1.64	1.75	1.61	1.53
	m ²		section câbles	3.60E-03	4.65E-03	5.70E-03	5.70E-03	5.70E-03
	MN		P 4.2	3.78	4.94	6.32	6.46	6.53
	MPa		σ p inf	5.91	15.57	21.06	22.62	22.88
	MPa		σ p sub	0.63	-1.73	-3.04	-3.75	-3.80
	MPa	les contrainte	σ inf4.2	6.41	6.92	6.58	4.96	4.06
	MPa		σ sub4.2	0.31	3.02	5.12	6.28	6.90
	MPa		σ enrobage	3.81	6.08	6.36	5.10	4.36
	MPa	Contrainte admissible	σ adm c	21	21	21	21	21
	MPa		σ adm traction	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05
	MPa		σ adm enrobage	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89	-1.89
	logique		vérification	OK	OK	OK	OK	OK

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

Tableau C-38 vérification des contrainte tangentielle à ELS (poutre type 35m)

phase	unité	élément	X	d/2	d/2+2	d/2+4	d/2+6	d/2+8
			x(m)	0.8775	2.8775	4.8775	6.8775	8.8775
1	MN	charge	Vs	0.26	0.22	0.19	0.16	0.13
	m	caractéristique section	b0	0.50	0.24	0.24	0.24	0.22
	m		$\Sigma \phi$ gaines	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	m		$bn=b0-\Sigma \phi/2$	0.46	0.20	0.20	0.20	0.18
	m ²		B	0.94	0.63	0.63	0.63	0.61
	m ⁴		I	0.25	0.22	0.22	0.22	0.21
	m ²		Ar	0.48	0.33	0.33	0.33	0.32
	m		Ygr	0.45	0.51	0.51	0.51	0.52
	m ³		Q	0.21	0.17	0.17	0.17	0.16
	m		Z=I/Q	1.19	3.78	3.78	3.78	3.72
	MN	Précontrainte	P1 . c1	1.89	1.91	1.95	1.98	2.01
	MN		P1 . c2	1.89	1.91	1.95	1.98	2.01
	MN		P1 . c3	\	\	\	\	\
	MN		P1 . c4	\	\	\	\	\
	S.u		sin a . c1	0.37	0.18	0.00	0.00	0.00
	S.u		sin a . c2	0.09	0.04	0.00	0.00	0.00
	S.u		sin a . c3	/	0.37	0.30	0.19	0.07
	S.u		sin a . c4	/	/	0.36	0.29	0.18
	S.u		cos a . c1	0.93	0.98	1.00	1.00	1.00
	S.u		cos a . c2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	S.u		cos a . c3	/	0.93	0.95	0.98	1.00
	S.u		cos a . c4	/	/	0.93	0.96	0.98
	MN		$\Sigma Pp \sin \alpha_i$	0.87	0.43	0.00	0.00	0.00
	MN		$\Sigma Pp \cos \alpha_i$	3.65	3.79	3.90	3.96	4.03
	MN		Vp	0.87	0.43	0.00	0.00	0.00
	MN		Vred	-0.61	-0.21	0.19	0.16	0.13
	Mpa	contrainte section	τ	1.11	0.28	0.25	0.21	0.19
	Mpa		σ_x	3.89	5.99	6.17	6.27	6.58
	Mpa	contrainte admissible	τ_1	2.39	2.69	2.71	2.73	2.77
	Mpa		τ_2	4.17	4.49	4.50	4.52	4.54
	Mpa		τ_{max}	2.39	2.69	2.71	2.73	2.77
	logique	vérification ($\tau < \tau_{max}$)		OK	OK	OK	OK	OK

2	MN	charge	Vs	0.70	0.63	0.55	0.46	0.36
	m	caractéristique section	b0	0.50	0.24	0.24	0.24	0.22
	m		$\Sigma \phi$ gaines	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	m		$bn=b0-\Sigma \phi/2$	0.46	0.20	0.20	0.20	0.18
	m ²		B	1.38	1.07	1.07	1.07	1.05
	m ⁴		I	0.50	0.42	0.42	0.42	0.42

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

	m ²		Ar	0.77	0.68	0.68	0.68	0.67
	m		Ygr	0.47	0.43	0.43	0.43	0.43
	m ³		Q	0.37	0.29	0.29	0.29	0.29
	m		Z=I/Q	1.36	3.68	3.68	3.68	3.66
	MN	Précontraint	P2 . c1	1.89	1.91	1.95	1.98	2.01
	MN		P2 . c2	1.89	1.91	1.95	1.98	2.01
	MN		P2 . c3	0.00	1.99	2.05	2.14	2.14
	MN		P2 . c4	0.00	0.00	1.20	1.25	1.25
	S.u		sin a . c1	0.37	0.18	0.00	0.00	0.00
	S.u		sin a . c2	0.09	0.04	0.00	0.00	0.00
	S.u		sin a . c3	/	0.37	0.30	0.19	0.07
	S.u		sin a . c4	/	/	0.36	0.29	0.18
	S.u		cos a . c1	0.93	0.98	1.00	1.00	1.00
	S.u		cos a . c2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	S.u		cos a . c3	/	0.93	0.95	0.98	1.00
	S.u		cos a . c4	/	/	0.93	0.96	0.98
	MN		S Pp sin ai	0.87	1.17	1.04	0.76	0.37
	MN		S Pp cos ai	3.65	5.63	6.98	7.26	7.39
	MN		Vp	0.87	1.17	1.04	0.76	0.37
	MN		Vred	-0.16	-0.54	-0.49	-0.30	-0.01
	Mpa	contraint	τ	0.26	0.74	0.67	0.41	0.02
	Mpa		σx	2.65	5.24	6.50	6.76	7.04
	Mpa	contraint admissible	τ1	2.20	2.59	2.76	2.79	2.83
	Mpa		τ2	3.89	4.39	4.54	4.56	4.58
	Mpa		τmax	2.20	2.59	2.76	2.79	2.83
	logique	vérification (τ < τ max)		OK	OK	OK	OK	OK

3	MN	charge	Vs	1.08	1.03	1.01	0.99	0.96
	m	caractéristique section	b0	0.50	0.24	0.24	0.24	0.22
	m		Σφ gains	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	m		bn=b0-Σφ/2	0.46	0.20	0.20	0.20	0.18
	m ²		B	1.38	1.07	1.07	1.07	1.05
	m ⁴		I	0.50	0.42	0.42	0.42	0.42
	m ²		Ar	0.77	0.68	0.68	0.68	0.67
	m		Ygr	0.47	0.43	0.43	0.43	0.43
	m ³		Q	0.37	0.29	0.29	0.29	0.29
	m		Z=I/Q	1.36	3.68	3.68	3.68	3.66
	MN	Précontraint	P3 . c1	1.89	1.91	1.95	1.98	2.01
	MN		P3 . c2	1.89	1.91	1.95	1.98	2.01
	MN		P3 . c3	0.00	1.99	2.05	2.14	2.14
	MN		P3 . c4	0.00	0.00	1.20	1.25	1.25
	S.u		sin a . c1	0.37	0.18	0.00	0.00	0.00
	S.u		sin a . c2	0.09	0.04	0.00	0.00	0.00

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

	S.u		$\sin a \cdot c3$	/	0.37	0.30	0.19	0.07
	S.u		$\sin a \cdot c4$	/	/	0.36	0.29	0.18
	S.u		$\cos a \cdot c1$	0.93	0.98	1.00	1.00	1.00
	S.u		$\cos a \cdot c2$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	S.u		$\cos a \cdot c3$	/	0.93	0.95	0.98	1.00
	S.u		$\cos a \cdot c4$	/	/	0.93	0.96	0.98
	MN		$S Pp \sin ai$	0.87	1.17	1.04	0.76	0.37
	MN		$S Pp \cos ai$	3.65	5.63	6.98	7.26	7.39
	MN		Vp	0.87	1.17	1.04	0.76	0.37
	MN		Vred	0.22	-0.14	-0.03	0.23	0.59
	Mpa	contraint	τ	0.35	0.19	0.05	0.31	0.89
	Mpa		σ_x	2.65	5.24	6.50	6.76	7.04
	Mpa	contraint admissible	τ_1	2.20	2.59	2.76	2.79	2.83
	Mpa		τ_2	3.89	4.39	4.54	4.56	4.58
	Mpa		τ_{max}	2.20	2.59	2.76	2.79	2.83
	logique	vérification ($\tau < \tau_{max}$)		OK	OK	OK	OK	OK

Tableau C-39 vérification des contrainte tangentielle à ELS (poutre type 35m)

phase	unité	élément	X	d/2	d/2+2	d/2+4	d/2+6	d/2+8
			x(m)	0.8775	2.8775	4.8775	6.8775	8.8775
1	MN	charge	Vs	0.25	0.21	0.18	0.14	0.11
	m	caractéristique section	b0	0.50	0.24	0.24	0.24	0.22
	m		$\Sigma \phi_{gaines}$	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	m		$bn=b0-\Sigma \phi/2$	0.46	0.20	0.20	0.20	0.18
	m ²		B	0.94	0.63	0.63	0.63	0.61
	m ⁴		I	0.25	0.22	0.22	0.22	0.21
	m ²		Ar	0.48	0.33	0.33	0.33	0.32
	m		Ygr	0.45	0.51	0.51	0.51	0.52
	m ³		Q	0.21	0.17	0.17	0.17	0.16
	m		Z=I/Q	1.19	3.78	3.78	3.78	3.72
	MN	Précontraint	P1 . c1	1.89	1.88	1.94	1.96	2.00
	MN		P1 . c2	1.89	1.88	1.94	1.96	2.00
	MN		P1 . c3	\	\	\	\	\
	MN		P1 . c4	\	\	\	\	\
	S.u		$\sin a \cdot c1$	0.37	0.18	0.00	0.00	0.00
	S.u		$\sin a \cdot c2$	0.09	0.04	0.00	0.00	0.00
	S.u		$\sin a \cdot c3$	/	0.37	0.30	0.19	0.07
	S.u		$\sin a \cdot c4$	/	/	0.36	0.29	0.18
	S.u		$\cos a \cdot c1$	0.93	0.98	1.00	1.00	1.00
	S.u		$\cos a \cdot c2$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	S.u		$\cos a \cdot c3$	/	0.93	0.95	0.98	1.00
	S.u		$\cos a \cdot c4$	/	/	0.93	0.96	0.98
	MN		$\Sigma Pp \sin \alpha_1$	0.86	0.42	0.00	0.00	0.00
	MN		$\Sigma Pp \cos \alpha_1$	3.64	3.74	3.88	3.92	4.00

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

	MN		Vp	0.86	0.42	0.00	0.00	0.00
	MN		Vred	-0.62	-0.22	0.18	0.14	0.11
	Mpa	contraint	τ	1.14	0.29	0.23	0.19	0.17
	Mpa		σ_x	3.88	5.91	6.14	6.20	6.53
	Mpa	contraint admissible	τ_1	2.39	2.68	2.71	2.72	2.76
	Mpa		τ_2	4.17	4.48	4.50	4.51	4.54
	Mpa		τ_{max}	2.39	2.68	2.71	2.72	2.76
	logique	vérification ($\tau < \tau_{max}$)		OK	OK	OK	OK	OK

2	MN	charge	Vs	0.67	0.59	0.51	0.42	0.32
	m	caractéristique section	b0	0.50	0.24	0.24	0.24	0.22
	m		$\Sigma \phi_{gaines}$	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	m		$bn=b0-\Sigma \phi/2$	0.46	0.20	0.20	0.20	0.18
	m ²		B	1.38	1.07	1.07	1.07	1.05
	m ⁴		I	0.50	0.42	0.42	0.42	0.42
	m ²		Ar	0.77	0.68	0.68	0.68	0.67
	m		Ygr	0.47	0.43	0.43	0.43	0.43
	m ³		Q	0.37	0.29	0.29	0.29	0.29
	m		Z=I/Q	1.36	3.68	3.68	3.68	3.66
	MN	Précontraint	P2 . c1	1.89	1.88	1.94	1.96	2.00
	MN		P2 . c2	1.89	1.88	1.94	1.96	2.00
	MN		P2 . c3	0.00	1.17	1.22	1.27	1.27
	MN		P2 . c4	0.00	0.00	1.22	1.27	1.27
	S.u		sin a . c1	0.37	0.18	0.00	0.00	0.00
	S.u		sin a . c2	0.09	0.04	0.00	0.00	0.00
	S.u		sin a . c3	/	0.37	0.30	0.19	0.07
	S.u		sin a . c4	/	/	0.36	0.29	0.18
	S.u		cos a . c1	0.93	0.98	1.00	1.00	1.00
	S.u		cos a . c2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	S.u		cos a . c3	/	0.93	0.95	0.98	1.00
	S.u		cos a . c4	/	/	0.93	0.96	0.98
	MN		S Pp sin ai	0.86	0.86	0.80	0.61	0.32
	MN		S Pp cos ai	3.64	4.82	6.18	6.38	6.51
	MN		Vp	0.86	0.86	0.80	0.61	0.32
	MN		Vred	-0.19	-0.27	-0.29	-0.18	0.00
	Mpa	contraint	τ	0.31	0.36	0.39	0.25	0.01
	Mpa		σ_x	2.65	4.49	5.76	5.95	6.21
	Mpa	contraint admissible	τ_1	2.20	2.48	2.66	2.68	2.72
	Mpa		τ_2	3.89	4.28	4.46	4.48	4.51
	Mpa		τ_{max}	2.20	2.48	2.66	2.68	2.72
	logique	vérification ($\tau < \tau_{max}$)		OK	OK	OK	OK	OK
3	MN	charge	Vs	1.05	1.00	0.98	0.95	0.92
	m	caractéristique section	b0	0.50	0.24	0.24	0.24	0.22
	m		$\Sigma \phi_{gaines}$	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	m		$bn=b0-\Sigma \phi/2$	0.46	0.20	0.20	0.20	0.18
	m ²		B	1.38	1.07	1.07	1.07	1.05
	m ⁴		I	0.50	0.42	0.42	0.42	0.42

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

	m ²		Ar	0.77	0.68	0.68	0.68	0.67
	m		Ygr	0.47	0.43	0.43	0.43	0.43
	m ³		Q	0.37	0.29	0.29	0.29	0.29
	m		Z=I/Q	1.36	3.68	3.68	3.68	3.66
	MN	Précontraint	P3 . c1	1.89	1.88	1.94	1.96	2.00
	MN		P3 . c2	1.89	1.88	1.94	1.96	2.00
	MN		P3 . c3	0.00	1.17	1.22	1.27	1.27
	MN		P3 . c4	0.00	0.00	1.22	1.27	1.27
	S.u		sin a . c1	0.37	0.18	0.00	0.00	0.00
	S.u		sin a . c2	0.09	0.04	0.00	0.00	0.00
	S.u		sin a . c3	/	0.37	0.30	0.19	0.07
	S.u		sin a . c4	/	/	0.36	0.29	0.18
	S.u		cos a . c1	0.93	0.98	1.00	1.00	1.00
	S.u		cos a . c2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	S.u		cos a . c3	/	0.93	0.95	0.98	1.00
	S.u		cos a . c4	/	/	0.93	0.96	0.98
	MN		S Pp sin ai	0.86	0.86	0.80	0.61	0.32
	MN		S Pp cos ai	3.64	4.82	6.18	6.38	6.51
	MN		Vp	0.86	0.86	0.80	0.61	0.32
	MN		Vred	0.19	0.15	0.18	0.35	0.60
	Mpa	contraint	τ	0.30	0.20	0.24	0.47	0.90
	Mpa		σ _x	2.65	4.49	5.76	5.95	6.21
	Mpa	contraint admissible	τ ₁	2.20	2.48	2.66	2.68	2.72
	Mpa		τ ₂	3.89	4.28	4.46	4.48	4.51
	Mpa		τ _{max}	2.20	2.48	2.66	2.68	2.72
	logique	vérification (τ < τ max)		OK	OK	OK	OK	OK

C.11 Vérification à ELU

Tableau C-40 vérification de la stabilité de la section à ELU (poutre type 35m)

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.375	8.75	13.125	17.5
m ²	dalle	s	0.435	0.435	0.435	0.435	0.435
m		b	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
m		e	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
m131	T.c	s	0.1808	0.1808	0.1808	0.1808	0.1808
m		b	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
m		e	0.164	0.164	0.164	0.164	0.164
m132	ame	s	\	\	\	\	\
m		b	0.5	0.24	0.22	0.22	0.22
m		e	\	\	\	\	\
S.u	E.L.U	γ b	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
S.u		γ s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
S.u		θ	1	1	1	1	1
Mpa		σ bu	19.83	19.83	19.83	19.83	19.83

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

m		y	0.1373	0.2101	0.264	0.27525	0.2789
m²		Su(y)	0.1911216	0.2924592	0.36032	0.37022	0.373432
m		Ygb(y)	0.06865	0.10505	0.12096536 4	0.11825543 6	0.11747116 6
MN		Fb	3.790	5.800	7.146	7.342	7.406
MN		Fp	3.79	5.81	7.15	7.35	7.41
MN		Fp-Fb	-3E-03	5E-03	5E-03	7E-03	6E-03
%		err	0.083	0.086	0.071	0.093	0.079
%		err adm	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
logique		équilibr e force	OK	OK	OK	OK	OK
MNm		Mer	4.0	7.7	11.1	11.9	12.0
MNm		Mu	0.0	5.6	9.6	11.9	12.7
logique		vérification(Elu)		OK	OK	OK	OK
section acier passif AS est nécessaire							
section d'armature passive AS							
m	AS passive	y	\	\	\	\	0.281
m		Ygb	\	\	\	\	0.117
m		Zp	\	\	\	\	1.625
m		ds	\	\	\	\	1.890
m		Zs	\	\	\	\	1.773
m²		Su	\	\	\	\	0.391
MN		Fb	\	\	\	\	7.758
MN		Fs	\	\	\	\	0.349
MN		Fp	3.79	5.81	7.15	7.350	7.412
MN		Ft	\	\	\	\	7.761
MN		Ft-Fb	\	\	\	\	0.003
%		err	\	\	\	\	0.039
%		err adm	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
logique		équilibr e force	\	\	\	\	OK
Mpa		σs	435	435	435	435	435
cm²		AS	0.00	0.00	0.00	0.00	8.02
MNm		Mer	\	\	\	\	12.7
MNm		Mu	0.0	5.6	9.6	11.9	12.7
logique	vérification(Elu)		\	\	\	\	OK

Tableau C-41 vérification de la stabilité de la section à ELU (poutre type 33m)

unité	élément	X	0 Lp	0.125 Lp	0.25 Lp	0.375 Lp	0.5 Lp
		X(m)	0	4.125	8.25	12.375	16.5
m ²	dalle	s	0.435	0.435	0.435	0.435	0.435
m		b	1.74	1.74	1.74	1.74	1.74
m		e	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

m131	T.c	s	0.1808	0.1808	0.1808	0.1808	0.1808
m		b	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
m		e	0.164	0.164	0.164	0.164	0.164
m132	âme	s	\	\	\	\	\
m		b	0.5	0.24	0.22	0.22	0.22
m		e	\	\	\	\	\
S.u	E.L.U	γ b	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
S.u		γ s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
S.u		θ	1	1	1	1	1
Mpa		σ bu	19.83	19.83	19.83	19.83	19.83
m		γ	0.137	0.179	0.229	0.234	0.2365
m²		Su(y)	0.19	0.25	0.32	0.33	0.33
m		Ygb(y)	0.07	0.09	0.11	0.12	0.12
MN		Fb	3.78	4.94	6.32	6.46	6.53
MN		Fp	3.78	4.94	6.32	6.46	6.53
MN		Fp-Fb	-3E-03	-3E-03	-6E-03	-1E-03	6E-03
%		err	0.07	0.06	0.10	0.02	0.09
%		err adm	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
logique		équilib r e force	OK	OK	OK	OK	OK
MNm		Mer	4.0	7.1	9.7	10.5	10.7
MNm		Mu	0.0	5.0	8.6	10.7	11.4
logique	vérification(Elu)		OK	OK	OK	NO	NO
section acier passif AS est nécessaire							
section d'armature passive AS							
m	AS passive	γ	\	\	\	0.2374	0.25249
m		Ygb	\	\	\	0.12	0.12
m		Zp	\	\	\	1.63	1.62
m		ds	\	\	\	1.89	1.89
m		Zs	\	\	\	1.77	1.77
m²		Su	\	\	\	0.33	0.35
MN		Fb	\	\	\	6.55	6.97
MN		Fs	\	\	\	0.09	0.43
MN		Fp	3.78	4.94	6.32	6.46	6.53
MN		Ft	\	\	\	6.55	6.96
MN		Ft-Fb	\	\	\	0.00	-0.01
%		err	\	\	\	0.07	0.09
%		err adm	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
logique		équilib r e force	\	\	\	OK	OK
Mpa		σ s	435	435	435	435	435
cm²	AS	0.00	0.00	0.00	2.08	9.87	
MNm	Mer	\	\	\	10.7	11.4	
MNm	Mu	0	5.0	8.6	10.7	11.4	

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

logique	vérification(Elu)	\	\	\	OK	OK
---------	-------------------	---	---	---	----	----

C.12 Liste combinaison d'action

Tableau C-42 combinaison d'action pour la pile

type	N°	description
ELS Q.p	1	Gp: poids propre de la pile
	2	$G(1)=Gt(1)+Gp$
	3	$G(2)=Gt(2)+Gp$
ELS rare	4	$G(2)+FR+FRI+W+SCT$
	5	$G(2)+FR+1.2AL(1)+FRI+w+SCT$
	6	$G(2)+FR+1.2BC(1)+FRI+w+SCT$
	7	$G(2)+FR+MC120(1)+FRI+w+SCT$
	8	$G(2)+FR+D240(1)+FRI+w+SCT$
	9	$G(2)+FR+1.2AL(2)+FRI+w+SCT$
	10	$G(2)+FR+1.2BC(2)+FRI+w+SCT$
	11	$G(2)+FR+MC120(2)+FRI+w+SCT$
	12	$G(2)+FR+D240(2)+FRI+w+SCT$
ELU	13	$1.35G(1)$
	14	$1.35G(2)$
	15	$1.35G(2)+1.5*(FR+FRI+0.6W)$
	16	$1.35G(2)+1.5*(FR+FRI+0.6W)+1.6(AL(1)+SCT)$
	17	$1.35G(2)+1.5*(FR+FRI+0.6W)+1.6(BC(1)+SCT)$
	18	$1.35G(2)+1.5*(FR+FRI+0.6W)+1.35MC120(1)$
	19	$1.35G(2)+1.5*(FR+FRI+0.6W)+1.35D240(1)$
	20	$1.35G(2)+1.5*(FR+FRI+0.6W)+1.6(AL(2)+SCT)$
	21	$1.35G(2)+1.5*(FR+FRI+0.6W)+1.6(BC(2)+SCT)$
	22	$1.35G(2)+1.5*(FR+FRI+0.6W)+1.35(MC(2)120)$
	23	$1.35G(2)+1.5*(FR+FRI+0.6W)+1.35(D240)(2)$
seisme	24	$G(2)+FSx+0.6*(AL(1)+SCT)$
	25	$G(2)+FSx+0.6*(BC(1)+SCT)$
	26	$G(2)+FSy+0.6*(AL(1)+SCT)$
	27	$G(2)+FSy+0.6*(BC(1)+SCT)$
	28	$G(2)+FSx+0.6*(AL(2)+SCT)$
	29	$G(2)+FSx+0.6*(BC(2)+SCT)$
	30	$G(2)+FSy+0.6*(AL(2)+SCT)$
	31	$G(2)+FSy+0.6*(BC(2)+SCT)$

Tableau C-43 combinaison d'action pour la culée

type	N°	description
ELS Q.p	1	$Gc=G1+G2+G3+Gr1+Gr2$

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

	2	$G=G_t+G_c$
ELS rare	3	$G+FR+1.2AL+FRI+w+SCT$
	4	$G+FR+1.2BC+FRI+w+SCT$
	5	$G+FR+MC120+FRI+w+SCT$
	6	$G+FR+D240+FRI+w+SCT$
ELU	7	$1.35G$
	8	$1.35G+1.6Q(AL)+1.5*0.6W$
	9	$1.35G+1.6Q(BC)+1.5*0.6W$
	10	$1.35G+1.35Q_{rp}(MC120)+1.5*0.6w$
	11	$1.35G+1.35Q_{rp}(D240)+1.5*0.6w$
séisme	12	$G+FS_x+0.6*(AL+SCT)$
	13	$G+FS_x+0.6*BC$
	14	$G+FS_y+0.6*AL$
	15	$G+FS_y+0.6*BC$

Tableau C-44 Effort de calcul pour la pile

unité		KN	KN	KN	KN.m	KN.m
combinaison		Fz	Fx	Fy	Mx	My
ELS Q.p	1	5015.133	0	0	0	808.3662
	2	8875.473	0	0	2123.187	2005.072
	3	12735.81	0	0	0	3201.777
ELS rare	4	12893.31	390.9415	275.8	3049.344	5274.617
	5	14333.91	390.9415	275.8	3841.674	6138.977
	6	13575.81	390.9415	275.8	3424.719	3943.742
	7	13970.78	390.9415	275.8	3641.949	5921.096
	8	14655.6	390.9415	275.8	4018.601	6331.989
	9	14860.25	390.9415	275.8	3049.344	6454.776
	10	13619.69	390.9415	275.8	3049.344	3858.186
	11	14022.21	390.9415	275.8	3049.344	5951.952
	12	14926.85	390.9415	275.8	3049.344	6494.741
ELU	13	11981.89	0	0	2866.303	2706.847
	14	17193.35	0	0	0	4322.399
	15	17193.35	586.4123	248.22	4574.016	6754.955
	16	19366.15	586.4123	248.22	5630.456	6899.435
	17	18355.35	586.4123	248.22	5074.516	3972.455
	18	18647.92	586.4123	248.22	5374.033	7627.701
	19	19572.43	586.4123	248.22	5882.513	8182.407
	20	20067.92	586.4123	248.22	4574.016	7320.501
	21	18413.85	586.4123	248.22	4574.016	3858.38
	22	18717.35	586.4123	248.22	4574.016	7669.358
	23	19938.63	586.4123	248.22	4574.016	8402.122
séisme	24	13456.11	3257.712	0	25806.32	3633.957
	25	13077.06	3257.712	0	25597.84	2536.34
	26	13456.11	0	3221.864	396.165	28764.5

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

	27	13077.06	0	3221.864	187.6875	27666.88
	28	13719.28	3257.712	0	25410.15	3791.857
	29	13099	3257.712	0	25410.15	2493.562
	30	13719.28	0	3221.864	0	28922.39
	31	13099	0	3221.864	0	27624.1

Tableau C-45 Effort de calcul pour la culée

unité		KN	KN	KN	KN.m	KN.m
combinaison		Fz	Fx	Fy	Mx	My
ELS Q.p	1	16684	1789	-880	-10047	-1647
	2	20342	1789	-880	-9133	-550
ELS rare	3	21782	1977	-815	-7260	720
	4	21037	1977	-815	-7446	-1368
	5	21450	1977	-815	-7343	537
	6	22103	1977	-815	-7180	896
ELU	7	27461	2415	-1189	-12329	-742
	8	29333	2415	-1130	-11861	869
	9	28339	2415	-1130	-12110	-1915
	10	28908	2415	-1130	-11968	635
	11	29788	2415	-1130	-11747	1119
séisme	12	21043	3499	-880	4791	-164
	13	20671	3499	-880	4697	-1208
	14	21043	1789	905	-8957	14192
	15	20671	1789	905	-9050	13148

C.13 Effort normale pieu

Tableau C-46 effort normale N en (KN) des pieux sous la pile

N(KN)		N° pieux					
combinaison		1	2	3	4	5	6
ELS Q.p	1	779.7	779.7	835.9	835.9	892.0	892.0
	2	1536.6	1143.4	1675.8	1282.7	1815.1	1421.9
	3	1900.3	1900.3	2122.6	2122.6	2345.0	2345.0
ELS rare	4	2064.9	1500.2	2431.2	1866.5	2797.5	2232.8
	5	2318.4	1607.0	2744.7	2033.3	3171.0	2459.6
	6	2305.9	1671.7	2579.7	1945.5	2853.6	2219.4
	7	2254.5	1580.1	2665.7	1991.2	3076.9	2402.4
	8	2375.0	1630.8	2814.7	2070.5	3254.4	2510.2
	9	2310.8	1746.1	2759.1	2194.4	3207.3	2642.6
	10	2284.4	1719.7	2552.3	1987.6	2820.2	2255.5
	11	2206.1	1641.4	2619.4	2054.7	3032.7	2468.0
	12	2319.1	1754.4	2770.2	2205.5	3221.2	2656.5
ELU	13	2074.4	1543.6	2262.4	1731.6	2450.4	1919.6

ANNEXE. C : Tableaux Des Calculs

	14	2565.4	2565.4	2865.6	2865.6	3165.7	3165.7
	15	2820.0	1972.9	3289.1	2442.0	3758.2	2911.1
	16	3269.9	2227.2	3749.0	2706.4	4228.2	3185.5
	17	3253.2	2313.5	3529.1	2589.4	3805.0	2865.2
	18	3075.9	2080.7	3605.6	2610.4	4135.3	3140.1
	19	3238.5	2149.2	3806.7	2717.4	4375.0	3285.6
	20	3259.8	2412.8	3768.2	2921.1	4276.5	3429.5
	21	3224.6	2377.5	3492.5	2645.5	3760.4	2913.4
	22	3010.5	2163.4	3543.1	2696.0	4075.7	3228.6
	23	3163.1	2316.1	3746.6	2899.6	4330.1	3483.1
séisme	24	4379.8	-399.1	4632.2	-146.8	4884.5	105.6
	25	4373.5	-366.8	4549.7	-190.7	4725.8	-14.5
	26	281.8	208.5	2279.4	2206.0	4276.9	4203.5
	27	275.6	240.8	2196.9	2162.1	4118.2	4083.4
	28	4376.0	-329.6	4639.3	-66.2	4902.7	197.1
	29	4362.8	-342.8	4536.0	-169.6	4709.1	3.5
	30	278.0	278.0	2286.5	2286.5	4295.0	4295.0
	31	264.8	264.8	2183.2	2183.2	4101.5	4101.5

Tableau C-47 effort normale N(KN) des pieux sous la culée

N(KN)		N° Pieux								
Combinaison		1	2	3	4	5	6	7	8	9
ELS Q.p	1	1464.9	1930.0	2395.2	1388.6	1853.8	2318.9	1312.3	1777.5	2242.6
	2	1862.8	2285.6	2708.5	1837.4	2260.2	2683.0	1811.9	2234.7	2657.6
ELS rare	3	2050.8	2386.9	2723.0	2084.1	2420.3	2756.4	2117.5	2453.6	2789.7
	4	2056.0	2400.8	2745.5	1992.7	2337.4	2682.2	1929.4	2274.1	2618.8
	5	2018.5	2358.5	2698.4	2043.4	2383.3	2723.3	2068.3	2408.2	2748.2
	6	2082.0	2414.4	2746.8	2123.4	2455.8	2788.2	2164.9	2497.3	2829.7
ELU	7	2514.8	3085.6	3656.4	2480.5	3051.3	3622.1	2446.1	3016.9	3587.7
	8	2669.8	3219.0	3768.1	2710.0	3259.2	3808.3	2750.2	3299.4	3848.5
	9	2676.8	3237.4	3798.0	2588.1	3148.7	3709.4	2499.4	3060.1	3620.7
	10	2628.5	3182.6	3736.6	2657.9	3211.9	3766.0	2687.3	3241.3	3795.4
	11	2714.1	3258.0	3801.9	2765.9	3309.8	3853.7	2817.8	3361.6	3905.5
séisme	12	2567.5	2345.7	2124.0	2559.9	2338.2	2116.4	2552.4	2330.6	2108.8
	13	2570.1	2352.7	2135.2	2514.2	2296.7	2079.3	2458.3	2240.8	2023.4
	14	1266.4	1681.1	2095.8	1923.5	2338.2	2752.9	2580.5	2995.2	3409.9
	15	1269.0	1688.0	2107.0	1877.7	2296.7	2715.8	2486.4	2905.5	3324.5

ANNEXE. D

D.1 Travée type 35

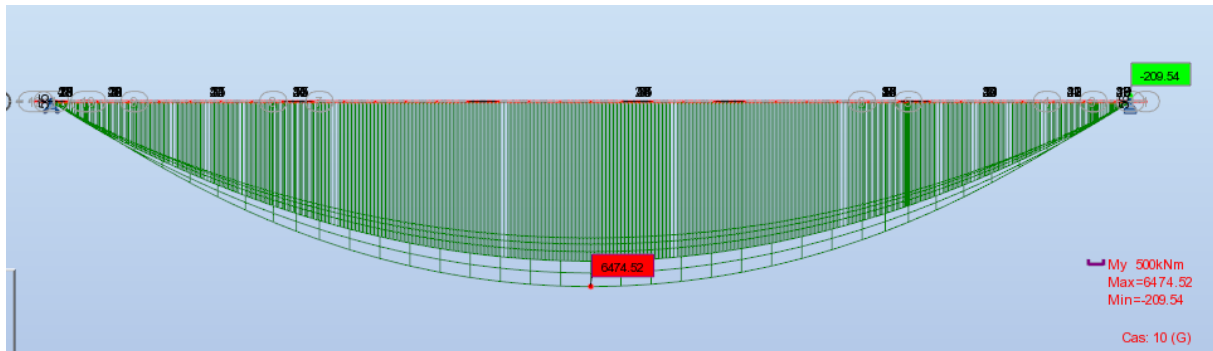


Figure D-1 moment fléchissant sous G (travée 35m)

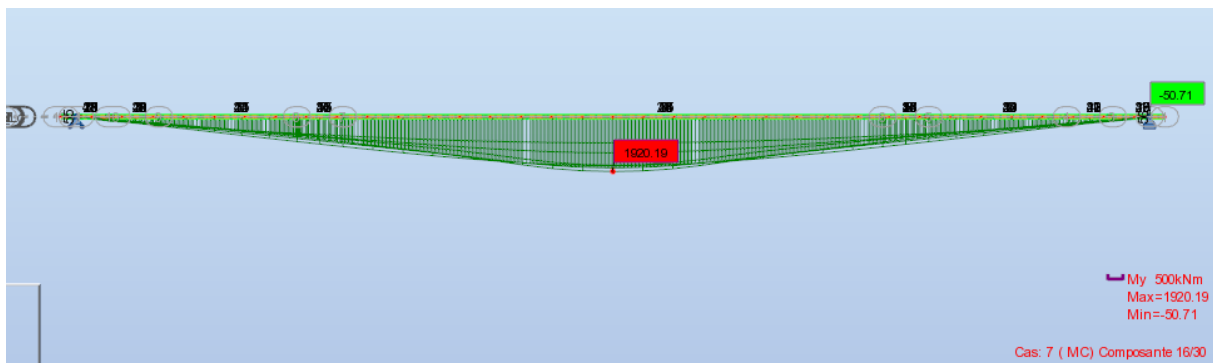


Figure D-2 moment fléchissant sous MC120 (travée 35m)

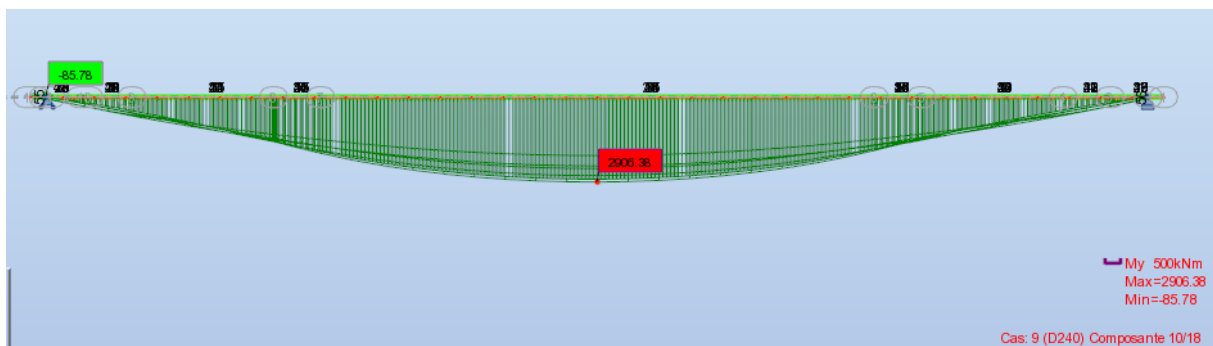


Figure D-3 moment fléchissant sous D240 (travée 35m)

ANNEXE. D : Résultats Des Modelés De Calcul

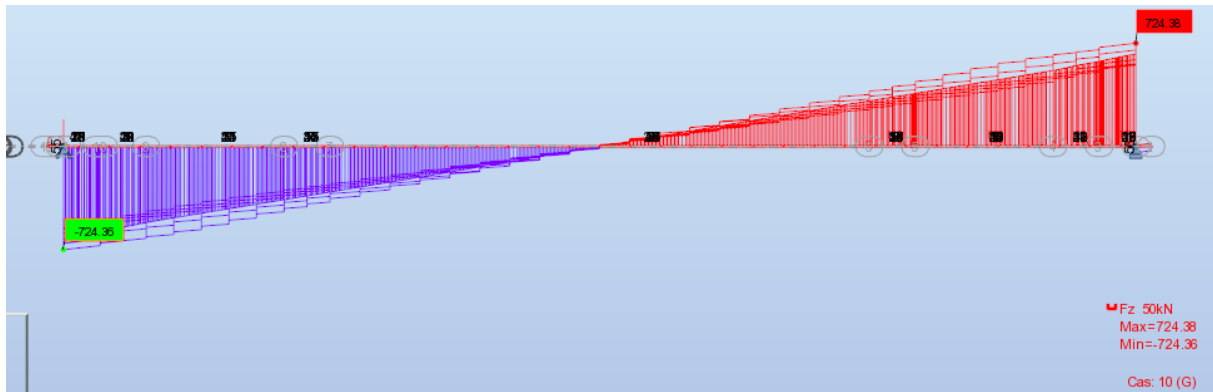


Figure D-4 effort tranchant sous G (travée 35m)

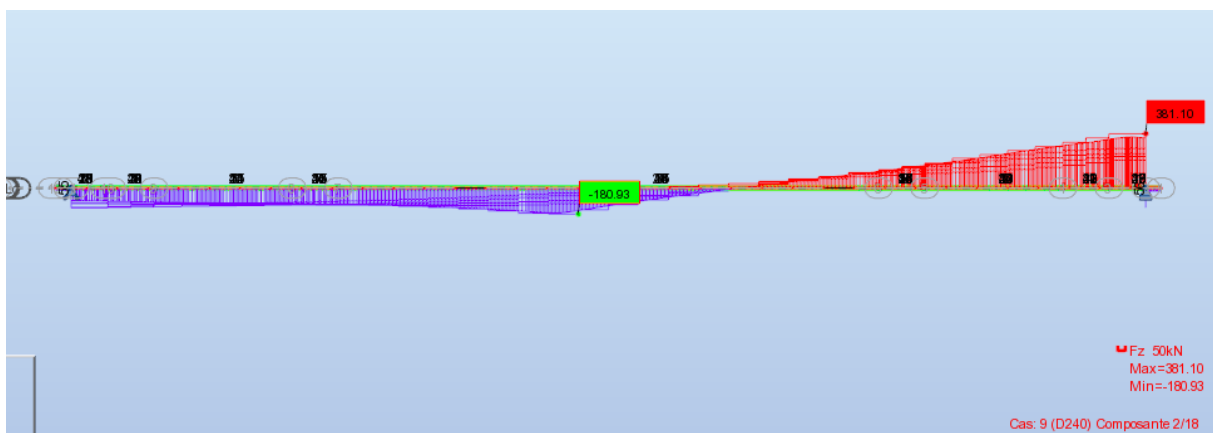


Figure D-5 effort tranchant sous D240 (travée 35m)

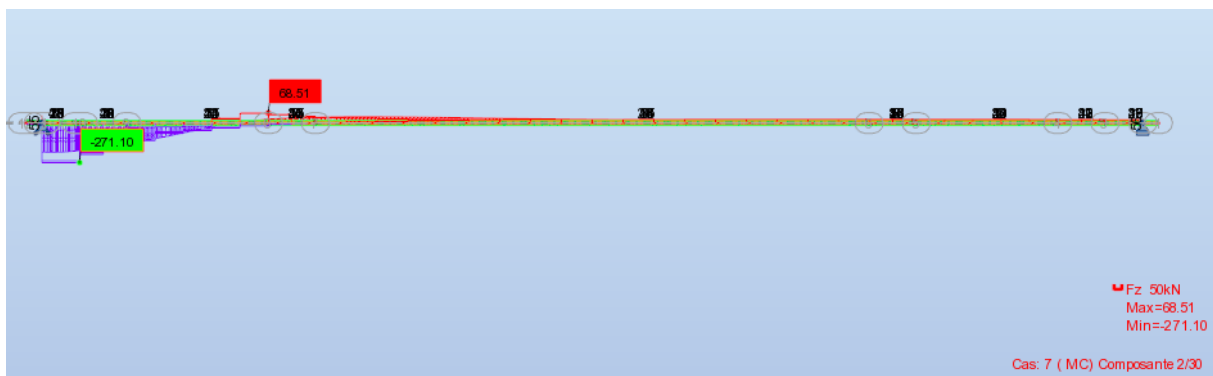


Figure D-6 effort tranchant sous MC120 (travée 35m)

ANNEXE. D : Résultats Des Modelés De Calcul

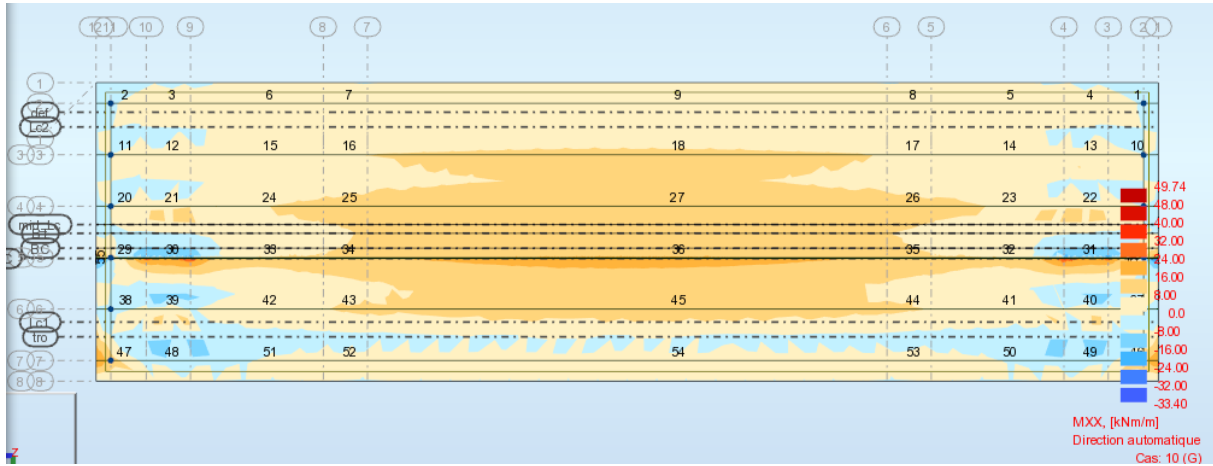


Figure D-7 Mxx sous G (travée 35m)

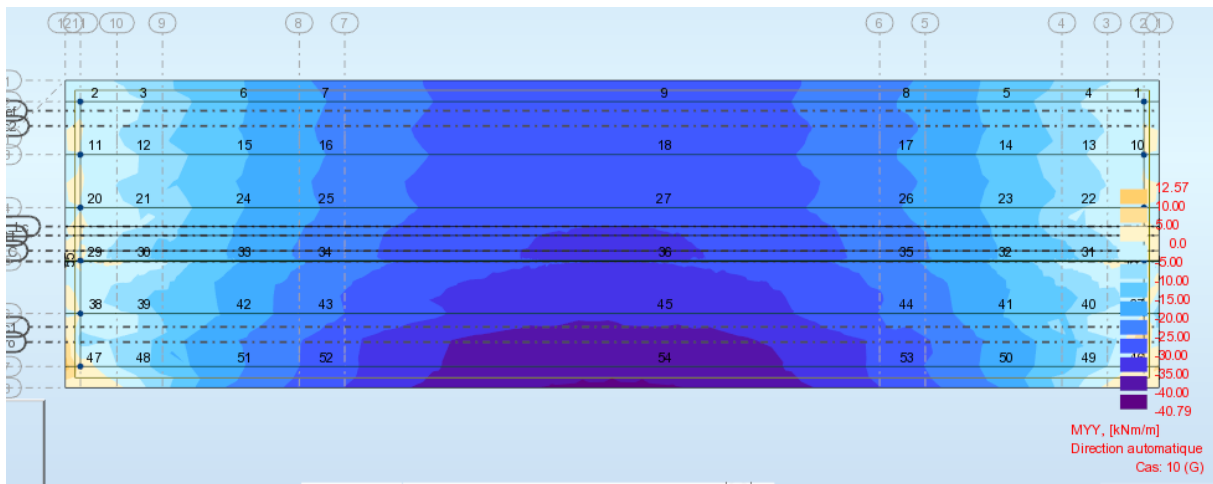


Figure D-8 Myy sous G (travée 35m)

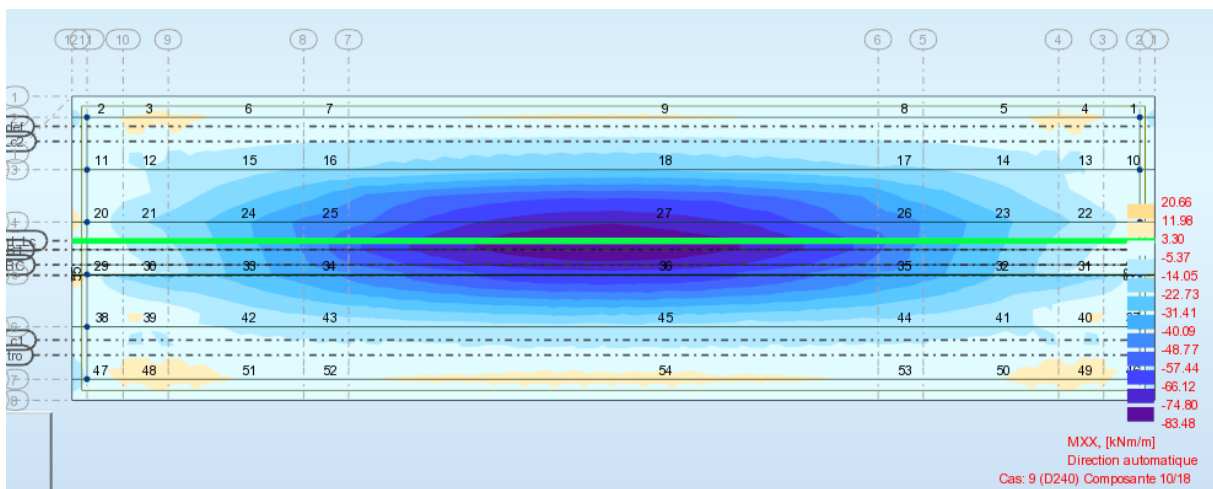


Figure D-9 Mxx sous D240 (travée 35m)

ANNEXE. D : Résultats Des Modelés De Calcul

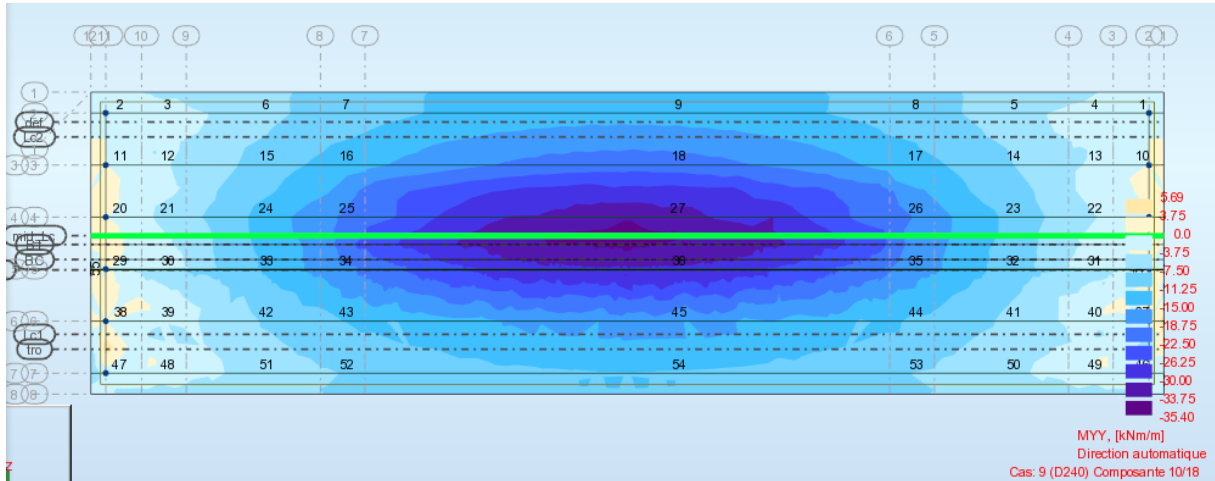


Figure D-10 Myy sous D240 (travée 35m)

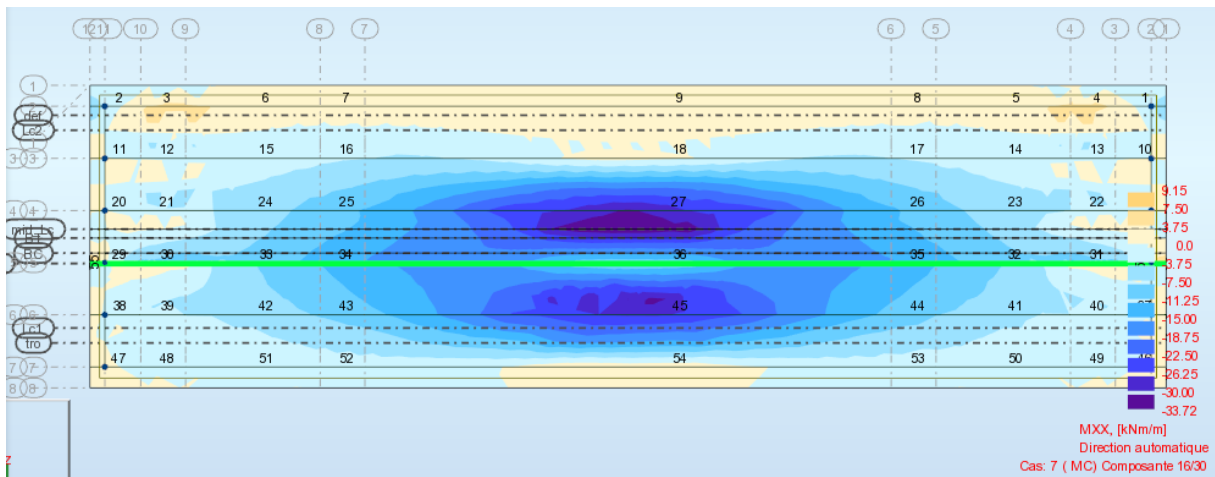


Figure D-11 Mxx sous MC120 (travée 35m)

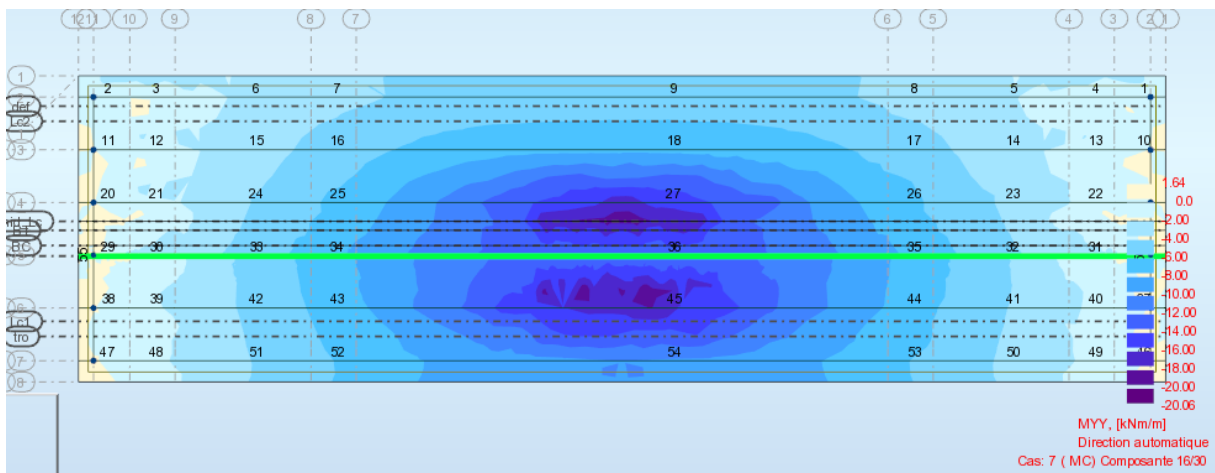


Figure D-12 Myy sous MC120 (travée 35m)

D.2 Travée type 33m



Figure D-13 moment fléchissant sous G (travée 33m)

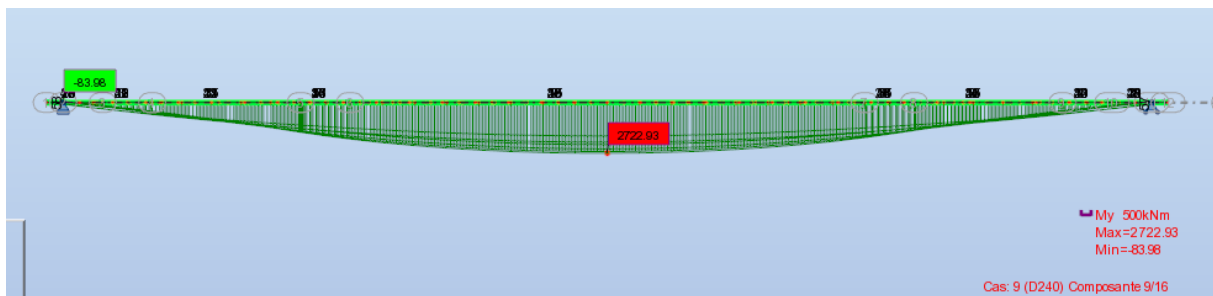
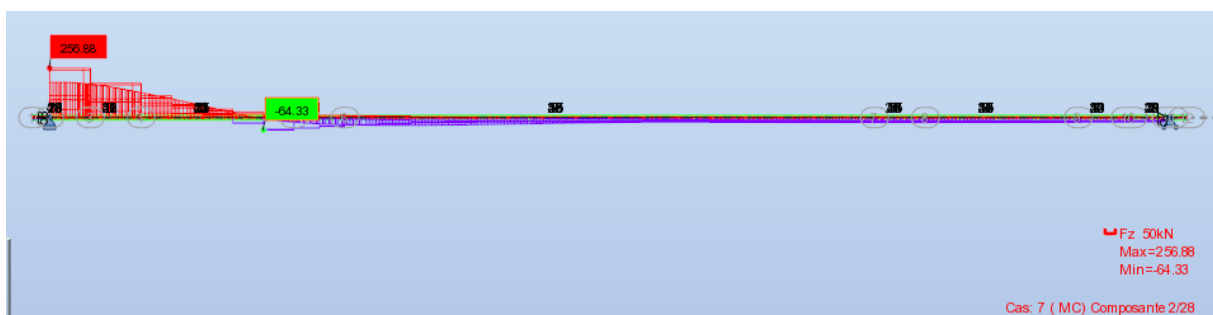
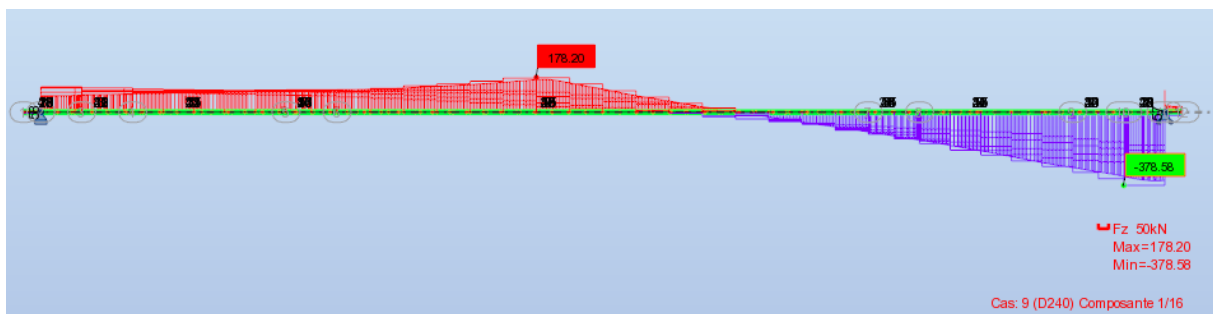
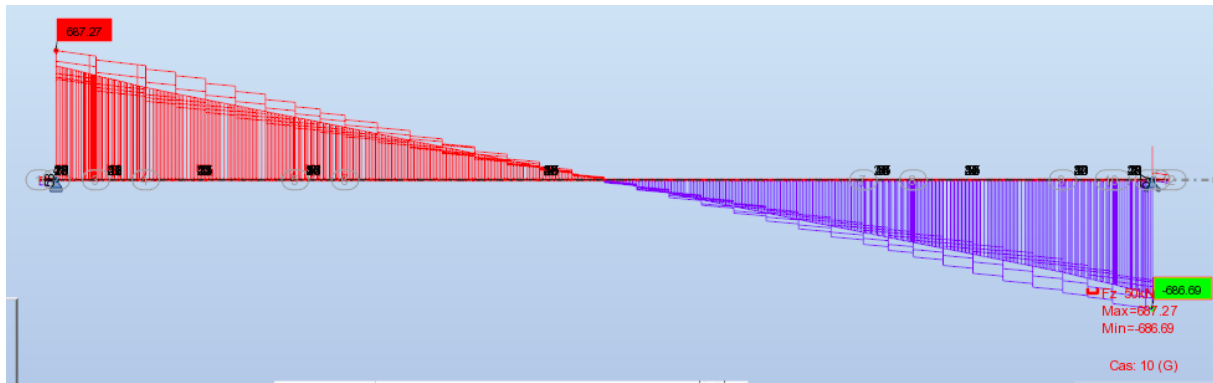


Figure D-14 moment fléchissant sous D240 (travée 33m)



Figure D-15 moment fléchissant sous MC120 (travée 33m)

ANNEXE. D : Résultats Des Modelés De Calcul



ANNEXE. D : Résultats Des Modelés De Calcul

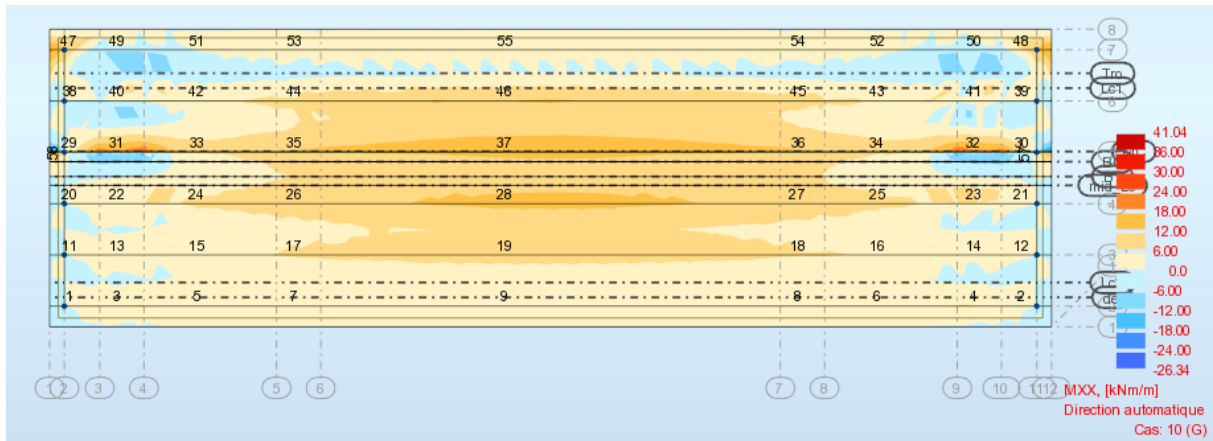


Figure D-19 Mxx sous G (travée 33m)

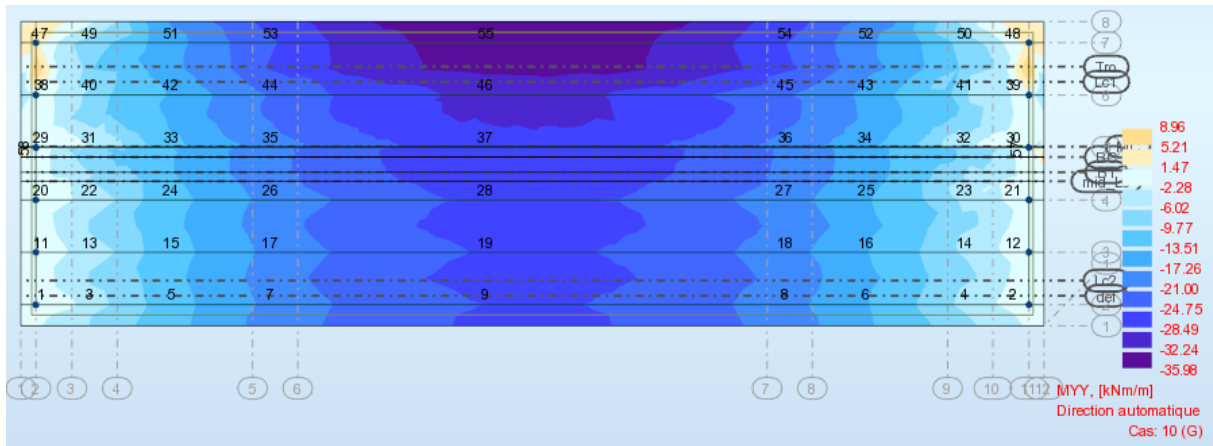


Figure D-20 Myy sous G (travée 33m)

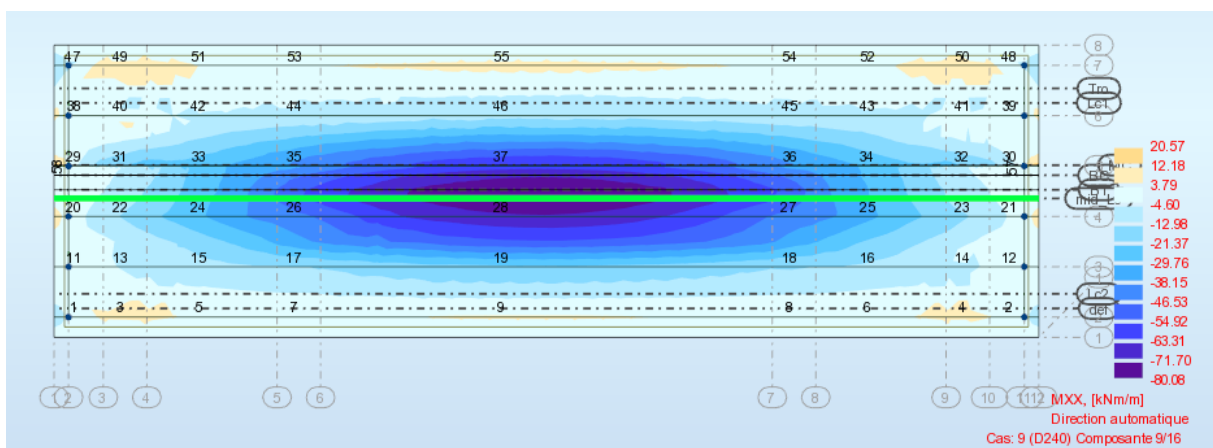


Figure D-21 Mxx sous D240 (travée 33m)

ANNEXE. D : Résultats Des Modelés De Calcul

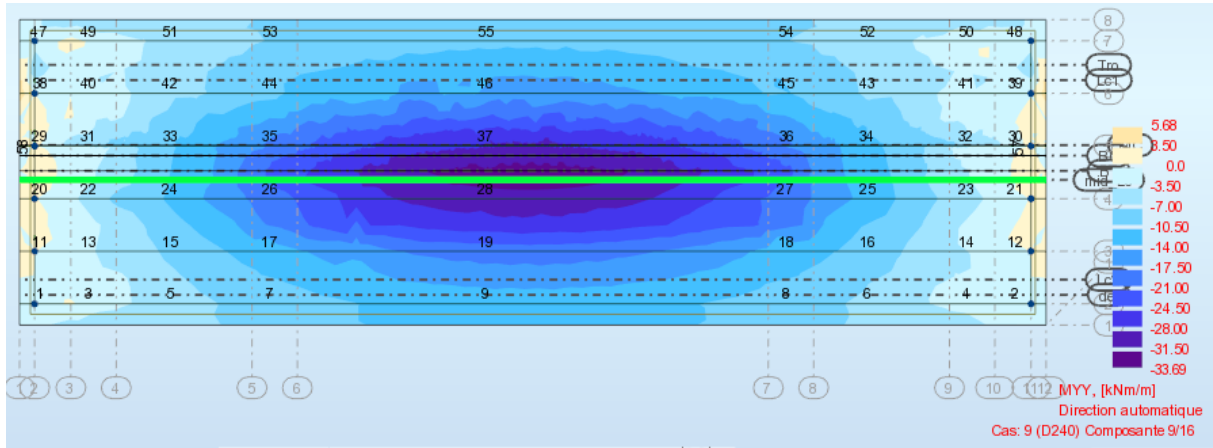


Figure D-22 Myy sous D240 (travée 33m)

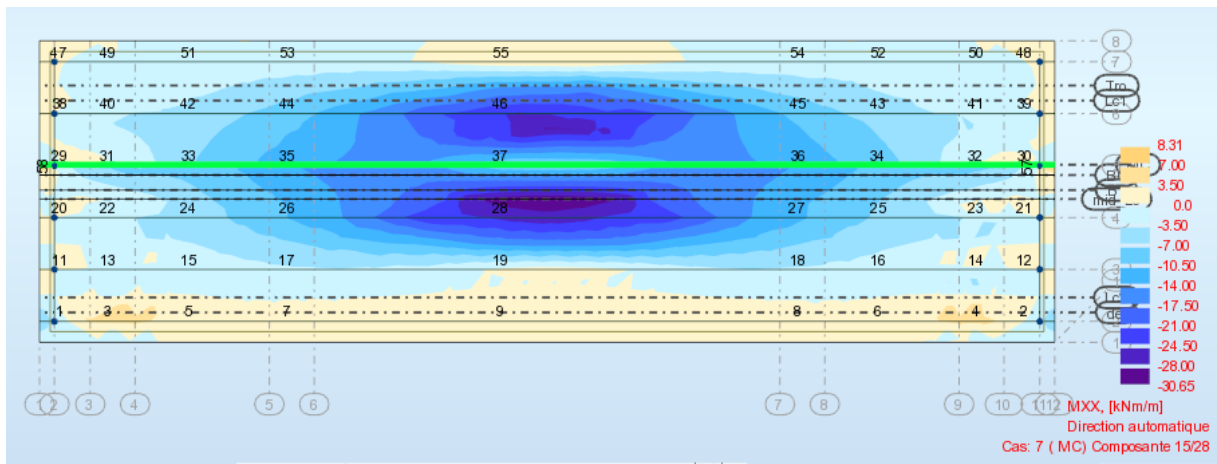


Figure D-23 Mxx sous MC120 (travée 33m)

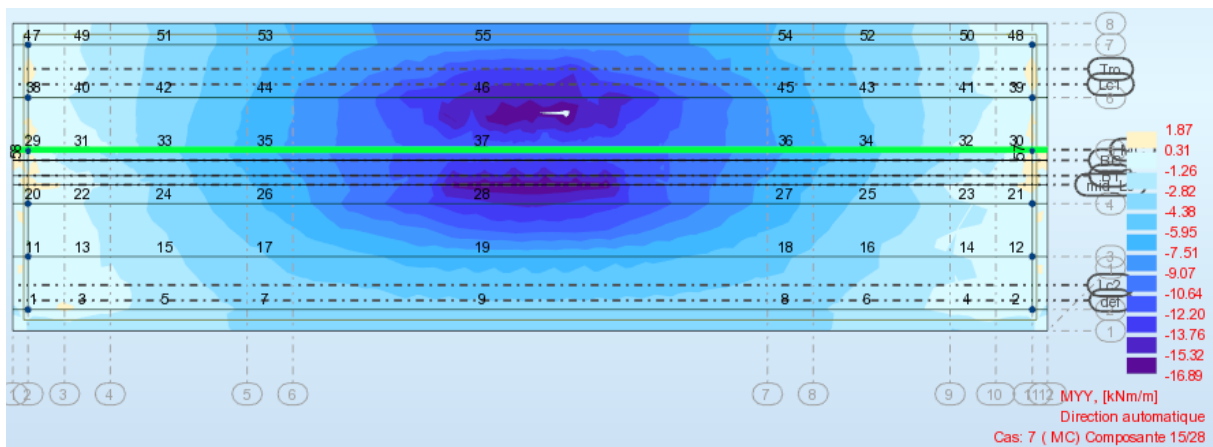


Figure D-24 Myy sous MC120 (travée 33m)

D.3 Culée C1

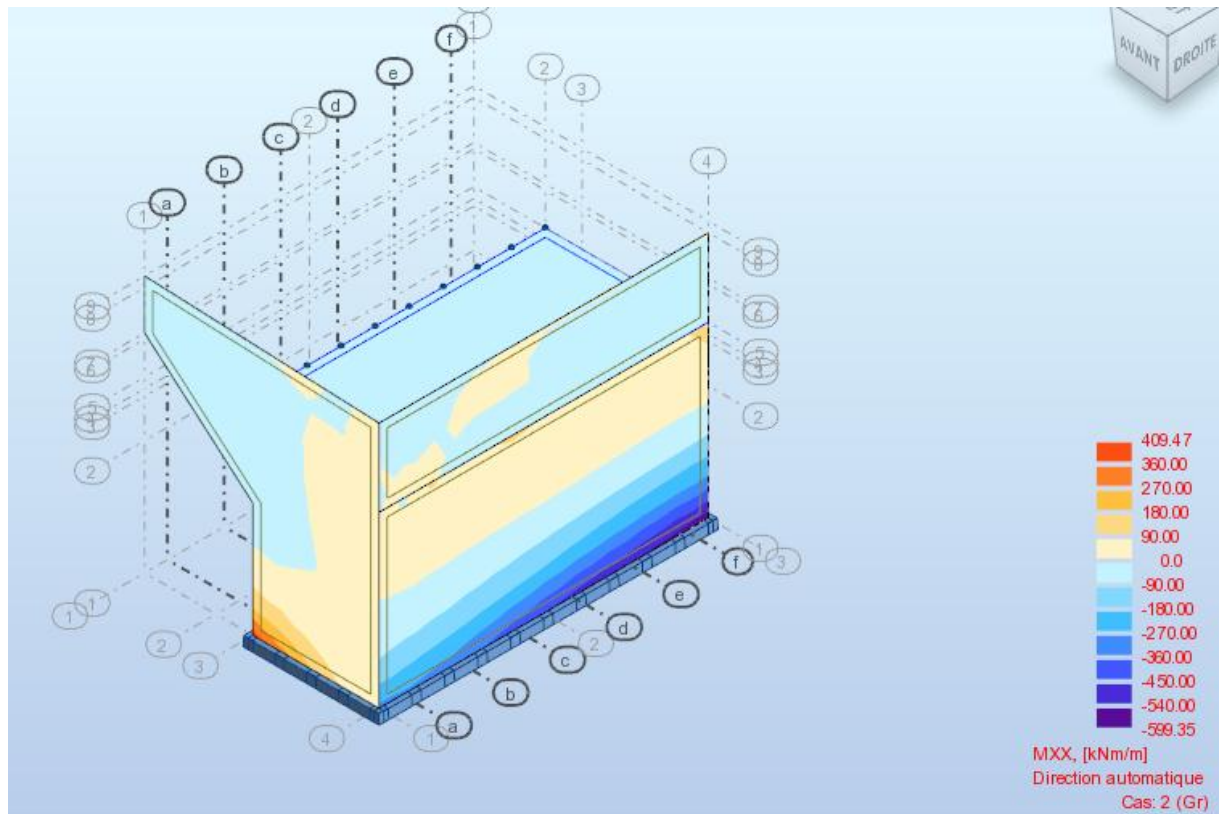


Figure D-25 Mxx sous Gr (culée C1)

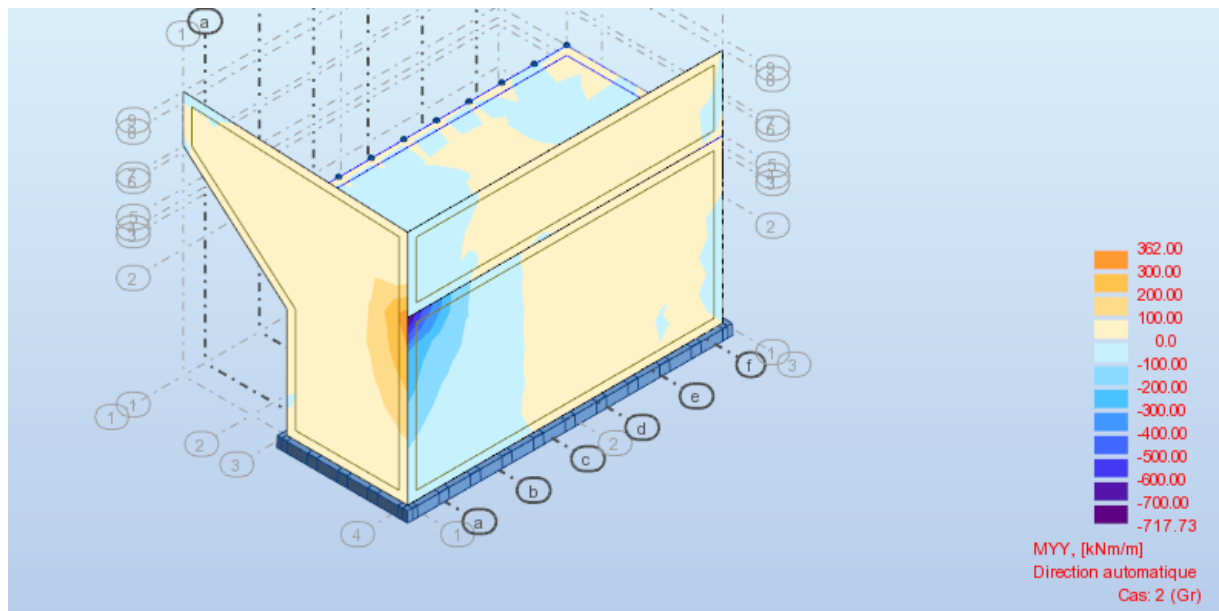


Figure D-26 Myy sous Gr (culée C1)

Pile P2

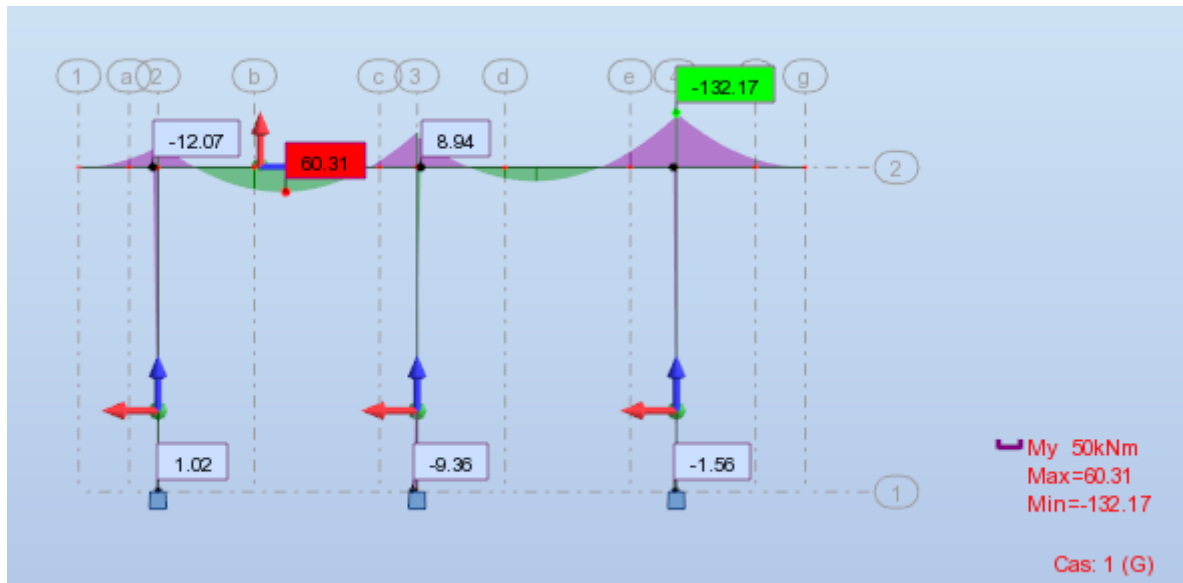


Figure D-27 M_y sous poids propre (pile P2)

ANNEXE. E

ANNEXE. E : Ferrailage

E.1 Chevêtre de la pile P2

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

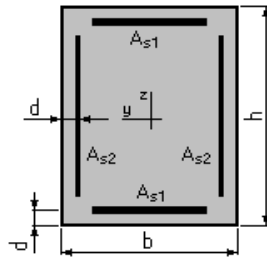
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 220.0$ (cm)

$h = 150.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	-91.51	1815.63	63.18
2.	ELU	-151.13	2534.06	63.18
3.	ELA	-690.87	4131.85	583.02

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 136.0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 29.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 165.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s\max} = 1650.0$ (cm²)

théorique $\rho = 1.00$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

E.2 Fût pile P2

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

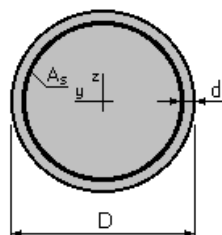
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 150.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	5893.00	619.01	637.00
2.	ELA	6081.00	3131.77	5877.42
3.	ELS	4356.00	363.42	636.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 176.7$ (cm²)

Section maximum $A_{s\max} = 883.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 88.4$ (cm²)

théorique $\rho = 1.00$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

ANNEXE. E : Ferrailage

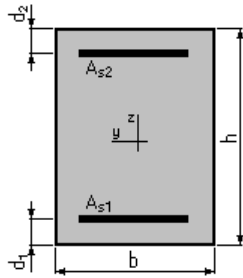
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- * Fissuration très préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 70.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	104.00	-197.00
Etat Limite de Service	76.46	-159.50
Etat Limite Ultime (Accidentel)	79.00	-136.40

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 18.2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 18.2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 18.2$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 162.5$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.56$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.28$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2.32$ (%)

E.6 Mur en retour ferrailage horizontale Calcul de Section en Flexion Simple

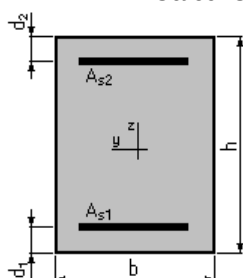
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- * Fissuration très préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 70.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	37.00	-116.00
Etat Limite de Service	26.78	-88.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	42.50	-86.37

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 18.2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 18.2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 18.2$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 162.5$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.56$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.28$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2.32$ (%)

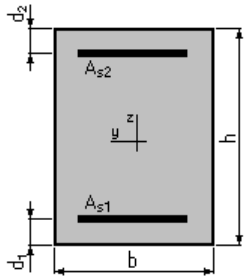
E.7 Mur garde grève ferrailage verticale Calcul de Section en Flexion Simple

ANNEXE. E : Ferrailage

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- * Fissuration très préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



2. Section:

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 30.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués: M_{max} (kN*m) M_{min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	34.11	-14.00
Etat Limite de Service	25.00	-10.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	25.00	-26.37

4. Résultats:

Sections d'Acier:

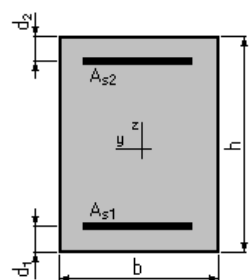
Section théorique	$A_{s1} = 7.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 7.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 7.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 62.5$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.56$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.28$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2.08$ (%)

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- * Fissuration très préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



2. Section:

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 30.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués: M_{max} (kN*m) M_{min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	24.30	-6.00
Etat Limite de Service	18.00	-4.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	26.00	-7.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 7.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 7.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 62.5$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.56$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.28$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2.08$ (%)

E.8 Dalle de transition ferrailage longitudinale

Calcul de Section en Flexion Simple

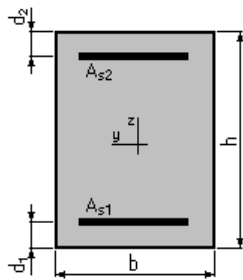
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

ANNEXE. E : Ferrailage

- * Fissuration très préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0 \text{ (cm)}$
 $h = 30.0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	96.32	-76.36
Etat Limite de Service	72.83	-62.32
Etat Limite Ultime (Accidentel)	10.50	-31.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16.7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 14.2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 7.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 62.5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 1.24 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\max} = 2.08 \text{ (\%)}$

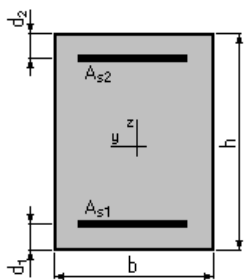
E.9 Dalle de transition ferrailage transversale Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration très préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0 \text{ (cm)}$
 $h = 30.0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués: $M_{\max} \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} \text{ (kN*m)}$

Etat Limite Ultime (fondamental)	188.53	-102.80
Etat Limite de Service	140.00	-77.21
Etat Limite Ultime (Accidentel)	148.00	-76.21

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 33.8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 17.9 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 7.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 62.5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 2.07 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\max} = 2.08 \text{ (\%)}$