

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**Etude et conception d'un ouvrage d'art sur
280 m à la commune d'ANNABA wilaya
d'ANNABA.**

Présenté par :

-BOUROUIS Belkis
-CHAUCHE Amira.

Encadré par :

-Dr. CHIKH Benazouz.(MCA)
-Doctorant .BENBOKHARI Abdellatif

Promotion 2021/2022

Remerciements

Nous remercions Dieu. De nous avoir accordé des connaissances de la science et de nous avoir aidé à réaliser ce travail.

Nous remercions nos mamans ainsi toutes nos familles pour leurs conseils permanents, leurs sacrifices afin d'y arriver à ce moment-là.

Nous remercions notre encadrant Mr. BENAZOUZ Chikh et le co-encadrant BENBOKHARI Abdellatif pour leurs générosité de donner tout ce qu'ils ont comme savoir, nous somme satisfaites de leurs encadrement.

Je tiens à remercier aussi l'enseignant de l'ENSTP Mr ZOURGUI, le doctorant CHAMI SAID ,le directeur de SAETI Mr SAADOUNI, les ingénieurs d'étude de SAETI Mme ADJABI Hanene et Mr HAMOUDI pour leurs aides

Sans oublier de remercier les membres de l'honorable jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.

Nous remercions nos amis qui ont participé de près ou de loin afin d'accomplir notre mission avec succès.

ملخص

يتكون هذا العمل من دراسة وتصميم الجسر المتواجد بين النقطة الكيلومترية +2 898.08 والنقطة 3 + 177.8 الرابط بين رأس الحمراء ووادي بقرات بولاية عنابة. تم بناء الجسر بثمانية اجزاء مستقلة خرسانية سابقة الشد تمتد بطول 35 متراً وعرض 11.00 متراً وورصيفين بطول 0.75 متر لكل منهما . يبدأ المشروع بدراسة البنية الفوقية التي تتكون من إجراء تقييم للأحمال والأحمال الزائدة وتوزيعها العرضي باستخدام طريقة اليدوية والحساب التلقائي باستخدام برنامج ROBOT وبعد ذلك نبدأ في حساب الإجهاد المسبق والمعدات ينتهي المشروع بدراسة البنية التحتية (الدراسة الزلزالية ، التحقق من الأبعاد وتقوية الركائز والدعامات والقواعد)

Résumé

Ce travail consiste à faire l'étude et la conception d'un viaduc situé entre le **PK2 +898.08** et **PK3+177.8** reliant RAS EL HAMRA à OUED BEGRAT à la wilaya d'ANNABA

Le pont est construit de 8 travées en béton précontraint par post tension de 35 m de longueur, 11.00 m de largeur et deux trottoirs 0.75 m chacun.

Le projet commence par l'étude de la superstructure qui consiste a faire une évaluation des charges , surcharges ,leurs répartition transversale en utilisant la méthode manuelle guyon-massonet et le calcul automatique avec le logiciel ROBOT par la suite on entame le calcul de la précontrainte et les équipements

Le projet se termine par l'étude de l'infrastructure (étude sismique , dimensionnement vérification et ferrailage des piles ,culées et semelles)

Abstract

This work consists of studying and designing a bridge located between KP2 + 898.08 and KP3 + 177.8 connecting RAS EL HAMRA to OUED BEGRAT in the wilaya of ANNABA

The bridge is built with 8 prestressed, post-tensioned concrete spans 35 m long, 11.00 m wide and two sidewalks 0.75 m each.

The project begins with the study of the superstructure which consists in making an evaluation of the loads, overloads, their transverse distribution using the manual method guyon-massonet and the automatic calculation with the ROBOT software thereafter we begin the calculation of the prestressing and equipment

The project ends with the study of the infrastructure (seismic study, dimensioning verification and reinforcement of the piles, abutments and footings)

LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point Kilométrique.

RN : Route Nationale.

BAU : Bande d'arrêt d'urgence.

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

BAEL : Béton armé aux États limites.

BPEL : Béton précontraint aux États limites.

DTR : Document technique Réglementaire.

HA : Haute adhérence.

ELU : États limites ultime.

ELS : États limites en service.

ELA : États limites accidentelles.

E_p : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.

E_s : Module d'Elasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.

f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.

f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.

f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.

f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.

σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.

σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.

σ_{inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_s : Contrainte limite de l'acier.

σ_{sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

HA : Haute Adhérence.

12T15 : douze (12) torons de quinze (15) fils.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

CCP : Complément des charges permanentes.

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.

St : Espacement des armatures Transversales.

ΔT : Variation uniforme de la température

$\Delta \theta$: Gradient thermique.

MGG : Mur gade grève.

MF : mur frontal.

Sommaire

Chapitre I Introduction général

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre II Présentation Du projet

II.1. Introduction	3
II.2. Présentation du projet.....	3
II.2.1. Objectif et situation du projet.....	3
II.2.2. Obstacle à franchir	3
II.3. données du projet	3
II.3.1. données fonctionnelles	3
II.3.2. données naturelles	4
II.4. Conclusion	5

Chapitre III Conception générale

III.1. Introduction	7
III.2. Variante N°1 ponts a Poutre préfabriquées en précontraintes par post tension.....	8
III.2.1. Introduction	8
III.2.2. Principe de construction	8
III.2.3. Domaine d'emploi.....	9
III.2.4. Conception générale	9
III.2.4.1. Conception de la superstructure	9
III.2.5. Vérification du prédimensionnement	15
III.2.5.1. Estimation des sections de précontraintes.....	17
III.2.5.2. Vérification des contraintes.....	17
III.2.5.3. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis flambement.....	18
III.2.5.4. Vérification des semelles	19
III.3. Variante2 : Pont mixte acier-béton bipoutre à entretoise :	21
III.3.1. Introduction :	21
III.3.2. principe de construction :	21
III.3.3. Domaine d'emploi :	21
III.3.4. Conception de la variante 2 :	22
III.3.4.1. Conception de la superstructure :	22
.....	24
.....	24
III.3.4.2. conception de l'infrastructure :	26
III.3.5. Vérification de prédimensionnement de la variante 2 :	27

III.3.5.1.	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis flambement :	29
III.3.5.2.	Vérification de moment fléchissant :	29
III.3.5.3.	Vérification de l'effort tranchant :	30
III.3.5.4.	Vérification de la Résistance au cisaillement :	30
III.3.5.5.	Vérification Flambage vertical de la semelle dans l'âme :	30
III.3.5.6.	Vérification de voilement par cisaillement :	31
III.3.6.	devis estimatif et quantitatif :	31
III.4.	Variante 03 Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successif	32
III.4.1.	Introduction	32
III.4.2.	Domaine d'emploi	32
III.4.3.	Conception générale	33
III.4.3.1.	Conception de la superstructure	33
	33
	33
III.4.3.2.	conception de l'infrastructure	38
Figure	39
	39
III.4.4.	Devis estimatif et quantitatif	40
III.5.	analyse multicritère	41
Chapitre IV Matériaux		
IV.1.	Introduction :	43
IV.2.	Généralités :	43
IV.3.	les matériaux utilisés :	43
IV.3.1.	le béton :	43
IV.3.1.1.	Résistance à la compression :	43
IV.3.1.2.	La résistance à la traction :	43
IV.3.1.3 :	Contrainte de calcul à l'état limite ultime :	44
IV.3.1.4 :	Contrainte admissible de la compression à ELS :	44
IV.3.1.5.	Module d'élasticité longitudinale E :	44
IV.3.1.6.	Déformation transversale du béton :	45
IV.3.2.	le Les armatures :	45
IV.3.2.1.	Les armatures passifs :	45
	46
IV.3.2.3.	les armatures actives :	46
IV.4	Normes et Règles:	47

Chapitre V Charge et Surcharge

V.1 : Introduction :	60
V.2 : Définitions :	60
V.2.1 : Largeur Roulable (L_r) :	60
V.2.2 : Largeur Chargeable (L_{ch}) :	60
V.2.3 Nombre de voies (N_v) :	60
V.2.4 Largeur réelle d'une voie (V) :	60
V.2.5 Classe des pont:	61
V.3 : Evaluation des charges et surcharges :	61
V.3.1 : Charges hors trafic :	61
V.3.2 : Charges due au trafic :	62
V.3.2.1 : Système de charges A :	62
V.3.2.2 : Système de charge B :	64
V.3.2.3 : Système de charge Mc120 :	67
V.3.2.4 : Système de charge D240 :	69

Chapitre VI Calcul Des Sollicitation

VI.1. Introduction :	57
VI.2. Calcul des sollicitations :	57
.....	57
VI.2.1: sous le poids propre :	57
VI.2.2:sous Système de charge A(L) :	57
VI.2.3. sous Système de charge B :	58
VI.2.3.1. sous Système de charge Bc :	58
VI.2.3.2.sous Système de charge Bt :	59
VI.2.3.3. sous Système de charge Br :	60
VI.2.4. sous Système de charge Mc120 :	61
VI.2.5. sous Système de charge D240 :	62
.....	62
VI.3. récapitulatif de calcul des sollicitations :	63

Chapitre VII Répartition Transversale due aux Surcharges

VII.1 méthode de Guyon-Massonnet	65
VII.1.2 Détermination Des Paramètres De Calcul	66
VII.1.4 Coefficient De Répartition Longitudinal	69

VII.1.5	Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges	81
VII.1.6	Détermination de la poutre la plus sollicitée	83
VII.1.7	Calcul Des Efforts Tranchants Dus Aux Surcharges	84
VII .1.8	Tableau Des Combinaisons	88
VII.1.10	Conclusion	88
VII.2	Modélisation Du Tablier Par Le Logiciel Robot 2020	88
VII.2.1	Détermination Des Efforts sous chaque système	89
VII.2.3	Diagrammes Des Moments Des Combinaisons	92
VII.2.4	Tableau Récapitulatif Des Moments Fléchissant :	93
VII.3	Interprétation	93
VII.4	Conclusion	93

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

VIII.1.	Introduction :	95
VIII.2.	données de calcul :	95
VIII .3.	dimensionnement de la précontrainte :	96
VIII.3.1.	Valeur minimale de la précontrainte en service :	96
VIII.3.2.	Détermination de nombre de câbles :	97
VIII.4.	Pré-vérification de la précontrainte :	98
VIII.5.	Tracé Des Câbles de Précontraintes	100
VIII.6.	Les Pertes De précontraintes :	103
VIII.6.1.	Pertes de tension instantanées	103
VIII.6.1.1	:Perte de tension par frottement :	104
VIII.6.1.2	:Perte de tension par recul de l'ancrage	105
VIII.6.1.3.	Perte de tension par déformations instantanées du béton	107
VIII.6.2.	Pertes de tension différées	108
VIII.6.2.1.	perte de tension due au retrait du béton.....	108
VIII.6.2.2.	Perte de tension due au fluage du béton	109
VIII.6.2.3.	Perte de tension due à la relaxation de l'acier.....	109
VIII.6.3.	Perte de tension différée totale	110
VIII.7:	vérification des contraintes :	110
VIII.7.1	:les sections de vérification :	110
VIII.7.2	: les contraintes admissibles :	110
VIII.7.3:	les caractéristiques nettes des sections :	111
VIII.7.4:	justification de la poutre à ELS	111
VIII.7.4.1	: justification des contraintes normales :	112

VIII.7.4.2 :justification des contraintes tangentielles :.....	113
VIII.7.5: justification de la poutre à ELU :	115
VIII.7.6 : Justification du béton :	116

Chapitre IX Etude Du Tablier

IX.1 Calcul Des Flèches et contre-flèche.....	118
IX.2 Etude De L'hourdis	119
IX.3 Ferrailage De La dalle.....	125
IX.4 Ferrailage De La poutre	125

Chapitre X Equipements

X.1 Introduction	128
X.2 Les appareils d'appui.....	128
X.2.1 Choix de type d'appareil d'appuis :	128
X.2.2 : Dimensionnement de l'appareil d'appui	128
X.2.3 : Evaluation des efforts et les déplacements horizontaux :.....	130
X.2.3.1 :Les actions statiques	130
X.2.3.2 :Les actions dynamiques	130
X.2.4 : Vérification de dimensionnement	131
X.2.4.1. Résistance à la compression :	131
X.2.4.2. Sécurité au flambement	131
X.2.3.3. Limitation de distorsion :	131
X.2.4.4. Condition de non glissement :	132
X.3. Les plaques de fixation.....	133
X.4. Bossage supérieure	133
X.5. Dés d'appui.....	134
X.5.1 : Le role des dés d'appui :	134
X.5.2 : ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile	134
X.5.3 : Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile	134
X.5. joint de chaussée.....	135
X.5.1 : Conception Des joints de chaussée	135
X.5.2: Famille de joint de chaussée.....	135
X.5.3 :Dimensionnement de joint de chaussée	136
X.5.4:Type de joint de chaussée.....	136
X.6.systeme de drainage :	137
X.7. Revêtement de tablier :	137
X.8. étanchéité Du Tablier	138

X.9. La couche de roulement	138
X.10. Les corniches	138
X.11. Le garde-corps	138
X.12. Conclusion	139

Chapitre XI Etude sismique & Infrastructure

XI.1 Etude sismique	141
XI.1.1 Evaluation de la raideur totale K :	141
XI.1.2 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique	142
XI.1.3 L'analyse monomodale :	142
XI.1.4 Méthode du Spectre de Réponse :	143
XI.2 L'infrastructure	145
XI.2.1 Culée	145
XI.2.1.1 Prédimensionnement des culées.....	146
X.2.1.2 Etude et ferrailage des éléments de la culée.....	147
1.Semelle	147
2.Mur Frontal	154
3.Mur En Retour.....	155
4.Mur Garde Grève	157
5.La Dalle De Transition	158
.....	158
XI.2.2 LES PILES	160
XI.2.2.1 Introduction :	160
XI.2.2.2 Etude de la Pile :	160
XI.2.2.3 Conception de la pile :	160
XI.2.2.4 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis flambement :	161
XI.2.2.5 Etude de la pile Pleine.....	162
XI.2.2.6 Etude des piles évidées	170

Chapitre XII Recherche bibliographique

XI.1 Etude sismique	141
XI.1.1 Evaluation de la raideur totale K :	141
XI.1.2 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique	142
XI.1.3 L'analyse monomodale :	142
XI.1.4 Méthode du Spectre de Réponse :	143
XI.2 L'infrastructure	145
XI.2.1 Culée	145

XI.2.1.1 Prédimensionnement des culées.....	146
X.2.1.2 Etude et ferrailage des éléments de la culée.....	147
1.Semelle	147
2.Mur Frontal	154
3.Mur En Retour.....	155
4.Mur Garde Grève	157
5.La Dalle De Transition	158
.....	158
XI.2.2 LES PILES	160
XI.2.2.1 Introduction :.....	160
XI.2.2.2 Etude de la Pile :	160
XI.2.2.3 Conception de la pile :	160
XI.2.2.4 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis flambement :	161
XI.2.2.5 Etude de la pile Pleine.....	162
XI.2.2.6 Etude des piles évidées	170

Sommaire Des Figures

Chapitre I Introduction général

Chapitre II Présentation du projet

Figure II.1. tracé en plan	3
Figure II.2. profil en long	4
Figure II.3. profil en travers type	4
Figure II.4. implantation du projet sur google earth	4
Figure II.5. coupe lithologique	5

Chapitre III Conception Générale

Figure III.1. pont de type vipp.....	8
Figure III.2 profil en long.....	9
Figure III.3. vue en plan	9
Figure III.5. coupe longitudinale.....	10
Figure III.4. Coupe Transversale.....	10
Figure III.6. coupe transversale des poutres.....	13
Figure III.7 coupe des piles évidées $H > 20$ m.....	15
Figure III.8 coupe des piles pleines $H < 20$ m	15
Figure III.9 coupe transversale de la culée.....	15
Figure III.10 dimensions de la poutre médiane.....	16
Figure III.11. le moment fléchissant max et min sous la combinaison G+D240.....	17
Figure III.12. vu en plan de la semelle	19
Figure III.13. schéma d'un pont bipoutre a entretoises.....	21
Figure III.14 Coupe longitudinale de la variante 2	22
Figure III.15 coupe transversale.....	23
Figure III.16. Schéma de la poutre principale de la variante 2	23
Figure III.17. Prédimensionnement de la poutre principale de la variante 2	24
Figure III.18 Profil général d'un IPE	24
Figure III.19. goujon	25
Figure III.20. vue en plan de la variante 2	25
Figure III.21. coupe longitudinale de culée 2.....	26
Figure III.22. Coupe Longitudinale De Culée 1.....	26
Figure III.24. coupe transversale de la pile	27
Figure III.23 coupe longitudinale de la pile	27
Figure III.25. diagramme de moment fléchissant a els	28

Figure III.26. diagramme effort tranchant a els	28
Figure III.28. Caractéristiques Géométriques De La Poutre	28
Figure III.27. Dimensions de la poutre	28
Figure III.29 principe de la méthode de construction en encorbellement	32
Figure III.30. Schéma d'une coupe longitudinale de la variante 3	33
Figure III.31. coupe longitudinale de la variante 3	35
Figure III.32 prédimensionnement de vsp et vc	36
Figure III.33. Vue en plan de la variante 3.....	36
Figure III.35 .coupe transversale de VC.....	39
Figure III.34 .coupe transversale de VSP.....	39
Figure III.36. Coupe longitudinale sur culée 2.....	39
Figure III.37 Coupe longitudinale sur culée 1.....	40
Figure III.38 coupe longitudinale de la pile	40
figure III 39 .coupe transversale de la pile	40

Chapitre IV Matériaux

FigureIV.1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.....	45
Tableau IV.2 contrainte admissible de traction des armatures passives.....	46
Figure IV.2 diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'elu.....	46
Figure VI.3 Limitation des contraintes dans les sections en B.P.....	47

Chapitre V charges et surcharges

Figure v .1.système de charge Bc.....	53
Figure V.2.système de charge Bt	54
Figure V.3.système de charge br	54
Figure V.5.système de charge D240	55

Chapitre VI calcul des sollicitations

Figure VI.1 positionnement du poids propre	58
Figure VI.2. Positionnement de la surcharge Av(L).	58
Figure VI.3 positionnement du système Bc	59
Figure VI.4. positionnement du système Bt.....	60
Figure VI.4. calcul de l'effort tranchant pour le système Bt.....	61
Figure VI.5. positionnement du système Bt.....	61
Figure VI.6. positionnement du système Mc120	62
Figure VI.7. positionnement du système Mc120	62
Figure VI.8. positionnement du système D240.....	63

Chapitre VII Répartition Transversale due aux Surcharges

Figure VII.1 Positions actives des poutres	66
Figure VII.2 la section réelle et la section équivalente	68
Figure VII.3 Disposition des poutres	71
Figure VII.4 Ligne d'influence	71
Figure VII.5 positionnements des poutres.....	72
Figure VII.6 Ligne D'influence Poutre I sous la surcharge Bc 1 voie	73
Figure VII.7 Ligne D'influence de la poutre I sous la surcharge Bc 2 voie	73
Figure VII.8 Ligne D'influence de la poutre I sous la surcharge Bc 3 voie	73
Figure VII.9 Ligne D'influence de la poutre I sous la surcharge Bt 1T	74
Figure VII.10 Ligne D'influence de la poutre I sous la surcharge Bt 2T	74
Figure VII.11 Ligne D'influence de la Poutre I sous la surcharge Br	75
Figure VII.12 Ligne D'influence de la Poutre II sous la surcharge Br	75
Figure VII.13 Ligne D'influence de la Poutre III sous la surcharge Br.....	76
Figure VII.14 Ligne D'influence de la Poutre IV sous la surcharge Br.....	76
Figure VII.15 Ligne D'influence de la poutre I sous la surcharge A(l) une voie	77
Figure VII.16 Ligne D'influence de la poutre I sous la surcharge A(l) deux voie	77
Figure VII.17 Ligne D'influence de la poutre I sous la surcharge A(l) trois voie.....	77
Figure VII.18 Ligne D'influence de la poutre I sous la charge Mc120.....	78
Figure VII.19 Ligne D'influence de la poutre II sous la charge Mc120.....	78
Figure VII.20 Ligne D'influence de la poutre IV sous la charge Mc120	79
Figure VII.21 Ligne D'influence de la poutre IV sous la charge Mc120	79
Figure VII.22 Ligne D'influence de la poutre I sous la charge D240	80
Figure VII.23 Ligne D'influence de la poutre II sous la charge D240	80
Figure VII.24 Ligne D'influence de la poutre III sous la charge D240.....	80
Figure VII.25 Ligne D'influence de la poutre IV sous la charge D240	81
Figure VII.26 Modélisation de la travée	88
Figure VII.27 Moment fléchissant sous la charge Bc 1 voie	89
Figure VII.28 Effort Tranchant sous la charge Bc 1 voie	89
Figure VII.29 moment fléchissant sous la charge Bt 1 tandem	90
Figure VII.30 Effort Tranchant sous la charge Bt 1 tandem.....	90
Figure VII.31 moment fléchissant sous la charge A(l) 1 voie	90
Figure VII.32 Effort Tranchant sous la charge A(l) 1 voie.....	91
Figure VII.33 moment fléchissant sous la charge Mc120.....	91

Figure VII.34 Effort Tranchant sous la charge Mc120	91
Figure VII.35 moment fléchissant sous la charge D240	92
Figure VII.36 Effort tranchant sous la charge D240	92
Figure VII.37 la poutre la plus solliciter sous la combinaison la plus défavorable	93

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

Figure VIII.1.les contraintes limites pour la classe II	96
Figure VIII.2. le diagramme du Moment sous la charge G+D240	102
Figure VIII.3. la disposition Des Cables à respecter	102
Figure VIII.4. la position Des câbles dans la section D'about.....	103
Figure VIII.5. La position des câbles dans la section médiane	103
Figure VIII.6.L'angle de relevage a partie du logiciel AUTOCAD	104
Figure VIII.7.le tracé du cable	105
Figure VIII.9. Tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin ...	107
Figure VIII.10.tracé des cables	108
Figure VIII.12. Règle parasismique applicable aux ouvrages d'arts	111
Figure VIII.13.valeurs de ϵ	111

Chapitre IX Etude Du Tablier

Figure IX.1 La flèche due au poids propre.....	118
Figure IX.2 La flèche due au poids propre.....	118
Figure IX.3 Flèche max de la poutre à ELS.	119
Figure IX.4 Moment fléchissant 1.35G+1.6 BT +1.6 Al3V	121
Figure IX.5 Effort tranchant 1.35G+1.6 BT +1.6 Al3V	121
Figure IX.5 Effort tranchant 1.35G+1,35 D240.....	121
Figure IX.6 Moment fléchissant 35G+1,35 D240.....	121
Figure IX.7 Moment fléchissant 1.35G+1.6BC3V+1.6ST	122
Figure IX.8 Effort Tranchant 1.35G+1.6BC3V+1.6ST	122
Figure IX.9 Effort tranchant 1.35G+1.35 Mc120	122
Figure IX.10 Moment fléchissant 1.35G+1.35 Mc120	122
Figure IX.11 Effort tranchant G+1.2 Al3v +St	123
Figure IX.12 Moment fléchissant G+1.2 Al3v +St.....	123
Figure IX.12 Effort tranchant G+ D240.....	123
Figure IX.13 Moment fléchissant G+ D240.....	123
Figure IX.14 Moment fléchissant G+ MC120	123
Figure IX.15 Effort tranchant G+ D240.....	124

Figure IX.16 Effort tranchant G+1.2 BT2T+ST	124
Figure IX.17 Moment fléchissant G+1.T BT2T+ST124	

Chapitre X Equipements

Figure.X.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	129
Figure X.2.la plaque de fixation.....	133
Figure X.3. Joint de chaussée type NFT	136
Figure X.4. Système De Drainage.....	137
Figure X.5.Garde Corps	138

Chapitre XI Etude sismique & Infrastructure

Figure XI.1 Modélisation de l'ouvrage en 3D avec logiciel Robot	131
Figure XI.2 Modélisation de l'ouvrage en 3D avec logiciel CSI BRIDGE.....	131
Figure XI.3 spectre de réponse élastique	131
TableauX.4 Les dimensions des éléments de la culée.	134
Figure X.6 Modélisation du Mur Frontal et mur en retour	142
Figure XI.7 mur en retour	143
Figure XI.8 dalle De transition.....	145
Figure XI.9 le moment fléchissant à ELS	145
Figure XI.10 le moment fléchissant à ELU.....	146
Figure XI.11 la coupe transversale et en plan de la pile pleine et évidée	147
Figure XI.12 la coupe transversale et en plan de la pile pleine.....	149
Figure XI.13 : la transformation géométrique.....	157
Figure XI.13 coupe transversale et en plan de la pile N°5	158

Sommaire Des Tableaux

Chapitre I Introduction générale

Chapitre II présentation du projet

Chapitre III Conception Générale

Tableau III.1. élancement de la poutre en fonction de la résistance du béton.....	11
Tableau III.2. prédimensionnement de la superstructure de la 1ère variante.....	13
Tableau III.3. prédimensionnement des piles.....	14
Tableau III.4. Prédimensionnement de la culée	14
Tableau III.5. Caractéristiques géométriques de la poutre	16
Tableau III.6 vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis flambement.....	18
Tableau III.7. les données du projet	19
Tableau III.8. calcul des poids	19
Tableau III.9.vérification des semelles	19
Tableau III.10. prédimensionnement des poutres principales	23
Tableau III.11. caractéristique de l’IPE.....	25
Tableau III.12. Les Dimensions De La Culée 2	26
Tableau III.13. les dimensions de la culée 1	26
Tableau III.14. les dimensions de la pile.....	27
Tableau III.15.Vérification de flambement.....	29
Tableau III.16. devis estimatif et quantitatif	32
Tableau III.17 la variations des hauteurs des voussoirs	33
Tableau III.18 la variations des épaisseurs des voussoirs	34
Tableau III.19 découpage des voussoirs	35
Tableau III.20 le prédimensionnement d’un voussoir a hauteur variable	36
Tableau III.21. Dimensions De La Culée 2.....	39
Tableau III.22 . dimensions de la culée 1	40
Tableau III.23. Dimension des piles.....	40
Tableau.III.24. devis estimatif et quantitatif	41

Chapitre IV Matériaux

Tableau IV.1Diagramme contraintes déformations du béton à l’elu.	45
Tableau IV.2 contrainte admissible de traction des armatures passives	45
Tableau IV.3. caractéristiques de câble 12T15	46

Chapitre V Charges et surcharges

Tableau V.1.les classes d'un pont.....	50
Tableau V.2.caractéristique de pont	50
Tableau V.3.poids total du tablier	50

Tableau V.4. coefficient a_1	51
Tableau V.5.valeurs de v_o	52
Tableau V.6.tableau des valeurs de $Av(L)$	52
Tableau V.7.coefficient b_c	53
Tableau V.8.coefficient de majoration dynamique	53
Tableau V.9.valeurs de coefficient b_t	54
Tableau V.10.coefficient de majoration dynamique	54

Chapitre VI Calcul Des Sollicitations

Tableau VI.1calcul des sollicitations pour $Av(L)$	58
Tableau VI.2calcul de l'effort tranchant pour le système B_c	59
Tableau VI.3calcul de moment fléchissant pour le système B_c	59
Tableau VI.5. calcul de moment fléchissant pour le système B_t	60
Tableau VI.6.tableau récapitulatif de calcul des sollicitations	63

Chapitre VII Répartition Transversale due aux Surcharges

Tableau VII.1 position active des poutres	66
Tableau VII.2 Les valeurs de coefficient K_0 pour $\theta = 0.67$	70
Tableau VII.3 Les valeurs de coefficient K_1 pour $\theta = 0.67$	70
Tableau VII.4 Tableau des valeurs de coefficient K_α	70
Tableau VII. 5 Les Valeurs de K_α pour chaque poutre.....	71
Tableau VII.6 système B_c un camion disposé transversalement	74
Tableau VII.7 système B_c deux camion disposé transversalement.....	74
Tableau VII.8système B_c Trois camions disposé transversalement	74
Tableau VII.9 système B_t un Tandem Disposé transversalement.....	75
Tableau VII.10 système B_t deux Tandem Disposé transversalement	75
Tableau VII.11 Valeurs Des K_α	76
Tableau VII.12 Système A_1 sur une voie chargée	77
Tableau VII.13 Système A_1 Sur Deux Voies chargées	78
Tableau VII.14 Système A_1 sur Trois voies	78
Tableau VII.15 Charge $Mc120$	79
Tableau VII.16 Charge $D240$	81
Tableau VII.17 Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à $L/2$	82
Tableau VII. 18 Combinaison Du Moment fléchissant.....	83
Tableau VII.19 Les valeurs de ϵ_0 en position réelle dans la section médiane $\theta = 0,60$	84
Tableau VII.20 Les valeurs de $\epsilon_{0.15}$ $\theta = 0,65$ dans la section en position réelle médiane.....	86
Tableau VII.21 Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges	87
Tableau VII.22 Les combinaisons de l'efforts tranchant a ELU et ELS.....	88

Tableau VII.23 Tableau Récapitulatif	92
Tableau VII.24 Tableau de Combinaison	92
Tableau VII.24 Récapitulatif Des Moments Fléchissant :	93
Tableau VII.25 Tableau Récapitulatif Des Moments Fléchissant.....	93

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

Tableau VIII.1 Dimensionnement De La Précontrainte.....	95
Tableau VIII.2 Définition Des Composantes De La Formule.....	96
Tableau VIII.3 Calcul De P_{Min}	97
Tableau VIII.4.Force Maximale Sous L'ancrage Pour Un Toron Selon L'eurocode 2	98
Tableau VIII.5. Calcul De Nombre Des Câbles	98
Tableau VIII.6. Caractéristiques De Phase 1	99
Tableau VIII.7 Caractéristiques Phase 2	99
Tableau VIII.8 Caractéristiques Phase 3	99
Tableau VIII.9 Caractéristiques Phase 4	100
Tableau VIII.10 Résultats De Vérifications Des Contraintes	101
Tableau VIII.11 Résultats De Logiciel	103
Tableau VIII.12 Les Paramètres De Calcul.....	104
Tableau VIII.13	104
Tableau VIII.14 Positionnement Des Câbles	105
Tableau VIII.15 Valeurs De F Et Phi	106
Tableau VIII.16 Les Paramètres De Calcul.....	107
Tableau VIII.17. Valeurs des pertes dues aux frottements.....	107
Tableau VIII.17. les paramètres de calcul.....	108
Tableau VIII.18 Valeurs Des Pertes Dues Au Recul D'ancrage A Mi Travée.....	108
Tableau VIII.19 Valeurs Des Pertes Dues Au Recul D'ancrage A L'about.....	108
Tableau VIII.20. Les Paramètres De Calcul	109
Tableau VIII.21 Valeurs Des Pertes Par Déformation Instantanée Du Béton.	110
Tableau VIII.22 Valeur Des Pertes Instantanées A Mi Travée	110
Tableau VIII.23 Valeurs Des Pertes Par Retrait.....	111
Tableau VIII.24 Valeurs Des Pertes Par Fluage.....	112
Tableau VIII.25 Valeurs Des Pertes Par Relaxation.	112
Tableau VIII.26.valeurs des pertes Totales	113
Tableau VIII.27: les contraintes admissibles	113
Tableau VIII.28 : Caractéristiques Nettes Des Sections	114
Tableau VIII.29 : Caractéristique De Chaque Phase De Vérification.....	114
Tableau VIII.30 La Distance Moyenne	115

Tableau VIII.31 Vérification Des Contraintes Normales Dans Les Phases 1 Et 2	115
Tableau VIII.32 Vérification Des Contraintes Normales Dans Les Phases 3 Et 4	116
Tableau VIII.33 Effort De La Précontrainte	117
Tableau VIII.34 Les Contraintes Tangentielles	117
Tableau VIII.36 Détermination De Bu.....	118
Tableau VIII.35. Données de calcul	118

Chapitre IX Etude Du Tablier

Tableau X.1 Les Combinaisons A Prendre	120
Tableau X.2 Récapulatif Des Résultats A ELU	124
Tableau X.3 Récapulatif Des Résultats A ELS.....	125

Chapitre IX équipements

Tableau IX.1. dimensionnement de l'appareils d'appui.....	129
Tableau IX.2. évaluation des actions statiques	130
Tableau IX.3. évaluation des actions dynamiques	131
Tableau IX.4.: vérification de flambement	131
Tableau IX.5. vérification de distorsion.....	132
Tableau IX.6. vérification de non glissement	133
Tableau IX.7. vérification de non glissement	133
Tableau IX.8 : critères de choix Des familles Joint de chaussée	135
Tableau IX.9. Modèles des joints NFT	137

Chapitre XI Etude sismique & Infrastructure

Tableau XI.1 Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.....	141
Tableau XI.2 Raideurs dynamiques Transversales des appuis.....	142
Tableau XI.3 Les dimensions des éléments de la culée.	146
Tableau X.4 Les dimensions des éléments de la culée.	147
Tableau XI.4 Les Dimensions de la culée.....	147
Tableau XI.5 Les Efforts appliqués Sur la semelle CN	148
Tableau XI.7 vérification de tier-central	149
Tableau XI.6 vérifications de renversement et du glissement	149
Tableau XI.8 vérifications de tier-central	149
Tableau XI.9 Calcul du coefficient de poussée K_{ad}	150
Tableau XI.10 Les Efforts appliqués Sur la semelle CS	151
Tableau X.11 vérification de renversement et de glissement.....	152
Tableau X.12 vérification de tier-central	152
Tableau X.13 vérification des contraintes	152
Tableau XI .14 Les Dimension de la semelle de la culée.....	153
Tableau XI.15 Ferrailage de mur frontal.....	155

TableauXI.16 Ferrailage de mur en retour	156
TableauXI.17 Evaluation des efforts Ferrailage de mur garde grève	157
TableauX.18 Evaluation Des efforts sur la dalle de transition.....	158
TableauXI.19 Ferrailage de la dalle de transition	159
Tableau XI.20 Vérification de La stabilité de la pile Vis-à-vis Flambement	161
Tableau XI.21 : les caractéristiques géométriques de pile 01.....	162
Tableau XI.22 évaluation des efforts sur la pile CN	163
Tableau XI.23 évaluation des efforts sur la pile CS.....	163
Tableau XI.24 Les Combinaisons à ELU.....	164
Tableau XI.25 Les Combinaisons à ELU.....	164
Tableau XI.26 Les Combinaisons à ELA.....	165
Tableau XI.27 Les Efforts maximaux Des combinaisons	165
Tableau XI.28 Les Efforts maximaux Des combinaisons CN	167
Tableau XI.29 Les Efforts maximaux Des combinaisons CS	167
Tableau XI.30 Vérification de non poinçonnement	168
Tableau XI.31 Dimension de la pile N°5	168
Tableau XI.32 les caractéristiques géométriques de pile 02.	171
Tableau XI.33 les sollicitations de combinaison à ELU	172
Tableau XI.34 les sollicitations de combinaison à ELS.....	173
Tableau XI. 35 les sollicitations de combinaison à ELS.....	173
Tableau 36 les caractéristiques géométriques de la semelle	175
Tableau 37 les Efforts maximaux sur la semelle.....	175
Tableau X.38 évaluation des efforts sur la semelle.....	176
Tableau XI.39 évaluation des efforts sur la semelle	177
Tableau XI.40 Dimension de la pile N°5	178
Tableau XI.41 Caractéristiques géométriques de la pile N°7	180
Tableau XI. 42 Evaluation Des Efforts à ELS sur la pile N°7	181
Tableau XI. 43 Evaluation Des combinaisons à ELU sur la pile N°7	182
Tableau XI. 44 Evaluation Des combinaisons à ELA sur la pile N°7	183
Tableau XI. 45 Détermination de la section d'acier.....	183
Tableau 46 les caractéristiques géométriques de la semelle	184
Tableau XI 47 Evaluation Des combinaisons de la semelle	184
Tableau X.48 Les Dimensions de la semelle	186

CHAPITRE I
INTRODUCTION
GENERALE

Introduction Générale

Cet ouvrage reprenant une étude détaillée de la conception et étude d'un ouvrage d'art qui se situe dans la wilaya de ANNABA Alger

Un **ouvrage d'art** est une construction de grande importance et de grande taille appartenant à l'une au moins de ces catégories :

- Ouvrage permettant de franchir un obstacle sur une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels) ;
- Dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs, tranchée couverte) ;
- Dispositif de transition entre plusieurs modes de transports (quais et autres ouvrages portuaires).

Et parmi ces constructions, nous avons les ponts.

Les ponts sont des constructions en élévation, qui permettent de franchir des dépressions ou des obstacles naturels (vallée –cours d'eau...etc.), ou artificiels tels que (route, voie ferrée...etc.), destinés à offrir du service à des usagers.

Et pour n'importe quel ouvrage il faut passer par trois principales étapes :

- Conception
- Etude
- La réalisation.

La conception des ponts résulte d'une démarche itérative dont l'objet est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelle et fonctionnelles imposées. Un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère y sont intégrées.

consiste à faire des estimations de coût et les quantités des matériaux nécessaires à utiliser, et aussi de faire un dimensionnement optimal qui passe par le prédimensionnement des éléments principaux de l'ouvrage (fondations, appuis, éléments porteurs) par application des règles de la résistance des matériaux puis par la vérification de l'ouvrage et des parties de l'ouvrage aux états limites sous certaines conditions de charges normées.

CHAPITRE II

PRESENTATION DU

PROJET

II.1. Introduction

Le pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel .L'étude de cet ouvrage ne peut être commencée que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies, afin de permettre au concepteur de choisir la conception la mieux adaptée et pour cela on présente dans ce chapitre les données principales de notre ouvrage

II.2. Présentation du projet

II.2.1. Objectif et situation du projet

La nouvelle liaison routière reliant Ras el HAMRA (ANNABA) a OUED BOUGRAT (SERAIDI) se situe au piedmont du massif forestier de l'Edough , le long du littoral nord de la ville d'ANNABA , ce projet consiste a la réalisation d'un chemin communal sur 06Km dont 04 quatre ouvrages d'arts (viaduc)

Le présent travail porte sur la conception et l'étude du viaduc V2 situé du **PK 2+898.08** au **PK3+177.8** de la pénétrante reliant la ville Ras el HAMRA (ANNABA) a OUED BEGRAT (SERAIDI)

II.2.2. Obstacle à franchir

L'obstacle franchi par l'ouvrage, représente une vallée moyennement profonde,

II.3. données du projet

II.3.1. données fonctionnelles

Tracé en plan

Le projet est un pont droit de 280 m longueur et 11m de largeur

Début du projet : **PK2 +898.08**

La fin du projet : **PK3+ 177.8**

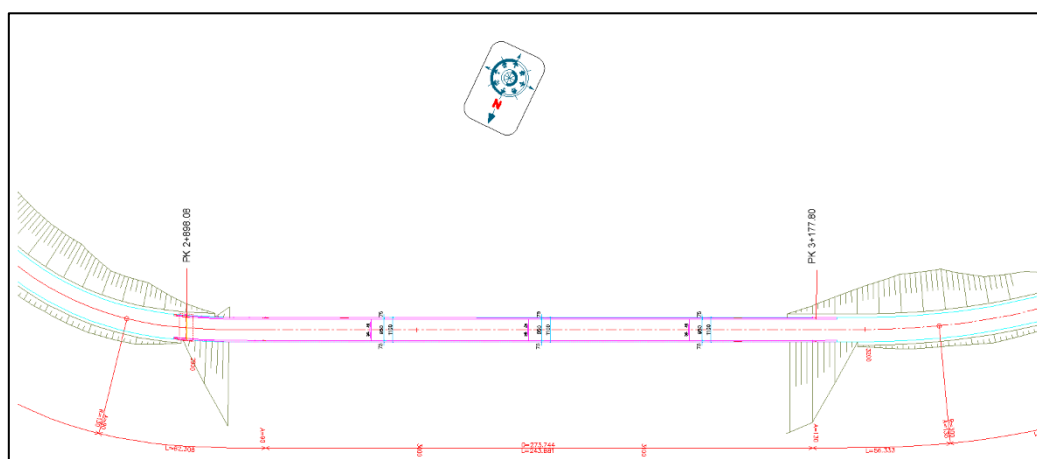


Figure II.1. tracé en plan

Profil en long

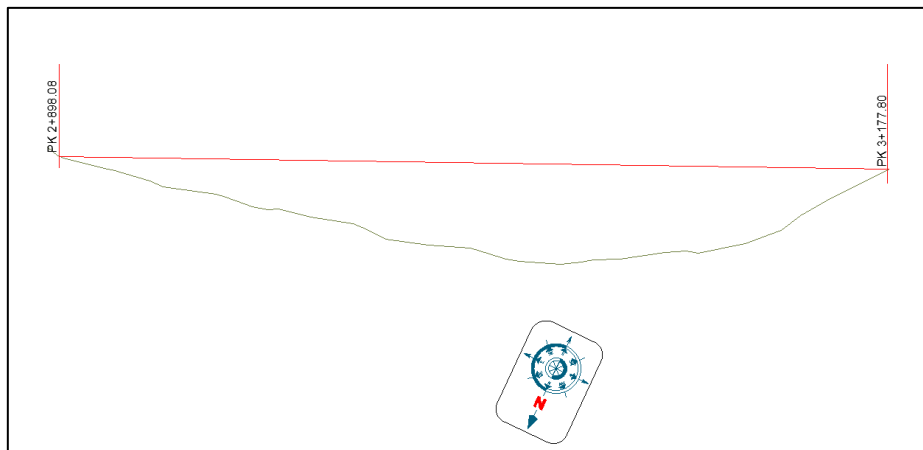


Figure II.2. profil en long

profil en travers

Le profil en travers du projet est défini par :

- largeur totale du tablier est de 11 m.
- chaussée de deux voies de 4.75 m, $l_r = 9.5$ m.
- deux trottoirs de 0.65 m
- pente du versant de 3 %.
- deux corniches.
- deux glissières de sécurité

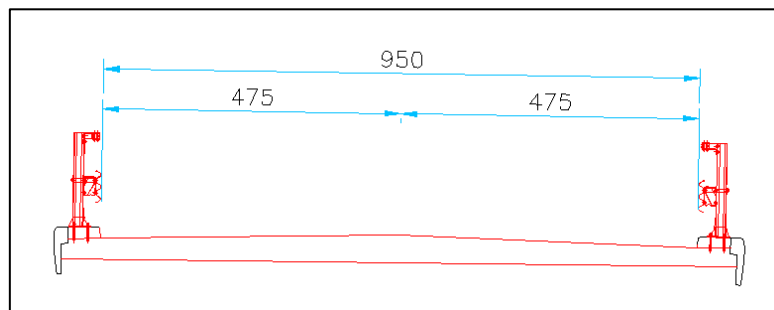


Figure II.3. profil en travers type

II.3.2. données naturelles

Topographie

Le site se situe au piedmont du massif forestier de l'Edough est une chaîne de montagnes

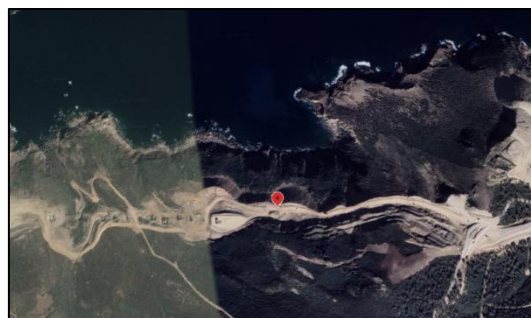


Figure II.4. implantation du projet sur google earth

Géotechnique

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté.

Essai sondage carotté :

Des piézomètres ont été installés dans un grand nombre de sondages afin de déterminer le niveau de la nappe phréatique au repos et d'observer des éventuelles fluctuations dans le temps. Cet essai est réalisé à une profondeur de 20 m.

Essai de sondage pressiomètre :

L'essai pressiométrique est un essai de chargement de la paroi du forage, jusqu'à la rupture, il permet par conséquent d'étudier la phase des petits déplacements du sol en déterminant un module de déformation du forage :

« EM », et celle des grands déplacements, en déduisant la pression limite.

« PI » correspondant à la rupture du forage.

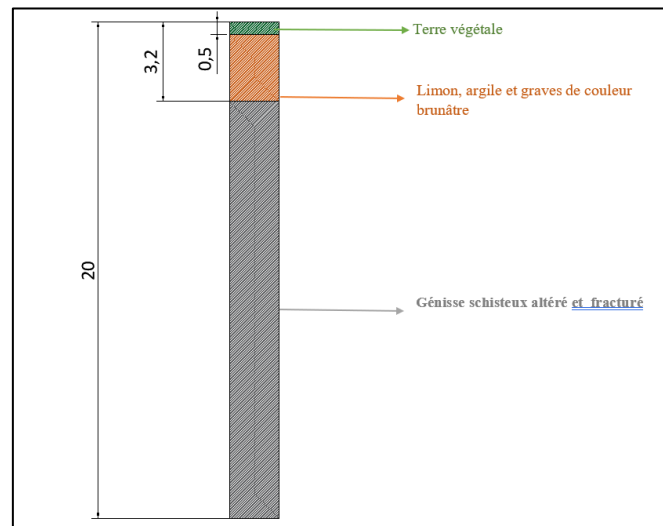


Figure II.5. coupe lithologique

Sismicité du site

Selon le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (rpoa2008), la région de Annaba est située dans la **zone IIa**,

II.4. Conclusion

dans ce chapitre on a fait une description détaillée sur les données de l'ouvrage qui nous permet dans les chapitres suivants de choisir une meilleure conception qui s'adapte à ces paramètres

CHAPITRE III

CONCEPTION

GENERALE

III.1. Introduction

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

Le choix de type de pont résulte d'une analyse de plusieurs critères. On cite les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- La nature du sol.
- La voie portée : pont (route, rails...etc.).
- Position possible pour les appuis.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- L'esthétique de l'ouvrage.

Après une analyse de ces facteurs et à l'aide des données naturelles et fonctionnelles, nous avons proposés les 03 trois variantes suivantes :

- Variante N°1 pont à poutre en précontrainte par post-tension
- Variante N°2 pont mixte bi-poutres
- Variante N°3 pont voussoir par encorbellement successif

III.2. Variante N°1 ponts a Poutre préfabriquées en précontraintes par post tension

III.2.1. Introduction

Les ponts a poutres précontraintes de type VIPP font partie de la famille des ponts a poutres sous chaussée en béton , ce dernier est constitué des poutres en béton précontrainte par post tension et elles sont solidarisiées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Les ouvrages de type VIPP sont utilisés dans des portées moyennes et comportent une succession de travée indépendante (ISO-STATIQUE)

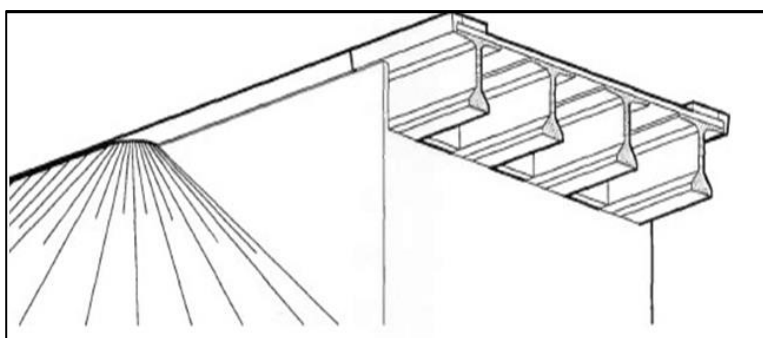


Figure III.1. pont de type vipp

III.2.2. Principe de construction

Comme nous le verrons dans les chapitres qui suivent, le dimensionnement de ce type de tablier est étroitement lié au mode de construction qui, pour la réalisation d'une travée, comporte les étapes suivantes :

- Préfabrication des poutres sur une aire de préfabrication,
- Mise en tension sur les poutres de quelques câbles de précontrainte longitudinale, le plutôt possible, pour permettre de libérer les coffrages,
- Mise en attente des poutres sur une aire de stockage,
- Mise en tension d'un complément de précontrainte sur le stock,
- Mise en place des poutres sur appuis définitifs par des moyens de levage et de manutention adaptés,
- Réalisation en place d'entretoises reliant les poutres,
- Mise en précontrainte éventuelle des entretoises,
- Coffrage, ferrailage et bétonnage en place du hourdis,
- Mise en tension d'une deuxième famille de câbles de précontrainte longitudinale et dans certains cas d'une précontrainte transversale lorsque le hourdis a acquis une résistance suffisante.

III.2.3. Domaine d'emploi

Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueurs égales dégagant des tirants d'air bien proportionnés du point de vue du rapport hauteur/longueur. Et sont utilisés également dans les franchissements de brèche de moindre importance pouvant ne comporter que quelques travées voire une travée unique .

Indépendamment de la nature de la brèche franchie, ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes, ce qui le situe au haut de gamme des ouvrages courants. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 45 mètres.

III.2.4. Conception générale

III.2.4.1. Conception de la superstructure

- Adaptation Aux caractéristique du tracé

Choix Des Portées

Le projet est un pont droit de 280 m longueur et 11m de largeur

Début du projet : **PK2 +898.08**

fin du projet : **PK3+ 177.8**

Dans cette variante, nous proposons une conception longitudinale suivante :

Nombre des travées : **08 travées.**

Longueur de travée : **35 m.**

hauteur de la pile la plus haute : **33.32 m.**

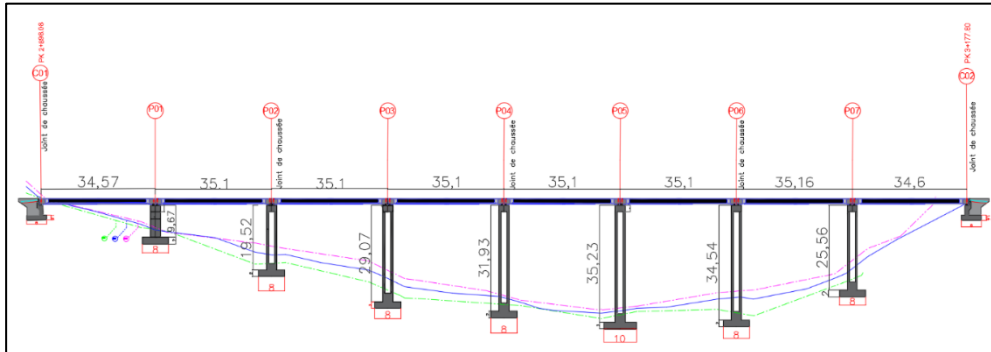


Figure III.2 profil en long

Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont les suivantes

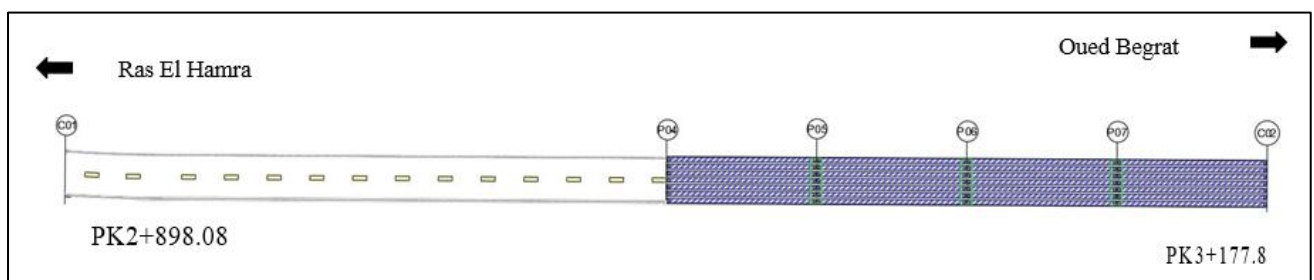


Figure III.3. vue en plan

Coupe transversale

La forme transversale du tablier est en toit pour faciliter l'écoulement des eaux, la pente est de 3%.

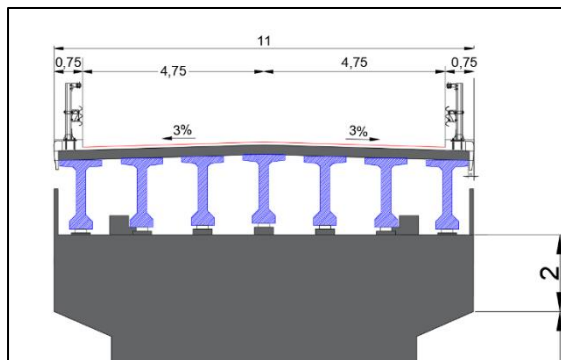


Figure III.4. Coupe Transversale

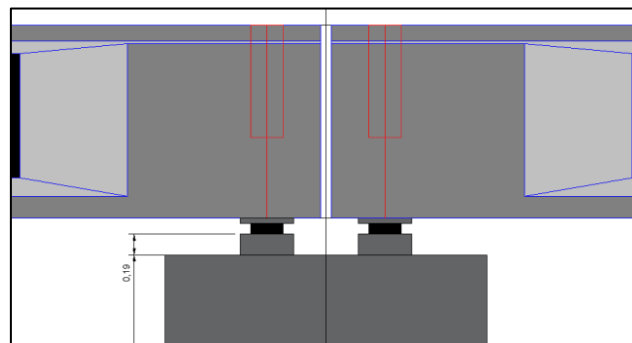


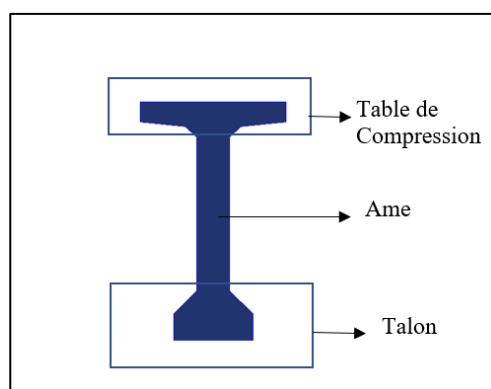
Figure III.5. coupe longitudinale

Tablier

Nous nous consacrons dans ce chapitre aux éléments de conception générale du tablier. l'implantation des appuis et le choix du type d'ouvrage étant réalisé, il convient de déterminer le nombre, l'espacement et les dimensions des poutres.

o Poutres

La géométrie des poutres est relativement élaborée, ce qui permet d'obtenir de bonnes caractéristiques mécaniques. Les poutres comportent une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur.



o Elancement de la poutre

La hauteur des poutres est un paramètre important ; les considérations qui permettent de la fixer sont les suivantes :

- Il y a souvent intérêt à réaliser une faible épaisseur de tablier pour mieux dégager le gabarit de la voie franchie ; c'est notamment le cas pour les ouvrages urbains.
- Si leur hauteur est trop grande, les poutres préfabriquées, lorsqu'elles ne sont pas encore solidarifiées risquent de manquer de stabilité, et de présenter en particulier, une trop grande prise au vent.
- En revanche, la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation

considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton

Tableau III.1. élancement de la poutre en fonction de la résistance du béton

F_{c28}	Elancement Normal	Elancement Limite
35 MPA	1/17	1/20
50 MPA	1/20	1/23
60 MPA	1/22	1/26

Pour un Béton $f_{c28} = 35$ MPA

$$\frac{l}{20} < H < \frac{l}{17} \quad (\text{Eq III.1 1})$$

On prend un élancement de 1.8 m

○ Nombre et espacement des poutres

Le nombre de poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive.

La position des poutres de rive est également conditionnée par la position du fil d'eau, et il convient de veiller à ce que les descentes d'eau soient suffisamment éloignées de l'axe des poutres, oij sont ancrés des câbles de précontrainte. Les dispositifs d'évacuation des eaux seront donc situés soit à l'extérieur, soit à l'intérieur de la poutre de rive.

[SETRA VIPP 2006]

○ Entraxe des poutres

L'espacement des poutres varie entre 1,30 et 2,50 mètres

$E = 1.6$ m

○ Nombre des poutres

$$N = \frac{L_a}{E+1} = 7 \text{ Poutres}$$

tel que : L_a est la largeur de l'ouvrage.

○ Profil des poutres

Le dimensionnement s'effectue normalement à partir de la section à mi-travée. La poutre comprend essentiellement trois parties:

- la membrure supérieure formée par le hourdis sous chaussée; son épaisseur est fixée par les conditions de flexion et de résistance au poinçonnement de la dalle sous les charges locales
- le talon, dont les dimensions sont commandées à la fois par la résistance à la flexion, et par les conditions d'encombrement des câbles de précontrainte
- l'âme qui, à mi-travée, doit être mince afin que le rendement mécanique de la section soit satisfaisant ,et dont la largeur nécessaire à l'appui est obtenue par des goussets

horizontaux

○ Talon

Cette partie qui va loger les câbles de précontrainte dans des bonnes conditions d'enrobage et d'espacement. , La largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m et la partie verticale du talon ou pied

de talon est généralement comprise entre 0,10 et 0,20 m.

- **table de compression**

La largeur de la table de compression doit être supérieure à 60% de la hauteur de la poutre, et son épaisseur varie entre 12cm et 15cm. La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15, de sorte que l'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset d'âme est majorée d'environ 5 cm par rapport à l'épaisseur d'extrémité.

- **Epaisseur des âmes**

Pour le cas de vibration externe l'épaisseur de l'âme est donnée par la formule suivante :

$E_a \geq 14 + \Phi$, avec $\Phi = 0,08$ m (diamètre de la gaine de précontrainte).

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur, avec une inclinaison sensiblement égale à 45°.

- **Entretoise**

les entretoises ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et de les encastrier à la torsion sur appuis.

leur rôle est indispensable pour le vérinage du tablier, rendu nécessaire pour le changement des appareils d'appuis, à moins de prévoir des dispositifs particuliers de vérinage ne s'appuyant pas sur les entretoises. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises. Enfin, les entretoises sur culées sont indispensables pour assurer une bonne tenue des joints de chaussée d'extrémité. [SETRA VIPP P28]

Les entretoises ont une épaisseur constante et une hauteur sensiblement constante

- **Dalle**

Le rôle du hourdis est multiple. En premier lieu, il assure la continuité de surface du tablier, et permet donc de relier les éléments de la poutraison (poutres proprement dites et entretoises). Il fait par ailleurs office de table de compression de poutres et reçoit l'étanchéité ainsi que le revêtement de chaussée

Tableau III.2. prédimensionnement de la superstructure de la 1ère variante

Elément	Longueur		La formule	Valeur [m]
Dalle	larguer	l		11 m
	L'épaisseur	e	$20 < e < 30$	0.25 m
Nombre De Poutre	Nombre des poutre	N		7 poutres
Poutre	Hauteur de la poutre	H	$\frac{1}{20} < H < \frac{1}{17}$	1.8 m
	Entre-axe des poutres (b) Pour $f_{c28} > 35\text{MPa}$	b	$1.4 < b < 2$	1.6 m
	La largeur de la table de compression	B'	$B' \geq 0.6 \times H_p$	1.1 m
	Épaisseur de la table de compression	e ₁	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	0.15 m
	La largeur du talon	L'		0.6m
	Epaisseur du talon	e ₂		0.2m
	Epaisseur de l'âme	e ₃	Médiane	0.25m
		e ₃	Rive	0.6 m
Dalle+ Poutre	Hauteur du tablier	H _t	$H_t = H + e$	2 m
Entretoise D'about	Hauteur	H _E		1.05m
	largeur	L _E		0.3m

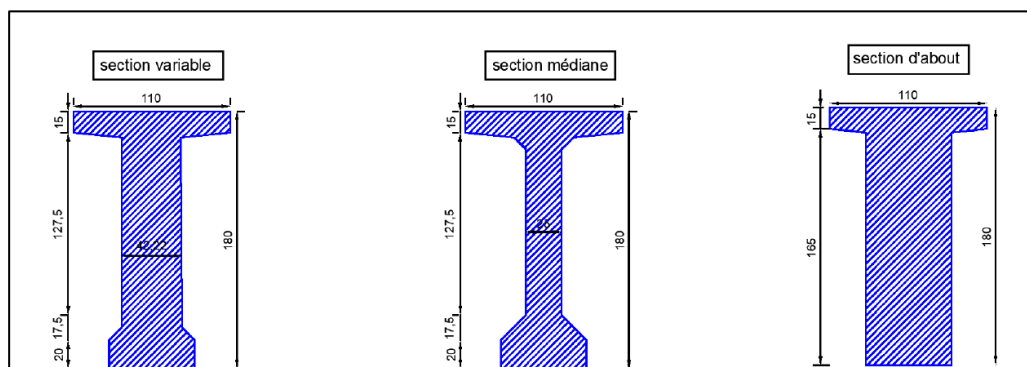


Figure III.6. coupe transversale des poutres

III.2.4.2 Conception de l'infrastructure

Au sens large du terme, les appuis ont pour rôle de transmettre les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. On peut donc définir un appui comme un élément intermédiaire qui permet de reporter sur le sol les efforts provenant du tablier

○ **Pile**

Tableau III.3. prédimensionnement des piles

Elément		Dimensions [m]
Chevêtre	Largeur	4
	Longueur	11
	Epaisseur	2
Voile	Longueur	11
	Largeur	4
	Hauteur	33.23 (la pile la plus haute)
Semelle	Longueur	10
	Largeur	10
	Epaisseur	2

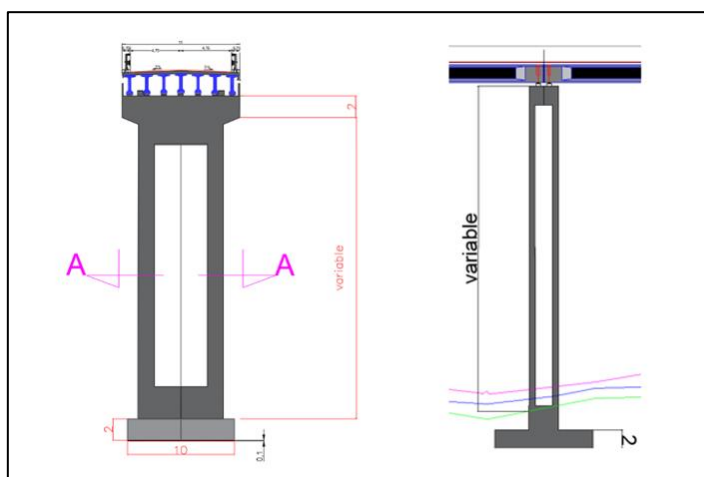


Figure III.7 coupe des piles évidées H > 20 m

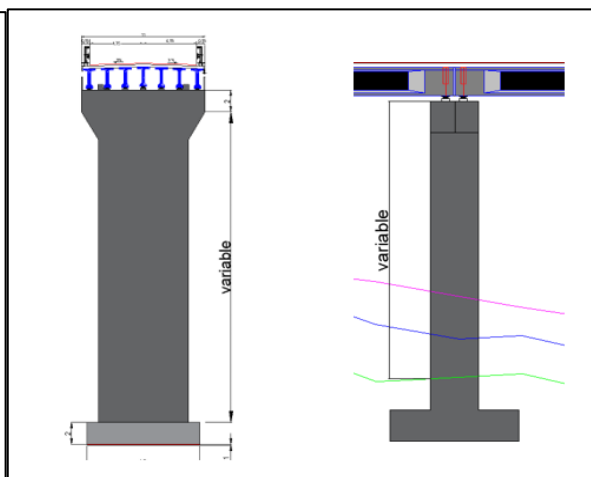


Figure III.8 coupe des piles pleines H < 20 m

Culées

Les Culées sont constituées pour l'essentiel par chevêtre comportant ou non garde-grève, Des murettes latérales ou de petits murs en retour, elle recoit les appareils d'appuis sur lesquels repose le tablier.

Tableau III.4. Prédimensionnement de la culée

Elément		Dimensions [m]
Mur frontal	Hauteur	1
	Longueur	11
	épaisseur	1,15
Mur en retour	épaisseur	0.6
Dalle de transition	longueur	4
	Epaisseur	0.3
Mur garde grève	Hauteur	2.13
	épaisseur	0.5

semelle	longueur	6
	hauteur	2

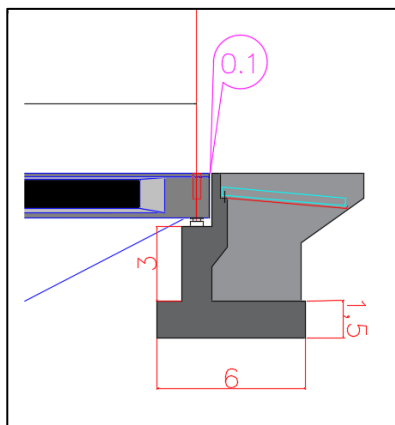


Figure III.9 coupe transversale de la culée

III.2.5. Vérification du prédimensionnement

○ **Caractéristiques géométriques de la poutre**

La section de la poutre est en « I », pour alléger le poids de la poutre. On décompose la poutre en éléments simples (4).

- **B_i**: section brute.
- **Z_i**: distance du centre de gravité de la section (i) à la base de la poutre.
- **I_i**: moment d'inertie de la section i par rapport à la base de la poutre.
- **S_i**: moment statique de la section $S_i = B_i \times Z_i$.
- **V'**: distance du C.D.G de la section totale à la fibre inférieure.
- **V**: distance du C.D.G de la section totale à la fibre supérieure.
- **I₀**: Moment d'inertie propre de la section considérée.

→ Pour une section triangulaire

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{36}$$

→ Pour une section rectangulaire

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12}$$

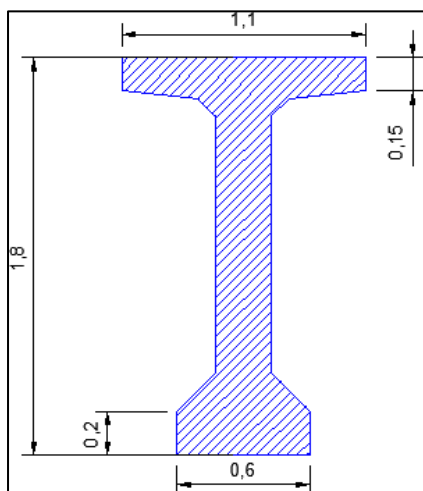


Figure III.10 dimensions de la poutre médiane

Tableau III.5. Caractéristiques géométriques de la poutre

B_i	(cm ²)	6587,61
V'	(cm)	98,21
V	(cm)	81,79
I_G	(cm ⁴)	2,55×10 ⁷
ρ (%)		48,18 %

Avec :

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

Totale $I_G = I + B \times V'^2$.

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

III.2.5.1. Estimation des sections de précontraintes

La section de précontrainte est estimée à mi-travée, les caractéristiques géométriques utilisées sont celles de la section intermédiaire, et les câbles de précontraintes sont du 13T15s.

On suppose que la combinaison la plus défavorable est celle du G+D240

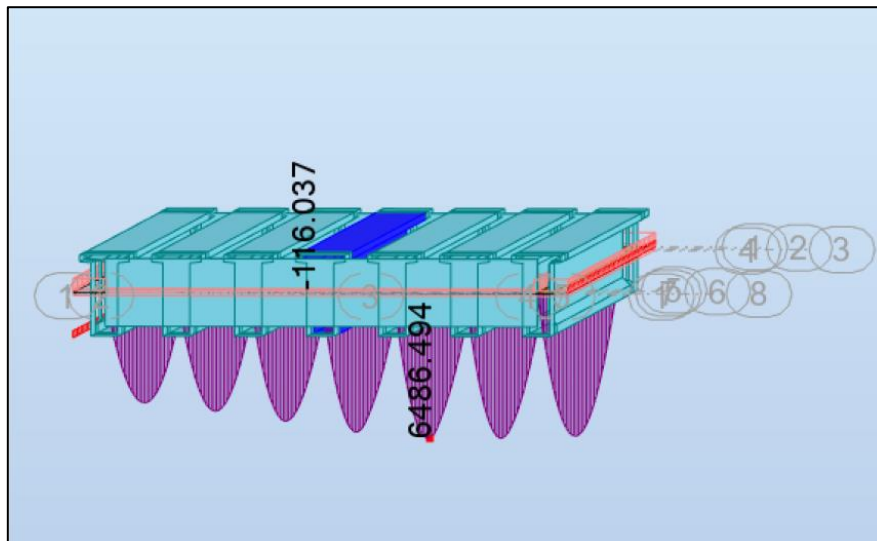


Figure III.11. le moment fléchissant max et min sous la combinaison G+D240

$$A_p = \frac{M_{ext}}{\sigma_{p0} \times Z_p} \quad (Eq III.1 2)$$

$$n = \frac{A_p}{(1-\Delta p) \times A_0} \quad (Eq III.1 3)$$

Avec :

- A_p : section de précontrainte à déterminer.
- M_{ext} : le moment maximal du a la combinaison de charge la plus défavorable
- σ_{p0} : sa tension d'origine est de : 1488 MPa pour le câble de 13T15.
- $Z_p = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.9 \times 1.8 = 1.458$ m.
- Δp : les pertes de tension , estimée des le début a 25%.
- A_0 : section de précontrainte d'un câble , 1950mm².

On remplaçant dans les deux équations précédentes on trouve :

$$A_p = 2986.85 \text{ mm}^2 \quad n > 2.1 \text{ donc } n = 3 \text{ câbles}$$

13T15s. « P=5.56MN e₀=1m »

III.2.5.2. Vérification des contraintes

Pour vérifier les contraintes on utilise les caractéristiques géométrique de la section a mi-travée. les conditions a vérifier sont comme suit :

$$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_{bt1} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}.$$

$$\sigma_{sup} = PB - (P \cdot e - M_{ext}) \times \frac{v}{I} = 10.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = PB + (P \cdot e - M_{ext}) \times \frac{v'}{I} = 4.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_c = 0.6 \cdot 40 = 21 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{bt1} = 1.5 \cdot f_{t28} = 4.05 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{bt2} = 1.0 \cdot f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc} \quad 2.7 \leq 10.89 \leq 21 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifié}$$

$$\sigma_{bt1} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc} \quad 4.05 \leq 4.4 \leq 21 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifié}$$

⇒ Donc on déduit que les contraintes sont bien vérifiées dans le concept préliminaire.

III.2.5.3. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis flambement

On dit que la pile est stable au flambement quand son élancement est inférieur à 70
Avec

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad (\text{Eq III.1 4})$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} \quad (\text{Eq III.1 5})$$

λ : l'élancement de la pile

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.707 \times l$

S : la section de la pile

i : le rayon de giration

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} \quad (\text{Transversalement})$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} \quad (\text{Longitudinalement})$$

Tableau III.6 vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis flambement

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
l	9,67	19,46	29,07	31,93	35,23	34,54	25,56
lf	6,83669	13,75822	20,55249	22,57451	24,90761	24,41978	18,07092
s	24	15	15	15	15	15	15
I	18	15,57	15,57	15,57	15,57	15,57	15,57
ix	0,375	0,519	0,519	0,519	0,519	0,519	0,519
λ_x	18,2311733	26,5090944	39,6001734	43,4961657	47,9915414	47,0515992	34,8187283
	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
l	9,67	19,46	29,07	31,93	35,23	34,54	25,56
lf	6,83669	13,75822	20,55249	22,57451	24,90761	24,41978	18,07092
s	24	15	15	15	15	15	15
I_y	128	109,25	109,25	109,25	109,25	109,25	109,25
iy	2,66	3,64	3,64	3,64	3,64	3,64	3,64
λ_y	2,56	3,77	5,643	6,19	6,83	6,70	4,96
	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

III.2.5.4. Vérification des semelles

Pour la vérification de la semelle on suppose que la charge d’exploitation D240 est la plus défavorable

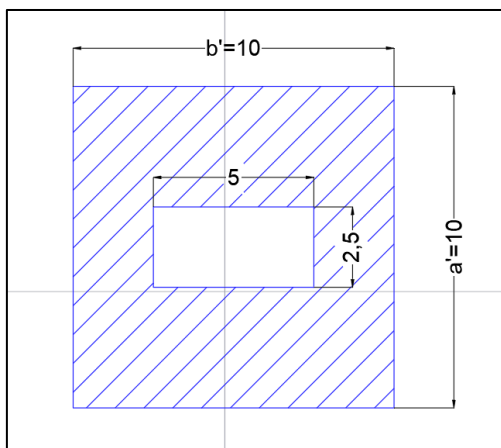


Figure III.12. vu en plan de la semelle

Pour que la semelle soit vérifiée il faut que : $A' * B' > (Pu + 1,35Go) / \sigma q$

G_o : poids propre de la semelle et les terres qui la surmonte

P_u : charge ultime

σq : contrainte limite du sol

Données du projet :

Tableau III.7. les données du projet

Poids de la superstructure	(MN)
Poids des 7 poutres	4,655
Poids des entretoises	0,1143
Poids de la dalle	2,407
Le poids total	7,1763

Tableau III.8. calcul des poids

	Hauteur(m)	Aire(m ²)	Epaisseur(m)	Poids(MN)
Pile 5	33,23	202	2,1	352,40415
Pile 6	32,19	178	2,1	300,81555

Tableau III.9. vérification des semelles

La Semelle	La Pile	P_u (MN)	G_o (MN)	$A' * B'$	$A' * B' > (Pu + 1,35Go) / \sigma q$
Sem(10X10)	Pile5	359,58045	5	100	Vérifiée
Sem(8X8)	Pile6	307,99185	5	64	Vérifiée

III.2.6. Devis estimatif et quantitatif

Ratio Des Semelles 120 Kg/m³

Ratio D'élévation 180 Kg/ m³

Ratio De La Superstructure 105Kg/ m³

Matériau	Elément	Quantité	Unité 2	Prix Unitaire [DA]	Prix DA
Béton	Elévation	1778,37	M3		
	Semelle	1232,00	M3		
	Poutres	1376,22	M3		
	Dalle	3000,80	M3		
	Somme	7387,39	M3	21000	155135091,9
Béton Propreté		73,60	M3	1000	73600
Acier Passif	Elévation	320106,6	Kg	15000	4801599000
	Semelle	147840	Kg	15000	2217600000
	Dalle	315084	Kg	15000	4726260000
	Poutres	144502,6097	Kg	15000	2167539145
	Somme				13912998145
Acier Actif	Poutres	61929,68985		40000	2477187594
				HT	16545394431
				TV A 19%	3143624942
				Total En TC	196.890.193.73

III.3. Variante N°2 Pont mixte acier-béton bipoutre à entretoise

III.3.1. Introduction

Les ponts dont le système porteur est constitué de poutres métalliques à âme pleine et dont la couverture est une dalle en béton armé participante sont appelés ponts mixtes

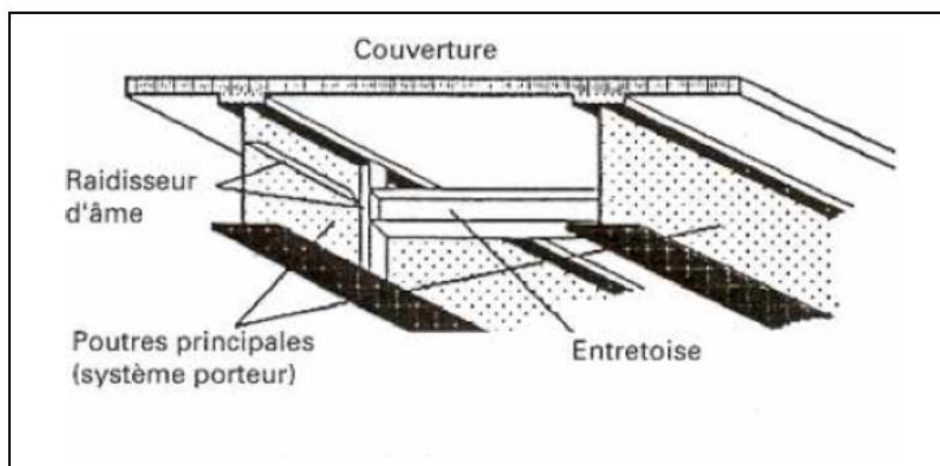


Figure III.13. schéma d'un pont bipoutre a entretoises

III.3.2. principe de construction

- actuellement les tabliers en ossature mixte sont conçus avec seulement deux poutres pour des raisons de simplicité de construction
- Si le tablier est plutôt large (au-delà de 13 m environ), la solution la plus courante consiste à connecter longitudinalement une dalle en béton (20 à 24 cm d'épaisseur) aux deux poutres et transversalement à des pièces de pont espacées de 4 m environ : on obtient un pont mixte à pièces de pont
- Dans le cas contraire, on peut connecter la dalle (25 cm d'épaisseur en zone courante) seulement sur les deux poutres porteuses espacées d'environ 0,55 fois la largeur de la dalle et reliées par des entretoises on obtient un pont mixte à entretoise
- Dans le but d'en diminuer le poids, la dalle de couverture peut être précontrainte transversalement (mono-torons T15S au pas de 20 à 60 cm)

III.3.3. Domaine d'emploi

les progrès effectués par les sidérurgistes et les charpentiers métalliques ainsi l'absence de pathologies importantes ont permis aux ouvrages mixtes d'étendre fortement leur domaine d'emploi économique. Ils sont désormais très compétitifs pour une gamme usuelle des portées qui va de 30 à 110 m environ pour les travées continues et de 25 à 90 m environ pour les travées indépendantes

III.3.4. Conception de la variante 2

III.3.4.1. Conception de la superstructure

- Conception longitudinale

d'après les recommandations du livre de conception Jean-Armand CALGARO et des documents SETRA, on a pu proposer pour cette variante un pont mixte bipoutre à hauteur constante de 280m

- ✓ Deux (02) travées principales de 80 m.
- ✓ Deux (02) travées de rives de 60 m.

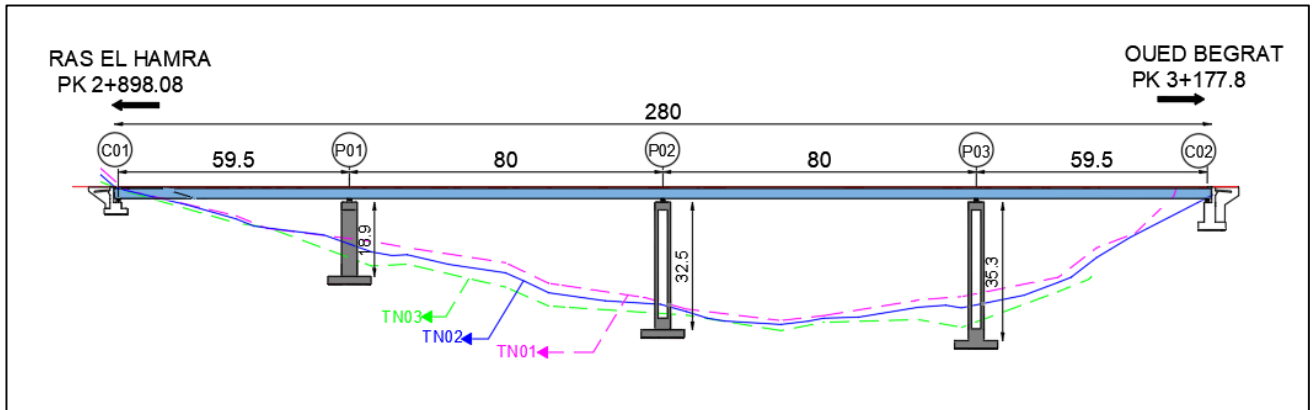
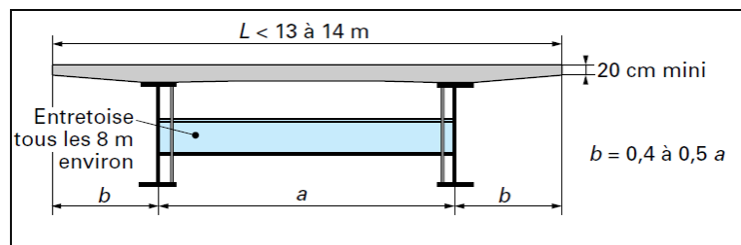


Figure III.14 Coupe longitudinale de la variante 2

- ✓ L'appellation "pont mixte" recouvre des conceptions très variées, principalement liées au nombre et à la nature des poutres métalliques. La conception transversale de ces ponts est guidée par :
 - ✓ le rapport poids du tablier/coût de la charpente métallique
 - ✓ le coût de fabrication et de montage de la charpente métallique
 - ✓ les critères d'élanement
 - ✓ les critères de résistance à la torsion
- **conception transversale**

pour une meilleure conception de tablier d'un point de vue économique, esthétique et sans négliger la résistance on peut adapter un tablier posé sur deux poutres longitudinalement qui sont reliés eux-mêmes par des entretoises tous les 6m environ



Pour $L=11\text{m}$ on prend : $a=6\text{m}$ et $b=2.5\text{m}$

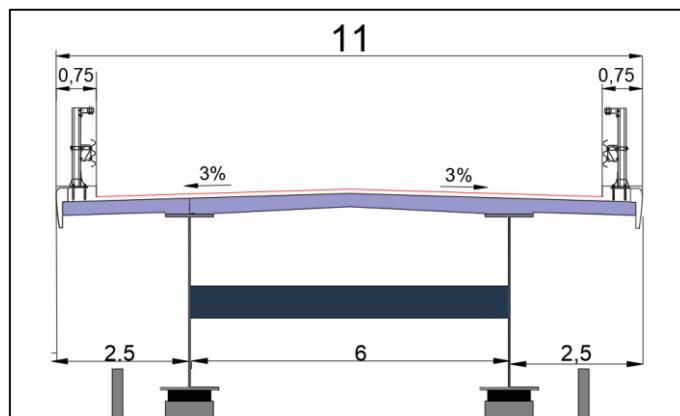


Figure III.15 coupe transversale

Tablier

○ **Conception des poutres principales**

Le choix des dimensions de la poutre doit répondre aux conditions de vérifications suivant :

- ✓ Résistance à la corrosion
- ✓ Résistance au cisaillement
- ✓ Flambage vertical de la semelle dans l'âme
- ✓ Voilement de l'âme
- ✓ Résistance au phénomène de fatigue

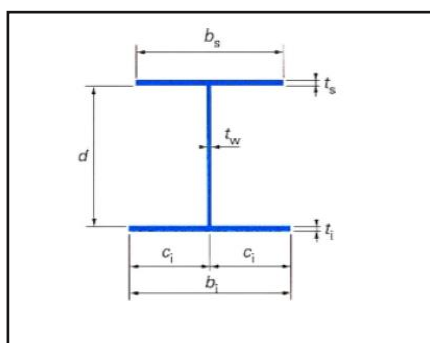


Figure III.16. Schéma de la poutre principale de la variante 2

Tableau III.10. prédimensionnement des poutres principales

Élément	formule	Valeur retenue
Épaisseur de la dalle en béton armé	Pour $b=6\text{m}$ $e(\text{mi-travée})=25\text{cm}$ $e(\text{poutre})=30\text{cm}$	$e(\text{mi-travée})=250\text{mm}$ $e(\text{poutre})=300\text{mm}$
Hauteur de la poutre	$L/28$ en travée continue a hauteur constante	$H=2600\text{mm}$
largeur de la semelle supérieure	$b_s(\text{mm})=1/7(40L+1600)$	$b_s=900\text{mm}$
Épaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	$t_s=50\text{mm}$

largeur de la semelle inférieure	$b_i(\text{mm})=10L+200$	$b_i=1100\text{mm}$
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$	$t_i=60\text{mm}$
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005 * d$	$t_w=40\text{mm}$
Tonnage de la charpente	$63 + 0.9X^{1.2} \left(1.34 - \frac{LT}{40}\right) + 0.25X$ en kg/m^2 du tablier	

T: Largeur total du tablier, X portée déterminante

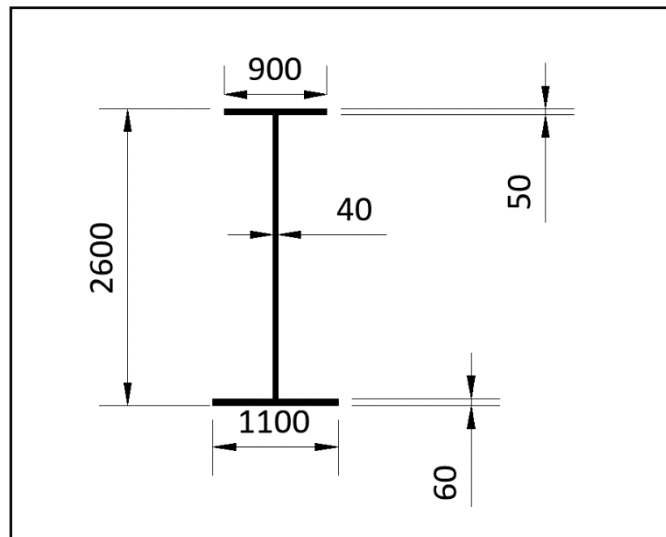


Figure III.17. Prédimensionnement de la poutre principale de la variante 2

○ **Conception des entretoises**

- ✓ La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises placée vers la mi-hauteur des poutres et qui sont attaché sur des montants afin de constituer un portique qui s'oppose au déversement des poutres dans les phases de montage et service.
- ✓ Leur espacement varie de 6 à 10 mètres en fonction du risque de flambement latéral des membrures comprimées. D'après SETRA au stade du prédimensionnement, on pourra prévoir un IPE 600 espacé de 8m

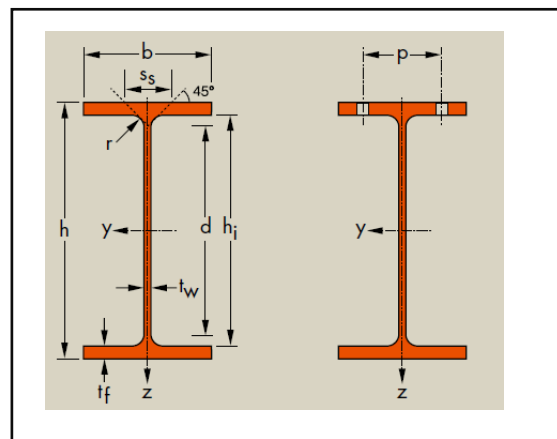


Figure III.18 Profil général d'un IPE

Tableau III.11. caractéristique de l'IPE

	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø	P _{min} mm	P _{max} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
IPE A 600	108	597	220	9,8	17,5	24,0	137	562,0	514,0	M 27	114	118	2,013	18,72
IPE 600	122	600	220	12,0	19,0	24,0	156	562,0	514,0	M 27	116	118	2,015	16,45
IPE O 600+	154	610	224	15,0	24,0	24,0	197	562,0	514,0	M 27	118	122	2,045	13,24

o **Choix de la nuance d'acier**

Le choix d'une qualité de ténacité d'acier est un choix très important vu qu'elle réfère à une capacité d'absorption d'énergie des chocs sans le risque de produire une rupture fragile, en se référant aux documents SETRA on a opté pour qualité S275

o **Goujons**

La liaison acier-béton présente une résistance complète assurée par des connecteurs qui s'appellent « Goujons » qui sont répartie le long des poutres principales d'une façon suffisante pour reprendre l'effort rasant maximal que chaque partie de la section transversale peut transmettre indépendamment des contraintes de cisaillement qui résultent du calcul de l'ensemble de la structure. Ces connecteurs sont de 22mm de diamètre et 200mm de hauteur, leur espacement devras passée par un calcul détail

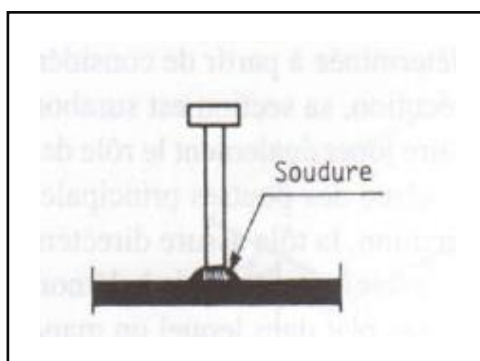


Figure III.19. goujon

Vue en plan :

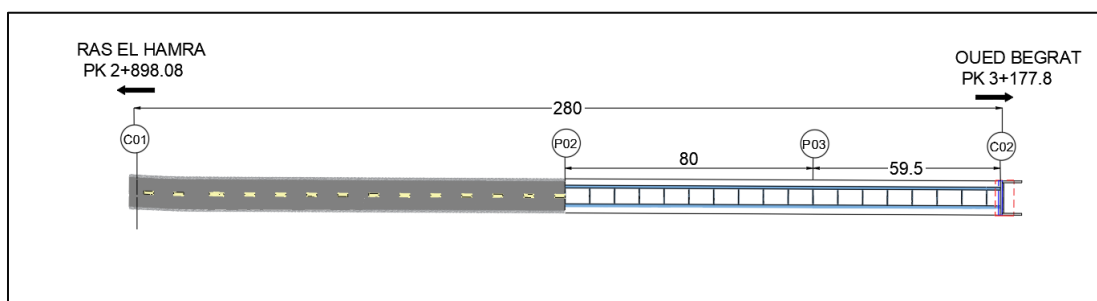


Figure III.20. vue en plan de la variante 2

III.3.4.2. conception de l'infrastructure

Tableau III.12. Les Dimensions De La Culée 2

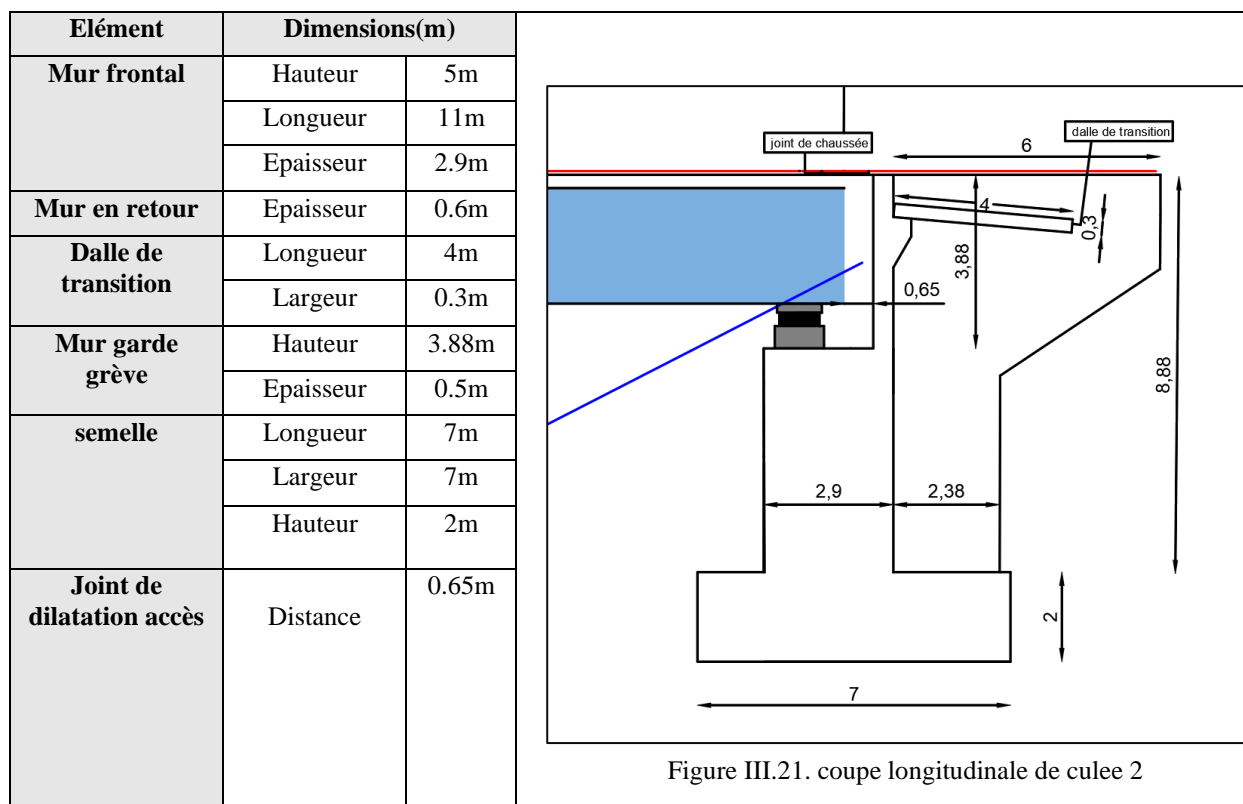


Tableau III.13. les dimensions de la culée 1

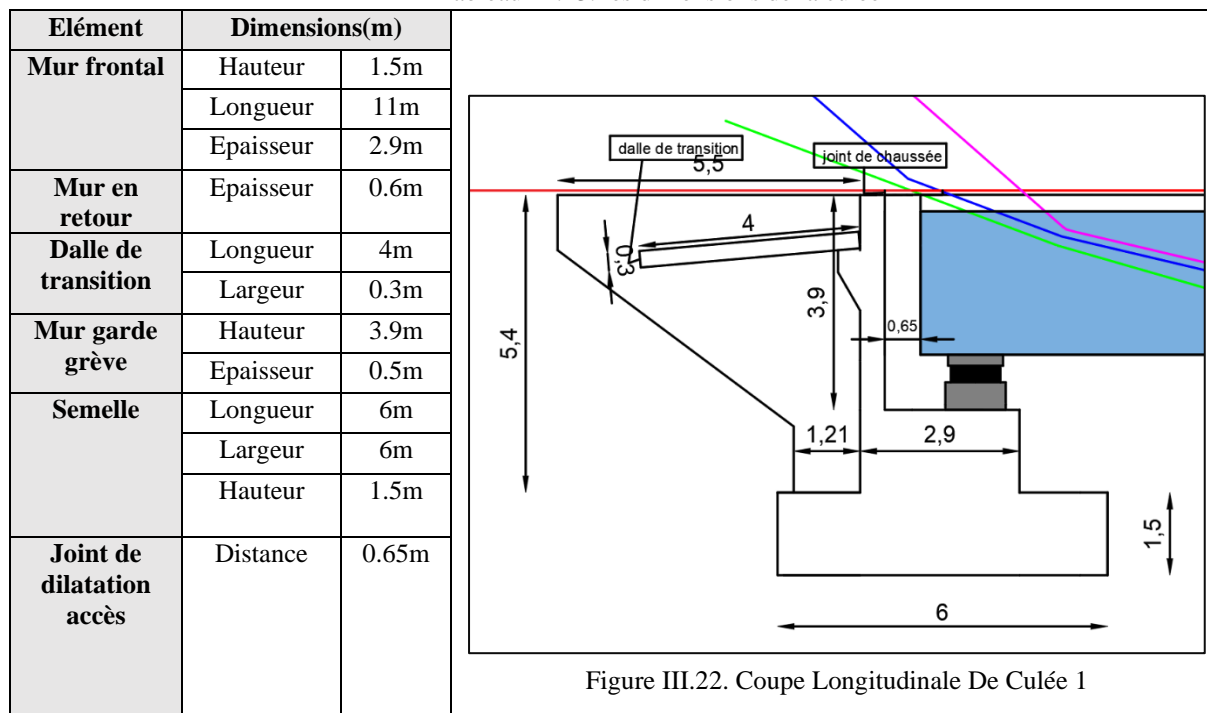


Tableau III.14. les dimensions de la pile

Element	Dimensions(m)	
	chevêtre	longueur
largeur		4m
hauteur		2m
pile	longueur	7m
	largeur	4m
	hauteur	2m
semelle	longueur	11m
	largeur	11m
	hauteur	2.5m

Figure III.23 coupe longitudinale de la pile

Figure III.24. coupe transversale de la pile

III.3.5. Vérification de prédimensionnement de la variante 2

Cette partie est consacré à la vérification des poutres vis -a -vis de différents phénomènes

Les données

On Suppose que la Combinaison la plus défavorable est celle de **G+D240**

On suppose que : la nuance de l'acier **S275** et $\epsilon=0.92$ Résultats de logiciel :

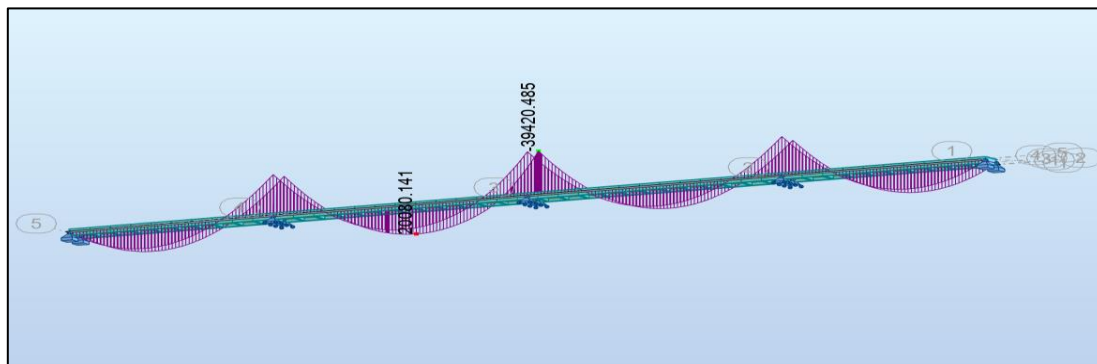


Figure III.25. diagramme de moment fléchissant a els

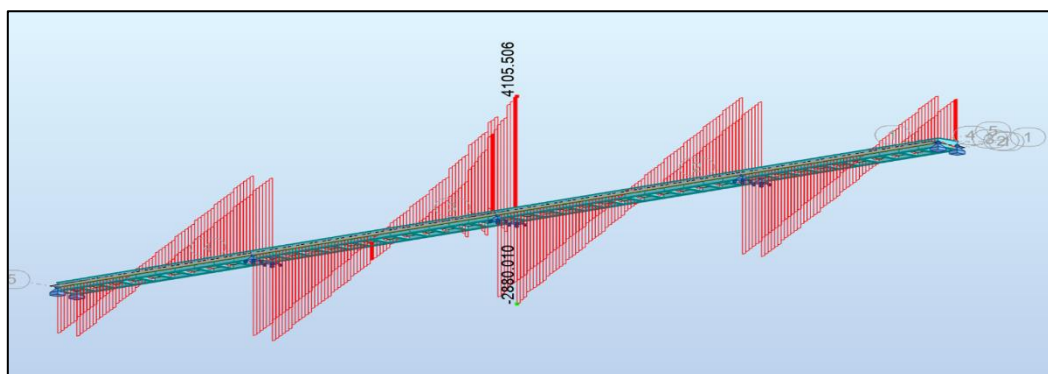


Figure III.26. diagramme effort tranchant a els

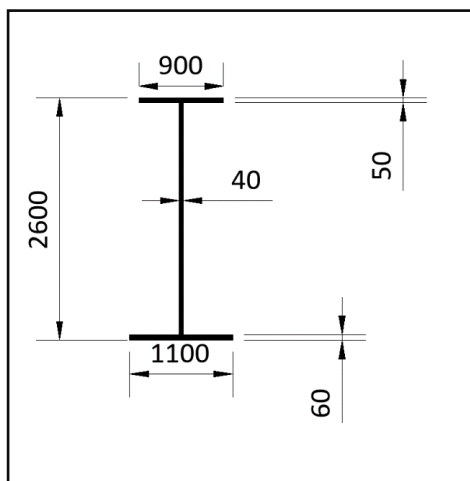


Figure III.27. Dimensions de la poutre

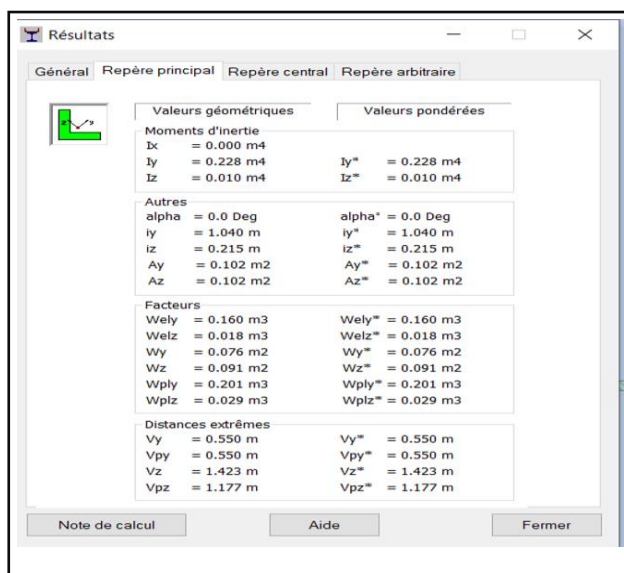


Figure III.28. Caractéristiques Géométriques De La Poutre

III.3.5.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis flambement

Tableau III.15.Vérification de flambement

	pile N°1	N°2	N°3
I	15,79	32,39	35,66
lf	11,16	22,90	25,21
s	49,00	19,80	19,80
I	200,00	129,22	129,22
ix	2,02	2,55	2,55
L'élancement	5,53	8,96	9,87
	✓	✓	✓
L	15,79	32,39	35,66
Lf	11,16	22,90	25,21
S	49,00	19,80	19,80
I	200,00	129,22	129,22
Iy	2,02	2,55	2,55
L'élancement	5,53	8,96	9,87
	✓	✓	✓

o Classification de la section de l'acier

- ✓ Classification de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{d}{tw} = \frac{2600-50-60}{40} = 62.25$$

$$83 \times \varepsilon = 76.36 \quad \frac{d}{tw} \leq 83 \varepsilon \quad \text{l' âme est de classe 2}$$

- ✓ Classification de la semelle(comprimée) :

$$\frac{c}{tf} = \frac{900}{2 \times 50} = 9$$

$$10^* \varepsilon = 9.2 \quad \frac{c}{tf} \leq 10^* \varepsilon \quad \text{la semelle est de classe 2}$$

III.3.5.2. Vérification de moment fléchissant

$$M_{Ed} \leq M_{c,rd}$$

A partir de logiciel on a : $M_{Ed} = 20.08 \text{ MN.m}$

Pour une section de classe 2 (calcul plastique) : $W_{pl} = 0.202 \text{ m}^3$

$$M_{c,rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$M_{c,rd} = M_{pl,rd} = 50.5 \text{ MN.m}$$

$$39 \leq 50.5 \quad \text{donc } M_{Ed} \leq M_{c,rd} \quad (\text{vérifiée})$$

III.3.5.3. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{Ed} \leq V_{c,rd}$$

A partir de logiciel on a : $V_{Ed} = 4,1 \text{ MN}$

Pour une section de classe 2 (calcul plastique)

$$V_{c,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

Avec :

$A_v = h_w \times t_w$ (aire de l'âme cisailée)

Application Numérique :

$$A_v = 0.104 \text{ m}^2$$

$$Y_{M0} = 1$$

$$f_y = 275 \text{ Mpa}$$

$$V_{c,rd} = 104000 \times 275 \times 0.58 = \text{MN}$$

$$4,1 \text{ MN} \leq 16.58 \text{ MN} \quad \text{donc } V_{Ed} \leq V_{c,rd} \quad (\text{vérifiée})$$

III.3.5.4. Vérification de la Résistance au cisaillement

L'épaisseur de l'âme, notée t_w , est presque toujours supérieure ou égale à 12 mm afin de limiter le nombre de ses raidisseurs, et il est conseillé de s'assurer que la contrainte de cisaillement moyenne due à l'effort tranchant V calculé sous sollicitations de service est telle que .

$$\frac{V}{d t_w} \leq 100 \text{ MPa}$$

$$\frac{V}{d_w} = \frac{4,1 \times 10^6}{40 \times (2600 - 50 - 60)} = 41,16 < 100 \quad (\text{vérifié})$$

III.3.5.5. Vérification Flambage vertical de la semelle dans l'âme

Pour éviter tout risque de

Voilement, le rapport de la largeur b d'un voile à son épaisseur t

Avec : E module d'élasticité de l'acier.

f_y sa limite d'élasticité.

$$\frac{b}{t} \leq 0,9 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{900}{50} = 18 < 28 \quad (\text{vérifiée})$$

III.3.5.6. Vérification de voilement par cisaillement

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques minces soumises à des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement)

Il faut vérifier la condition : $\frac{V_{ed}}{V_{ba,Rd}} \leq 1$

Condition de non voilement : $\frac{d}{t_w} \leq 69 \varepsilon$ d : distance entre 2 semelles

On suppose que la poutre n'est pas raidie (pas de raidisseurs intermédiaires)

$$\frac{d}{t_w} = \frac{2600-50-60}{40} = 62.25 \quad 69 \varepsilon = 63.48$$

$\frac{d}{t_w} \leq 69 \varepsilon$ (vérifiée) donc pas besoin de vérifier le voilement avec la 1ère condition

L'âme est stable au voilement (vérifié)

III.3.6. devis estimatif et quantitatif

Tableau III.3.16. devis estimatif et quantitatif

Matériau	Elément	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix global
Béton	Béton de propreté	50,2	m ²	1000.00 DA	50 200 00 DA
	Semelle	750	m ³	21000.00 DA	15 750 000 00 DA
	Elévation	1148,6436	m ³	21000.00 DA	24 121 515 60 DA
	Superstructure (dalle seulement)	847	m ³	21000.00 DA	17 787 000 00 DA
Acier passif	Elévation	206,755848	tonne	150000.00 DA	31 013 377 20 DA
	Semelle	90	tonne	150000.00 DA	13 500 000 00 DA
	superstructure	88,935	tonne	150000.00 DA	13 340 250 00 DA
La charpente métallique	superstructure	448,649166	tonne	48000000 DA	215 351 599 68 DA
				HT	330 913 942 48 DA
				TVA	19%
				TTC	393 787 591 55 DA

III.4. Variante 03 Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successif

III.4.1. Introduction

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles : après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte. Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant.

Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau. Les voussoirs peuvent être coulés en place, dans un équipement mobile, ou préfabriqués dans une cellule de préfabrication

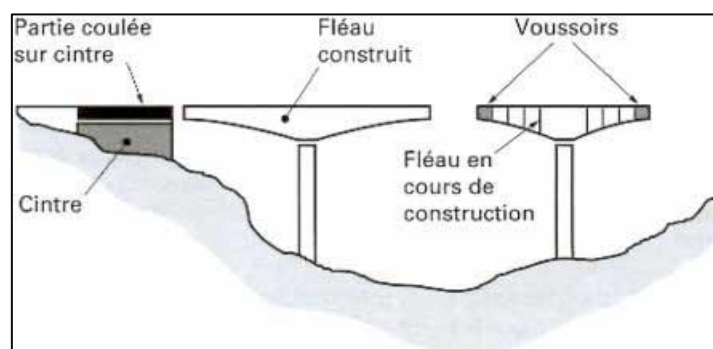


Figure III.29 principe de la méthode de construction en encorbellement

III.4.2. Domaine d'emploi

- la gamme des portées envisageables est très large (entre 40 à 200 m).
- Le tablier peut être de hauteur constante ou variable.
- la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 50 à 60 ou 70 m. car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier et ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible
- Au-delà de 70 m, un tablier de hauteur variable devient plus économique et, en général, plus esthétique. Un tel type de tablier est intéressant économiquement jusqu'à 200 m de portée environ. car les efforts dans les fléaux devient très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.
- la méthode peut être mise en œuvre quelles que soient les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante, versants abruptes, sols de très mauvaise qualité, site maritime, etc.).

III.4.3. Conception générale

III.4.3.1. Conception de la superstructure

Conception longitudinale

- Lorsque la hauteur du tablier est variable et lorsque toutes les travées intermédiaires sont de même portée L , la longueur optimale des travées de rive est de l'ordre de $0,58$ à $0,60 L$.
- Si la hauteur du tablier est constante, cette longueur optimale est plutôt de l'ordre de $0,68$ à $0,70 L$.

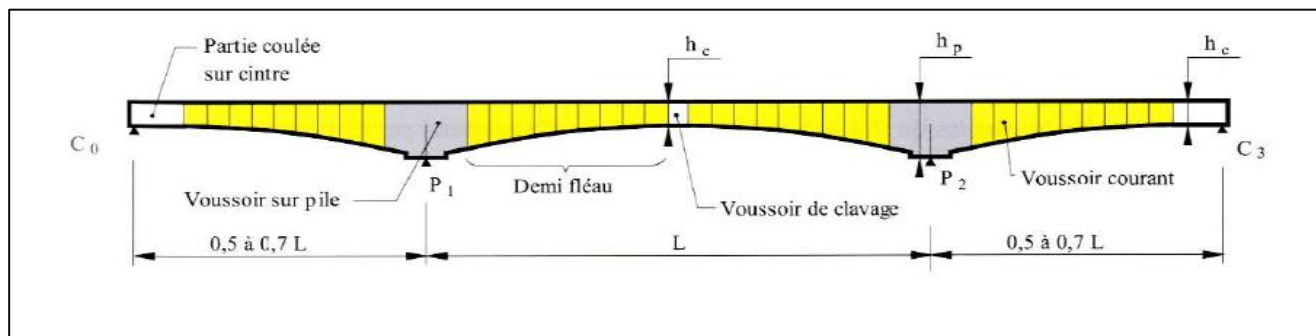


Figure III.30. Schéma d'une coupe longitudinale de la variante 3

Pour cette variante on va proposer un pont voussoir d'une hauteur variable de longueur totale 281m composé de :

- Deux (2) travées principales de 90m
- Deux (2) travées de rive de 50.5m

Calcul de la variation parabolique

- **Variation de la hauteur des voussoirs**

$$h(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \cdot \left(\frac{x}{l}\right) + (h_p - h_c) \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Tableau III.17 la variations des hauteurs des voussoirs

Hp	5.6	m
Hc	3	m
l	40.5	m
Lv	4.5	m

N° Vrs	x	H(x)
Vsp	0,00	5,60
V1	4,50	5,05
V2	9,00	4,57
V3	13,50	4,16
V4	18,00	3,80
V5	22,50	3,51
V6	27,00	3,29
V7	31,50	3,13
V8	36,00	3,03
V9	40,50	3,00

○ **Variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur**

$$E(x) = E_p - 2 \times (E_p - E_c) \times \left(\frac{x}{\ell}\right) + (E_p - E_c) \times \left(\frac{x}{\ell}\right)^2$$

Tableau III.18 la variations des épaisseurs des voussoirs

Ep	0.75	m
Ec	0.3	m
l	40.5	m
Lv	4.5	m

N° Vrs	x	E(x)
Vsp	0,00	0,75
V1	4,50	0,66
V2	9,00	0,57
V3	13,50	0,50
V4	18,00	0,44
V5	22,50	0,39
V6	27,00	0,35
V7	31,50	0,32
V8	36,00	0,31
V9	40,50	0,30

○ **Découpage des voussoirs**

Le nombre de voussoir dépend la portée et de la longueur du voussoir ,

On fixe la longueur de voussoir sur pile a 7m et la longueur du voussoir sur clef a 2m

$$L_{\text{ex piles}} = P - 2 \times E - l$$

avec :

$L_{\text{ex piles}}$: l'extrémité de la pile 1 a pile 2

P : longueur de la portée

E : la moitié de la longueur de voussoir sur pile

l : longueur de voussoir sur clef

$$L_{\text{ex piles}} = 90 - 2 \times (3.5) - 2 = 81 \text{ m}$$

On trouve 81 m de l'extrémité de la pile 1 a pile 2 (pareil pour les autres piles) ,

$$L_{\text{voussoir}} = \frac{81}{4.5} = 4.5 \text{ m}$$

On trouve dans une travée principale de 90m, 18 voussoirs de 4.5m de longueur

Tableau III.19 découpage des voussoirs

Type de voussoir	dimensions	Valeur retenue	Nombre de voussoir
Voussoir courant	La longueur est constante et compris entre 2.5 a 4.5m.	4.5m	56

Vousoir sur pile	leurs dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site et ils sont compris entre 7 a 10 m.	7m	3
Vousoir de clavage	il doit permettre aux opérateurs de tirer les câbles de précontraintes librement sans être très élancé, il varie de 1.5 a 3m.	2m	4

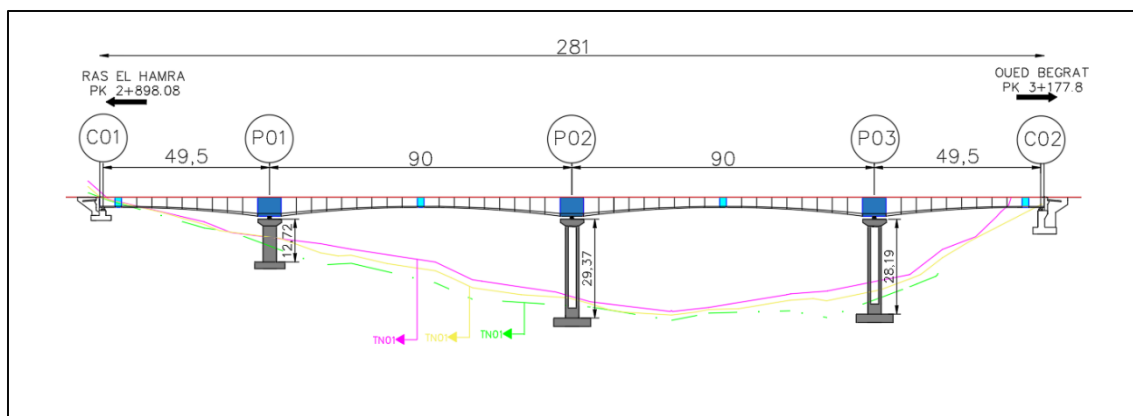


Figure III.31. coupe longitudinale de la variante 3

○ **Conception transversale**

Les Tabliers De Ponts Construits En Encorbellement Sont Des Poutres-Caisson Unicellulaire (Donc A Deux Ames)

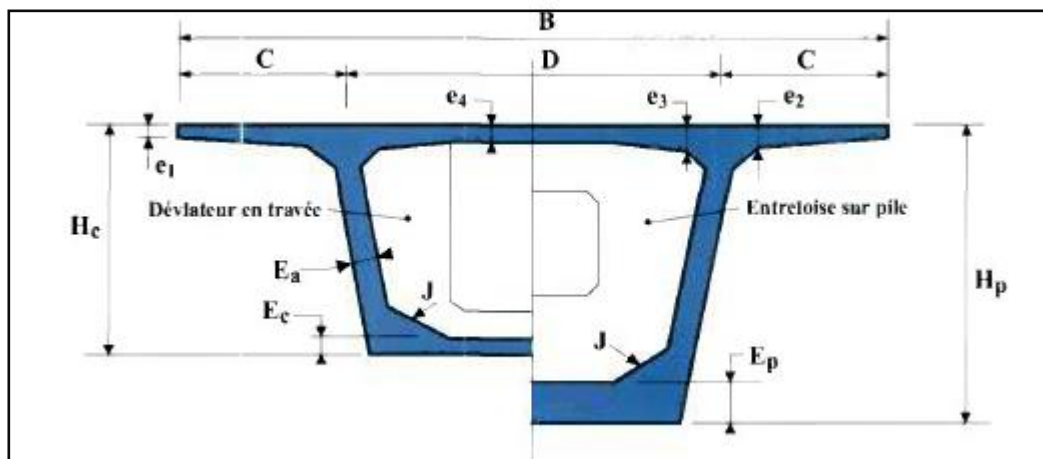


Figure III.32 prédimensionnement de vsp et vc

○ **Vue en plan**

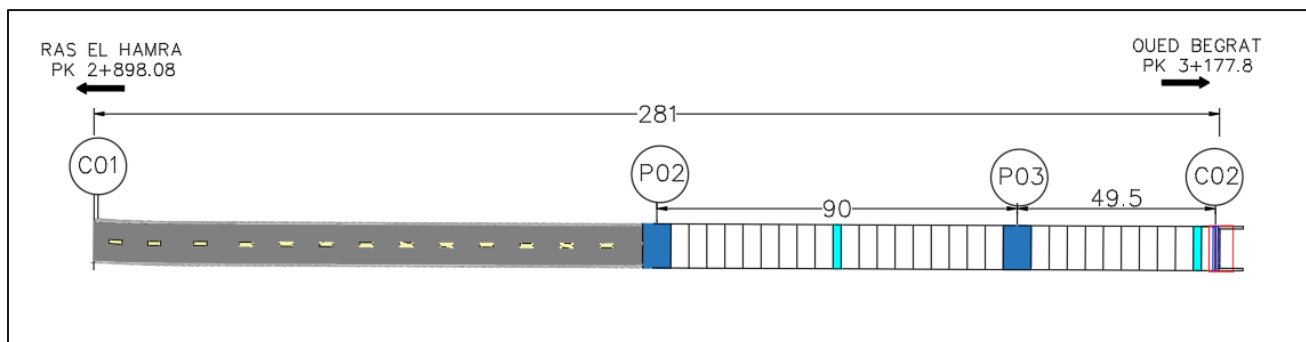


Figure III.33. Vue en plan de la variante 3

○ **Tablier**

Selon le guide de conception « SETRA » pour les ponts en béton précontrainte construits par l'encorbellement successif on va résumés le prédimensionnement des voussoirs « VSP et VC » dans le tableau suivant :

Tableau III.20 le prédimensionnement d'un voussoir a hauteur variable

Élément	Description	Ration usuel	Valeur retenu
H_p	Au-delà de 65 m/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.	L/16 a L/18	5.60 m
H_c	Pour ces ouvrages, la variation de hauteur entre la clef et la pile est généralement parabolique. min=2.20m	L/30 a L/35	3.00 m
B	Largeur de voussoir est égale a la largeur de voie		11m
C		B/4	2.75m
D		B-2*C	5.5m
e₁	Son épaisseur en extrémité e ₁ dépend du dispositif de retenue choisi (barrières de sécurité). Elle est au minimum de : <ul style="list-style-type: none"> • 16 à 18 cm en cas de garde-corps, • 23 cm en cas de barrière normale BNI, 24 cm en cas de barrière normale BN4. 	e ₁ > 16 a 18cm	0.18m
e₂	À l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur e ₂ dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel.	C/7 à C/8	0.35m

e₃	À l'encastrement, la valeur peut être estimée en mètre à $0,10 + D/25$ (<i>D désigne ici l'entraxe des âmes exprimé en mètres</i>).	$e_3 > e_2 - 10\text{cm}$ a $1.5 e_4$	0.32m
e₄	Son épaisseur à mi-portée e ₄ est égale à D/25 ou D/30, voire D/35 pour des caissons très larges précontraints transversalement, avec un Minimum de 20 cm.	D/25 a D/30	0.22
	Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile . Les parements extérieurs des âmes sont aussi souvent de meilleure qualité lorsqu'elles sont inclinées.	10 a 30 %	10
E_a	Longitudinalement, l'épaisseur des âmes est généralement constante pour les ponts de hauteur variable. Lorsqu'un épaissement est nécessaire près des piles, la variation se fait brutalement (par redans et naturellement par l'intérieur) pour faciliter l'exécution.	$E_a > \frac{l}{275} + \frac{1,25 \cdot B}{L} - 0,125$	0.40m
E_c	L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile. Les lois de variation de l'épaisseur en fonction de l'abscisse horizontale sont soit linéaire. Soit parabolique, Soit du $4 < \alpha < 6$ degré. Cette dernière loi de variation permet de maintenir l'épaisseur minimum du hourdis sur une grande longueur Et de gagner du poids. Des variations d'épaisseur en escalier, dites aussi "à la demande" sont parfois adoptées. Dans les parties coulées sur cintre, l'épaisseur du hourdis inférieur reste constante et égale à celle de la clef.	$E_c > 18$ à 22cm	0.25m
E_p	C'est la limitation de la compression en fibre inférieure en service	35 à 80 cm	0.65m
G sup	Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions : <ul style="list-style-type: none"> • ils épaississent l' hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants, • leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes, • ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage, • ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage, • ils engraisent les nœuds âmes/hourdis supérieur pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléaux, maintenant presque toujours ancrés dans ces nœuds. 	30 à 40 degré	35

G inf	Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.	40 à 45 degré	40
--------------	--	---------------	----

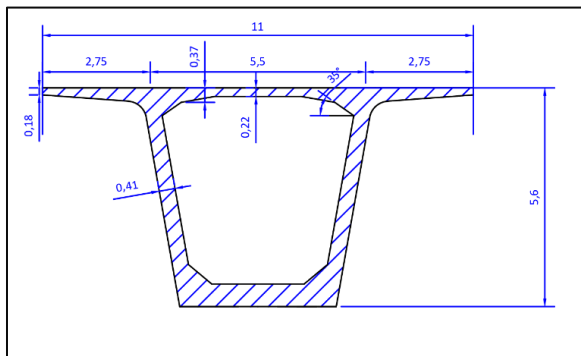


Figure III.34 .coupe transversale de VSP

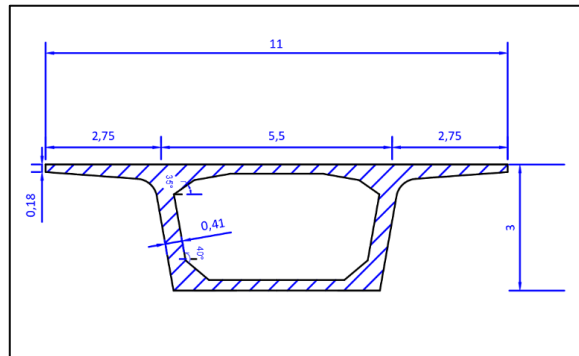


Figure III.35 .coupe transversale de VC

III.4.3.2. conception de l'infrastructure

Tableau III.21. Dimensions De La Culée 2

Elément	Dimensions(m)		Figure
Mur Frontal	Hauteur	1.5	
	Longueur	11m	
	Epaisseur	2.38m	
Mur En Retour	Epaisseur	0.6m	
Dalle De Transition	Longueur	4m	
	Largeur	0.3m	
Mur Garde Grève	Hauteur	3.9m	
	Epaisseur	0.5m	
Semelle	Longueur	7m	
	Largeur	7m	
	Hauteur	2m	
Joint De Dilatation Accès	Distance	0.65m	

Figure III.36. Coupe longitudinale sur culée 2

Tableau III.22 . dimensions de la culée 1

Elément	Les dimensions	
Mur Frontal	Hauteur	1.5
	Longueur	11
	Epaisseur	2.9
Mur En Retour	Epaisseur	0.6
Dalle De Transition	Longueur	4
	Largeur	0.3
Mur Garde Grève	Hauteur	3.9
	Epaisseur	0.5
Semelle	Longueur	6
	Largeur	6
	Hauteur	1.5
Joint De Dilatation Accès	Distance	0.65

Figure III.37 Coupe longitudinale sur culée 1

Prédimensionnement des Piles

Tableau III.23. Dimension des piles

Elément	Dimensions(m)		Figure	
			Figure III.38 coupe longitudinale de la pile	Figure III.39 .coupe transversale de la pile
Chevêtre	Longueur	4m		
	Largeur	7m		
	Hauteur	2m		
Pile	Longueur	4m		
	Largeur	4m		
	Hauteur	Variable H>20m pile évidée H<20m pile pleine		
Semelle	Longueur	11m		
	Largeur	11m		
	Hauteur	2.5m		

III.4.4. Devis estimatif et quantitatif

Pour les quantités d'acier (passif et actif) on travaille avec les rations suivantes :

- Elévation :180Kg/m³
- Superstructure :105Kg/m³
- Semelles :120Kg/m³
- Précontrainte :45Kg/m³

Tableau.III.24. devis estimatif et quantitatif

Matériau	Elément	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix global
Béton	Béton De Propreté	46,66	M2	1000.00 DA	466.60 DA
	Semelle	767	M3	21000.00 DA	1 610 7000.00 DA
	Elévation	765,7624	M3	21000.00 DA	16 081 010.40 DA
	Superstructure	2464,37	M3	21000.00 DA	51 751 770.00 DA
Acier Passif	Semelle	92,04	Tonne	150000.00 DA	13 806 000.00 DA
	Elévation	137,837232	Tonne	150000.00 DA	20 675 584.80 DA
	Superstructure	258,75885	Tonne	150000.00 DA	3 881 3827.50 DA
Acier Actif	Superstructure	110,89665	Tonnes	400000.00 DA	44 358 660.00 DA
Total HT					201 594 319.30 DA
TVA					19%
Total TTC					293 897 239 97 DA

III.5. analyse multicritère

Le tableau suivant récapitule les avantages et les inconvénients des 3 variantes :

	avantages	inconvénients
Variante	<ul style="list-style-type: none"> ○ ce type de structure provient de son fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique. ○ Le principal avantage de ce type de structure est lié à son mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. On s'affranchit ainsi de nombreuses contraintes liées à la brèche pour la réalisation du tablier ○ il permet d'envisager des formes de poutres assez élaborées, plus difficiles à coffrer, mais permettant de faire travailler au mieux la matière. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Sur le plan Esthétique ,la qualité architecturale de ce type de tablier Chaque appui reçoit deux lignes d'appuis de travées adjacentes, ce qui nécessite une largeur de sommier d'appui importante qui peut nuire à l'aspect esthétique ○ Dans cette variante on ne peut pas implanter Des appuis à intervalles réguliers pour réaliser des travées de longueurs égales. Cet aspect peut constituer un handicap pour ce type d'ouvrage
Variante 2	<ul style="list-style-type: none"> ○ Conception légère. ○ Rapidité de construction. ○ Franchir des grandes portées. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Exigence de main d'œuvres qualifiés. ○ Coût très élevé. ○ Risque de corrosion. ○ Exigence de surveillance et de maintenance permanente pour lutter contre la corrosion et le phénomène de la fatigue.
Variante 3	<ul style="list-style-type: none"> ○ la construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes. ○ La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses. Ainsi, en élévation, il est possible de projeter des tabliers de hauteur constante ou variable. ○ La méthode est également extrêmement tolérante à l'égard de la géométrie de la voie portée 	<ul style="list-style-type: none"> ○ l'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au chantier. ○ les ouvrages construits par cette méthode sont très lourds, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes . ○ Sur le plan esthétique, les ponts construits par encorbellements successifs sont des ouvrages dont le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites.

Le choix de la variante dépend de plusieurs paramètres:

- Comportement Mécanique
- Esthétique
- Cout

Le pré dimensionnement des trois 03 variantes, l'analyse multicritères et le cout estimatif de celles-ci nous orientent vers la solution la plus avantageuse qu'offre **la variante 01**

CHAPITRE IV

MATERIAUX

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons déterminer et définir tous les matériaux qu'on va les utiliser dans la construction de cet ouvrage d'art, et on donnera leurs caractéristiques mécaniques et même les normes et les règles du calcul utilisées.

IV.2. Généralités

De nos jours, le béton armé est le matériau le plus répandu dans les constructions par rapport au bois, à la pierre et même au métal. Il est le matériau préféré du point de vu constructif et architectural, il est employé couramment dans :

- Les bâtiments industriels civils.
- Les centrales thermiques et nucléaires.
- Les constructions hydrauliques.
- Les ouvrages d'art tel que les ponts, tunnels, pistes d'aérodrome, réservoirs, ...

IV.3. matériaux utilisés

IV.3.1. béton

IV.3.1.1. Résistance à la compression

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

La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées et de leur dispersion, suivant une loi statique variables suivant les pays. Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge $j \leq 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement

$$f_{cj} = \frac{j}{4,67+0,83 j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95 j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

Au –delà de $j=28$ jours, on admet pour les calculs de résistance que $f_{cj} = f_{c28}$

IV.3.1.2. résistance à la traction

Le béton en générale est caractérisé par sa résistance à la compression mais sa résistance à la traction joue aussi un rôle très important dans son comportement mécanique

D'après les règles du BAEL cette dernière est liée à la résistance à la compression. Par la relation suivante :

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

IV.3.1.3 Contrainte de calcul à l'état limite ultime

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal, l'ordonnée de ce palier a pour valeur

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

- f_{bu} : représente la contrainte de calcul du béton à l'état limite ultime (E.L.U)
- θ coefficient dépend de la durée d'application de la combinaison de charge
- $\theta = 1$ si la combinaison d'actions considérée a une durée d'application supérieure à 24h.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'action est comprise entre 1 et 24 h.
- $\theta = 0,85$ si cette durée est inférieure à 1 h.
- γ_b coefficient de sécurité
- $\gamma_b = 1,5$ dans le cas général.
- $\gamma_b = 1,15$ dans le cas des combinaisons accidentelles.
- f_{c28} Résistance caractéristique de béton à la compression

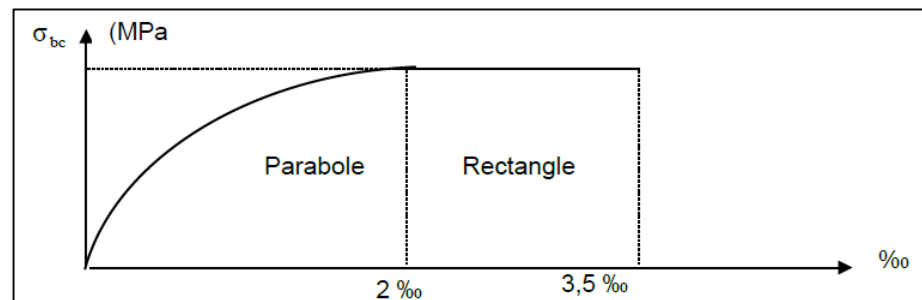


Figure IV.1 diagramme contraintes déformations du béton à l'élution.

IV.3.1.4 Contrainte admissible de la compression à ELS

$f_{bc} = 0,6 f_{c28}$ En service.

$f_{bc} = 0,5 f_{c28}$ En construction.

IV.3.1.5. Module d'élasticité longitudinale E

module de déformation instantanée du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, et à l'âge de j jours, le module de déformation instantanée du béton est donné par les règles du BPEL par la relation suivante :

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

- **Module de déformation différée (longue durée) :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée du béton à l'âge de (j) jours, correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est égale à :

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

IV.3.1.6. Déformation transversale du béton

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- **E** : module de Young.
- **ν** : Coefficient de poisson.

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{En zone fissurée (ELU)} \\ 0 & \text{En zone non fissurée (ELS)} \end{cases}$$

Tableau IV.1 Diagramme contraintes déformations du béton à l'elu.

	Superstructure		Infrastructure	
F_{c28} (MPa)	35		27	
F_{t28} (MPa)	2.7		2.22	
E_{ij « inst » (MPa)}	35981.73		12102.95	
E_{ij « def » (MPa)}	33000		11100	
f_{bu} (MPa)	γ_b = 1,5	19.83	15.3	
	γ_b = 1,15	25.87	19.96	
f_{bc} (MPa)	En service	21	En service	16.2
	En construction	17.5	En construction	13.5

IV.3.2. Armatures

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

IV.3.2.1. Armatures passifs

constitue les armatures classiques du béton armé

(barre HA), ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément ils sont nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

Ce sont les aciers a haute adhérence de nuance Fe E500.

- Une limite d'élasticité **f_e = 500 MPa.**
- Module de la déformation élastique **E_s = 195 GPa.**
- De 12 ml pour les barres droites

La contrainte limite est donnée par les formules résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 contrainte admissible de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite	superstructure	infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{f_e}{1.15}$	434.79	434.79
	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{f_e}{1}$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left(\frac{1}{2} * f_e; 110\sqrt{1.6 * f_{tj}}\right)$	252.02	250
Tres préjudiciable	$\sigma_s = \max(0.4 * f_e; 88\sqrt{1.6 * f_{tj}})$	202.21	200

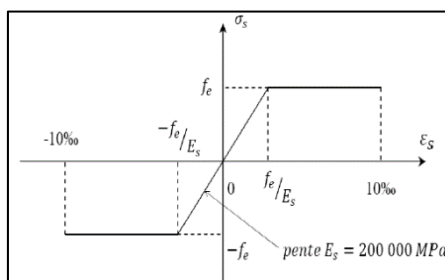


Figure IV.2 diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'élution.

IV.3.2.3. Armatures actives

- Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on les utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.
- Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.
- Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers À très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en Carbone. Alors on utilise des câbles **T15**.

Classe : cette classe admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formations des fissures.

Classe	Exécution	Service			
		Rares	Fréquente	Quasi perm	
Classe II	-1,5 f _{ty} 0,6 f _{ej}	-1,5 f _{ty} 0,6 f _{ej}	-1,5 f _{ty} 0,6 f _{ej}	-1,5 f _{ty} 0,5 f _{ej}	

Figure VI.3 Limitation des contraintes dans les sections en B.P

- **caractéristiques de câble 12 T15 :**

Tableau IV.3. caractéristiques de câble 12T15

Cable	T15
Nbr Toron	12
Ap 1 Toron	140 mm ²
Ap 1 Toron (m ²)	0,00014 m ²
Ap (mm ²)	0,00168 m
F _{prg}	1770 MPa
F _{p0}	196,2 KN
F _{peg}	1593 MPa
D gaine	0,08 m
f	0,18 (rd ⁻¹)
φ	0,002 (m ⁻¹)
g	6 mm
μ ₀	0,43
ρ _{1000h}	2,5
E _p	190000 MPa
f _e	500 MPa
σ _s	434,783 MPa

IV.4 Normes et règles

Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé a Etats limites.

Règles B.P..E.L 91 : : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint a Etats limites..

CHAPITRE V
CHARGES &
SURCHARGES

V.1 Introduction

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surchARGE routière, superstructures, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale. Avant de procéder à l'étude de ces chargements, on définit tout d'abord certaines notions qui seront utiles pour la suite.

Toutes les parties du tablier ne sont pas forcément à charger par les charges de chaussée. Il faut donc définir une largeur chargeable qui se déduit elle-même de la largeur roulable.

On donne ci-dessous les définitions correspondantes.

V.2 Définitions

V.2.1 Largeur Roulable (L_r)

C'est la largeur du tablier comprise entre les dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les surlarges éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), bandes dérasées (BDG), etc.

largeur roulable est de 9.5m (supérieur à 7m), selon le RCPR

$$L_r = 9.5\text{m}$$

V.2.2 Largeur Chargeable (L_{ch})

Elle est déduite de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,5 m de chaque dispositif de sécurité comme indiqué dans la loi suivante :

$$L_{ch} = L_r - n \times 0,5$$

- L_{ch} : largeur chargeable en m.
- L_r : Largeur roulable en m
- n : Nombre de dispositifs de retenue tel que $n \leq 2$.

$$L_c = 8.5\text{m}$$

$$L_c = L_r - (2 \times 0.5) = 9.5 - (2 \times 0.5)$$

V.2.3. Nombre de voies (N_v)

D'après le RCPR , les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière de la caution par 3 de leur largeurs chargeables (L_{ch}) exprimé en mètre tel que :

$$N_v = L_{ch} / 3$$

$$N = [L_c / 3] = [8.5 / 3] = 2.83$$

$$N = 3\text{voies}$$

V.2.4. Largeur réelle d'une voie (V)

La largeur d'une voie de circulation, V , est donné par:

$$V = L_{ch} / N_v$$

$$V = 2.83\text{m}$$

V.2.5 Classe des pont

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

Tableau V.1.les classes d'un pont

Largeur roulable	Classe de pont
$L_r \geq 7\text{m}$ ou exceptions	1 ^{ere} classe
$5,5 < L_r < 7\text{m}$	2 ^{eme} classe
$L_r \leq 5,5\text{m}$	3 ^{eme} classe

Notre pont est de **classe 1**, car la **largeur roulable est de 9.5m**(supérieur à 7m), selon le RCPR,

Tableau V.2.caractéristique de pont

Classe de pont	1
Largeur roulable	9.5m
Largeur chargeable	8.5m
Nombre de voies	3
Largeur d'une voie	2.83m

V.3 Evaluation des charges et surcharges

V.3.1 Charges hors trafic

- **Actions permanentes**

Poids de la poutre

Poids de la dalle qui revient à la poutre

- **Complément des charges permanentes**

Le poids de revêtement

Le poids de trottoir

Le poids de la glissière de sécurité

Tableau V.3.poids total du tablier

	Élément	Poids (KN/ml)	Poids(t/ml)	Poids total (t/ml)
CP	Les 7 poutres	132,98	13.298	20.173
	La dalle	68,75	6.875	
CCP	Le revêtement	19	1.9	2.97
	Les glissières	1,2	0.12	
	Les corniches	5	0.5	
	Les trottoirs	4,5	0.45	
La somme	Poids total du tablier (t/ml)			23.143

	Poids total du tablier (t)	810.005
--	-----------------------------------	---------

V.3.2. Charges due au trafic

- **Les charges d’exploitation**

Le système de charge A

Le système de charge B(Bc,Bt,Br)

Convoi Mc120

Convoi D240

V.3.2.1. Système de charges A

pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(L) donnée ci-après par les coefficients résultants de l’application du tableau au dessous

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

L : la longueur chargée (la portée).

$$A(L) = 230 + 36000 / (34+ 12) = 1012.61 \text{ Kg/m}^2 \qquad \mathbf{A(L)= 1,012 t/m}^2$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur deA (L) est multipliée par le coefficient a1 qui représente le coefficient de dégressivité transversale

Tableau V.4. coefficient a1

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	-	-	-

On trouve **a1=0.9**

La charge A1 est obtenue par :

$$A1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(L) \quad A_1 = \max(0.912 ; 0.393) \\ 4 - 0.002L \end{array} \right. \qquad \mathbf{A1=0.912 t/m}^2$$

La charge A1 obtenue est multipliée par un coefficient a2 = Vo/V

Tableau V.5.valeurs de v_0

Classe de pont	V_0
Première classe	3.5m
Deuxième	3m
Troisième classe	2.75m

$$V_0=3.5\text{m}$$

$$V=\text{largeur d'une voie}=2.83\text{m}$$

$$a_2 = V_0/V=3.5/2.83$$

$$\mathbf{a_2=1.24}$$

$A_2= a_2 \times A_1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées

$$A_2 = 1.24 \times 0.912=1.131 \text{ t/m}^2 = 11.31\text{KN/m}^2$$

$$\mathbf{A_2=1.131 \text{ t/m}^2}$$

Calcul de $A_v(L)$ distribué sur un certain nombre de voies :

$$A_v(L) = A(L) \times a_1 \times a_2 \times V$$

Tableau V.6.tableau des valeurs de $A_v(L)$

$A_v(L)$	Application numérique	$q(\text{t/ml})$
$A_1(L)$	$1.012*0.9*1.24*2.83$	3.2 t/ml
$A_2(L)$	$(1.012*0.9*1.24*2.83)*2$	6.4 t/ml
$A_3(L)$	$(1.012*0.9*1.24*2.83)*3$	9.6 t/ml

V.3.2.2 Système de charge B

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

- Le système Bc se compose de camions types(300KN).
- Le système Br se compose d'une roue isolée(10KN).
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems (160 KN).

Les deux premiers systèmes Bc, Br s'applique aux ponts quelle que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ère et 2ème classe.

V.3.2.2.1 Système de charge Bc

Un camion de type Bc comporte 3 essieux tous a roues simples et qui répond aux caractéristiques suivantes, c'est un convoi composé d'une file de deux camions de 30 tonnes chacun.

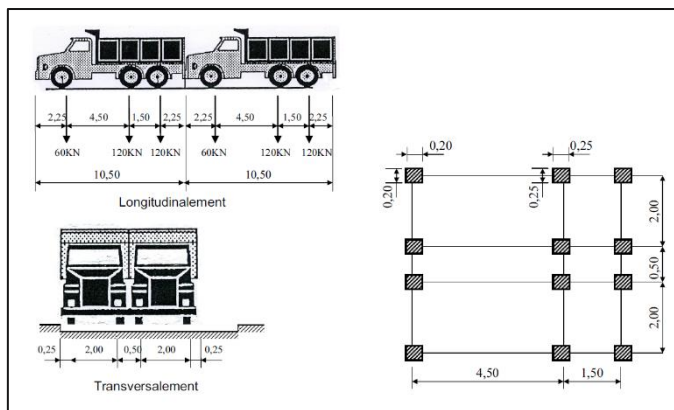


Figure v .1.système de charge Bc

○ **Calcul de coefficient de majoration dynamique :**

L : portée du pont = 34 m

G : charge permanente = 8100 KN

s: surcharges max = 300*2 = 600 KN

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{(1 + 0,2L)} + \frac{0,6}{1 + 4 \left(\frac{G}{S}\right)}$$

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient de tableau suivant

valeurs de coefficient bc :

Tableau V.7.coefficient bc

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Tableau V.8.coefficient de majoration dynamique

Nombre de voies	G	L	bc	S	δ
1	8100 KN	34 m	1.2	600*1.2=720 KN	1.064
2	8100 KN	34 m	1.1	600*2*1.1=1320KN	1.075
3	8100 KN	34 m	0.95	600*3*0.95=1710 KN	1.081

V.3.2.2.2. Système de charge Bt

c'est un tandem de deux essieux de 16 tonnes chacun. nous ne pouvons disposer que deux tandems soit un par voie. Comme pour le système Bc, les charges de ce système Bt sont affectées d'un coefficient de pondération bt égale à 1.00 dans le cas des ponts de première classe

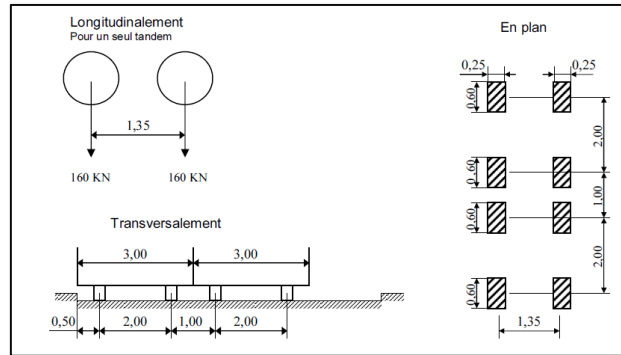


Figure V.2.système de charge Bt

○ Calcul de coefficient de majoration dynamique

L : portée du pont = 34 m

G : charge permanente = 810t

s: surcharges max = 320

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{(1 + 0,2L)} + \frac{0,6}{1 + 4 \left(\frac{G}{S}\right)}$$

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient de tableau suivant

Tableau V.9.valeurs de coefficient bt

Classe de pont	b_t
première classe	1,2
deuxième classe	1

$b_t=1.2$

Tableau 4coefficient de majoration dynamique

Nombre de tandems	G	L	b_t	S	δ
1	8100 KN	34 m	1.2	$320*1.2=384$ KN	1.058
2	8100 KN	34 m	1.2	$320*2*1.2=768$ KN	1.065

V.3.2.2.3. Système de charge Br

la roue isolée qui constitue le système Br porte une charge de 100 kN

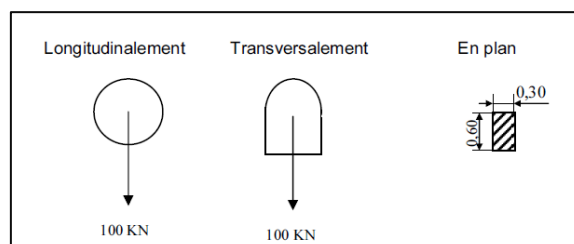


Figure V.3.système de charge br

S=100 kN

$\delta=1.053$

V.3.2.3 Système de charge Mc120

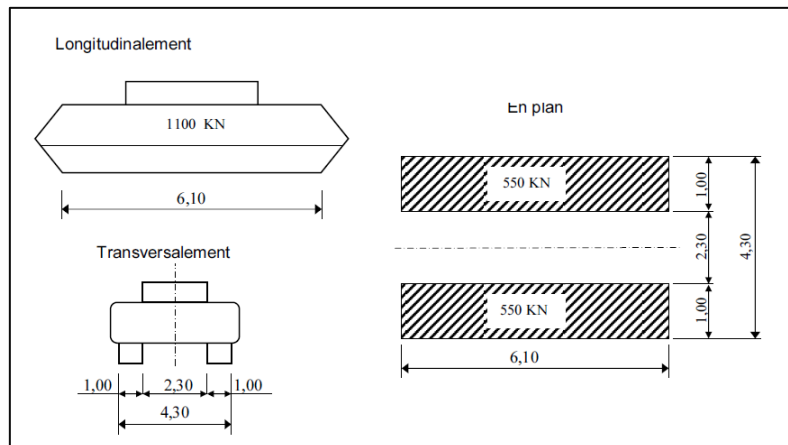
D'après RCPR : Un véhicule type de système Mc120 Comporte 2 chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Largeur d'une chenille=1m

Distance d'axe en axe des 2 chenilles=3.3m

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

Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité avec un espacement de 30.5m.



$$S=1100 \text{ KN}$$

$$\delta=1.071$$

V.3.2.4 Système de charge D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de 3 éléments de 4 lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total

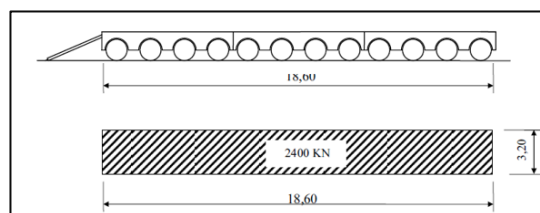


Figure V.4.système de charge D240

Le convoi D240 n'est pas majoré par le coefficient de majoration dynamique, elle est supposées de ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge. Ce convoi est supposé rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h, ce qui justifie l'absence des effets dynamique

CHAPITRE VI

SOLICITATIONS

VI.1. Introduction

L'étude d'un pont nécessite la détermination et le calcul des sollicitations dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées

VI.2. Calcul des sollicitations

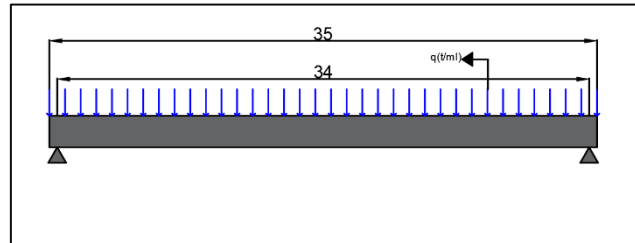


Figure VI.1 positionnement du poids propre

VI.2.1 sous le poids propre

○ Le moment fléchissant

Le moment fléchissant d'une charge uniformément répartie max se trouve a mi-travée

$M = q \times L^2 / 8 = 23.143 \times 34^2 / 8$	$M = 3344.16 \text{ t.m}$
$M_o = M / 7$	$M_o = 477.74 \text{ t.m}$

○ L'effort tranchant

L'effort tranchant max d'une charge uniformément répartie se trouve sur appuis

$T = \frac{qL}{2} = \frac{23.143 \times 34}{2}$	$T = 393.43 \text{ t}$
$T = T_o / 7$	$T_o = 56.20 \text{ t}$

VI.2.2 sous Système de charge A(L)

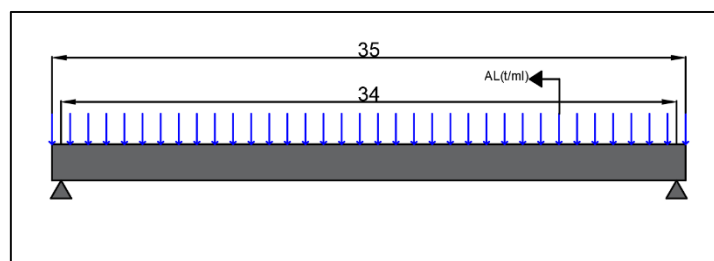


Figure VI.2. Positionnement de la surcharge Av(L).

○ Le moment fléchissant

Le moment fléchissant d'une charge uniformément répartie max se trouve a mi-travée

$$M=A(L)*L^2/8$$

o **L'effort tranchant**

L'effort tranchant max d'une charge uniformément répartie se trouve sur appuis

$$T=\frac{qL}{2}$$

Tableau VI.1 calcul des sollicitations pour Av(L)

A(L)	A(t/ml)	T(t)	To(t)	M(t.m)	Mo(T.m)
1 voie chargée	3.2	54.4	7.77	462.4	66.06
2 voies chargées	6.4	108.8	15.54	924.8	132.11
3 voies chargées	9.6	163.2	23.31	1387.2	198.17

VI.2.3. sous Système de charge B

VI.2.3.1. sous Système de charge Bc

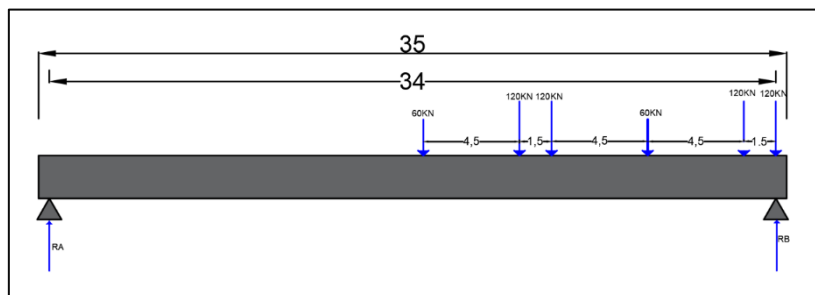


Figure VI.3 positionnement du système Bc

L'effort tranchant :

$$\Sigma M_B=0$$

$$-R_A(34)+120(1.5)+60(6)+120(10.5)+120(12)+60(16.5)=0$$

$$\Sigma F_v=0$$

$$R_A=12.44 \text{ t} \qquad R_B=47.55 \text{ t}$$

la réaction	Nombre de voies chargées	La formule	Application numérique	T(t)	To(t)
R1(Bc)	1 voie chargée	$R_B \times bc \times N_{voies} \times \delta_1$	$47.55 \times 1.2 \times 1 \times 1.064$	60.71	8.67
R2(Bc)	2 voies chargées	$R_B \times bc \times N_{voies} \times \delta_2$	$47.55 \times 1.1 \times 2 \times 1.075$	112.46	16.07

R3(Bc)	3 voies chargées	$R_B \times bc \times N_{voies} \times \delta_3$	$47.55 \times 0.95 \times 3 \times 1.081$	146.49	20.93
---------------	------------------	--	---	--------	-------

Tableau VI.2calcul de l'effort tranchant pour le système Bc

Le moment fléchissant : théorème de BARRES

Le moment fléchissant est maximum au droit d'essieu de façon que cet essieu et la résultante des convois se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

La résultante du convoi $R = 5P$

On peut calculer le moment max sous la charge Bc à l'aide des formules du tableau suivant :

Tableau VI.2calcul de moment fléchissant pour le système Bc

Mr Z. LOUHIBI

Tableau 2 - Positions des sections critiques et valeurs des moments fléchissants max pour une poutre simple "système Bc"

Portée L(m)	Disposition des charges	δ (m)	$M^{max} = M_s$
$0 < L < 9,56$		0	$M^{max} = \frac{P \cdot L}{4}$
$9,56 < L < 9,10$		0,375	$M^{max} = P(0,5L + \frac{9,281}{L} - 0,75)$
$9,10 < L < 11,75$		0,15	$M^{max} = P(0,625L + \frac{0,056}{L} - 1,875)$
$11,75 < L < 17,44$		0,375	$M^{max} = P(0,75L + \frac{0,422}{L} - 3,375)$
$17,44 < L < 18,38$		0,844	$M^{max} = P(L + \frac{2,848}{L} - 7,875)$
$18,38 < L$		1,725	$M^{max} = P(1,25L + \frac{14,878}{L} - 13,125)$

$$M_{max} = 120[1.25(34) + \frac{14.878}{34} - 13.125] = 3577.5 \text{ KN.m} = 357.75 \text{ t.m}$$

Le moment	Nombre de voies chargées	La formule	Application numérique	M(t.m)	Mo(t.m)
M1	1 voie chargée	$M_1 \times bc \times N_{voies} \times \delta_1$	$357.75 \times 1.2 \times 1 \times 1.064$	456.7752	65.25
M2	2 voies chargées	$M_2 \times bc \times N_{voies} \times \delta_2$	$357.75 \times 1.1 \times 2 \times 1.075$	846.079	120.87
M3	3 voies chargées	$M_3 \times bc \times N_{voies} \times \delta_3$	$357.75 \times 0.95 \times 3 \times 1.081$	1096.057	156.58

VI.2.3.2. sous Système de charge Bt

- o L'effort tranchant

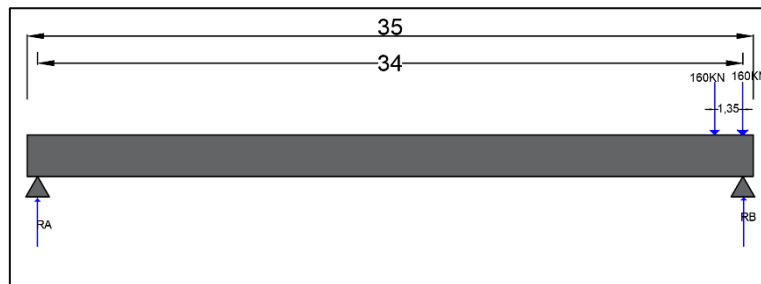


Figure VI.4. positionnement du système Bt

l'effort tranchant est max lorsque l'une des 2 charges est située sur l'appui

$\Sigma M/B=0 \quad -RA(34)+160(1.35)=0 \quad RA=6.35\text{KN}$

$\Sigma F_v=0 \quad RA+RB-160(2)=0 \quad RB=313.65 \text{ KN}$

Figure VI.4. calcul de l'effort tranchant pour le système Bt

La réaction		La formule	Application numérique	T(t)	To (t)
R1max	1 tandem	$R_1 \times bt \times N_{\text{tandem}} \times \delta 1$	$31.365 \times 1.2 \times 1 \times 1.058$	39.821	5.69
R2max	2 tandems	$M_2 \times bt \times N_{\text{tandems}} \times \delta 2$	$31.365 \times 1.2 \times 2 \times 1.065$	80.16	11.45

○ **Le moment fléchissant :**

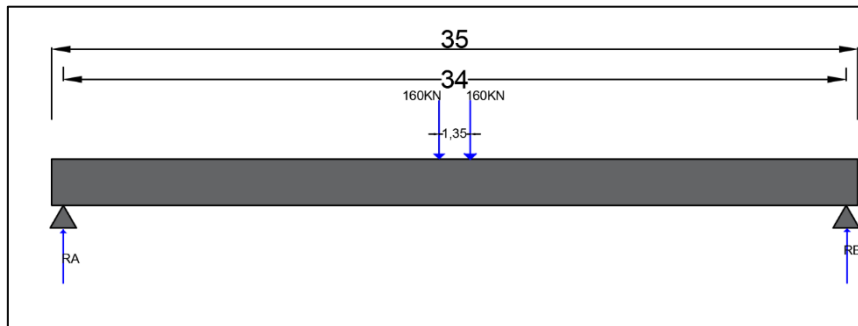


Figure VI.5. positionnement du système Bt

Par symétrie on a : $RA=RB=160 \text{ KN}$

Le moment est max a mi-travée $M_{\text{max}}=M_{Bt} = RA(17)-160(1.35/2)=2612 \text{ KN.m}$

Tableau VI.5. calcul de moment fléchissant pour le système Bt

Le moment		La formule	Application numérique	M (t.m)	Mo (t .m)
M1Bt	1 tandem	$M_{Bt} \times bt \times N_{\text{tandem}} \times \delta 1$	$261.2 \times 1.2 \times 1 \times 1.058$	331.619	47.37
M2Bt	2 tandems	$M_{Bt} \times bt \times N_{\text{tandems}} \times \delta 2$	$261.2 \times 1.2 \times 2 \times 1.065$	667.627	95.38

VI.2.3.3. Sous système de charge Br

○ **L'effort tranchant**

$T=100 \times 1.053=105.3 \text{ KN}$

○ **Le moment fléchissant**

$M=100 \times 17 \times 1.053=894.8 \text{ KN.m}$

VI.2.4. sous Système de charge Mc120

○ **L'effort tranchant**

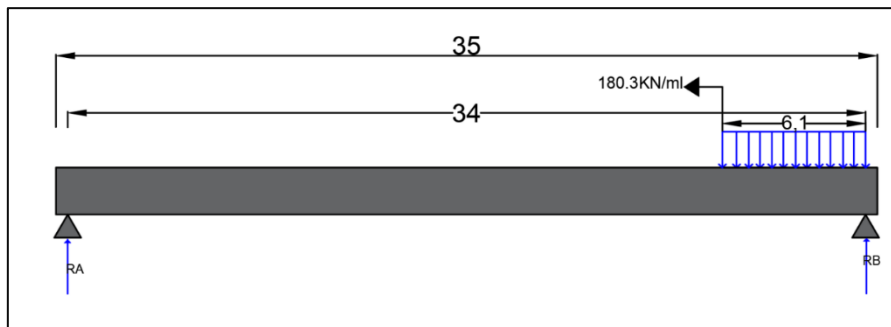


Figure VI.6. positionnement du système Mc120

$$\begin{aligned} \Sigma M_B = 0 & & -R_A \times 34 + 180.3 \times 6.1 \times 6.1 / 2 = 0 & & R_A = 98.66 \text{ KN} \\ \Sigma F_v = 0 & & & & R_B = 1001.17 \text{ KN} \\ -T + R_A - 180.3 \times 6.1 = 0 & & & & \\ T = 100.117 \times 1.071 & & & & T = 107.225 \text{ t} \end{aligned}$$

○ **Le moment fléchissant**

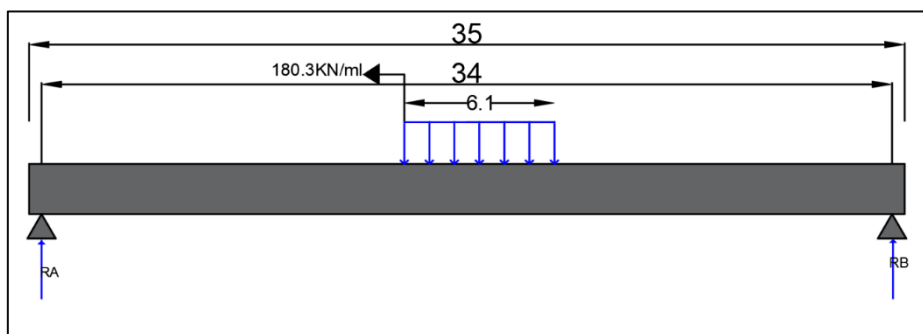


Figure VI.7. positionnement du système Mc120

$$\begin{aligned} \Sigma M_B = 0 & & -M - R_A \times 17 + 180.3 \times 3.05 \times 3.05 / 2 = 0 & & M = 851.138 \times 1.071 \\ & & & & M = 911.569 \text{ t.m} \\ & & & & M_o = 130.22 \text{ t.m} \end{aligned}$$

VI.2.5. Sous système de charge D240

- **L'effort tranchant :**

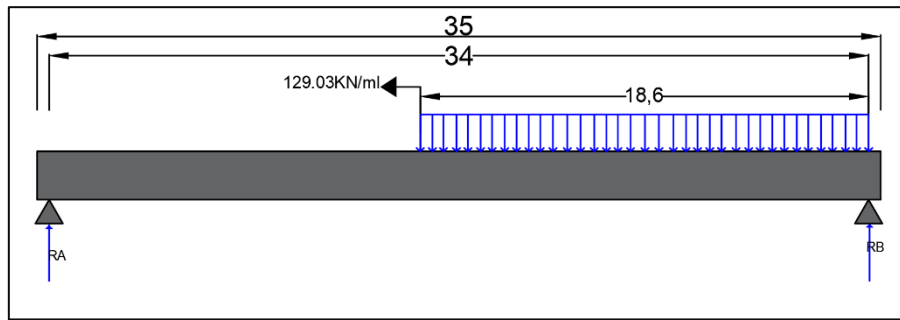


Figure VI.8. positionnement du système D240

$\Sigma M_{/B} = 0$	$-R_A \times 34 + 129.03 \times 18.6 \times (18.6/2) = 0$	$R_A = 656.46 \text{ KN}$
$\Sigma F_v = 0$		$R_B = 1\,743.54 \text{ KN}$
$-T + R_A - 129.03 \times 18.6 = 0$		$T = 174.354 \text{ t}$
		$T_0 = 24.91 \text{ t}$

- **Le moment fléchissant**

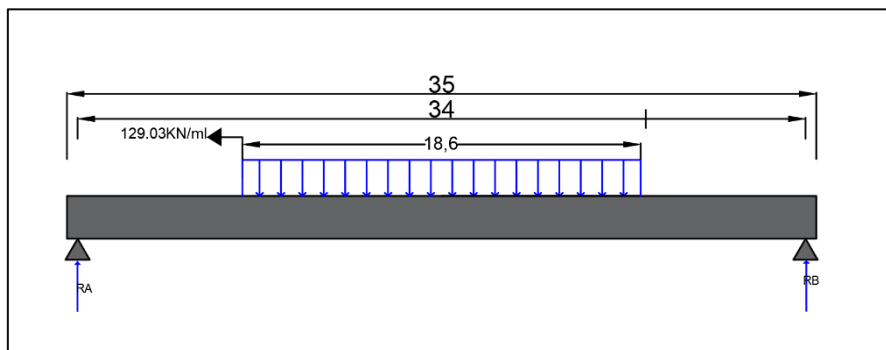


Figure VI.9. positionnement du système D240

$R_A = R_B = 1\,200 \text{ KN}$	
$M_{D240(\text{max})} = M(L/2)$	
$M = 14\,82.01 \text{ t.m}$	$M_0 = 211.72 \text{ t.m}$

VI.3. récapitulatif de calcul des sollicitations

Tableau VI.6.tableau récapitulatif de calcul des sollicitations

Charges et surcharges (t/ml)		M (t.m)	Mo (T.m)	T (t)	To (t)
Poids propre	G	3344.16	477.74	393.43	56.20
AL	1 voie	462.4	66.06	54.4	7.77
	2 voies	924.8	132.11	108.8	15.54
	3 voies	1387.2	198.17	163.2	23.31
BC	1 voie	456.7752	65.25	60.71	8.67
	2 voies	846.079	120.87	112.46	16.07
	3 voies	1096.057	156.58	146.49	20.93
BR		894.8	127.83	105.3	15.04
BT	1 tandem	331.619	47.37	39.821	5.69
	2 tandems	667.627	95.38	80.16	11.45
convois	Mc120	911.569	130.22	107.225	15.32
	D240	14 82.01	211.72	174.354	24.91

CHAPITRE VII
REPARTITION
TRANSVERSALE DUE
AUX SURCHARGES

VII.1 méthode de Guyon-Massonnet

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il détermine les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

*Longitudinalement, la section pourra être obtenue en appliquant le théorème de BARRE .

*Transversalement, la méthode de GUYON – MASSONNET reste l'une des plus simples et la plus utilisée.

La méthode de GUYON – MASSONNET permet de calculer le tablier d'un pont constitué par un réseau de poutres.

Elle est constituée pour transformer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutre en une dalle orthotrope d'épaisseur constante, cette dalle présente la même rigidité que le système initial.

Cette méthode donne des résultats satisfaisants d'où la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable. Elle consiste également à tracer les lignes d'influences et de déterminer le coefficient de répartition transversale pour chaque effort.

Dans le cas des ponts à poutres multiples, la section à étudier sera imposée par la position de la poutre, on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charges et on retient la section qui donne les plus grandes valeurs du coefficient.

VII.1.2 Détermination Des Paramètres De Calcul

- Largeur active B :

le pont est constitué de 7 poutres ($n = 7$).

Donc la largeur active du pont sera : $2b = n \times b_1 \Rightarrow 2b = 7 \times 1.6 = m$.

b_1 : distance entre axe entre les poutres ($b_1 = 1.6$ m)

- Position active des poutres :

Tableau VII.1 position active des poutres

Position	X1	X2	X3	X4
Valeur	0	1.6	3.2	4.8

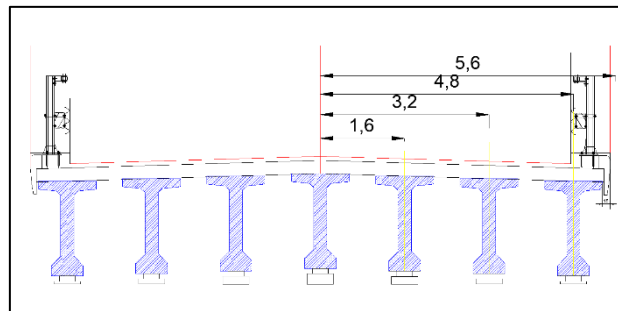


Figure VII.1 Positions actives des poutres

VII.1.2.1 Paramètre d'entretoisement θ

Paramètre d'entretoisement a été déduit par Guyon en calculant les grillages sans tenir compte de la torsion

$$\theta = \frac{b}{l} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \quad (\text{Eq VII. 1})$$

Le paramètre θ détermine la souplesse de l'entretoisement. Plus il est grand, plus souple est l'entretoisement

Avec :

b : Largeur active

l : la portée d'une travée

ρ_p : la rigidité flexionnelle de la poutre

ρ_E la Rigidité flexionnelle de la dalle

VII.1.2.1.1 Rigidité flexionnelle de la poutre

$$\rho_p = \frac{EI_P}{b} \quad (\text{Eq VII. 2})$$

Comme la poutre est à inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donné

par la formule suivante :

$$I_p = I_0 + \frac{8(I_M - I_0)}{3\pi} \quad (\text{Eq VII. 3})$$

I_0 : moment d'inertie de la section d'about avec hourdis

I_M : moment d'inertie de la section à mi-travée avec hourdi

Application Numérique

$$I_0 = 6.2 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$I_M = 5.11 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 5.32 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$\rho_p = \frac{E \times 5.32 \times 10^7}{160} = 3.32 \times 10^5 E$$

VII.1.2.1.2 Rigidité flexionnelle de la Dalle

$$\rho_E = \frac{E I_E}{L} \quad (\text{Eq VII. 4})$$

Application Numérique

Avec $L = 1\text{m}$.

$$I_E = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 * 25^3}{12} = 130208.33 \text{ cm}^4$$

$$I_E = 130208.33 \text{ cm}^4$$

$$\rho_E = \frac{130208.33 E}{100} = 1302.0833 E$$

$$\rho_E = 1302.0833 E$$

$$\theta = \frac{5.6}{34} \times \sqrt[4]{\frac{3.32 \times 10^5 E}{1302.0833 E}} = 0.65$$

On Trouve : $\theta = 0.65^\circ$

VII.1.2.2 Paramètre de torsion

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_E \times \rho_p}} \quad (\text{Eq VII. 5})$$

Avec :

γ_p : la rigidité tensionnelle de la poutre par unité de longueur $\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$

γ_E : la rigidité tensionnelle de la Dalle par unité de longueur $\gamma_p = \frac{C_E}{L_1}$

VII.1.2.2.1 rigidité tensionnelle de la Dalle

$$I_E = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 25^3}{12} = 1,3021 \times 10^5 \text{ m}^4$$

$$C_E = 2 \times 0,4166 E \times 1,3021 \times 10^5 = 1,0851 \times 10^5 E$$

$$\gamma_E = \frac{1,0851 \times 10^5 E}{100} = 1,0851 \times 10^3 E$$

$$\gamma_E = 1,0851 \times 10^3 E$$

VII.1.2.2.2 rigidité tensionnelle de la poutre

1- section Equivalente

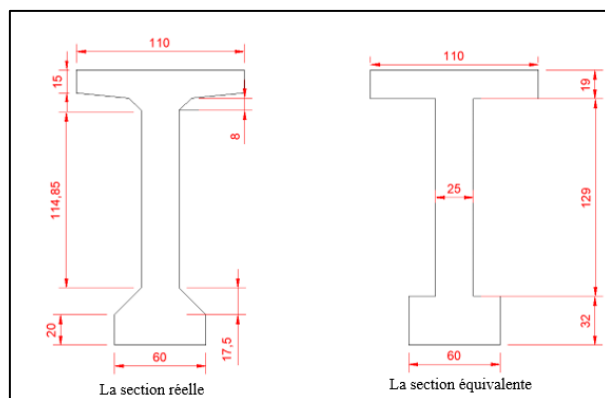


Figure VII.2 la section réelle et la section équivalente

$$C_p = \frac{0,416 E}{3} \times \left[\frac{160 \times 25^3}{2} + 60 \times 32^3 + 129 \times 25^3 + 110 \times 19^3 \right] = 8,3 \times 10^5 E$$

On Trouve $\gamma_p = 5,18 \times 10^5 E$

$$\alpha = \frac{1,0851 \times 10^3 E + 5,18 \times 10^5 E}{2 \times \sqrt{1,302,08 E + 3,32 \times 10^5 \times E}} = 0,15$$

VII.1.3 Conclusion

$\alpha = 0.15$ et $\theta = 0.65$ Par ces deux paramètres adimensionnels (α, θ), le comportement du tablier est complètement défini.

VII.1.4 Coefficient De Répartition Longitudinal

$K = f(\theta ; \alpha ; Y)$

Ils dépendent :

- Du paramètre de l'entretoisement θ ;
- Du paramètre de torsion α ;
- De l'excentricité relative (e/b) ;
- De l'ordonnée relative (y/b) de la section où on veut étudiée le moment ;
- La section où on veut étudier le moment (la section la plus sollicitée) ;

Les valeurs de K pour ($\alpha=0$ et $\alpha=1$) dans le cas de θ entre (0 et 2), sont consignées dans les tableaux de Massonnet, donc pour un calcul rigoureux de K dans le cas ($0 < \alpha < 1$) on utilisera les formules d'interpolation de Sattler.

Si $0 < \theta \leq 0.1$ la formule d'interpolation sera :

$$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.05} \quad (\text{Eq VII. 6})$$

Sinon si $0.1 < \theta \leq 1$ la formule d'interpolation sera :

$$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha \left(1 - e^{-\frac{0.065 - \theta}{0.665}} \right) \quad (\text{Eq VII. 7})$$

Sinon $\theta > 1$ la formule d'interpolation sera :

$$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 + K_0) \sqrt{\alpha} \quad (\text{Eq VII. 8})$$

Pour $\alpha = 0.15$ et $\theta = 0.65$ on utilise la formule

$$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{\beta} \quad (\text{Eq VII. 9})$$

$$\text{Avec } \beta = \left(1 - e^{-\frac{0.065 - \theta}{0.665}} \right)$$

$$\beta = 1 - e^{-\frac{0.065 - 0.65}{0.665}} = 0.58$$

$$K_{0.15} = K_0 + (K_1 - K_0) (0.15)^{0.58}$$

$$K_{0.15} = K_0 + 0.33(K_1 - K_0)$$

Tableau VII.2 Les valeurs de coefficient K0 pour $\theta = 0.67$

$\alpha=0.65$	$\alpha=0 \Rightarrow$ K0								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4	-0,2731	0,1624	0,6014	1,0347	1,4121	1,6143	1,518	1,2565	0,952
b/2	-0,5207	-0,169	0,1974	0,6014	1,0524	1,518	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4	-0,6691	-0,4303	-0,169	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b	-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,952	2,1547	3,8208	5,8338

Tableau VII.3 Les valeurs de coefficient K1 pour $\theta = 0.67$

$\alpha=0.65$	$\alpha=1 \Rightarrow$ K1								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,231	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4	0,5289	0,633	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2	0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4	0,286	0,3648	0,4734	0,633	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b	0,2171	0,286	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

Calcul de $K\alpha$

Maintenant on fait l'interpolation par la méthode de Sattler pour obtenir notre cas ($\alpha=0.15$).

$$K_{0.15} = K_0 + 0.33(K_1 - K_0)$$

en utilisant la formule ci-dessus on obtient le tableau suivant :

Application Numérique
pour $e = -b$ & $y = 0$
$K_{0.15} = K_0 + 0.33(K_1 - K_0) = 0,1776 + 0.34 (0,7485 -$

Tableau VII.4 Tableau des valeurs de coefficient $K\alpha$

y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,36	0,70	1,03	1,32	1,46	1,32	1,03	0,70	0,36
b/4	-0,008	0,31	0,65	1,006	1,32	1,50	1,43	1,22	0,98
b/2	-0,22	0,042	0,32	0,65	1,03	1,43	1,74	1,88	1,93
3b/4	-0,35	-0,16	0,04	0,31	0,70	1,22	1,88	2,59	3,24
b	-0,45	-0,35	-0,22	-0,008	0,36	0,98	1,93	3,24	4,81

Tableau VII. 5 Les Valeurs de $K\alpha$ pour chaque poutre

y \ Poutres	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
b=0 Poutre I Y=0 m	0,36	0,70	1,03	1,32	1,46	1,32	1,03	0,70	0,36
b/4=1.4 Poutre II Y=1.6 m	-0,039	0,2784	0,61	0,95	1,28	1,49	1,47	1,31	1,12
b/2 = 2.8 Poutre III Y=3.2 m	-0,26	-0,017	0,24	0,56	0,93	1,37	1,78	2,08	2,31
3b/4 =4.2 Poutre IV Y=4.8 m	-0,39	-0,24	-0,07	0,17	0,55	1,12	1,90	2,87	3,91
b=5.6									

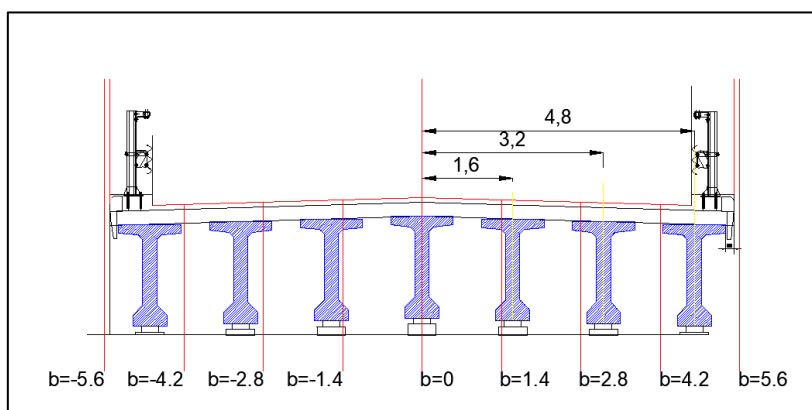


Figure VII.3 Disposition des poutres

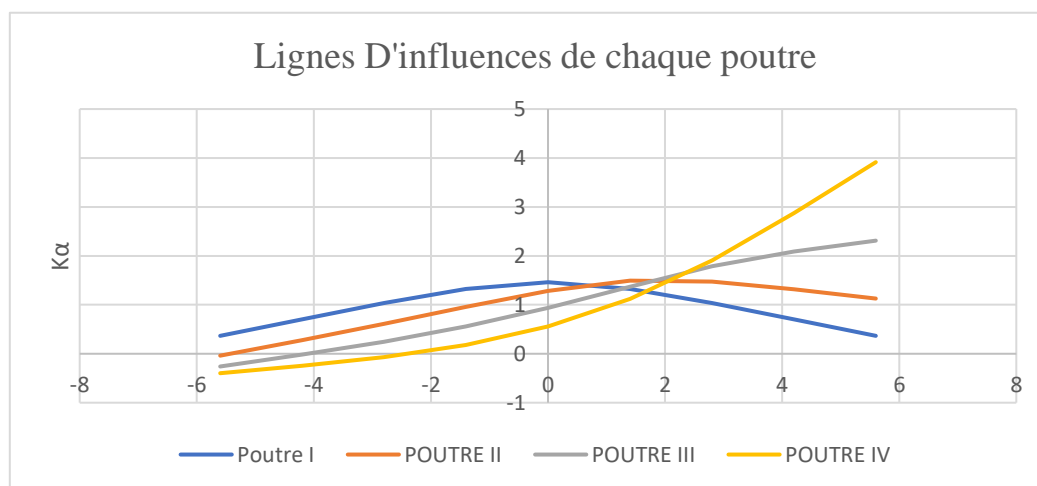


Figure VII.4 Ligne d'influence

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos systèmes de chargement (Bc, Bt, Br) et surcharge surfacique (A(l), accompagnée de convoi (Mc120, D240)) pour chaque poutre comme notre cas on a sept poutres par symétrie on peut intéresser que par les moitiés c'est-à-dire Trois poutres plus la poutre intermédiaire.

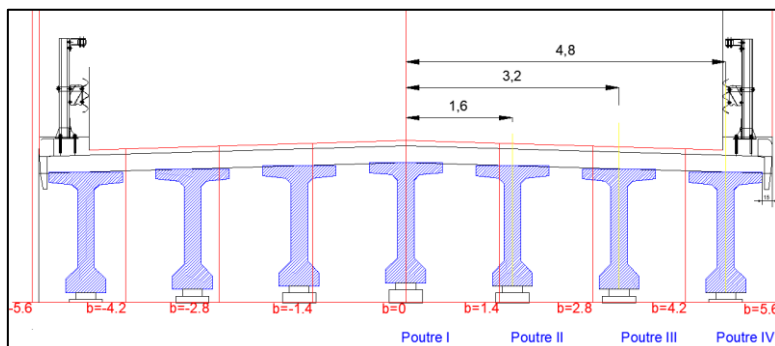


Figure VII.5 positionnements des poutres

Pour calculer le coefficient K, leur méthode ça change en fonction de la nature de chargement :

- Pour des surcharges concentrées (**Bc, Br, Bt**) ; On mesure la longueur entre l'impact de l'essieu avec tablier et l'intersection avec la courbe d'influence, pour Bt ou Bc une voie chargée on fait la moyenne des deux longueurs.

$$K = \frac{\sum P_i \times K_i}{\sum P_i} = \frac{\sum K_i}{n}$$

Tel que :

- ✓ K : représente l'ordonnée au droit de la surcharge P_i .
- ✓ n : c'est le nombre de d'essieux de la rangée.
- Pour des surcharges surfaciques (**A(l), Mc120, D240**) : on calcul la surface encadrée par l'impact de l'essieu avec le tablier de pont et l'intersection avec la courbe d'influence divisée par la longueur de la voie (A(l)) ou la longueur d'impact (Mc120), la longueur de convoi D240.

$$K = \frac{\sum S_i}{L}$$

- ✓ S_i : représente les surfaces au droit de la surcharge.
- ✓ L : c'est la largeur chargée.

Le calcul Des longueurs et Des surfaces est fait par le logiciel AUTOCAD 2021

VII.1.4.1 Surcharges Concentrées

On mesure la longueur entre l'impact de l'essieu avec tablier et l'intersection avec la courbe d'influence, pour Bt ou Bc une voie chargée on fait la moyenne des deux longueurs.

$$K = \frac{\sum P_i \times K_i}{\sum P_i} = \frac{\sum K_i}{n}$$

o **Système B_c** :

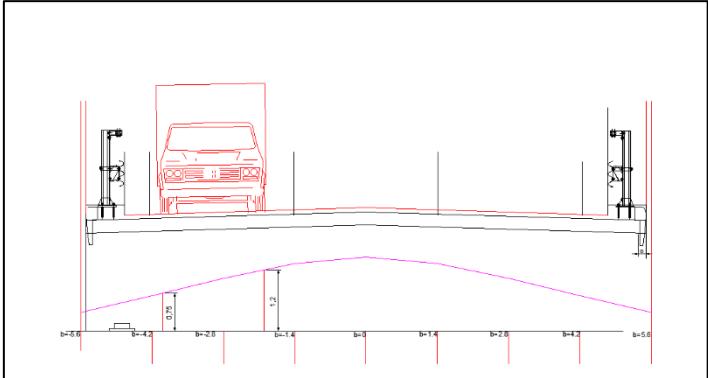


Figure VII.6 Ligne D'influence Poutre I sous la surcharge Bc 1 voie

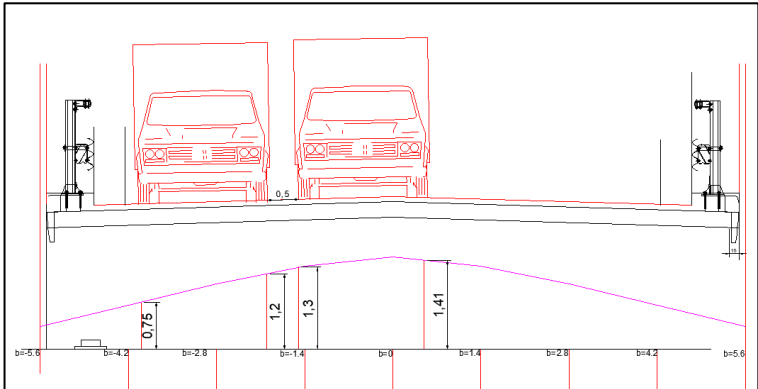


Figure VII.7 Ligne D'influence de la poutre I sous la surcharge Bc 2 voie

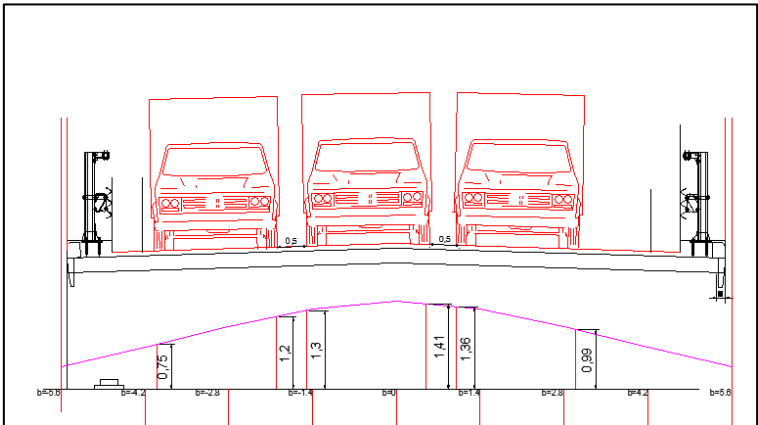


Figure VII.8 Ligne D'influence de la poutre I sous la surcharge Bc 3 voie

On refait le meme travail pour les 3 autres poutres et on obtient le Tableau suivant :

Tableau VII.6 système Bc un camion disposé transversalement

poutres	K1	K2	Ka moy
P1	0,75	1,2	0,975
P2	0,32	0,8	0,56
P3	0,02	0,44	0,23
P4	-0,22	0,07	-0,075

Tableau VII.7 système Bc deux camion disposé transversalement

poutres	K1	K2	K3	K4	Ka moy
P1	0,75	1,2	1,3	1,41	1,165
P2	0,32	0,8	0,93	1,35	0,85
P3	0,02	0,44	0,56	1,09	0,5275
P4	-0,22	0,07	0,16	0,75	0,19

Tableau VII.8 système Bc Trois camions disposé transversalement

Poutres	K1	K2	K3	K4	K5	K6	Ka moy
P1	0,75	1,2	1,3	1,41	1,36	0,99	1,16833333
P2	0,32	0,8	0,93	1,35	1,43	1,45	1,04666667
P3	0,02	0,44	0,56	1,09	1,24	1,82	0,86166667
P4	-0,22	0,07	0,16	0,75	0,96	2,03	0,625

○ Système Bt

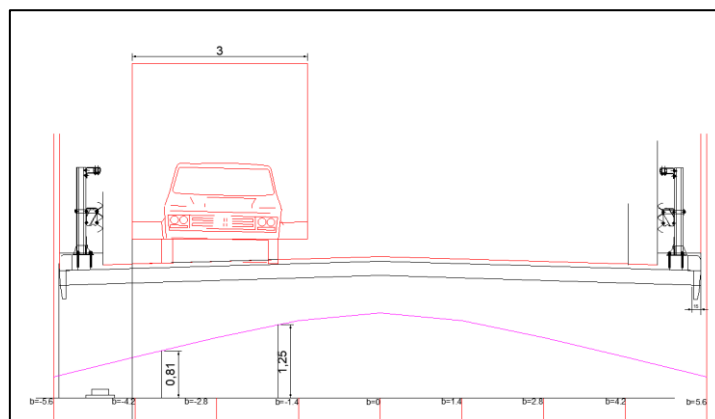


Figure VII.9 Ligne D'influence de la poutre I sous ka surcharge Bt 1T

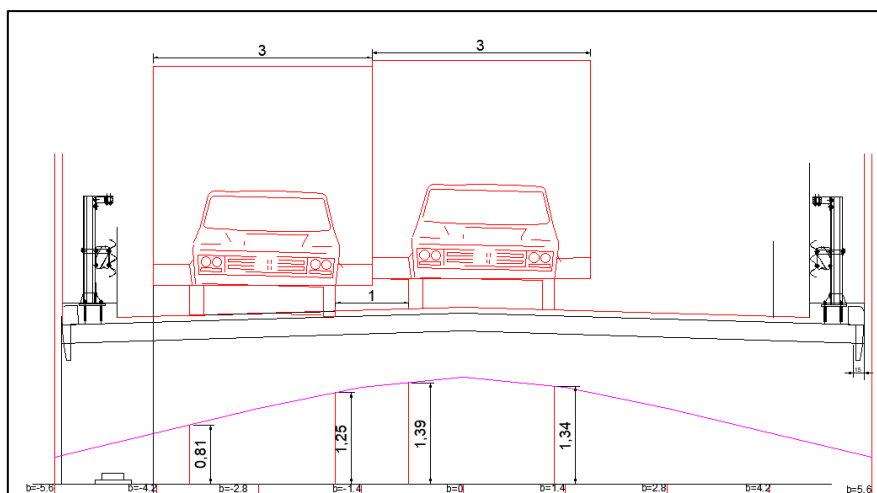


Figure VII.10 Ligne D'influence de la poutre I sous la surcharge Bt 2T

Les Tableaux De $K\alpha$ sous la surcharge Bt

Tableau VII.9 système Bt un Tandem Disposé

Poutres	K1	K2	$K\alpha$ moy
P1	0,8	1,25	1,025
P2	0,38	0,86	0,62
P3	0,067	0,5	0,2835
P4	-0,19	0,11	-0,04

Tableau VII.10 système Bt deux Tandem Disposé transversalement

Poutres	K1	K2	K3	K4	$K\alpha$ moy
P1	0,8	1,25	1,38	1,32	1,1875
P2	0,38	0,86	1,1	1,5	0,96
P3	0,067	0,5	0,75	1,37	0,67175
P4	-0,19	0,11	0,35	1,12	0,3475

○ Système Br

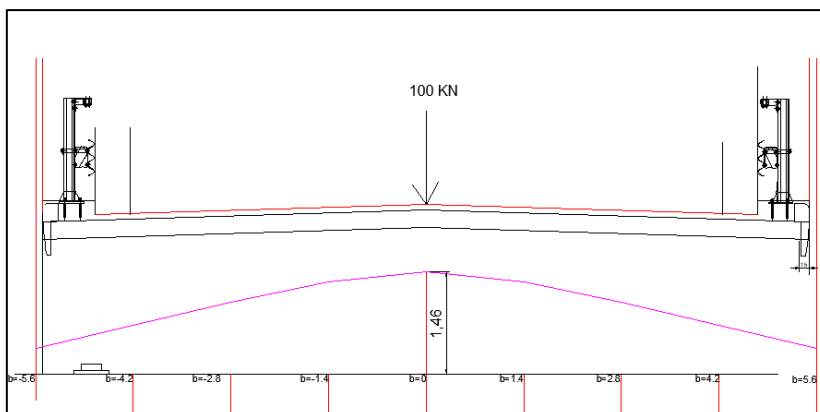


Figure VII.11 Ligne D'influence de la Poutre I sous la surcharge Br

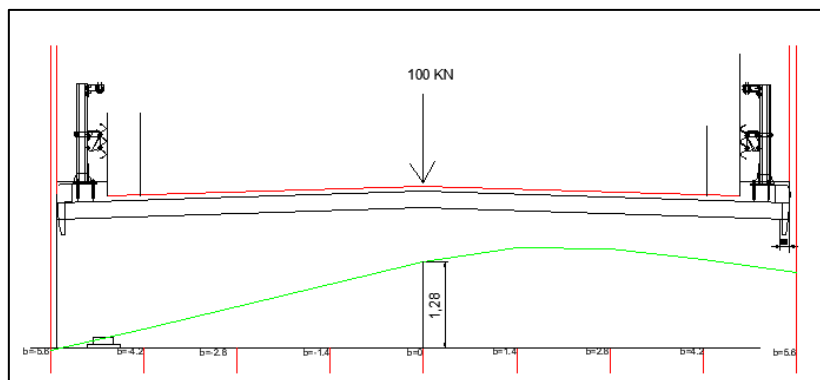


Figure VII.12 Ligne D'influence de la Poutre II sous la surcharge Br

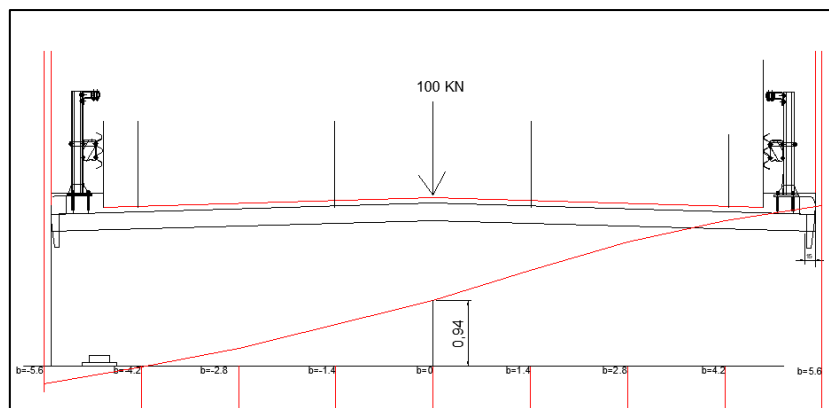


Figure VII.13 Ligne D'influence de la Poutre III sous la surcharge Br

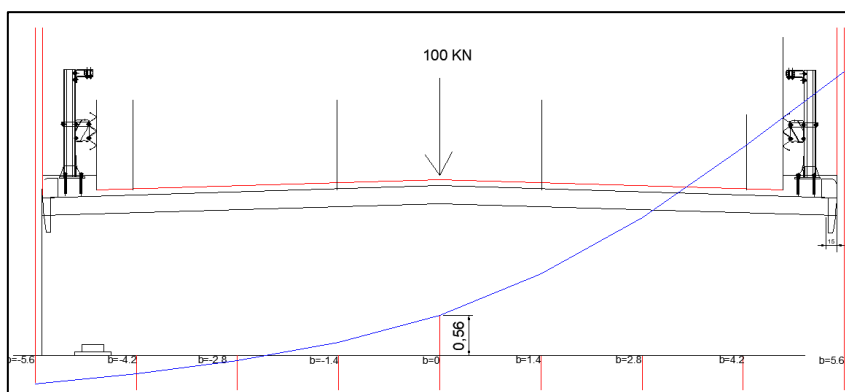


Figure VII.14 Ligne D'influence de la Poutre IV sous la surcharge Br

Le Tableau de $K\alpha$ correspond a un système Br

Tableau VII.11 Valeurs Des $K\alpha$

Poutres	$K\alpha$ moy
P1	1,46
P2	1,28
P3	0,93
P4	0,56

VII.1.4.2 Charges Surfacciques

○ Système A(I)

Les Zones chargées sont déterminées par la considération de la ligne d'influence de l'effet envisagé ,

En règle générale notamment pour les pont Droits ou biais , les limites des zones chargées doivent coïncider avec les zéros de la ligne d'influence . Si l'on ne charge qu'une zone , la longueur chargée l_c , est la différence des abscisses de ces zéros si l'on charge plusieurs zones , contiguës ou non , la longueur chargée l_c , est prise égale a la somme des longueurs de ces zones chargées

Règle définissant les charges a appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes RCPR

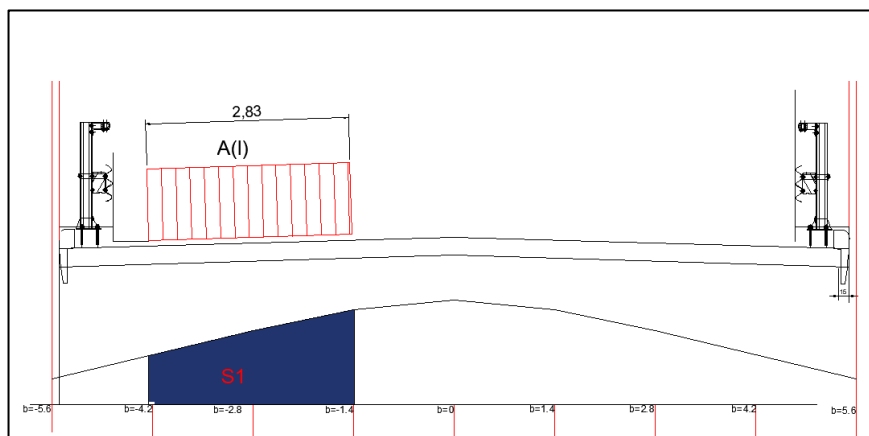


Figure VII.15 Ligne D'influence de la poutre I sous la surcharge A(l) une voie

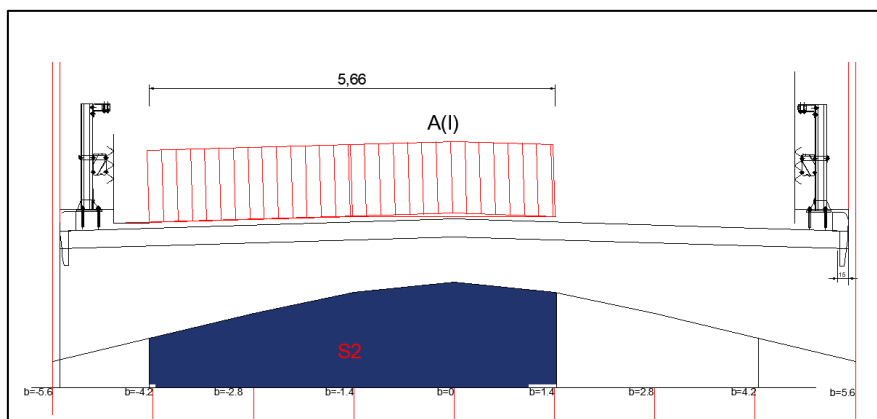


Figure VII.16 Ligne D'influence de la poutre I sous la surcharge A(l) deux voie

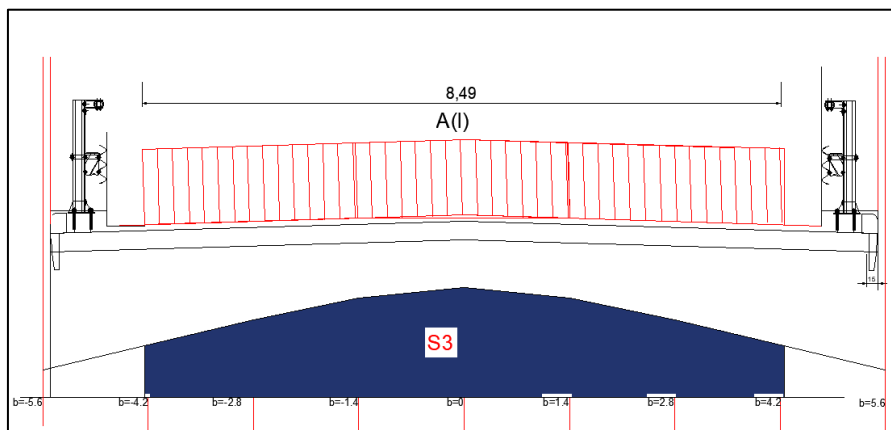


Figure VII.17 Ligne D'influence de la poutre I sous la surcharge A(l) trois voie

Après avoir déterminer les surfaces de différentes voies de chaque poutre on obtient les Tableaux de $K\alpha$ moy :

Tableau VII.12 Système A1 sur une voie chargée

poutres	S1	largeur	$K\alpha$ moy
P1	2,87	2,83	1,01413428
P2	1,71	2,83	0,60424028
P3	0,7282	2,83	0,25731449
P4	-0,16	2,83	-0,0565371

Tableau VII.13 Système AI Sur Deux Voies chargées

poutres	S2	largeur	K α moy
P1	6,8	5,66	1,20141343
P2	5,25	5,66	0,92756184
P3	3,45	5,66	0,60954064
P4	1,54	5,66	0,27208481

Tableau VII.14 Système AI sur Trois voies

poutres	S3	largeur	K α moy
P1	9,69	8,49	1,14134276
P2	9,33	8,49	1,09893993
P3	8,45	8,49	0,99528857
P4	7,12	8,49	0,83863369

○ **Système De Charge Mc120**

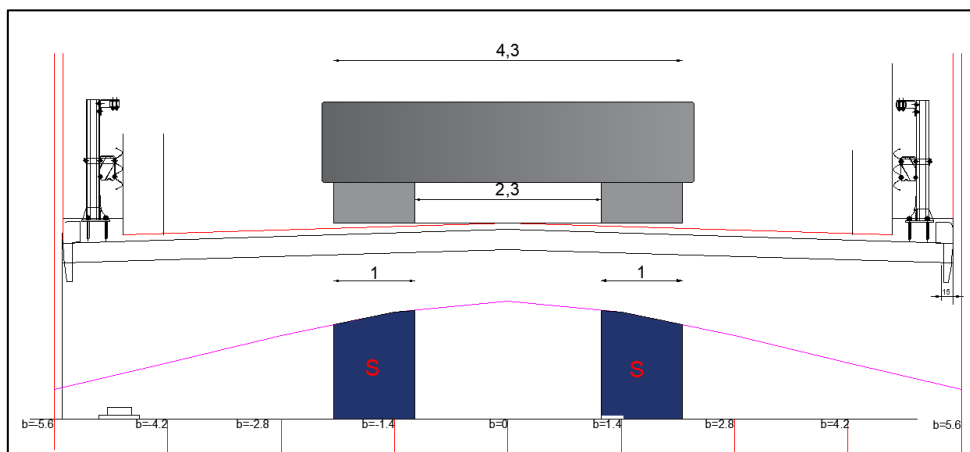


Figure VII.18 Ligne D'influence de la poutre I sous la charge Mc120

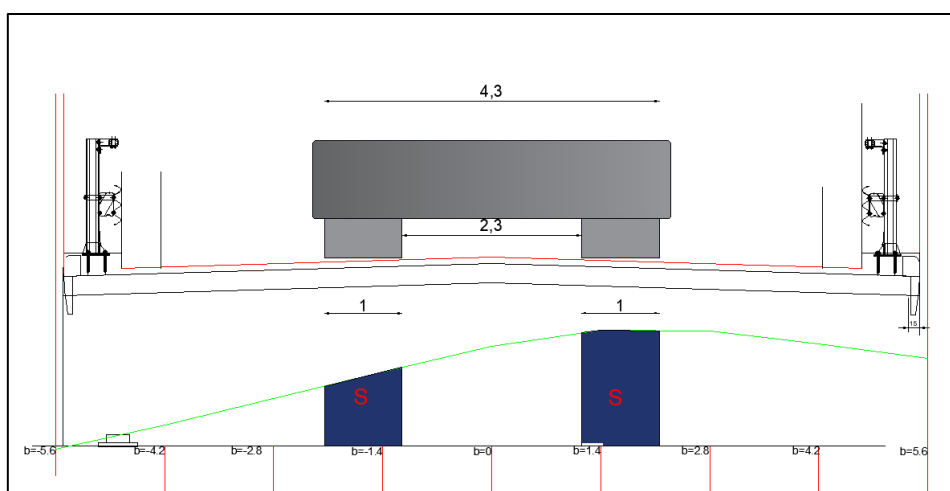


Figure VII.19 Ligne D'influence de la poutre II sous la charge Mc120

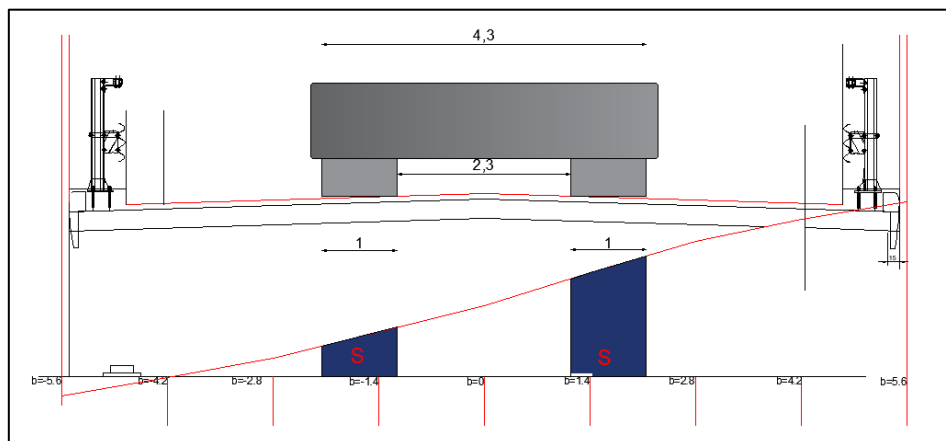


Figure VII.20 Ligne D'influence de la poutre IV sous la charge Mc120

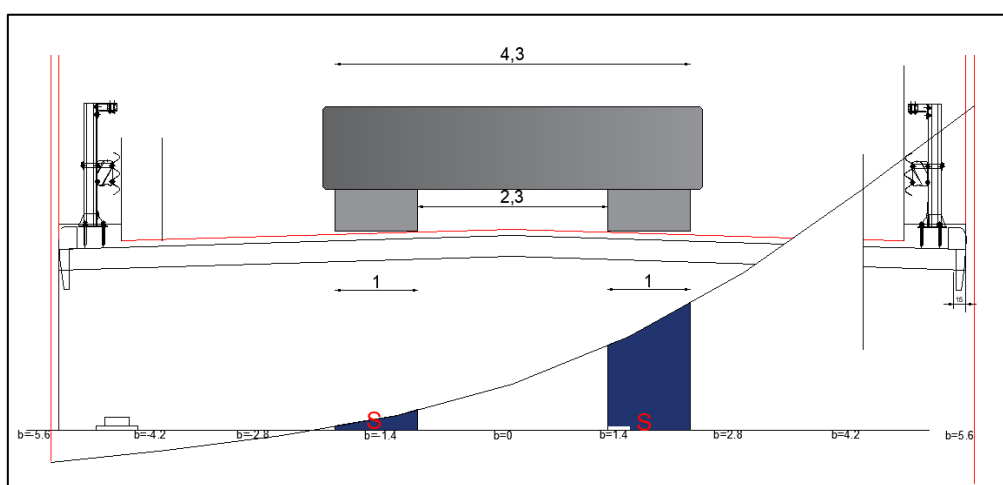


Figure VII.21 Ligne D'influence de la poutre IV sous la charge Mc120

Le Tableau De $K\alpha$ moy sous la Charge Mc120

Tableau VII.15 Charge Mc120

poutres	surface	largeur	$K\alpha$ moy
P1	2,52	2	1,26
P2	2,37	2	1,185
P3	1,97	2	0,985
P4	1,39	2	0,695

○ Charge exceptionnelle D240

Dans le sens transversal son axe longitudinal réputé situé à 3,5 du bord de la largeur chargeable

RCPR

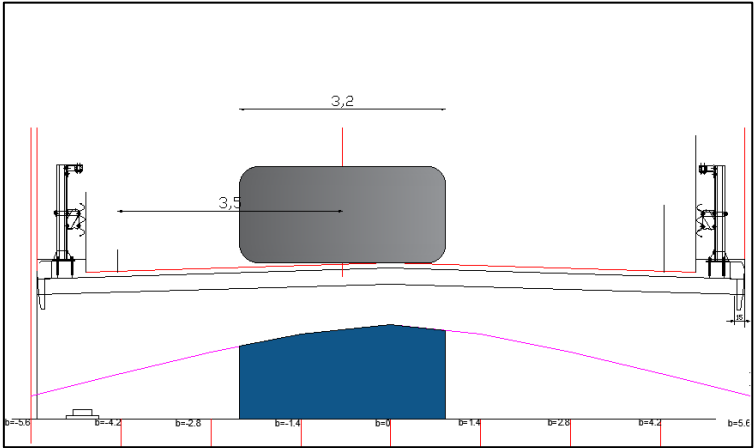


Figure VII.22 Ligne D'influence de la poutre I sous la charge D240

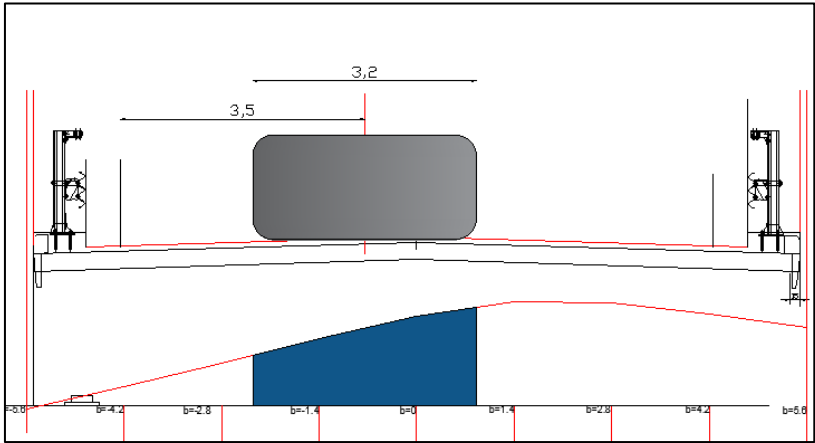


Figure VII.23 Ligne D'influence de la poutre II sous la charge D240

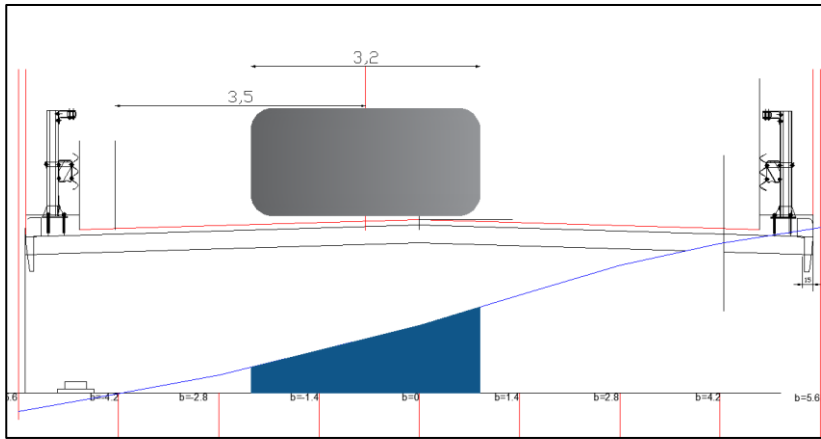


Figure VII.24 Ligne D'influence de la poutre III sous la charge D240

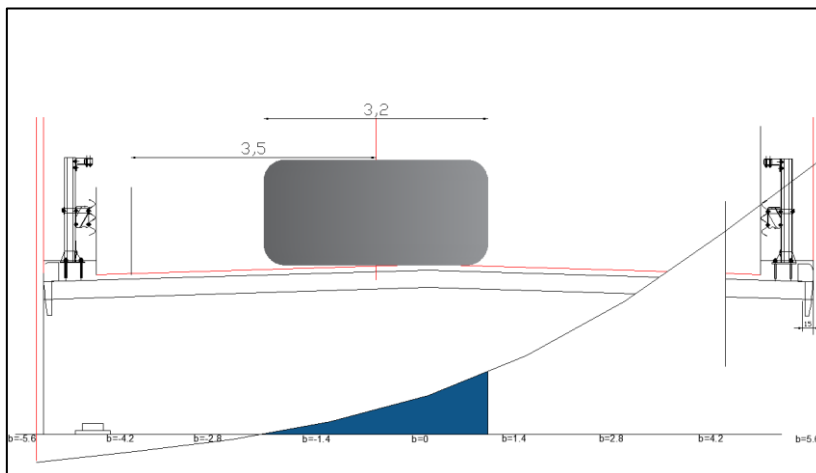


Figure VII.25 Ligne D'influence de la poutre IV sous la charge D240

Le Tableau de $K\alpha$ sous la charge Exceptionnelle D240

Tableau VII.16 Charge D240

Poutres	Surface	Largeur	$K\alpha$ Moy
P1	4,42	3,2	1,38125
P2	3,99	3,2	1,246875
P3	3,08	3,2	0,9625
P4	1,95	3,2	0,609375

VII.1.5 Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges

Le calcul du moment longitudinal réparti de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient $K\alpha_{moy}$ par le moment longitudinal moyen (M_0 de chaque poutre).

$$M_{réel} = K\alpha_{moy} \times M_0$$

M_0 : moment fléchissant moyen des surcharges de chaque poutre

Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharge

Tableau VII.17 Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/2.

Désignation		M ₀ [t.m/P]	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
			K _α moy	Mo réel	K _α moy	Mo réel	K _α moy	Mo réel	K _α moy	Mo réel	
pois propre	G	477,74	1,00	477,74	1,00	477,74	1,00	477,74	1,00	477,74	
Surcharge AL	1 voie	66,06	1,01	66,99	0,60	39,92	0,25	16,57	-0,06	-3,73	
	2 voies	132,11	1,20	158,72	0,93	122,54	0,60	79,36	0,27	35,95	
	3 voies	198,17	1,14	226,18	1,10	217,78	0,99	196,30	0,84	166,43	
Système B	Bc	1 voie	65,25	0,98	63,62	0,57	37,19	0,23	14,68	-0,08	-4,89
		2 voies	120,87	1,17	140,81	0,86	103,65	0,52	62,85	0,19	23,27
		3 voies	156,58	1,17	182,94	1,05	164,67	0,86	134,66	0,63	98,38
	Br		127,83	1,46	186,63	1,28	163,62	0,94	120,16	0,56	71,58
	Bt	1 tandem	47,37	1,03	48,79	0,63	29,61	0,28	13,03	-0,04	-1,66
		2 tandem	95,38	1,20	114,22	0,96	91,33	0,65	62,24	0,34	31,95
convois	Mc120	130,22	1,26	164,08	1,19	154,31	0,97	126,31	0,70	90,50	
	D240	211,72	1,32	279,87	1,03	218,34	0,67	140,93	0,30	63,52	

VII.1.6 Détermination de la poutre la plus sollicitée

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer, les combinaisons d'actions expriment différentes répartitions des efforts appliquées aux structures en fonctions de la probabilité de leur existence et des plus grande valeur qu'ils peuvent prendre.

Les valeurs caractéristiques à considérer sont celle définies au chapitre 4 multiplier par les coefficient de tableau suivant qui dépendent de l'état limite ultime ou de service et de la nature de la charge pour laquelle il est référé

Charges	Nature de l'état limite	
	ELU de résistance	ELS
- Charges de chaussées et effets annexes, - Charges sur remblais	1,07	1,2
- Charges militaires, - Charges exceptionnelles	1,0	1,0
- Charges sur trottoirs, - Gardes corps, - Passerelles piétons	1,07	1,0

Les combinaisons de charge a prendre dans ce chapitre sont :

Combinaison de charge à ELU fondamentale :

$$1.35G + 1.07 \times 1.5 \times (Bc + st) + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

$$1.35G + 1.07 \times 1.5 \times (AL + st) + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

$$1.35G + 1.07 \times 1.5 \times (Bt + st) + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

$$1.35G + 1.35 \times D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

$$1.35G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

Avec

St : la charge sur trottoirs

Combinaison de charge à ELS rare :

$$G + 1.2Bc + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

$$G + 1.2AL + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

$$G + 1.2Bt + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

$$G + D240 + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

$$G + Mc120 + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

VII .5.2 Combinaisons

Pour déterminer la poutre la plus sollicitée on utilise les combinaisons de charges dans les deux états limites (ELU : ELS), on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VII. 18 Combinaison Du Moment fléchissant

Etat Limite	Combinaisons	poutre1	poutre2	poutre3	poutre4
ELS	G+1,2 AL3	749,15	739,07	713,30	677,45
	G+1,2Bc3	697,26	675,34	639,33	595,8
	G+1,2Mc120	674,63	662,91	629,31	586,34
	G+D240	757,60	696,07	618,66	541,26

ELU	1,35G+1,6AL3	1006,83	993,39	959,03	911,23
	1,35G+1,6Bc	937,64	908,42	860,40	802,36
	1,35G+1,35Mc120	866,45	853,26	815,47	767,13
	1,35G+1,35D240	1022,76	939,70	835,19	730,7

D'après les calculs qu'on a faits ci-dessus on peut dire que la poutre la plus sollicitées est la première poutre sous la combinaison 1.35 G + 1.35 D240 avec une valeur du moment maximale de 10227.6KN.m

VII.1.7 Calcul Des Efforts Tranchants Dus Aux Surcharges

Calcul de l'effort tranchant dans chaque poutre

L'effort tranchant sera calculé pour la période en service ; le calcul des efforts tranchants sera fait avec la même méthode que celle utilisée pour le moment fléchissant

Calcul de $\varepsilon' \alpha$ et $\varepsilon \alpha$

L'effort tranchant sera calculé pour la période en service ; le calcul des efforts tranchants sera fait avec la même méthode que celle utilisée pour le moment fléchissant. Calcul de l'effort tranchant Tmax (qui revient à l'ensemble du tablier), puis Tmax (qui revient à chaque poutre).

Calcul de $\varepsilon \alpha$ et $\varepsilon' \alpha$ à partir des formules d'interpolation pour $0 < \alpha < 1$

Si on a $|y|+|e| \leq 3/4 b$ donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera

$$\varepsilon \alpha = \varepsilon 0 + (\varepsilon 1 - \varepsilon 0) \alpha$$

Sinon si $|y|+|e| > 3/4 b$ donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera

$$\varepsilon \alpha = \varepsilon 0 + (\varepsilon 1 - \varepsilon 0) \sqrt{\alpha}$$

Pour l'effort tranchant aux appuis $x = 0,00 L$ et $x = L$.

$\varepsilon 0 = \varepsilon' 0$ et $\varepsilon' 1$ à déterminer à partir des tableaux G – M.

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet » et par interpolation entre $\theta = 0,60$ et $\theta = 0,7$

on a trouvé les tableaux suivants :

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,05327	0,110892	0,1662	0,2119	0,2322	0,2119	0,1662	0,1108	0,053
b/4	-0,0285	0,034	0,097	0,1587	0,2119	0,2424	0,2363	0,2097	0,1775
b/2	-0,083	-0,025	0,033	0,097	0,1662	0,23	0,295	0,33	0,35
3b/4	-0,1242	-0,076	-0,025	0,034	0,11	0,2097	0,33	0,46	0,59
b	-0,1609	-0,1242	0,083	-0,028	0,05	0,17	0,35	0,59	0,867

Tableau VII.19 Les valeurs de $\varepsilon 0$ en position réelle dans la section médiane $\theta = 0,60$

$$\varepsilon_0 \theta = 0,7$$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,003	0,086	0,16	0,2377	0,26	0,2377	0,1683	0,086	0,0034
b/4	0,057	0,017	0,093	0,1698	0,23	0,2724	0,2474	0,1899	0,1242
b/2	-0,081	-0,027	0,028	0,093	0,16	0,2474	0,3	0,3271	0,3281
3b/4	-0,088	-0,06	-0,027	0,017	0,086	0,1899	0,3271	0,4815	0,6251
b	-0,091	-0,088	-0,081	0,057	0,0034	0,1242	0,3281	0,6251	0,9941

$$\varepsilon_0 \theta = 0,65$$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,028135	0,098446	0,1631	0,2248	0,2461	0,22	0,167	0,098	0,028
b/4	0,0141125	0,0255	0,095	0,16425	0,220	0,25	0,241	0,19	0,150
b/2	-0,082	-0,026	0,030	0,095	0,1631	0,238	0,29	0,328	0,339
3b/4	-0,1061	-0,068	-0,026	0,0255	0,098	0,199	0,32	0,470	0,607
b	-0,12595	-0,1061	0,001	0,0145	0,0267	0,147	0,33	0,607	0,930

$$\varepsilon_1 \theta = 0,6$$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,06	0,097	0,14	0,21	0,32	0,2113	0,14	0,09	0,065
b/4	0,04	0,066	0,09	0,14	0,21	0,3295	0,22	0,15	0,1
b/2	0,03	0,051	0,07	0,10	0,15	0,2288	0,34	0,23	0,15
3b/4	0,03	0,04	0,06	0,08	0,1245	0,1799	0,26	0,37	0,25
b	0,04	0,05	0,06	0,09	0,1253	0,1717	0,23	0,31	0,4

$$\varepsilon_1 \theta = 0,7$$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,054	0,086	0,1348	0,2187	0,366	0,218	0,1348	0,08	0,054
b/4	0,034	0,053	0,082	0,133	0,22	0,372	0,2286	0,14	0,091
b/2	0,024	0,037	0,056	0,088	0,14	0,236	0,3933	0,25	0,15
3b/4	0,023	0,032	0,047	0,071	0,11	0,174	0,2754	0,43	0,27
b	0,028	0,038	0,053	0,076	0,11	0,166	0,2428	0,34	0,46

$$\varepsilon_1 \theta = 0,65$$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0595	0,0915	0,1383	0,215	0,343	0,21465	0,1374	0,085	0,0595
b/4	0,04	0,0595	0,0885	0,137	0,215	0,35075	0,2243	0,145	0,0955
b/2	0,03	0,044	0,0635	0,095	0,145	0,2324	0,36665	0,24	0,15
3b/4	0,029	0,0395	0,055	0,079	0,11725	0,17695	0,2677	0,4	0,26
b	0,0345	0,0455	0,061	0,084	0,11765	0,16885	0,2364	0,325	0,43

$$\varepsilon_{0.15} \theta = 0,65$$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,03	0,10	0,16	0,22	0,26	0,22	0,16	0,10	0,03
b/4	0,02	0,03	0,09	0,16	0,22	0,27	0,24	0,19	0,14
b/2	-0,07	-0,02	0,04	0,10	0,16	0,24	0,31	0,32	0,31
3b/4	-0,09	-0,05	-0,01	0,03	0,10	0,20	0,32	0,46	0,56
b	-0,10	-0,08	0,01	0,02	0,04	0,15	0,32	0,57	0,86

Tableau VII.20 Les valeurs de $\varepsilon_{0.15} \theta = 0,65$ dans la section en position réelle médiane

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-5,60	-4,20	-2,80	-1,40	0,00	1,40	2,80	4,20	5,60
b/4	0,03	0,10	0,16	0,22	0,26	0,22	0,16	0,10	0,03
b/2	0,01	0,02	0,09	0,15	0,21	0,27	0,25	0,21	0,17
3b/4	-0,07	0,69	0,58	0,59	0,55	0,52	0,20	5,33	0,99
b	-0,09	-0,07	0,00	0,03	0,07	0,18	0,32	0,51	0,68

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos systèmes de chargement (Bc, Bt, Br) et surcharge surfacique (A(l), accompagnée de convoi (Mc120, D240)) ; après les calculs des surfaces, on trouve les résultats suivants :

Tableau VII.21 Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges

		[t.m/poutres]	K_{α} moy	Mo réel	K_{α} moy	Mo réel	K_{α} moy	Mo réel	K_{α} moy	Mo réel	
pooids propre	G	56,20	1,00	56,20	1,00	56,20	1,00	56,20	1,00	56,20	
Surcharge AL	1 voie	7,77	1,01	7,85	0,60	4,66	0,25	1,94	-0,06	-0,47	
	2 voies	15,54	1,20	18,65	0,93	14,45	0,60	9,32	0,27	4,20	
	3 voies	23,31	1,14	26,57	1,10	25,64	0,99	23,08	0,84	19,58	
Système B	Bc	1 voie	8,67	0,98	8,50	0,57	4,94	0,23	1,99	-0,08	-0,69
		2 voies	16,07	1,17	18,80	0,86	13,82	0,52	8,36	0,19	3,05
		3 voies	20,93	1,17	24,49	1,05	21,98	0,86	18,00	0,63	13,19
	Br		15,00	1,46	21,90	1,28	328,50	0,94	14,10	0,56	8,40
	Bt	1 tandem	47,37	1,03	48,79	0,63	29,84	0,28	13,26	-0,04	-1,89
		2 tandem	95,38	1,20	114,46	0,96	91,56	0,65	62,00	0,34	32,43
convois	Mc120	15,32	1,26	19,30	1,19	18,23	0,97	14,86	0,70	10,72	
	D240	24,91	1,32	32,88	1,03	25,66	0,67	16,69	0,30	7,47	

VII .1.8 Tableau Des Combinaisons

Tableau VII.22 Les combinaisons de l’efforts tranchant a ELU et ELS

ELS	G+1,2 AL3	88,09	73,54	83,89	79,70
	G+1,2Bc3	85,59	72,78	77,80	72,02
	G+1,2Mc120	79,36	78,08	74,03	69,07
	G+D240	89,08	81,86	72,89	63,67
ELU	1,35G+1,6AL3	107,76	106,64	103,56	99,37
	1,35G+1,6Bc	118,39	116,90	112,79	107,20
	1,35G+1,35Mc120	101,93	100,48	95,93	90,35
	1,35G+1,35D240	120,26	110,51	98,40	85,96

VII.1.10 Conclusion

La méthode de Guyon-Massonnet-Bareš permette de réaliser un prédimensionnement des structures à poutres et à dalle. Elle est beaucoup été employée avant les progrès informatiques des années 70-80 car elle offrait des moyens simples pour calculer les sollicitations et les flèches dans ces structures. Elle est performante pour des structures comportant un grand nombre de poutres et d'entretoises. Elle permette de résoudre les équations aux dérivés partielles des plaques en passant par des décompositions comme celles des séries de Fourier. Cependant, elles reposent sur des hypothèses fortes et la géométrie de l'ouvrage n'est jamais complètement respectée.

VII.2 Modélisation Du Tablier Par Le Logiciel Robot 2020

AUTODEST ROBOT 2020 est un logiciel de modélisation en élément Fini dans cette partie on va modéliser une travée de 35 m et on va introduite tous les charges mentionner dans le chapitre précédent . Après avoir combiner les charges on détermine la poutre la plus solliciter .

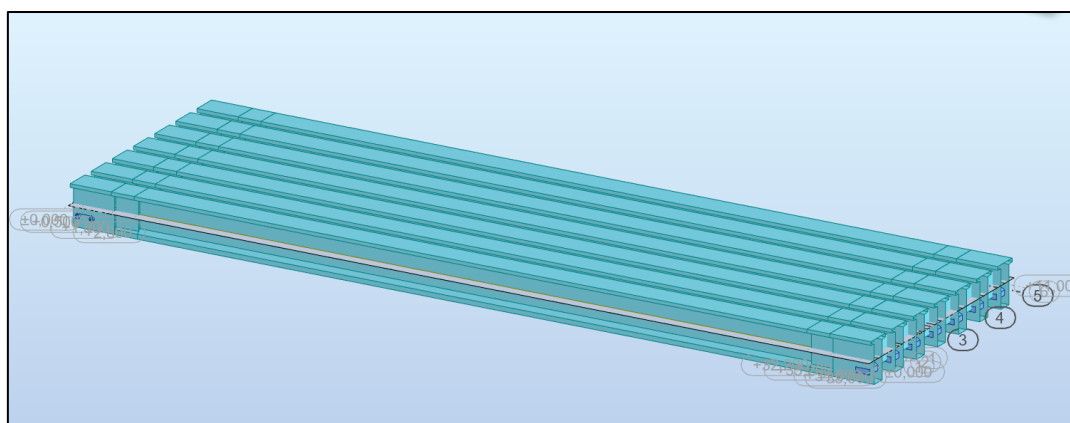


Figure VII.26 Modélisation de la travée

VII.2.1 Détermination Des Efforts sous chaque système

Système B

Système Bc 1 voie

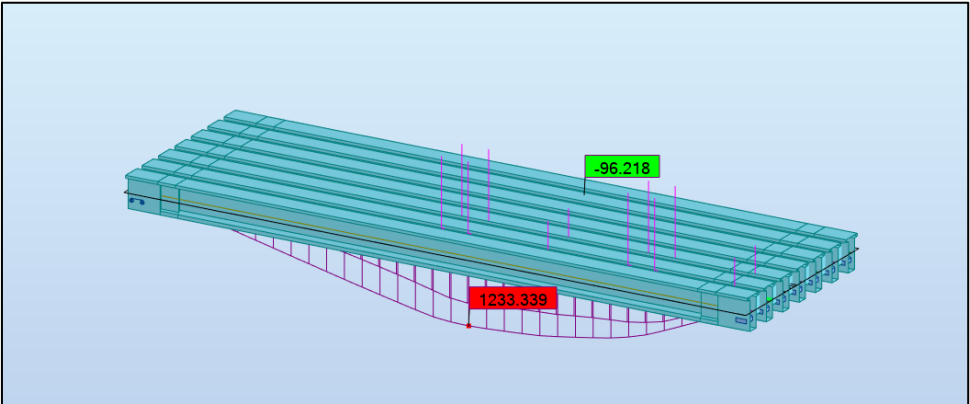


Figure VII.27 Moment fléchissant sous la charge Bc 1 voie

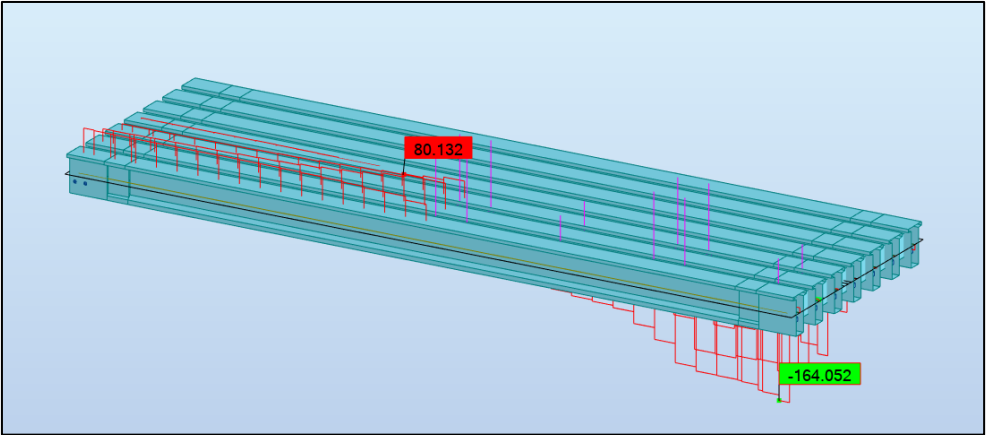


Figure VII.28 Effort Tranchant sous la charge Bc 1 voie

○ **Système Bt :**

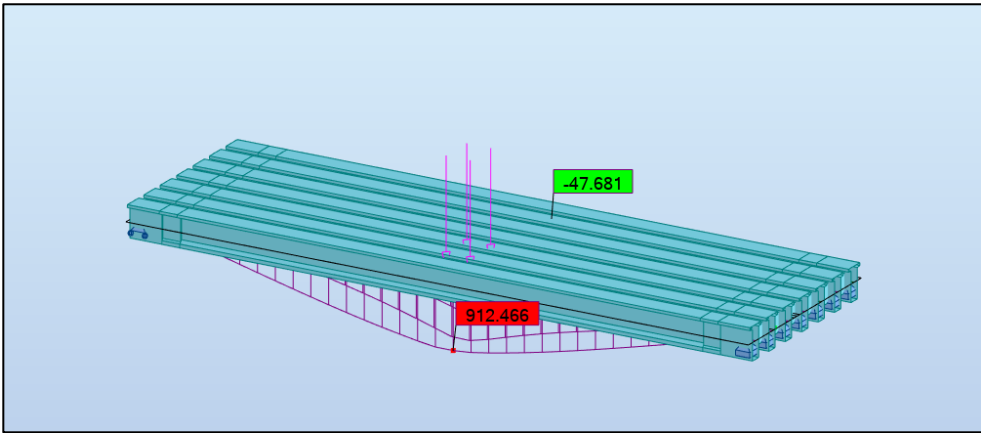


Figure VII.29 moment fléchissant sous la charge Bt 1 tandem

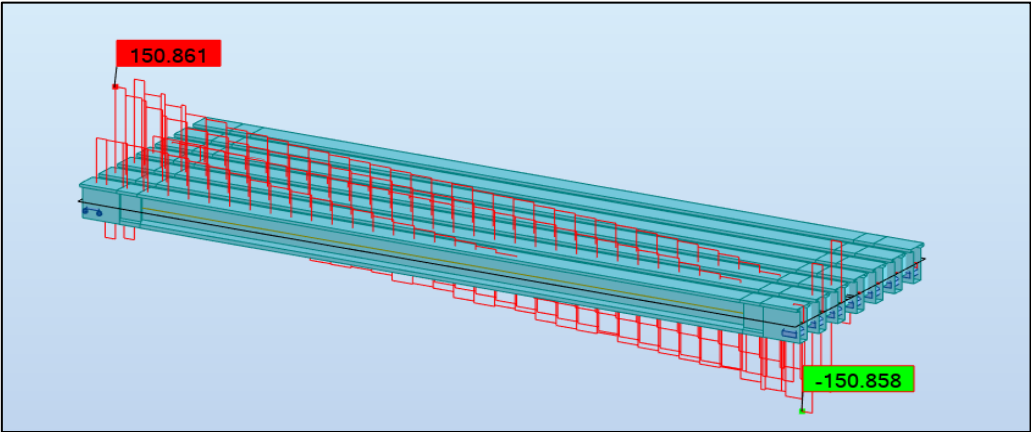


Figure VII.30 Effort Tranchant sous la charge Bt 1 tandem

○ **Système A(l)**

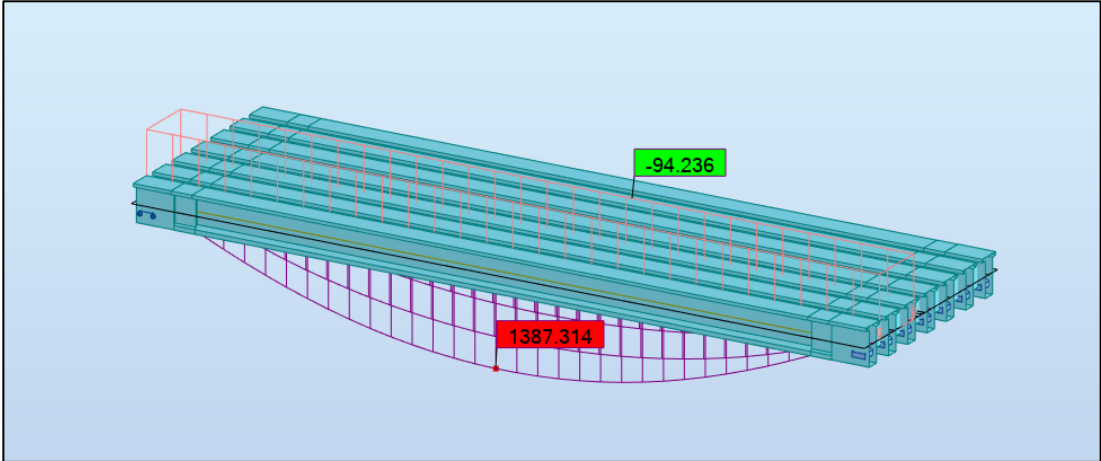
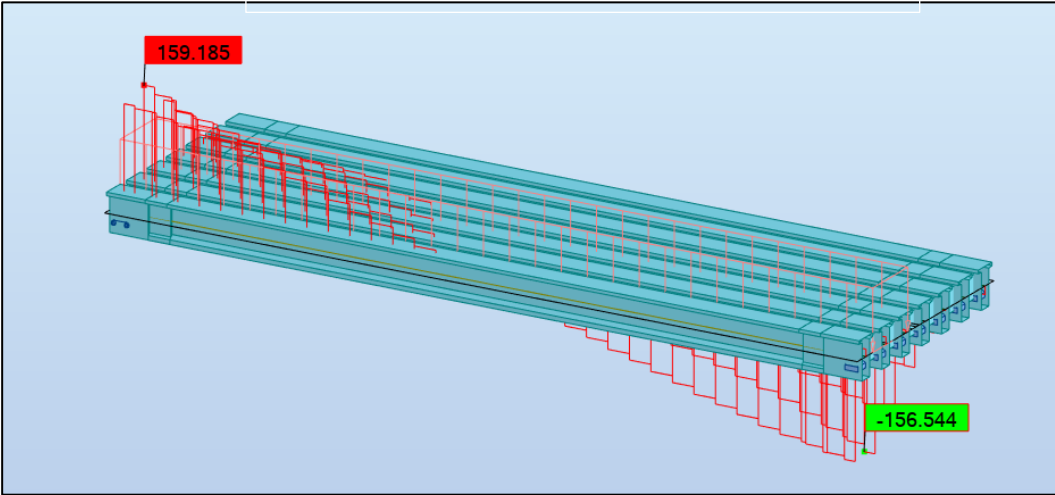


Figure VII.31 moment fléchissant sous la charge A(l) 1 voie



FigureVII.32 Effort Tranchant sous la charge A(l) 1 voie

○ **Système de charge Mc120**

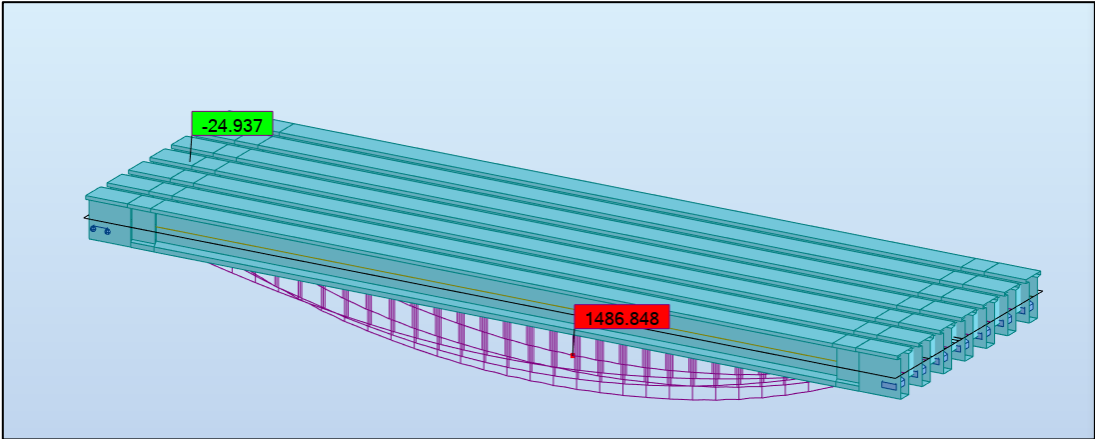


Figure VII.33 moment fléchissant sous la charge Mc120

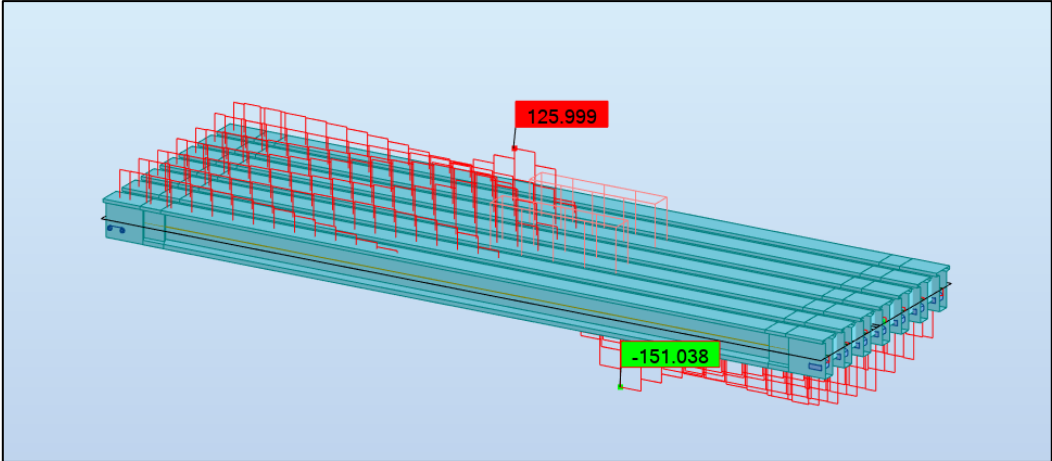


Figure VII.34 Effort Tranchant sous la charge Mc120

○ **Système de charge D240**

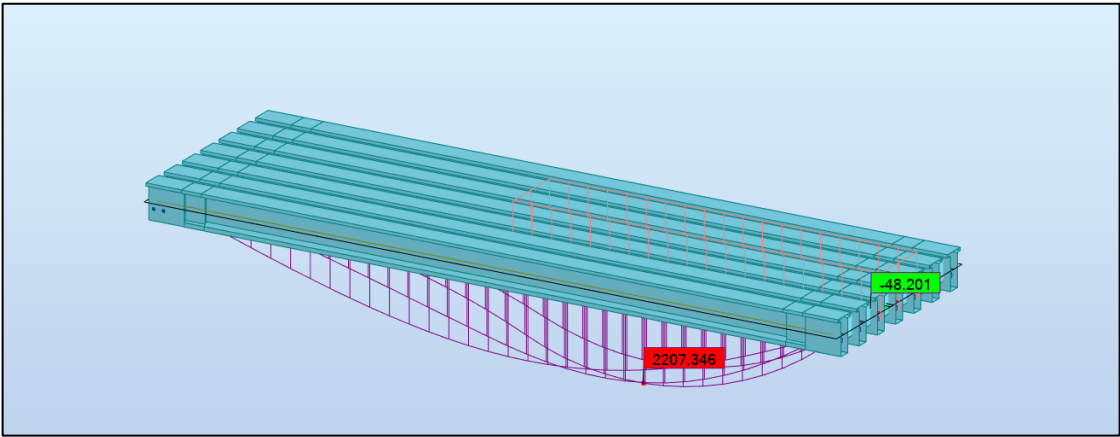


Figure VII.35 moment fléchissant sous la charge D240

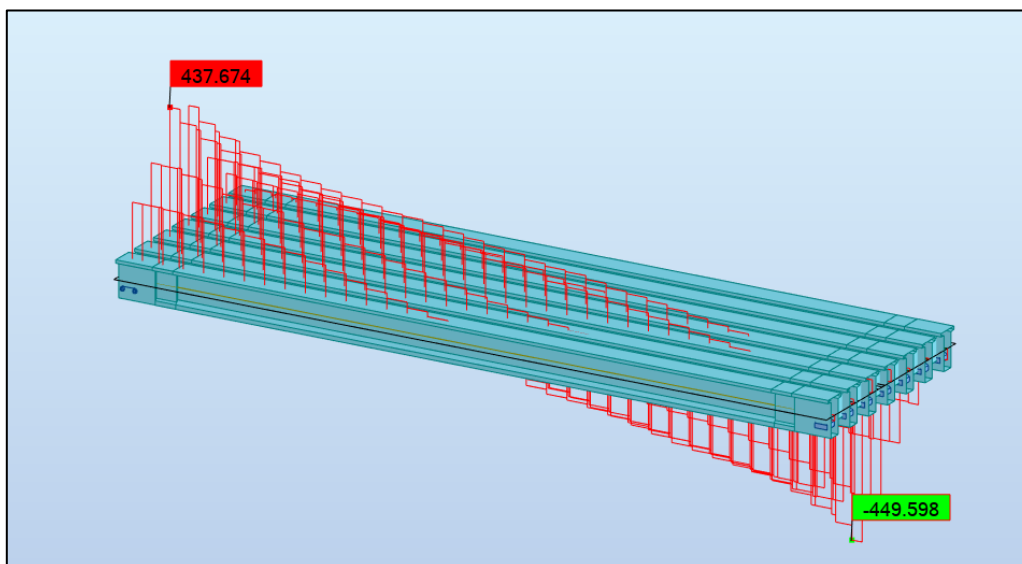


Figure VII.36 Effort tranchant sous la charge D240

VII.2.2 Tableau Récapitulatif

Tableau VII.23 Tableau Récapitulatif

Système		Moment Fléchissant [KN.m]	Effort Tranchant [KN]
A(I)	1 voie	1387.3	159.18
	2 voie	1873.9	223
	3 voie	2127.9	266.3
Bc	1 voie	1233.3	164
	2 voie	1544.18	206.8
	3voie	1583.35	231.4
Bt	1 tandem	912.46	75.2
	2 tandem	1322.9	117.6
Mc120		1461.5	268.9
D240		2207.3	443.2

VII.2.3 Diagrammes Des Moments Des Combinaisons

Tableau Des Combinaisons

Tableau VII.24 Tableau de Combinaison

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
36 (C)	1.35 G+1.6 ST + 1.6 AL	Combinaison liné	ELU	poids propre	$1*1.35+(63+68)*1.60$
37 (C)	1.35G + 1.6 ST + 1.6 BC	Combinaison liné	ELU	poids propre	$1*1.35+(63+7)*1.60$
42 (C)	1.35G + 1.35 D240	Combinaison liné	ELU	poids propre	$(1+40)*1.35$
46 (C)	1.35G+1.35MC120	Combinaison liné	ELU	poids propre	$(1+23)*1.35$
50 (C)	G + D240	Combinaison liné	ELS	poids propre	$(1+40)*1.00$
54 (C)	G+MC120	Combinaison liné	ELS	poids propre	$(1+23)*1.00$
58 (C)	G+1.2 AL 3V +ST	Combinaison liné	ELS	poids propre	$(1+63)*1.00+68*1.20$
59 (C)	G + 1.2 BC 3V + ST	Combinaison liné	ELS	poids propre	$(1+63)*1.00+7*1.20$
98 (C)	1.35 G + 1.6 BT 2T + 1.6 ST	Combinaison liné	ELU	poids propre	$1*1.35+(21+63)*1.60$
102 (C)	G + 1.2 BT 2T + ST	Combinaison liné	ELS	poids propre	$(1+63)*1.00+21*1.20$

VII.2.4 Tableau Récapitulatif Des Moments Fléchissant :

Tableau VII.25 Tableau Récapitulatif Des Moments Fléchissant

Etat	Combinaison	Moment Fléchissant [KN.m]
ELU	1.35G + 1.6 st +1.6 AL 3v	9587.917
	1.35G + 1.6 st +1.6 BC 3v	9288.64
	1.35G + 1.6 st +1.6 BT 2t	8506
	1.35G + 1.35 D240	9981.2
	1.35G + 1.35 Mc120	8198.9
ELS	G+1.2 Al 3V +St	7128.33
	G+1.2 Bc 3V +St	6892.8
	G+1.2 BT 2T +St	6305.95
	G+D240	7393.48
	G+ Mc 120	6073.2

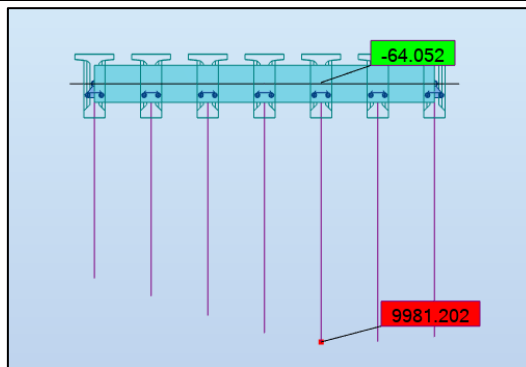


Figure VII.37 la poutre la plus solliciter sous la combinaison la plus défavorable

$$1.35G + 1.35 D240$$

D’après les résultats trouvés en utilisant ROBOT 202 ,on peut dire que la poutre la plus sollicitées est la troisième poutre a droite sous la combinaison 1.35 G + 1.35 D240 avec une valeur du moment maximale de 9982.2KN.m

VII.3 Interprétation

On utilisant la méthode manuelle GUYON-MASSONNET et la méthode automatique avec logiciel ROBOT 2020 on trouve les résultats très approchés mais la poutre la plus solliciter differt . Dans la méthode manuelle la poutre I est la poutre la plus solliciter avec un moment de 10227.6KN.m par contre dans la méthode automatique poutre II est la plus solliciter avec un moment de 9982.2KN.m sous la meme combinaison 1.35 G + 1.6 , la différence est négligeable

VII.4 Conclusion

Pour la suite du projet on prends le résultat Automatique car la conception de logiciels est basés sur la méthode des éléments finis Donc elle est plus précise

CHAPITRE VIII
ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE

VIII.1 Introduction

Le béton précontraint est né du raisonnement suivant : le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus économique. Il résiste bien à la compression, mais peu, et surtout de façon aléatoire, à la traction. Il faut donc construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer.

Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de se fissurer) et donc résistant, en tous cas de charge.

L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'**effort de précontrainte** (ou, en abrégé, la **précontrainte**).

VIII.2 Données de calcul

Tableau VIII.1. dimensionnement de la précontrainte

Données de l'ouvrage		Caractéristiques du béton		Caractéristiques des sections				
H (P)	1,8 m	Fc sup	35 MPa	About		Médiane		
H(P+D)	2,05 m	Fc inf	27 MPa	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle	
L poutre	35 m	Ft28	2,7 MPa	1,16	1,56	0,70	1,10	
L porté	34 m	σ_{bc}	21 MPa	v' (m)	0,96	1,20	0,97	1,31
N poutres	7	σ_{bt}	-4,05 MPa	v (m)	0,84	0,85	0,83	0,74
E dalle	0,25 m			Ic(m ⁴)	0,34	0,62	0,28	0,51
Enrobage	0,03 m			I ² (m ²)	0,30	0,40	0,40	0,46
λ	1,6 m			ρ	0,37	0,39	0,50	0,48
LT.cm	1,1 m							
b About	0,6 m							

caractéristiques de câble 12T15	
Cable	T15
Nbr Toron	12
Ap 1 Toron	140 mm ²
Ap 1Toron (m ²)	0,00014 m ²
Ap (mm ²)	0,00168 m
F prg	1770 MPa
F _{p0}	196,2 KN
F _{peg}	1593 MPa
D gaine	0,08 m
f	0,18 (rd ⁻¹)
ϕ	0,002 (m ⁻¹)
g	6 mm
μ_0	0,43
ρ_{1000h}	2,5
E _p	190000 MPa
f _e	500 MPa
σ_s	434,783 MPa

Résultats de logiciel	
M gp (poutre-seule)	2,55 MN .m
M _M (G+D240)	7,4 MN .m
M _m (charge G)	4,85 MN .m
V _M	1,00 MN
V _m	0,48 MN

VIII .3 Dimensionnement de la précontrainte

Le dimensionnement consiste à faire en sorte que les contraintes dans les fibres extrêmes respectent les contraintes limites de traction et de compression

Pour faire cette vérification on choisit la classe 2 de calcul selon BPEL

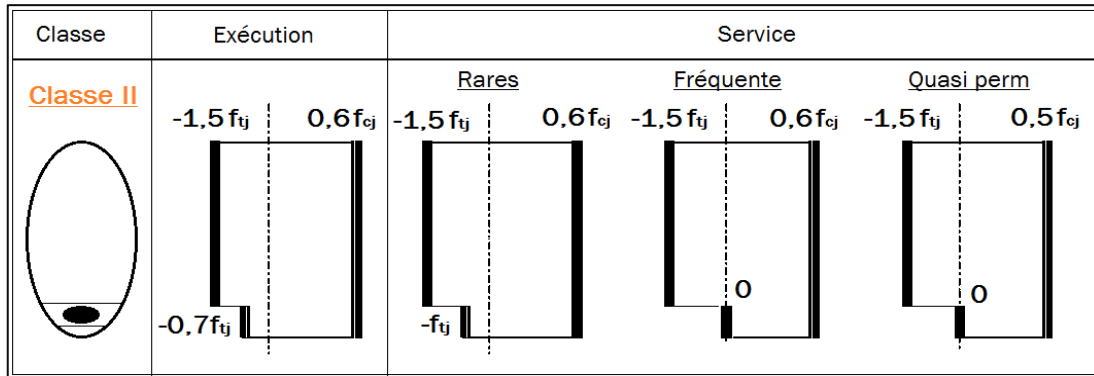


Figure VIII.1.les contraintes limites pour la classe II

Classe 2 elle admet les contraintes de traction dans le béton mais pas la formation des fissures .Elle concerne les cas des éléments exposés à des ambiances agressives elle est la plus courante .

VIII.3.1 Valeur minimale de la précontrainte en Service

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt1} + \frac{I}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}, \text{ Section sous-critique.}$$

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'}, \text{ Section sur critique.}$$

- **P_{min}** c'est l'effort nécessaire pour éliminer la traction dans la poutre il est donnée par : **P_{MIN} = sup (P_I, P_{II})**
- **P_I** : représente la section sous critique (cas ou le fuseau de passage est strictement situé hors la zone d'enrobage).
- **P_{II}** : représente la section sur critique (cas ou le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d'enrobage

Tableau u VIII.2. définition des composantes de la formule

B	Son aire
v et v'	Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes (v + v' = h).
I	Son moment d'inertie par rapport à G _z .
d'	Distance entre l'axe de cable jusque a l'extrémité inférieure = 0.1 × h
ρ	Son rendement géométrique.
M_g	Moment de poids propre.
M'_g	Moment dû aux charges permanentes additionnelles

M_q	Moment généré par les actions variables de toutes natures Selon le cas de charge considéré, M varie entre : - Une valeur minimale : $M_m = M_g + M'_g + M_{mq}$ - Une valeur maximale : $M_M = M_g + M'_g + M_{Mq}$
ΔM	$= M_M - M_m = M_{Mq} - M_{mq}$
$\overline{\sigma}_{bt1}$ $\overline{\sigma}_{bt2}$	Ce sont les contraintes limites de traction
σ_{bc}	C'est la contrainte limite de compression

Tableau VIII.3.Calcul de Pmin

$\overline{\sigma}_{bt2}$	-2,70 MPa
$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4,05 MPa
d'	0,21 m
PI	-0,91 MN
PII	4,35 MN
PMIN	4,35 MN

VIII.3.2. Détermination de nombre de cables

Le nombre de cables se calcul en utilisant la relation suivante :

$$n \geq P_{MIN}/P_0$$

- n : nombre de câbles.
- P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15 peut créer, il est estimé à 25 % de pertes.
- $P_0 = \min \{ (0.8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0.9 \times f_{peg} \times A_p) \}$ ou on prends le tirer du tableau suivant :

Tableau VIII.4.force maximale sous l'ancrage pour un toron selon l'eurocode 2

(MPa)		15,3	15,7	12,5	12,9	15,3	15,7
Diamètre (mm)		15,3	15,7	12,5	12,9	15,3	15,7
Nombre de torons	1	196	211	137	148	206	221
	2	392	421	274	295	412	443
	3	589	632	410	443	618	664
	4	785	842	547	590	824	886
	5	981	1053	684	738	1031	1107
	6	1177	1264	821	886	1237	1328
	7	1373	1474	958	1033	1443	1550
	9	1766	1895	1231	1328	1855	1993
	12	2354	2527	1642	1771	2473	2657
	13	2551	2738	1778	1919	2679	2878
	19	3728	4001	2599	2804	3916	4207
	22	4316	4633	3010	3247	4534	4871
	25	4905	5265	3420	3690	5153	5535

Tableau VIII.5. calcul de nombre des cables

$\Delta P_0 =$	25 %	On prends 3 cables de 12T15
$T_0 =$	1416 MPa	
$P_0 =$	2,35 MN	
$n \geq$	2,47	

VIII.4. Pré-vérification de la précontrainte

○ La première phase :

Tableau VIII.6. caractéristiques de phase 1

f_{c7}	23,18 MPa	<ul style="list-style-type: none"> ○ après 7 jours (en phase de construction) la mise en tension est a 50% ○ Si $j < 28$ jours selon BAEL 99 $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ ○ $\overline{\sigma}_{bt1} = -1.5 f_{tj}$ ○ $\overline{\sigma}_{bt2} = -0.7 f_{tj}$ ○ $\overline{\sigma}_{bc} = -0.6 f_{cj}$ ○ Les pertes sont estimées à 10% car on a pas encore les pertes différées le béton est jeune donc on aura que les pertes instantanées (le recul d'ancrage, le frottement et la déformation instantanée du béton)
f_{t7}	1,99 MPa	
$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1,39 MPa	
$\overline{\sigma}_{bt1}$	-2,99 MPa	
$\overline{\sigma}_{bc}$	13,91 MPa	
ΔP	10 %	
n cable	3	

○ Deuxième phase :

Tableau VIII.7. caractéristiques phase 2

f_{c28}	35,00 MPa	<ul style="list-style-type: none"> ○ après 28 jours (en phase de construction) la mise en tension est a 100% ○ On garde les mêmes lois de la phase 1
f_{t28}	2,70 MPa	
$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1,89 MPa	
$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4,05 MPa	
$\overline{\sigma}_{bc}$	21,00 MPa	
ΔP	10 %	
n cable	3	

○ **Troisième phase :**

Tableau VIII.8. caractéristiques phase 3

f_{c28}	35,00 MPa	<ul style="list-style-type: none"> ○ après le coulage de la dalle (en phase de construction) ○ On garde les mêmes lois de la phase 1 ○ Les charges augmentent et donc la section et l'inertie augmentent ○ Les pertes augmentent avec l'âge du béton
f_{t28}	2,70 MPa	
$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1,89 MPa	
$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4,05 MPa	
$\overline{\sigma}_{bc}$	21,00 MPa	
ΔP	15 %	
n cable	3	

Quatrième phase :

Tableau VIII.9. caractéristiques phase 4

f_{c28}	35,00 MPa	<ul style="list-style-type: none"> ○ en phase de service ○ $\overline{\sigma}_{bt1} = -1.5 f_{tj}$ ○ $\overline{\sigma}_{bt2} = - f_{tj}$ ○ $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$ ○ Les pertes augmentent a 25 %
f_{t28}	2,70 MPa	
$\overline{\sigma}_{bt2}$	-2,70 MPa	
$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4,05 MPa	
$\overline{\sigma}_{bc}$	21,00 MPa	
ΔP	25 %	
n cable	3	

Les résultats de vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :
on doit assurer que :

- au niveau des fibres inférieures : $\sigma_{bt2} < \sigma_{inf} < \sigma_{bc}$
- au niveau des fibres supérieures : $\sigma_{bt1} < \sigma_{sup} < \sigma_{bc}$

Tableau VIII.10. Résultats de vérifications des contraintes

Les formules de calcul :						
		$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}$		$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$		
Phase	e0 (m)	M (MN .m)	P(MN)	σ sup (MPa)	σ inf (MPa)	Obs
Phase1(poutre seule)	0,77	2,55	3,17	4,89	4,12	C.V
Phase2(poutre seule)	0,77	2,55	6,35	2,23	17,06	C.V
Phase3(poutre+dalle)	1,11	3,96	5,99	1,59	12,28	C.V
Phase4 (G+D240)	1,11	7,40	5,29	7,07	0,81	C.V

VIII.5. Tracé Des Câbles de Précontraintes

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan Horizontal

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Guide de conception VIPP P65

Dans ce travail on considère que le tracer du câble suit le diagramme du moment et comme on est dans un pont a des travées indépendantes de 35 m donc un système iso-Statique , La figure ci-dessous présente le diagramme du moment sous la charge la plus défavorable à ELS

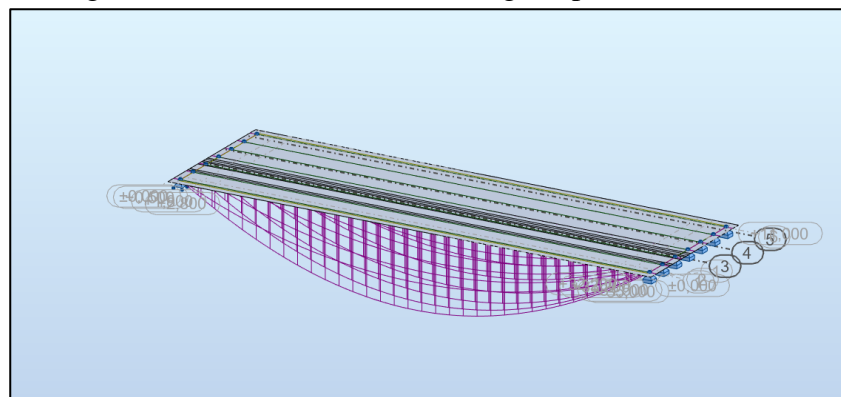


Figure VIII.2. le diagramme du moment sous la charge G+D240

La Disposition Des Câbles à respecté dans la section médiane

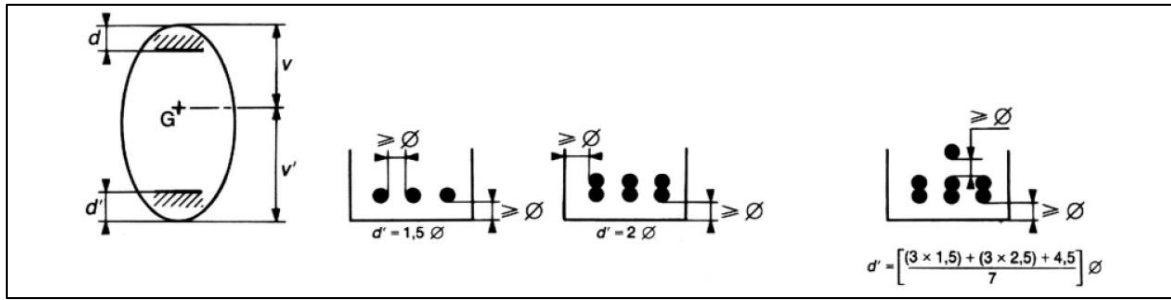


Figure VIII.3. la disposition des câbles à respecter

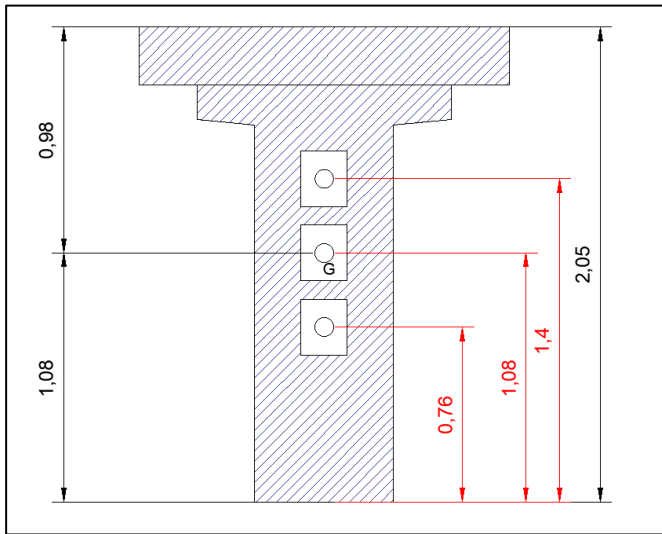


Figure VIII.4. la position des câbles dans la section d'about

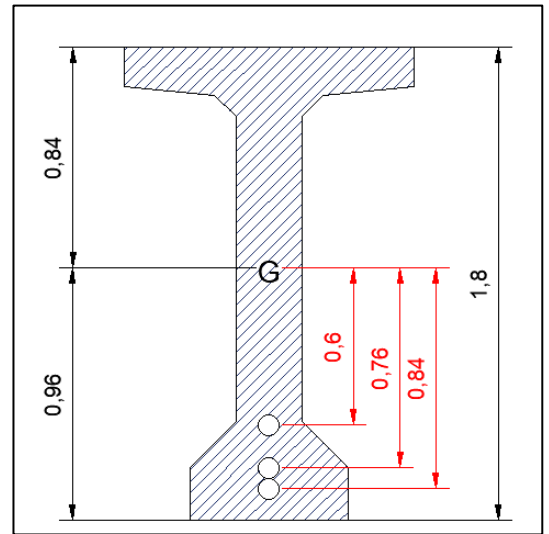


Figure VIII.5. La position des câbles dans la section médiane

○ **Détermination l'angle de relevage**

l'angle de relevage est donné par la formule suivante

$$\text{Arcsin}\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right)$$

avec :

V_M effort tranchant sous la combinaison G+D240

V_m effort tranchant sous la charge G

\bar{V} Effort tranchant limite avec $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limite $\bar{\tau} = [0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]^{\frac{1}{2}}$

σ_x : Contraintenormaleau niveau de la fibre neutre; $\sigma_x = \frac{P}{B_n(p+d)}$

$$B_n = B_{(p+d)} - n \left(\pi \times \frac{\Phi^2}{4}\right)$$

$$b_n = b_n - (n \times K \times \Phi)$$

Tableau VIII.11. résultats de logiciel

Résultats Logiciel		
M_{gp}	2,55	MN.m
M_M	7,4	MN.m
M_m	4,85	MN.m
V_M	1,002	MN
V_m	0,479	MN

Tableau VIII.12. paramètres de calcul

bn	0,52	m
Bn	1,14	m ²
P	5,30	MN
σ	4,65	MPa
τ	2,82	MPa
v	2,40	MPa

Tableau VIII.13

L_{Cable} =	35	m
L_{rel} =	1	m
l_{pb} =	33	m

On trouve l'angle de relevage compris entre :

$$-13,23 \leq \alpha \leq 30,24 \quad (^\circ)$$

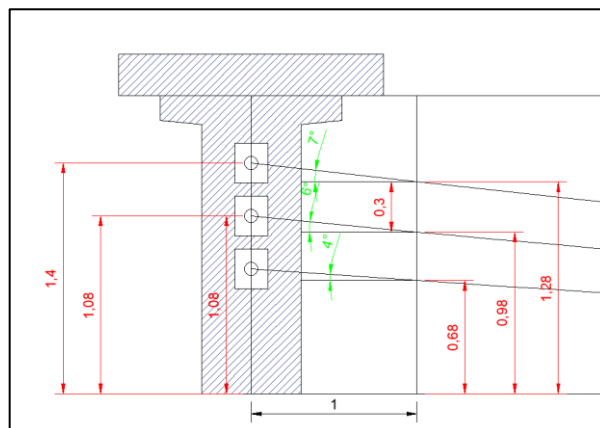


Figure VIII.6.L'angle de relevage a partie du logiciel AUTOCAD

Tableau VIII.14

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1	17,5			
C1	33	4	0,755	0,68	0,12	0,56	241,19	0,068
C2	33	6	1,075	0,98	0,2	0,78	175,04	0,094
C3	33	7	1,395	1,28	0,36	0,92	147,96	0,112

On conclut que les angles de relevages des trois câbles comprises entre -15.33° et 32.95° donc les angles sont vérifiées

avec

- **f** : la flèche des câbles [déterminée a partir du logiciel]
- **R** : rayon Des câbles [déterminée à partir du logiciel]
- **$\beta(l)$** : angle de déviation donné par
$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{\ell}$$

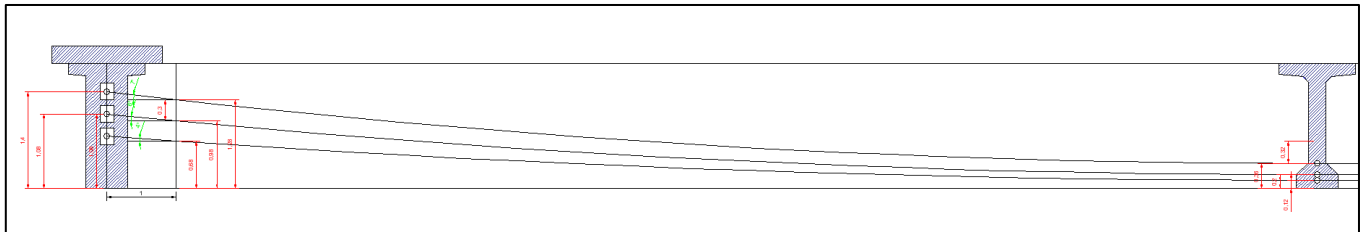


Figure VIII.7. le tracé du câble

VIII.6. Les Pertes De précontraintes

D'une façon générale ,on désigne sous le nom «perte de tension» ou «perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné. En post tension ,l'effort de précontrainte varie à la fois:

- dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de frottement;
- dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

Tension a l'origine :Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée « σ_0 ». Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

$$\text{Min} (0,80 f_{prg} ; 0,90 f_{peg})$$

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

VIII.6.1. Pertes de tension instantanées

Dans le cas de la post - tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- les pertes de tension par frottement ;
- les pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta \sigma_{pi}(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $p_i(x) = \sigma_{po} - \Delta \sigma_{pi}(x)$

VIII.6.1.1 Perte de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée σ_{po} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » (Figure VI.1), sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

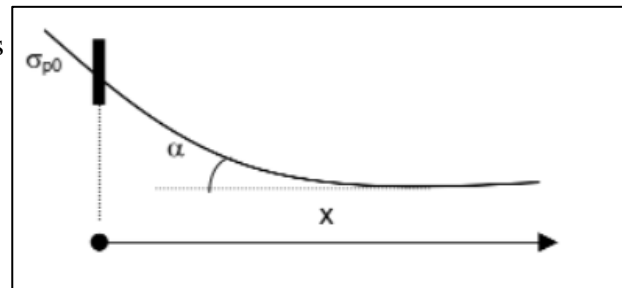


Figure VIII.8

$$\sigma_p(x) = \sigma_{po} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$$

- o σ_{po} : la tension à l'origine;
- o e : la base des logarithmes népériens ;
- o f : coefficient de frottement en courbe (rd-1) ;
- o α : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd) ;
- o Φ : coefficient de frottement en ligne(m-1) ;
- o x : la distance de la section considérée (m).
- o les coefficients f et Φ sont déterminés à partir du tableau suivant :

Tableau VIII.15.valeurs de f et phi

Cas	Nature des armatures	f		φ
		3 ≤ R ≤ 6 (en m)	R ≥ 6 (en m)	
I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	fils tréfilés ronds et lisses	22-R/100	0,16	0,002
	torons	24-R/100	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	fils tréfilés ronds et lisses	24-R/100	0,18	0,003
	torons	26-R/100	0,20	

Tableau VIII.16 paramètres de calcul

Paramètre	valeur	Unité
φ	0,002	m-1
f	0,18	m
σ_{p0}	1416	MPa

$$\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)])}$$

Tableau VIII.17. Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	σ_{φ} (MPa)	σ_{φ} Moy (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ Moy (%)
C1	17,5	0,068	0,047	65,44	71,01	5,01 %
C2	17,5	0,094	0,052	71,71		
C3	17,5	0,112	0,055	75,87		

$$\sigma_{\varphi} \text{ Moy} = \frac{\sigma_{\varphi 1} + \sigma_{\varphi 2} + \sigma_{\varphi 3}}{3}$$

$$\Delta\sigma_{\varphi} \text{ Moy} (\%) = \frac{\sigma_{\varphi} \text{ Moy}}{\sigma_{p0}}$$

VIII.6.1.2 Perte de tension par recul de l'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

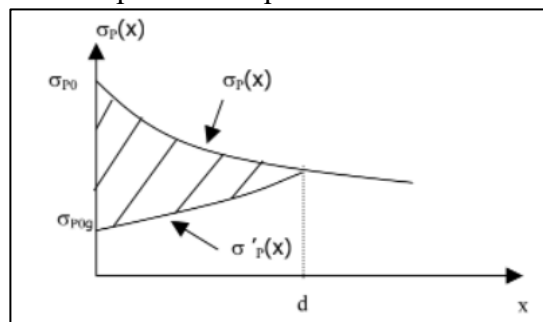


Figure VIII.9. Tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin

Le glissement à l'ancrage « g », qui dépend du type d'ancrage, est donnée par la relation :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x) , \text{ avec } k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

Tableau VIII.17. paramètres de calcul

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)
C1	17,5	0,0027	17,26
C2	17,5	0,0030	16,47
C3	17,5	0,0031	15,99

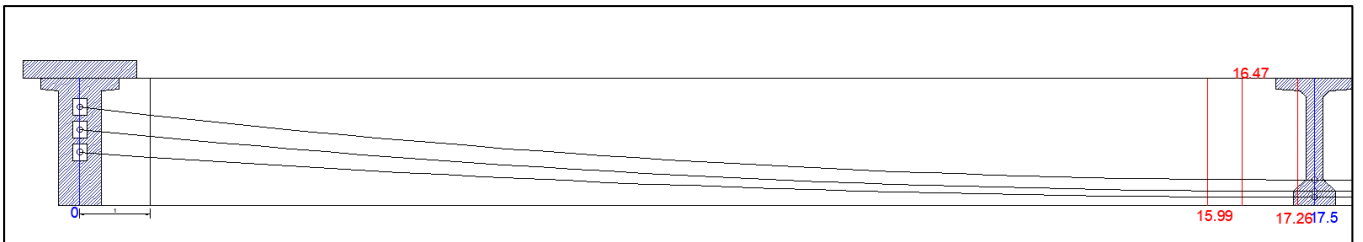


Figure VIII.10.tracé des câbles

Remarque :

On remarque que la position de la distance d est avant la moitié de la poutre donc les pertes sont nuls

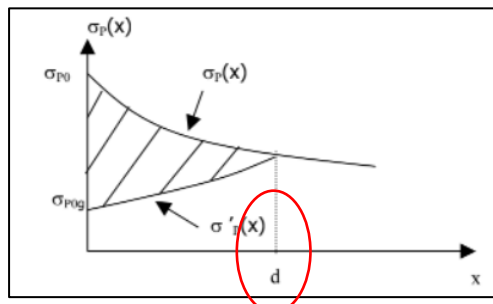


Figure VIII.11.

Tableau VIII.18. Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage à mi travée

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{moy}$	Pourcentage
C1	17,5	0,0027	17,26	0	0	0%
C2	17,5	0,0030	16,47	0		
C3	17,5	0,0031	15,99	0		

Tableau VIII.19. Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage à l'about

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{p(0)}$	$\Delta\sigma_{p(0) moy}$	Pourcentage
C1	0	0,0027	17,26	132,13	137,7159	10%
C2	0	0,0030	16,47	138,47		
C3	0	0,0031	15,99	142,55		

VIII.6.1.3. Perte de tension par déformations instantanées du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\sigma_e = \frac{1 E_p}{2 E_{ij}} \sigma_{bi} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

- n : nombre de gaines
- E_p : module d'élasticité des armatures;
- E_{ij} : module instantané du béton au jour « j » ;
- σ_{b(x)} : contrainte normale du béton .
- M_p : le moment maximal dans la phase 2 charge permanente

Tableau VIII.20. Les paramètres de calcul

Paramètre	Valeur	unité
Mg	2,55	MN
Eij	35981,73	MPa
e	0,74	m
B	0,70	m ²
IG	0,28	m ⁴
n cable	3	

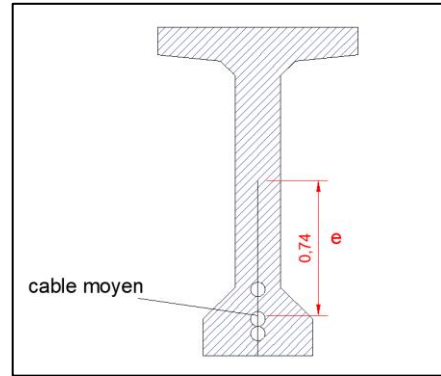


Tableau VIII.21. Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.

Paramètre	Formule	Valeur	Unité
P	$P_0 \times n \times (1 - \Delta p)$	6,7	Mpa
σ _{bi}	$\frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$	16.07	Mpa
σ _e	$\frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi}$	42.43	Mpa
σ _e	$\frac{\sigma_e}{\sigma_{P0}}$	3	%

Tableau VIII.22.valeur des pertes instantannées à mi travée

par frottement	par recul de l'ancrage	par déformations instantannées du béton	Somme
5%	0%	3%	8%

VIII.6.2. Pertes de tension différées

Dans le cas de la post - tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton
- Perte de tension due au fluage du béton
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier

La valeur totale a mi travée de ces pertes de tension différées, est notée $\Delta\sigma_{pd}(x)$.

VIII.6.2.1. perte de tension due au retrait du béton

La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r$$

Avec :

- ξ_r : retrait total du béton qui dépend de la zone sismique

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :	
Zone 0	: négligeable
Zone I	: faible
Zone IIa	: moyenne
Zone IIb	: élevée
Zone III	: très élevée

Figure VIII.12. Règle parasismique applicable aux ouvrages d'arts

➤ 2×10^{-4} en climat humide Zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie
➤ 3×10^{-4} en climat tempéré sec Zone B
➤ 4×10^{-4} en climat chaud et sec Zones B', C, D1
➤ 5×10^{-4} en climat très sec ou désertique Zones D2 et D3.

Figure VIII.13.valeurs de ξ

Tableau VIII.23. Valeurs des Pertes par retrait

Paramètre	Valeur
ξ_r	2×10^{-4}
E_p	190 000 Mpa
$\Delta\sigma$	38 MPa
$\Delta\sigma(\%)$	3 %

VIII.6.2.2. Perte de tension due au fluage du béton

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_{B(\frac{l}{2})} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \qquad \sigma_B = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Tableau VIII.24. Valeurs des Pertes par fluage.

Paramètre	Formule	valeur	Unité
M_p	Moment maximal sous les charges permanentes	4,85	MN.m
I_{nette}	Paramètre géométrique	0,5117	M ⁴
B	Paramètre géométrique	1,1000	M ²
v'	Paramètre géométrique	1,310	M
e_0	$V' - e_{moy}$ des cables	1,08	m
P	$P_0 \times n \times (1 - \Delta p)$	5,30	MN
$\Delta\sigma_n$	$2.5 \times \sigma_{B(\frac{l}{2})} \times \frac{E_p}{E_{ij}}$	88,38	Mpa
$\Delta\sigma_n$	$\frac{\sigma_{fl}}{\sigma_{p0}}$	6,2	%

VIII.6.2.3. Perte de tension due à la relaxation de l'acier

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

- $\sigma_{pi}(x)$: contrainte dans les armatures de précontrainte ; après les pertes instantanées.
- ρ_{1000} : coefficient de relaxation à 1000 h
- f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture
- μ_0 étant un coefficient pris égal à : 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

Tableau VIII.25. Valeurs des Pertes par relaxation.

Paramètre	Formule	valeur
ρ_{1000}		2.5 %
σ_i	$\sigma_{p0} \times (1 - \Delta p_i)$	1302,72 MPa
f_{prg}		1770
μ_0		0.43

$\Delta\sigma_p$	$\frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0\right) \times \sigma_i$	59,77 MPa
$\Delta\sigma_p$	$\frac{\sigma_p}{\sigma_{p0}}$	4.2 %

VIII.6.3. Perte de tension différée totale

La formule donnée pour la relaxation suppose que la longueur de l'armature est constante ; or la perte par relaxation est diminuée par l'effet du raccourcissement due au retrait et fluage du béton. Pour tenir compte de cette interaction, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relation par le coefficient 5/6. Ainsi, La perte différée finale est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

- Application numérique :

$$\Delta\sigma_d = 3 + 6.2 + \frac{5}{6} \times 4.2$$

$$\Delta\sigma_d = 12,4\%$$

Tableau VIII.26.valeurs des pertes Totales

Perte instantanée	8%
Perte différé	12.4
Perte totale	20.4 %

VIII.7 vérification des contraintes

le but de cette partie est de vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dictées par les règles en vigueur

VIII.7.1 les sections de vérification

- On fait la vérification des contraintes normales pour les sections situées à $\frac{L}{4}$, $\frac{3L}{8}$ et $\frac{L}{2}$
- On fait la vérification des contraintes tangentielles pour la section d'about seulement qui est située à (x=0)

VIII.7.2 les contraintes admissibles

Tableau VIII.27: les contraintes admissibles

J>28 jours	$\overline{\sigma}_{bc}$	21	MPa	Exécution / Q.R / Q. F
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1,89	MPa	Exécution
	$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4,05	MPa	
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-2,7	MPa	Q. Rares
J=7 jours	$\overline{\sigma}_{bc}$	13,91	MPa	Exécution / Q.R / Q. F
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1,39	MPa	Exécution
	$\overline{\sigma}_{bt1}$	-2,99	MPa	
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1,99	MPa	Q. Rares

VIII.7.3 les caractéristiques nettes des sections

La section nette est la section du béton sans la section des gaines ,elle est utilisée pour le calcul des contraintes à ELS pour les section I et II

Tableau VIII.28 : caractéristiques nettes des sections

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,80	2,05	1,80	2,05	1,80	2,05	1,80	2,05
B_{nette} (m²)	1,14	1,54	0,680	1,080	0,680	1,080	0,68	1,08
v_n (m)	0,850	0,840	0,820	0,720	0,820	0,720	0,820	0,720
v'_n (m)	0,950	1,210	0,980	1,330	0,980	1,330	0,980	1,330
I_{nG} (m⁴)	0,341	0,622	0,271	0,500	0,268	0,495	0,267	0,494
ρ (%)	36,93	39,59	49,59	48,32	49,08	47,88	48,51	47,50

VIII.7.4 justification de la poutre à ELS

Ces justifications sont extrêmement simples dans leur principe. Les matériaux étant censés se comporter élastiquement, il suffit de calculer les contraintes qu'engendrent, dans les sections, les sollicitations de calcul et de s'assurer qu'elles respectent bien les contraintes limites définies réglementairement.

L'effort de précontrainte P :

la précontrainte est représentée par ses deux caractéristiques P₁ et P₂ :

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$$

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P$$

$$P_0 = 2,35 \text{ MN}$$

Tableau VIII.29 : caractéristique de chaque phase de vérification

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	$d_{x=0,5}$	$d_{x=L/4}$	$d_{x=3L/8}$	$d_{x=L/2}$
Phase 1	3	50	3,99	3,48	3,29	1,03	0,44	0,28	0,23
Phase 2	3	100	7,99	6,74	6,23	1,03	0,44	0,28	0,23
Phase 3	3	100	14,20	6,39	5,71	1,03	0,44	0,28	0,23
Phase 4	3	100	20,41	6,04	5,18	1,03	0,44	0,28	0,23

Pour d_x on a travaillé avec la moyenne comme indique le tableau suivant :

Tableau VIII.30 : la distance moyenne

	Y1	Y2	Y3	Ymoy
$x=0,5$	0,72	1,03	1,34	1,03
$x=L/4$	0,28	0,42	0,62	0,44
$x=3L/8$	0,16	0,26	0,43	0,28
$x=L/2$	0,12	0,20	0,36	0,23

VIII.7.4.1 justification des contraintes normales

Dans la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes donc on doit vérifier les contraintes en phases de construction, on utilisant la condition suivante $\sigma_{bt} < \sigma_y < \sigma_{bc}$

- **P** : effort de précontrainte.
- **B_n** : surface nette de la section considérée.
- **I_n** : inertie nette de la section considérée.
- **e_o** : excentricité du câble de précontraint moyen.
- **M** : moment extérieur.
- **y** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Tableau VIII.31: vérification des contraintes normales dans les phases 1 et 2

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,08	0,54	0,70	0,75	-0,08	0,54	0,70	0,75
MEIs		0,00	1,87	2,38	2,50	0	1,87	2,38	2,5
P1 (MN)		3,48	3,48	3,48	3,48	6,74	6,74	6,74	6,74
P2 (MN)		3,29	3,29	3,29	3,29	6,23	6,23	6,23	6,23
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,66	7,28	7,68	0,00	5,66	7,28	7,68
	σ_{inf}	0,00	-6,76	-6,33	-9,18	0,00	-6,76	-8,70	-9,18
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3,74	-0,57	-2,30	-2,97	7,23	-1,10	-4,44	-5,75
	σ_{inf}	2,27	11,92	13,99	14,72	4,39	23,07	27,07	28,48
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3,52	-0,54	-2,17	-2,80	6,69	-1,02	-4,11	-5,32
	σ_{inf}	2,14	11,25	13,20	13,88	4,06	21,34	25,03	26,34
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3,74	5,09	4,98	4,70	7,23	4,56	2,83	1,92
	σ_{inf}	2,27	5,16	7,65	5,54	4,39	16,31	18,37	19,30
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3,52	5,12	5,11	4,87	6,69	4,64	3,17	2,36
	σ_{inf}	2,14	4,49	6,86	4,71	4,06	14,58	16,34	17,16

Tableau VIII.32: vérification des contraintes normales dans les phases 3 et 4

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,18	0,89	1,05	1,10	0,18	0,89	1,05	1,10
MEIs		0,00	2,90	3,70	3,9	0	5,44	6,8	7,40
P1 (MN)		6,39	6,39	6,39	6,39	6,04	6,04	6,04	6,04
P2 (MN)		5,71	5,71	5,71	5,71	5,18	5,18	5,18	5,18
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	4,18	5,38	5,69	0,00	7,84	9,89	10,80
	σ_{inf}	0,00	-7,72	-9,94	-10,51	0,00	-14,48	-18,26	-19,94
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2,58	-2,28	-3,81	-4,40	2,44	-2,15	-3,60	-4,16
	σ_{inf}	6,37	21,05	23,88	24,89	6,03	19,90	22,57	23,53
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,31	0,49	-0,29	-3,93	4,71	0,92	-0,54	-3,57
	σ_{inf}	5,69	18,81	21,33	22,23	5,17	17,07	19,37	20,19
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2,58	1,90	1,57	1,29	2,44	5,69	6,29	6,64
	σ_{inf}	6,37	13,34	13,94	14,38	6,03	5,42	4,31	3,58
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,31	4,66	5,09	1,76	4,71	8,76	9,34	7,23
	σ_{inf}	5,69	11,09	11,39	11,72	5,17	2,59	1,10	0,24

VIII.7.4.2 justification des contraintes tangentielles

Le but de cette vérification c'est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de

l'ouvrage. La vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_2^2$$

Si $\sigma_x < 0,4 \cdot f_{cj}$ on a $\tau_1 < \tau_2$ donc on vérifie juste que $\tau < \tau_1$

- τ : contrainte tangentielle.
- σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité
- **détermination de la contrainte normale « σ_x »:**

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{ avec } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

P : effort de précontrainte

B_n : surface nette de la section considérée

		Pcos α	Psin α
P1	1,87	1,87	0,13
P2	1,87	1,86	0,20
P3	1,87	1,86	0,23
	Somme	5,58	0,55

Tableau VIII.33 : Effort de la précontrainte

- **Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :**
La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}, \text{ Avec } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

- **S_n** : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis).
- **b_n** : largeur nette de la section.
- **I_n** : moment d'inertie nette de la section.

Tableau VIII.34: Les contraintes tangentielles

$B_n(m^2)$	$\sigma_x(MPa)$	τ_1 (MPa)	V_{ser} (Mpa)	V_{red} (Mpa)	$S_n(m^3)$	$I_n(m^4)$	$b_n(m)$	τ (MPa)
1,54	3,61	2,61	1	0,45	0,52	0,62	0,52	0,72

$\tau \leq \tau_1$ Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

VIII.7.5: justification de la poutre à ELU :

Les matériaux pouvant alors sortir de leur domaine de comportement élastique, il convient de montrer que les sollicitations de calcul n'entraînent pas dans la section l'apparition d'un état-limite ultime caractérisé par l'atteinte d'une déformation limite (et non plus d'une contrainte limite) de l'un quelconque de ses matériaux constitutifs (béton, aciers passifs ou aciers de précontrainte

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

Cette étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\operatorname{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{u-red} \cdot S_n(y)}{I_n - b_n}$

Tableau VIII.35. :données de calcul

Vult	1,33	MPa
Vred	0,78	MPa
S_n	0,52	m ³
I_n	0,62	m ⁴
b_n	0,52	m

Tableau VIII.36 :détermination de β_u

B_n	1,54	m ²
σ_x	3,61	MPa
τ_u	1,25	MPa
β_u	17,34	°

On prends $\beta_u = 30^\circ$

- La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \operatorname{tg} \beta_u$$

- A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
- s_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;
- f_e : limite d'élasticité de l'acier ;
- $\gamma_s = 1,15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;
- b_n : Largeur nette de la section d'appui

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 2.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VIII.7.6 : Justification du béton :

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton . Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

$\tau_u =$	1,25	MPa
$f_{c28} =$	35,00	MPa

1.25 < 5.83 condition vérifiée

CHAPITRE IX

ETUDE DE TABLIER

IX.1 Calcul Des Flèches et contre-flèche

On utilise Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 pour la détermination des Différentes flèches

IX.1.1 La Flèche Due Au Poids Propre

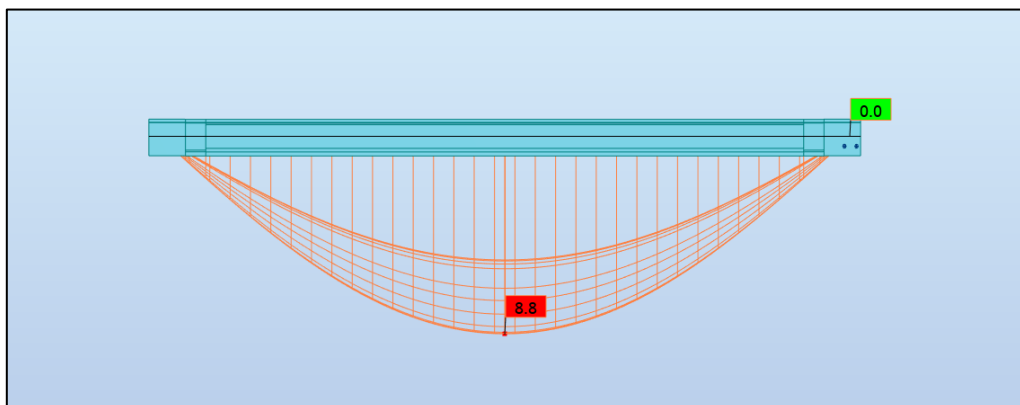


Figure IX.1 La flèche due au poids propre

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, dalle) est égale à 8.8 cm.

Contre flèche de précontrainte

Données de calcul :

$P_{\text{Câble moy}} = 6.74 \text{ MN}$ (mise en tension à 100 %)

$e_0 = -0.08 \text{ m}$

$e_1 = 0.75 \text{ m}$

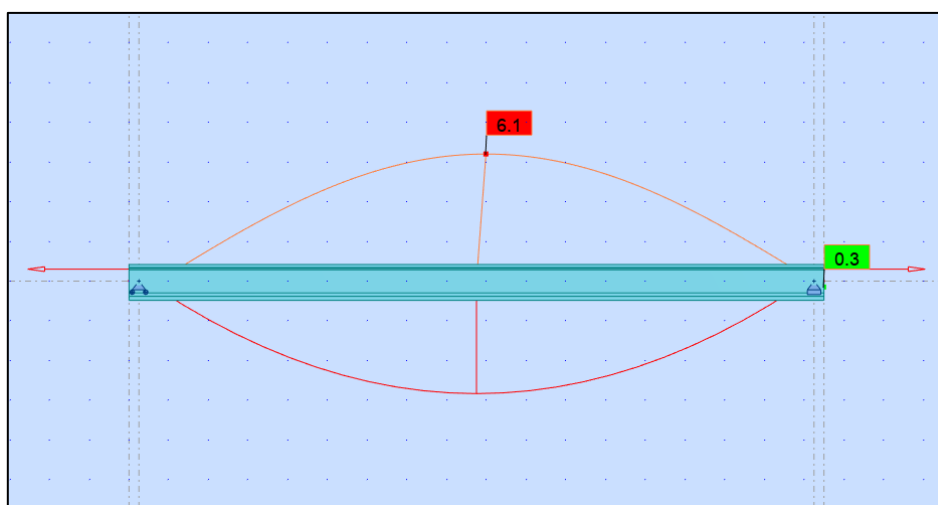


Figure IX.2 La flèche due au poids propre

Après avoir la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les quatre câbles) avec le logiciel ROBOT est égale à 6.1 cm. $f_p = -6.1$ cm

Flèche due à la construction

La flèche due à la construction est présentée par la formule suivante

$$f_e = \frac{3}{4} \times (|f_p| - f_g)$$

$$f_e = \frac{3}{4} \times (|-6,6| - 4,8) = 1,35 \text{ cm}$$

Flèche maximale à ELS

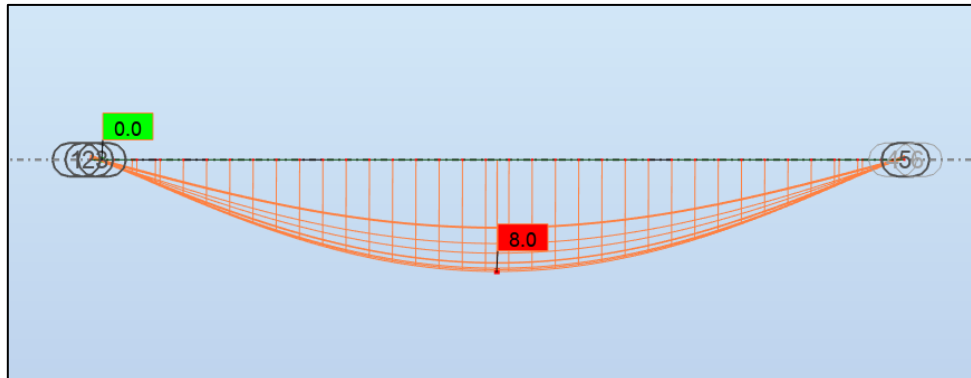


Figure IX.3 Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le résultat obtenu constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 8 cm. $f_{ELS} = 9.10$ cm

Flèche totale et la flèche admissible

La flèche totale est la somme des flèches obtenues :

$$f_t = f_c + f_p + f_{ELS} = (1,35 + (-6.1) + 8) = 3.25 \text{ cm}$$

La flèche admissible

D'après le règlement BAEL91 modif 99 la flèche admissible est calculée :

$$F_{adm} = L/500 = 35/500 = 7 \text{ cm}$$

$f_t < f_{adm}$ Donc on conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

IX.2 Etude De L'hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

Le hourdis d'un pont est une dalle pleine coulée sur place de petite épaisseur par rapport à ses autres dimensions donc les calculs se font suivant une méthode issue d'un modèle élastique et linéaire, celui des plaques minces.

La fonction principale du hourdis consiste à transmettre les charges aux poutres et aux entretoises.

Le hourdis est alors simplement appuyé sur les poutres. Il est calculé à la flexion qui résulte d'une flexion due au poids propre et la flexion due à la précontrainte

Le calcul des déformations est notamment effectué pour évaluer les flèches des poutres dans le but de fixer des contre flèches à la construction, ou de limiter les déformations en service **BAEL**

Caractéristiques géométriques

L'épaisseur : 25cm

La largeur : 11m

La longueur : la longueur de l'ouvrage

Evaluation Des Efforts

Tableau IX.1 Les combinaisons à prendre

ELU	ELS
1.35G+1.6 BT +1.6 ST	G + 1.2 BT2V+St
1.35G+1,35 D240	G+D240
1.35G+1.6BC3V+1.6ST	G+1.2BC3V+ST
1.35G+1.35Mc120	G+MC120
1.35G+1.6 AI3V +1.6 ST	G + 1.2 AI 3v +St

Les efforts à ELU

○ 1.35G+1.6 BT +1.6 AI3V

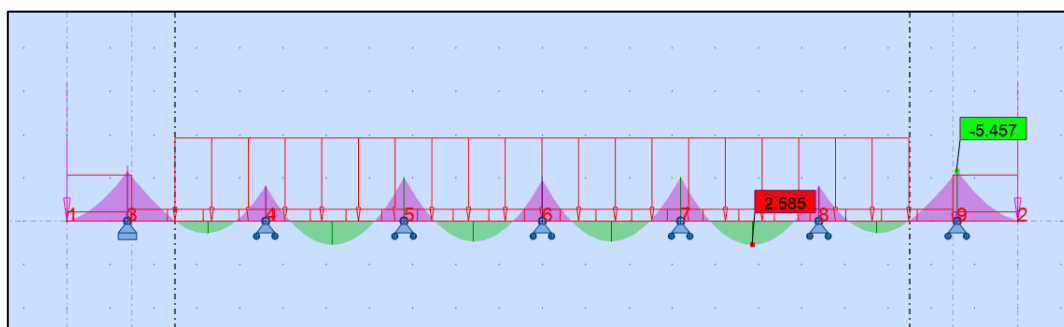


Figure IX.4 moment fléchissant 1.35G+1.6 BT +1.6

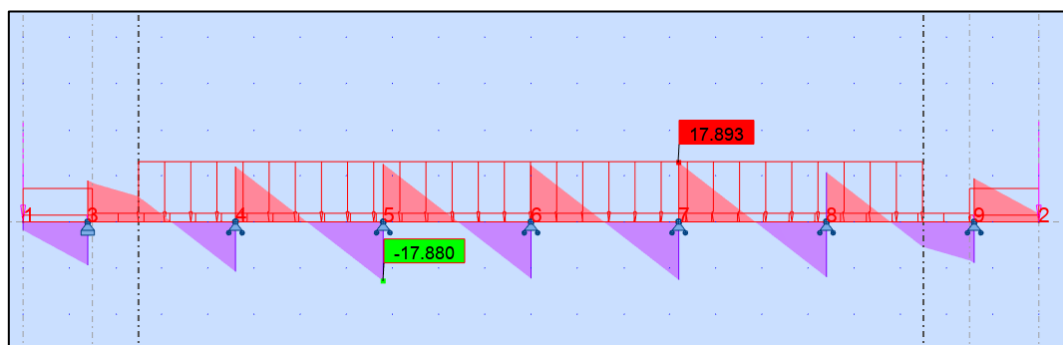


figure ix.5 effort tranchant 1.35g+1.6 bt +1.6 al3v

○ **1.35G+1,35 D240**

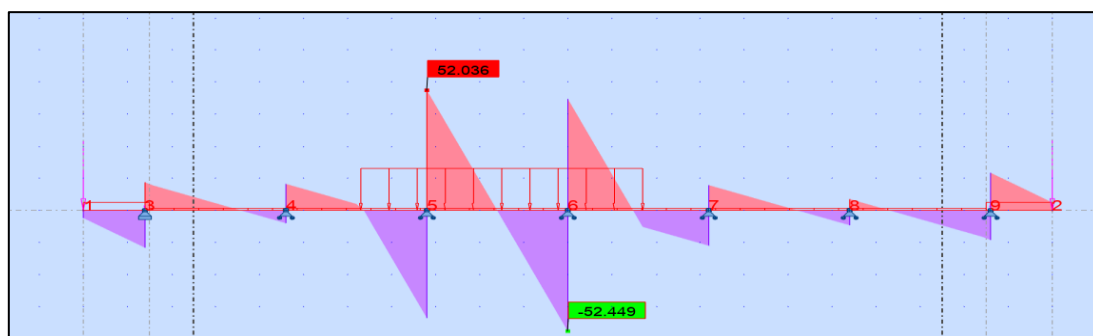


figure IX.5 effort tranchant 1.35g+1,35 d240

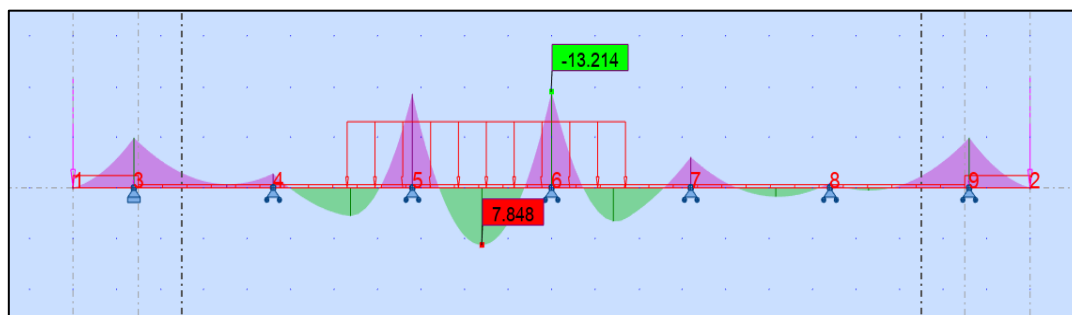


figure ix.6 moment fléchissant 35g+1,35 d240

○ **1.35G+1.6BC3V+1.6ST**

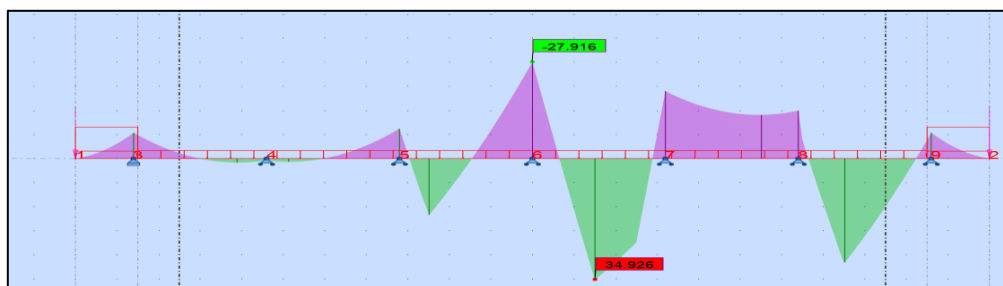


figure IX.7 moment fléchissant 1.35G+1.6BC3V+1.6ST

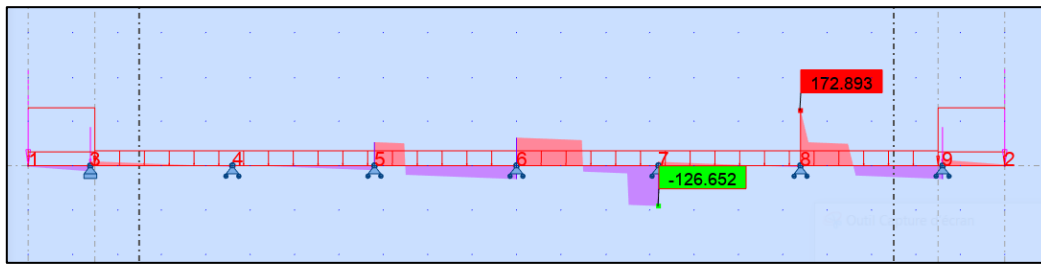


Figure IX.8 effort tranchant 1.35G+1.6BC3V+1.6ST

○ **1.35G+1.35MC120**

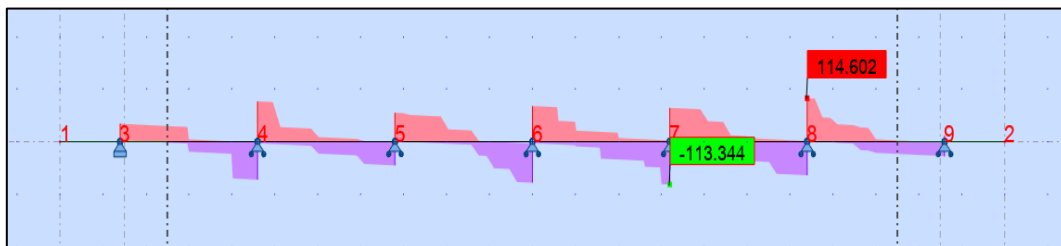


Figure IX.9 effort tranchant 1.35G+1.35 Mc120

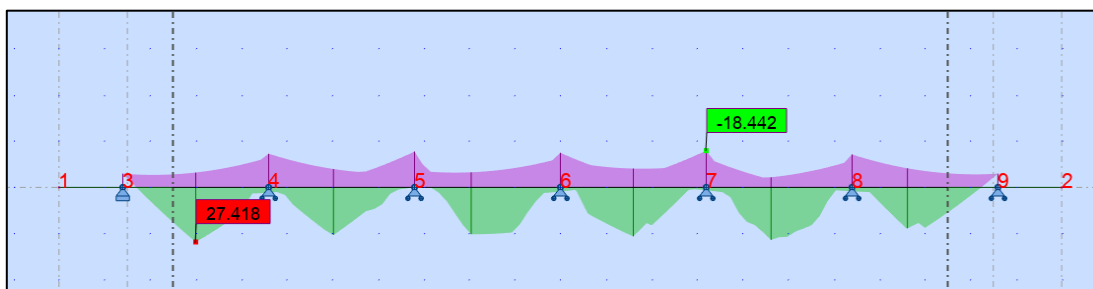


Figure IX.10 moment fléchissant 1.35G+1.35 Mc120

ELS

○ **G+1.2AL3V+ST**

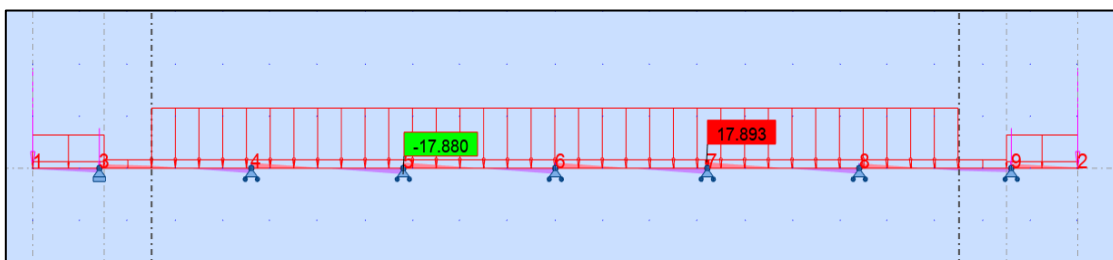


Figure IX.11 effort tranchant G+1.2 AL3v +St

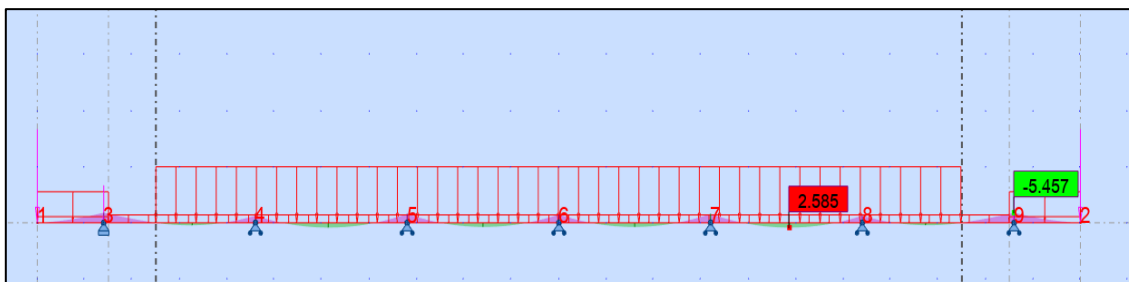


Figure IX.12 Moment fléchissant G+1.2 A13v +St

○ **G+D240**

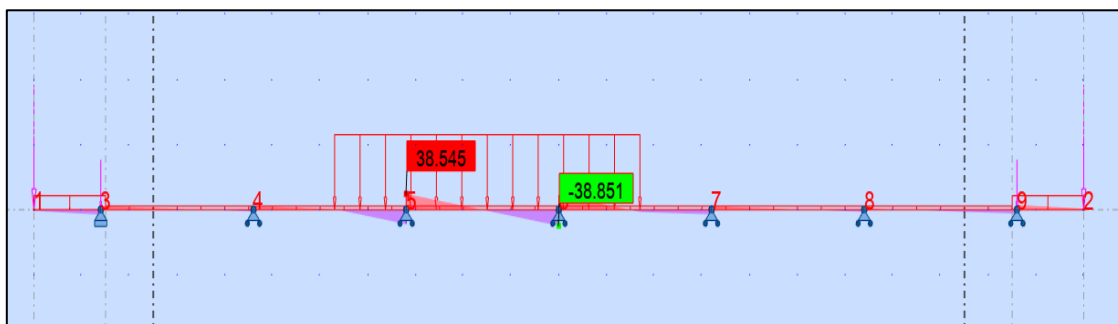


Figure IX.12 Effort tranchant G+ D240

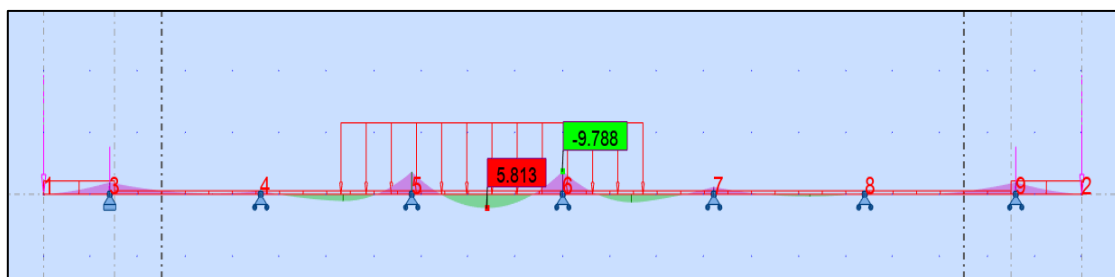


Figure IX.13 Moment fléchissant G+ D240

○ **G+MC120**

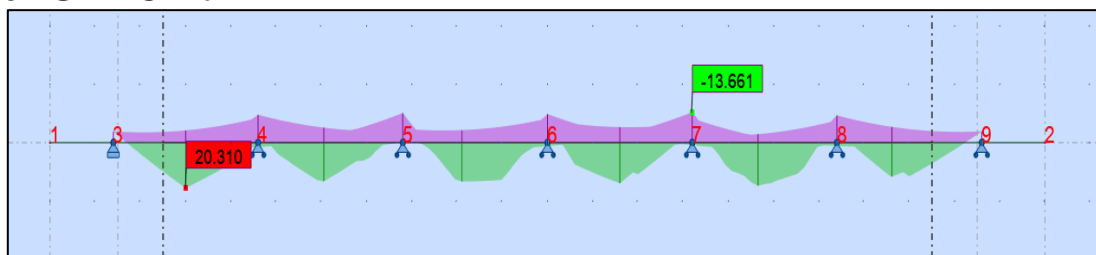


Figure IX.14 Moment fléchissant G+ MC120

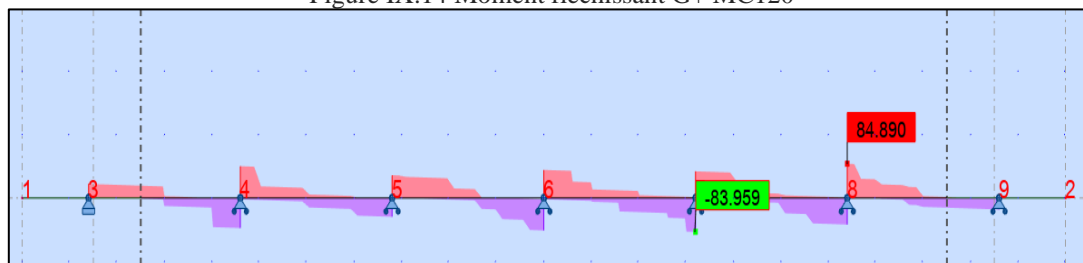


Figure IX.15 Effort tranchant G+ D240

○ **G + 1.2 BT2V+St**

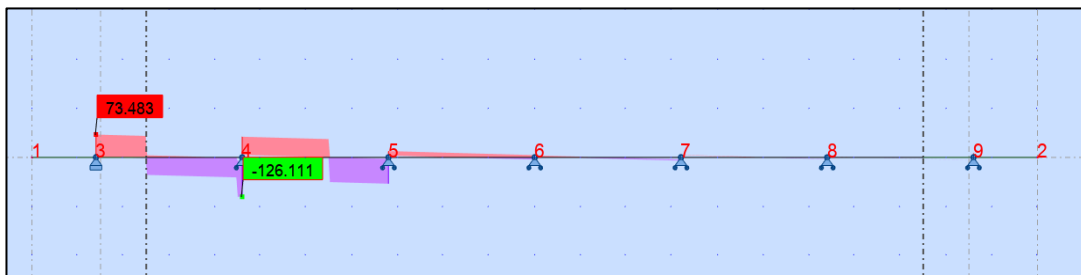


Figure IX.16 Effort tranchant G+1.2 BT2T+ST

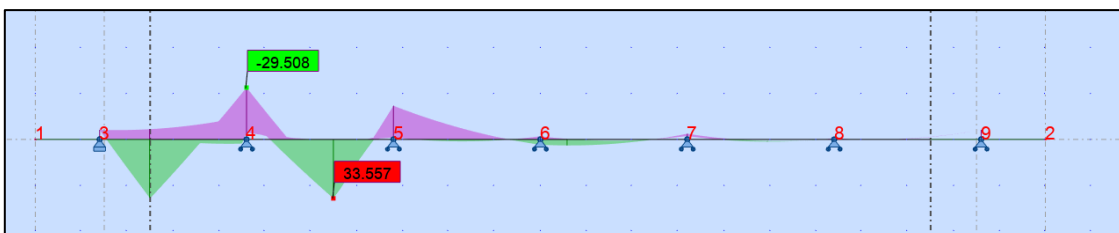


Figure IX.17 Moment fléchissant G+1.T BT2T+ST

Tableau IX.2 récapitulatif des résultats à ELU

ELU	Combinaison	Moment fléchissant KN.m
	1.35G+1.6 BT +1.6 ST	44.76
		-39.33
	1.35G+1,35 D240	7.84
		-13.21
	1.35G+1.6BC3V+1.6ST	34.66
		-27.9
	1.35G+1.35Mc120	27.418
		-18.44
	1.35G+1.6 Al3V +1.6 ST	3.44
		-7.59

Tableau IX.3 récapitulatif des résultats à ELS

ELS	Combinaison	Moment fléchissant KN.m
	G+1.2 BT + ST	33.55
		-29.5
	G+D240	5.81
		-9.78
	G+BC3V+ST	25.98
		-20.92
	G+Mc120	20.31
		-13.66
	G+Al3V +ST	2.58
		-5.45

IX.3 Ferrailage De La dalle

ELU

D'après le Tableau X la combinaison qui donne le moment maximum à ELU est :

$$1.35G+1.6 BT +1.6 ST$$

Pour le ferrailage de la nappe supérieure :

Les armatures transversales

$$M_{\max} = -39.33 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4.6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on opte pour} \quad \mathbf{5HA12/ml} \quad ; e = 20 \text{ cm}$$

Les armatures longitudinales

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section d'acier transversale :

$$A_s = 1.53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \mathbf{4HA8/ml}$$

Pour le ferrailage de la nappe inférieure :

Les armatures transversales

$$M_{\max} = 44.76 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 5.3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on opte pour} \quad \mathbf{5HA12/ml} \quad ; e = 20 \text{ cm}$$

Les armatures longitudinales

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section d'acier transversale :

$$A_s = 1.53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \mathbf{4HA8/ml}$$

IX.4 Ferrailage De La poutre

Dispositions constructives

Le respect des dispositions constructives définies au BAEL91 permet :

- Une correcte mise en œuvre du béton dans le coffrage
- Un parfait fonctionnement mécanique des armatures de la poutre

Les sections d'armatures longitudinales peuvent être importantes, la mise en œuvre de plusieurs lits superposés est alors nécessaire

Armatures de peau

Afin de limiter la fissuration de retrait des retombées de poutre, des armatures de peau sont à mettre en œuvre

Section des armatures de peau $\geq 3 \text{ cm}^2/\text{m}$ de parement

Condition De Non Fragilité

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

Avec :

b : largeur de la poutre [m]

d : 0.9h (h :la hauteur de la poutre [m])

f_e :la résistance à la traction des armatures [Mpa]

f_{tj} : la résistance du béton à la traction [Mpa]

$A_{s \min} = 20.12 \text{ cm}^2/\text{m}$

On opte pour 7HA20 $e = 15 \text{ cm}$

CHAPITRE X

EQUIPEMENTS

X.1 Introduction

On désigne par équipements l'ensemble de dispositifs de nature et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Parmi ces équipements, citons :

- Appareils d'appui
- Dé d'appui
- Joints de chaussée
- Système de drainage
- Revêtement du tablier
- Etanchéité
- Couche de roulement
- Les corniches
- Dispositifs de retenue

X.2 Les appareils d'appui

X.2.1 Choix de type d'appareil d'appuis :

Les différentes solutions utilisées pour transmettre les efforts du tablier aux appuis sont :

- transmission directe par un encastrement (ponts cadres ou portiques),
- sections rétrécies de béton,
- appareils d'appui en caoutchouc fretté,
- appareils d'appui à pot d'élastomère,
- appareils d'appui métalliques,

D'après le guide de conception (les ponts courants en zones sismiques) pour les ponts à poutres la solution généralement la plus intéressante consiste à utiliser des appareils d'appui en caoutchouc fretté.

Ce type présente des avantages nombreux qui sont citées ci-dessous :

- Facilité de mise en œuvre et le réglage et de contrôle.
- Permis de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis
- Aucun entretien exigé.
- Leur cout est relativement modéré.

D'après les recommandations de guide SETRA et les avantages que présente ce type on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère frété qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

X.2.2 : Dimensionnement de l'appareil d'appui

On utilise les appareils d'appuis du type **B** ils comportent **n+1** frettes métalliques et **n** feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobé sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins **4mm** et sur les faces supérieures et inférieures d'une épaisseur d'élastomère nominale de **2.5 mm** .

- a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire ;
- D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire ;

- a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire .
- $2T$: épaisseur totale de l'élastomère.
- **n** : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère
- **t_i** : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- **t_q** : épaisseur d'une frette élémentaire
- **e** : enrobage

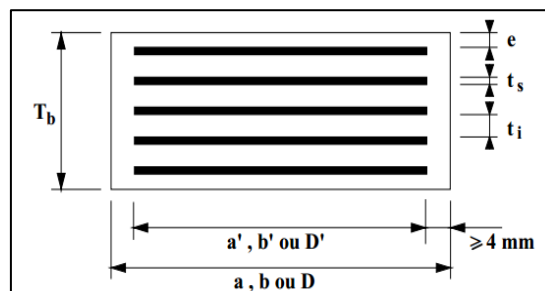


Figure.X.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui.

Tableau X.1. dimensionnement de l'appareils d'appui

dimensions	formules	App num
<p>Aire Les dimensions en plan de l'appareil d'appui (a et b) sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU</p>	<p>$\sigma_m \leq \sigma_{adm} = 21 \text{ MPa}$</p> <p>Avec : $\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b}$</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ a : coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage. ○ b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage. ○ R_{max} : réaction d'appuis maximale à L'ELU (R_{max} = 1.33 MN) tiré du ROBOT ○ σ_m : contrainte de compression sous la réaction R_{max}. 	<p>a×b= 665cm².</p>
<p>Epaisseur Condition de non flambement</p>	<p>$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{15}$</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ a : est le grand côté de l'élastomère. ○ T : epaisseur de l'appareil d' 	<p>40 ≤ T ≤ 80 mm</p>
<p>Dimensionnement des frettes</p>	<p>$\begin{cases} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$</p> <p>$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$</p> <p>$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}$</p> <p>σ_e = 235 Kg/mm²</p> <p>G = 0.9 Mpa</p>	<p>σ_m = 8.31</p> <p>β = 11.11</p> <p>t_s > 1.27mm</p>

- ✓ a x b =(400 x 400) mm²
- ✓ 4 Feuilles d'élastomère : **ti = 10mm**
- ✓ 5 Frettes métalliques de : **ts = 2 mm**
- ✓ Enrobage des chants : **4 mm.**
- ✓ Enrobage extérieur min (haut et bas) :**2.5 mm**
- ✓ Epaisseur total :**T=55 mm**

X.2.3 : Evaluation des efforts et les déplacements horizontaux :

X.2.3.1 :Les actions statiques

Tableau X.2.évaluation des actions statiques

L'effort		formules	App num
Retrait +fluage	F _{retrait+fluage}	$F = \frac{n \cdot G \cdot a \cdot b \cdot \Delta r + f}{T}$ <ul style="list-style-type: none"> ○ n : nombre d'appareils d'appui ○ G : module de cisaillement de l'appareil d'appui G=0.9 MPa ○ $\Delta r + f$: dilatation due au retrait et fluage ○ a,b et T caractéristiques de l'appareil d'appui 	209,440 KN
	V _{retrait+fluage}	$\Delta r + f = \frac{L}{2} \cdot \varepsilon$ $\varepsilon_r = 3.5 \cdot 10^{-4} ; \varepsilon_f = 2 \cdot 10^{-4}$ <ul style="list-style-type: none"> ○ $\varepsilon_{r+f} = 5.5 \cdot 10^{-4}$ ○ L : longueur de la portée =34 m 	0,0094m
température	F _{température}	$F = \frac{n \cdot G \cdot a \cdot b \cdot \Delta T}{T}$ <ul style="list-style-type: none"> ○ ΔT : dilatation due à la température 	94.25 KN
	V _{température}	$\Delta T = \alpha \cdot l_0 \cdot \Delta T$ <ul style="list-style-type: none"> ○ $\alpha = 9.9 \cdot 10^{-6}$ C pour béton armé ○ l_0: la moitié de la portée ○ ΔT: le gradient thermique RCPR P16 	0,0042 m

X.2.3.2 :Les actions dynamiques

Il y a une seule action dynamique c'est celui de l'effort de freinage maximal ,on prends le max entre AL et Bc

Tableau X.3. évaluation des actions dynamiques

Type de camion	L'effort	App num
Camion Bc	F_{freinage}	360 KN
	V_{freinage}	0,0080 m
Système de charge AL	F_{freinage}	159.17 KN
	V_{freinage}	0,0036 m

X.2.4 : Vérification de dimensionnement

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par :

$$\mathbf{G + P + E + 0.4 \Delta T + D + \Psi Q}$$

X.2.4.1. Résistance à la compression :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{1.33}{0.4 \times 0.4} = 8.31 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{adm}} = 21 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Avec :

N_{\max} : réaction max de la poutre à ELU

X.2.4.2. Sécurité au flambement

Tableau X.4.:vérification de flambement

donnée	définition	valeur
S	$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$: le facteur de forme.	10,00
d	la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;	0,012 m
h	la hauteur totale de l'appareil d'appui ;	0,060 m
B	l'aire nominale de l'appui ;	0,16 m ²
Pc	$Pc = 4 \times G \times B \times S^2 \times d / h$: la charge critique de flambement ;	11,52 MN
Pu	la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;	1,33 MN
La vérification	$\gamma_s \times Pu \leq Pc$ avec : $\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité → Vérifiée	

X.2.3.3. Limitation de distorsion :

On doit vérifier : $\delta = \tan(\gamma) < \delta_c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δ_c

Application numérique :**Tableau X.5.vérification de distorsion**

donnée	définition	La valeur
b	petit côté de l'appui	400 mm
T	Epaisseur de l'élastomère	55 mm
δ_0	$\delta_0 = b/T$, borné par $[0.7 < \delta_0 < 2]$.	2
P	P = Pu/Pc Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ; Pc = $4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$: la charge critique de flambement ;	0.115
δ_c	Si P = Pu/Pc < 0.25 MPa , on a : $\delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) (0.25 - p)$ Si P = Pu/Pc > 0.25 MPa on a : $\delta_c = 1.4 (1 - 2P)$	1.45
V	Déplacement horizontal $V_x = V_{xT} + V_{x r+f} + V_{x \text{freinage}}$ $V_x = 0,0042 + 0,0094 + 0,0080 = 0.0216\text{m}$ $V_x = V_{xT} + V_{x r+f} + V_{x \text{séisme}}$ $V_x = 0.0042 + 0.0094 + 0.1097 = 0.1233\text{m}$	0.1233 m
δ	$\delta = V/T = 0.1233/0.045$	2.74
La vérification	$\delta \leq \delta_c \rightarrow$ condition non vérifiée Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau de la pile	

X.2.4.4. Condition de non glissement :

On doit vérifier que la force horizontale :

$$H < f \times N_{\max} \text{ avec } f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m} \right)$$

- pour la pile :

Tableau X.6.vérification de non glissement

donnée	définition	valeur
Nmax à ELU	effort de compression vertical	Fz (tot)=21.461MN Fz(tot/app d'app)=1.53MN
H max	Effort horizontal à ELA	Fx(tot)=1.962 MN Fx(tot/app d'app)=0.14 MN
f	$f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m} \right)$	0.16
La vérification	$0.14 < 0.16 * 1.53 = 0.25$ condition vérifiée	

- Pour la culée :

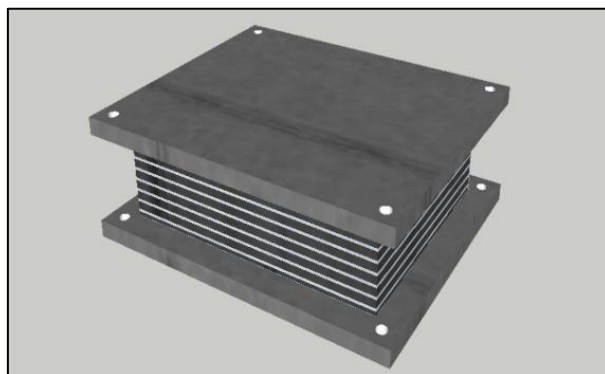
Tableau X.7.vérification de non glissement

donnée	définition	valeur
Nmax à ELU	effort de compression vertical	Fz (tot)=21.461MN Fz(tot/app d'app)=3.07MN
H max	Effort horizontal à ELA	Fx(tot)=1.962 MN Fx(tot/app d'app)=0.28 MN
f	$f=0.1+\left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right)$	0.13
La vérification	0.28<0.13*3.07=0.40 condition vérifiée	

X.3. Les plaques de fixation

Ils sont en acier pour assurer les positions des appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher son glissement.

Ils ont une épaisseur de **22,5 mm** avec une section supérieure à **5 cm** dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.



X.2.la plaque de fixation

X.4. Bossage supérieure

Dans le sens vertical , il convient de respecter une distance minimale de 15cm entre la face supérieure de l'appui et la face inférieure du talon des poutres dans le souci de faciliter les visites de contrôle des appareils d'appuis

V.I.P.P page 99

- Hauteur : 15 cm
- Largeur : 50 cm
- Longueur : 50 cm

X.5. Dés d'appui

X.5.1 : Le role des dés d'appui :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

X.5.2 : ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile

$$A = b + 200 \rightarrow A = 400 + 100 \rightarrow A = 500 \text{ mm ;}$$

$$B = a + 200 \rightarrow B = 400 + 100 \rightarrow B = 500 \text{ mm ;}$$

$$\text{Avec } B_0 = A \times B = 0.25 \text{ m}^2 ;$$

$$P_0 = 2 (A + B) = 2 \text{ m}$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0 \rightarrow h \geq 0.25 \text{ m. On Prend } h = 0.3 \text{ m.}$$

X.5.3 : Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

o Armatures de chaînage

Les armatures de chaînage auront une section minimum de :

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1,33}{434.78} = 7.64 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ HA } 14$$

Avec un escapement de 7 cm

Pour limiter l'éventuelles fissures sur une hauteur égale a la moitié de l'espacement des appareils d'appuis on répartira des armatures dont une section A_h sera au moins égale à $A_c/2$

PP73 PAGE 22

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.33}{434.78} = 3.820 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 5 \text{ HA } 10$$

Avec un espacement de 7.5 cm

o Frette de surface

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.33}{434.78} = 1.22 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 5 \text{ HA } 6$$

Avec un espacement de 8 cm

- **Frette d'éclatement**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre $h/3$ et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.10 \times 1.33}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 1.33}{434.78} = 3.05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 4 HA 10}$$

Avec un espacement de 10 cm

X.5. joint de chaussée

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre

Le choix du type de joint dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité (chape mince ou épaisse). Le souffle ou espacement maximal des deux éléments en regard est dû aux effets du retrait, du fluage, de la température et des charges d'exploitation, qui peuvent comporter non seulement une composante longitudinale parallèle à l'ouvrage, qui est la plus importante, mais aussi des composantes verticale et transversale

X.5.1 : Conception Des joints de chaussée

Conformes aux recommandations de l'ETAG32, les joints de chaussées comportent 3 éléments principaux :

- Des éléments métalliques en alliage d'aluminium ou en acier étiré, qui assurent la résistance du joint. Des modules de faible longueur facilitent la maintenance et l'entretien, de même que la pose du joint sous conditions de trafic ;
- Des systèmes d'ancrages qui assurent la connexion à la structure
- Des éléments en élastomère assurant l'étanchéité. Un profilé élastomère continu sur toute la longueur du joint de chaussée est inséré entre les éléments métalliques. Il empêche la pénétration de corps étrangers et recueille les eaux de ruissellement de surface

X.5.2: Famille de joint de chaussée

Les Familles de joints de chaussée, :

- Joint à revêtement amélioré
- Joints à hiatus
- Joints en console
- Joint porté
- Joint porté à bande
- Joint modulaire
- Freyssimod

Tableau IX.8 critères de choix des familles joint de chaussée

Type de joint	Modèle	Trafic lourd	Fréquence du trafic	Confort à l'utilisateur	Niveau sonore	Étanchéité	Mouvement transversal	Facilité d'entretien	Durabilité
À revêtement amélioré	Viajoint	★★★	★★★	★★★★★	★★★★★	★★★★★	★★	★★★★★	★★★
À hiatus	N, NM	★★★	★★★	★★★	★★★	★★★★	★★★	★★★★	★★★
	WR, WRB	★★★★	★★★★	★★★	★★★	★★★	★★★★	★★★★	★★★★
	JEP	★★★★★	★★★★★	★★★	★★★	★★★★	★★★★	★★★	★★★★
	WOSd	★★★★	★★★★	★★★★	★★★	★★★★	★★★★	★★★★	★★★★
En console	WM	★★★★★	★★★★★	★★★★★	★★★★	★★★	★★★	★★★★	★★★★
	Wd	★★★★★	★★★★★	★★★★★	★★★★★	★★★★	★★	★★★★	★★★★★
	WP	★★★★★	★★★★★	★★★★★	★★★★★	★★★★	★	★★★★★	★★★★★
Porté	NFT	★★★★★	★★★★★	★★★★★	★★★★★	★★★★	★	★★★	★★★★
Porté à bande	Multiflex SX	★★★★	★★★	★★★★	★★★★	★★★	★★★	★★★★	★★★
Modulaire	Freyssimod LW	★★★★★	★★★★★	★★★	★★	★★★★★	★	★★★	★★★★★

X.5.3 :Dimensionnement de joint de chaussée

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- ✓ La température ;
- ✓ Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_s}{3}$$

Avec

- **W** : souffle total du joint ;
- **W_D** : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
- **W_T** : souffle thermique ;
- **W_s** : souffle sismique.

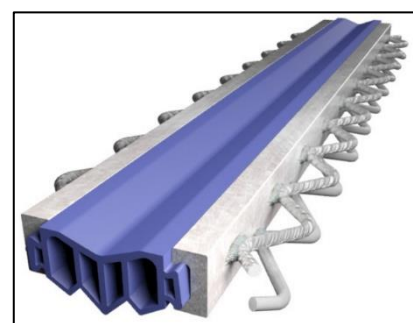
Les souffles **W_T**, **W_D** sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (**W_s = 9.78 cm**).

Donc : **W = 4.32 cm**.

X.5.4:Type de joint de chaussée

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé,et en regardant le catalogue de joints de chaussée Les joints de chaussée Freyssinet, on constate que pour un souffle de 4.32 cm il faut considérer la famille de joints appelée à JEP CIPEC (souffles moyens), Appartenant à la famille des joints hiatus . ces joints se composent de deux profilés en acier filé, livrés en longueur de 3,50 mètres et disposés face à face.



IX.3. Joint de chaussée type JEP CIPEC

Type	Droit (100gr)	80gr	60gr	40gr
JEP3	30	31	37	51
JEP5	50	52	61	85
JEP8	80	84	98	136

Dimensions en mm

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **JEP3**

X.6. système de drainage :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « devers », soit unique (cas des chaussées séparées) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à 2%. Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles.

La forme de la pente est obtenue soit par un profilage approprié de la couche de roulement, ou au niveau de la dalle supérieure. Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes. Pour le cas de notre projet, on a une pente transversale de 3 % .

Une fois l'eau est recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC, elles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

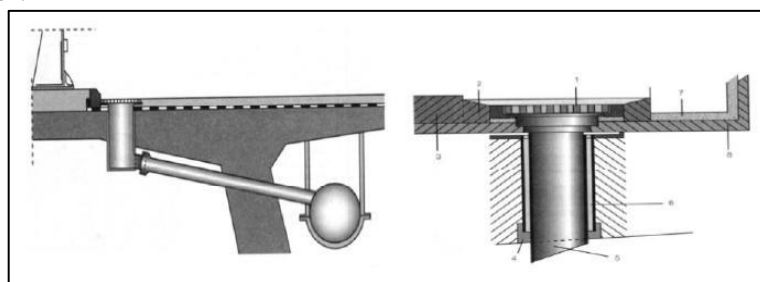


Figure X.4. système de drainage

X.7. Revêtement de tablier :

Le revêtement des tabliers comprend essentiellement une couche d'étanchéité et une couche de roulement. C'est l'un des équipements le plus important tant par son coût (4 à 5 % du coût total) que par son rôle (protection de la structure, résistance et anti-dérapiage).

Généralement, le revêtement est d'épaisseur de **8 à 11 cm**, de masse volumique de 2,4 t/m³ avec une variation de $\pm 20\%$ dûe au rechargement ultérieur ou aux irrégularités des extradados du tablier.

X.8. étanchéité Du Tablier

Le béton, même comprimé, n'est pas bien étanche (existence des pores et des ségrégations locales tel que fissures, nids de cailloux et reprise de bétonnage). Pour protéger les armatures contre la corrosion, il est nécessaire de poser une couche d'étanchéité sur la dalle de couverture. En dépassant de 2 à 3% du coût total sur l'étanchéité, on prolonge la durée de vie de l'ouvrage considérablement.

La surface de béton sur laquelle on pose l'étanchéité doit être bonne et préparer souvent par un soufflage ou balayage. De plus, l'étanchéité doit protéger l'ouvrage, elle doit être prolongé sous les trottoirs et doit être raccordée aux joints

X.9. La couche de roulement

La couche de roulement doit présenter un bon uni et être antidérapant. De nos jours, la couche de roulement est constituée par un tapis d'enrobés bitumineux d'épaisseur de 7 à 8 cm et de masse volumique de 2,2 à 2,5 t/m³ (selon la compacité). La couche de roulement présente un problème de perméabilité à l'eau. Ainsi, l'eau peut stagner entre la couche de roulement et la chape d'étanchéité.

X.10. Les corniches

Le rôle principal des corniches est l'esthétique. Elles présentent la "ligne" de l'ouvrage. Surtout lorsque la dalle est coulée sur place, les corniches permettent de donner une bonne finition pour une bonne vue. C'est ainsi, qu'il vaut mieux les préfabriqués. En plus de ce rôle principal, les corniches peuvent se présenter comme un larmier pour l'écoulement latéral des eaux et ainsi éviter le ruissellement de l'eau sur la partie porteuse de la structure. Enfin, les corniches permettent aussi le scellement des garde-corps.

X.11. Le garde-corps

Il a essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger

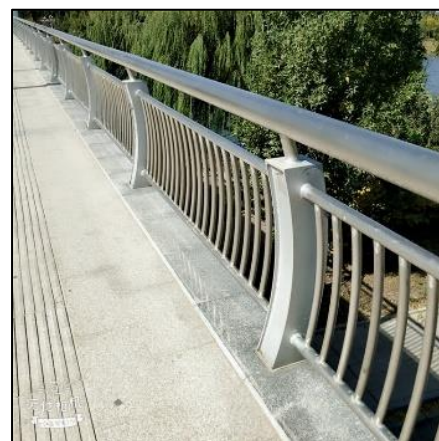


Figure X.5.garde corps

X.12.Conclusion

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage a court et long terme.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

CHAPITRE XI
ETUDE SISMIQUE ET
INFRASTRUCTURE

XI.1 Etude sismique

XI.1.1 Evaluation de la raideur totale K :

Pour le calcul des raideurs des différents appuis on utilise les lois suivantes :

$$K_{pile} = \frac{3EI}{h^3}; \quad K_{A-app} = \frac{G \times a \times b}{T}$$

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Pile}} + \frac{1}{K_A - APP}}$$

Avec

- a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;
- G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, $G = 0.9$ MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique ;
- E : le module de YOUNG
- h : hauteur des piles
- I : l'inertie des piles
- f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : $f_{c28} = 35$ MPa

les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau XI.1 Raideurs dynamiques longitudinales des appuis

piles	H(m)	I(m ⁴)	K_{app} d'appui(MN/m)	N appareils d'appuis	K_{pile} (MN/m)	K_{appui} (MN/m)
P1	9,67	18,00	4,27	14	1970,74	57,98
P2	19,52	15,57	4,27	14	207,25	46,37
P3	29,07	15,57	4,27	14	62,75	30,60
P4	31,93	15,57	4,27	14	47,35	26,41
P5	35,23	15,57	4,27	14	35,25	22,17
P6	34,55	15,57	4,27	14	37,37	22,99
P7	25,56	15,57	4,27	14	92,31	36,27
C1/C2	/	/	4,27	7	INFINI	INFINI

Tableau XI.2 Raideurs dynamiques Transversales des appuis

Piles	H (m)	I (m ⁴)	K _{app} d'appui(MN/m)	N appareils d'appuis	K pile (MN/m)	K appui(MN/m)
P1	9,67	128,00	4,27	14	14014,12	59,48
P2	19,52	109,25	4,27	14	1454,18	57,38
P3	29,07	109,25	4,27	14	440,27	52,60
P4	31,93	109,25	4,27	14	332,25	50,63
P5	35,23	109,25	4,27	14	247,35	48,11
P6	34,55	109,25	4,27	14	262,25	48,65
P7	25,56	109,25	4,27	14	647,70	54,69
C1/C2	/	/	4,27	7	INFINI	INFINI

XI.1.2 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

La classe de pont	2 ^{eme} groupe
La catégorie du sol	S1
La zone de l'ouvrage	II-a
L'accélération de la zone	A=0.2

Pour l'étude sismique le règlement R.P.O.A propose deux (2) méthode d'analyse :

- L'analyse monomodale
- L'analyse spectre de réponse.

XI.1.3 L'analyse monomodale :

pour justifier l'utilisation de la méthode monomodale on doit passer par les vérifications suivantes :

✓ **Mode totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieur a 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre) autrement dit, la masse des piles MP doit être inferieur a 43% de la masse du tablier M_T : $M_p < 0.43 \times M_T$

pour les ponts supportant un trafic intense on considère un pourcentage des charges d'exploitation mais ce n'est pas le cas pour notre ouvrage .

Application numérique :

$$M_{\text{piles}} = 10008,15 \text{ t}$$

$$M_{\text{tablier}} = G = 6480 \text{ t}$$

$$10008,15 > 0,43 \times 6480 = 2786,4$$

$M_{\text{pile}} > 0,43 * M_{\text{tablier}} \rightarrow$ Condition non vérifiée

✓ Angle de biais:

L'angle de biais doit être $> 70^\circ$ et les raideurs longitudinales et transversales totale des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Il s'agit d'un pont sans biais \rightarrow Condition vérifiée

✓ La courbure du pont :

Il s'agit d'un pont droit \rightarrow Condition vérifiée

✓ Symétries transversales

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

$$e_0 = |X_M - X_R| < 5\% L$$

$$\text{Avec : } X_M = L/2 \text{ et } X_R = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i}$$

L : longueur total de l'ouvrage

X_i : la position des piles par rapport à un repère fixe

K_i : la rigidité transversale des piles

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc la méthode monomodale n'est pas applicable pour le cas de cet ouvrage, alors on doit passer par une analyse spectrale.

XI.1.4 Méthode du Spectre de Réponse :

Pour faire le calcul multimodal on doit passer par les étapes suivantes :

1. Modéliser l'ouvrage en 3D
2. Déterminer le spectre de réponse de l'ouvrage, en introduisant la zone , le groupe , la catégorie et le matériau dans l'application
3. Faire l'analyse spectrale avec ROBOT et déterminer les efforts maximaux

1.Modélisation de l'ouvrage en 3D

a-En utilisant Logiciel ROBOT

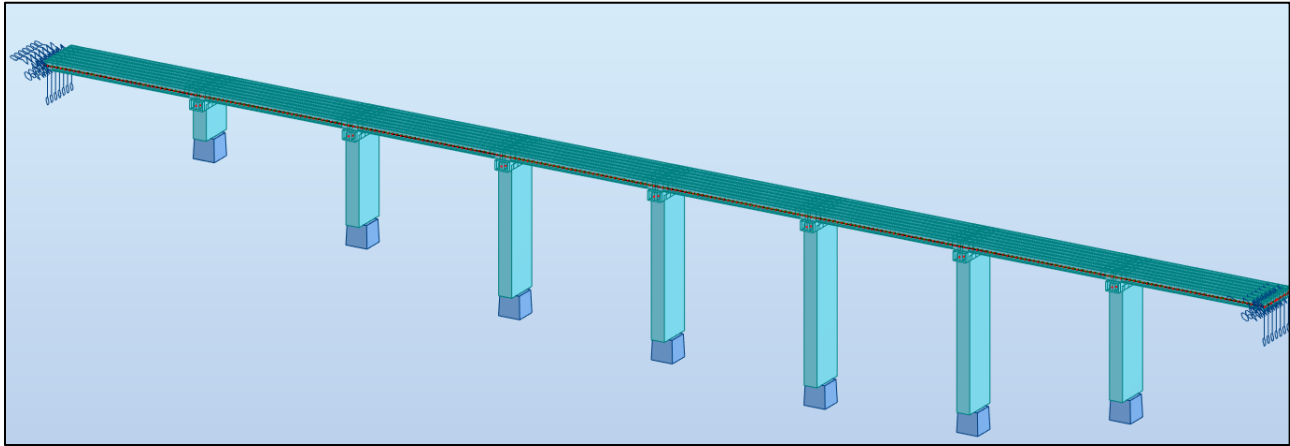


Figure XI.1 Modélisation de l'ouvrage en 3D avec logiciel Robot

b-En utilisant Logiciel CSI BRIDGE

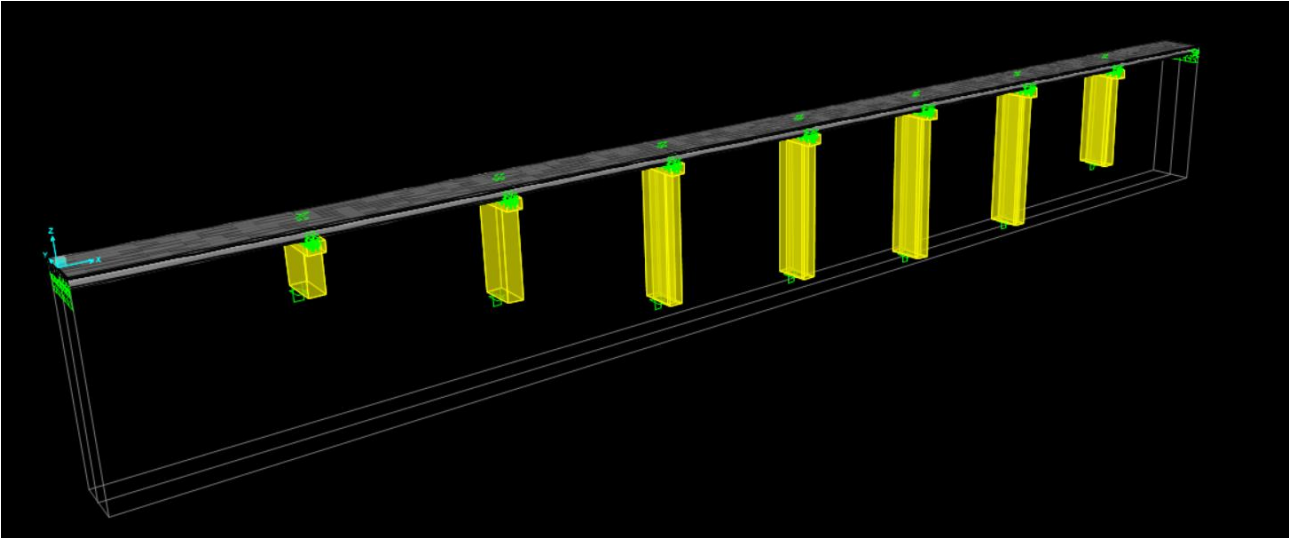


Figure XI.2 Modélisation de l'ouvrage en 3D avec logiciel CSI BRIDGE

2.le spectre de réponse de l'ouvrage

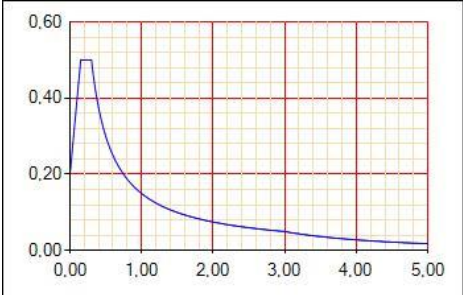


Figure XI.3 spectre de réponse élastique

3- la détermination des modes propres et les efforts maximaux [voir l'annexe A pour les deux logiciels]

XI.2 L'infrastructure

XI.2.1 Culée

Les Culées sont constituées pour l'essentiel par chevêtre comportant ou non garde-grève , Des murettes latérales ou de petits murs en retour , elle recoit les appareils d'appuis sur lesquels repose le tablier .

- Elle assure le transfert des charges verticales et éventuellement horizontales (Freinage , exceptionnellement)apportées par le tablier dans le cas ou les colonnes , poteaux ,ou pieux ne sont pas situés au droit des appareils d'appui et généralement en cas de changement d'appareils d'appuis
- Elle assure la solidarisation horizontale de ces meme éléments lors des éléments lors des opérations de remblaiement quand la pile-culée est construite avant exécution des terrassements
- Elle peut contribuer a la résistance d la pile-culée vis-à-vis des tassements différentiels , notamment dans le cas de semelle isolée ; c'est a choix a faire au stade de la conception .
- Elle peut assurer l'appui du cintre nécessaire a la construction du tablier a la construction du tablier lorsque la présence d'un talus rend difficile l'établissement d'un échafaudage sous une travée de rive dans les cas suivants :
 - La plate-forme inférieure est en déblai .
 - Les les remblais d'accès sont exécutés a l'avance
 - Les remblaiement autour de pille-culée est effectué avant construction du tablier
- elle permet un rattrapage par rapport à d'éventuels écarts d'implantation , lorsque la pile- culée est constituée d'une file unique de pieux montés jusqu'au niveau des appareils d'appuis
- dans la majorité des cas , elle assure le raccordement de l'ouvrage avec les terres environnantes

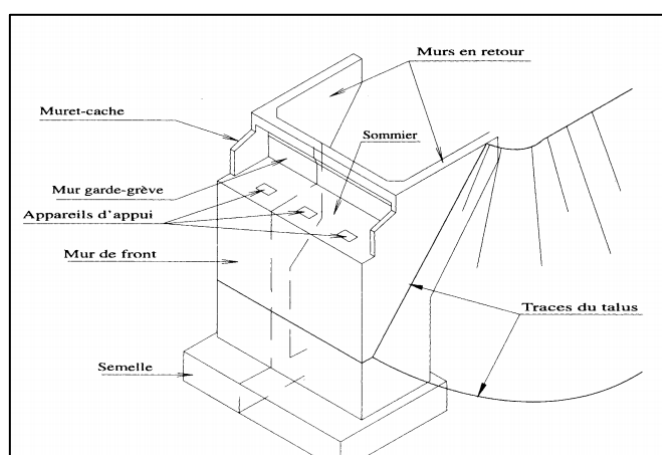


Figure XI.4 les composantes de la culée

XI.2.1.1 Prédimensionnement des culées

D'après le document SETRA

Tableau XI.3 Les dimensions des éléments de la culée.

Elément	Prédimensionnement
Mur garde grève	L'épaisseur : $e \geq \text{Max} (0,3\text{m} ; H/8)$ H : la hauteur des poutres + appareil d'appui + dés d'appui + couche de revêtement [H= 2.8 m]
Mur en retour	L'épaisseur compris entre 30 cm et 60 cm
La dalle de transition	Longueur L : $L = \text{Min} [6\text{m}, \text{max} (4\text{m}, 0,6H)]$ avec H : hauteur remblai Positionnée a 1m en dessous de la ligne rouge Dans les cas courants, l'épaisseur de la dalle est de 30 cm
Mur frontal	leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.
L'accès entre l'about des poutres et le mur garde-grève	pour permettre l'entretien et la visite des têtes de culées dans des conditions satisfaisantes, en particulier pour la surveillance de l'arrière des poutres et de leurs cachetages. Cette contrainte fixe une certaine distance

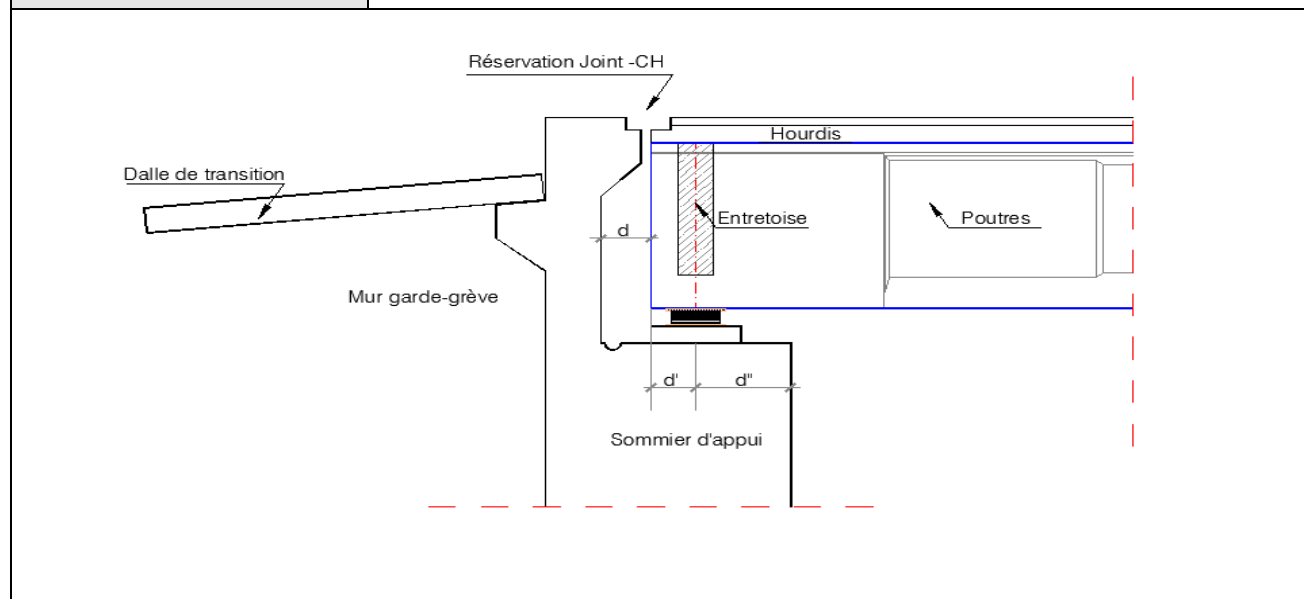


Tableau XI.4 Les Dimensions de la culée

	Rôle	C01	C02
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	Longueur : 11 m Epaisseur : 1.2 m Hauteur : 3 m	Longueur : 11 m Epaisseur : 1.2 m Hauteur : 3 m
Mur de garde grève	Séparation physiquement le remblai de l'ouvrage	Longueur : 11 m Epaisseur : 0.35 m Hauteur : 2.55 m	Longueur : 11 m Epaisseur : 0.35 m Hauteur : 2.55 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	Surface : 22.76 m ² Epaisseur : 0.6 m	Surface : 22.76 m ² Epaisseur : 0.6 m
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi rigide vers un milieu rigide afin d'avoir un bon raccordement entre la chaussée de la route et celle du pont	Longueur : 4.0 m Epaisseur : 0.3 m Largeur : 11 m	Longueur : 4.0 m Epaisseur : 0.3 m Largeur : 11 m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	Longueur : 6 m Epaisseur : 1.5 m Largeur : 11.4m	Longueur : 6 m Epaisseur : 1.5 m Largeur : 11.4m
Corbeau	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	Surface : 1 m ² Longueur : 11m	Surface : 1 m ² Longueur : 11m

X.2.1.2 Etude et ferrailage des éléments de la culée

1.Semelle

Dans l'élément de la semelle , on doit vérifier les quatre conditions suivantes :

- vérification de la stabilité au renversement
- verification de la stabilité au glissement
- Vérification du tier-central
- Vérification des contraintes

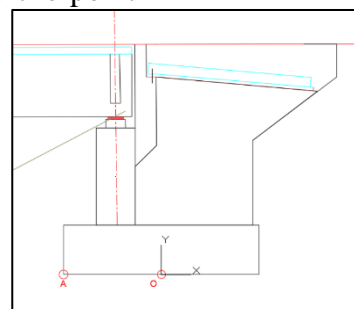
Evaluation des efforts :**a.Cas normal :**

Tableau XI.5 Les Efforts appliqués Sur la semelle CN

Désignation	N(t)	H(t)	Xa(m)	Xo(m)	Y(m)	MS/a(t m)	MR/a(t m)	MS/o(t m)	MR/o(t m)
Tablier	405	/	1,60	1,40	/	648,0	/	0,0	567,0
MGG + Corbeau	52,25	/	2,47	0,63		129,1			32,9
Mf	98,34	/	1,60	1,40	/	157,3	/	0,0	137,7
M En RETOUR	69	/	4,75	1,75	/	327,8	/	120,8	/
Semelle	256,5	/	3,00	0,00	/	769,5	/	0,0	/
Poids Des Terres Arrière	316,8	/	4,37	1,37	/	1384,4	/	434,0	/
Poids Des Terres Avant	90,09	/	5,72	2,72	/	515,3	/	245,0	/
Surcharge Du Remblai	66	25,41	5,45	2,92	3,5	359,7	88,9	192,7	88,9
Poussées Terres	/	160,08	0,00	0,00	2,33	0,0	373,0	0,0	373,0
Charge Routière	177,88	/	1,60	1,40	4,6	284,6	/	/	249,0
Freinage	0	18	0	0	4,6	82,8	/	82,8	/
La Somme	1531,86	203,49	/	/		4658,5	461,9	1075,3	1448,5

Les vérifications :

Les vérifications de renversement et de glissement se font par rapport le point A car c'est le point le plus critique et la vérifications de tier-central se fait par rapport point O



TableauXI.6 vérifications de renversement et du glissement

Vérification de renversement : $F_R = M_{S/A} / M_{R/A} > 1.5$	Ms/a	Mr/a	F_R	>1.5 vérifiée
	4658,49	461,92	10,09	
Vérification de glissement : $F_G = N * \text{tg}(\varphi) / H > 1.5$	N	H	F_G	>1.5 vérifiée
	1531,86	203,49	4,34	

TableauXI.7 vérification de tier-central

Vérification de tier-central : $e_0 < B/6$	Ms/o	Mr/o	Ms/o-Mr/o	N(t)	e o	- 0.244< 1 Vérifié e
	1075.3 3	1448.55	-373.22	1531. 86	-0.244	

TableauXI.8 vérifications de tier-central

Vérification des contraintes : $\sigma_{ref} < \sigma_{sol}$ $\sigma_{max} = N/AB * (1+6e_0/ B)$ $\sigma_{min} = N/AB * (1-6e_0/ B)$ $\sigma_{ref} = N/AB * (1+3e_0/ B)$	σ_{max}	σ_{min}	σ_{ref}	
	23.58	16.94	25.12	25.12<49 Vérifiée

b.Cas sismique :

Calcul de la poussée dynamique et la charge rectangulaire :

Les efforts d’inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_h ; k_v :

$K_h = 0.2$; $k_v = 0.3 \times k_h = 0.06$

- k_h : Coefficient sismique horizontal ;
- k_v : Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_{ad} \times H^2$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \beta \cdot \cos \theta}} \right]}$$

Avec:

H : est la hauteur du mur ;

γ : est le poids des terres ;

$\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$\beta = 0^\circ$: angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_H}{1 \pm k_v}\right).$$

Les coefficients de poussée sont présentés dans le tableau ci-dessous :

TableauXI.9 Calcul du coefficient de poussée K_{ad}

Action du séisme	k_H	k_v	θ (°)	K_{ad}
Condition normale	0	0	-	0,333
séisme «horizontal ; 1+k _v »	0.2	0.06	10.68	0.46
séisme «horizontal ; 1-k _v »	0.2	0.06	12.01	0.48

la poussée dynamique

$$F_{ah(+)} = 249.31 \text{ KN}$$

$$F_{ah(-)} = 221.08 \text{ KN}$$

Calcul de la charge rectangulaire :

Lorsque la terre plein supporte une charge uniforme d'intensité q , la poussée dynamique active globale correspondante est prise égale à :

$$F_{ad}(q) = \frac{qH}{\cos \beta} (1 \pm k_v) K_{ad}$$

Elle s'exerce à mi hauteur de paroi (diagramme de pression rectangulaire)

Le tableau suivant résume les valeurs de calcul :

Evaluation des efforts :

Désignation	N(t)	H(t)	Xa(m)	Xo(m)	Y(m)	MS/a(t m)	MR/a(t m)	MS/o(t m)	MR/o(t m)
Tablier	405		1,60	1,40	4,6	648,0	0,00	0,0	567,0
MGG +Corbeau	52,25		2,47	0,63	5,75	129,1	0,00	0,0	32,9
MF	98,34		1,60	1,40	3	157,3	0,00	0,0	137,7
M En Retour	69		4,75	1,75	4,54	327,8	0,00	120,8	0
Semelle	256,5		3,00	0,00	0,75	769,5	0,00	0,0	0
Poids Des Terres Arrières	316,8		4,37	1,37	3,75	1384,4	0,00	434,0	0
Poids Des Terres Avant	90,09		5,72	2,72	6,2	515,3	0,00	245,0	0
Charge Sur Remblai	66		5,45	2,92	3,5	359,7	0,00	192,7	0
Charge Routière	177,88		1,60	1,40	4,6	284,6	0,00	0,0	249,032
Séisme Tablier	24,30	81	1,60	1,40	4,6	411,5	0	372,6	34,02
Séisme MGG + Corbeau	3,14	10,45	2,47	0,63	5,75	7,7	60,0875		62,06
Séisme MF	5,90	19,668	1,60	1,40	3	9,4	59,004	/	67,26
Séisme M En Retour	4,14	13,8	4,75	1,75	4,54	19,7	62,652	7,2	62,652
Séisme Semelle	15,39	51,3	3,00	0,00	0,75	46,2	38,475	0,0	0
Séisme Des Poids Des Terres Arrières	19,01	63,36	4,37	1,37	3,75	83,1	237,6	26,0	237,6
Séisme Poids Des Terres Avant	5,4054	18,018	5,72	2,72	6,2	30,9	111,7116	14,7	111,7
Poussées Terres		24,93	0,00	0,00	2,33	0,0	58,1	0,0	58,1
Surcharge Du Remblai	3,96	3,56	5,45	2,92	3,5	21,6	12,5	11,6	12,5
La Somme	1613,10	286,09				5205,8	640,1	1424,7	1632,5

TableauXI.10 Les Efforts appliqués Sur la semelle CS

Les vérifications :

TableauX.11 vérification de renversement et de glissement

Vérification de renversement : $F_R = M_{S/A} / M_{R/A} > 1.5$	Ms/A	Mr/A	FR	
	5205.8	752.3	6.92	>1.5 vérifiée
Vérification de glissement : $F_G = N * tg(\varphi) / H > 1.5$	N	H	FG	
	1613.10	318.14	2.93	>1.5 vérifiée

TableauX.12 vérification de tier-central

Vérification de tier-central : $e_0 < B/6$	Ms/o	Mr/o	Ms/o-Mr/o	N(t)	eo	-0.13 < 1 Vérifiée
	1424.7	1744.7	-320	1613.10	-0.13	

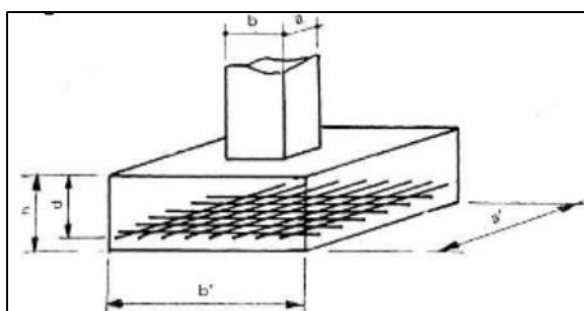
TableauX.13 vérification des contraintes

Vérification des contraintes : $\sigma_{ref} < \sigma_{sol}$ $\sigma_{max} = N/AB * (1 + 6e_0/B)$ $\sigma_{min} = N/AB * (1 - 6e_0/B)$ $\sigma_{ref} = N/AB * (1 + 3e_0/B)$	σ_{max}	σ_{min}	σ_{moy}	
	26.64	20.51	25.1	25.1 < 97.2 Vérifiée

Ferrailage de la semelle

Méthode Des Bielles

La méthode des bielles, permet de calculer les semelles de fondation recevant une charge centrée, avec une réaction uniforme du sol.



les dimensions doivent être telles que la réaction du sol sous la semelle puisse être considérée comme uniforme et qu'elle soit admissible vis-à-vis des tassements

Tableau XI .14 Les Dimension de la semelle de la culée

d₀ [m]	h [m]	b' [m]	σ_q [Mpa]	P_u [MN]	M_u [MN.m]	e [m]	G₀ [MN]
2.25	1.5	6	0.78	2.78	1.304	0.34	0.436

a) Si $e < \frac{1}{2} \left(\frac{b'}{2} + 0,35b \right)$: la section S₁ coupe le diagramme des réactions du sol (fig. 3.31) :
 Dans ce cas :

$$M_{s1} = \left(\frac{b'}{2} - 0,35b \right)^2 \frac{p_u}{2(b' - 2e)} \quad (\text{MNm/m, MN/m, m}) \quad \text{formule [3.3]}$$

b) Si $e \geq \frac{1}{2} \left(\frac{b'}{2} + 0,35b \right)$: le diagramme des réactions du sol est tout entier au-delà de la section S₁ (voir fig. 3.32).
 Dans ce cas :

$$M_{s1} = p_u (e - 0,35b) \quad (\text{MNm/m, MN/m, m}) \quad \text{formule [3.4]}$$

Cours ouvrage d'art 3ème année CI ENSTP

a-Vérification

$d = 0.9h = 1.35 \text{ m}$

$\frac{b' - b}{4} < d < b' - b \quad \longrightarrow \quad \frac{6 - 1.2}{4} < d < 6 - 1.2 \quad \text{Vérifier}$

La méthode des bielles est applicable

Vérification de la Hauteur

$\frac{d_0}{2} < h < 2d_0 \quad \text{vérifier}$

Vérification de la portance

$\sigma_q > \frac{p_u + 1.35 \times G_0}{b' - 2e} \quad 0.78 \text{ MPA} > 0.63 \text{ MPA} \quad \text{vérifier}$

b-Armature

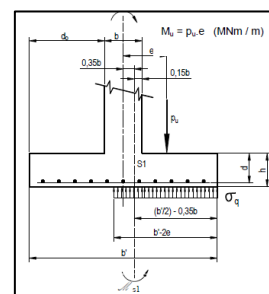
$\frac{1}{2} \left(\frac{b'}{2} + 0.35b \right) = 1.71 \text{ m}$

$e = 0.34 \text{ m} < 1.71 \text{ m}$

Donc le moment est calculé avec la formule suivante :

$M = \left(\frac{b'}{2} - 0.35b \right)^2 \times \frac{p_u}{2(b' - 2e)} = 1.73 \text{ MN.m/m}$

$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$



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

Détermination Des paramètres :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\phi \times 1.5}$$

$$\mu_c = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.18)\mu_c}}{0.8}$$

Résultat : $f_{bu} = 15.3 \text{ MPA}$; $\mu_c = 0.062$; $\alpha = 0.08$; $z = 1.3 \text{ m}$;

$A_s = 30.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **7HA25**; $e = 15 \text{ cm}$

3. Vérification de non Fragilité

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

$A_{s \min} = 13.78 \text{ cm}^2$ condition vérifier

2. Mur Frontal

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logiciel de calcul d'élément fini

Il est soumis aux actions suivantes :

- Poids propre
- Poussée des terres appliquée directement sur le mur
- Poussée dynamique appliquée directement sur le mur
- Poussée des surcharges de remblais
- D240
- Poids du tablier

Les Combinaisons a prendre :

ELU :

1,35G+1.35 D240+1.35 P

ELS

G+D240+P

ELA

G+(Ex+0.3Ey)+Pd

Avec :

P_d : poussée dynamique

P : poussée statique

1. La modélisation :

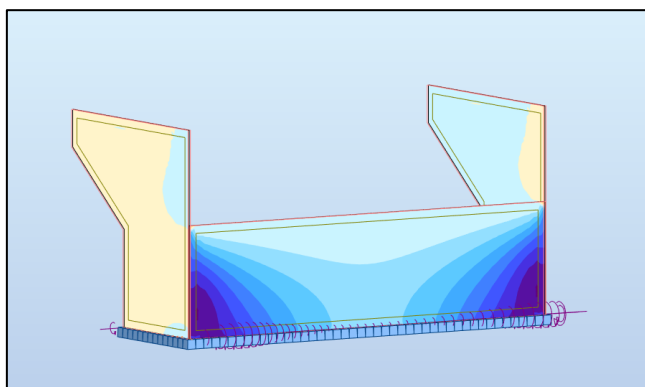


Figure X.6 Modélisation du Mur Frontal et mur en retour

voir l'annexe pour les combinaisons et cas de charges

2. Ferrailage du Mur Frontal

Tableau XI.15 Ferrailage de mur frontal

Le sens	La combinaison	M (KN.m/ml)	N (KN/ml)	As (cm ²)
Ferrailage selon xx (vertical)	ELU	63.15	4747.43	As = 24 cm ²
	ELS	46.78	3516.62	Le pourcentage des armatures vérifiée $As_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 11.02 \text{ cm}^2$
	ELA	748.50	2373.53	
Ferrailage selon yy (horizontal)	ELU	592.83	1762.30	As (logiciel) = 24 cm ²
	ELS	439.13	1305.41	0.15% < As (RPOA) < 1.5% vérifiée
	ELA	561.86	1266.33	As (BA) = 11.02 cm ²

D'après RPOA Le pourcentage géométrique globale des armatures est compris entre 0.15% < < 1.5% en zones I et IIb **Vérifier**

3. Mur En Retour

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logiciel de calcul d'élément fini

Il est soumis aux actions suivantes

- poids propre
- poussée des terres appliquée directement sur le mur
- poussée dynamique appliquée directement sur le mur
- Poussée des surcharges de remblais
- D240
- Poids du tablier

1.1a modélisation

voir l'annexe pour les autres combinaisons et cas de charges

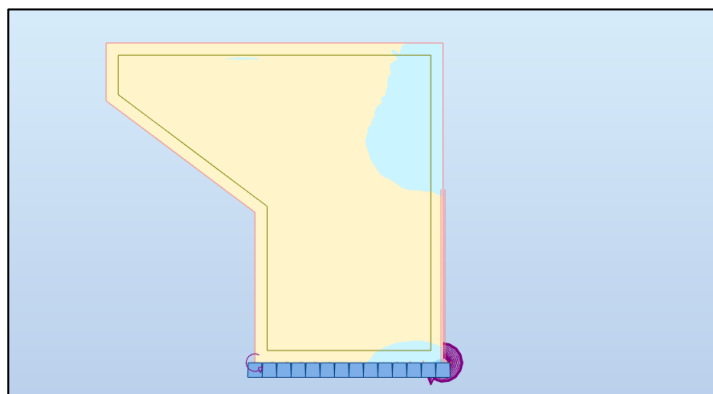


Figure XI.7 mur en retour

Ferraillage de Mur en Retour

Tableau XI.16 Ferraillage de mur en retour

Le sens	La combinaison	M (KN.m/ml)	As (cm2)
Ferraillage selon xx (vertical)	ELU	63.15	As = 16.1 cm2
	ELS	46.78	As (BA)=5.51 cm2
	ELA	748.50	
Ferraillage selon yy (horizontal)	ELU	592.83	As (logiciel)= 23 cm2
	ELS	439.13	0.15% < As (RPOA) < 1.5% vérifiée
	ELA	561.86	As (BA)=5.51 cm2

D'après RPOA Le pourcentage géométrique globale des armatures est compris entre 0.15% < < 1.5% en zones I et IIb **Vérifier**

4. Mur Garde Grève

Evaluation et ferrailage MGG

Le calcul se fait à ELU e flexion simple selon PP73

Tableau XI.17 Evaluation des efforts Ferrailage de mur garde grève

L'élément	La formule	App num
Moment des poussées des terres	$M_p = \frac{P \times H}{3} \text{ avec } P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L$ <p>Avec :</p> <p>H : hauteur des remblais, H = 2.5m ; K_a : coefficient de poussée des terres, K_a = 0.33 ; L : longueur des remblais, L = 1m.</p>	<p>$M_{P-ELS} = 1.54 \text{ t.m/ml.}$ $M_{P-ELU} = 2.08 \text{ t.m/ml.}$</p>
Moment due à la force de freinage $M_{f Bc}$	$M_f = \frac{2 \mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$ <p>Avec</p> <p>μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'E.L.U et μ = 1.2 à l'E.L.S ; P = 60 KN.</p>	<p>$M_{P-ELS} = 6.86 \text{ t.m/ml.}$ $M_{P-ELU} = 9.14 \text{ t.m/ml.}$</p>
Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève	$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \text{ et } K = K_a \times b_c \times \delta$ <p>Avec</p> <p>γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS ; B_c : coefficient de pondération du système B_c ; δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ; h : hauteur de mur garde grève.</p>	<p>$M_{P-ELS} = 4.38 \text{ t.m/ml.}$ $M_{P-ELU} = 5.84 \text{ t.m/ml.}$</p>
<p>$M_{P-ELS} = 12.78 \text{ t.m/ml.}$ $M_{P-ELU} = 17.06 \text{ t.m/ml.}$ $A_s = 25.8 \text{ cm}^2$ Le pourcentage géométrique globale des armatures $0.15\% \ll 1.5\%$ vérifiée $A_{s \text{ min}} = 23 \text{ cm}^2$</p>		

5.La Dalle De Transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol)

Les efforts : TableauX.18 Evaluation Des efforts sur la dalle de transition

L'élément	Application numérique
Poids propre de la dalle	$G_{ddt} = \gamma_{\text{béton}} \times 0.3 = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}$
Poids de remblai	$G_{\text{Rem}} = \gamma_r \times 1 = 18 \times 1 = 18 \text{ KN/m.}$
Poids de revêtement	$G_{\text{Rêv}} = \gamma_r \times 0.08 = 24 \times 0,08 = 1.92 \text{ KN/m.}$
Poids de la surcharge répartie (compactage)	$G_{\text{sr}} = 10 \text{ KN/m}$

1.la modélisation :

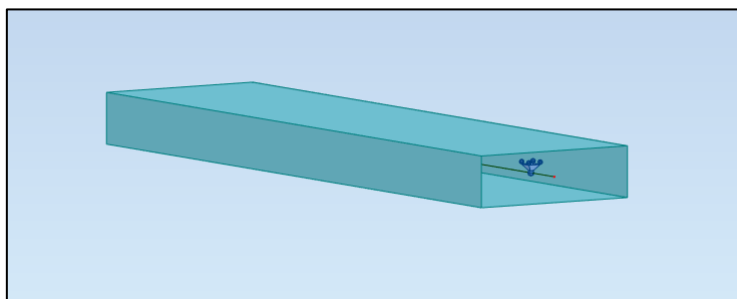


Figure XI.8 dalle De transition

2.Ferraillage de la dalle de transition : Les combinaisons

à ELU

$$1.35G + 1.6BT2t$$

à ELS

$$G + 1.2 BT 2T$$

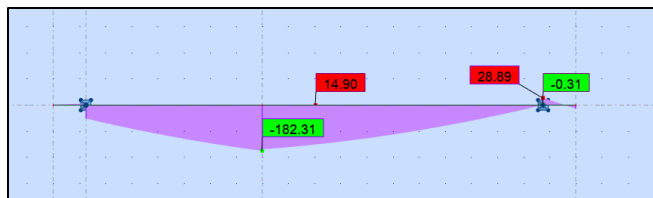


Figure XI.10 le moment fléchissant à ELU

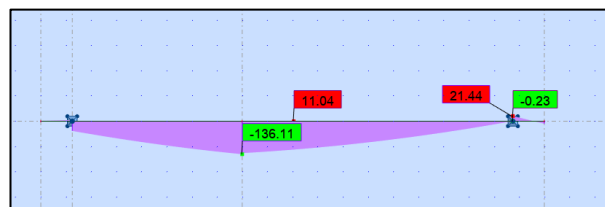


Figure XI.9 le moment fléchissant à ELS

TableauXI.19 Ferraillage de la dalle de transition

La combinaison	Le moment (t.m)	$A_s \text{ (Cm}^2\text{)}$
ELU	18.2	$A_s = 18.7 \text{ cm}^2$ $A_{s \text{ min}} = 2.75 \text{ cm}^2$

XI.2.2 LES PILES

XI.2.2.1 Introduction :

L'étude de l'infrastructure est l'une des options fondamentales du projet, cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. la détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif, cela, nous amènent à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

XI.2.2.2 Etude de la Pile :

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant les charges et surcharges jusqu'au sol de fondation. Elle intervient dans la résistance globale du pont.

Un appui comporte deux parties :

- **Le voile** : Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations ;
- **La fondation** : C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmet au sol.

XI.2.2.3 Conception de la pile :

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type de mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Pour notre cas nous avons optés pour une pile de hauteur supérieur à 20m un caisson évidé sur toute la hauteur et qui sont pleines sur la tête, et l'autre ,dans le cas d'une pile de hauteur <20 m (le cas de la première pile)elle s'agit d'une pile avec une section pleine sur toute sa hauteur.

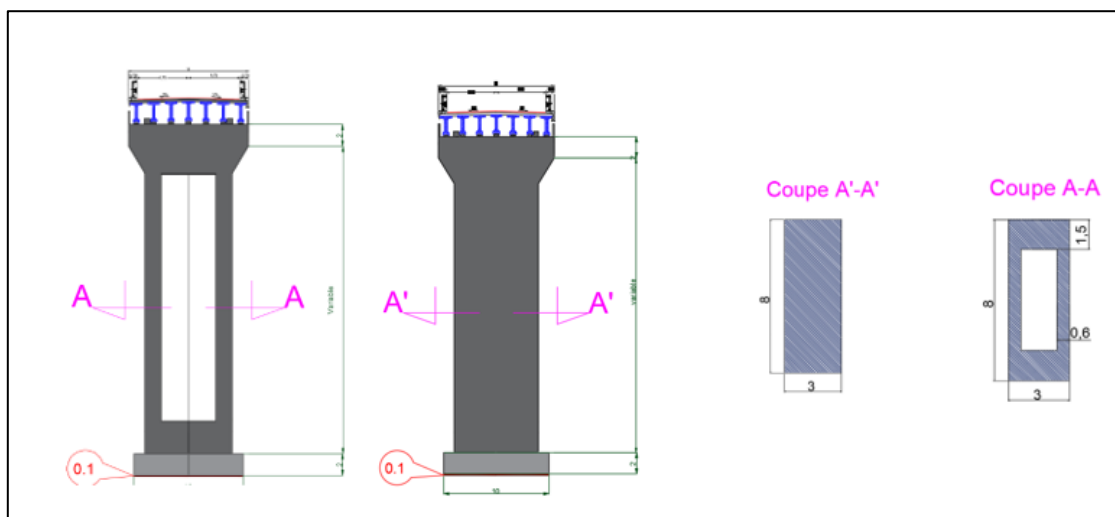


Figure XI.11 la coupe transversale et en plan de la pile pleine et évidée

XI.2.2.4 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis flambement :

On dit que la pile est stable au flambement quand son élancement est inférieur a 70

Avec

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \qquad i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

λ : l'élancement de la pile

l_f : longueur de flambement $l_f=0.707 \times l$

s :la section de la pile

i : le rayon de giration

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} \quad (\text{Transversalement})$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} \quad (\text{Longitudinalement})$$

Tableau XI.20 Vérification de La stabilité de la pile Vis-à-vis Flambement

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
l	9,67	19,46	29,07	31,93	35,23	34,54	25,56
lf	6,83	13,75	20,5	22,57	24,9	24,41	18,07
s	24	15	15	15	15	15	15
I	18	15,57	15,57	15,57	15,57	15,57	15,57
ix	0,37	0,51	0,51	0,51	0,51	0,519	0,51
λ_x	18,23	26,5	39,6	43,49	47,99	47,05	34,81
	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
l	9,67	19,46	29,07	31,93	35,23	34,54	25,56
lf	6,83	13,75	20,55	22,57	24,9	24,41	18,07
s	24	15	15	15	15	15	15
I_y	128	109,25	109,25	109,25	109,25	109,25	109,25
i_y	2,66	3,64	3,64	3,64	3,64	3,64	3,64
λ_y	2,56	3,77	5,643	6,19	6,83	6,70	4,96
	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

XI.2.2.5 Etude de la pile Pleine

Caractéristiques géométriques :

Tableau XI.21 : les caractéristiques géométriques de pile 01.

Largeur	m	3	
Longueur	m	8	
Hauteur	m	7.67	
Perimeter	m	22	
Aire	m²	24	
Moment d'inertie	m⁴	I_{xx}	18
	m⁴	I_{yy}	128

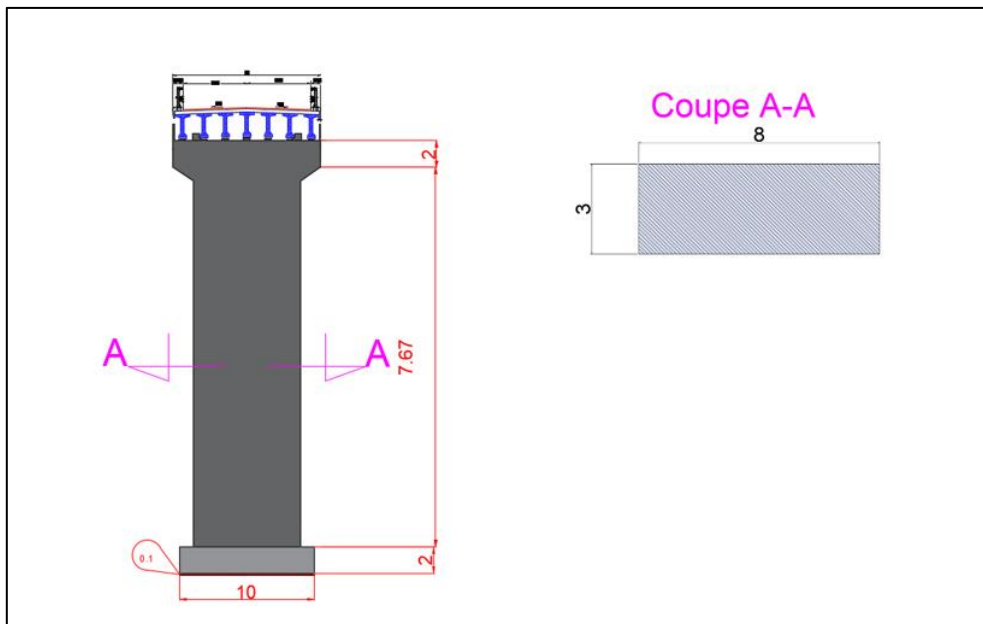


Figure XI.12 la coupe transversale et en plan de la pile pleine

1.Sollicitation sur la pile

a- Cas Normal

Tableau XI.22 évaluation des efforts sur la pile CN

Designation	N(t)	H(t)	Xo(m)	Y(m)	MH/o(t m)	MV/o(t m)
Tablier	810		0,00	35,22		0,0
Pile	461,4		0,00	19,37		0,0
Semelle	440		0,00	1		0,0
Surcharge De Remblai Droite	104,28		3,27	4,34		340,9956
Surcharge Du Remblai Gauche	150,04		-3,15	3,93		-472,626
Charge Routière	177,88		0,00	35,22		0,0
Freinage		36	0	35,22	1267,9	
Somme	2143,60	36,00			1267,9	-131,6

b- Cas sismique

Tableau XI.23 évaluation des efforts sur la pile CS

Désignation	N(t)	H(t)	Xa(m)	Xo(m)	Y(m)	MS/o(t m)	MR/o(t m)
Tablier	48,6	162	5,00		35,22		

Pile	27,684	92,28	5,00		19,37		
Semelle	26,4	88	5,00		1		
Surcharge De Remblai D	6,2568	20,856	8,27	3,27	4,34		
Surcharge Du Remblai G	9,0024	30,008	1,84	3,15	3,93		117,9
Effort Sismique		196,51			35,22	6921,1	

Combinaison des charges

D'après les résultats obtenues par logiciel de calcul « **ROBOT** », et après une analyse spectrale « 3D », nous avons trouvés les résultats suivantes :

Etat Limite ultime

Tableau XI.24 Les Combinaisons à ELU

ELU	N [KN]	MX [KN.m]	MY[KN.m]
1.35G+1.35D240	21763,4	2121,4	1755,127
1.35G+1.35MC120	20349,926	1,087	1205,52
1.35G+A.6AL+1.6ST	19886,72	2530,8	988,528
1.35G+1.6BC+1.6ST	20047,611	3685,2	2364,54

Etat Limite De service

Tableau XI.25 Les Combinaisons à ELU

ELS	N	MX	MY
G+D240	21763,4	2121,4	1755,127
G+MC120	16121,035	1571,405	1300,094
G+AL+ST	14731,86	1898,103	732,767
G+BC+ST	14852,534	2763	1782

Etat Limite Accidentel

Tableau XI.26 Les Combinaisons à ELA

ELA	N	MX	MY
G+Emax+0,4T	14023,92	2083,3	10877,114
G+Emin+0,4T	14023,6	2078,6	10863,5

2. Ferrailage de la pile

a-Longitudinalement

La section de la pile est sollicité par « effort horizontal – vertical – moment », le dimensionnement de ferrailage se fait a ELS et a l'aide un logiciel de calcul « EXPERT 2010 », nous avons trouvés les résultats suivantes :

Tableau XI.27 Les Efforts maximaux Des combinaisons

	N [KN]	MX[KN.m]	MY[KN.m]
ELU	21763,4	3685,2	2364,54
ELS	21763,4	2763	1782
ELA	14023,92	2083,3	10877,114

dans le sens x

$$A_s = 480 \text{ cm}^2$$

2× 7HA25 /ml ; e =15cm

dans le sens y

$$A_s = 240 \text{ cm}^2$$

7HA25 /ml ; e =15cm

Condition de NON Fragilité

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

$$A_{s \min} = 220.57 \text{ cm}^2 \text{ vérifier}$$

b-Armature transversale

Espacement des armatures

L'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$St = \min (24\Phi t ; 8 \Phi l ; 0,25 d)$$

Avec :

d : hauteur utile

Φ, t : diamètre des armatures transversales. **Φ**

I : diamètre des armatures longitudinales.

Donc : $St = \min (24 \cdot 1.4 ; 8 \cdot 3.2 ; 0,25 \cdot 0.9 \cdot 4) = 20 \text{ cm}$.

Section minimale des armatures transversales

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_l , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t > \frac{A_l \cdot f_{el}}{16 \cdot f_{et}} * \frac{St}{100}$$

Avec:

A_t : la section d'armature transversale.

A_l : section d'armature longitudinale

f_{el} : limite d'élasticité d'acier = 500 MPa .

St : espacement transversale.

$$A_t > \frac{422.4 \cdot 500}{16 \cdot 500} * \frac{25}{100} = 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml}. \Rightarrow \text{On opte pour: } \underline{\underline{7HA12}} .$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = P_{\text{horizontal}} = 1.37 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.37}{8 \cdot 0.9 \cdot 3} = 0.063 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u' = \inf \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right\} = 2.7 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u' \geq \tau_u \rightarrow \text{vérifiée}$$

On opte pour des cadres horizontales de **HA12** .

3. Etude de la semelle

Evaluation Des Efforts

a- Cas Normal

Tableau XI.28 Les Efforts maximaux Des combinaisons CN

Désignation	N(t)	H(t)	Xo(m)	Y(m)	MH/o(t m)	MV/o(t m)
Tablier	810			35,22		
Pile	479,375			19,37		
Semelle	440			1		
Surcharge De Remblai Droite	153,56		3,27	4,34		502,1412
Surcharge Du Remblai Gauche	105,82		-3,15	3,93		-333,333
Charge Routière	177,88			35,22		
Freinage		36		35,22	1267,9	
Somme	2166,64	36,00			1267,9	168,8

b-Cas sismique

Tableau XI.29 Les Efforts maximaux Des combinaisons CS

Désignation	N(t)	H(t)	Xo(m)	Y(m)	MH/o(t m)	Mv/o(t m)
Séisme de Tablier	48,6	162	0,00	35,22	5705,64	0
Séisme de la Pile	28,7625	95,875	0,00	19,37	1857,10	0
Séisme de la Semelle	26,4	88	0,00	1	88,00	0
Séisme de la Surcharge De Remblai Droite	9,2136	30,712	3,27	4,34	133,29	30,128472
Séisme Surcharge Du Remblai Gauche	6,3492	21,164	3,15	3,93	83,17	19,99998

Vérification de non poinçonnement

$$\sigma_{max} = N/AB *(1+6e_0/ B)$$

$$\sigma_{min} = N/AB *(1-6e_0/ B)$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{min} + \sigma_{max}}{4} \quad \sigma_{moy} < \sigma_{sol}$$

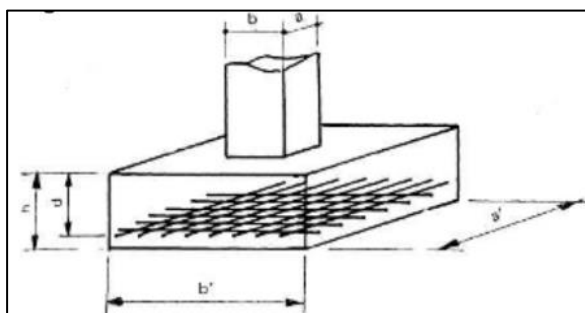
Tableau XI.30 Vérification de non poinçonnement

N	M	E0	$\sigma_{Max}(t/m2)$	$\sigma_{Min}(t/m2)$	$\sigma_{moy}(t/m2)$	$\sigma_{sol}(t/m2)$	
2166.64	1436.7	0,66	33,48	15,75	20.18	55.47	Vérifier

Ferrailage de la semelle

Méthode Des Bielles

La méthode des bielles, permet de calculer les semelles de fondation recevant une charge centrée, avec une réaction uniforme du sol.



les dimensions doivent être telles que la réaction du sol sous la semelle puisse être considérée comme uniforme et qu'elle soit admissible vis-à-vis des tassements

Tableau XI.31 Dimension de la pile N°5

	h	d ₁	d ₂	a	b	a'	b'
Dimension [m]	2	1.8	1.76	3	8	8	11

Vérification

$$d = 0.9h = 1.8 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a' - a}{4} < d < a' - a \\ \frac{b' - b}{4} < d < b' - b \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{11 - 8}{4} < d < 11 - 8 \\ \frac{10 - 3}{4} < d < 10 - 3 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Vérifier}$$

La méthode des bielles est applicable

Choix Des Dimensions

1-Surface

$$a' \times b' \geq \frac{p_u + 1,35G_0}{\sigma_q}$$

Avec :

P_u : résultante des forces verticales à l'état-limite ultime à la base du voile.

G_0 : poids propre de la semelle

P_u [MN]	G_0 [MN]	$a' \times b'$	$\sigma_{sol.}$ [MPa]
25.75	2.59	88	0.7054

$$11 \times 8 \geq \frac{39.69 + 1,35(3.44)}{0,7054} \quad 88 \geq 41.46 \quad \longrightarrow \text{Vérifier}$$

2- Hauteur

$$d_{01} = \max\left(\frac{a'-a}{2}, \frac{b'-b}{2}\right) = \max(2,5 ; 1,5) = 2,5 \text{ m}$$

$$d_{02} = 1,5 \text{ m}$$

$$\frac{d_{01}}{2} \leq d_1 \& d_2 \leq 2d_{02}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1,25 \leq 1,8 \leq 3 \\ 1,25 \leq 1,76 \leq 3 \end{array} \right\} \text{Vérifier}$$

La section d'aciers

Dans le cas où les fissurations de la semelle est considérée comme préjudiciable, la section des fils à disposer par mètre est :

○ Parallèlement au grand coté $A_1 = \frac{5.75 \times P_u \times d_{01}}{a' \times d_1}$

$$A_1 = 25.7 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad \boxed{6\text{HA}25 \text{ e}=20 \text{ cm}}$$

○ Parallèlement au petit coté $A_2 = \frac{5.75 \times P_u \times d_{02}}{b' \times d_2}$

$$A_2 = 11.47 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad \boxed{6\text{HA}16 \quad \text{e}=20 \text{ cm}}$$

$$l_s = 44\Phi = 44(2.5) = 110 \text{ cm} < \frac{1100}{4} = 275 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Pas besoin de crochet}$$

$$l_s = 44\Phi = 44(1.6) = 70.4 \text{ cm} < 200 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Pas besoin de crochet}$$

Vérification de condition non Fragilité

$$A_{s \min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

XI.2.2.6 Etude des piles évidées

Introduction

Pour le ferrailage des piles évidées on utilise deux méthodes la première est celle de **René Walther** et **Bernard Houriet** pour le dimensionnement des sections en Béton armé Des sections creuses

Les éléments de construction pour lesquels la flexion composée, la flexion oblique plus particulièrement, les problèmes de second ordre revêtent une importance prépondérante présentent plus souvent de grandes dimensions et par voie de conséquence des sections creuses (piles des ponts par ex), il nous a donc paru judicieux d'envisager l'élaboration d'un recueil d'abaque pour sections rectangulaire et circulaire creuses

Abaques pour le dimensionnement des sections en Béton armé

phase de service :

la flexion composée ne pose aucun problème de représentation (interaction mr-nr). la flexion oblique, par contre, nécessiterait en principe un mode de représentation à 3 dimensions.

Principe de travail :

La représentation d'efforts relatifs et sans dimensions (n, m_x, m_y) équivaut à la transformation de la section réelle de dimension $B \times H$ en une section extérieurement carrée (1×1). lors transformation, la partie creuse peut demeurer rectangulaire devenir également carrée.

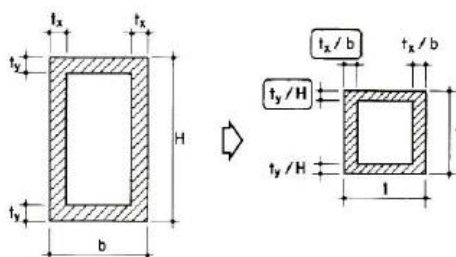


Figure X.6 : la transformation géométrique

Et la seconde méthode est la méthode des sections équivalentes

étude de la pile N°5

Ferrailage par La méthode René Walther et Bernard Houriet

Orientation de la section :

Figure XI.12 coupe transversale et en plan de la pile N°5

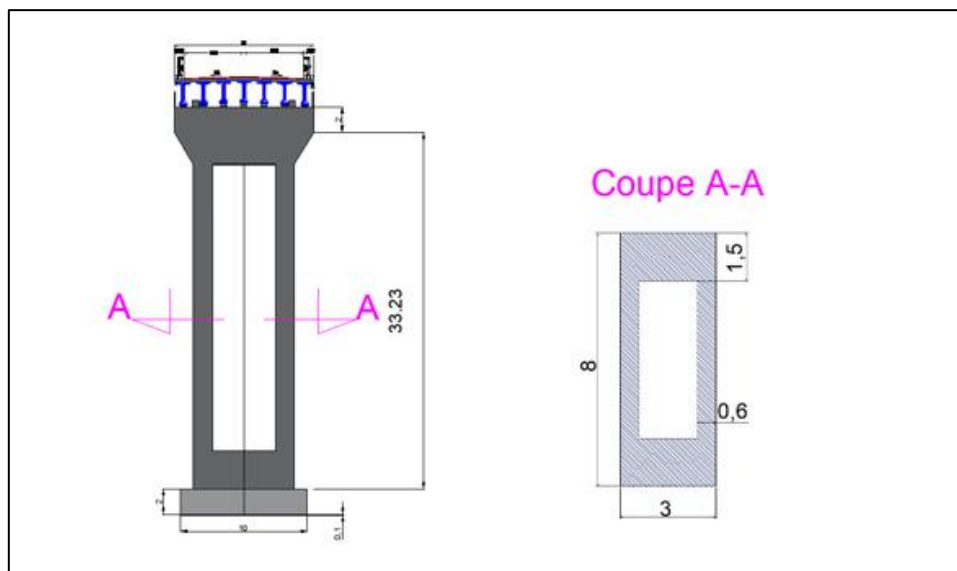


Tableau XI.32 les caractéristiques géométriques de pile 02.

Largeur	m	3	
Longueur	m	8	
Hauteur	m	33.23	
Perimeter	m	35.6	
Aire	m²	15	
Moment d'inertie	m⁴	I_{xx}	109.25
	m⁴	I_{yy}	15.57

Condition d'orientation :

Il faut vérifier :

$$\frac{t_y}{H} < \frac{t_x}{b} \longrightarrow \frac{1.5}{8} = 0,1875 < \frac{0,6}{3} = 0,2 \longrightarrow \text{Vérifier}$$

h	8m
b	3m
t_x	0,6m
t_y	1,5m

Les efforts sollicitant :

a-ELU

Tableau XI.33 les sollicitations de combinaison à ELU

	N_{max} [KN]	M_{x cor} [KN.m]	M_{y cor} [KN.m]	N_{min} [KN.m]	M_{x cor} [KN.m]	M_{y cor} [KN.m]
1.35G+1.6BC+1.6 ST	30024,82	0,095	8731,18 6	28971	3663,2	9107,84
1.35G+1.35 D240	31803,81 1	2110,58 7	481,488	28971,86 1	0,03	465,421
1.35 G + 1.35 MC120	30388,98 9	1,832	313	28971,60 6	1,731	309,14
1.35G + 1.6 AL +1.6 ST	30456,30 7	70,67	6083	2800	2098,44 5	1007,56

$$n = \frac{N}{bHf_c28} ; mx = \frac{M_x}{bH^2f_c28} ; my = \frac{M_y}{b^2Hf_c28} ; \eta = \frac{my}{mx}$$

- **n** : efforts intérieur relatifs
- **mx** : efforts intérieur relatifs
- **my** : efforts intérieur relatifs
- **η**

		M_x correspond	M_y Correspond	n	mx	my	η
N_{max}	31803,81	2110,59	481,49	37,86	0,31	0,19	0,61
N_{min}	28971,00	3663,20	9107,84	34,49	0,55	3,61	6,63

		N correspond		n	mx	my	η
M_{x(max)}	3663,20	28971,00	9107,84	34,49	0,55	3,61	6,63
M_{y(max)}	8731,19	30024,82	0,10	35,74	0,00	3,46	245085,92

Pour η > 3.12 ω = 0.05

Pour η = 0.6 ω = 0.056

Armatures

pour η =0.6

$$F_{a\text{ tot}} = \frac{\omega \times b \times H \times f_e}{\sigma_f} \quad \mathbf{A_s = 1081.9 \text{ cm}^2}$$

pour $\eta > 3.12$

$A_s = 1139.88 \text{ cm}^2$

b- ELS

Tableau XI.34 les sollicitations de combinaison à ELS

	Nmax	Mx cor	My cor	Nmin	Mx cor	My cor
G+D240	23558,378	1563,398	356,657	21460,638	0,022	344,756
G+1.2BC+ST	22250,351	0,071	6548,389	21460,035	2747,405	6830,881
G+1.2 AI +ST	22510,362	1,832	313	28971,606	1,731	309,14
G+MC120	22510,362	1,357	231,853	21460,035	1,282	228,993

$w = 0.056$		Mx correspond	My correspond	n	mx	my	η
Nmax	23558,378	1563,398	356,657	28,04561	0,23261	0,1416	0,60834
Nmin	21460,035	2747,405	6830,88	25,547660	0,408840	2,71066706	6,6301410
		N correspond	Mx My	n	mx	my	η
Mx(max)	2747,405	21460,03	6830,881	25,547	0,4088	2,7106	6,6301
My(max)	6548,389	22250,35	0,071	26,4885131	1,0565E-05	2,598567063	245948,883

Pour $\eta > 3.12$

Pour $\eta = 0.6$

Armatures

pour $\eta = 0.6$

$F_{a \text{ tot}} = \frac{w \times b \times H \times f_e}{\sigma_f}$

$A_s = 1081.9 \text{ m}^2$

pour $\eta > 3.12$

$A_s = 1139.88 \text{ m}$

c- ELA

Tableau XI. 35 les sollicitations de combinaison à ELS

	Mx correspond	My correspond	n	mx	my	η	
Nmax	21461,11	21350,08	67147,88	25,55	3,18	26,65	8,39

Nmin	21461,11	21207,18	67124,24	#DIV/0!	3,16	26,64	8,44
------	----------	----------	----------	---------	------	-------	------

		N correspond		n	mx	my	η
Mx	21350,08	21461,11	67147,88	25,55	3,18	26,65	8,39
My	67147,88	21461,11	21350,08	25,55	3,18	26,65	8,39

Armatures

pour $\eta > 3.12$

$$F_{a \text{ tot}} = \frac{u \times b \times H \times f_e}{\sigma_f}$$

$$A_s = 0,09660058 \text{ m}^2$$

$$A_s = 966 \text{ m}^2$$

	ELU	ELS	ELA
A_s	1139.88	1081.9	966

Après avoir déterminer la section d'acier de chaque état limite on conclu que état limite ultime demande plus de ferrailage

Armature a prendre :

$$A_s = 1139.88 \text{ cm}^2$$

Coté b :

$$A_{s/b} = 0.15 \times 1139.88 = 170.98 \text{ cm}^2$$

35HA25

Coté H

$$A_{s/H} = (0.5 - 0.15) \times A_s$$

$$A_{s/H} = 398.95 \text{ cm}^2$$

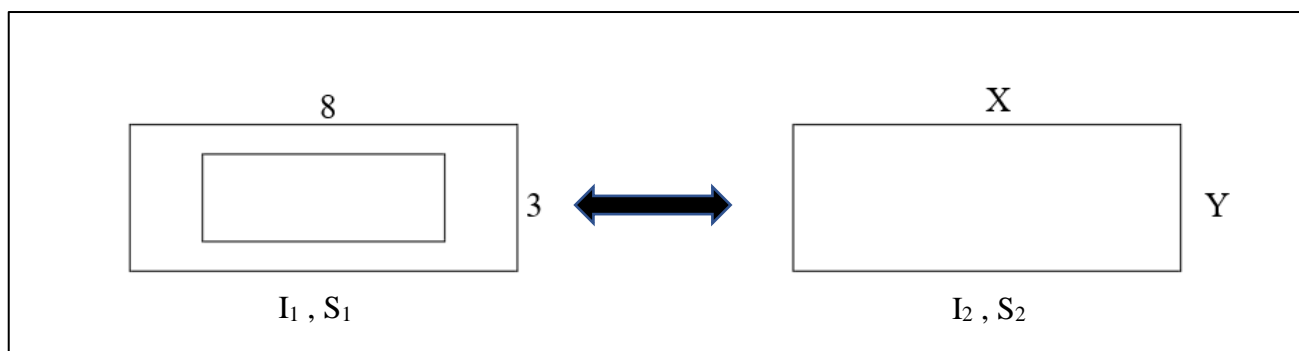
32HA40

Ferraillage par La méthode Des Sections Equivalentes

La méthode de sections équivalentes consiste à ferrailer la section des piles évidées par une section équivalente qui a les mêmes caractéristiques géométriques

Tableau 36 les caractéristiques géométriques de la semelle

Largeur	m	3	
Longueur	m	8	
Hauteur	m	33.23	
Perimeter	m	35.6	
Aire	m²	15	
Moment d'inertie	m⁴	I_{xx}	109.25
	m⁴	I_{yy}	15.57



Détermination Des Dimensions XY

La section équivalente doit avoir les meme caractéristiques géométriques :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = S_2 \\ I_1 = I_2 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} XY = S_2 = S_1 \\ \frac{X \times Y^3}{12} = I_2 = I_1 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} X = 4,33 \text{ m} \\ X = 3,46 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les efforts internes :

Tableau 37 les Efforts maximaux sur la semelle

	N [MN]	M _x [MN.m]	M _y [MN.m]
ELU	31,8	3,66	9,1
ELS	28,9	2,74	6,830
ELA	21,461	21,350	67,147

Ferraillage /x

$$A_s = 404.4 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{42HA25} \times 2$$

Ferraillage /Y

$$A_s = 299.6 / \text{cm}^2 \longrightarrow \mathbf{31HA25} \times 2$$

Conclusion

La méthode de **walther** est une méthode très ancienne qui ne prend pas en considération les efforts sismiques et ça était justifier avec les résultats obtenu , donc on converge vers la deuxième méthode qui est une méthode récente utilisé dans les entreprises chargée de l'étude

Vérification de condition non Fragilité

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

$$A_{s \min} = 220.57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

X.6.4.1.3 Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = P_{\text{horizontal}} = 1.92 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.92}{3 \times 0.9 \times 8} = 0.088 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u' = \inf \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right\} = 3.5 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u' \geq \tau_u \quad \text{vérifiée}$$

Etude du ferrailage la semelle superficielle

Introduction

La semelle est un élément qui permet la transmission des charges de la superstructure et celle des appuis jusqu'au sol de fondation.

Evaluation Des Efforts

- **Cas Normal**

Tableau X.38 évaluation des efforts sur la semelle

DESIGNATION	N(t)	H(t)	Xo(m)	Y(m)	MH/o(t m)	MV/o(t m)
TABLIER	810	/	0,00	35,22	0,0	0,0
Pile+ chevêtre	1402,5	/	0,00	19,37	0,0	0,0
semelle	500	/	0,00	1	0,0	0,0
surcharge de remblai droite	214,5	/	3,27	4,34	0,0	701,415
surcharge du remblai gauche	119,9	/	-3,15	3,93	0,0	- 377,685
charge routière	211	/	0,00	35,22	0,0	0,0
FREINAGE	/	36	0	35,22	1267,9	
SOMME	3257,90	36,00			1267,9	323,7

Vérification de non poinçonnement

$$\sigma_{max} = N/AB * (1+6e_0/ B)$$

$$\sigma_{min} = N/AB * (1-6e_0/ B)$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{min} + \sigma_{max}}{4} \quad \sigma_{moy} < \sigma_{sol}$$

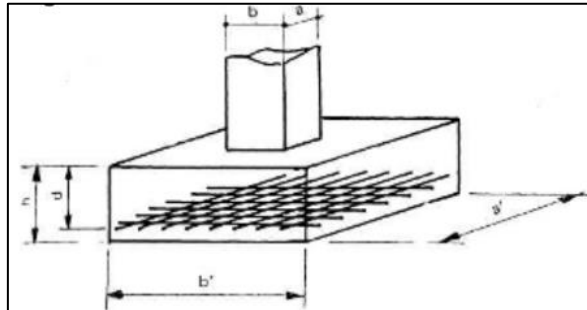
Tableau XI.39 évaluation des efforts sur la semelle

N	M	E0	$\sigma_{Max(t/m2)}$	$\sigma_{Min(t/m2)}$	$\sigma_{moy(t/m2)}$	$\sigma_{sol(t/m2)}$	
3257,90	1591,65	0,489	20,94	38,30	25,28	55.47	Vérifier

Ferrailage de la semelle

Méthode Des Bielles

La méthode des bielles, permet de calculer les semelles de fondation recevant une charge centrée, avec une réaction uniforme du sol.



Les dimensions doivent être telles que la réaction du sol sous la semelle puisse être considérée

comme uniforme et qu'elle soit admissible vis-à-vis des tassements

Tableau XI.40 Dimension de la pile N°5

	h	d₁	d₂	a	b	a'	b'
Dimension [m]	2	1.8	1.76	3	8	10	11

Vérification

$$d = 0.9h = 1.8 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a' - a}{4} < d < a' - a \\ \frac{b' - b}{4} < d < b' - b \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{11 - 8}{4} < d < 11 - 8 \\ \frac{10 - 3}{4} < d < 10 - 3 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Vérifier}$$

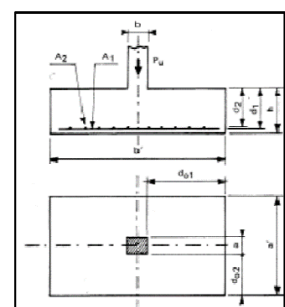
La méthode des bielles est applicable

Choix Des Dimensions

1-Surface

$$a' \times b' \geq \frac{p_u + 1,35G_0}{\sigma_q}$$

Avec :



P_u : résultante des forces verticales à l'état-limite ultime à la base du voile.

G_0 : poids propre de la semelle.

P_u [MN]	G_0 [MN]	$a' \times b'$	σ_{sol} [MPa]
39.69	3,44	110	0.7054

$$11 \times 10 \geq \frac{39.69 + 1.35(3.44)}{0.7054} \quad 110 \geq 61,87 \longrightarrow \text{Vérifier}$$

2- Hauteur

$$d_{01} = \max\left(\frac{a'-a}{2}, \frac{b'-b}{2}\right) = \max(3,5 ; 1,5) = 3,5 \text{ m}$$

$$d_{02} = 1,5 \text{ m}$$

$$\frac{d_{01}}{2} \leq d_1 \& d_2 \leq 2d_{02}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1,75 \leq 1,8 \leq 3 \\ 1,75 \leq 1,76 \leq 3 \end{array} \right\} \text{Vérifier}$$

La section d'aciers

Dans le cas où les fissurations de la semelle est considérée comme préjudiciable, la section des fils à disposer par mètre est :

○ Parallèlement au grand coté $A_1 = \frac{5.75 \times P_u \times d_{01}}{a' \times d_1}$

$$A_1 = 40,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \boxed{9\text{HA}25 ; e=12.5 \text{ cm}}$$

○ Parallèlement au petit coté $A_2 = \frac{5.75 \times P_u \times d_{02}}{b' \times d_2}$

$$A_2 = 44.37 \text{ cm}^2 \longrightarrow \boxed{6\text{HA}32 ; e = 20 \text{ cm}}$$

$$l_s = 44\Phi = 44(2.5) = 110 \text{ cm} < \frac{1100}{4} = 275 \text{ cm} \longrightarrow \text{Pas besoin de crochet}$$

$$l_s = 44\Phi = 44(3.2) = 140.8 \text{ cm} < 250 \text{ cm} \longrightarrow \text{Pas besoin de crochet}$$

Vérification de condition non Fragilité

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

$$A_{s \min} = 18.38 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Etude De la Pile N°7

Caractéristiques géométriques :

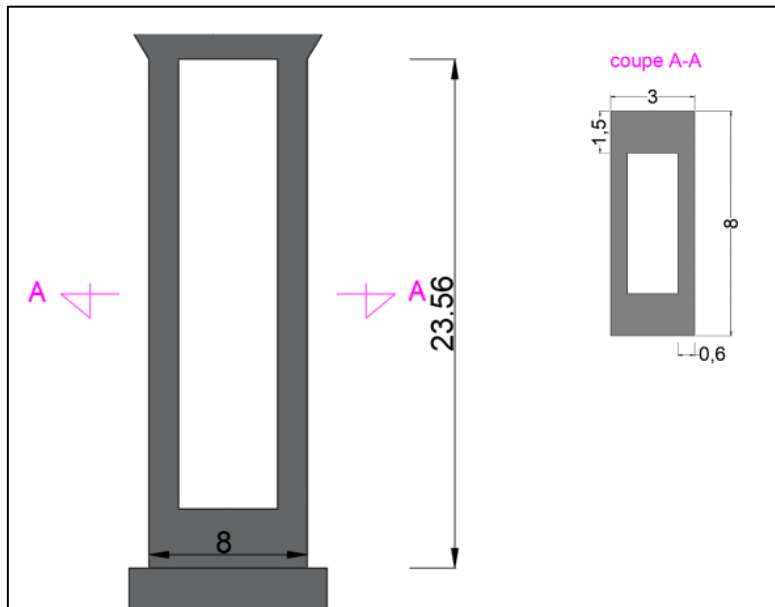


Tableau XI.41 Caractéristiques géométriques de la pile N°7

Largeur	m	3	
Longueur	m	8	
Hauteur	m	23.56	
Perimeter	m	35.6	
Aire	m²	15	
Moment d' inertie	m⁴	I_{xx}	109.25
	m⁴	I_{yy}	15.57

ELS : Les efforts sollicitant

Tableau XI. 42 Evaluation Des Efforts à ELS sur la pile N°7

La combinaison	Nmax(KN)	M2corr(KN.m)	M3corr(KN.m)	Nmin(KN)	M2corr(KN.m)	M3corr(KN.m)
G+1,2AL+ST						
G+1,2Bc+ST	18695,95 4	0,024	5192,473	17906,71 5	2756,777	5708,739
G+Mc120	18955,96 5	1,258	376,24	17906,05 2	1,194	389,155
G+D240	20003,60 2	1569,033	621,475	17906,31 7	0,291	678,681

Orientation de la section :

Condition d'orientation : $t_y/H < t_x/b$.

$$0.6/3 = 0.2 \Rightarrow 0.18 < 0.2$$

vérifiée.

$$1.5/8 = 0.18$$

- Calcul de la quantité d'acier :

$$n = \frac{N}{bHf_c28} ; mx = \frac{M_x}{bH^2f_c28} ; my = \frac{M_y}{b^2Hf_c28} ; \eta = \frac{my}{mx}$$

Tel que :

- n, mx, my, η : efforts intérieur relatifs

Les efforts sollicitant			n	mx	my	η
20003,6	1569,03	621,4	23,81	0,23	0,24	1,05
1569,03	20003,6	621,4	23,81	0,23	0,24	1,05
5192,4	0,024	18695,9	22,25	3,5714E-06	2,06	576941,4
17906,7	2756,7	5708,7	21,31	0,41	2,26	5,52

paramètre	$\eta = 1.0$	$\eta > 3.12$ (l'infini)
w	0,069	0,05
$Fa \text{ tot} = \frac{\omega \cdot H \cdot b \cdot f_c 28}{f_s}$	0,133308	0,0966
As(cm2)	1333,08	966

ELU :

les efforts sollicitant :

Tableau XI. 43 Evaluation Des combinaisons à ELU sur la pile N°7

Les combinaisons	Nmax	M2corr	M3corr	Nmin	M2corr	M3corr
1,35G+1,6AL+1,6ST	24174,06	1,258	7857,106	17906,715	1569,033	376,240
1,35G+1,6Bc+1,6ST	25226,383	0,033	6923,298	24174,065	3675,704	7611,562
1,35G+1,35Mc120	25590,533	1,669	507,924	24173,17	1,612	525,36
1,35G+1,35D240	27004,862	2118,195	838,991	24173,527	0,393	916,22

Les efforts sollicitant			n	mx	my	η
27004,8	2118,1	838,9	2,58	0,025	0,33	13,1209178
2118,1	27004,8	838,9	32,14	0,31	0,33	1,05623388
6923,2	0,033	25226,3	30,031	4,9107E-06	2,74	559458,424
24174	3675,7	7611,5	28,77	0,54	3,02	5,52207106

paramètre	$\eta = 1.0$	$\eta > 3.12$ (l'infini)
w	0,069	0,05
$Fa \text{ tot} = \frac{\omega \cdot H \cdot b \cdot fc28}{fs}$	0,133308	0,0966
As(cm2)	1333,08	966

ELA :

- les efforts sollicitant

Tableau XI. 44 Evaluation Des combinaisons à ELA sur la pile N°7

Les combinaisons	Nmax	M2corr	M3corr
ELA max	17906,715	7654,876	32147,923
ELA min	17906,715	7857,106	32183,923

Les efforts sollicitant			n	mx	my	η
17906,71	7654,8	32147,9	21,31	1,13	1000157,6	878010,1
7857,1	17906,7	32183,9	21,31	1,16	4,78	4,09
32183,9	7857,1	17906,7	21,31	1,16	4,78	4,09

Tableau XI. 45 Détermination de la section d'acier

paramètre	$\eta > 3.12$ (l'infini)
w	0,05
$Fa \text{ tot} = \frac{\omega \cdot H \cdot b \cdot fc28}{fs}$	0,0966
As(cm2)	966

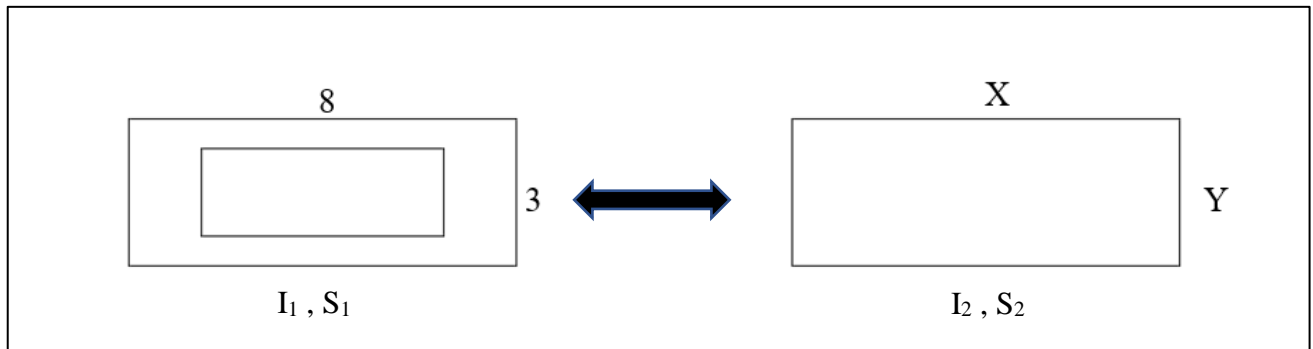
Ferraillage De la pile N°7

La méthode Des Sections Equivalentes

La méthode de sections équivalentes consiste à ferrailer la section des piles évidées par une section équivalente qui a les mêmes caractéristiques géométriques

Tableau 46 les caractéristiques géométriques de la semelle

Largeur	m	3	
Longueur	m	8	
Hauteur	m	23.56	
Perimeter	m	35.6	
Aire	m²	15	
Moment d'inertie	m⁴	I_{xx}	109.25
	m⁴	I_{yy}	15.57



Détermination Des Dimensions XY

La section équivalente doit avoir les meme caractéristiques géométriques :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = S_2 \\ I_1 = I_2 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} XY = S_2 = S_1 \\ \frac{X \times Y^3}{12} = I_2 = I_1 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} X = 4,33 \text{ m} \\ X = 3,46 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les efforts internes :

Tableau XI 47 Evaluation Des combinaisons de la semelle

	N [MN]	M_x [MN.m]	M_y [MN.m]
ELU	27	3,67	9,61
ELS	20	2,75	5.7
ELA	17.9	7.85	32.183

Ferraillage /x

$$A_s = (149.8) \times 2 \text{ cm}^2$$

HA25 e = 15cm

Ferraillage /y**Armature transversale :**

- **Espacement des armatures**

L'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$St = \min (24\Phi t ; 8 \Phi l ; 0,25 d)$$

Donc : $St = \min (24 \times 1.2 ; 8 \times 2.5 ; 0,25 \times 0.9 \times 8) = 20 \text{ cm.}$

- **Section minimale des armatures transversales**

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_l , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t > \frac{A_l * f_{el}}{16 * f_{et}} * \frac{St}{100}$$

St : espacement transversale.

$$A_t > \frac{A_l * 500}{16 * 500} * \frac{20}{100} = (4.0) \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow \text{On opte pour : } \underline{\underline{8HA8 /ml.(e=15cm)}} \ll \text{coté de b} \gg$$

Vérification de condition non Fragilité

$A_{s \min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$
--

$A_{s \min} = 220.57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifier}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = P_{\text{horizontal}} (\text{ELU}) = 3.92 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3.92}{3 \times 0.9 \times 8} = 0.18 \text{ MPa.}$$

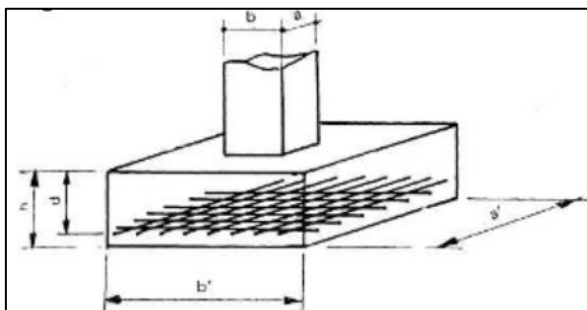
$$\tau_u' = \inf\{4 \text{ MPa}; 0.1 f_{c28}\} = 3.5 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u' \geq \tau_u \quad \text{vérifiée}$$

Ferrailage de la semelle

Méthode Des Bielles

La méthode des bielles, permet de calculer les semelles de fondation recevant une charge centrée, avec une réaction uniforme du sol.



Les dimensions doivent être telles que la réaction du sol sous la semelle puisse être considérée comme uniforme et qu'elle soit admissible vis-à-vis des tassements

Tableau X.48 Les Dimensions de la semelle

	h	d₁	d₂	a	b	a'	b'
Dimension [m]	2	1.8	1.76	3	8	8	11

Vérification

$$d = 0.9h = 1.8 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a' - a}{4} < d < a' - a \\ \frac{b' - b}{4} < d < b' - b \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{11 - 8}{4} < d < 11 - 8 \\ \frac{10 - 3}{4} < d < 10 - 3 \end{array} \right. \quad \longrightarrow \text{Vérifier}$$

La méthode des bielles est applicable

Choix Des Dimensions

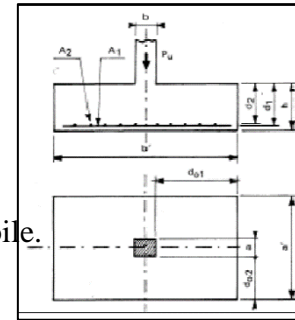
1-Surface

$$a' \times b' \geq \frac{p_u + 1,35G_0}{\sigma_q}$$

Avec :

P_u : résultante des forces verticales à l'état-limite ultime à la base du voile.

G_0 : poids propre de la semelle.



P_u [MN]	G_0 [MN]	$a' \times b'$	σ_{sol} [MPa]
27.274	3,5398	88	0.7054

$$11 \times 8 \geq \frac{39.69 + 1,35(3.44)}{0,7054} \quad 88 \geq 45.42 \quad \longrightarrow \text{Vérifier}$$

2- Hauteur

$$d_{01} = \max\left(\frac{a'-a}{2}, \frac{b'-b}{2}\right) = \max(2,5 ; 1.5) = 2,5 \text{ m}$$

$$d_{02} = 1.5 \text{ m}$$

$$\frac{d_{01}}{2} \leq d_1 \& d_2 \leq 2d_{02}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1.25 \leq 1.8 \leq 3 \\ 1,25 \leq 1.76 \leq 3 \end{array} \right\} \text{Vérifier}$$

La section d'aciers

Dans le cas ou les fissurations de la semelle est considérée comme préjudiciable, la section des fils à disposer par mètre est :

○ Parallèlement au grand coté $A_1 = \frac{5.75 \times P_u \times d_{01}}{a' \times d_1}$

$$A_1 = 27.22 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad \boxed{7\text{HA}25 \text{ e}=15\text{cm}}$$

○ Parallèlement au petit coté $A_2 = \frac{5.75 \times P_u \times d_{02}}{b' \times d_2}$

$$A_2 = 12.15 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad \boxed{7\text{HA}16 \quad \text{e}=15\text{cm}}$$

$$l_s = 44\Phi = 44(2.5) = 110 \text{ cm} < \frac{1100}{4} = 275 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Pas besoin de crochet}$$

$$l_s = 44\Phi = 44(1.6) = 70.4 \text{ cm} < 200 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Pas besoin de crochet}$$

Vérification de condition non Fragilité

$$A_{s \min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

CHAPITRE XII
RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE

Introduction :

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et sans cesse accrues, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles aux dimensions parfois proches de la démesure, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués. La démarche de conception d'un pont particulier suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution et intégrant une préoccupation esthétique forte.

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de prédimensionnement est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné. Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect de règles et, bientôt, de normes européennes : les Eurocodes. Mais le seul respect de règles ou de normes n'est pas suffisant : l'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, en dehors de toute codification, le comportement dynamique sous l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même les marges de sécurité de la structure qu'il conçoit. La sécurité et le confort des usagers sont également pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisant aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de nature à garantir à l'ouvrage la meilleure durabilité possible.

1. Définitions et catégories de ponts :

1.1 Définitions d'un pont et de ses différentes parties :

1.1.1 Définition d'un pont :

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, Construit *in situ*, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal, comme par exemple le pont-canal de Briare). On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **ponceau** ou **dalot** : pont de petites dimensions (quelques mètres) ;
- **viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur (figure1), généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts (figure2). Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;
- **Passerelle** : ouvrage destiné aux piétons (figure3), exceptionnellement aux canalisations ou au gibier. Certaines tranchées couvertes répondent à la définition d'un pont ; cependant, elles ne sont pas traitées dans ce qui suit car

ce sont des structures dont la conception, le calcul et les procédés d'exécution les rattachent à une famille différente de constructions.

1.1.2 Différentes parties d'un pont :

Un pont se compose des parties suivantes (figure4) :

- **le tablier** : élément résistant portant la voie ;
- **les appuis** : appuis intermédiaires, appelés **piles**, et appuis d'extrémités, appelés **culées** , qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d' **appareils d'appui** , conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possible



Figure 1 - Viaduc du Magnan (doc. SETRA)



Figure 2 - Viaduc d'accès au pont à haubans de Saint-Nazaire (doc. SETRA)



Figure 3 - Passerelle (Amiens) (doc. SETRA)

des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.) ;

- les **fondations** : elle permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une

Travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la **portée** de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l' **ouverture** qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la **longueur** du pont. En plan (figure 5), le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle angle de biais (θ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; ainsi, pour un pont droit, $\theta = 90^\circ$ ou 100° gr.

1.2 Présentation des grandes catégories de structures :

Les ponts peuvent être classés suivant différents critères : le matériau principal utilisé, le procédé de construction ou le fonctionnement mécanique. C'est ce dernier critère qui est retenu dans la présentation qui suit. On distingue ainsi les ponts à poutres, les ponts en arc et les ponts à câbles.

1.2.1 Ponts à poutres :

Sous le terme de ponts à poutres, on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appui étant verticales ou quasi verticales (figure 6). Le tablier est, généralement, une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes, continues ou exceptionnellement posséder des parties en console.

Cette structure linéaire est réalisée à l'aide de poutres principales, parallèles à l'axe du pont, éventuellement reliées transversalement par des pièces de pont et des entretoises. Elles portent ou intègrent la couverture recevant directement la charge d'exploitation.

- **Les ponts-dalles** : peuvent être classés dans cette catégorie car les réactions d'appui sont principalement verticales et le modèle de calcul des efforts longitudinaux est celui d'une poutre. Cependant dans le sens transversal, plusieurs conceptions sont possibles : la dalle peut être :
 - **pleine**, en général d'épaisseur constante, avec ou sans encorbellements latéraux ;
 - **élégie** : la présence d'évidements longitudinaux dans la masse de béton permet un gain de poids propre ;
 - **nervurée** : elle peut être simplement nervurée (une seule nervure avec encorbellements latéraux), ou multinervurée avec un hourdis intermédiaire entre les nervures. Selon les portées, l'épaisseur de la dalle peut être constante ou variable dans le sens longitudinal.

Dans le cas des ponts «**bow-strings**» (figure 7), la poussée de l'arc est équilibrée par la traction du tirant horizontal et rend ainsi les réactions d'appui verticales. Ce cas particulier d'ouvrage, bien qu'apparaissant extérieurement comme un pont en arc, possède un tablier dont le fonctionnement mécanique est celui d'un pont à poutres.

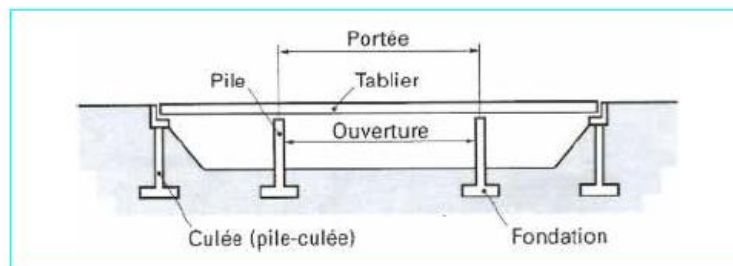


Figure 4 - Différentes parties d'un pont

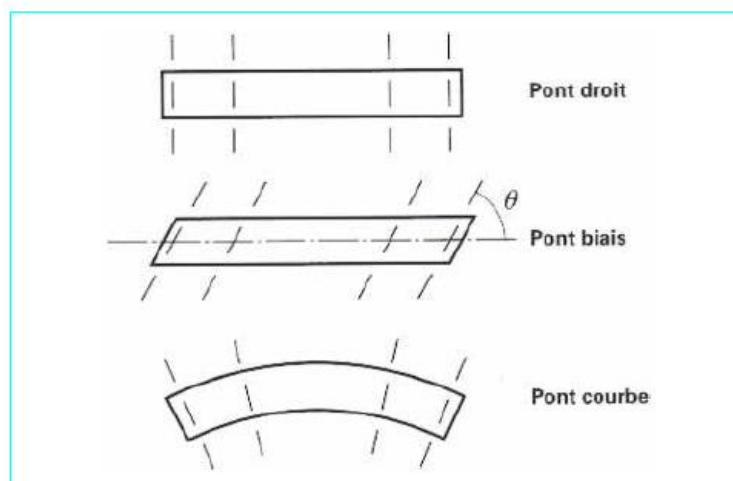


Figure 5 - Formes du tablier d'un pont

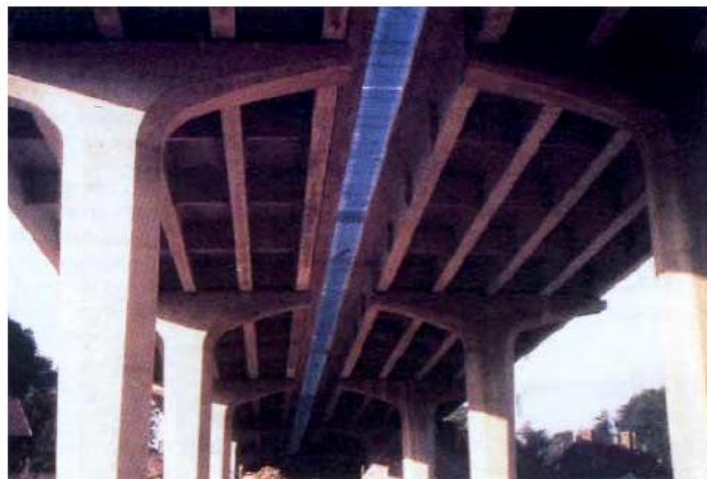


Figure 6 - Pont à poutres (doc. SETRA)

1.2.2 Ponts en arc :

Pour ces ouvrages (figure 8), dont la structure porteuse fonctionne essentiellement en compression, les réactions d'appui sont inclinées ; la composante horizontale de la réaction s'appelle la **poussée**. De telles structures ne sont envisageables que si elles peuvent prendre appui sur un rocher résistant. Sous cette condition, le domaine de portée des ponts en arc est très étendu (jusqu'à 500 m).

Les arcs modernes sont généralement dotés d'articulations à leur naissance. On distingue les arcs à tablier supérieur (figure9), pour lesquels le tablier est au-dessus de l'arc, les arcs à tablier intermédiaire ou inférieur lorsque le tablier est situé dans la hauteur ou au-dessous de l'arc.

○ **Les ponts à béquilles**

(verticales ou obliques) et les **portiques** peuvent être rattachés à la famille des arcs (figure10). Il en va de même des portiques ouverts qui sont des ponts à « béquilles verticales », d'usage courant sous un remblai de faible épaisseur



Figure 7 - Bow-string (doc. SETRA)

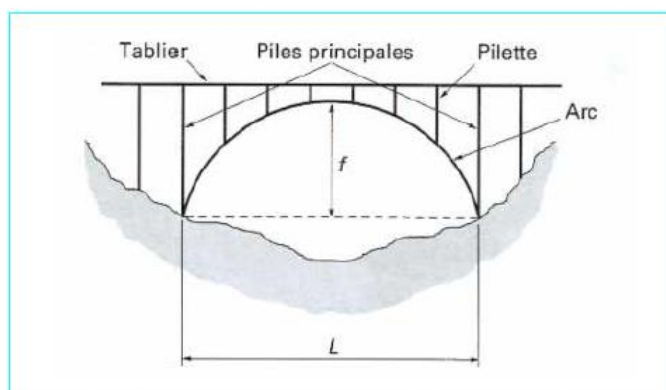


Figure 8 - Représentation schématique d'un arc à tablier supérieur

1.2.3 Ponts à câbles :

Entrent dans cette catégorie tous les ouvrages pour lesquels le tablier est supporté par des câbles. Ce sont des structures plus ou moins souples, adaptées au franchissement des grandes portées. On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique diffère fondamentalement : les **ponts suspendus** (le record actuel de portée est voisin de 1 990 m) et les **ponts à haubans** (record actuel de portée : 890 m).

○ **Les ponts suspendus**

sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes (figure11). Ces câbles porteurs métalliques passent au sommet de pylônes et sont ancrés dans des culées de dimensions imposantes. Ces ouvrages sont le plus souvent à trois travées ; les travées latérales sont généralement des travées suspendues, quelquefois des travées indépendantes.

○ **Les ponts à haubans**

sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans (figure 12).

Ces câbles sont placés, soit en une seule nappe dans l'axe du pont, soit en deux nappes latérales et sont disposés en harpe (haubans parallèles) ou en éventail (haubans convergents). Les réactions d'appui sont verticales et l'ouvrage fonctionne comme ceux de la catégorie des ponts à poutres soumis à la flexion composée du fait de la composante horizontale de la tension des haubans. Le domaine d'emploi des ponts à haubans tend actuellement à s'étendre en faisant reculer celui des ponts suspendus qui restent le seul type de structure encore envisageable pour les très grandes portées.

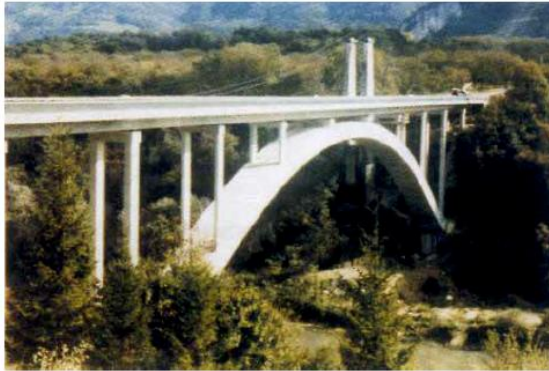


Figure 9 - Pont en arc (Trellins) (doc. SETRA)

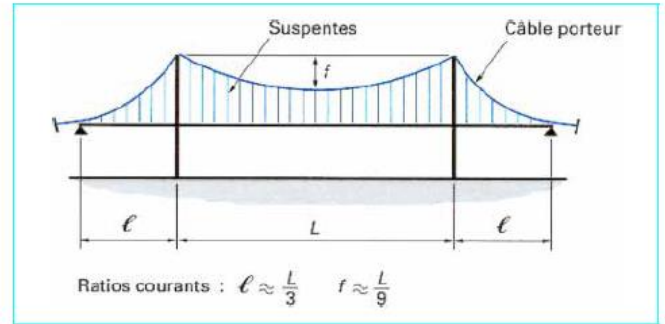


Figure 11 - Élévation schématique d'un pont suspendu

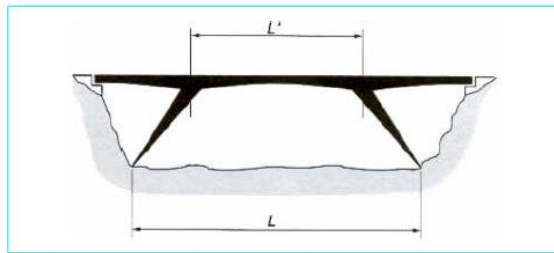


Figure 10 - Représentation schématique d'un pont à béquilles

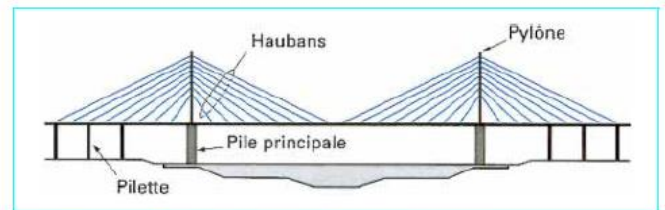


Figure 12 - Schéma de principe d'un pont à haubans

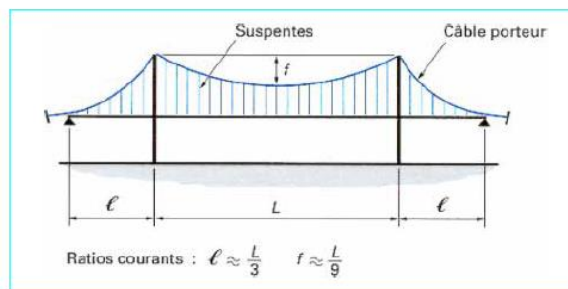


Figure 11 - Élévation schématique d'un pont suspendu

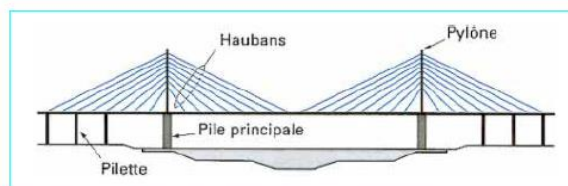


Figure 12 - Schéma de principe d'un pont à haubans

CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin d'étude que nous avons établi nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les trois années à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.

En général, cette étude requière la maitrise des connaissances de base dans les différentes sciences de l'ingénieur tel que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols ,la charpente métallique et les procédés de la précontrainte et aussi la dynamique des structures.

La conception des ponts nous a conduits à découvrir le sens et le réflexe d'un ingénieur pour choisir la meilleure solution possible.

Par contre l'étude nous a fait connaitre le système de résolution des différents problèmes quelque soient leurs difficultés.

Ainsi, la consultation des références bibliographiques nous a donnés une idée comment récolter et développer des informations.

Lors de ces études nous avons tenté d'utiliser tous les logiciels techniques a notre disposition (ROBOT/ ROBOT -EXPERT) afin d'automatiser au maximum les étapes de calculs et de consacrer un maximum temps à la réflexion, et la maitrise de la réglementation régissant les principes de calculs des structures dans le domaine des ouvrages d'art.

La conception d'un ouvrage de type VIIP est très exigeante pour l'ingénieur car celui-ci doit vérifier le comportement de la pièce à plusieurs sections et pour toutes les possibilités de chargement susceptibles de se produire durant la vie de l'ouvrage et durant sa construction.

Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

ANNEXES A

ANNEXE A. Résultats de la méthode spectrale

Tableau de la méthode spectrale avec CSI BRIDGE

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	SumUZ
Output Case	StepType	StepNumber	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,126665	0,4154	5,038E-14	7,09E-11	0,4154	5,038E-14	7,09E-11
MODAL	Mode	2	0,945852	0,00866	3,174E-10	1,535E-09	0,42406	3,175E-10	1,606E-09
MODAL	Mode	3	0,833532	0,09999	5,164E-09	8,83E-11	0,52405	5,481E-09	1,694E-09
MODAL	Mode	4	0,786449	6,689E-09	0,25723	0,000003602	0,52405	0,25723	0,000003604
MODAL	Mode	5	0,758051	0,00051	4,058E-10	1,031E-09	0,52456	0,25723	0,000003605
MODAL	Mode	6	0,755915	4,544E-11	0,01045	1,183E-07	0,52456	0,26768	0,000003723
MODAL	Mode	7	0,734396	6,339E-08	0,09177	6,401E-07	0,52456	0,35945	0,000004363
MODAL	Mode	8	0,720159	0,06735	4,797E-08	1,65E-09	0,59191	0,35945	0,000004365
MODAL	Mode	9	0,714848	0,000001747	0,00026	5,337E-10	0,59191	0,35971	0,000004365
MODAL	Mode	10	0,704475	2,652E-08	0,0737	1,258E-07	0,59191	0,43341	0,000004491
MODAL	Mode	11	0,699833	0,00439	2,773E-07	3,242E-09	0,5963	0,43341	0,000004494
MODAL	Mode	12	0,699407	1,696E-09	0,00483	3,674E-09	0,5963	0,43824	0,000004498
MODAL	Mode	13	0,694766	1,278E-07	0,01232	5,266E-09	0,5963	0,45057	0,000004503
MODAL	Mode	14	0,691568	3,388E-07	0,0377	6,327E-09	0,5963	0,48827	0,00000451
MODAL	Mode	15	0,686991	0,01725	2,97E-08	1,747E-11	0,61355	0,48827	0,00000451
MODAL	Mode	16	0,683531	0,03167	2,424E-07	2,116E-08	0,64522	0,48827	0,000004531
MODAL	Mode	17	0,479914	5,965E-11	2,677E-07	4,359E-11	0,64522	0,48827	0,000004531
MODAL	Mode	18	0,455529	2,188E-10	0,00001242	5,099E-08	0,64522	0,48828	0,000004582
MODAL	Mode	19	0,44035	6,293E-12	0,00007413	4,736E-09	0,64522	0,48835	0,000004587
MODAL	Mode	20	0,428854	3,957E-10	0,00004767	1,146E-07	0,64522	0,4884	0,000004701
MODAL	Mode	21	0,423561	3,885E-09	0,000003895	1,321E-08	0,64522	0,48841	0,000004714

ANNEXE A. Résultats de la méthode spectrale

MODAL	Mode	22	0,420 832	1,957E- 08	0,00001 05	2,833E- 07	0,645 22	0,488 42	0,00000 4998
MODAL	Mode	23	0,417 39	0,00014	4,381E- 12	6,902E- 09	0,645 36	0,488 42	0,00000 5005
MODAL	Mode	24	0,407 554	1,924E- 08	0,00000 3504	0,00000 1047	0,645 36	0,488 42	0,00000 6052
MODAL	Mode	25	0,403 791	2,061E- 10	0,00004 653	8,31E-08	0,645 36	0,488 47	0,00000 6135
MODAL	Mode	26	0,393 043	0,01696	1,489E- 10	1,341E- 08	0,662 32	0,488 47	0,00000 6148
MODAL	Mode	27	0,372 586	0,0203	1,797E- 10	4,418E- 10	0,682 63	0,488 47	0,00000 6149
MODAL	Mode	28	0,340 315	0,02633	1,47E-09	1,032E- 07	0,708 96	0,488 47	0,00000 6252
MODAL	Mode	29	0,307 566	0,00029	1,574E- 07	0,04202	0,709 25	0,488 47	0,04203
MODAL	Mode	30	0,307 06	2,772E- 08	1,075E- 09	0,04001	0,709 25	0,488 47	0,08204
MODAL	Mode	31	0,299 736	0,0007	0,00002 523	0,16625	0,709 95	0,488 49	0,24829
MODAL	Mode	32	0,299 18	0,0012	3,051E- 07	0,01493	0,711 15	0,488 49	0,26322
MODAL	Mode	33	0,298 58	0,0009	9,296E- 08	0,02368	0,712 04	0,488 49	0,2869
MODAL	Mode	34	0,298 013	0,00077	1,663E- 07	0,01697	0,712 81	0,488 49	0,30387
MODAL	Mode	35	0,297 742	0,00038	3,653E- 08	0,01211	0,713 19	0,488 49	0,31598
MODAL	Mode	36	0,297 466	0,00006 225	4,423E- 09	0,00028	0,713 25	0,488 49	0,31627
MODAL	Mode	37	0,295 695	0,0211	0,00000 0266	0,00172	0,734 35	0,488 49	0,31799
MODAL	Mode	38	0,236 404	4,2E-12	0,07687	0,00001 079	0,734 35	0,565 36	0,318
MODAL	Mode	39	0,229 195	1,378E- 10	0,02376	0,00000 2029	0,734 35	0,589 13	0,318
MODAL	Mode	40	0,221 936	0,0435	1,273E- 09	1,106E- 10	0,777 85	0,589 13	0,318
MODAL	Mode	41	0,205 821	2,763E- 11	0,04642	5,073E- 07	0,777 85	0,635 54	0,318
MODAL	Mode	42	0,179 443	1,275E- 09	0,0448	1,157E- 07	0,777 85	0,680 34	0,318
MODAL	Mode	43	0,147 673	8,406E- 10	0,0446	0,00000 2095	0,777 85	0,724 95	0,318
MODAL	Mode	44	0,109 49	0,01974	1,01E-11	4,476E- 09	0,797 59	0,724 95	0,318
MODAL	Mode	45	0,105 638	0,01892	1,376E- 09	6,44E-08	0,816 51	0,724 95	0,318
MODAL	Mode	46	0,098 367	2,523E- 08	0,0568	0,00000 881	0,816 51	0,781 75	0,31801

ANNEXE A. Résultats de la méthode spectrale

MODAL	Mode	47	0,091 852	0,0179	6,38E-10	1,962E- 07	0,834 41	0,781 75	0,31801
MODAL	Mode	48	0,080 361	0,00005 5	0,00000 3425	0,00007 625	0,834 47	0,781 75	0,31809
MODAL	Mode	49	0,080 017	0,00009 8	0,00000 1099	0,00002 634	0,834 56	0,781 75	0,31812
MODAL	Mode	50	0,079 816	0,00017	2,435E- 07	0,00000 4335	0,834 74	0,781 75	0,31812
MODAL	Mode	51	0,079 285	0,0012	3,251E- 12	0,00007 8	0,835 94	0,781 75	0,3182
MODAL	Mode	52	0,078 805	0,00639	0,00000 8291	0,00009 304	0,842 33	0,781 76	0,31829
MODAL	Mode	53	0,078 408	0,00041	0,00000 2442	0,00025	0,842 74	0,781 76	0,31854
MODAL	Mode	54	0,077 735	0,00004 198	0,00002 032	0,00001 12	0,842 79	0,781 78	0,31855
MODAL	Mode	55	0,077 583	0,00018	6,643E- 07	0,00008 183	0,842 97	0,781 78	0,31863
MODAL	Mode	56	0,076 492	0,00863	3,382E- 07	0,00012	0,851 6	0,781 78	0,31875
MODAL	Mode	57	0,071 114	0,0303	2,017E- 07	9,064E- 07	0,881 9	0,781 78	0,31875
MODAL	Mode	58	0,067 817	5,609E- 09	0,00006 699	3,106E- 07	0,881 9	0,781 85	0,31875
MODAL	Mode	59	0,067 814	1,356E- 07	0,00000 4047	1,973E- 08	0,881 9	0,781 86	0,31875
MODAL	Mode	60	0,067 812	1,534E- 10	0,00000 1059	5,688E- 09	0,881 9	0,781 86	0,31875
MODAL	Mode	61	0,067 81	2,596E- 08	0,00001 374	2,725E- 08	0,881 9	0,781 87	0,31875
MODAL	Mode	62	0,067 809	1,432E- 10	0,00001 737	4,313E- 08	0,881 9	0,781 89	0,31875
MODAL	Mode	63	0,067 799	8,244E- 09	0,00003 213	1,094E- 08	0,881 9	0,781 92	0,31875
MODAL	Mode	64	0,067 309	0,00005 398	8,838E- 10	1,285E- 09	0,881 95	0,781 92	0,31875
MODAL	Mode	65	0,066 708	0,00005 503	9,479E- 10	1,976E- 08	0,882 01	0,781 92	0,31875
MODAL	Mode	66	0,066 369	4,743E- 10	0,00001 63	6,723E- 09	0,882 01	0,781 94	0,31875
MODAL	Mode	67	0,066 363	1,149E- 08	4,59E-08	3,588E- 09	0,882 01	0,781 94	0,31875
MODAL	Mode	68	0,064 366	0,00007 848	1,582E- 10	2,428E- 08	0,882 09	0,781 94	0,31875
MODAL	Mode	69	0,062 213	0,01322	9,448E- 08	0,00001 078	0,895 31	0,781 94	0,31877
MODAL	Mode	70	0,061 659	0,00016	1,098E- 10	9,903E- 08	0,895 47	0,781 94	0,31877
MODAL	Mode	71	0,057 847	0,00173	1,793E- 08	0,00000 2838	0,897 2	0,781 94	0,31877

ANNEXE A. Résultats de la méthode spectrale

MODAL	Mode	72	0,052 64	3,048E- 09	0,02208	0,00185	0,897 2	0,804 02	0,32062
MODAL	Mode	73	0,051 141	1,862E- 08	0,01966	0,0027	0,897 2	0,823 67	0,32332
MODAL	Mode	74	0,047 804	2,281E- 07	0,00029	0,21922	0,897 2	0,823 97	0,54254
MODAL	Mode	75	0,046 05	0,00000 4047	0,0089	0,00008 683	0,897 2	0,832 86	0,54263
MODAL	Mode	76	0,045 666	6,998E- 07	0,00974	0,00302	0,897 2	0,842 6	0,54565
MODAL	Mode	77	0,045 506	0,00127	5,422E- 07	0,00000 7596	0,898 48	0,842 6	0,54566
MODAL	Mode	78	0,044 502	2,753E- 07	0,00002 409	0,00008 228	0,898 48	0,842 63	0,54574
MODAL	Mode	79	0,044 501	2,236E- 07	0,00000 8934	5,003E- 08	0,898 48	0,842 64	0,54574
MODAL	Mode	80	0,044 499	1,818E- 08	0,00000 2002	4,742E- 07	0,898 48	0,842 64	0,54574
MODAL	Mode	81	0,044 499	3,765E- 08	0,00001 299	0,00000 1601	0,898 48	0,842 65	0,54574
MODAL	Mode	82	0,044 496	1,052E- 09	1,128E- 08	0,00000 5999	0,898 48	0,842 65	0,54575
MODAL	Mode	83	0,044 491	3,498E- 08	0,00009 81	0,00048	0,898 48	0,842 75	0,54623
MODAL	Mode	84	0,043 922	0,00002 328	0,00078	0,07895	0,898 5	0,843 53	0,62518
MODAL	Mode	85	0,043 756	4,414E- 10	0,00000 1962	2,853E- 08	0,898 5	0,843 53	0,62518
MODAL	Mode	86	0,043 755	9,652E- 12	0,00000 3705	6,31E-08	0,898 5	0,843 54	0,62518
MODAL	Mode	87	0,041 632	0,00017	0,00271	0,01455	0,898 67	0,846 24	0,63973
MODAL	Mode	88	0,041 398	0,00909	0,00031	0,00104	0,907 76	0,846 55	0,64077
MODAL	Mode	89	0,041 009	0,01333	0,00068	0,00226	0,921 08	0,847 23	0,64303
MODAL	Mode	90	0,040 098	0,00593	0,00019	0,00509	0,927 01	0,847 41	0,64812
MODAL	Mode	91	0,039 97	0,00013	0,01398	0,00788	0,927 15	0,861 39	0,656
MODAL	Mode	92	0,039 696	0,00108	0,00015	0,02322	0,928 22	0,861 54	0,67922
MODAL	Mode	93	0,037 517	8,705E- 07	0,00014	0,00749	0,928 22	0,861 68	0,68672
MODAL	Mode	94	0,036 921	0,00005 815	0,00000 5557	0,00644	0,928 28	0,861 68	0,69316
MODAL	Mode	95	0,036 627	0,00000 0353	0,00008 227	0,00000 1709	0,928 28	0,861 77	0,69316
MODAL	Mode	96	0,036 334	0,00086	0,00001 617	0,00013	0,929 14	0,861 78	0,69329

ANNEXE A. Résultats de la méthode spectrale

MODAL	Mode	97	0,035 462	0,00036	0,0003	0,00000 3344	0,929 5	0,862 08	0,69329
MODAL	Mode	98	0,035 028	0,00373	0,00002 677	0,0007	0,933 24	0,862 11	0,69399
MODAL	Mode	99	0,034 656	0,00002 256	0,02664	0,00005 894	0,933 26	0,888 75	0,69405
MODAL	Mode	100	0,034 576	0,00156	0,00195	0,00365	0,934 82	0,890 7	0,69771

ANNEXE A. Résultats de la méthode spectrale

Tableau de la méthode spectrale avec ROBOT

fréquence	période	masse cumulées X	y	z	masse modale x	y	z
0,84	1,19	53,02	0	0	53,02	0	0
1,01	0,99	54,53	0	0	1,52	0	0
1,15	0,87	69,02	0	0	14,49	0	0
1,28	0,78	69,03	0	0	0,01	0	0
1,3	0,77	69,03	32,58	0	0	32,58	0
1,31	0,76	69,03	40,53	0	0	7,95	0
1,32	0,76	77,7	40,53	0	8,67	0	0
1,34	0,75	77,7	41,88	0	0	1,36	0
1,35	0,74	85,58	41,88	0	7,88	0	0
1,37	0,73	85,58	54,77	0	0	12,89	0
1,4	0,71	85,58	54,77	0	0	0	0
1,4	0,71	86,02	54,77	0	0,43	0	0
1,41	0,71	86,02	63,55	0	0	8,78	0
1,42	0,7	86,02	64,37	0	0	0,82	0
1,43	0,7	86,02	65,35	0	0	0,97	0
1,43	0,7	86,86	65,35	0	0,84	0	0
1,89	0,53	86,86	65,35	0	0	0	0
1,98	0,51	86,86	65,35	0	0	0	0
2,05	0,49	86,86	65,35	0	0	0	0
2,06	0,48	86,96	65,35	0	0,1	0	0
2,08	0,48	86,96	65,35	0	0	0	0
2,14	0,47	86,96	65,36	0	0	0,01	0
2,16	0,46	87,49	65,36	0	0,53	0	0
2,18	0,46	87,49	65,36	0	0	0	0
2,2	0,45	87,49	65,37	0	0	0,01	0
2,21	0,45	87,49	65,38	0	0	0	0
2,22	0,45	87,49	65,38	0	0	0	0
2,35	0,43	88,77	65,38	0	1,28	0	0
2,69	0,37	90,51	65,38	0	1,74	0	0
3,37	0,3	90,51	72,72	0	0	7,34	0
3,48	0,29	90,51	74,71	0	0	2	0
3,7	0,27	93,17	74,71	0	2,67	0	0
3,91	0,26	93,17	79,25	0	0	4,54	0
4,58	0,22	93,17	83,93	0	0	4,68	0
5,74	0,17	93,17	88,73	0	0	4,8	0
8,75	0,11	93,17	93,08	0	0	4,35	0
16,05	0,06	96,69	93,08	0	3,51	0	0
16,21	0,06	96,69	93,08	0	0	0	0
16,36	0,06	96,69	93,08	0	0	0	0
16,94	0,06	96,69	93,08	0	0	0	0
17,71	0,06	96,69	93,08	0	0	0	0
18,78	0,05	96,69	93,08	0	0	0	0

ANNEXE A. Résultats de la méthode spectrale

1,35	0,74	85,6	41,91	0	7,89	0	0
1,37	0,73	85,6	54,79	0	0	12,87	0

ANNEXES B

- ✓ **Ferrailage de la dalle**
- ✓ **nape inférieure :**

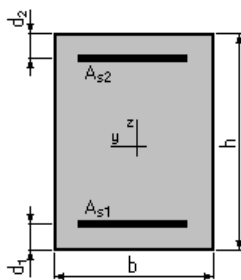
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 25,0$ (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)	44,77	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A _{s1} = 5,3 (cm ²)	Section théorique	A _{s2} = 0,0 (cm ²)
Section minimum	A _{s min} = 3,1 (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,27$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,16$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 44,77$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 1,5$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 19,4$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,78$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

✓ nape supérieure :

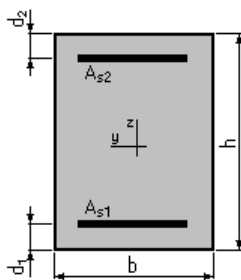
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 25,0$ (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)	39,33	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 4,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,23$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,16$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 39,33$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 1,3$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 19,5$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,68$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

✓ ferrailage de la pile 1

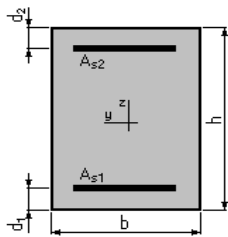
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 800,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 300,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	21763,40	2364,54
2.	ELS	21763,40	1782,00
3.	ELA	14023,92	10877,11

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 240,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 240,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 480,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 12000,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELU N = 21763,40 (kN) M = 2364,54 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	15,41	Pivot: C
Position de l'axe neutre:	$y = 355,6$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 152,8$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,13$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 434,8$ (MPa)	

ANNEXE B. Ferrailage

Cas N° 2: Type ELS **N = 21763,40 (kN)** **M = 1782,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 14,74
Position de l'axe neutre: $y = 1114,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 152,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 15,2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 14023,92 (kN)** **M = 10877,11 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 17,71 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 206,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 212,6$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,51$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 302,4$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

✓ ferrailage de la pile 5 (transversalement)

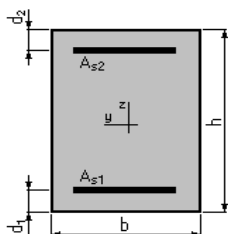
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 433,0$ (cm)
 $h = 346,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	31803,81	9107,84
2.	ELS	28971,60	6830,88
3.	ELA	21461,11	67124,24

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 202,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 202,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 299,6$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 7490,9$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,27$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 31803,81 (kN) M = 9107,84 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,54 Pivot: C
 Position de l'axe neutre: $y = 373,5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 191,6$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,32$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N^o 2: Type ELS N = 28971,60 (kN) M = 6830,88 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,31
 Position de l'axe neutre: $y = 626,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 190,0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,6$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 38,2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N^o 3: Type ELA N = 21461,11 (kN) M = 67124,24 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 39,1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 325,4$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,29$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 225,7$ (MPa)

✓ ferrailage de la pile 5 (longitudinalement)

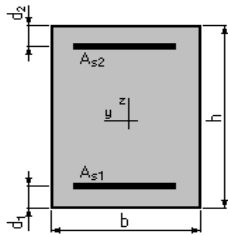
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 346,0$ (cm)
 $h = 433,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	31803,00	3663,20
2.	ELS	28971,60	2747,40
3.	ELA	21461,11	21350,08

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 149,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 149,8$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 299,6$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 7490,9$ (cm ²)
minimum	$\rho = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)
	$\rho_{min} = 0,20$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 31803,00 (kN) M = 3663,20 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,22 Pivot: C
 Position de l'axe neutre: $y = 522,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 218,8$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,10$ (‰)
 Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N^o 2: Type ELS N = 28971,60 (kN) M = 2747,40 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,67

ANNEXE B. Ferrailage

Position de l'axe neutre: $y = 1954,9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 220,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,1$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 31,6$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA N = 21461,11 (kN) M = 21350,08 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,42 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 320,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 300,0$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,18$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 236,3$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

✓ **ferrailage de la pile 7**

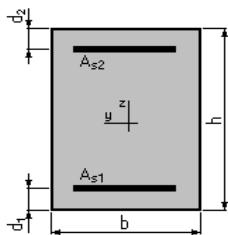
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 433,0$ (cm)
 $h = 346,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	27000,00	7610,00
2.	ELS	20000,00	5700,00
3.	ELA	17900,00	32183,00

4. Résultats:

ANNEXE B. Ferrailage

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 149,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 149,8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 299,6$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 7490,9$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 27000,00 (kN) M = 7610,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,32
Position de l'axe neutre: $y = 545,9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 194,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,6$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 38,1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 20000,00 (kN) M = 5700,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,51
Position de l'axe neutre: $y = 541,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 195,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,9$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 28,3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA N = 17900,00 (kN) M = 32183,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,37 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 87,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 306,1$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,44$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

- ✓ **Ferrailage de la culée**
- ✓ **Dalle de transition :**

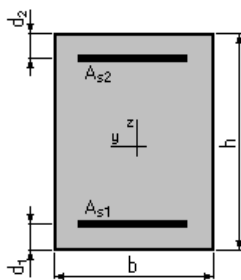
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de 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)	182,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 18,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,75$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 182,00$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 6,7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 22,3$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 9,64$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

✓ mur garde grève

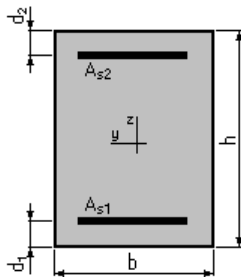
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 35,0$ (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)	170,60	0,00
Etat Limite de Service	167,80	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 25,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,86$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 170,60$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,73	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 9,2$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 26,3$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 7,97$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

ANNEXE B. Ferrailage

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 167,80$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 11,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 26,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

✓ Mur en retour dans le sens xx

Calcul de Section en Flexion Simple

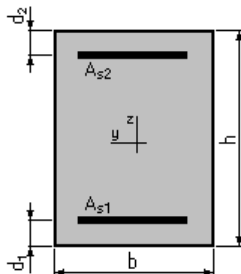
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 60,0$ (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)	226,61	0,00
Etat Limite de Service	167,86	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	171,47	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 16,1$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5,5$ (cm²)

ANNEXE B. Ferrailage

théorique $\rho = 0,29$ (%)
minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 226,61$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,63 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 5,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 52,7$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,16$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 167,86$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 14,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 50,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,7$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 171,47$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,49 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 5,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 53,0$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,01$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

✓ mur en retour dans le sens yy :

Calcul de Section en Flexion Simple

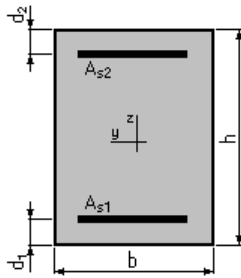
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

ANNEXE B. Ferrailage



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	319,40	0,00
Etat Limite de Service	236,57	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	272,56	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 5,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,42 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 319,40 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,62 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 8,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 51,7 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,75 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 236,57 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 16,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 49,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 207,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 207,3 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\max} = 272,56 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,20 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 52,1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,51 \text{ (\%)}_0$

ANNEXE B. Ferrailage

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

✓ mur frontal dans le sens yy

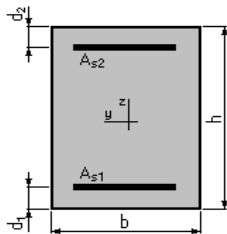
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 120,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1762,30	592,83
2.	ELS	1305,41	439,12
3.	ELA	1266,36	561,86

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 12,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\min} = 24,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\max} = 600,0$ (cm ²)
minimum	$\rho = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)
	$\rho_{\min} = 0,20$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 1762,30 (kN) M = 592,83 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,49 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 78,1$ (cm)

ANNEXE B. Ferrailage

Bras de levier: $Z = 83,8$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,66$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 331,4$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 1305,41$ (kN) $M = 439,12$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,44
Position de l'axe neutre: $y = 85,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 86,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,8$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 7,5$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 39,2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 1266,36$ (kN) $M = 561,86$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,21 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 57,2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 92,1$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 3,54$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

ANNEXES C

ANNEXE C. Répartition transversale due aux surcharges

Système B

Système Bc 1 voie

Charges roulantes

Sélection du convoi
 Norme (catalogue) [dropdown]
 Nom du convoi: BC 1V
 Nouveau Supprimer
 Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques Convois arbitraires

Type de charge	F	X	S
1 force concentrée	F=72	X=0	S=2
2 force concentrée	F=72	X=1,5	S=2
3 force concentrée	F=36	X=6	S=2
4 force concentrée	F=72	X=10,5	S=2

Dimensions du convoi
 b= 2 d1= 0 d2= 0

Unités longueur - (m) force - (kN)
 Ajouter Fermer Aide

Système Bc 2 voie

Charges roulantes

Sélection du convoi
 Norme (catalogue) [dropdown]
 Nom du convoi: BC 2V
 Nouveau Supprimer
 Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques Convois arbitraires

Type de charge	F	X	S
1 force concentrée	F=66	X=0	S=0,5
2 force concentrée	F=66	X=0	S=4,5
3 force concentrée	F=66	X=1,5	S=0,5
4 force concentrée	F=66	X=1,5	S=4,5

Dimensions du convoi
 b= 4,5 d1= 0 d2= 0

Unités longueur - (m) force - (kN)
 Ajouter Fermer Aide

Système Bc 3 voie

Charges roulantes

Sélection du convoi
 Norme (catalogue) [dropdown]
 Nom du convoi: BC 3V
 Nouveau Supprimer
 Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques Convois arbitraires

Type de charge	F	X	S
1 force concentrée	F=57	X=0	S=2
2 force concentrée	F=57	X=0	S=3
3 force concentrée	F=57	X=0	S=7
4 force concentrée	F=57	X=1,5	S=2

Dimensions du convoi
 b= 7 d1= 0 d2= 0

Unités longueur - (m) force - (kN)
 Ajouter Fermer Aide

ANNEXE C. Répartition transversale due aux surcharges

○ Système Bt :

1 tandem

Charges roulantes
✕

Sélection du convoi

Norme (catalogue)

Nom du convoi

Convois symétriques

Convois arbitraires

	Type de charge				
1	force concentrée	F=96	X=0	S=2	
2	force concentrée	F=96	X=1,35	S=2	
*					

Dimensions du convoi

b= d1= d2=

Unités

longueur - (m) force - (kN)

2 Tandem

Charges roulantes
✕

Sélection du convoi

Norme (catalogue)

Nom du convoi

Convois symétriques

Convois arbitraires

	Type de charge				
1	force concentrée	F=96	X=0	S=1	
2	force concentrée	F=96	X=0	S=5	
3	force concentrée	F=96	X=1,35	S=1	
4	force concentrée	F=96	X=1,35	S=5	

Dimensions du convoi

b= d1= d2=

Unités

longueur - (m) force - (kN)

ANNEXE C. Répartition transversale due aux surcharges

○ Système de charge Mc120

Type de charge	P	X	S	DX	DY
1 surfacique uniforme	90,16	0	3,3	6,1	1
*					

Dimensions du convoi: b= 4,3 d1= 0 d2= 0

Unités: longueur - (m) force - (kN)

Ajouter Fermer Aide

○ Système de charge D240

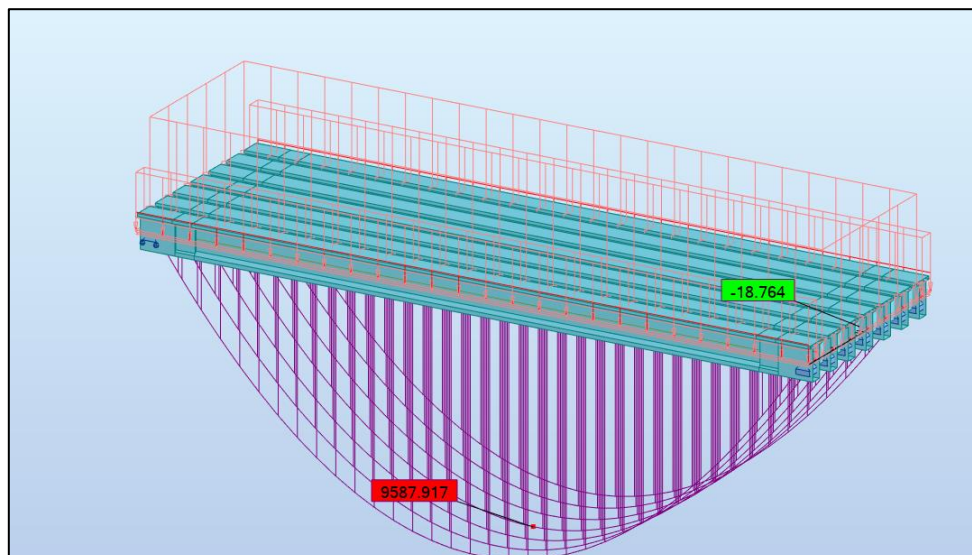
Type de charge	P	X	S	DX	DY
1 surfacique uniforme	40,32	0	0	18,6	3,2
*					

Dimensions du convoi: b= 3,2 d1= 0 d2= 0

Unités: longueur - (m) force - (kN)

Ajouter Fermer Aide

○ Les Diagrammes Des Moments Des Combinaisons a ELU



ANNEXE C. Répartition transversale due aux surcharges

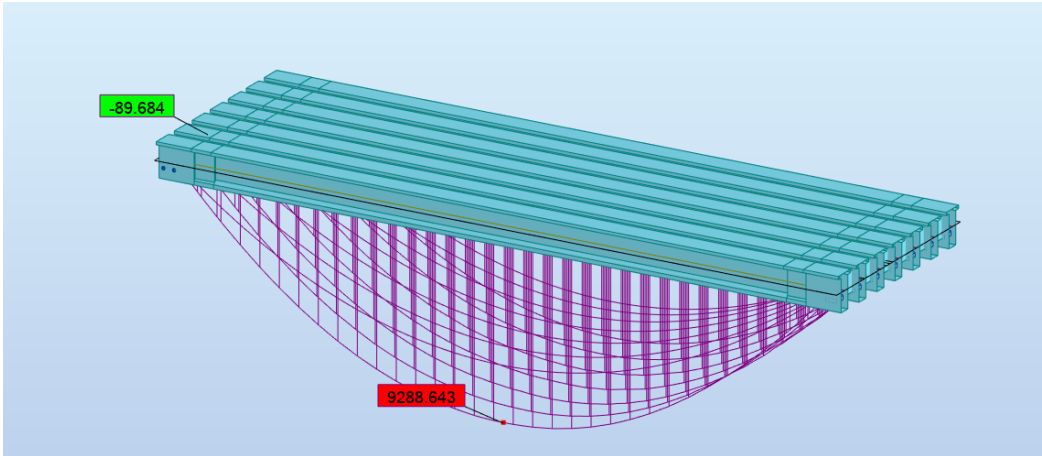


Figure VII.51 Moment fléchissant ELU $1.35G+1.6 ST +1.6 Bc3V$

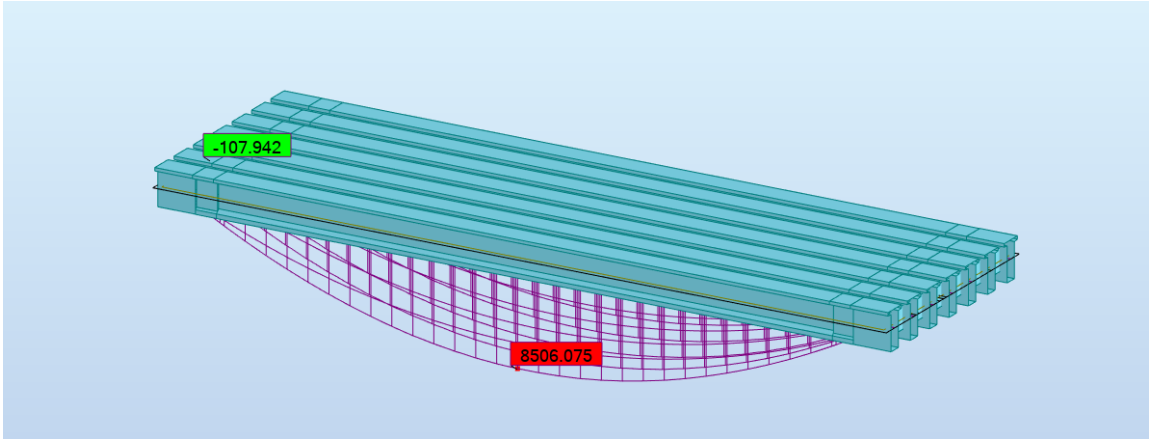


Figure VII.52 Moment fléchissant ELU $1.35G+1.6 ST +1.6 BT 2T$

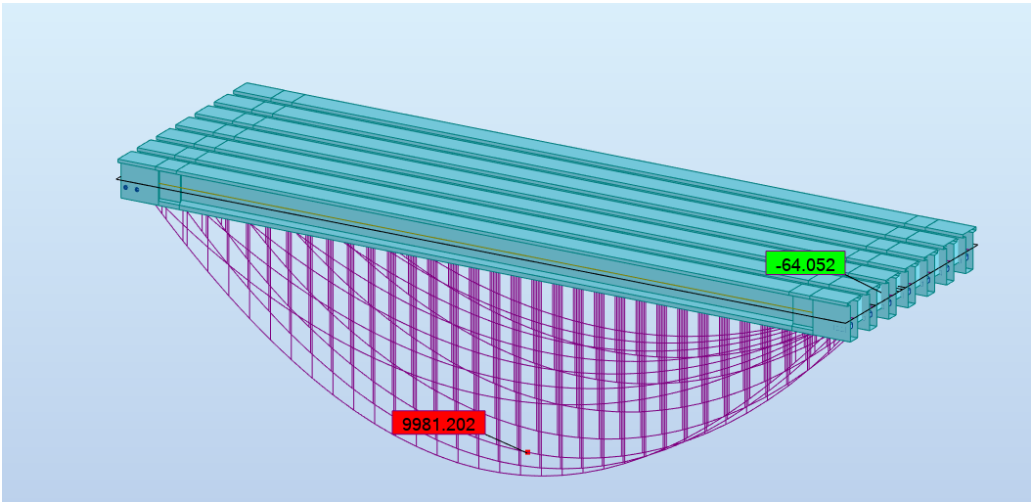


Figure VII.53 Moment fléchissant ELU $1.35G+1.35 D240$

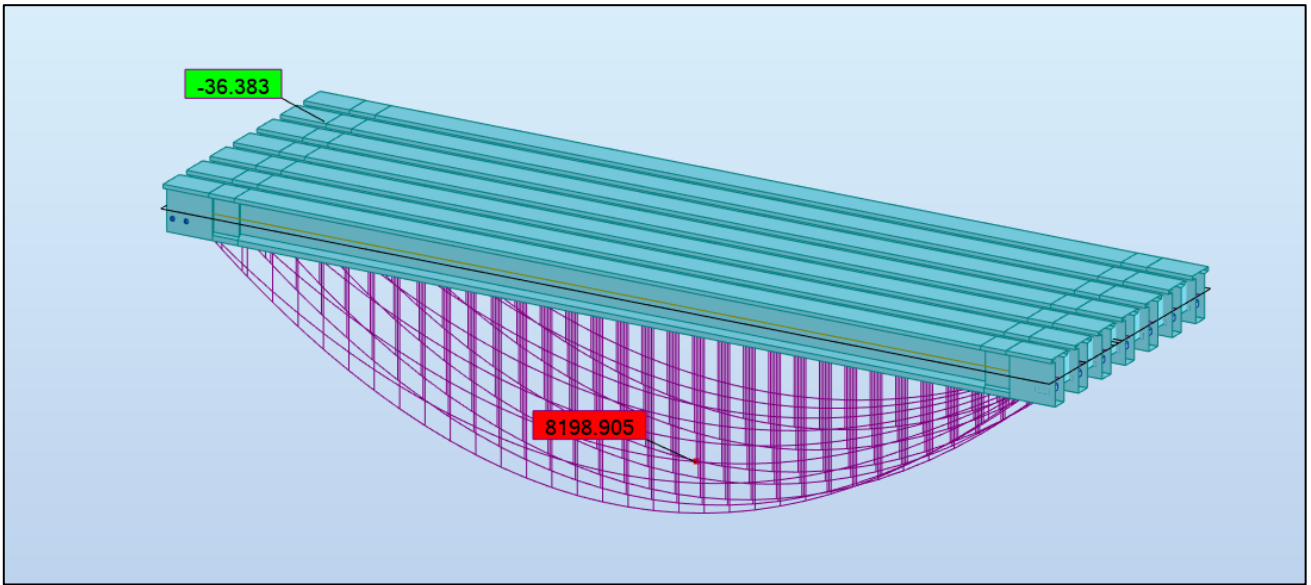


Figure VII.54 Moment fléchissant ELU $1.35G+1.35 Mc 120$

○ **Les Diagrammes Des Moments Des Combinaisons a ELS**

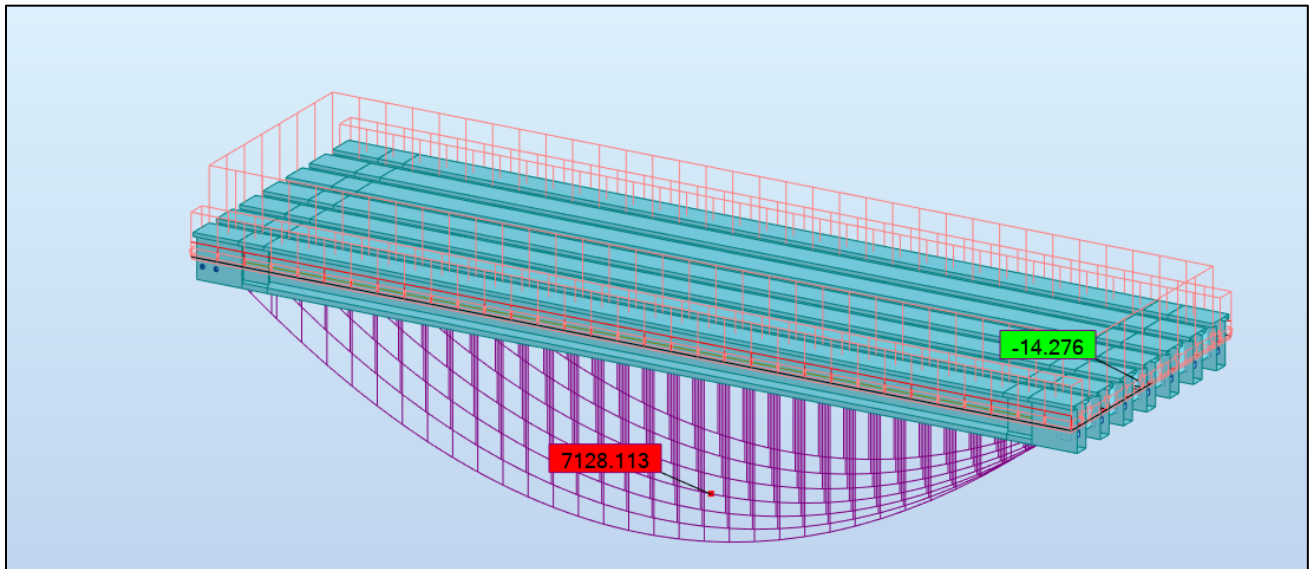


Figure VII.55 Moment fléchissant ELS $G+1.2 A1 3V +St$

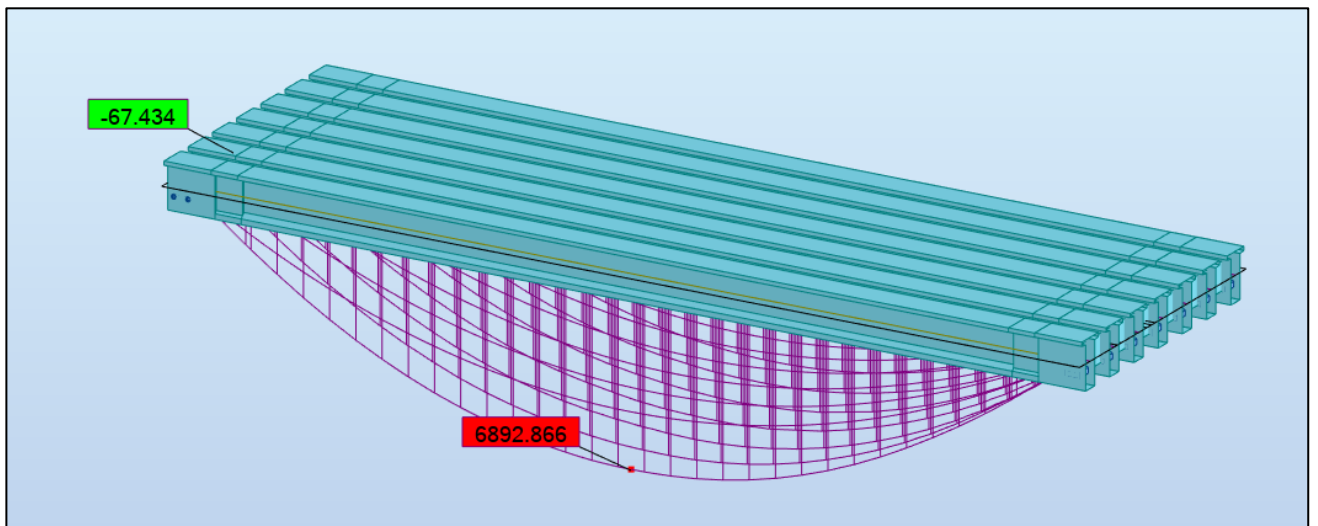


Figure VII.56 Moment fléchissant ELS $G+1.2 Bc 3V +St$

ANNEXE C. Répartition transversale due aux surcharges

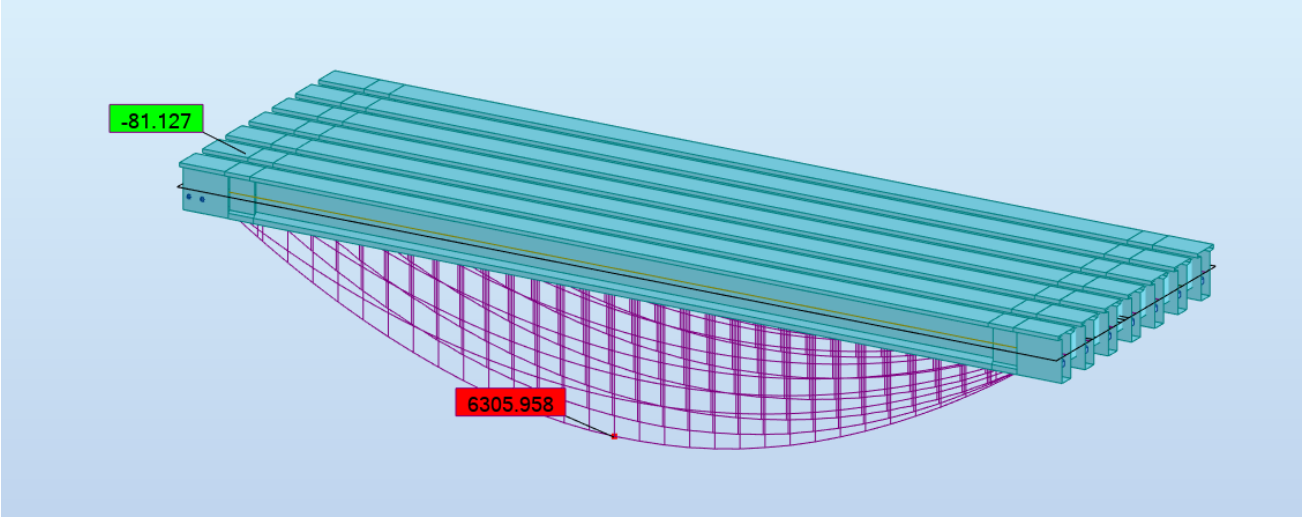


Figure VII.57 Moment fléchissant ELS
G+1.2 BT 2T +St

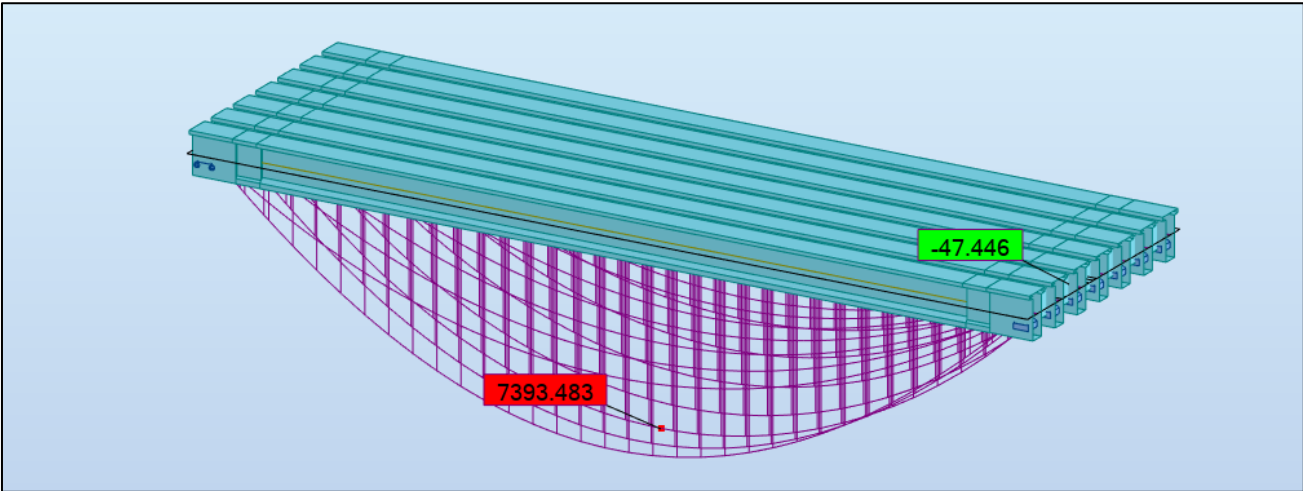


Figure VII.58 Moment fléchissant ELS

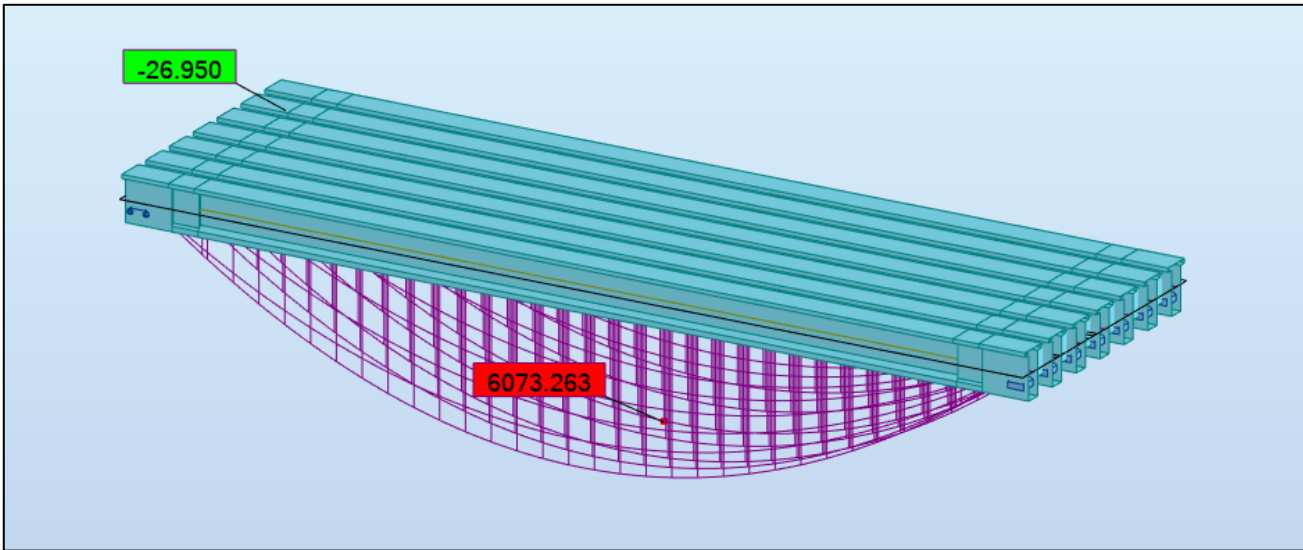
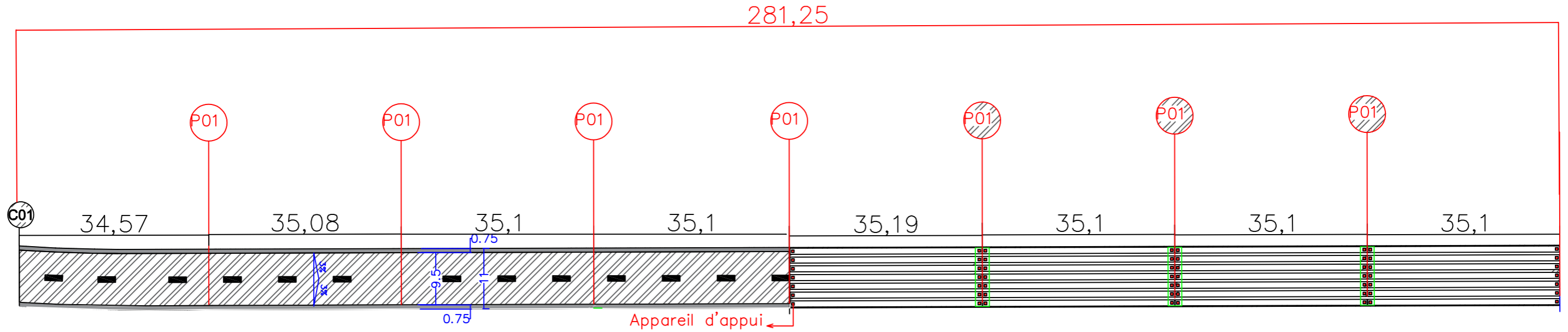


Figure VII.59 Moment fléchissant
ELS G+Mc 120

Vu en Plan

Vers RAS EL HAMRA

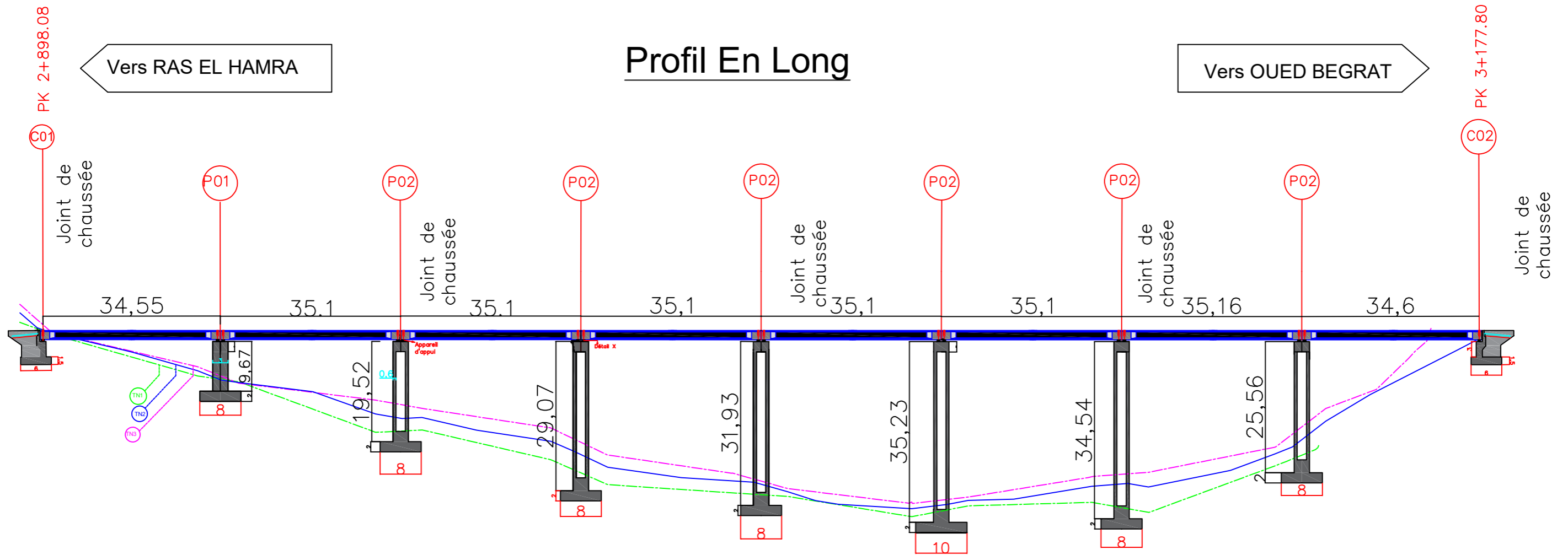
Vers OUED BEGRAT



Profil En Long

Vers RAS EL HAMRA

Vers OUED BEGRAT



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE ET CONCEPTION D'UN OUVRAGE D'ART SUR 280M DE LA COMMUNE D'ANNABA WILAYA D'ANNABA

Réalisé par

BOUROUIS BELKIS
CHAOUICHE AMIRA

Encadré par

Mr CHIKH BENAOUZ
Mr Benbokhari Abdellatif

Echelle

1/75

N° Planche

Variante 1

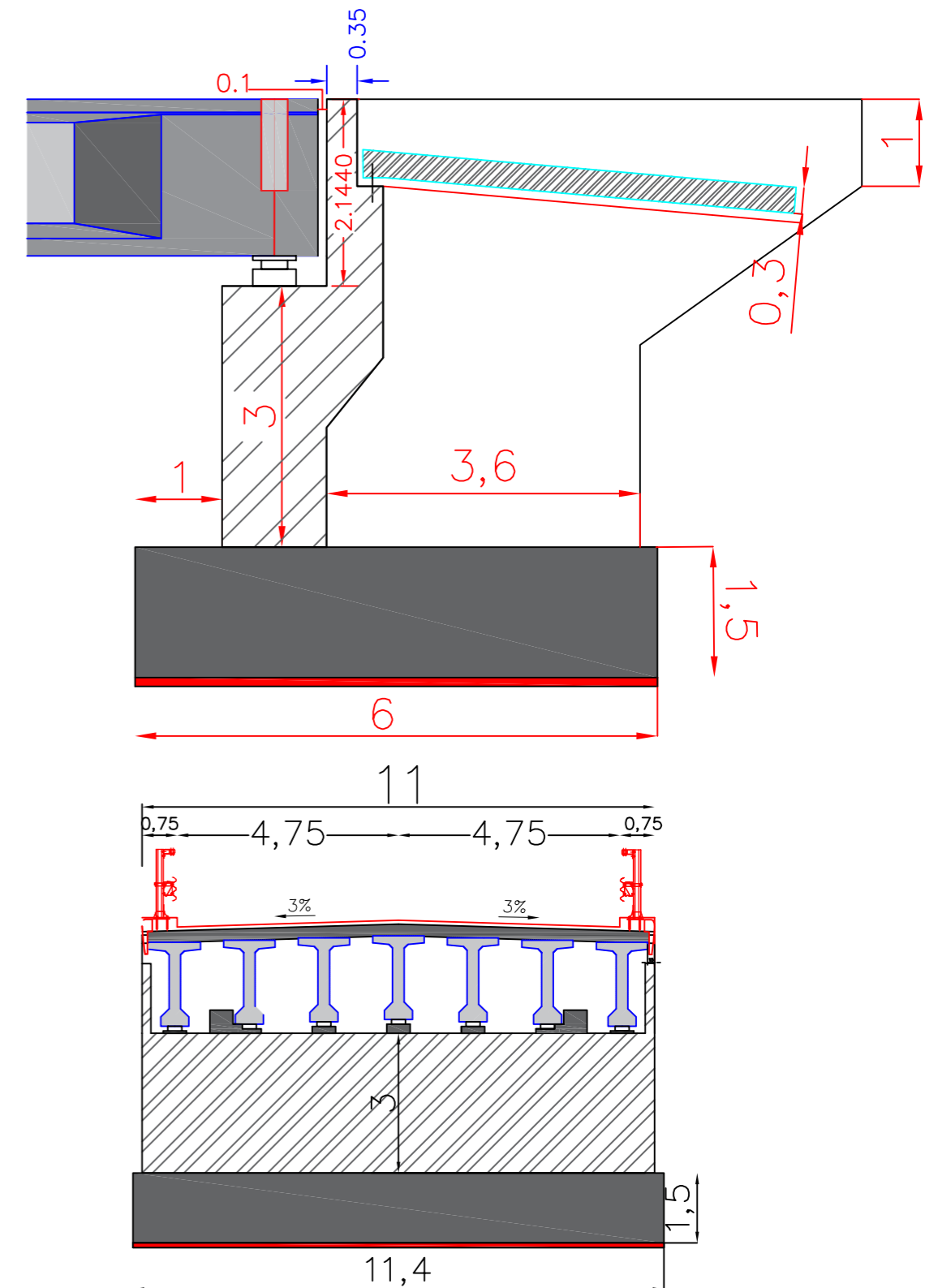
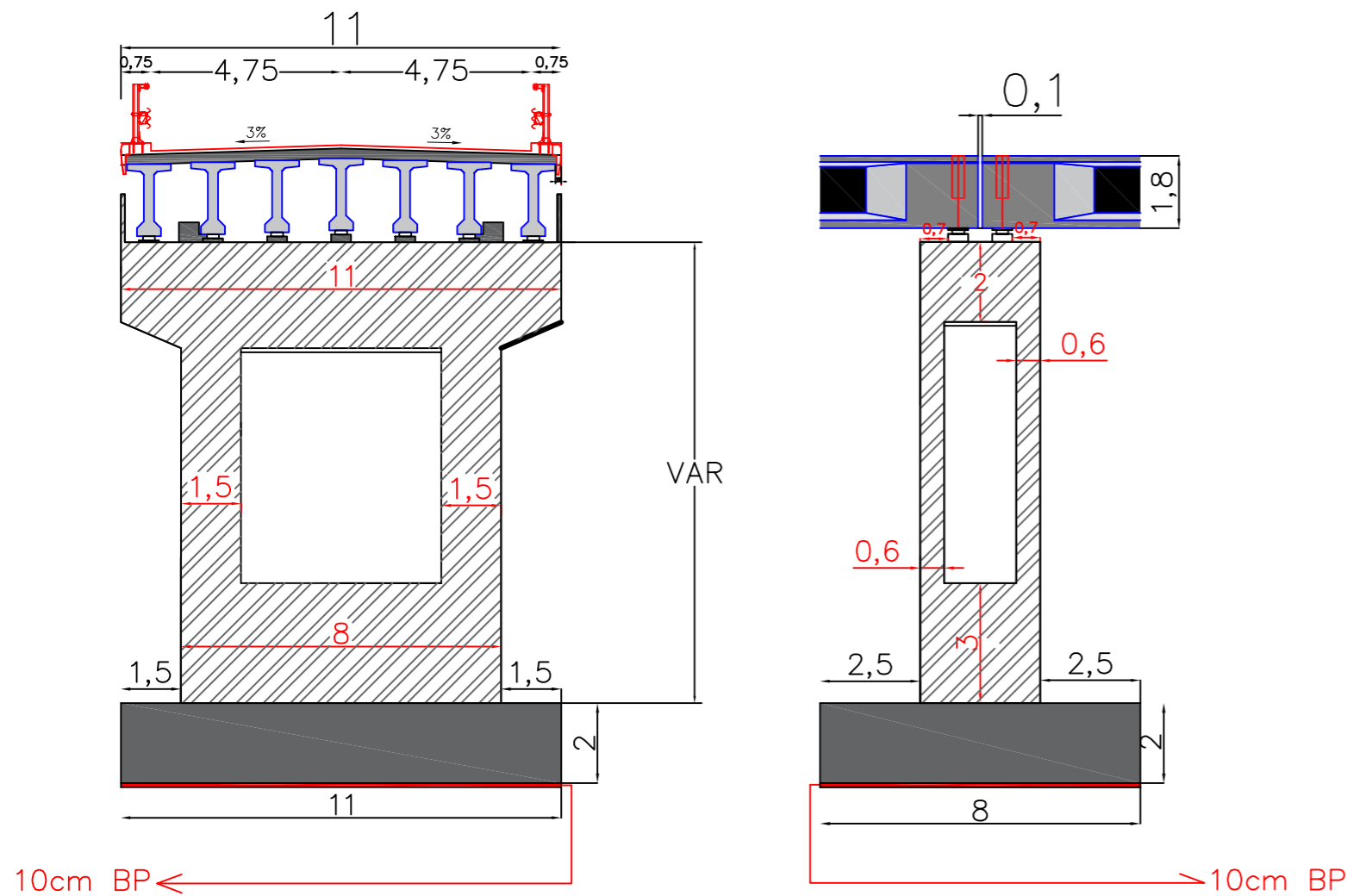
Année universitaire

2017 / 2018

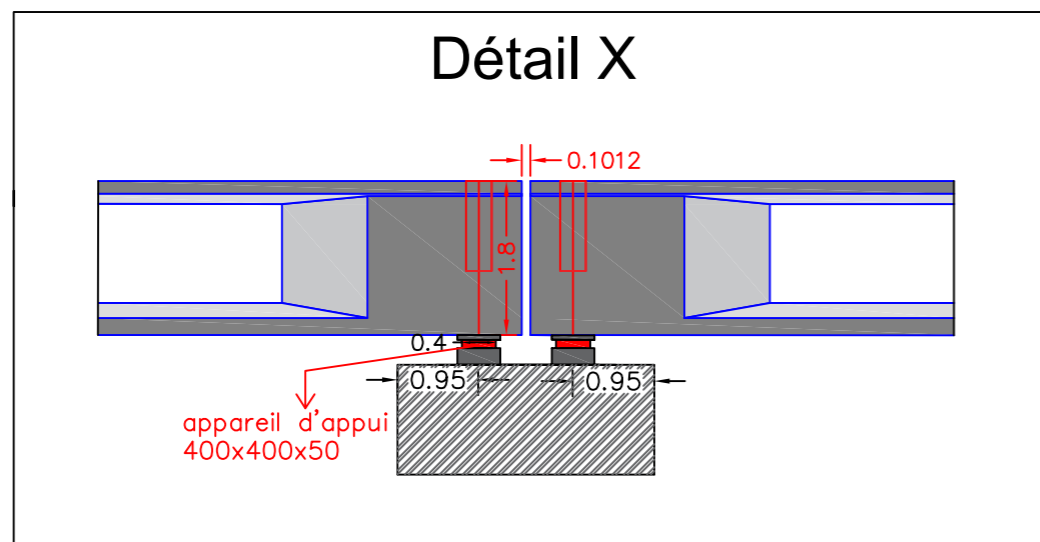
ELEVATION SUR PILE EVIDEE

COUPE SUR PILE EVIDEE

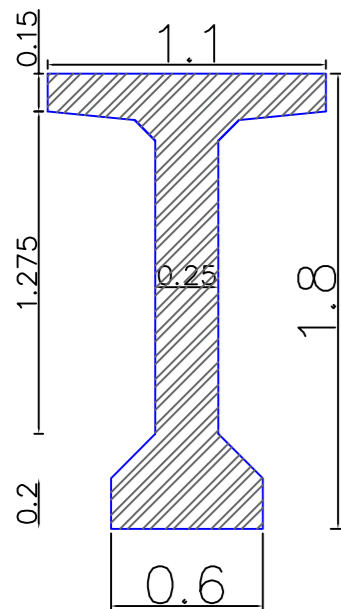
COUPE SUR CULEE



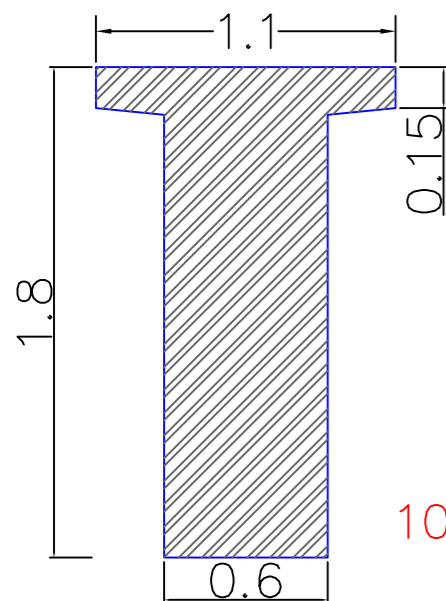
Détail X



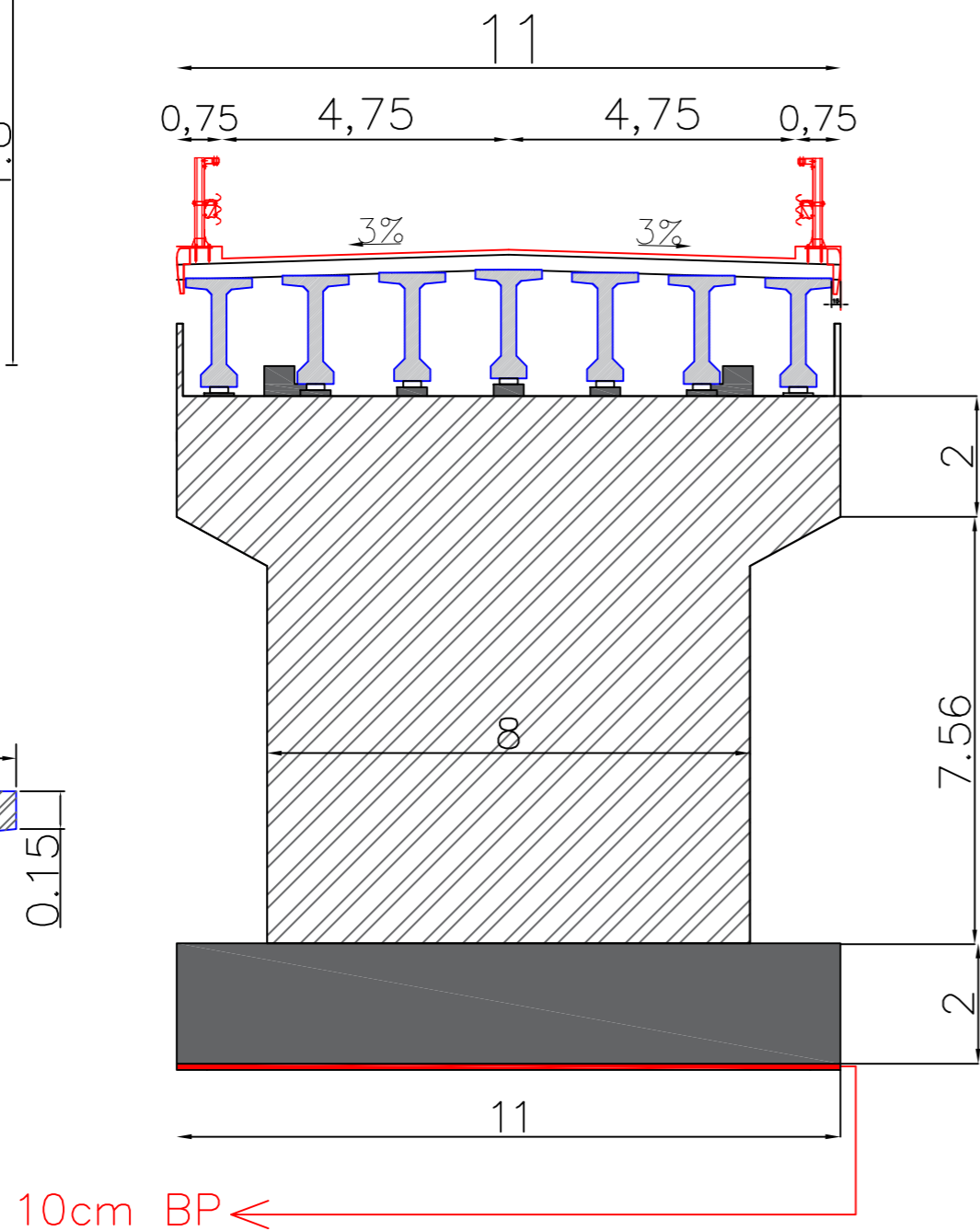
section médiane



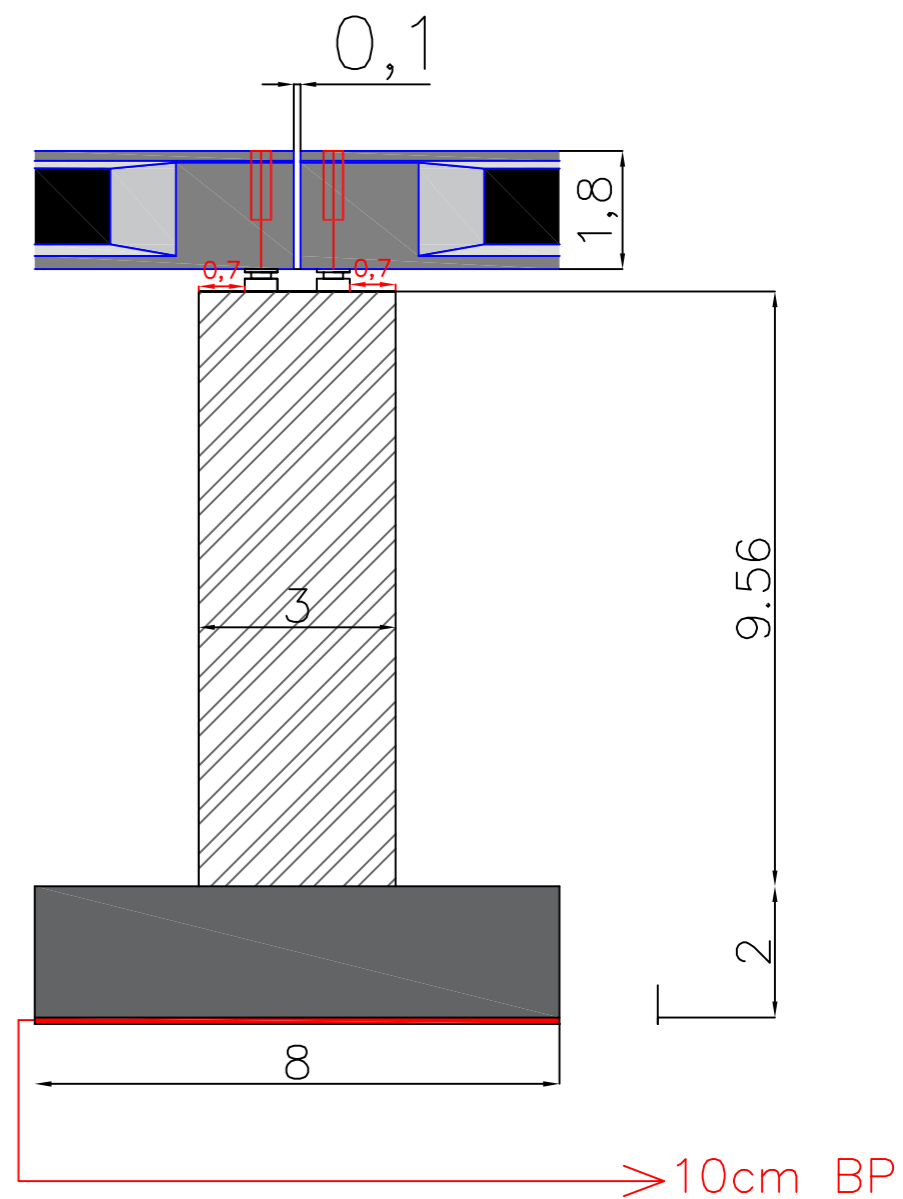
section d'about



ELEVATION SUR PILE P1



COUPE SUR PILE P1

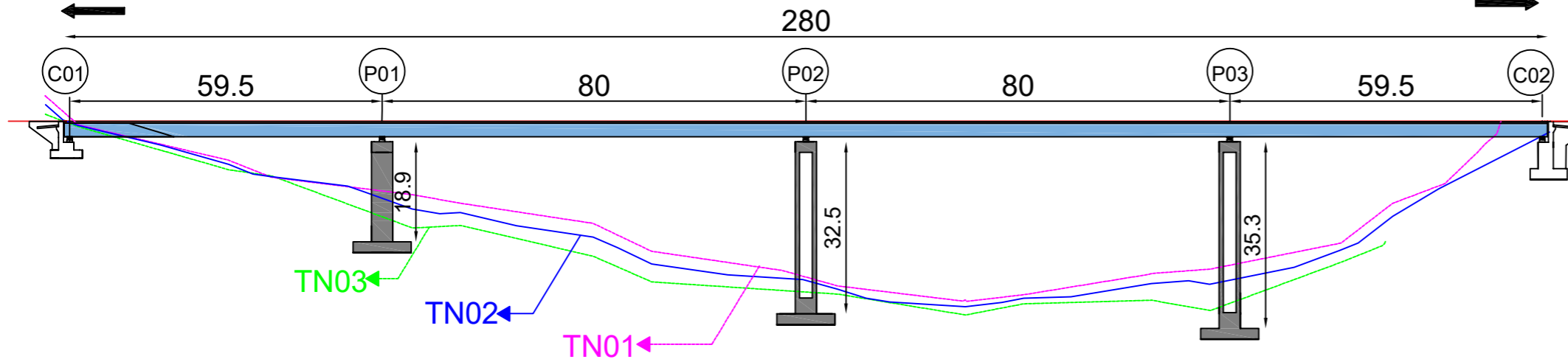


Coupe longitudinale de la variante 02

éch:1/120

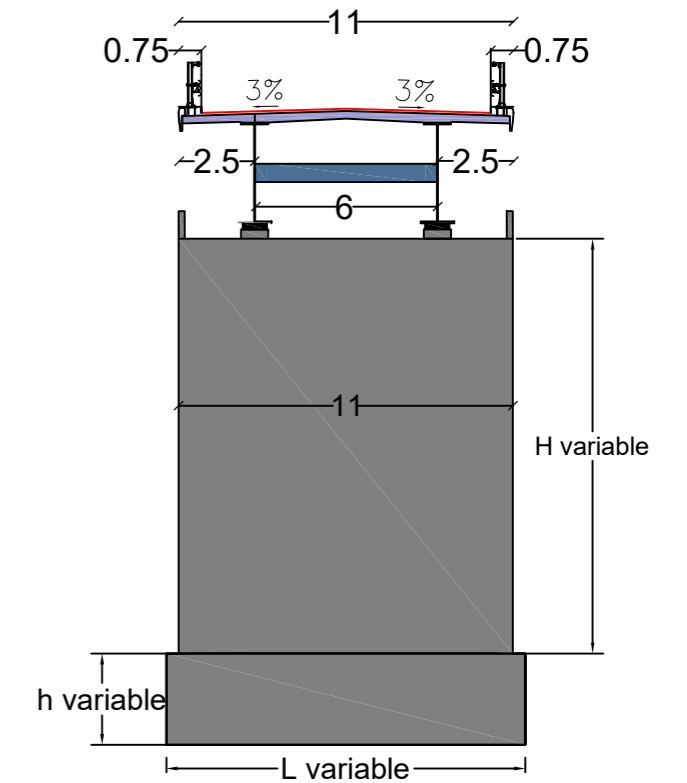
RAS EL HAMRA
PK: 2+898.08

OUED BEGRAT
PK: 3+177.8



coupe transversale sur culée éch:1/25

éch:1/25

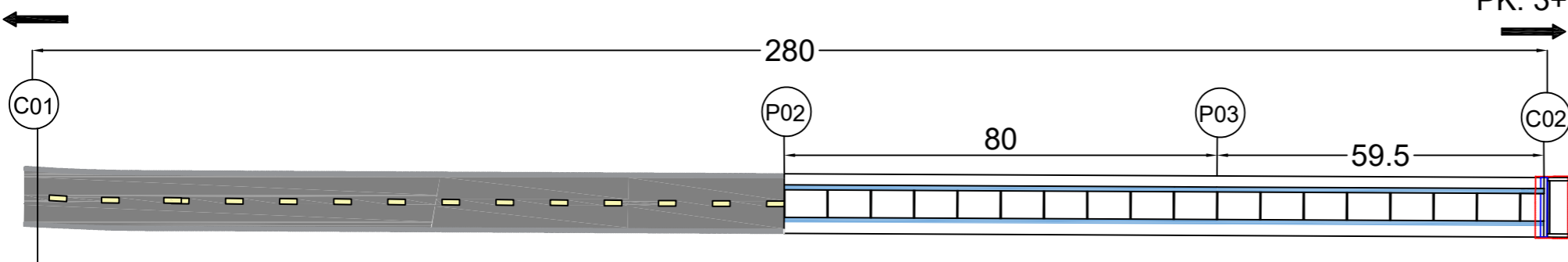


Vue en plan de la variante 02

éch:1/120

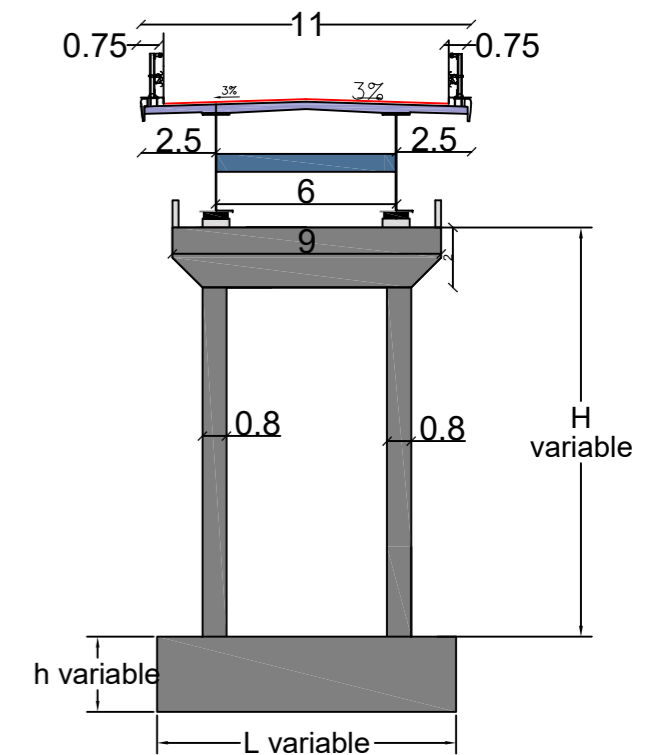
RAS EL HAMRA
PK: 2+898.08

OUED BEGRAT
PK: 3+177.8



coupe transversale sur pile éch:1/25

éch:1/25



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

Etude et conception d'un ouvrage d'art sur 280 m à la commune d'ANNABA wilaya d'ANNABA

Réalisé par

BOUROUIS
CHAOUCHE

Encadré par

Dr.CHIKH
Mr.BENBOKHARI

Echelle

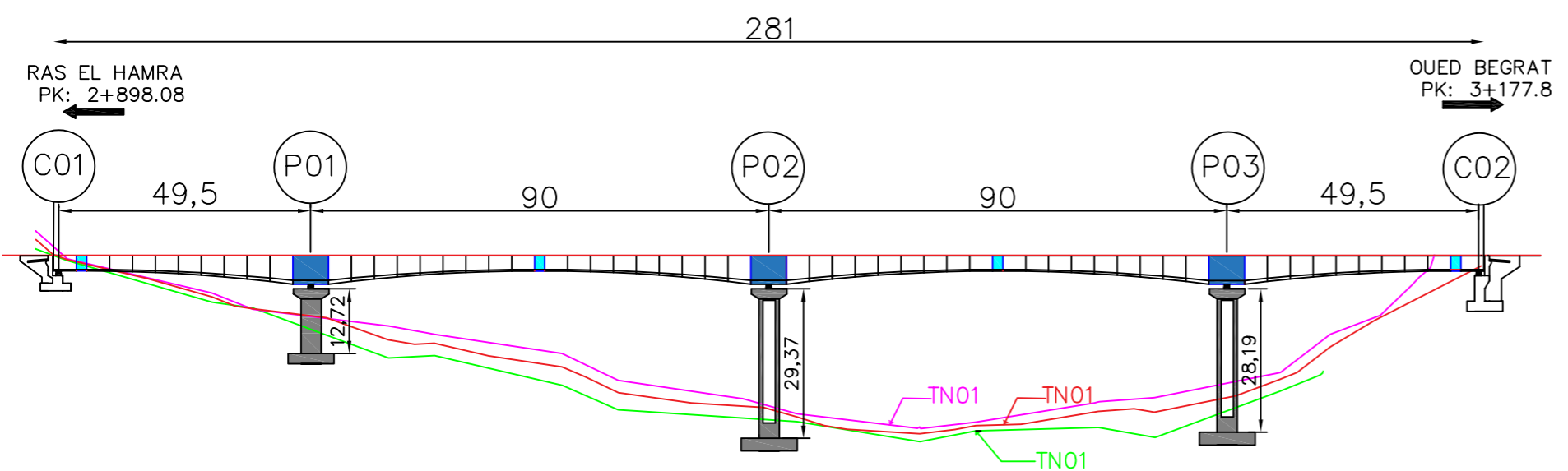
N° Planche

variante 02

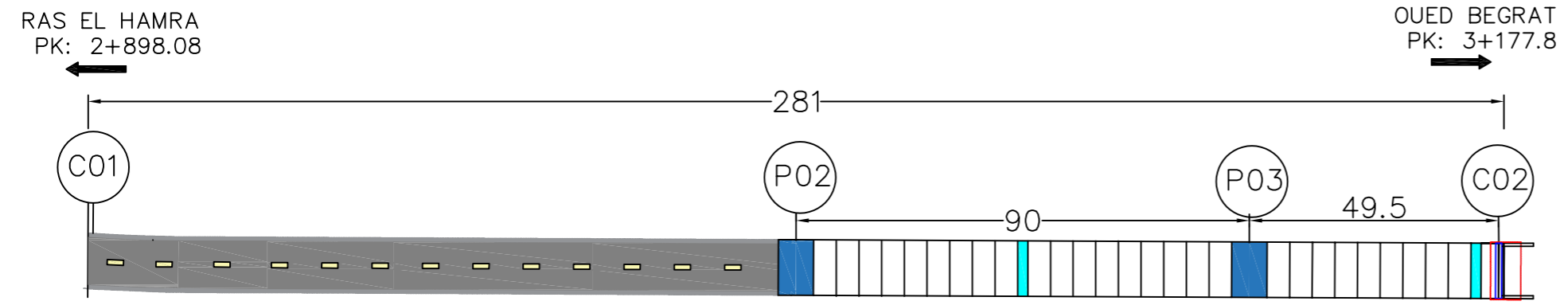
Année universitaire

2021 / 2022

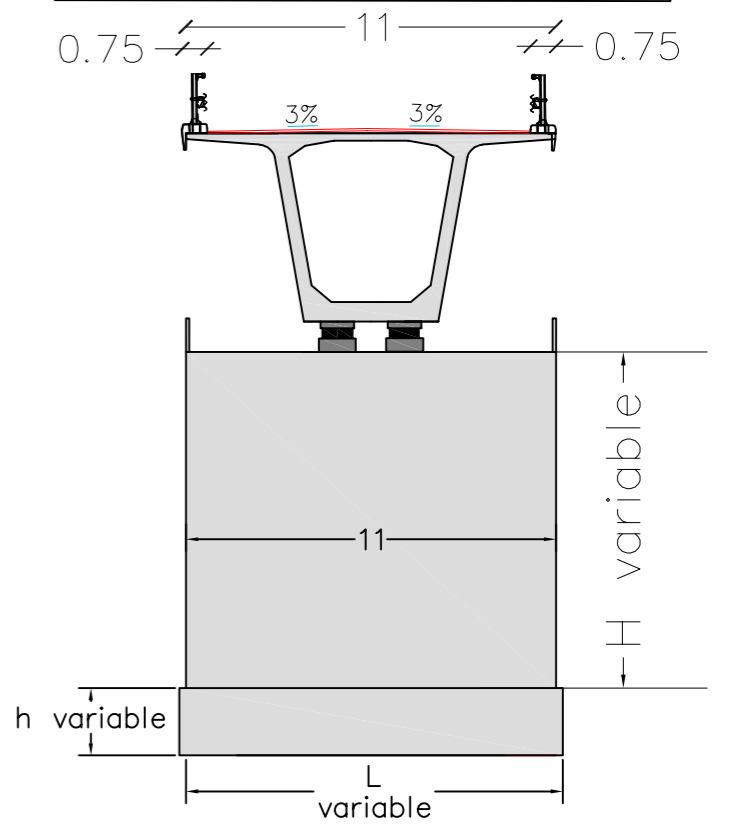
coupe longitudinale de la variante 03 éch: 1/120



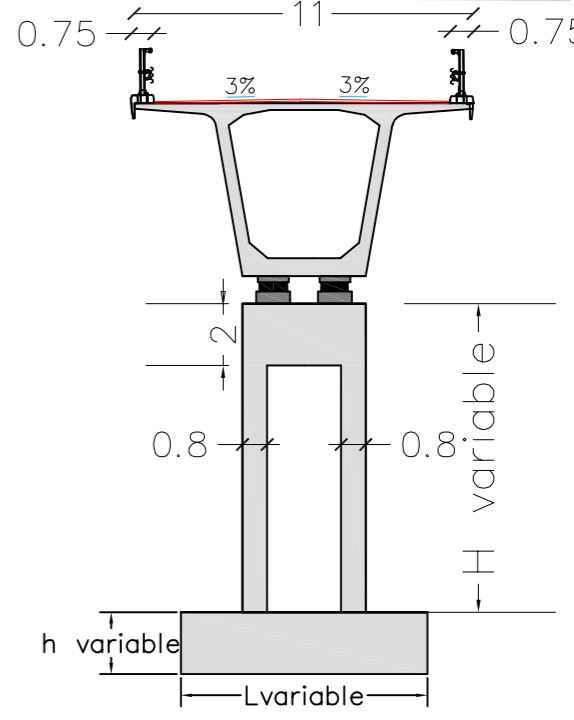
Vue en plan de la variante 03 éch: 1/120



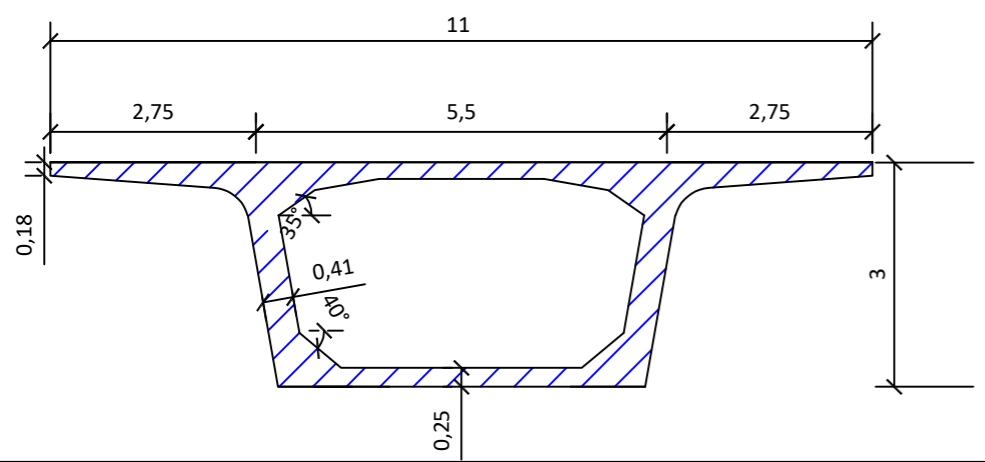
coupe transversale sur culée éch: 1/25



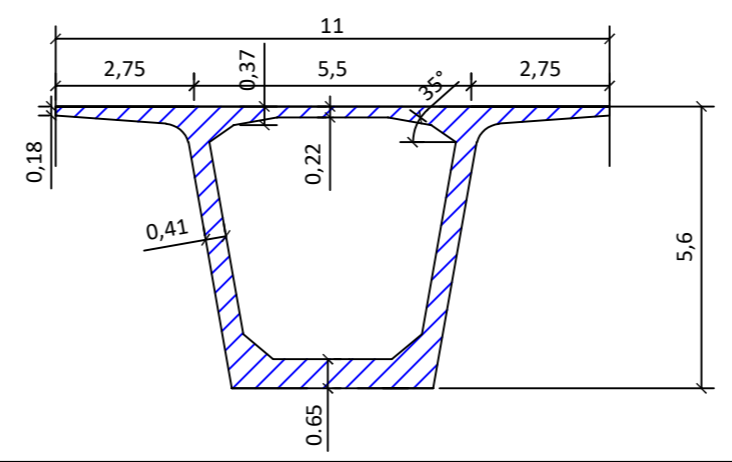
coupe transversale sur pile éch: 1/25



coupe transversale de VC éch: 1/10



coupe transversale de VSP éch: 1/10



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

Etude et conception d'un ouvrage d'art sur 280m à la commune d'ANNABA wilaya d'ANNABA

Réalisé par

BOUROUIS CHAOUICHE

Encadré par

Dr.CHIKH Mr.BENBOKHARI

Echelle

N° Planche

variante 03

Année universitaire

2021/2022