

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

## Thème

Conception et étude d'un pont ferroviaire  
du PK23+874 au PK24+294 sur la ligne minière Est

Présenté par :  
CHAIBI Abdellah  
DAMECHE A/RAOUF

Encadré par :  
Mr. ABDELLI. T  
Mr. TAKI

Promotion 2019 /2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# DEDICACE

**Du profond de mon cœur, je dédie ce travail :**

**A** mes chers parents ma mère et mon père

Quoi que je fasse ou je dise, je ne saurai point vous remercier comme il se doit. Votre affection me couvre, votre bienveillance me guide et votre présence à mes cotés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

**A** mon frère et mes sœurs

Puisse dieu vous donner santé, bonheur, courage et surtout réussite.

**A** mon binôme Abd El Raouf

**A** tous mes amis et mes proches

**A** toute la promotion 2020

**ABDELLAH**

# DEDICACE

*A ma mère & à mon père*

*A ma sœur & à mon petit frère*

*A mon binôme et ami ABDELLAH*

*A tous mes amis*

*A tous mes camarades de classe*

*A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices*

*A toute la famille Génie Civile Etudiants & Enseignants*

*Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.*

*A.Raouf*

# REMERCIEMENT

**T**out d'abord louange à dieu le tout puissant, clément et miséricordieux de nous avoir guidé à accomplir ce modeste travail, et de nous avoir permis de terminer notre cycle.

Nous remercions particulièrement nos enseignants de tout notre cycle de formation pour leurs directives et conseils. Ainsi que l'administration de l'école.

Nous remercions donc très chaleureusement nos encadreurs Mr. Taher Abdelli (Encadreur) et Mr Taki (Co-encadreur). Pour toute l'aide qu'il nous apporté.

Nous remercions aussi Mr. BABAKHOUYA Youcef qui nous a bien aidés.

Nous remercions toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Nous tenons aussi à exprimer notre reconnaissance aux membres du jury. Pour leur investissement important dans l'analyse, la critique honnête et constructive du travail effectué.

## ❖ ملخص:

يهدف هذا العمل إلى دراسة و تصميم الجسر الذي يقع بين النقطتين الكلومتريتين 23+800.00 و 24+300.00. على طول 500متر.

هذا العمل منظم و مقسم إلى سبعة فصول:

يستأنف هذا العمل ببحث بيبلوغرافي حول ظاهرة تعب الحديد الصلب.

الفصل الثاني موجه إلى التعريف بالمشروع المراد دراسته، التحديد الأولي للابعاد لمختلف الخيارات المقترحة موضح في الفصل الثالث.

الفصل الرابع وظيفته حساب و دراسة الخيارات المقترحة مسبقا. بعد ذلك الفصل الخامس مخصص لحساب و دراسة الاقتراح الذي تم اختياره و الموافي لكل الشروط. والدراسة تتم من الناحية الطولية و العرضية. وبعد ذلك نمر إلى الفصل السادس المخصص للمعدات الثانوية للجسور.

أما الفصل السابع فهو مخصص للبنية التحتية و ركائز الجسر. وفي النهاية نختم مشروعنا بخاتمة عامة.

❖ **كلمات مفتاحية:** الخرسانة مسبقة الإجهاد، جسر حديدي، هيكل السكك الحديدية، البنية الفوقية والبنية التحتية، جسر صندوقي.

## ❖ Résumé :

L'objectif de ce travail est la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK23+800.00 et le PK24+300.00 sur une longueur de 500m.

Le travail présente dans ce mémoire est organisé et réparti dans sept (7) chapitres :

Le travail débute par une recherche bibliographique concernant la fatigue des aciers de constructions.

Dans le deuxième chapitre il a été présenté l'ouvrage objet de notre étude. Le pré dimensionnement des variantes est donné dans le chapitre trois.

Le quatrième chapitre est réservé au calcul, dimensionnement les variantes pré dimensionnées.

Le cinquième chapitre traite le dimensionnement de la variante retenu ainsi que le dimensionnement longitudinale et transversale de da la variante pour ensuite passer au sixième chapitre ou on l'a abordé les différents équipements et leurs justification.

Le Septième chapitre est réservé pour l'infrastructure. Enfin en termine par une conclusion générale.

❖ **Mots clés :** Béton précontraint, viaduc, infrastructure, post tension, pont en caisson, voussoir, viaduc ferroviaire.

## ❖ Abstract:

The purpose of this work involves the design and study of a bridge located between PK 23+800.00 and PK24+300.00 with a length of 280 meters,

This work is organized with 7 chapters:

We have started our work with a bibliographic research on the phenomenon of steel fatigue.

The work object of our study was presented in the second chapter; the pre-sizing of the variants is given in chapter three.

The fourth chapter is reserved for the calculation and sizing of the pre-sized variants.

The fifth chapter deals with the sizing of the selected variant as well as the longitudinal and transverse sizing of the variant. Later, we went to the sixth chapter where we discussed the different equipment and their justification.

The Seventh Chapter is reserved for infrastructure. Finally ends with a general conclusion.

❖ **Keywords:** Pre-stressed concrete, curved bridge, infrastructure, post tensioning, box bridges pans, and railway-bridge.

## SOMMAIRE :

<b>INTRODUCTION GENERALE :</b>	1
<b>I. CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE :</b>	2
I.1. INTRODUCTION :	2
I.2. DEFINITION DE LA FATIGUE :	3
I.3. LES PARAMETRES INFLUENÇANT LA RESISTANCE A LA FATIGUE :	4
I.3.1. La différence de contraintes :	4
I.3.2. La géométrie du détail de construction :	5
I.3.3. Les caractéristiques du matériau :	5
I.3.4. Effets de l'environnement :	6
I.4. ESSAIS DE FATIGUE :	6
I.4.1. La limite d'endurance :	7
I.4.2. La durée de vie :	7
I.5. MECANISMES D'ENDOMMAGEMENT :	8
I.6. CUMUL DES DOMMAGES INDIVIDUELS :	9
I.7. VERIFICATION DE LA SECURITE A LA FATIGUE :	9
I.7.1. Pour les structures métalliques : selon EUROCODE 03 :	9
I.7.2. Vérification pour les armatures : selon EUROCODE 02 (les structures en béton armées) :	9
I.8. TRAITEMENTS D'AMELIORATION :	10
I.9. CONCLUSION :	11
I.10. BIBLIOGRAPHIE :	11
<b>II. CHAPITRE II : GENERALITE :</b>	12
II.1. INTRODUCTION :	13
II.2. BUT DE L'ETUDE :	13
II.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	13
II.4. DONNEES FONCTIONNELLES :	13
II.4.1. Tracé en plan :	13
II.4.2. Profil en long :	14
II.4.3. Profil en travers :	14
II.5. DONNEES NATURELLES :	15
II.5.1. Données géologiques (géotechniques) :	15
II.5.2. Données sismologiques :	16
II.5.3. Données climatiques :	16
II.6. NORMES ET REGLES DE CALCUL :	17
II.7. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	17

II.7.1.	Béton :	17
II.7.2.	Armatures :	18
II.8.	LOGICIEL DE CALCUL :	19
<b>III.</b>	<b>Chapitre III : CONCEPTION ET PROPOSITION DES VARIANTES :</b>	<b>20</b>
III.1.	INTRODUCTION :	20
III.2.	CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :	21
III.3.	CRITERES DE CHOIX :	21
III.3.1.	Faisabilité technique :	21
III.3.2.	Faisabilité économique :	21
III.3.3.	Intégration dans le paysage :	21
III.3.4.	Impacte sur l'environnement :	21
III.3.5.	L'entretien :	21
III.4.	LES PARAMETRES INTERVIENNENT DANS LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :	21
III.5.	CONCEPTION DE TABLIER :	22
III.6.	VARIANTE N°01 : PONT MIXTE :	22
III.6.1.	Introduction :	22
III.6.2.	Les avantages et les inconvénients :	22
III.6.3.	Implantation des appuis :	22
III.6.4.	Pré dimensionnement :	23
III.6.5.	Calcul de poids :	25
III.6.6.	Les caractéristiques géométriques :	25
III.7.	VARIANTE N°02 : PONT POUTRE VIPP :	28
III.7.1.	Introduction :	28
III.7.2.	Les avantages et les inconvénients :	28
III.7.3.	Implantation des appuis :	28
III.7.4.	Pré dimensionnement :	29
III.7.5.	Calcul du poids :	31
III.7.6.	Les caractéristiques géométriques :	31
III.8.	VARIANTE N°03 : PONT CAISSON :	33
III.8.1.	Introduction :	33
III.8.2.	Les avantages et les inconvénients :	33
III.8.3.	Implantation des appuis :	33
III.8.4.	Pré dimensionnement :	34
III.8.5.	Calcul du poids :	36
III.8.6.	Les caractéristiques géométriques :	37
<b>IV.</b>	<b>CHAPITRE IV : PRE DIMENSIONNEMENT :</b>	<b>40</b>

IV.1.	INTRODUCTION :	41
IV.2.	VARIANTE N°01 : PONT MIXTE.....	41
IV.2.1.	Les charges :	41
IV.3.	Calcul de la section mixte :	42
IV.3.1.	Hypothèses de calcul d'une section mixte :	42
IV.3.2.	Position de centre de gravité de la section mixte :	42
IV.3.3.	Les caractéristiques de la section mixte.....	43
IV.3.4.	Modélisation :	44
IV.3.5.	Vérification de la résistance :	45
IV.3.6.	Vérification au cisaillement :	46
IV.3.7.	Vérification au voilement :	46
IV.3.8.	Vérification au déversement :	47
IV.4.	VARIANTE N°02 : PONT POUTRE VIPP :	48
IV.4.1.	Charges; .....	48
IV.4.2.	Dimensionnement longitudinale :	48
IV.5.	VARIANTE N°03 : PONT CAISSON: .....	51
IV.5.1.	Charges ;.....	51
IV.5.2.	Dimensionnement longitudinale :	52
IV.6.	Devis estimatif et quantitatif :	54
IV.6.1.	VARIANTE N°01 : PONT MIXTE :	54
IV.6.2.	VARIANTE N°02 : PONT VIPP :	55
IV.6.3.	VARIANTE N°03 : PONT CAISSON :	55
IV.7.	Analyse multicritère :	56
IV.8.	Conclusion :	57
V.	<b>CHAPITRE V :DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE RETENUE :</b> .....	58
V.1.	INTRODUCTION :	59
V.2.	DEFINITION DES CHARGES :	59
V.2.1.	Actions permanentes :	59
V.3.	COMBINAISONS DES CHARGES :	63
V.3.1.	L'état limite ultime.....	63
V.3.2.	L'état limite de service :	64
V.3.3.	L'état limite sismique :	64
V.4.	COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE :	65
V.4.1.	Coefficient transversal :	65
V.4.2.	Coefficient longitudinal :	65
V.5.	DIMENSIONNEMENT LONGITUDINAL :	65
V.5.1.	Stabilité du fléau :	65

V.5.2.	Evaluations des sollicitations de l'ouvrage :	67
V.5.3.	Etude de la précontrainte :	72
V.5.4.	Vérification de stabilité :	93
V.5.5.	Vérification de déplacement :	101
V.6.	<b>DIMENSIONNEMENT TRANSVERSALE :</b>	101
V.6.1.	Modélisation de la section :	101
V.6.2.	Détermination des sollicitations :	102
V.6.3.	Ferraillage des voussoirs :	105
V.6.4.	Etude de la diffusion de la précontrainte :	108
V.6.5.	Etude du bossage :	110
VI.	<b>CHAPITRE V :EQUIPEMENT DE PONT :</b>	111
VI.1.	INTRODUCTION :	112
VI.2.	APPAREIL D'APPUI :	112
VI.2.1.	Choix du type d'appareil.....	112
VI.2.2.	Dimensionnement des appareils d'appuis :	113
VI.2.3.	Vérification de l'appareil d'appui /selon RPOA 2008.....	115
VI.2.4.	Conclusion :	117
VI.2.5.	Dimensionnements des dés d'appuis :	117
VI.2.6.	Ferraillage des dés d'appuis :	117
VI.3.	JOINT DE DILATATION:	118
VI.3.1.	Dimensionnement :	118
VII.	<b>CHAPITRE VII :INFRASTRUCTURE :</b>	120
VII.1.	MODELISATION :	121
VII.2.	COMPORTEMENT SISMIQUE :	121
VII.3.	ETUDE DES PILES :	121
VII.3.1.	Sollicitations :	121
VII.3.2.	Ferraillage des piles :	123
VII.4.	Etude de fondation :	126
VII.4.1.	Estimation de nombre des pieux :	126
VII.4.2.	Vérification des portances des pieux .....	126
VII.4.3.	Calcul de la résistance de la semelle.....	127
VII.5.	ETUDE DE LA CULEE :	130
VII.5.1.	Géométrie :	130
VII.5.2.	Hypothèses de calcul :	131
VII.5.3.	Calcul des efforts :	131
VII.5.4.	Combinaisons des moments (résistant et renversant).....	134
VII.5.5.	FERRAILLAGE DE LA CULEE :	136

VII.6. Etude des pieux :.....	139
VII.6.1. Actions sur les pieux :.....	139
VII.6.2. Ferrailage des pieux .....	140
VIII. CONCLUSION GENERALE : .....	143
<b>BIBLIOGRAPHIE :.....</b>	<b>143</b>
<b>ANNEXES :</b>	
<b>LES PLANS :</b>	

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE II :GENERALITE :

Tableau II-1. Tableau des coefficients d'accélération. ....	16
Tableau II-2. Tableau des gradients thermiques. ....	17
Tableau II-3. Contraintes admissibles à la compression de béton. ....	18
Tableau II-4. Contraintes limites de traction de l'acier passive. ....	18
Tableau II-5. Caractéristiques de l'armature active. ....	18

### CHAPITRE III:CONCEPTION ET PROPOSITION DES VARIANTES:

Tableau III-1. Tableau détermine les avantages et les inconvénients .....	22
Tableau III-2. Tableau d'implantation des appuis .....	22
Tableau III-3. Tableau des épaisseurs de la dalle.....	23
Tableau III-4. Tableau de prédimensionnement des poutres .....	24
Tableau III-5. Tableau des profilés des entretoises .....	24
Tableau III-6. Les caractéristiques géométriques. ....	26
Tableau III-7. Tableau des avantages et les inconvénients.....	28
Tableau III-8. Tableau d'implantation des appuis. ....	28
Tableau III-9. Tableau de pré-dimensionnement des poutres.....	30
Tableau III-10. Tableau des poids des éléments porteurs.....	31
Tableau III-11. Les caractéristiques géométriques.....	31
Tableau III-12. Tableau détermine les avantages et les inconvénients. ....	33
Tableau III-13. Tableau d'implantation des appuis. ....	33
Tableau III-14. Tableau de pré-dimensionnements des voussoirs .....	35
Tableau III-15. Tableau de découpage en voussoirs .....	35
Tableau III-16. Tableau des poids des voussoirs .....	36
Tableau III-17. Les caractéristiques géométriques des voussoirs.....	38

### CHAPITRE IV:PRE DIMENSIONNEMENT:

TableauIV-1 poids propre des éléments porteurs.....	41
Tableau IV-2. Tableau de centre de gravité de la section mixte .....	42
Tableau IV-3. Tableau des caractéristiques de la section mixte .....	43
Tableau IV-4. Tableau de vérification des contraintes normales.....	45
Tableau IV-5. Tableau de vérification les contrainte de cisaillement .....	46
Tableau IV-6. Tableau de poids des éléments porteurs CP .....	48
Tableau IV-7. Tableau des contraintes limites.....	51
Tableau IV-8. Tableau de vérification des contraintes.....	51
Tableau IV-9. Tableau de poids des éléments porteurs.....	51
Tableau IV-10. Détermination nombre des câbles de précontrainte .....	53
Tableau IV-11. Tableau de vérification des contraintes .....	54
Tableau IV-12. Devis estimatif de la variante pont mixte.....	54
Tableau IV-13. Devis estimatif de la variante pont VIPP .....	55
Tableau IV-14. Devis estimatif de la variante PONT CAISSON .....	55
Tableau IV-15. Analyse multicritère:.....	56
Tableau IV-16. Analyse multicritère .....	56

### CHAPITRE V:DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE RETENUE:

Tableau V-1. Poids volumique des différents matériaux et éléments. ....	59
Tableau V-2. Tableau du poids des éléments non porteurs. ....	60
Tableau V-3. Tableau des caractéristiques de la charge SW. ....	61
Tableau V-4. Tableau des actions qui sollicite le fléau en phase de construction. ....	66
Tableau V-5. Tableau des sollicitations d'un fléau .....	68
Tableau V-6. Tableau des sollicitations maximales internes en services .....	69

Tableau V-7. Tableau de détermination des câbles de fléau. ....	73
Tableau V-8. Tableau du tracé des câbles en élévation. ....	75
Tableau V-9. Tableau du tracé des câbles en plan. ....	76
Tableau V-10. Tableau des pertes par frottement. ....	79
Tableau V-11. Tableau des pertes par recul d'ancrage. ....	80
Tableau V-12. Tableau des pertes au raccourcissement élastique du béton ....	81
Tableau V-13. Tableau des pertes instantanées totales ....	81
Tableau V-14. Tableau des pertes dues au fluage du béton.....	83
Tableau V-15. Tableau due à la relaxation des aciers. ....	84
Tableau V-16. Tableau des pertes différées.....	84
Tableau V-17. Tableau regroupe les différents pertes. ....	84
Tableau V-18. Détermination des câbles de précontrainte (travée principale). ....	88
Tableau V-19. Détermination des câbles de précontrainte (travée principale). ....	88
Tableau V-20. Tracé en plan des câbles de continuité (travée principale). ....	89
Tableau V-21. Tracé en élévation des câbles de continuité (travée principale).....	89
Tableau V-22. Tracé en plan des câbles de continuité (travée de rive). ....	91
Tableau V-23. Tracé en élévation des câbles de continuité (travée de rive). ....	91
Tableau V-24. Tableau de vérification des contraintes dans la phase de construction. ....	94
Tableau V-25. Tableau de vérification des contraintes de service pour l'état vide.....	95
Tableau V-26. Tableau de vérification des contraintes de service pour l'état en service. ....	96
Tableau V-27. Tableau des moments et les efforts normaux dans le voussoir sur pile. ....	103
Tableau V-28. Tableau des moments et les efforts normaux dans la section à la clef. ....	103
Tableau V-29. Tableau des caractéristiques géométriques (VSP). ....	105
Tableau V-30. Tableau de calcul des armatures longitudinales du VSP.....	106
Tableau V-31. Tableau des caractéristiques géométriques (VCLEF). ....	106
Tableau V-32. Tableau de calcul des armatures longitudinales du VCLEF.....	107

#### **CHAPITRE VI: EQUIPEMENT DE PONT:**

Tableau VI-2. Tableau de vérification de la distorsion. ....	116
Tableau VI-3. Tableau de vérification de non glissement. ....	116
Tableau VI-4. Différents modèles des joints Wd. ....	119
Tableau VI-5. Tableau des caractéristiques physiques des joints Wd.....	119

#### **CHAPITRE VII: INFRASTRUCTURE:**

Tableau VII-1. Tableau des sollicitations maximales (ELU et ELS). ....	122
Tableau VII-2. Tableau des sollicitations maximales (à l'état limite sismique). ....	122
Tableau VII-4. Tableau des sollicitation maximales sur la pile P05.....	123
Tableau VII-5. Tableau des caractéristiques mécaniques de la section de la pile. ....	123
Tableau VII-6. Tableau de vérification des portances des pieux pour la pile P05.....	127
Tableau VII-7. Tableau de vérification des portances des pieux pour la pile P01.....	127
Tableau VII-8. Tableau de vérification des portances des pieux. ....	135
Tableau VII-9. Tableau de ferrailage du mur en retour.....	136
Tableau VII-10. Tableau des sollicitations agissant sur le mur frontal. ....	138
Tableau VII-11. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal. ....	138
Tableau VII-12. Sollicitation max par mètre linéaire. ....	138
Tableau VII-13. tableau WERNER.....	139
Tableau VII-14. Tableau des valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu de la pile05. ....	140
Tableau VII-15. Tableau des valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu de la pile01. ....	140

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE :

Figure 1.La ligne miniere.....	1
Figure I-2. Modélisation du chargement appliqué sur le fil d'acier. ....	3
Figure I-1.Un fil d'acier sous l'effet d'une flexion cyclique aux mains. ....	3
Figure I-4.Contrainte sinusoïdale à amplitude variable.....	4
Figure I-5.Contrainte aléatoire .....	4
Figure I-6.Cycle de contrainte de fatigue. ....	4
Figure I-3.Contrainte sinusoïdale à amplitude constante. ....	4
Figure I-7.définir différents types de chargement. ....	5
Figure I-8. Catégories d'influences géométriques. ....	5
Figure I-9.Courbe de Wöhler de l'acier.....	6
Figure I-10.Courbe de Wöhler approximée.....	7
Figure I-11.illustration des trois stades de la rupture par fatigue.....	8
Figure I-12. Le meulage. ....	10
Figure I-13. La refusions TIG. ....	10
Figure I-14. Différence entre barre traitée et non traitée. ....	10

### CHAPITRE II: GENERALITE:

Figure II-1. Tracé en plan de l'ouvrage.....	14
Figure II-2. Profil en long de l'ouvrage. ....	14
Figure II-3. Profil en travers. ....	15
Figure II-4. La carte sismique Algérienne. ....	16

### CHAPITRE III: CONCEPTION ET PROPOSITION DES VARIANTES:

Figure III-1. Schéma d'implantation des appuis.....	23
Figure III-2. Image représentative de la dalle .....	23
Figure III-3. Section type d'une poutre métallique.....	24
Figure III-4. Système bi-poutre sur pile .....	26
Figure III-5. Système bi-poutre à mi-travée. ....	26
Figure III-6. Schéma d'implantation des appuis.....	29
Figure III-7. Image représentative de la dalle. ....	29
Figure III-8. Image des différents sections de la variante VIPP .....	30
Figure III-9. Coupe transversal du tablier.....	31
Figure III-10. Schéma d'implantation des appuis.....	34
Figure III-11. Répartition des travées.....	34
Figure III-12. Section type d'un voussoir .....	34
Figure III-13. Voussoir sur pile.....	36
Figure III-14. Voussoir sur clef.....	36

### CHAPITRE IV: PRE DIMENSIONNEMENT:

Figure IV-1.la largeur participante. ....	42
Figure IV-2. la section mixte .....	43
Figure IV-3. Modèle bi-poutre métalliques entretoisées. ....	44
Figure IV-4. Diagramme du moment de flexion de la variante pont mixte.....	44
Figure IV-5. Diagramme de l'effort tranchant de la variante pont mixte .....	44
Figure IV-6 Modélisation ROBOT de la variante VIPP .....	48
Figure IV-7. Diagramme du Moment de flexion de la variante VIPP .....	49
Figure IV-8. Diagramme de l'effort tranchant de la variante VIPP .....	49
Figure IV-9. Modèle ROBOT de la variante pont CAISSO.....	52
Figure IV-10. Diagramme du moment de flexion de la variante pont CAISSON.....	52
Figure IV-11. Diagramme du l'effort tranchant de la variante pont CAISSON .....	52

Figure IV-12. Présentation graphique Radar des l'analyse multicritère.....	57
--	----

**CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE RETENUE:**

Figure V-1. Schéma de la charge LM71.....	61
Figure V-2. Schéma de la charge SW.....	61
Figure V-3. Situation accidentelle I .....	63
Figure V-4 Situation accidentelles II.....	63
Figure V-5. Situation temporaire de construction.....	67
Figure V-6. Situation accidentelle.....	67
Figure V-7. Model de calcule en phase de réalisation.....	68
Figure V-8. Moment de flexion pour la COMB A1.....	69
Figure V-9. Model de calcul en phase de service.....	69
Figure V-10. Diagramme du moment de flexion de combinaison ELU1.....	70
Figure V-11. Diagramme de l'effort tranchant de la combinaison ELU1.....	70
Figure V-12. Diagramme du moment de flexion de la combinaison ELS1.....	70
Figure V-13. Diagramme de l'effort tranchant de la combinaison ELS1.....	70
Figure V-14. Diagramme du moment de flexion de la combinaison ELU2.....	71
Figure V-15. Diagramme de l'effort tranchant de la combinaison ELU2.....	71
Figure V-16. Diagramme du moment de flexion de la combinaison ELS2.....	71
Figure V-17. Diagramme de l'effort tranchant de la combinaison ELS2.....	71
Figure V-18. Tracéen plan des câbles précontraintes.....	76
Figure V-19. Tracé en élévation des câbles de fléau.....	77
Figure V-20Tracé en plan des câbles de fléau.....	77
Figure V-21. Disposition des câbles au niveau du voussoir N°01.....	77
Figure V-22. Position de l'ancrage des câbles N° (09,10 et 11).....	77
Figure V-23. Frottements le long du câble lors de la mise en tension.....	78
Figure V-24. Le système de clouage.....	85
Figure V-25. Les câbles de clouage.....	86
Figure V-26. Tracé en plan des câbles de continuité (travée principale).....	90
Figure V-27. Tracé en élévation des câbles de continuité (travée principale).....	90
Figure V-28. Position des ancrages V05.....	
Figure V-29. Position des câbles de continuité (VC).....	90
Figure V-30. Tracé en élévation des câblés de continuité (travée de rive).....	92
Figure V-31. Tracé en plan des câblés de continuité travée de rive).....	92
Figure V-32. Position des ancrages (V06).....	
Figure V-33. Position des câblés de continuité (VC).....	92
Figure V-34. Effort tranchant dans une section sollicité par la précontrainte.....	96
Figure V-35. La flèche à l'ELS ( G+CCP+LM71+SW2).....	101
Figure V-36. Modèle de calcul en 3D (voussoir sur pile).....	101
Figure V-37. Modèle de calcul en 3D (voussoir à la clef).....	102
Figure V-38. Schéma statique de calcul.....	102
Figure V-39. Moment de flexion max à l'ELS (VSP).....	103
Figure V-40. Effort normal à l'ELS (VSP).....	103
Figure V-41. Moment de flexion à l'ELU (VSP).....	104
Figure V-42. Effort normal à l'ELU (VSP).....	104
Figure V-43. Moment de flexion à l'ELU (VCLEF).....	104
Figure V-44. Effort normal à l'ELU (VCLEF).....	104
Figure V-45. Moment de flexion à l'ELS (VCLEF).....	105
Figure V-46. Effort normal à l'ELU (VCLEF).....	105
Figure V-47. Schéma de ferrailage du VSP.....	107
Figure V-48. Schéma de ferrailage du VCLEF.....	107

Figure V-49. Ancrage excentré.....	108
Figure V-50. Distribution du ferrailage dans un boussage.....	110

**CHAPITRE VI: EQUIPEMENT DE PONT:**

Figure VI-1. Appareil d'appuis à pot cylindrique.....	112
Figure VI-2. Appareil d'appuis en élastomère frettés.....	112
Figure VI-4. Appareil d'appui type B.....	113
Figure VI-5. Appareil d'appuis type C.....	117
Figure VI-6. Ferrailage du dé d'appui.....	118
Figure VI-7. Image représentative du souffle d'un ouvrage.....	118

**CHAPITRE VII: INFRASTRUCTURE:**

Figure VII-1. Modèle 3D de l'ouvrage.....	121
Figure VII-3. Coupe transversale sur la pile.....	123
Figure VII-4. La méthode des bielles.....	127
Figure VII-5. La géométrie de la coupe longitudinale de la culée.....	130
Figure VII-6. La géométrie de la coupe transversale de la culée.....	130
Figure VII-7. Modèle 3D du mur en retour.....	136

**INTRODUCTION GENERALE :**

Dans l’optique de booster l’économie du pays et améliorer les services offerts aux citoyen en termes de transport en général et en termes de transport ferroviaire en particulier, ce dernier a bénéficié d’un important programme d’extension, de développement et de modernisation du réseau dans le cadre du programme arrêté par le pouvoir de décision qui ont pour finalité le maillage du réseau ferroviaire national.

En 1999, le linéaire en voies ferrées disponible était de 1700 km. Aujourd’hui, il s’est hissé au niveau de 6300 km et ce après la réception des projets de réalisations en cours de l’année 2019. Dès l’achèvement de tout le programme ferroviaire national, avec notamment le maillage de tout le Réseau, le linéaire total atteindra les 12.500 km (hors voies de service).

Pour ce faire, huit grands axes majeurs ont été projeté : la rocade nord et ses dessertes, la rocade des hauts plateaux, la pénétrante ouest, la pénétrante est, la pénétrante centre, la boucle sud-est, la boucle sud-ouest et enfin la ligne minière. Cette dernière comporte :

L’étude de la nouvelle ligne ferroviaire entre Djebel El Onk et El Oued : 200 km

Etude de Dédoublment, Modernisation et/ou rectification du tracé pour augmenter le trafic de la ligne minière EST (Annaba /Djebel-Onk): 388 km

Travaux de renouvellement de voie et ballast : 320 km en cours,

Travaux à lancer : Signalisation, télécommunications et énergie 230 km, 31 Gares, ainsi que le renouvellement des voies et ADV et remaniement de la gare de Souk Ahras.

Travaux d’électrification Annaba (gare maritime) - Poste II (El Hadjar), Drean – Bouchegouf, Souk Ahras-Oued Kébrit, Oued Kébrit – Ouenza, Ain Chenia- Boukhadra : 131km.

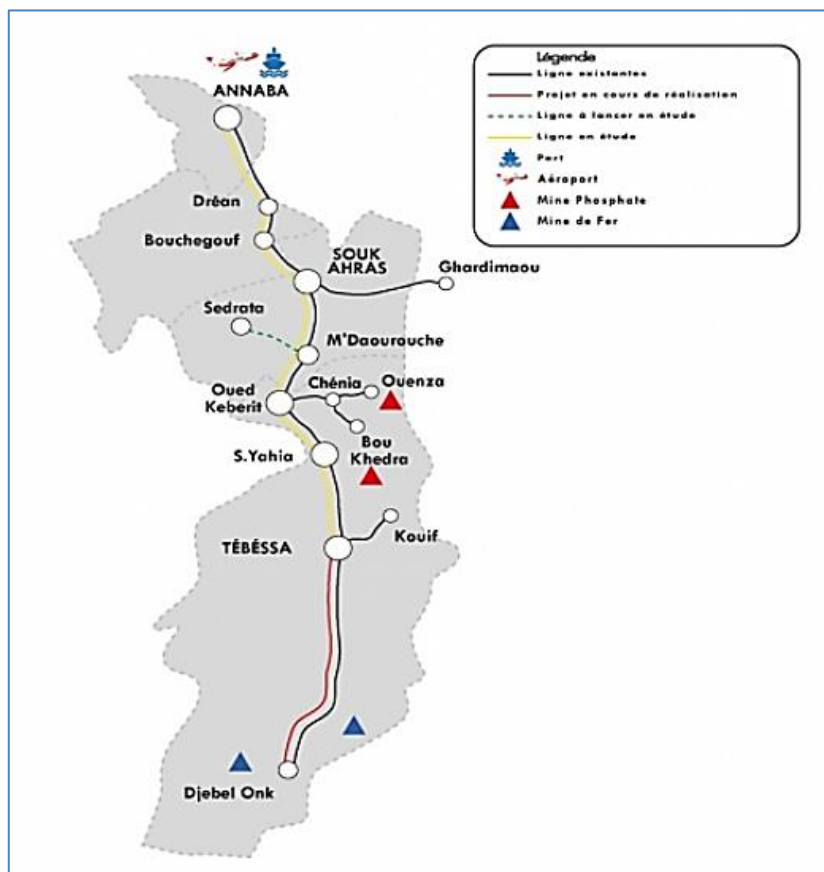
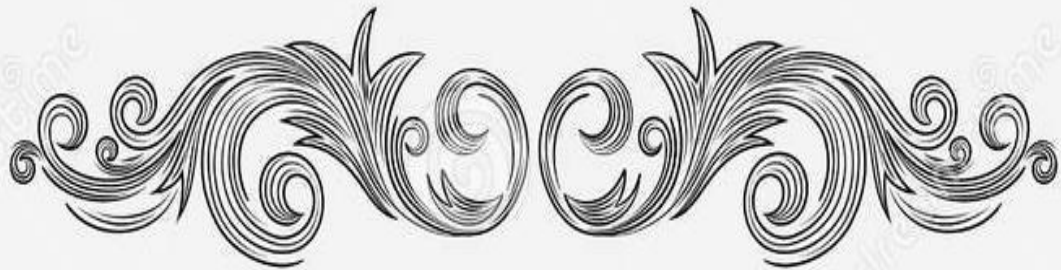
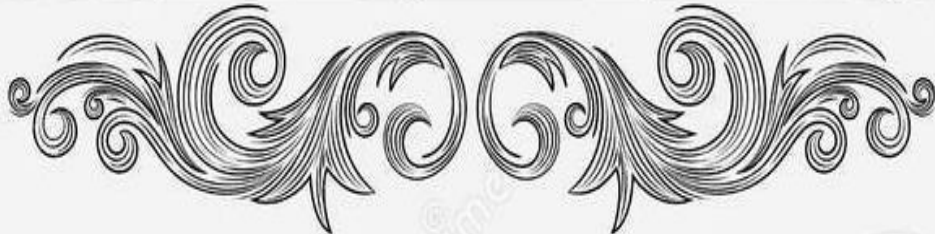


Figure 1.La ligne miniere.



*CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE*  
*« LA RESISTANCE A LA FATIGUE DES ACIERS »*



## I.1. INTRODUCTION :

Une structure est conçue dans le but d'accomplir une ou plusieurs fonctions, on distingue deux types : les unes qui sont soumises à des chargements mécaniques statiques et les autres qui sont soumises à des chargements dynamiques.

Un chargement dynamique de causes variables peut se traduire par des variations cycliques de contraintes. Malheureusement la ruine d'un nombre important de structures a été souvent observée et l'est encore aujourd'hui, elle peut, même parfois, être catastrophique en termes de pertes humaines. Il est à constater que les sollicitations dynamiques qui sont à l'origine de ces ruines sont beaucoup inférieures à la limite d'élasticité du matériau constituant la structure, c'est le **phénomène de fatigue**.

Ce phénomène est caractérisé par l'apparition d'un défaut au niveau de la surface ou à l'intérieur de la pièce.

Il est imprédictible en effet il se développe lentement (voire des années) dans le temps sans donner un signe, autrement dit on ne constate aucune modification macroscopique au niveau de la structure.

De ce fait le contenu de ce présent chapitre est réservé à une recherche bibliographique sur le phénomène de la fatigue des aciers de construction et l'importance de sa prise en considération lors de la conception des ouvrages métalliques (Un pont de tablier mixte par exemple).

## I.2. DEFINITION DE LA FATIGUE :

La fatigue est un mode de rupture différé qui se produit lorsque le matériau est soumis à des chargements cycliques, et cela même pour des contraintes bien inférieures à sa limite d'élasticité et des températures faibles. Ce mode d'endommagement limite la durée de vie de l'ouvrage.

Pour comprendre ce phénomène prenons un fil d'acier entre deux mains en le couplant dans un sens et puis dans l'autre sens, en faisant cela plusieurs fois jusqu'à la rupture.

On assimile le fil d'acier à une poutre sur laquelle sont appliqués les efforts des deux mains, dans le premier sens la fibre AB est tirée (sens 1) contrainte positive, lorsqu'on inverse le chargement (sens 2) la fibre AB est comprimée et la contrainte est négative. En répétant plusieurs fois jusqu'à la rupture.

C'est le phénomène de fatigue. [3]

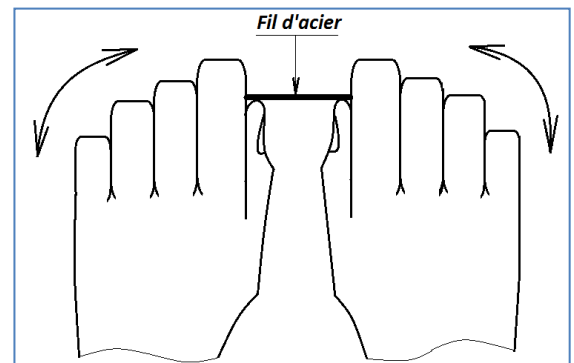


Figure I-1. Un fil d'acier sous l'effet d'une flexion cyclique aux mains. [3]

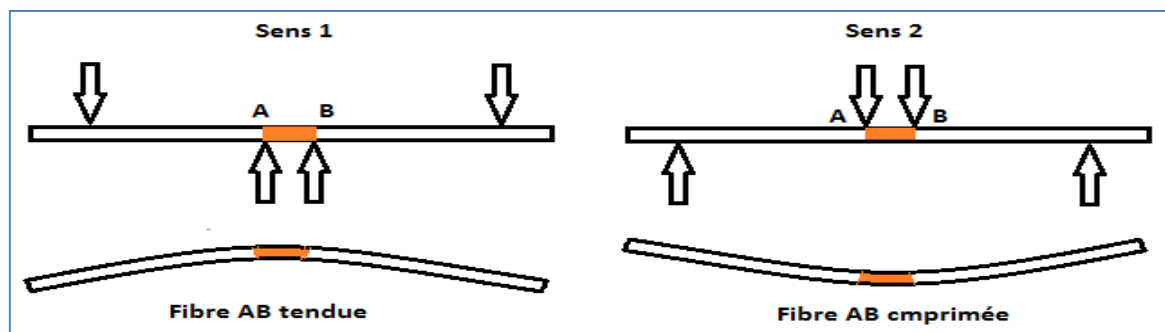


Figure I-2. Modélisation du chargement appliqué sur le fil d'acier. [3]

**I.3. LES PARAMETRES INFLUENÇANT LA RESISTANCE A LA FATIGUE :**

**I.3.1. La différence de contraintes :**

Les sollicitations en fatigue peuvent être simples (traction, compression, torsion..) ou complexes (combinées). Les efforts répétés, varient en fonction du temps d'une façon périodique, dans ce cas on admet que leurs variations sont sinusoïdales, ou quelconque celle-ci posera des difficultés en calcul.

On peut distinguer :

**Contrainte sinusoïdale à amplitude constante:**

C'est la variation la plus simple elle est continue et à amplitude de contrainte constante.

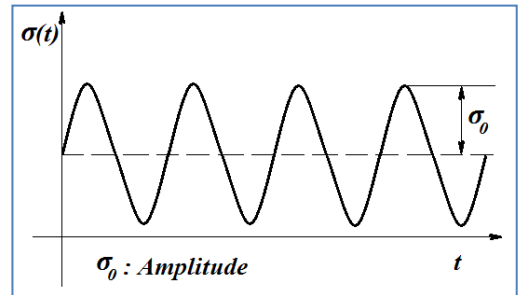


Figure I-3. Contrainte sinusoïdale à amplitude constante. [3]

**Contrainte sinusoïdale à amplitude variable**

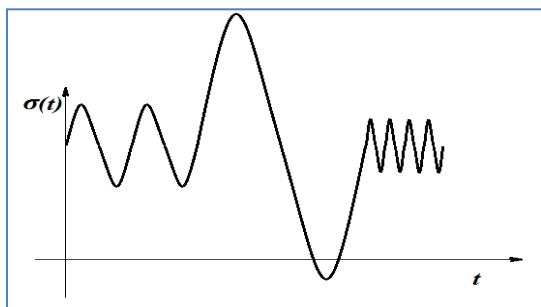


Figure I-4. Contrainte sinusoïdale à amplitude variable. [3]

**Contrainte aléatoire**

La courbe de variation est d'allure quelconque

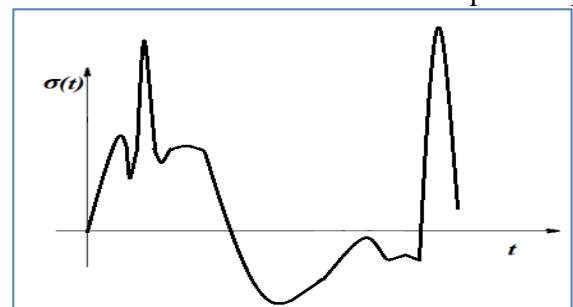


Figure I-5. Contrainte aléatoire [3]

Pour simplifier les calculs en fatigue nous considérons ici que les contraintes sont sinusoïdales à amplitude constante ou à amplitude variable.

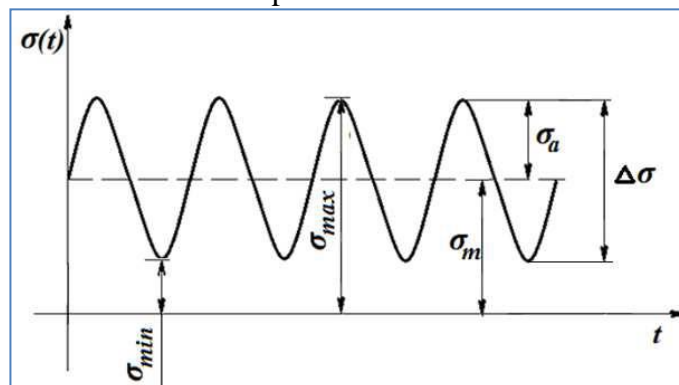


Figure I-6. Cycle de contrainte de fatigue. [3]

- $\sigma_{\alpha}$ : Amplitude de contrainte
- $\sigma_m$ : Contrainte moyenne
- $\sigma_{max}$ : Contrainte maximale
- $\sigma_{min}$ : Contrainte minimale
- $\Delta\sigma$ : Etendue de contrainte

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \dots\dots\dots \text{Équation I-1}$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \dots\dots\dots \text{Équation I-2}$$

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} = 2\sigma_{\alpha} \dots \text{Équation I-3}$$

Par considération des signes des termes  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  et les termes  $\sigma_{\alpha}$  et  $\sigma_m$  les sollicitations peuvent être classées comme suit :

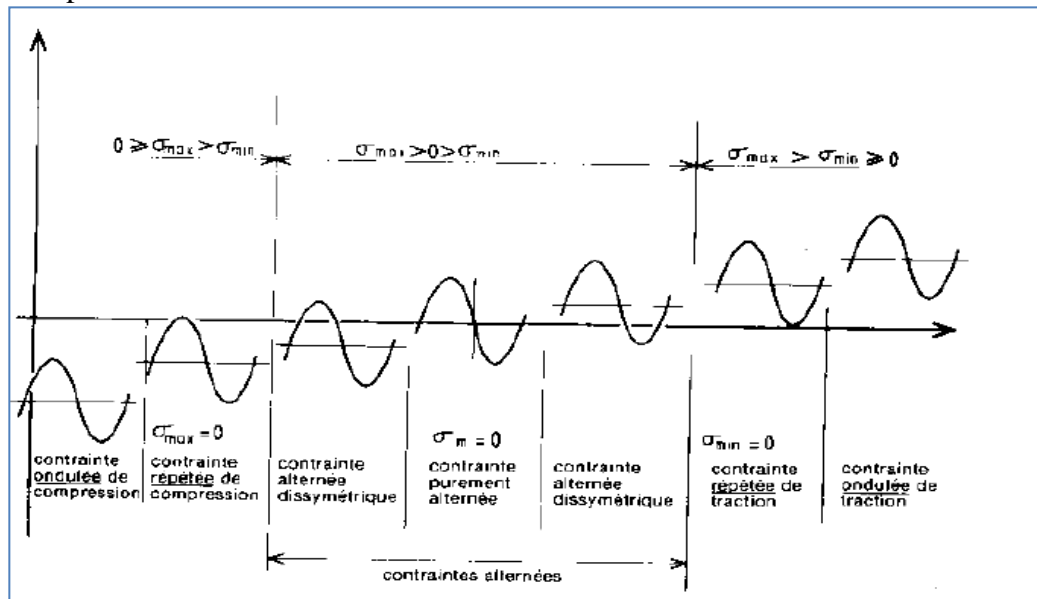


Figure I-7. définir différents types de chargement. [2]

### I.3.2. La géométrie du détail de construction :

On distingue 4 catégories d'influences géométriques :

- L'effet de la géométrie de la structure, par exemple le type de section transversale,
- Effet de grosseur Statistiquement plus les dimensions de la structure sont importantes plus sont probables les défauts et moins est sa résistance à la fatigue.
- L'effet des concentrations de contraintes, dues par exemple au gousset,
- L'effet des anomalies dans les soudures.

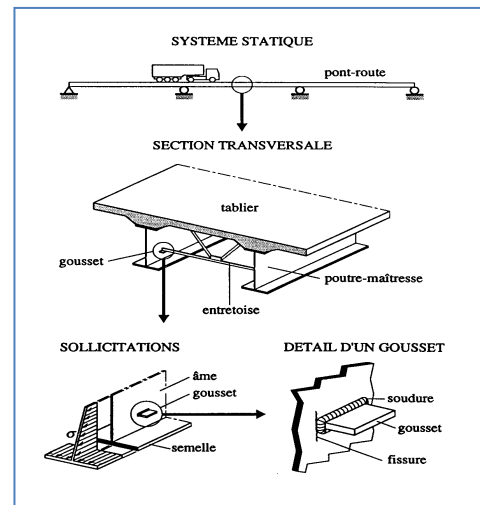


Figure I-8. Catégories d'influences géométriques. [7]

### I.3.3. Les caractéristiques du matériau :

- La composition chimique de l'acier;
- Les caractéristiques mécaniques ( $f_y$ );
- La structure microscopique de l'acier;
- Rugosité (état de surface) Généralement le défaut s'initie depuis la surface extérieure de la pièce, plus la surface est rugueuse plus les crêtes sont importantes et plus l'effet d'entaille est intense.

### I.3.4. Effets de l'environnement :

- Un environnement corrosif peut réduire la durée de vie de la structure, car il y a augmentation de la vitesse de propagation des fissures.
- La corrosion est un facteur important, même en absence des chargements dynamiques, accompagnée par l'effet des sollicitations statiques peuvent causer une fissuration dans la structure. C'est ce qu'on appelle corrosion sous contrainte.
- Donc la résistance à la fatigue d'une pièce corrodée est inférieure à celle d'une pièce non corrodée.

### I.4. ESSAIS DE FATIGUE :

Les essais de caractérisation ont pour but de déterminer les caractéristiques des matériaux utilisés, la résistance en fatigue ou la limite d'endurance est l'une des caractéristiques requises pour le dimensionnement des structures.

Les essais de fatigue consistent à soumettre une éprouvette de traction-compression ou de flexion à des cycles de contrainte. La sollicitation de fatigue est caractérisée par l'amplitude de contrainte du cycle de fatigue ( $\Delta\sigma$ ). On mesure le nombre de cycles à rupture  $N$  pour chaque type de sollicitation ( $\Delta\sigma$ ). On trace alors les courbes dites S-N qui donnent l'amplitude de contrainte  $\Delta\sigma$  en fonction du nombre de cycles à rupture  $N$  pour divers rapport de charge.

Il faut une éprouvette suffisamment grande, afin de représenter le détail de construction et les contraintes résiduelles;

Il faut un nombre d'éprouvettes suffisant, afin de pouvoir connaître la dispersion des résultats.

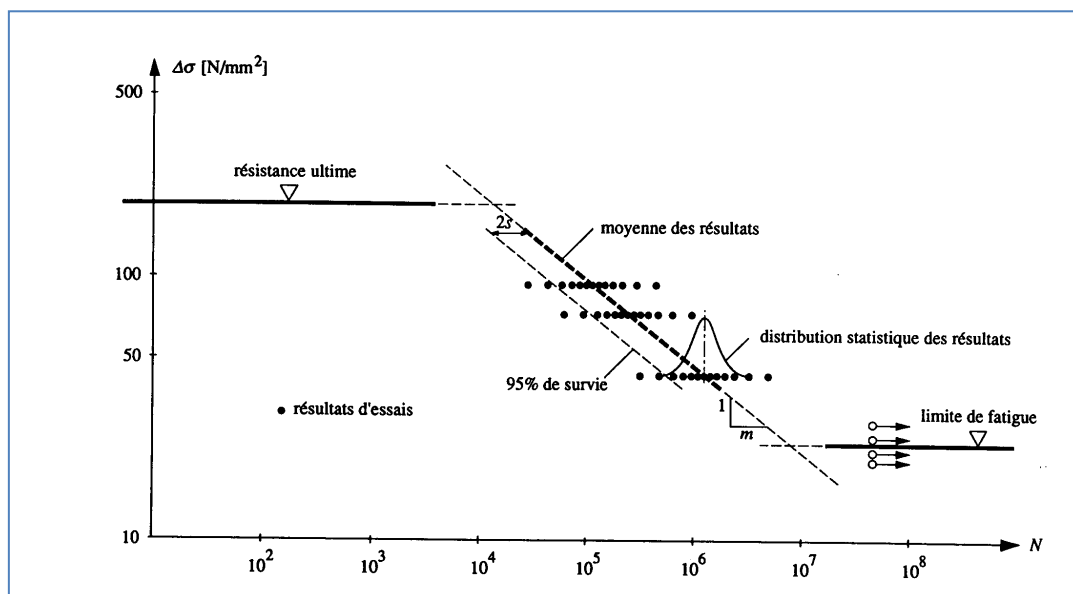


Figure I-9. Courbe de Wöhler de l'acier. [3]

Sur la courbe, on distingue 3 zones :

- zone de fatigue Oligocyclique : Sous forte contrainte, la rupture survient après un petit nombre de cycles et est précédée d'une déformation plastique notable. Généralement  $\sigma > Re$   $1/4 < N_R < 10^4$  à  $10^5$  cycles.

On cherche à connaître le comportement dans cette zone dans les cas où le matériau est soumis au moins temporairement à des contraintes très élevées.

- zone d'endurance limitée : C'est le cas le plus fréquent dans les problèmes de fatigue. La rupture apparaît après un nombre limité de cycles sans être accompagnée de déformations plastiques mesurables.
- zone d'endurance illimitée : C'est presque une zone de sécurité, la rupture se produit pour un nombre très élevé de cycles, ( $10^8$ ,  $10^9$  ...) généralement supérieur à la durée de vie envisagée de l'ouvrage.

**I.4.1. La limite d'endurance :**

Dans le **domaine de l'endurance**, une asymptote apparaît sur la courbe S-N, ce qui signifie que la rupture ne se produit pas même au bout d'un nombre de cycles « infini », soit parce qu'aucun défaut ne s'est amorcé, soit parce que les fissures cessent de se propager.

Les critères habituellement employés pour dimensionner les structures dans le domaine de l'endurance, sont des critères de non-amorçage de fissures. [1]

Pour  $N > 10^8 \rightarrow$  limite de fatigue (ou limite d'endurance)

**Valeurs approximatives de la limite d'endurance :**

$$\begin{aligned} \sigma'_D &\approx 0.5 * R_m & \text{si } R_m \leq 1400 \text{ MPa} \\ \sigma'_D &\approx 700 \text{ MPa} & \text{si } R_m > 1400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

**I.4.2. La durée de vie :**

La durée de vie est mesurée par le nombre de cycles à rupture N.

Durée de vie = nombre de cycles de contraintes à rupture N

En approximant linéairement la partie de la courbe ( $10^3 < N < 10^6$ ) et en utilisant l'échelle logarithmique on aura :

La droite (AB) aura pour équation :

$$\begin{aligned} \log(\sigma) &= \log(a) * \log(N) + \log(b) \\ \log(\sigma) &= \log(b * a^{\log(N)}) \end{aligned}$$

D'où :  $\sigma = b * a^{\log(N)}$

Pour déterminer les constantes a et b de l'équation (2) on applique les conditions aux limites aux points A et B :

$$\begin{aligned} \sigma'_D &= ba^6 \\ 0.9R_m &= ba^3 \end{aligned}$$

Cela donne :

$$a = \left(\frac{\sigma'_D}{0.9R_m}\right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{et} \quad b = 0.9R_m \frac{0.9R_m}{\sigma'_D} \dots\dots\dots \text{Équation I-4}$$

Alors :

$$\sigma = 0.9R_m \left(\frac{\sigma'_D}{0.9R_m}\right)^{\frac{1}{3} \log(N-1)} \dots\dots\dots \text{Équation I-5}$$

Cette expression permet de connaître le niveau de contrainte lorsque le nombre de cycles N est connu.

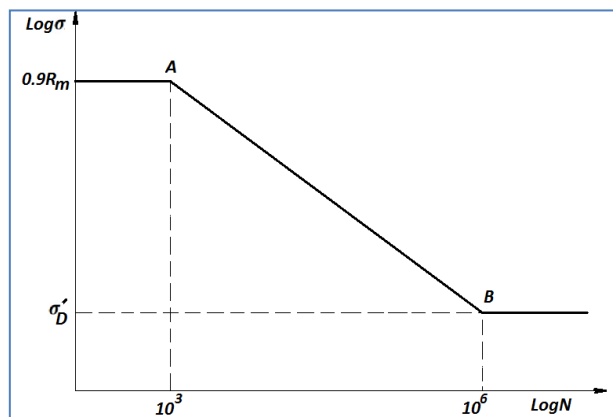


Figure I-10. Courbe de Wöhler approximée. [3]

En écrivant l'expression de  $\sigma$  inversement c.à.d.  $N = f(\sigma)$  on obtiendra :

$$N = 1000 \left( \frac{\sigma}{0.9R_m} \right)^{\left[ \frac{3}{\log\left(\frac{\sigma_D}{0.9R_m}\right)} \right]} \dots\dots\dots\text{Équation I-6}$$

Cette expression permet de connaître le nombre de cycle N (**la durée de vie**) lorsque le niveau de contrainte est connu.

**I.5. MECANISMES D'ENDOMMAGEMENT :**

On distingue trois stades pour l'endommagement des matériaux par fatigue, la phase d'amorçage des fissures, la phase de propagation des fissures de fatigue et enfin la phase de rupture brutale.

**L'amorçage :** peut se produire, soit sur un défaut, pré-existant dans le matériau ou créé au cours de la vie du matériau (rayures, empreintes, stries d'usinage, arête de filetage hétérogénéité due au traitement thermique, défaut du réseau cristallin, corrosion, etc....), soit par micro-plasticité en surface.

Dans la figure (Figure I-3 a) la zone d'amorçage est repérée par zone 1.

**La propagation des fissures :** par fatigue se distingue par l'existence de lignes sur la surface de rupture marquant des positions d'arrêt du front de la fissure. Ces lignes peuvent être observée à l'échelle macroscopique (on parle alors de lignes d'arrêt), comme à l'échelle microscopique (on parle alors de stries de fatigue).

Sur la figure (Figure I-3 a) ce stade correspond à la zone 2.

**Rupture brutale :** La rupture définitive se produit brutalement lorsque les dimensions de la partie non encore fissurée zone 03 ne sont plus suffisantes pour supporter les charges exercées.

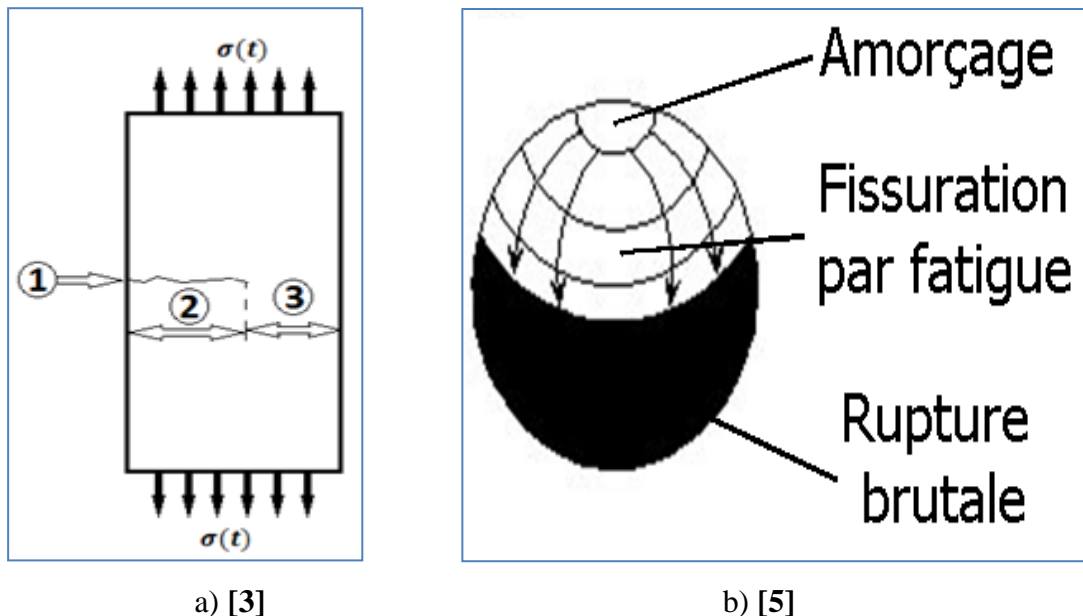


Figure I-11.illustration des trois stades de la rupture par fatigue.

**I.6. CUMUL DES DOMMAGES INDIVIDUELS :**

Chaque cycle crée un dommage individuel  $d_i$  alors l'exécution de  $n$  cycles ( $n < N$ ) entraîne un certain endommagement de la pièce qu'il est important de chiffrer car il détermine la capacité de vie résiduelle. [2] **La loi de cumul d'endommagement de Miner**

L'endommagement s'écrit  $D = \frac{n}{N}$ . Quand  $D \geq 1$  il y a une rupture. (La ruine par fatigue).

**I.7. VERIFICATION DE LA SECURITE A LA FATIGUE.**

**I.7.1. Pour les structures métalliques : selon EUROCODE 03**

❖ Le Principe est de vérifiée la condition suivante :

$$S_{fat} \leq R_{fat} / \gamma_{fat} \dots \dots \dots \text{Équation I-7}$$

Avec :

$S_{fat}$  = sollicitation de fatigue.

$R_{fat}$  = résistance à la fatigue.

❖ Vérification avec limite de fatigue :

$$\Delta\sigma_{i, \max} \leq \frac{\Delta\sigma'_D}{\gamma_{fat}} \dots \dots \dots \text{Équation I-8}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{i, \max}$  : différence de contrainte max due aux charge d'exploitation.

$\Delta\sigma'_D$  : la limite d'endurance.

**Suivant EUROCODE 03,**

$\gamma_{fat} = 1$  ou  $1,15$  ; pour les éléments dont la ruine n'a pas pour conséquence celle de la structure;

$\gamma_{fat} = 1,25$  ou  $1,35$  ; pour les éléments dont la ruine conduit rapidement à celle de la structure.

**I.7.2. Vérification pour les armatures : selon EUROCODE 02 (les structures en béton armées)**

❖ **Principe de vérification :**

Le principe de la vérification pour les armatures consiste à comparer l'étendue de contraintes agissante à une étendue de contraintes résistante correspondant au type de barres utilisées. [4]

L'étendue de contraintes résistante est obtenu e pour un nombre  $N$  de cycles défini à partir d'une courbe caractéristique de résistance en fatigue (aussi appelée courbe S-N) :

$$\Delta\sigma_s \leq \frac{\Delta\sigma_{RS}}{\gamma_{s,fat}} \dots \dots \dots \text{Équation I-9}$$

Avec :

$\Delta\sigma_s$  : l'étendue de contraintes agissante.

$\Delta\sigma_{RS}$  : l'étendue de contraintes résistante correspondant au type de barres utilisées.

Il faut vérifier aussi la condition suivante :

$$D_{Ed} = \frac{N}{N^*} < 1 \dots\dots\dots \text{Équation I-10}$$

Avec :

$D_{Ed}$  : l'endommagement des armatures du à la fatigue.

Suivant EUROCODE 02 : [4]

$$\gamma_{s,fat} = 1.15$$

$N$  : nombre de cycles de l'action cyclique appliquée.

$N^*$  : nombre de cycle à la rupture.

**I.8. TRAITEMENTS D'AMELIORATION.**

Les traitements ont pour but d'adoucir la forme locale du cordon de soudure et éliminer les défauts de surface, diminuant ainsi les contraintes locales, parmi les traitements de parachèvement appliqués en distingue :

- le meulage
- la refusions TIG.

Ces techniques à pour but d'enlever les anomalies situées au pied du cordon de soudure. [7]

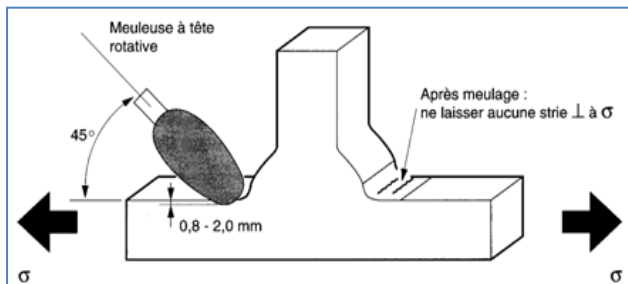


Figure I-12. Le meulage. [7]

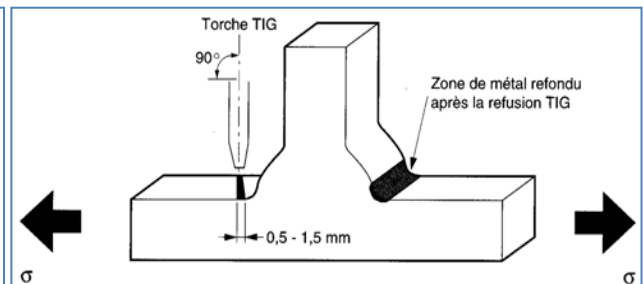


Figure I-13. La refusions TIG. [7]

D'une manière générale, les effets des traitements d'amélioration se traduisent, sur la forme des courbes de fatigue sous amplitude constante, d'une part par un rehaussement et une élévation des courbes et, d'autre part, par une augmentation des limites de fatigue. [7]

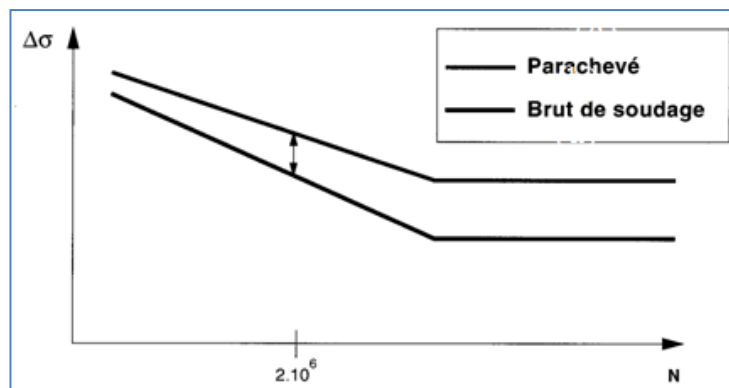


Figure I-14. Différence entre barre traitée et non traitée. [7]

### I.9. CONCLUSION :

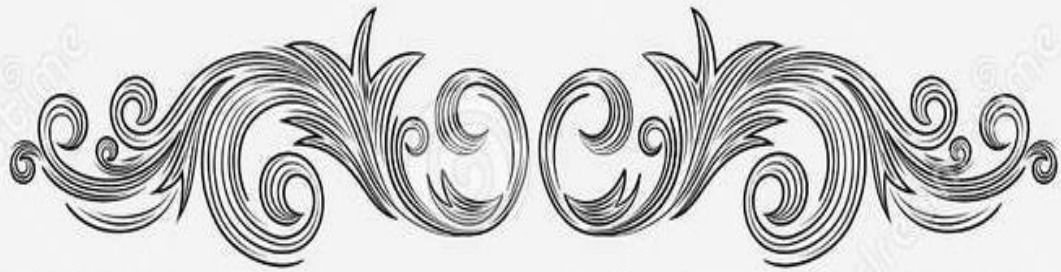
Après une brève recherche bibliographique concernant le phénomène de fatigue des aciers, phénomène qui est largement répandu dans les structures construites avec ce matériau, parfois incontournable, et qui nécessite beaucoup de recherches et d'investigations afin d'appréhender les inconvénients de l'acier de construction et cerner ses défauts structuraux, nous sommes arrivés à déduire les conduites à tenir pour limiter ses aléas.

En premier lieu, on peut dire qu'une bonne conception de la pièce où bien la structure est nécessaire afin d'optimiser le travail de la pièce. Vient la qualité de l'acier en second lieu. En effet, l'industrie sidérurgique joue un rôle primordial à la bonne qualité des aciers, c'est pour cela que les métallurgistes doivent confectionner l'acier selon les règles de l'art. Les essais sur les aciers permettent quant à eux de s'assurer que le matériau acier réponde aux exigences du projet. Ensuite, on peut dire qu'une bonne mise en œuvre et notamment un soudage de qualité contribuent à la pérennité de la structure. On rajoute à cela un entretien périodique de la structure en acier et des mesures préventives telles que les anti rouilles pour prévenir le phénomène de corrosion ce qui prolongera la durée de vie de la pièce.

Enfin, on admettra que le phénomène de fatigue des aciers est un phénomène qui est considéré comme préjudiciable et dangereux, toutefois, et en employant les mesures adéquates, il peut être dompté et la longévité de la structure sera assurée.

### I.10. REFERENCES :

- 1) Benjamin LEFEBVRE, Bruno MILLION « Etude de la rupture par fatigue ».
- 2) Robin.C. « fatigue et mécanique de la rupture ».
- 3) Meddour.B. « Cour fatigue des matériaux ». Université d'ABBAS Laghrour KHENCHLA, (2016).
- 4) Jean ROUX, « Maitrise de l'eurocode 2 Guide d'application », 2009.
- 5) Sylvie POMMIER, « SAPHIRE – Matériaux, mécanique des matériaux », Ecole Normale Supérieure PARIS – Saclay.
- 6) ALEXANDRE SZYMANSKI, « Etablissement d'une méthode de mesure rapide de la résistance en fatigue-corrosion d'acier de construction » Ecole de Technologie Supérieure Université du Québec, 2007, MONTREAL.
- 7) Document SETRA, « Guide de conception et de justifications, PONTS METALLIQUES ET MIXTES, Résistance à la fatigue », (1996).



## CHAPITRE II : GENERALITE



### II.1. INTRODUCTION :

Avant d'entamer la conception de l'ouvrage il faut tout d'abord récolter le maximum d'information sur cet ouvrage « information naturelle et fonctionnelle », donc ce chapitre est réservé à la détermination de différentes informations sur notre ouvrage, ainsi que la définition des différents matériaux de construction de l'ouvrage.

### II.2. BUT DE L'ETUDE :

L'objectif de ce travail est l'étude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

Le travail présenté dans ce mémoire est organisé et réparti dans sept (7) chapitres :

Après une introduction générale où l'on a abordé la présentation générale de la ligne minière, Le travail débute par une recherche bibliographique concernant la fatigue des aciers de constructions.

Dans le deuxième chapitre il a été présenté l'ouvrage objet de notre étude, ainsi que les matériaux de construction et leurs caractéristiques mécaniques. Le pré dimensionnement et les caractéristiques géométriques des sections transversales des variantes sont données dans le chapitre trois.

Le quatrième chapitre est réservé au calcul, dimensionnement et vérification de manière superficielle les variantes du pré dimensionnées ainsi que l'analyse multicritères.

Le cinquième chapitre traite le dimensionnement de la variante retenue et la détermination des différentes charges et surcharges et combinaisons agissant sur notre ouvrage ainsi que le dimensionnement longitudinal et transversal de la variante pour ensuite passer au sixième chapitre où on l'a abordé les différents équipements et leur justification vis-à-vis des actions qui sollicitent, il s'agit notamment des joints de dilatations et les appareils d'appuis.

Le Septième chapitre est réservé pour l'infrastructure notamment l'étude de la pile, culée et les fondations. Enfin en terminant par une conclusion générale.

### II.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet, objet de notre étude fait partie d'un programme des études lancé par l'ANESRIF. L'ouvrage est un viaduc ferroviaire (Viaduc N°07-tronçon N°03), s'inscrit dans le cadre du dédoublement et modernisation de la ligne minière (Annaba- Tébessa). Situé entre le PK23+800.00 et le PK24+300.00 d'une longueur de 500 m.

Il permet de franchir une vallée fluviale.

- Longueur environ 500 m.
- Les rails sont de type UIC 60.
- Travers Bi-bloc.
- Double voie.

### II.4. DONNEES FONCTIONNELLES :

C'est un ensemble des caractéristiques permettant à notre pont d'assurer sa fonction de franchissement, il comporte :

#### II.4.1. Tracé en plan :

Le tracé en plan de notre projet se compose de ;

- Un alignement droit de 353 m du PK 23+800.000 au PK 24+152.716.
- Un clothoïde de 140m du PK 24+152.716 au PK 24+292.716.
- Un arc de  $R= 600.00$  m et  $L= 12.042$  m du PK 24+292.716 au PK 24+300.000.

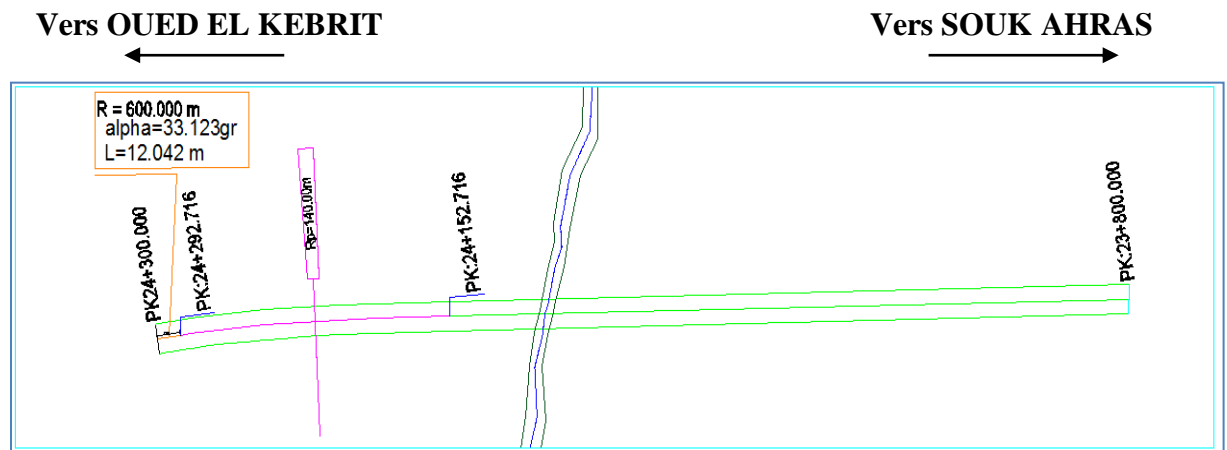


Figure II-1. Tracé en plan de l'ouvrage.

#### II.4.2. Profil en long :

Le profil en long de l'ouvrage présent un alignement droit d'une pente de 16.5%.

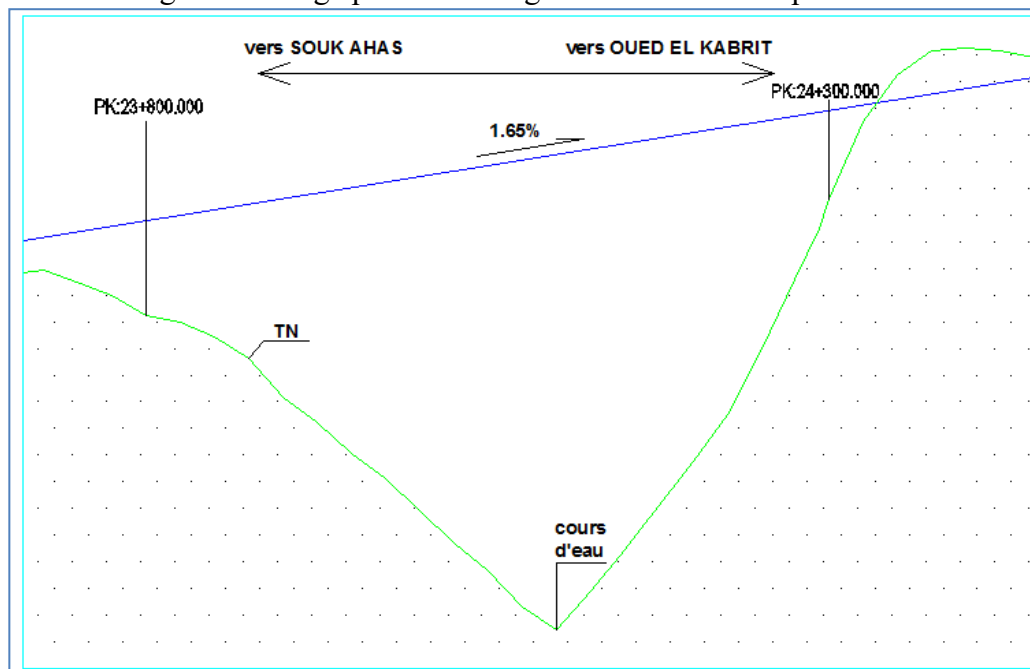


Figure II-2. Profil en long de l'ouvrage.

#### II.4.3. Profil en travers :

Partant sur le renseignement reçu de l'office de la voie ferroviaire, relative à l'ouverture de deux bouts de la vallée sur laquelle nous voulons placer notre ouvrage et suivant l'utilité du projet, nous recueillons les données ci-dessous :

- L'entraxe des voies : 5.00 m.
- Distance minimale entre l'axe de la voie et l'axe poteau caténaire : 3.00 m.
- Largeur de piste d'entretien : 0.72 m.
- Écartement entre axes des rails de chaque voie : 1.435 m.
- Tablier en toit avec une pente  $\pm 1.5\%$  de part et d'autre de l'axe du pont.
- La largeur totale du tablier : 13.70 m.

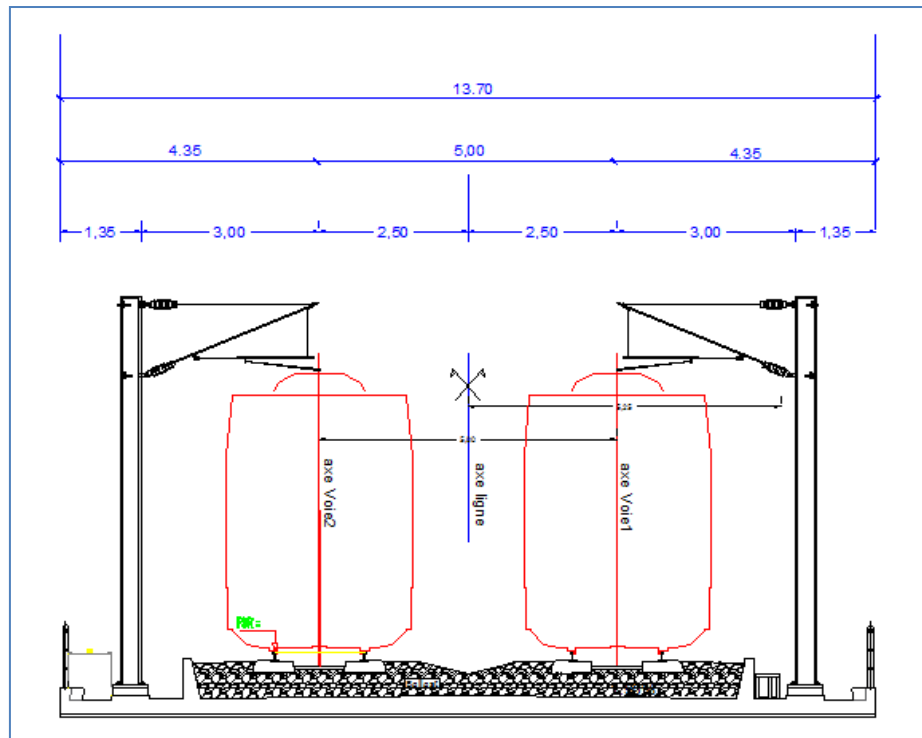


Figure II-3. Profil en travers.

## II.5. DONNEES NATURELLES :

### II.5.1. Données géologiques (géotechniques):

Elles sont obtenues a partir d'une reconnaissance qui nous donne des informations sur le terrain naturel a savoir les paramètres physiques et mécaniques du sol.

#### II.5.1.1 Essais in situ

Sur le site, la campagne d'investigation in situ a consisté à la réalisation de :

- Un (01) sondage carotté de 20 m.
- Deux (02) sondages pressiométriques de 20 m.

Les sondages réalisés sur le site révèlent que le sol est constitué par les formations suivantes :

- 0.00 à 0.60 m : remblai ;
- 0.60 à 3.50 m : limon sableux argileux ;
- 3.50 à 6.10 m : sable graveleux grisâtre avec fragments de calcaire durs ;
- 6.10 à 6.70 m : argile carbonatée à tendance marneuse ;
- 6.70 à 7.90 m : sable fin à moyen légèrement argileux avec des passages de grès dur ;
- 7.90 à 20.00 m : sable argileux limoneux jaunâtre à rougeâtre ferme et faible avec passage de marne sableuse et blocs de calcaire durs.

#### II.5.1.2 Niveau d'eau

Une présence d'eau a été signalée dans le sondage carotté à partir de 6.10 m de profondeur.

### II.5.2. Données sismologiques :

En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de TEBESSA et cette région est classée à **la zone sismique I** de faible sismicité selon le règlement parasismique Algérien 2008 (RPOA2008).

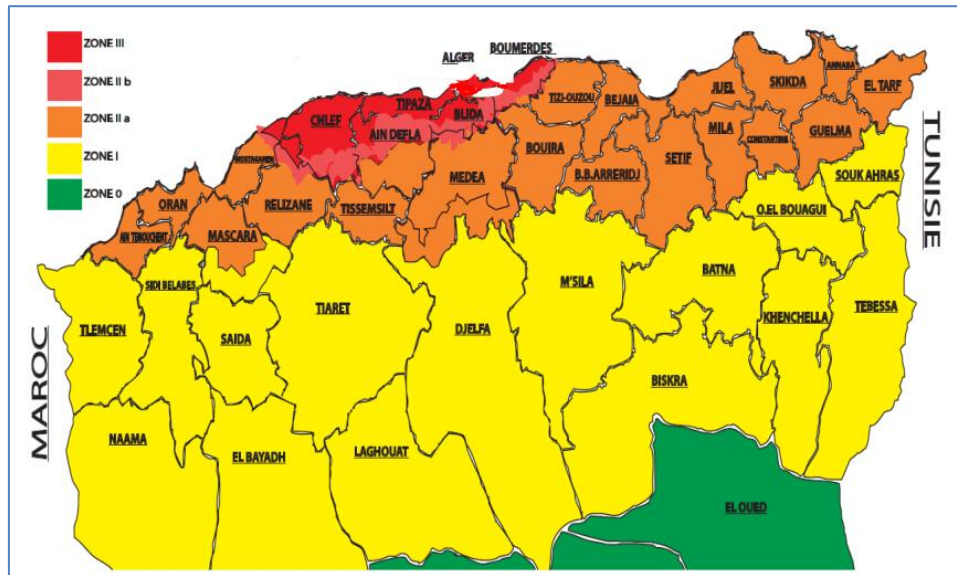


Figure II-4. La carte sismique Algérienne.

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes.

- ✓ Groupe 1 : Pont stratégique.
- ✓ Groupe 2 : Pont important.
- ✓ Groupe 3 : Pont d'importance moyenne.

Le Pont qui fait objet de cette étude est classé comme étant du groupe 1.

Le coefficient d'accélération de zone A est définie en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont comme indique dans le tableau suivante :

Tableau II-1. Tableau des coefficients d'accélération.

Groupe	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
Groupe1	0,15	0,25	0,3	0,4
Groupe2	0,12	0,2	0,25	0,3
Groupe1	0,1	0,15	0,2	0,25

### II.5.3. Données climatiques :

#### II.5.3.1 Variation de la température

Selon l'article 3.1.2.1 du RCPR 2009 on adopte une variation de température de +35°C et -15°C.

#### II.5.3.2 Gradient thermique :

Conformément à l'article 3.1.2.2 du RCPR les valeurs de gradient thermique vertical sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau II-2. Tableau des gradients thermiques.

	En phase de construction	En service
	Gradient thermique(C°)	Gradient thermique(C°)
Tablier métallique	±18	±10
Tablier mixte	±15	±08
Tablier en béton armé	±12	±07

**II.5.3.3 Pluviométrie :**

La wilaya de SOUK AHRAS possède un climat méditerranéen chaud avec été sec, la température moyenne et de 17°C, les précipitations sont en moyenne de 672.3mm.

**II.6. NORMES ET REGLES DE CALCUL :**

- 1) Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ;
- 2) Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ;
- 3) RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d’art ;
- 4) Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ;
- 5) Eurocode00 : base de calcul des structures.
- 6) Eurocode01 : actions sur les surcharges.
- 7) Eurocode02 : calcul des structures en béton.
- 8) Eurocode04 : calcul des structures mixtes acier-béton.
- 9) Document SETRA « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

**II.7. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :**

**II.7.1. Béton :**

- Pour la superstructure, le béton est dosé à 450 kg/m3 de ciment CPA42,5 avec  $f_{c28} = 45\text{MPa}$  et  $f_{t28}=3.3\text{MPa}$  ;
- Pour la infrastructure, le béton est dosé à 350 kg/m3 de ciment CPA42,5 avec  $f_{c28} =30 \text{MPa}$  et  $f_{t28} = 2.4 \text{MPa}$ .
- Pour un béton âgé de « j » jours on à :  $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j}$ .

La densité du béton est de 25KN/m³.

**II.7.1.1 Contraintes admissibles à la compression :**

A l'ELU:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \dots\dots\dots \text{Équation II-1}$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 lorsque la durée probable d’application de la combinaison d’action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu’elle est inférieure à 1h.

A l'ELS:

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{Équation II-2}$$

Tableau II-3. Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	25.50	20
		$\gamma_b = 1,15$	33.26	26.09
ELS	$f_{bc}$ (MPa)		27.00	18

### II.7.1.2 Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton " $E_{ij}$ " défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

$$E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} ; \text{Module de déformation instantanée du béton } < 24h.$$

$$E_{vj} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} ; \text{Module de déformation sous chargement de longue durée.}$$

### II.7.2. Armatures :

#### II.7.2.1 Armatures passives :

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**.

- La limite d'élasticité :  $f_e = 500$  MPa.
- Modules de la déformation élastique :  $E_s = 200$  GPa.
- La densité  $\gamma_s = 78.5$  KN/m<sup>3</sup>.

#### II.7.2.1.a. Contraintes limites de traction :

Tableau II-4. Contraintes limites de traction de l'acier passive.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1,15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{ij}} \right\} ; n=1,6$		252.76	207.31
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0,4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{ij}} \right\} ; n=1,6$		206.80	169.62

### II.7.2.2 Armatures de précontraintes :

Tableau II-5. Caractéristiques de l'armature active.

Câble	15T15S	19T15S
Résistance ultime $f_{prg}$ (MPa)	1860	1860
Limite élastique $f_{peg}$ (MPa)	1674	1674
Section droite d'un toron $A_{p1toron}$ (mm <sup>2</sup> )	150	150
Section du câble $A_p$ (mm <sup>2</sup> )	2250	2850
Diamètre du gain $\Phi$ (mm)	80	100
La précontrainte initiale $P_0$ (MN)	3.35	4.24
Coefficient de recul d'ancrage $\rho$ (%)	2.5	2.5
Coefficient de relaxation $g$ (mm)	2	2

### II.8. LOGICIEL DE CALCUL :

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

Pour ce faire, nous allons utiliser le logiciel *Robot Structural* conçu pour le dimensionnement l'étude et des différentes structures de génie civil

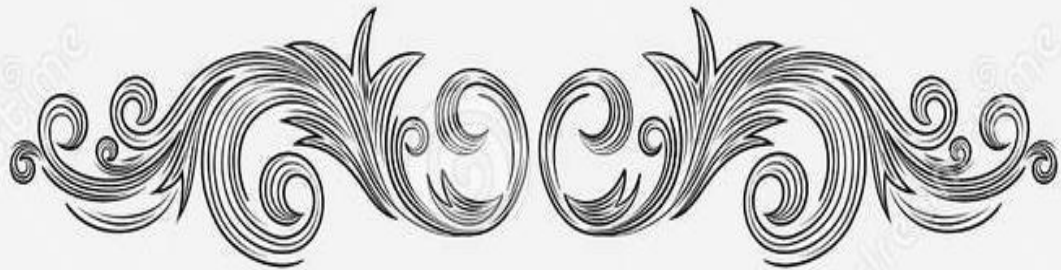
La modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres.
- Sections de l'ouvrage sont des voussoirs modélisés par ses dimensions réelles.
- Chaque section est définie par le logiciel de dessin, puis exportée vers le logiciel de calcul.
- Les appuis sont considéré comme appuis simples sauf une au niveau de la culée C02 qui est définie comme appui double.
- La définition des cas de charge et des différentes combinaisons.
- Le lancement de calculs.
- L'interprétation des résultats.

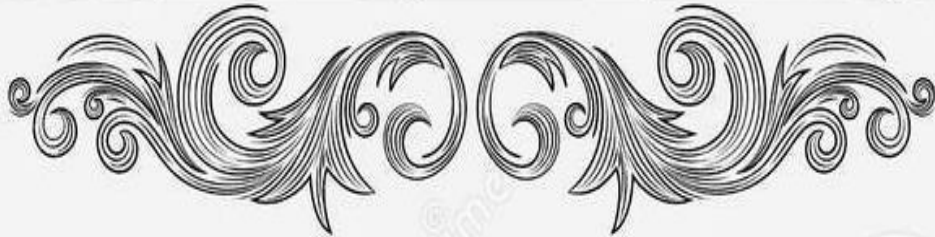
Le ROBOT est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. Comme tout logiciel de calcul de structure.

Robot utilise la méthode des éléments finis, les méthodes énergétiques et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N, T) et les déformées des éléments de structure.

La définition du modèle par le logiciel est faite d'une façon plus ou moins automatique à partir des données introduits, notamment, le tracé en courbe ou alignement rectiligne, les matériaux, la position des appuis et leur définition et la caractérisation du tablier. Après l'introduction de toutes les données le logiciel construit un modèle 3D du pont.



CHAPITRE III : CONCEPTION ET PROPOSITION  
DES VARIANTES



### III.1. INTRODUCTION :

L'objectif est de choisir la meilleure variante de notre projet donc ce chapitre est consacré pour le pré-dimensionnement des variantes pour préparer la route à une analyse multicritères riche et efficace.

### III.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

La conception d'un pont c'est la chose la plus importante qui nous permet de rechercher et de trouver la nature et le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées; tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale.

Alors ce choix est une démarche qui nous aide bien de trouver la variante qui s'inscrit le mieux dans le contexte naturel du franchissement de l'obstacle.

### III.3. CRITERES DE CHOIX :

Le choix de la variante la plus optimale entre les variantes proposées est basée sur plusieurs critères : on distingue les critères suivants :

#### III.3.1. Faisabilité technique :

Tous ce qui est méthode de construction et durée de réalisation et elle est en fonction de la hauteur des piles et la structure de tablier.

#### III.3.2. Faisabilité économique :

Tous ce qui est cout de construction des piles et de structure, et le montant total du projet.

#### III.3.3. Intégration dans le paysage :

L'état d'intégration dans le site est bonne ou mauvaise copte tenu de la hauteur et les pentes dans les accès.

#### III.3.4. Impacte sur l'environnement :

L'impacte des projets sur l'environnement est strictement réglementé. Alors on est obligé de respecter les prescriptions de protection de l'environnement.

#### III.3.5. L'entretien :

L'entretien de l'ouvrage joue un rôle très important pour assurer la sécurité et garantir la durabilité.

### III.4. LES PARAMETRES INTERVIENNENT DANS LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

- |   |                                       |
|---|---------------------------------------|
| ✓ Les profils de la chaussée (profil en long, en travers, en plan). | 13.70m de largeur.                    |
| ✓ Voie portée (un pont routier ou ferroviaire).                     | Un pont ferroviaire.                  |
| ✓ La nature du sol de fondation.                                    | Données géotechniques.                |
| ✓ La brèche de l'ouvrage (l'obstacle à franchir).                   | Le pont franchit une vallée fluviale. |
| ✓ Durée de vie de l'ouvrage (définitif, provisoire).                | Un pont définitif.                    |
| ✓ Fonctionnement mécanique (pont fixe ou mobile).                   | Un pont fixe.                         |

### III.5. CONCEPTION DE TABLIER :

Pour la conception du tablier. Nous nous limiterons aux variantes suivantes :

- ✓ Variante 1: PONT MIXTE.
- ✓ Variante 2: Pont à poutres précontraintes VIPP.
- ✓ Variante 3: PONT CAISSON.

### III.6. VARIANTE N°01 : PONT MIXTE :

#### III.6.1.Introduction :

Un pont mixte c'est une association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton solidarises entre elles par des connecteurs (les goujons) a deux poutres entretoisees à âme plein.

#### III.6.2.Les avantages et les inconvénients :

Ce mode de construction présente plusieurs avantages et inconvénients sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-1. Tableau détermine les avantages et les inconvénients

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ La rapidité d'exécution.</li> <li>✓ Sont des ouvrages légers</li> <li>✓ Peut franchir des grandes portées allons jusqu'à 100m.</li> <li>✓ La facilité de l'entretien grâce a l'accessibilité a l'inspection et la maintenance.</li> <li>✓ L'excellent rapport poids/performance du matériau acier.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Le cout est plus élevé.</li> <li>✓ Le phénomène de fatigue dans les assemblages.</li> <li>✓ Nécessite un contrôle strict sur le chantier et l'exigence de la surveillance périodique.</li> <li>✓ La sensibilité au déversement.</li> <li>✓ La corrosion en raison de la forte humidité.</li> </ul>

#### III.6.3.Implantation des appuis :

Dans cette variante on a choisi de projeter un pont mixte bipoutre isostatique « des travée indépendantes en PRS. Composé de 11 travées de 45 m de longueur, avec une longueur totale égale à 500 m. alors l'ouvrage va s'appui sur 12 appuis « 2 culées et 10 piles » sont implantés comme suivant :

Tableau III-2. Tableau d'implantation des appuis

L'APPUI	LOCALISATION
CULEE N°01	PK : 23+799.256
PILE N°01	PK : 23+843.906
PILE N°02	PK : 23+889.406
PILE N°03	PK : 23+934.406
PILE N°04	PK : 23+980.406
PILE N°05	PK : 24+025.906
PILE N°06	PK : 24+071.406
PILE N°07	PK : 24+116.906
PILE N°08	PK : 24+162.406
PILE N°09	PK : 24+207.906
PILE N°10	PK : 24+253.406
CULEE N°02	PK : 24+298.056

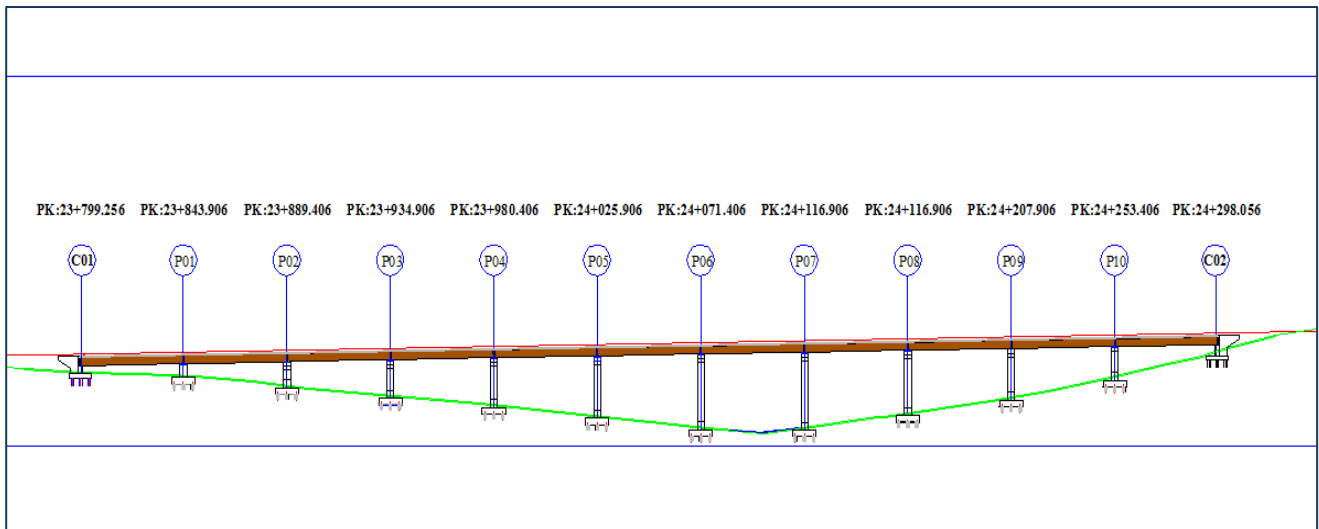


Figure III-1. Schéma d'implantation des appuis

### III.6.4. Pré dimensionnement :

Dans notre cas on a un tablier est de largeur égale à 13.70m, alors on a pensé a une solution consiste à appuyer la dalle en béton armé sur un système bi-poutre avec un entraxe de 6m, rigidifier par des entretoises transversal.

#### III.6.4.1 La dalle :

La dalle est en béton armé avec une épaisseur variante :

Tableau III-3. Tableau des épaisseurs de la dalle

	L'épaisseur (cm)
Sections extrêmes	25
Section mi-dalle	35
Section au dessus des poutres	40

Avec une pente transversale de 1.5%.

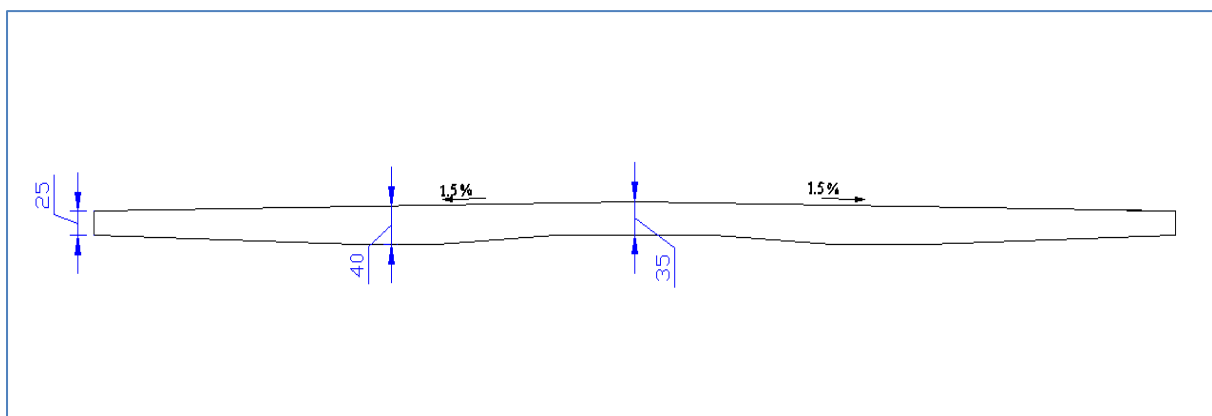


Figure III-2. Image représentative de la dalle

### III.6.4.2 Les poutres :

Le pré-dimensionnement des poutres principales est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III-4. Tableau de prédimensionnement des poutres

			Ratios	valeurs retenues (mm)	
hauteur			$h = L/14$	3200	
L'âme	épaisseur	sur pile	$t_w \geq 0,005 \times h'$	25	
		mi-travée	$t_w \geq 0,005 \times h'$	20	
semelle	supérieure	épaisseur	sur pile	$20 \leq t \leq 150$	40
			mi-travée	$20 \leq t \leq 150$	50
		largeur		$400 \text{ mm} \leq b \leq 1\,000 \text{ mm}$	1000
	inférieur	épaisseur	sur pile	$20 \leq t_f \leq 150$	50
			mi-travée	$20 \leq t_f \leq 150$	70
		largeur		$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 12\,00 \text{ mm}$	1200

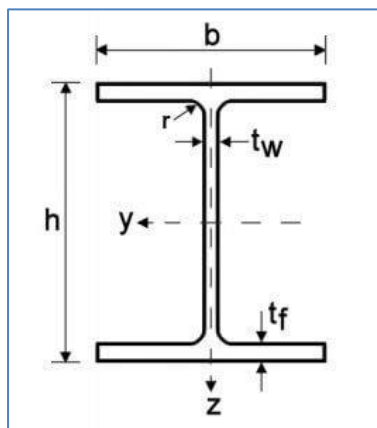


Figure III-3. Section type d'une poutre métallique

### III.6.4.3 Les entretoises :

Les dimensions des entretoises est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III-5. Tableau des profilés des entretoises

	Profilés	Poids (Kg/ml)	hauteur du profil (mm)	largeur ailes (mm)	épaisseur âme (mm)	épaisseur ailes (mm)
sur pile	HEA 1000	276,8	990	300	16,5	31
courante	HEA 500	158	490	300	12	23

L'espace entre les entretoises est égal à 6m.

### III.6.5. Calcul de poids :

#### III.6.5.1 Poids de la dalle :

$$\begin{aligned} G_{\text{dalle}} &= \gamma_b * A \dots\dots\dots \text{Équation III-1} \\ &= 25 * 4.78 \\ &= 119.5 \text{ KN/ml.} \end{aligned}$$

A ; l'aire de la section transversale de la dalle.

$\gamma_b$  ; le poids volumique du béton.

#### III.6.5.2 Poids de la charpente :

##### Les poutres en aciers :

$$\begin{aligned} G_{\text{poutre}} &= (A_1 * L_1 + A_2 * L_2) * \gamma_{\text{acier}} \dots\dots\dots \text{Équation III-2} \\ &= 686.4 \text{ KN} \end{aligned}$$

Avec

$A_1$  ; l'air de la section sur pile  $A_1 = 0.178 \text{ m}^2$   $L_1 = 2 * 15 = 30 \text{ m}$ .

$A_2$  ; l'air de la section a la clef  $A_2 = 0.197 \text{ m}^2$   $L_2 = 15 \text{ m}$ .

$\gamma_a$  ; la masse volumique du béton  $\gamma_b = 78.5 \text{ KN/m}^3$ .

##### Les entretoises :

$$\begin{aligned} G_{\text{entretoise}} &= L * n_1 * P_{\text{HEA1000}} + L * n_2 * P_{\text{HEA500}} \dots\dots\dots \text{Équation III-3} \\ &= 8979.568 \text{ Kg.} \\ &= 89.796 \text{ KN.} \end{aligned}$$

Avec

L : entraxe entre les deux poutres .L=5.98 m.

$n_1$  : nombres des entretoises sur pile.  $n_1 = 2$  entretoises.

$n_2$  : nombres des entretoises courantes.  $n_2 = 6$  entretoises.

$P_{\text{HEA1000}}$  : le poids linéaire des profilés HEA1000.  $P_{\text{HEA1000}} = 158 \text{ Kg/ml}$ .

$P_{\text{HEA500}}$  : le poids linéaire des profilés HEA500.  $P_{\text{HEA500}} = 276.8 \text{ Kg/ml}$ .

$$\begin{aligned} G_{\text{TOT}} &= (G_{\text{poutre}} * 2) + G_{\text{entretoises}} + G_{\text{dalle}} \dots\dots\dots \text{Équation III-4} \\ &= (686.4 * 2) + 89.796 + 119.5 * 45 \\ &= 6840.096 \text{ KN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} CP &= G_{\text{TOT}} / L \dots\dots\dots \text{Équation III-5} \\ &= 6840.096 / 45 \\ &= 152.002 \text{ KN/ml.} \end{aligned}$$

### III.6.6. Les caractéristiques géométriques :

Les différents paramètres géométriques sont les suivants ;

**H** : la hauteur totale

**B** : l'air.

**P** : le périmètre.

**X<sub>G</sub>, Y<sub>G</sub>** : les coordonnées du centre de gravité.

**v'** : la distance entre centre de gravité et la fibre inférieure de la section.

**v** : la distance entre centre de gravité et la fibre supérieure.

**I<sub>xG</sub>** : le moment d'inertie

Le tableau suivant résume les différentes caractéristiques géométriques de la section de la poutre métallique et la section des entretoises :

Tableau III-6. Les caractéristiques géométriques.

		les poutres		les entretoises	
		sur pile	mi-travée	HEA1000	HEA500
L'air B (m <sup>2</sup> )		0,18	0,20	0,04	0,02
périmètre P (m)		10,75	10,76	3,14	2,16
Centre de gravité	X <sub>G</sub> (m)	0.00	0.00	0.00	0.00
	Y <sub>G</sub> (m)	1,43	1,33	0,50	0,25
Hauteur H(m)		3,20	3,20	0,99	0,49
v' (m)		1,43	1,33	0,50	0,25
v (m)		1,77	1,87	0,50	0,25
Moment d'inertie I <sub>xG</sub> (m <sup>4</sup> )		0,01	0,01	0,00	0,00
ρ		0,02	0,02	0,06	0,09

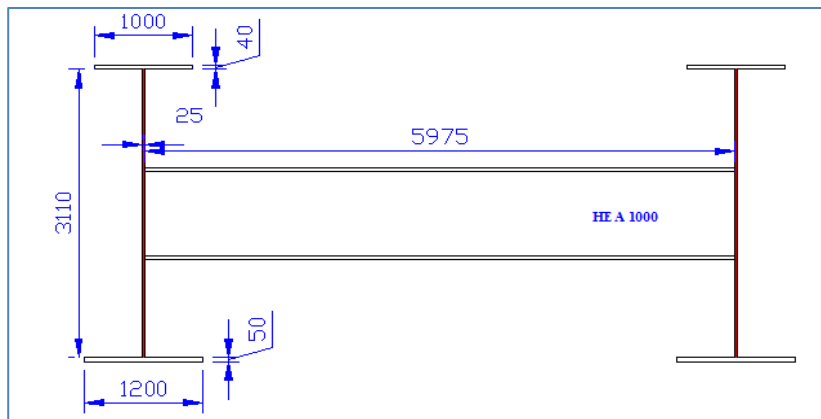


Figure III-4. Système bi-poutre sur pile

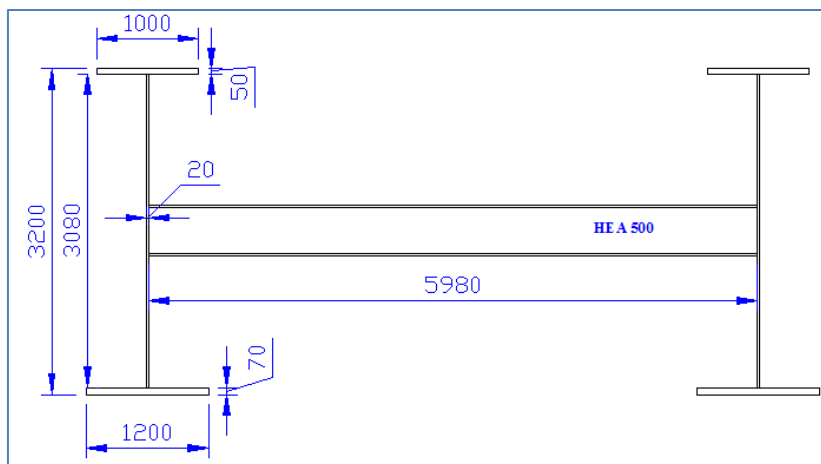


Figure III-5. Système bi-poutre à mi-travée.



### III.7. VARIANTE N°02 : PONT POUTRE VIPP :

#### III.7.1.Introduction :

Cette variante c'est un pont a poutre en béton précontraint, les ponts en béton précontraint sont des ouvrages très rependus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses (franchissement d'une rivière, vallée, milieu urbain ou rural).

#### III.7.2.Les avantages et les inconvénients :

Le tableau suivant montre les avantages et les inconvénients de cette variante :

Tableau III-7. Tableau des avantages et les inconvénients.

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Ne nécessite pas des échafaudages importants.</li> <li>✓ La facilité d'exécution et le contrôle de réalisation.</li> <li>✓ Le coffrage des poutres est économique.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Nombre des joints très important.</li> <li>✓ Les portés sont limités à 50m.</li> <li>✓ Poids très important.</li> </ul>

#### III.7.3.Implantation des appuis :

Dans cette variante on a choisi de projeter un pont à poutres isostatique « des travées indépendantes en béton armé. Composé de 14 travées de 35 m de longueur, avec une longueur totale égale à 498 m. alors l'ouvrage va s'appui sur 15 appuis « 2 culées et 13 piles » sont implantés comme suivant :

Tableau III-8. Tableau d'implantation des appuis.

L'APPUI	LOCALISATION
CULEE N°01	PK : 23+804.066
PILE N°01	PK : 23+839.816
PILE N°02	PK : 23+875.316
PILE N°03	PK : 23+910.816
PILE N°04	PK : 23+946.316
PILE N°05	PK : 23+981.816
PILE N°06	PK : 24+017.316
PILE N°07	PK : 24+052.816
PILE N°08	PK : 24+088.316
PILE N°09	PK : 24+123.816
PILE N°10	PK : 24+159.316
PILE N°11	PK : 24+194.816
PILE N°12	PK : 24+230.316
PILE N°13	PK : 24+265.816
CULEE N°02	PK : 24+301.566

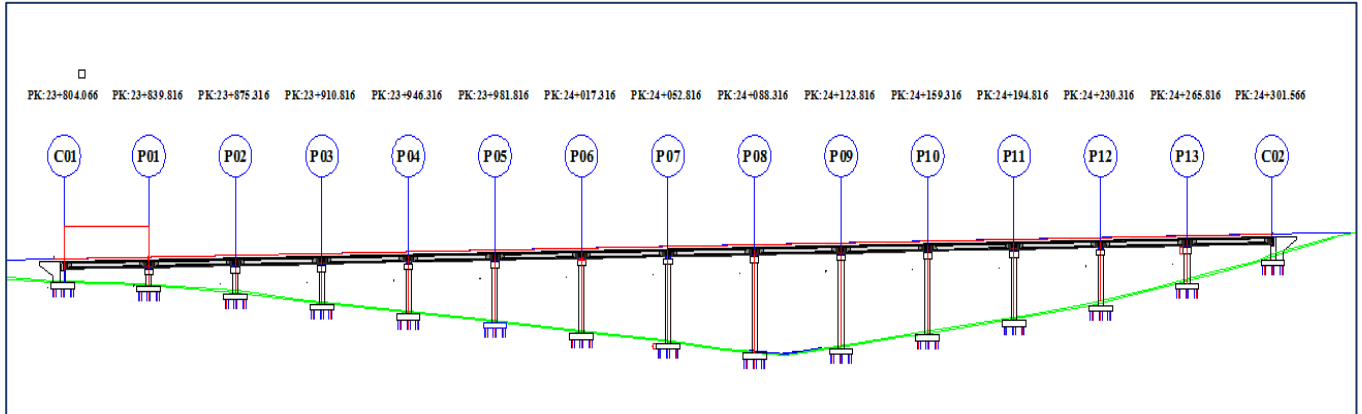


Figure III-6. Schéma d'implantation des appuis

### III.7.4. Pré dimensionnement :

#### III.7.4.1 La dalle :

La dalle est en béton armé avec une épaisseur variante :

	L'épaisseur (cm)
Sections extrêmes	25
Section mi-dalle	35

Avec une pente transversale de 1.5%.

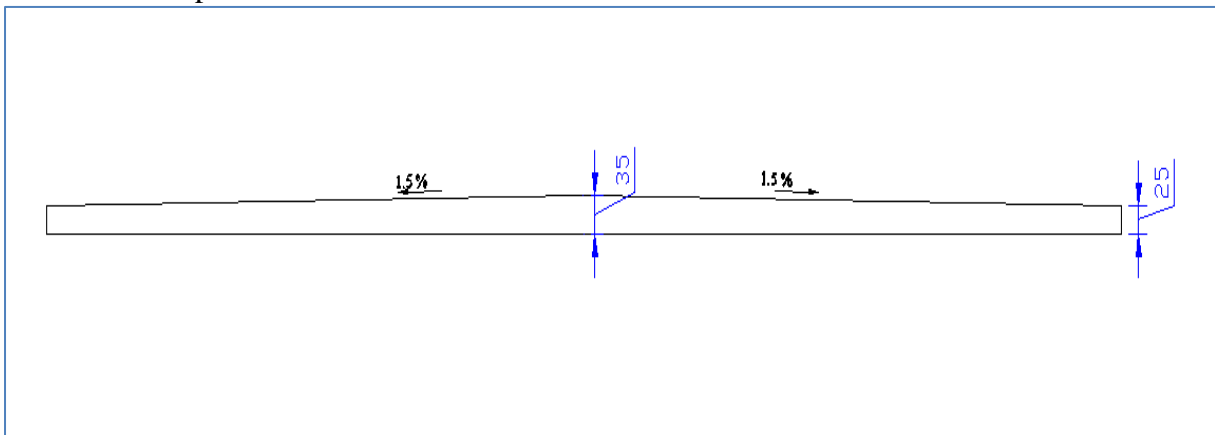


Figure III-7. Image représentative de la dalle.

**III.7.4.2 Les poutres :**

Le pré-dimensionnement des poutres principales est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III-9. Tableau de pré-dimensionnement des poutres.

Entraxe des poutres		ratios		valeurs retenues (mm)
Entraxe des poutres		$1.5 \leq \lambda \leq 2.5$		1800
Nombre des poutres (poutres)		$N=(La/\lambda)+1$		7
Elancement des poutres		$L/22 \leq H \leq L/14$		2250
âme	épaisseur	about	$500 \leq H \leq 700$	700
		médiane	/	320
table de compression	largeur	$0.6H \leq b \leq 0.75H$		1600
	épaisseur	$150 \leq e \leq 200\text{mm}$		180
talon	largeur	$500 \leq L_t \leq 800\text{mm}$		700
	épaisseur	$250 \leq e_t \leq 400\text{cm}$		350
entretoise	Largeur	/		400
	hauteur	/		1650
Gousset	Table de compression	about	$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha_1 = 8^\circ$
		médiane		$\alpha_1 = 09^\circ$
	talon	$\alpha_2 = 45^\circ$		
				$\alpha_3 = 55^\circ$

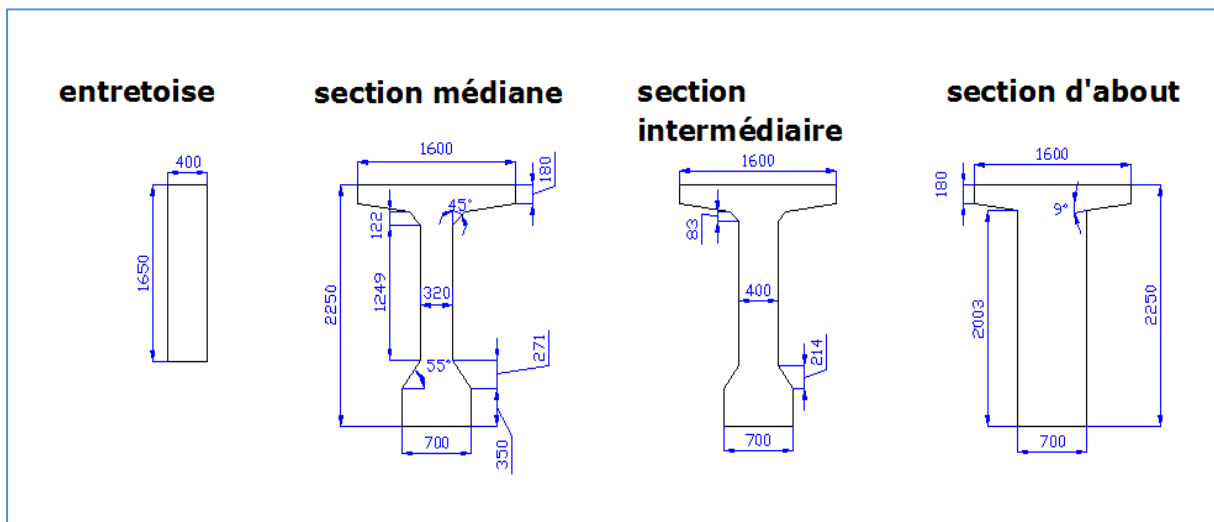


Figure III-8. Image des différents sections de la variante VIPP

**III.7.5. Calcul du poids :**

Le poids de la variante pont mixte est déterminé dans le tableau suivant :

**Tableau III-10. Tableau des poids des éléments porteurs**

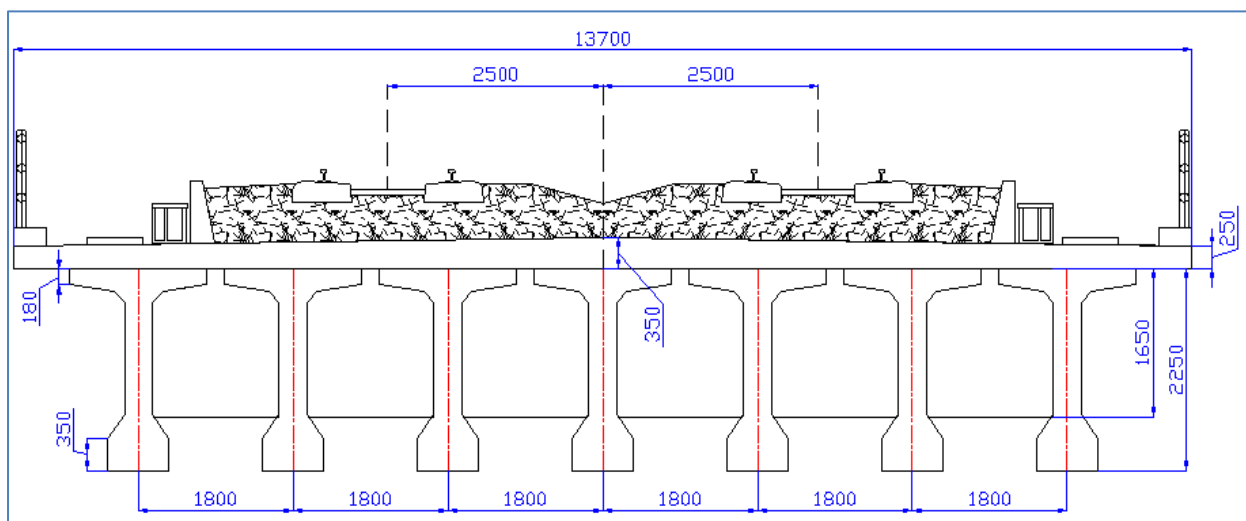
		Longueur (m)	nombres	Section m <sup>2</sup>	volumes	volume totale	masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN)
<b>poutres</b>	<b>d'about</b>	2	2	1,77	7,08	44,89	25	7855,75
	<b>médiane</b>	1,5	2	1,31	3,93			
	<b>intermédiaire</b>	28	1	1,21	33,88			
<b>entretoises</b>		0,4	6*2	2,14	0,856	10,272	25	256,8
<b>dalle</b>		35	1	4,13	144,55	144,55	25	3613,75
<b>poids totale(KN)</b>		11726,3						
<b>poids totale (KN/ml)</b>		335,04						

**III.7.6. Les caractéristiques géométriques :**

Le tableau suivant résume les différentes caractéristiques géométriques de la section des poutres et la section des entretoises :

**Tableau III-11. Les caractéristiques géométriques.**

	les poutres		les entretoises
	d'about	médiane	
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	1,78	1,21	0,66
<b>P (m)</b>	7,58	7,91	4,10
<b>Xg(m)</b>	0.00	0.00	0.00
<b>Yg(m)</b>	1,23	1,24	0,85
<b>H(m)</b>	2,25	2,25	1,65
<b>v' (m)</b>	1,23	1,24	0,85
<b>v (m)</b>	1,02	1,01	0,80
<b>I<sub>xG</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0,84	0,74	0,14
<b>ρ</b>	0,38	0,49	0,31



**Figure III-9. Coupe transversal du tablier.**



### III.8. VARIANTE N°03 : PONT CAISSON :

#### III.8.1.Introduction :

Cette variante c'est un pont voussoirs en béton précontraint, elle est constituée d'une succession des voussoirs peuvent être coulés sur place ou préfabriqués, reliées entre ils, par la précontrainte.

#### III.8.2.Les avantages et les inconvénients :

Le tableau suivant montre les avantages et les inconvénients de cette variante :

Tableau III-12. Tableau détermine les avantages et les inconvénients.

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Franchir des grandes portées.</li> <li>✓ Permet de franchir des vallées très profondes et accidentées.</li> <li>✓ Donne une belle forme esthétique.</li> <li>✓ Cout d'entretien est faible.</li> <li>✓ Dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués la construction est rapide.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Echafaudage important.</li> <li>✓ Nécessite de personnel qualifié pour les précontraintes.</li> <li>✓ Consomme plus de béton et d'acier.</li> <li>✓ Nécessite une précontrainte très importante.</li> <li>✓ Le poids est très important.</li> </ul>

#### III.8.3.Implantation des appuis :

Dans cette variante on a choisi de projeter un pont caisson construit par encorbellement hyperstatique en béton armé. Composé de 8 travées « 6 travées principales de 68 m de longueur et 2 travées de rive de 40.8m de longueur », avec une longueur totale égale à 489.6 m. alors l'ouvrage va s'appui sur 9 appuis « 2 culées et 7 piles » sont implantés comme suivant :

Tableau III-13. Tableau d'implantation des appuis.

L'APPUI	LOCALISATION
<b>CULEE N°01</b>	PK : 23+816.576
<b>PILE N°01</b>	PK : 23+856.776
<b>PILE N°02</b>	PK : 23+924.776
<b>PILE N°03</b>	PK : 23+992.776
<b>PILE N°04</b>	PK : 24+060.776
<b>PILE N°05</b>	PK : 24+128.776
<b>PILE N°06</b>	PK : 24+196.776
<b>PILE N°07</b>	PK : 24+267.776
<b>CULEE N°02</b>	PK : 24+304.976

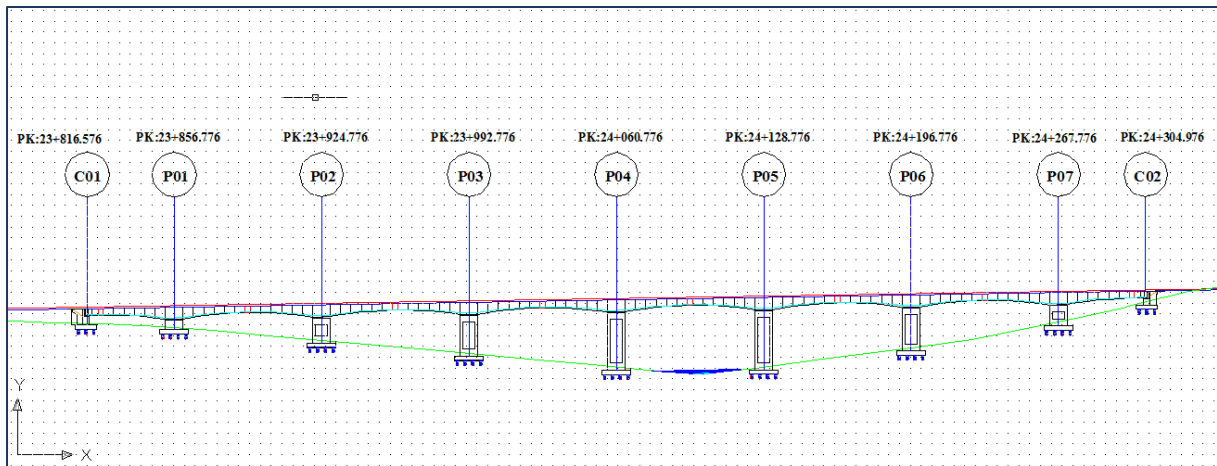


Figure III-10. Schéma d'implantation des appuis

### III.8.4. Pré dimensionnement :

#### III.8.4.1 Répartition des travées :

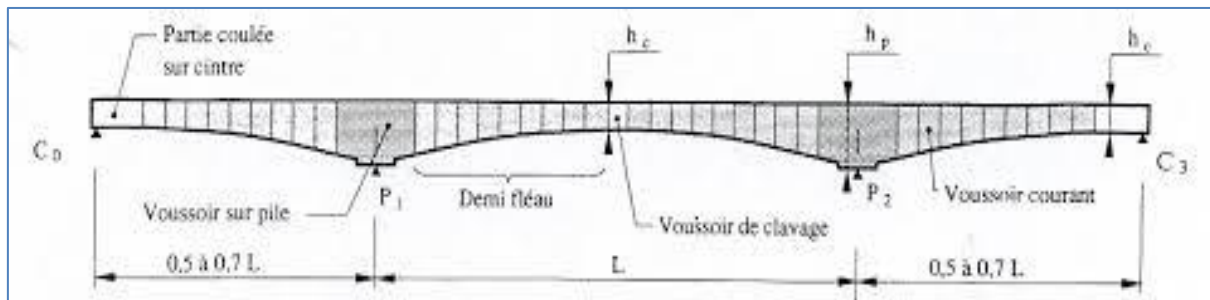


Figure III-11. Répartition des travées.

Avec ;

$L$  : la longueur de la travée principale.

On a une vallée de 490 m largeur, alors nous avons choisi un nombre de travée principale 6 travées. Et la longueur de travée de rive  $l=0.6*L$ .

Alors :

$$0.6L+6L+0.6L=500 \text{ m.}$$

$L=500/7.2 = 68.06$  on prend : la longueur de la travée principale  $L=68 \text{ m}$ .

la longueur de la travée de rive  $l = 40.8 \text{ m}$ .

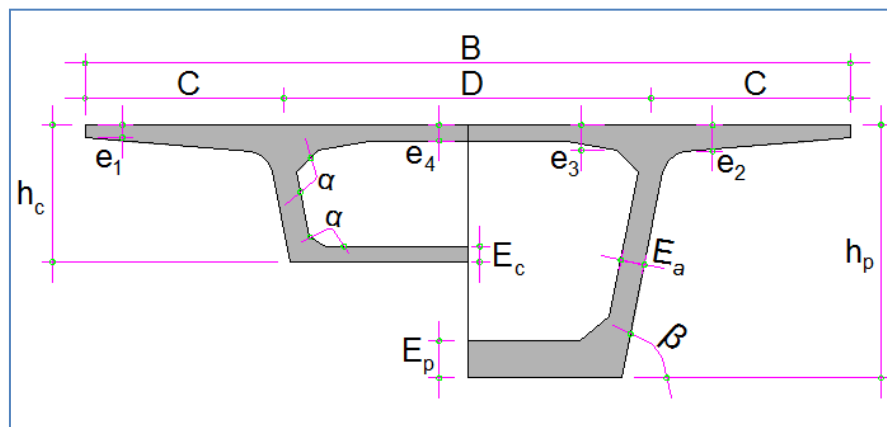


Figure III-12. Section type d'un voussoir

Le pré-dimensionnement de la section transversale des voussoirs est résumé dans le tableau suivant ;

Tableau III-14. Tableau de pré-dimensionnements des voussoirs

		ratios	Valeurs retenues (mm)
hauteur	voussoir sur pile	$\frac{L}{h_p} > 14 + \frac{L}{45} = 1510$	5600
	voussoir à la clef	$\frac{L}{h_c} > 19 + \frac{L}{7} = 2870$	3100
largeur de voussoir		$B = 13700$	13700
C		$C = \frac{B}{4}$	3400
D		$B - 2C$	6900
e <sub>1</sub>		$e_1 \geq 16$	300
e <sub>2</sub>		$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	640
e <sub>3</sub>		$e_3 > e_2 - 0.1$ et $e_3 > 1,5e_4$ $e_3 > 630$ et $e_3 > 600$	650
e <sub>4</sub>		$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	400
Inclinaison de l'âme β (°)		$70^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$	80°
Epaisseur de l'âme E <sub>a</sub>		$E_a \geq 0.26 + L/500$	620
Epaisseur du talon (à la clef) E <sub>c</sub>		$E_c \geq 18$ cm	300
Epaisseur du talon (sur talon) E <sub>p</sub>		$E_p \geq 35$ cm	750
gouset	supérieur	$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	45°
	inférieur	$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	30°

- Pour les ouvrages de portée supérieure à 60 m, le poids propre du tablier représente une fraction importante de la charge globale ce qui conduit au choix d'un tablier de hauteur variable ; décroissante de piles vers la clef.

### III.8.4.2 Découpage en voussoirs :

Le nombre et les dimensions longitudinales des voussoirs présentés dans le tableau suivant ;

Tableau III-15. Tableau de découpage en voussoirs

		Longueur(m)	Nombre par travée	Nombre totale
Voussoir sur pile		8	1	7
Voussoirs courant		4.8	12	84
Voussoir de clavage	Sur la travée principale	2.4	1	6
	Sur la travée de rive	2	1	2
Voussoir coulée sur échafaudage		3	2	4

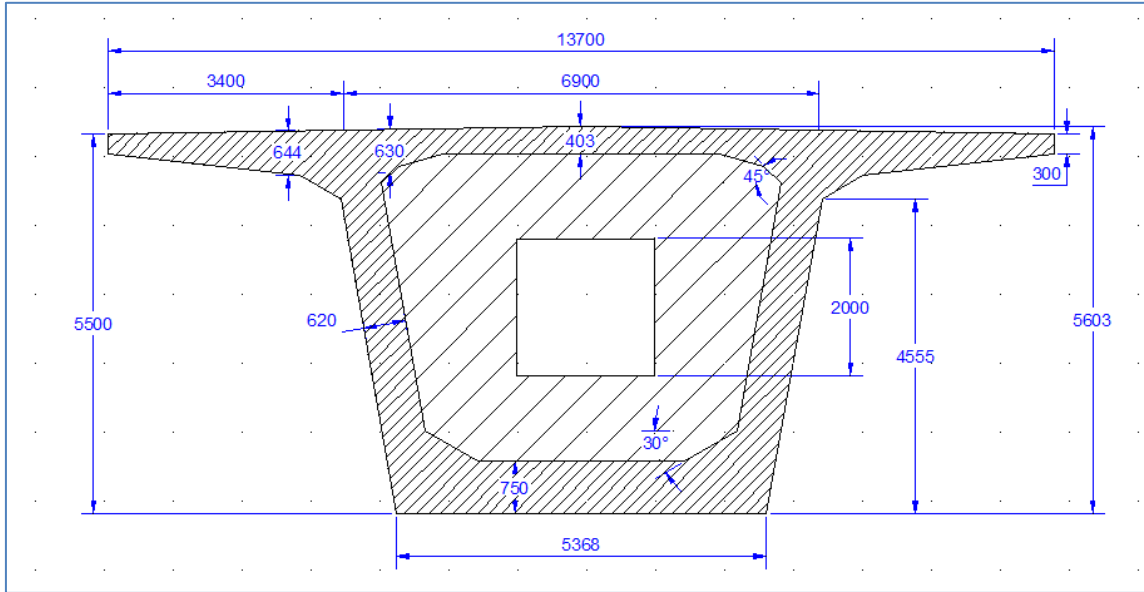


Figure III-13. Voussoir sur pile

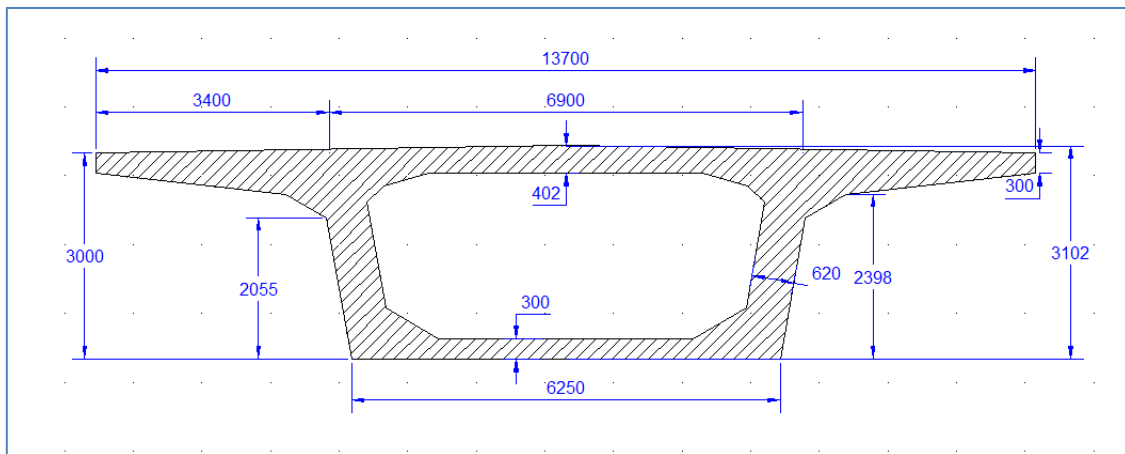


Figure III-14. Voussoir sur clef

### III.8.5. Calcul du poids :

Le poids des voussoirs est résumé sur le tableau suivant :

Tableau III-16. Tableau des poids des voussoirs

	L(m)	V(m <sup>3</sup> )	P(kN)
<b>VSP</b>	8	132,00	3300
<b>VS1</b>	4,8	75,47	1886,85
<b>VS2</b>	4,8	68,99	1724,85
<b>VS3</b>	4,8	63,81	1595,25
<b>VS4</b>	4,8	59,92	1498,05
<b>VS5</b>	4,8	57,33	1433,25
<b>VS6</b>	4,8	56,03	1400,85
<b>CLAVAGE</b>	2,4	27,94	698,4
<b>Somme(KN)</b>		<b>13188.3</b>	

Le poids d'un fléau :

$$P_{\text{fléau}} = (\text{somme} \times 2) \dots \dots \dots \text{Équation III-6}$$

$$= (13188.3 \times 2)$$

$$= 26376.6 \text{ KN}$$

Le poids totale de l'ouvrage :

$$P_{\text{tot}} = P_{\text{fléau}} \times N \dots \dots \dots \text{Équation III-7}$$

Avec  
N : nombres des fléaux ; N= 7 fléau

Alors ;  $P_{\text{tot}} = 26376.6 \times 7$   
 $P_{\text{tot}} = 184636.2 \text{ KN}$ .

Evaluation du poids total du tablier :

$$Q_{\text{tot}} = P_{\text{tot}} / L_{\text{tot}} \dots \dots \dots \text{Équation III-8}$$

Avec  
 $L_{\text{tot}}$  : la longueur totale de l'ouvrage ;  $L_{\text{tot}} = 489.6 \text{ m}$ .

$$Q_{\text{tot}} = 184636.2 / 489.6$$

$$Q_{\text{tot}} = 377.116 \text{ KN/m}$$

**Alors : CP = 377.116 KN/m.**

### III.8.6. Les caractéristiques géométriques :

#### III.8.6.1 Etablissement des différentes lois de variation des paramètres géométriques :

##### III.8.6.1.a. Loi de variation de la hauteur :

La loi de variation de la hauteur h est une fonction parabolique d'équation :

$$h(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{l}\right) + (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2 \dots \dots \dots \text{Équation III-9}$$

Avec :  
 $h_p$  ; hauteur du voussoir sur pile ;  $h_p = 5.306 \text{ m}$ .  
 $h_c$  ; hauteur du voussoir à la clef ;  $h_c = 3.106 \text{ m}$ .  
 $l$  : la longueur du fléau ;  $l = 28.8 \text{ m}$ .

##### III.8.6.1.b. Loi de variation de l'épaisseur du talon :

$$E(x) = E_p - 2 \times (E_p - E_c) \times \left(\frac{x}{l}\right) + (E_p - E_c) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2 \dots \dots \dots \text{Équation III-10}$$

Avec :  
 $E_p$  : épaisseur de talon du voussoir sur pile ;  $E_p = 75 \text{ cm}$ .  
 $E_c$  : épaisseur de talon du voussoir à la clef ;  $E_c = 30 \text{ cm}$ .

**III.8.6.1.c. Loi de variation de l'épaisseur du talon :**

$$S(x) = S_p - 2 \times (S_p - E_c) \times \left(\frac{x}{\ell}\right) + (S_p - S_c) \times \left(\frac{x}{\ell}\right)^2 \dots\dots\dots \text{Équation III-11}$$

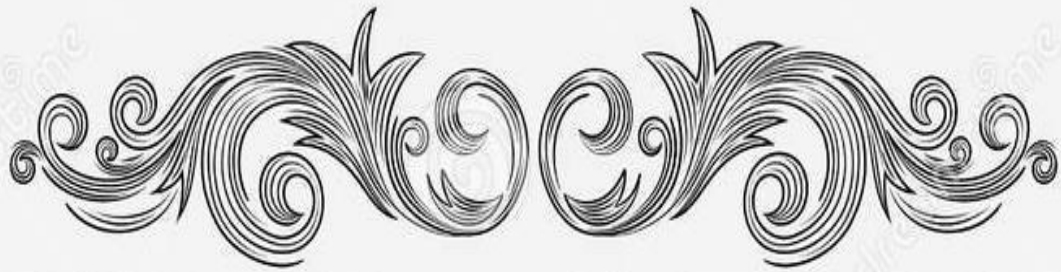
Sp ; air de la section de voussoir sur pile ; Sp =16.50cm².

Sc ;air de la section de voussoir à la clef ; Sc =11.64 cm².

**Tableau III-17. Les caractéristiques géométriques des voussoirs.**

	x (m)	E(x)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	ρ
<b>Axe VSP</b>	0	0.75	5,60	3,20	2,40	71,70	16,50	0,030
<b>VSP</b>	4	0.75	5,60	3,20	2,40	71,70	16,50	0,030
<b>V01</b>	8,8	0.61	4,84	2,85	1,99	48,35	15,02	0,055
<b>V02</b>	13,6	0.50	4,21	2,41	1,80	32,99	13,80	0,096
<b>V03</b>	18,4	0.41	3,73	2,31	1,42	23,32	12,86	0,168
<b>V04</b>	23,2	0.35	3,38	2,13	1,25	17,53	12,18	0,261
<b>V05</b>	28	0.31	3,17	2,02	1,15	14,45	11,78	0,350
<b>V06</b>	32,8	0.30	3,10	1,98	1,12	13,54	11,64	0,387





## CHAPITRE IV : PREDIMENSIONNEMENT



#### IV.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre est dédié à l'étude approché approximative pour vérifies et comparer rapidement et superficiellement le pré-dimensionnement des variantes proposées, telle que on va effectuer un calcul selon une seul combinaison pour les trois variantes.

#### IV.2. VARIANTE N°01 : PONT MIXTE.

##### IV.2.1. Les charges :

Dans la phase de conception les charges sont calculées de manière approximative, elles ne sont pas détaillées ni approfondie.

##### IV.2.1.1 Les charges permanentes :

##### IV.2.1.1.a. Poids des éléments porteurs CP :

Le poids des éléments porteurs sont déjà calculé dans le (**chapitre III**), et elles son résumées dans le tableau suivant :

TableauIV-1 poids propre des éléments porteurs

	poids (KN)	Poids (KN/ml)
<b>poutres</b>	1372,80	30,51
<b>entretoises</b>	89,79	2,00
<b>dalle</b>	5377,5	119,50
<b>totale CP (KN/ml)</b>	152,002	

##### IV.2.1.1.b. Poids des éléments non porteurs CCP (compléments des charges permanentes):

Pour le pré-dimensionnement on va se limiter la valeur du poids des éléments non porteurs à une valeur approchée de 125 KN/ml.

CCP= 125 KN/ml.

##### IV.2.1.2 Les surcharges :

On va charges les 3 variantes avec les surcharges mobiles suivantes :

Surcharges LM/71

Surcharges SW/2

**Le calcul est fait avec la combinaison suivante :**

G+CCP+LM71+SW/2

### IV.3. Calcul de la section mixte :

#### IV.3.1. Hypothèses de calcul d'une section mixte :

Pour le calcul de la section mixte nous supposons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

- La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide,
- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hook.

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a} \text{ Pour l'acier.}$$

$$\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b} \text{ Pour le béton.}$$

D'après la première hypothèse on a :

$$\epsilon_a = \epsilon_b \text{ alors } n = \frac{E_a}{E_b}.$$

n=5.8 pour les charges instantanées.

n=15.3 pour les charges lentes.

n ; le coefficient d'équivalence.

#### IV.3.2. Position de centre de gravité de la section mixte :

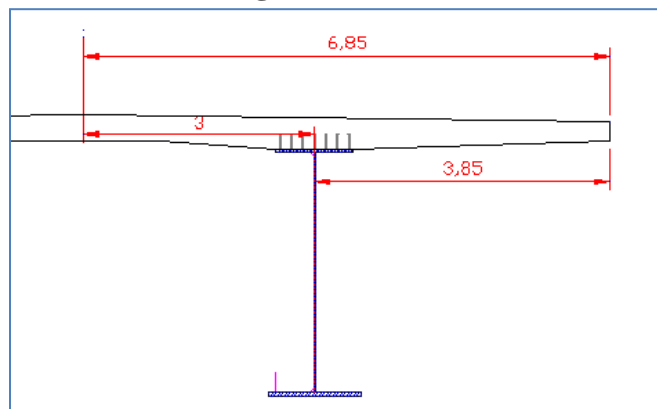


Figure IV-1. la largeur participante.

La largeur de la dalle participante :

$$b_{\text{eff}} = 6/2 + 3.85 = 6.85 \text{ m.}$$

Position de centre de gravité :

Tableau IV-2. Tableau de centre de gravité de la section mixte

Section	Centre de gravité (m)
Béton	3.42
acier	1.33
mixte	3.39
Distance entre centre de gravité de béton et d'acier ( C ).	2.09

**IV.3.3. Les caractéristiques de la section mixte**

L'air de la section mixte :

$$S_n = S_a + S_b/n \dots \dots \dots \text{Équation IV-1}$$

**S<sub>a</sub>** : section d'acier.

**S<sub>b</sub>** : section du béton.

**n** : coefficient d'équivalence.

Moment d'inertie de la section mixte :

$$I_{Gba} = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{S_a \times S_b}{n \times S_n} \times C^2 \dots \dots \dots \text{Équation IV-2}$$

I<sub>b</sub>: moment d'inertie de la dalle.

I<sub>a</sub> : moment d'inertie de la poutre.

I<sub>Gba</sub> = moment d'inertie de la section mixte.

Position du centre de gravité de la section d'acier par rapport à celui de la section mixte :

$$a_n = \frac{S_a \times S_b}{n \times S_n} \dots \dots \dots \text{Équation IV-3}$$

Position du centre de gravité de la section du béton par rapport à celui de la section mixte :

$$b_n = \frac{S_b \times C}{S_n} \dots \dots \dots \text{Équation IV-4}$$

V = b<sub>n</sub> + 0.20 distance entre centre de gravité et la fibre supérieure.

V' = a<sub>n</sub> + 1.33 distance entre centre de gravité et la fibre inférieure.

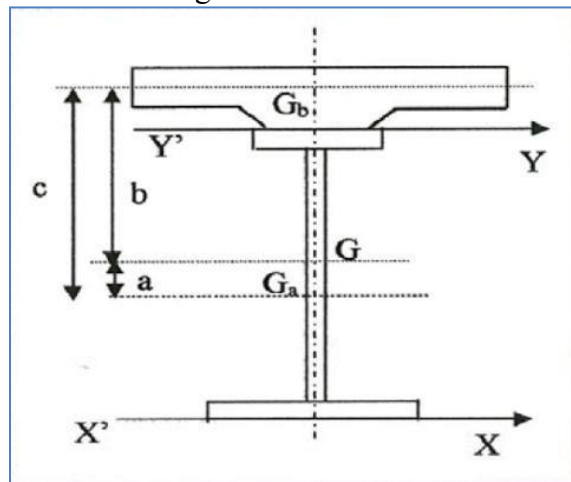


Figure IV-2. la section mixte

Tableau IV-3. Tableau des caractéristiques de la section mixte

	longue terme	instantanée
<b>S<sub>n</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	2,4125	2,43
<b>a<sub>n</sub>(m)</b>	0,012	0,034
<b>b<sub>n</sub>(m)</b>	2,079	2,060
<b>I<sub>G</sub>(m<sup>4</sup>)</b>	0,452	0,454
<b>V</b>	2,279	2,260
<b>V'</b>	1,342	1,364

**IV.3.4. Modélisation :**

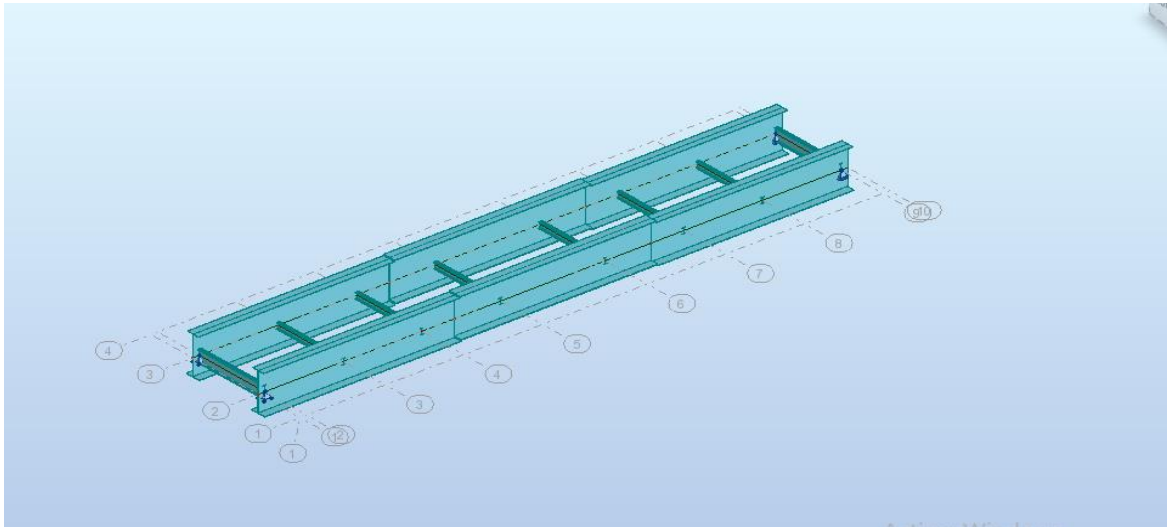


Figure IV-3. Modèle bi-poutre métalliques entretoisées.

**IV.3.4.1 Sollicitations :**

Le moment de flexion donnée par le diagramme suivant :

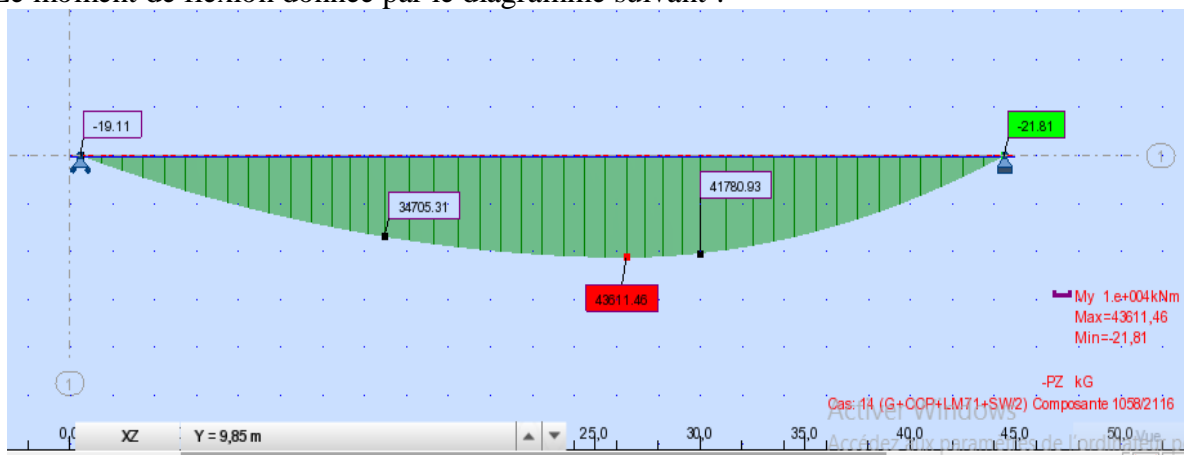


Figure IV-4. Diagramme du moment de flexion de la variante pont mixte.

L'effort tranchant est donnée par le diagramme suivant :

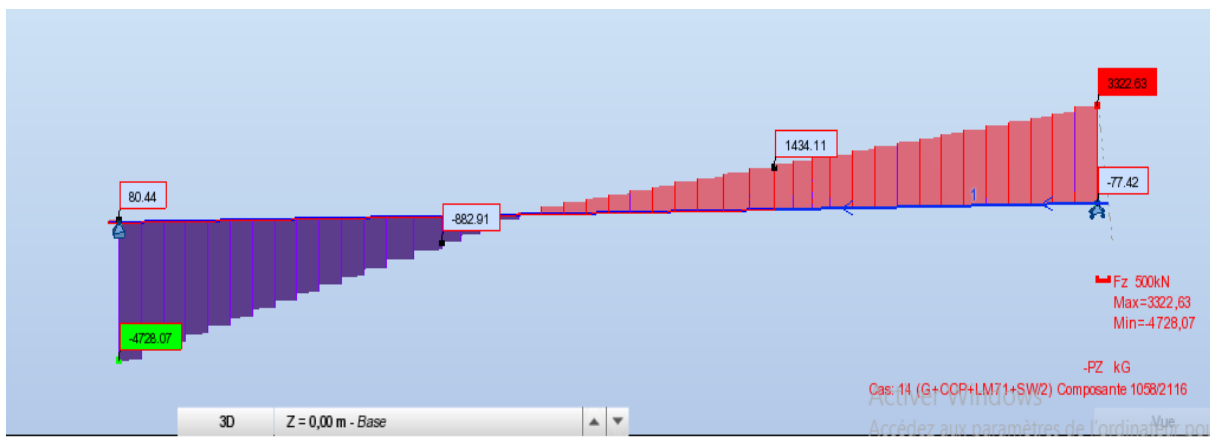


Figure IV-5. Diagramme de l'effort tranchant de la variante pont mixte

**IV.3.5. Vérification de la résistance :**

$M_{max} = 43.61 \text{ MPa.}$

$T_{max} = 4.7 \text{ MPa.}$

**IV.3.5.1 La classe de résistance :**

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} \dots\dots\dots \text{Équation IV-5}$$

$\varepsilon$ : coefficient de réduction plastique.

$f_y$ : la valeur nominale de la limite élastique ( $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ )

**Semelle supérieure** : la liaison semelle dalle est considérée effective donc la semelle est de **classe 1** selon NF EN 1994-2.

**Semelle inférieure** : la semelle inférieure est toujours tendue alors elle est de **classe 1**.

**Ame :**

$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$  ? Classe 1.

$\frac{d}{t_w} \leq 83\varepsilon$  ? Classe 2.

$\frac{d}{t_w} \leq 124\varepsilon$  ? Classe 3.

**Application numérique :**

$d = 3.08 \text{ m.}$

$t_w = 0.025 \text{ m.}$

$\frac{d}{t_w} = 123.2 .$

$\varepsilon = 0.84.$

Alors la section est **de classe 3**

**IV.3.5.2 Vérification des contraintes normales :**

$M_{max} = 43.61 \text{ MPa.}$

$T_{max} = 4.7 \text{ MPa.}$

La condition à vérifier :

$$\sigma_i < \frac{f_y}{\gamma_M} \dots\dots\dots \text{Équation IV-6}$$

$\sigma_i$  : les contraintes maximal ( $\sigma_{sup}, \sigma_{inf}$ ).

$f_y$  : la limite plastique .

**Application numérique :**

$\gamma_M = 1.1.$

$f_y = 355 \text{ MPa.}$

Tableau IV-4. Tableau de vérification des contraintes normales

	M (kN.m)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	$\frac{f_y}{\gamma_M}$	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	Obs
<b>Section la plus sollicité</b>	43610	3,2	1,33	1,87	0,3	0,2	322.7	-271,35	192,99	ok

Donc les contraintes de compression et de traction dans l'acier sont vérifiées.

**IV.3.6. Vérification au cisaillement :**

La condition à vérifier :

$$\tau_{max} \leq \tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots \text{Équation IV-7}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{S} \dots\dots\dots \text{Équation IV-8}$$

Avec :

$\tau_{max}$  : la contrainte de cisaillement maximale.

$T_{max}$  : l'effort tranchant maximal.

**Application numérique :**

Tableau IV-5. Tableau de vérification les contrainte de cisaillement

<b>T<sub>max</sub> (MN)</b>	4,70
<b>Z<sub>max</sub> (MPa)</b>	23,50
<b>Z<sub>y</sub> (MPa)</b>	208.8

Alors les **contraintes de cisaillement sont vérifiées.**

**IV.3.7. Vérification au voilement :**

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

La condition à vérifier :

$$V_{sd} < V_{ba,rd} \dots\dots\dots \text{Équation IV-9}$$

Avec ;

$$V_{ba,rd} = \frac{d \times t_w \times \xi_{ba}}{\gamma_M} \dots\dots\dots \text{Équation IV-10}$$

$$\xi_{ba} = (1 - 0.625(\lambda w - 0.8)) \times \frac{E}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots \text{Équation IV-11}$$

$$\lambda w = \frac{\left(\frac{d}{t_w}\right)}{37.4 \times \epsilon \times \sqrt{K_t}} \dots\dots\dots \text{Équation IV-12}$$

Avec :

$V_{sd}$ : l'effort tranchant maximal.

$d$  : la hauteur de l'âme.

$\xi_{ba}$  : la résistance poste critique au cisaillement.

$K_t$  : coefficient de voilement.  $K_t = 9 + 3.3/a^2$  si  $a/d > 1$  on a  $a = 6m$  et  $d = 3.08m$ .  $a/d = 1.9$

$a$  : entraxe entre les deux poutres.

$t_w$  : l'épaisseur de l'âme.

**Application numérique :**

$E = 335 \text{ MPa}$

$V_{sd} = 4.7 \text{ MN}$ .

$t_w = 0.025m$

$d = 3.08m$ .

$\epsilon = 0.84$

Alors

$K_t = 9.09$

$\lambda w = 1.20$

$\xi_{ba} = 127.08$

$V_{ba,rd} = 8.89 \text{ MN}$

Donc la sécurité vis-à-vis **du voilement est assurée.**

**IV.3.8. Vérification au déversement :**

La condition à vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} \dots\dots\dots \text{Équation IV-13}$$

Tel que :

$$M_{b,rd} = \chi(lt) \times \beta_w \times f_y \times \frac{w_{pl}}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots \text{Équation IV-14}$$

$$w_{pl,y} = \frac{I_y}{Y} \dots\dots\dots \text{Équation IV-15}$$

$$\chi(lt) = \frac{1}{\psi(lt) + \sqrt{(\psi(lt))^2 - \lambda(lt)'^2}} \dots\dots\dots \text{Équation IV-16}$$

$$\psi(lt) = 0.5 [1 + alt(\lambda(lt)' - 0.4) + \lambda(lt)'^2] \dots\dots\dots \text{Équation IV-17}$$

$$\lambda(lt)' = \sqrt{\frac{w_{pl} \times f_y \times \beta_w}{M_{cr}}} = \frac{\lambda(l)}{\lambda(l)} \times \sqrt{\beta_w} \dots\dots\dots \text{Équation IV-18}$$

$$\lambda(l) = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \dots\dots\dots$$

Équation IV-19

$$\lambda lt = \frac{L_f}{i} \dots\dots\dots \text{Équation IV-20}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \dots\dots\dots \text{Équation IV-21}$$

**Application numérique:**

$\gamma_{M1} = 1.1$   
 $\beta_w = 1$   
 $L_f = 45\text{m}$   
 $A = 0.2\text{m}^2$   
 $i = 1.225\text{m}$   
 $I_y = 0.3\text{m}^4$   
 $Y = 1.33\text{m}$   
 $alt = 0.49$  pour PRS

Alors :  
 $\lambda(l) = 78.876$   
 $\lambda lt = 36.74$   
 $\lambda(lt)' = 0.466$   
 $\psi(lt) = 0.625$   
 $\chi(lt) = 0.961 < 1$   
 $w_{pl,y} = 0.226 \text{ m}^3$

Alors  
 $M_{b,rd} = 76.94 \text{ MN} > M_{sd} = 43.61 \text{ MN}.$

**Donc la condition de non déversement est vérifiée.**

**IV.4. VARIANTE N°02 : PONT POUTRE VIPP :**

**IV.4.1. Charges;**

**IV.4.1.1 Les charges permanentes ;**

**IV.4.1.1.a. Poids des éléments porteurs CP :**

Tableau IV-6. Tableau de poids des éléments porteurs CP

		Longueur (m)	nombres	Section m <sup>2</sup>	volumes	volume totale	masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN)
<b>poutres</b>	d'about	2	2	1,77	7,08	44,89	25	7855,75
	médiane	1,5	2	1,31	3,93			
	intermédiaire	28	1	1,21	33,88			
<b>entretoises</b>		0,4	6*2	2,14	0,856	10,272	25	256,8
<b>dalle</b>		35	1	4,13	144,55	144,55	25	3613,75
<b>poids totale(KN)</b>					11726,3			
<b>poids totale (KN/ml)</b>					335,04			

**IV.4.1.1.b. Poids des éléments non porteurs CCP (compléments des charges permanentes):**

$$CCP = 125 \text{ KN/ml .}$$

**IV.4.2. Dimensionnement longitudinale :**

**IV.4.2.1 Modélisation :**

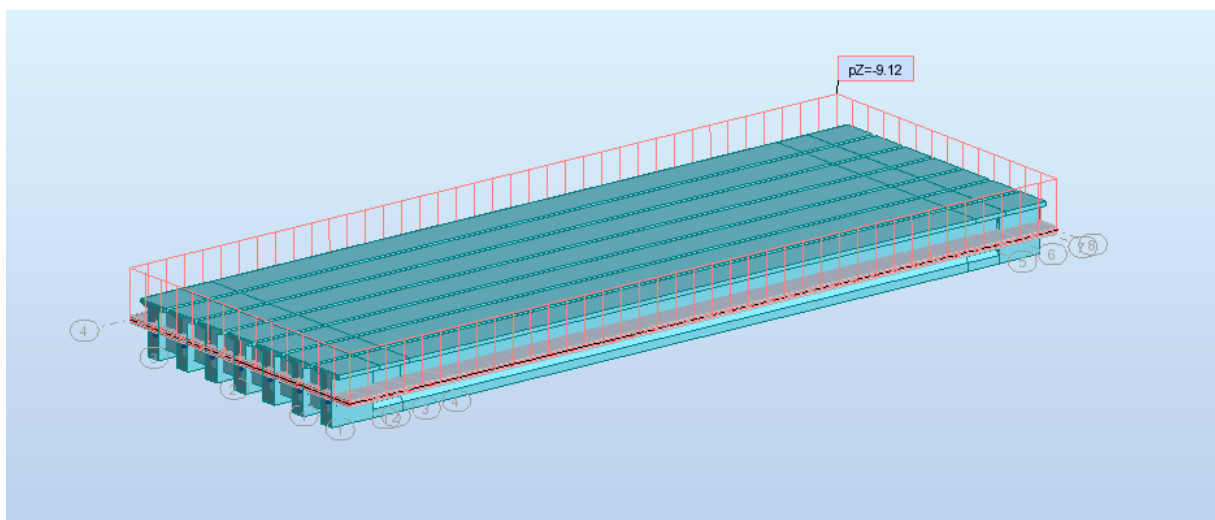


Figure IV-6 Modélisation ROBOT de la variante VIPP

**IV.4.2.2 Sollicitations :**

Le moment de flexion donnée par le diagramme suivant :

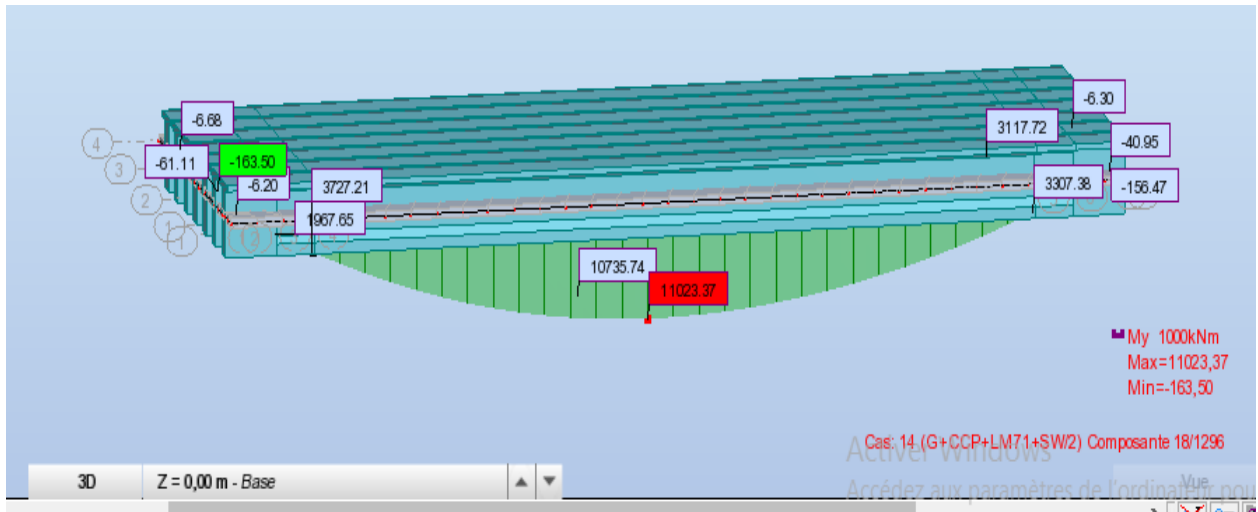


Figure IV-7. Diagramme du Moment de flexion de la variante VIPP

L'effort tranchant est donnée par le diagramme suivant :

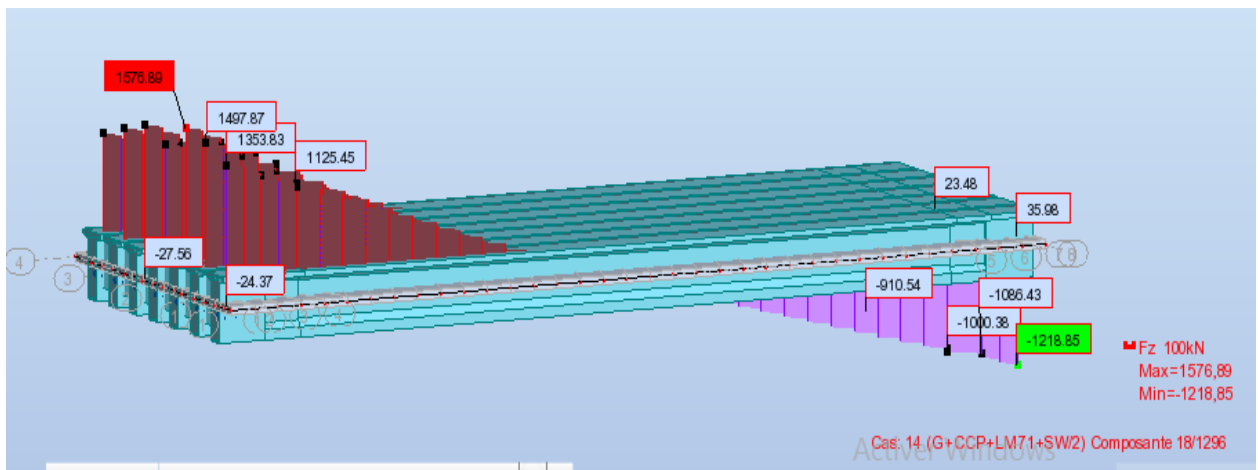


Figure IV-8. Diagramme de l'effort tranchant de la variante VIPP

**IV.4.2.3 Estimation de la section de la précontrainte :**

Le calcul de la précontrainte s'est fait à mi-travée. Est basée sur les caractéristiques de la section intermédiaire.

**IV.4.2.3.a. Les armatures de la précontrainte :**

Type de câble : 15T15S.

Classe : 1860.

Section du câble :  $S_{\text{câble}15T15s}=0.00225\text{m}^2$

$\sigma_{p0} =1476 \text{ MPa}$

**IV.4.2.3.b. La section et nombre des câbles nécessaires de la précontrainte :**

La section nécessaire est déterminée par la formule suivante :

$$A_p = \frac{M_{ext}}{\sigma_p \times Z_p} \dots\dots\dots \text{Équation IV-22}$$

Le nombre des câbles est déterminé par la formule suivante :

$$n \geq \frac{A_p}{(1 - \Delta p) \times S_{câble15T15s}} \dots\dots\dots \text{Équation IV-23}$$

Avec :

$A_p$  : la section de la précontrainte nécessaire .

$M_{ext}$  : le moment max due a la combinaison de charge (G+CCP+LM71+SW/2).

$Z_p$  :  $0.9 \times d_p$  avec  $d_p = 0.9 \times H_p$  ;  $H_p$  : la hauteur de la poutre.

$\sigma_p$  : contrainte de la précontrainte.

$\Delta p$  : pertes de la précontrainte.

$S_{câble15T15s}$  : section d'un câble de type 15T15S.

**Application numérique :**

$M_{ext} = 11.03 \text{ MN.m}$  ;  $Z_p = 0.9 \times (0.9 \times 2.25) = 1.82 \text{ m}$  ;  $\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$

Alors :  $A_p = \frac{11.03}{1476 \times 1.82} \approx 0.0041 \text{ m}^2$

$\Delta p = 25\%$  ;  $S_{câble15T15s} = 0.00225 \text{ m}^2$ .

Alors  $n \geq \frac{0.0041}{(1 - 0.25) \times 0.00225} \approx 2.433$

On prend **n= 3** câble 15T15S.

**IV.4.2.3.c. Vérification des contraintes :**

La condition a vérifiée est la suivante :

$\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$  dans la fibre supérieure.

$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$  dans la fibre inférieure.

$$\sigma_{INF} = \frac{P}{B} + (P \times e_o - M) \times \frac{v'}{I} \dots\dots\dots \text{Équation IV-24}$$

$$\sigma_{SUP} = \frac{P}{B} - (P \times e_o - M) \times \frac{v}{I} \dots\dots\dots \text{Équation IV-25}$$

Avec :

$\sigma_{bc}$  : contrainte limite de compression du béton

$\sigma_{bt1}$  : contrainte limite de traction du béton.

$\sigma_{bt2}$  : contrainte limite de traction du béton.

**Application numérique :**

Les contraintes limites sont calculées dans le tableau suivant :

**Tableau IV-7. Tableau des contraintes limites**

$F_{c28} =$	45	MPa
$F_{t28} =$	3,3	MPa
$\sigma_{bc} =$	27	MPa
$\sigma_{bt1} =$	-4,95	MPa
$\sigma_{bt2} =$	-2,31	MPa

**Tableau IV-8. Tableau de vérification des contraintes**

x (m)	M (kN.m)	H (m)	v' (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P (MN)	N retenus	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	OBS
<b>Section Intérimaire</b>	11032	2,25	1,26	0,84	1,21	1,20	5,80	3	-3,02	12,21	OK

On déduit que ces contraintes sont bien vérifiées.

**IV.5. VARIANTE N°03 : PONT CAISSON:**

**IV.5.1. Charges ;**

**IV.5.1.1 Les charges permanentes ;**

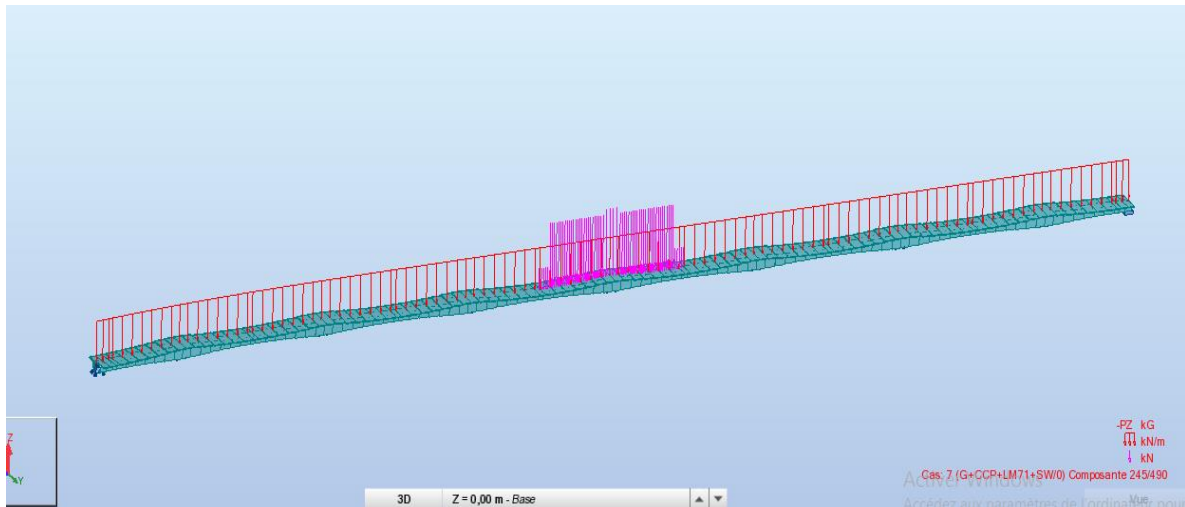
**IV.5.1.1.a. Poids des éléments porteurs CP :**

**Tableau IV-9. Tableau de poids des éléments porteurs**

		Longueur (m)	nbr	Section (m <sup>2</sup> )	Volumes (m <sup>3</sup> )	volume tot	masse volumique	Poids (KN)
voussoirs	VSP	8	1	16,5	124,88	519,994	25	13188,3
	VS	4	6	1,31	381,564			
	CLAVAGE	2,4	1	11,64	27,10			
<b>la somme</b>						13188,3		
<b>poids d'un fléau (KN)</b>						26376,6		
<b>poids totale de l'ouvrage(KN)</b>						184636,2		
<b>poids totale (KN/ml)</b>						377,116		

**IV.5.2. Dimensionnement longitudinale :**

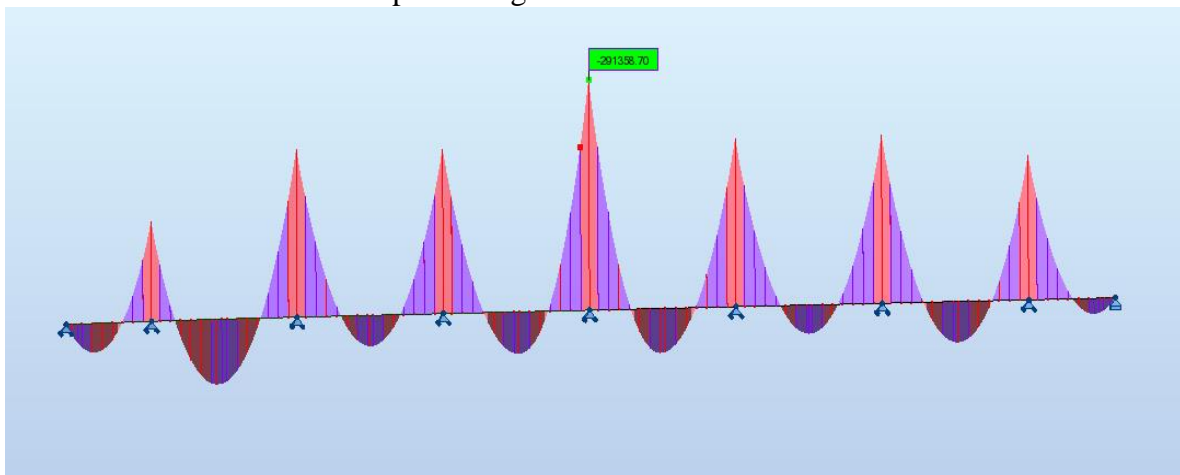
**IV.5.2.1 Modélisation :**



**Figure IV-9. Modèle ROBOT de la variante pont CAISSO**

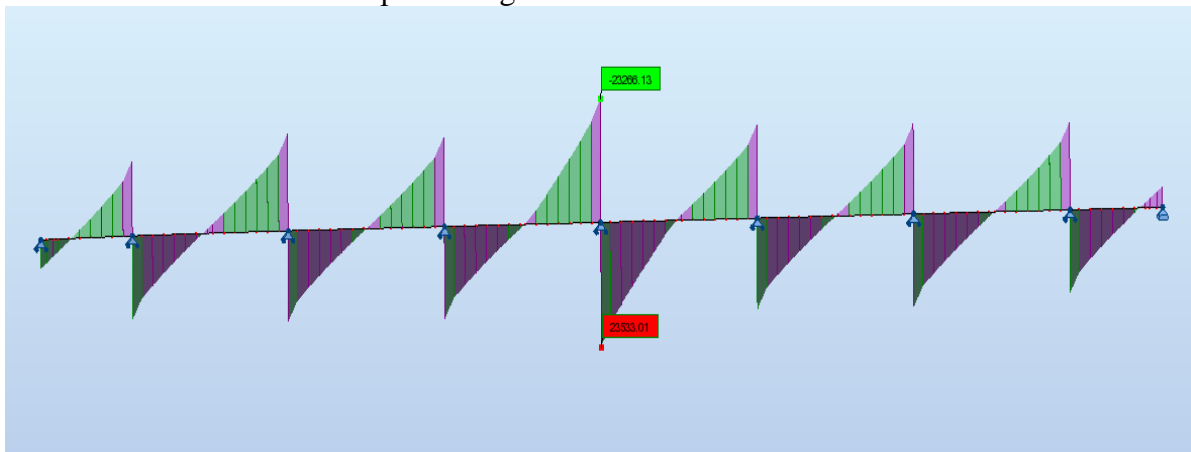
**IV.5.2.2 Sollicitations :**

Le moment de flexion donnée par le diagramme suivant :



**Figure IV-10. Diagramme du moment de flexion de la variante pont CAISSON**

L'effort tranchant est donnée par le diagramme suivant :



**Figure IV-11. Diagramme du l'effort tranchant de la variante pont CAISSON**

**IV.5.2.3 Estimation de la section de la précontrainte :**

La précontrainte est estimée aux deux niveaux qu'ils sont les suivants ;  
 -Au niveau de la pile c'est ce qu'on appelle la précontrainte de fléau.  
 -Et au niveau de clavage (mi-travée) pour assurée la continuité.

**IV.5.2.3.a. Les armatures de la précontrainte :**

Type de câble : 15T15S.

**IV.5.2.3.b. La section et nombre des câbles nécessaires de la précontrainte :**

La section nécessaire est déterminée par la formule suivante :

$$A_p = \frac{M_{ext}}{\sigma_{p0} \times Z_p} \dots\dots\dots \text{Équation IV-26}$$

Le nombre des câbles est déterminé par la formule suivante :

$$n \geq \frac{A_p}{(1 - \Delta p) \times S_{câble15T15s}} \dots\dots\dots \text{Équation IV-27}$$

Avec :  
 $Z_p : 0.9 \cdot d_p$  avec  $d_p = 0.9 \cdot H_p$  ;  $H_p$  : la hauteur du voussoir .

**Sur pile ;**

$M_{ext} = 291.3 \text{ MN.m}$  ;  $Z_p = 0.9 \cdot (0.9 \cdot 5.6) = 4.54 \text{ m}$  ;  $\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$

Alors :  $A_p = \frac{291.3}{1476 \times 4.54} \approx 0.0435 \text{ m}^2$

$\Delta p = 25\%$  ;  $S_{câble15T15s} = 0.00225 \text{ m}^2$ .

Alors  $n \geq \frac{0.0435}{(1 - 0.25) \times 0.00225} \approx 25.78$

On prend  $n = 26$  câble 15T15S

**A mi-travée :**

$M_{ext} = 81 \text{ MN.m}$  ;  $Z_p = 0.9 \cdot (0.9 \cdot 3.1) = 2.51 \text{ m}$  ;  $\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$

Alors :  $A_p = \frac{81}{1476 \times 2.51} \approx 0.0219 \text{ m}^2$

$\Delta p = 25\%$  ;  $S_{câble15T15s} = 0.00225 \text{ m}^2$ .

Alors  $n \geq \frac{0.0219}{(1 - 0.25) \times 0.00225} \approx 12.95$

On prend  $n = 13$  câble 15T15S

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-10. Détermination nombre des câbles de précontrainte**

	<b>M (kN.m)</b>	<b>H (m)</b>	<b>v' (m)</b>	<b>v (m)</b>	<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>e (m)</b>	<b>A<sub>p</sub></b>	<b>N câble</b>	<b>N retenus</b>
<b>Sur pile</b>	291.3	5,60	3,20	2,40	16,50	2,25	0.0435	25.78	26
<b>Mi travée</b>	81	3,14	1,99	1,15	11,44	1,84	0.0219	12.95	13

**IV.5.2.3.c. Vérification des contraintes :**

La condition a vérifiée est la suivante :

$\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$  dans la fibre supérieure.

$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$  dans la fibre inférieure.

Tableau IV-11. Tableau de vérification des contraintes

	M (kN.m)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	N retenus	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	OBS
<b>Sur pile</b>	291.3	5,60	3,20	2,40	71,70	16,50	2,25	30	0,42	10,00	OK
<b>Mi travée</b>	81	3,10	1,98	1,12	13,54	11,64	0,97	2	0,83	-0,28	OK

On déduit que ces contraintes sont bien vérifiées.

**IV.6. Devis estimatif et quantitatif :**

**IV.6.1. VARIANTE N°01 : PONT MIXTE :**

Tableau IV-12. Devis estimatif de la variante pont mixte

		unité	Volume (m <sup>3</sup> )	Ratio (Kg/m <sup>3</sup> )	poids (Kg)	prix unitaires (DA)	Prix total (DA)
<b>Béton</b>	<b>superstructure</b>	m <sup>3</sup>	2800,40	/	/	25000	70010050.00
	<b>semelle</b>	m <sup>3</sup>	3404,16	/	/	22000	74891520.00
	<b>fut</b>	m <sup>3</sup>	3168,20	/	/	22000	69700435.20
	<b>chevêtre</b>	m <sup>3</sup>	360,00	/	/	22000	7920000.00
	<b>pieux</b>	m <sup>3</sup>	128,87	/	/	65000DA/ml	8376264.00
	<b>culée</b>	m <sup>3</sup>	354,28	/	/	22000	7794094.00
<b>somme (DA)</b>			238672363,00				
<b>Acier</b>	<b>PRS(poutre)</b>	Kg	/		1490019	350	521506848,80
	<b>semelle</b>	Kg	/	120	408499	130	53104896.00
	<b>chevêtre</b>	Kg	/	180	64800	130	8424000.00
	<b>pile</b>	Kg	/	180	570276	130	74135917.44
	<b>poutre</b>	Kg	/	120	336048	130	43686271.20
	<b>culée</b>	Kg	/	180	63769	130	8290081.80
	<b>aciers actif</b>	Kg	/		0		0
<b>somme (DA)</b>			709148015,20				
<b>Cout totale en HT (DA)</b>						947,820,378.20	
<b>TVA 19 %</b>						180,085,871.9	
<b>cout totale en TTC</b>						1,127,906,250,06	

**IV.6.2. VARIANTE N°02 : PONT VIPP :**

Tableau IV-13. Devis estimatif de la variante pont VIPP

		unité	Volume (m <sup>3</sup> )	Ratio (Kg/m <sup>3</sup> )	poids (Kg)	prix unitaires (DA)	Prix total (DA)
<b>Béton</b>	<b>superstructure</b>	m <sup>3</sup>	6905		/	25000	207120000.00
	<b>semelle</b>	m <sup>3</sup>	3589		/	22000	78959232.00
	<b>fut</b>	m <sup>3</sup>	2637		/	22000	58023448.96
	<b>chevêtre</b>	m <sup>3</sup>	1184		/	22000	26056030.00
	<b>pieux</b>	m <sup>3</sup>	203		/	65000DA/ml	13225680,00
	<b>culée</b>	m <sup>3</sup>	393		/	22000	8643536.00
<b>somme (DA)</b>		389057326,96					
<b>acier</b>	<b>semelle</b>	Kg	/	120	430687	130	55989273.60
	<b>chevêtre</b>	Kg	/	180	213186	130	27714141.00
	<b>pile</b>	Kg	/	180	474737	130	61715850.25
	<b>poutre</b>	Kg	/	120	816598	130	107702400.00
	<b>culée</b>	Kg	/	180	70720	130	9193579.20
	<b>aciers actif</b>	Kg	/	40	175969	420	73906896.00
<b>somme (DA)</b>		334677428.05					
<b>Cout totale en HT (DA)</b>						728,250,067,01	
<b>TVA 19 %</b>						138,367,512,7	
<b>cout totale en TTC</b>						866,617,579,74	

**IV.6.3. VARIANTE N°03 : PONT CAISSON :**

Tableau IV-14. Devis estimatif de la variante PONT CAISSON

		unité	Volume (m <sup>3</sup> )	Ratio (Kg/m <sup>3</sup> )	Poids (Kg)	prix unitaires (DA)	Prix total (DA)
<b>Béton</b>	<b>vousoir</b>	m <sup>3</sup>	6561	/	/	32000	209955840,00
	<b>semelle</b>	m <sup>3</sup>	2973	//	/	22000	65408640,00
	<b>fut</b>	m <sup>3</sup>	3741	/	/	22000	82308336,00
	<b>pieux</b>	m <sup>3</sup>	154	/	/	65000DA/ml	9992736,00
	<b>culée</b>	m <sup>3</sup>	359	/	/	22000	7908912,00
<b>somme (DA)</b>		375574464,00					
<b>acier</b>	<b>semelle</b>	Kg	/	120	356774	130	46380672,00
	<b>pile</b>	Kg	/	180	673431	130	87546139,20
	<b>voissoir</b>	Kg	/	120	787334	130	102353472,00
	<b>culée</b>	Kg	/	180	64709	130	8412206,40
	<b>actif</b>	Kg	/	40	262445	420	244692489,60
<b>somme (DA)</b>		354919305,60					
<b>Cout totale en HT (DA)</b>						730,493,769,60	
<b>TVA 19 %</b>						138,793,816,22	
<b>cout totale en TTC</b>						869,287,585,82	

**IV.7. Analyse multicritère :**

Pour cette analyse nous résumerons notre étude des variantes en quatre points importants : (cout, délai et exécution, entretien, esthétique).

Les deux tableaux suivants résument l'analyse multicritère des variantes :

**Tableau IV-15. Analyse multicritère:**

LES VARIANTES	PONT MIXTE	PONT VIPP	PONT CAISSON
<b>Faisabilité économique :</b>	-cout très élevé à cause de la quantité très important de la charpente métallique	-cout de construction acceptable par rapport à la variante MIXTE	-cout de construction acceptable.
<b>Faisabilité technique : (durée+exécution)</b>	-construction rapide mais demande un personnage qualifié	-la durée de construction est plus longue car le nombre de poutres à construire est très important est elle nécessite un matériel de mise en place	-demande une précontrainte très important. -demande un personnage qualifié.
<b>Entretien :</b>	-entretien difficile surtout contre la corrosion. -le cout d'entretien est très élevé	-entretien aisé mais demande une surveillance	-entretien aisé.
<b>Esthétique : (intégration dans le paysage + impacte sur l'environnement)</b>	-nombre des appuis important. -mauvaise intégration dans le paysage.	- nombre des appuis important -mauvaise intégration dans le paysage.	-variante de la section donne une très belle vue longitudinale de l'ouvrage. -nombre des appuis est moins important par rapport les autres variantes

**Tableau IV-16. Analyse multicritère**

variante	coefficient	pont mixte	pont VIPP	pont caisson
<b>Faisabilité économique :</b>	5	3	5	5
<b>Faisabilité technique : (durée+exécution)</b>	4	4	3	3
<b>Entretien :</b>	2	2	4	5
<b>Esthétique : (intégration dans le paysage + impacte sur l'environnement)</b>	1	3	3	5
<b>somme</b>		38	48	<b>52</b>

Afin de rendre évident le choix on privilégiera les représentations graphiques notamment au moyen de graphe Rader, la plus grande surface couverte par l'une des variantes étant celle à privilégier

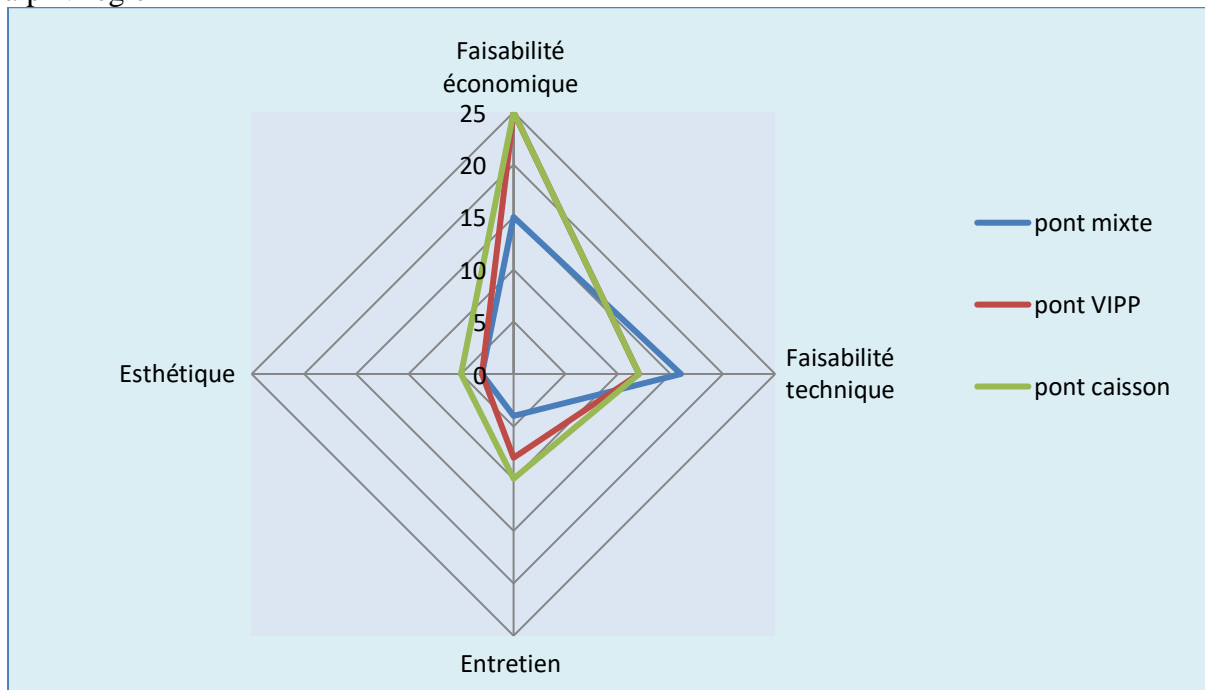
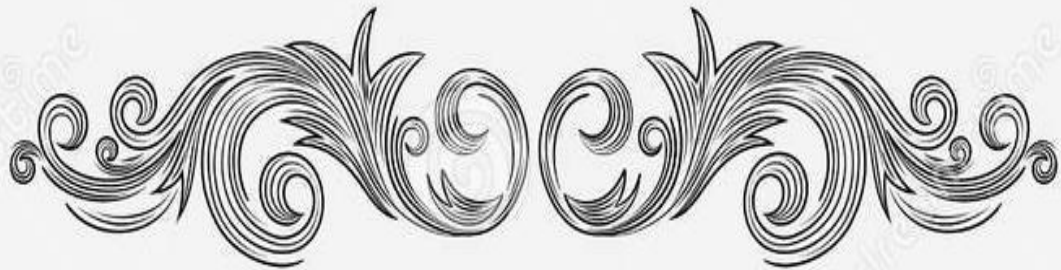


Figure IV-12. Présentation graphique Radar des l'analyse multicritère.

#### IV.8. Conclusion :

Pour notre étude, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantage avec peu d'inconvénient sur tous les plans de comparaison. et l'analyse multicritères des variantes m'oriente vers cette solution optimale, donc la variante retenue est **le PONT CAISSON**.



CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA  
VARIANTE RETENUE



## V.1. INTRODUCTION :

La construction par encorbellements successifs est la méthode la plus utilisée dans le monde pour la construction des grands ponts en béton précontraint.

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, opérant par tronçon successifs (voussoirs).

A cet effet, le présent chapitre est décomposé en deux parties, la première traitera l'ouvrage en cours de construction dont on justifiera le câblage nécessaire pour assurer la stabilité du fléau sur pile, en suite en déterminera les câbles du fléau avec les sollicitations en construction. Une fois l'ouvrage est clavé on entamera la deuxième partie dont on calculera les câbles qui assurent la continuité de l'ouvrage bien sur avec les sollicitations en service.

## V.2. DEFINITION DES CHARGES :

### V.2.1. Actions permanentes :

L'ouvrage est soumis à des charges permanentes pendant sa durée de vie comprennent que notamment :

- Les actions dues aux poids propres;
- Les actions dues aux compléments de charges permanentes (rail, ballast...);
- Les actions thermiques (retraits, fluage, et action de températures...).

Leurs intensités sont déterminées en multipliant les sections intéressées par le poids spécifique relatif. Dans la suite on fournit les poids spécifiques des principaux éléments considérés :

Tableau V-1. Poids volumique des différents matériaux et éléments.

Matériaux	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Normes
Béton armé	25	EN1991-1-1 Tab. A.1
Béton armé non durci	26	EN1991-1-1 Tab. A.1
Béton précontraint	25	EN1991-1-1 Tab. A.1
Ballaste y compris les travers	20	EN1991-1-1 Tab. A.6
Rails (UIC60)	1.2 KN/m/voie	EN1991-1-1 Tab. A.6
Garde-corps type S7	4.8KN/m/voie	/
Caténaire	0.017 KN/m/voie	/

### V.2.1.1 Calcul des charges permanentes :

#### V.2.1.1.a. Poids des éléments porteurs :

##### Poids propres du fléau :

Le poids propre du fléau est calculé déjà dans le chapitre III (sous titre III.8.5 calcul du poids).

Tel que :

Le poids propres du fléau est :  $P_{fléau} = 26376.6 \text{ KN}$ .

Le poids propres totale de l'ouvrage est :  $P_{tot} = 184636.2 \text{ KN}$ .

La charge permanente est de :  $CP_{tot} = 377.116 \text{ KN/m}$ .

**V.2.1.1.b. Poids des éléments non porteurs :**

Le calcul du poids des éléments non porteur est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-2. Tableau du poids des éléments non porteurs.

Elément	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Section (m <sup>2</sup> )	Charge linéaire (KN/ml)	Charge (KN)
ballast y compris travers	20	4,68	93,6	45770,4
étanchéité épaisse	24	0,548	13,152	6431,328
mur garde ballast	25	0,32	8	3912
Murette	25	0,16	4	1956
rails	1,20 KN//m/voie		2,4	1173,6
Garde-corps S7	0,34 KN/m/voie		0,68	332,52
Caniveaux	2,5 KN/m		2,5	1222,5
<b>CCP moyen</b>			<b>124,332</b>	<b>60798,35</b>
<b>CCP max</b>			<b>155,0424</b>	<b>75815,73</b>
<b>CCP min</b>			<b>93,6216</b>	<b>45780,96</b>

Donc **CCP = 124.33 KN/ml**

Alors : le poids total des éléments  $P_{tot}=CP+CCP= 377.116 + 124.332$

$P_{tot}=501.458KN/ml.$

**V.2.1.2 Charges de trafic et modèles de charges :**

**V.2.1.2.a. Charges verticales (effet statique) :**

Les ponts ferroviaires doivent permettre la circulation d'une grande diversité de trains :

- Trains de voyageurs;
- Train de frets (marchandises);
- Trains pour transport (spéciaux).

Pour le calcul des ouvrages sous rail, les schémas de charges à utiliser sont les suivantes :

**V.2.1.2.a.1 Schéma de charges LM 71 :**

Le schéma de charges LM71 représente l'effet statique de la circulation ferroviaire normale, il représente les charges verticales sur la voie.

La disposition des charges et valeurs caractéristique des charges verticales sont définies comme indique à la figure suivante :

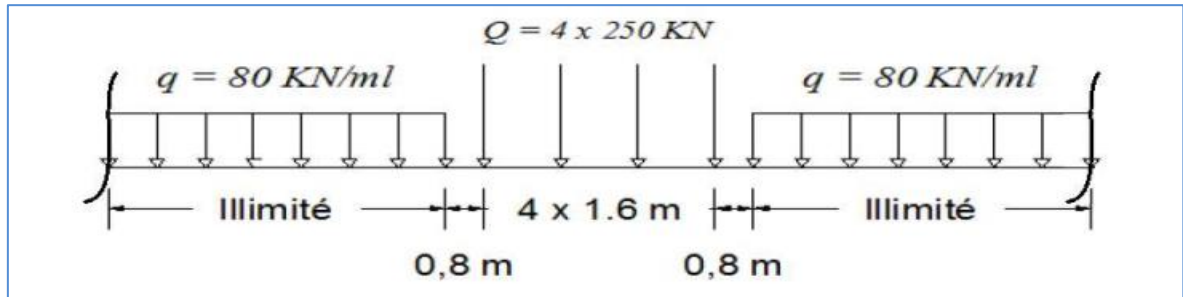


Figure V-1. Schéma de la charge LM71.

**V.2.1.2.a.2 Schémas de charges SW :**

Les schémas de charges SW représente l'effet statique des circulations ferroviaires lourdes.

Sont définies comme suit :

- SW0 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard sur les ponts continus seulement.
- SW2 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont représentées comme suit :

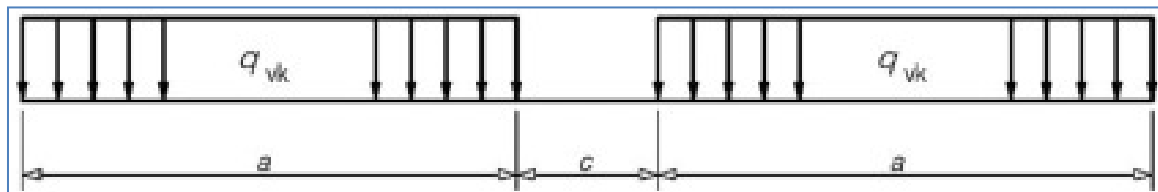


Figure V-2. Schéma de la charge SW.

Tableau V-3. Tableau des caractéristiques de la charge SW.

Schéma de charge	$q_{vk}$ (KN/m)	a(m)	c(m)
SW0	133	15	5.3
SW2	150	25	7.0

**V.2.1.2.a.3 Schéma de train à vide :**

Ce modèle de charge représente l'effet statique d'une charge linéaire uniformément répartie caractérisé par une valeur de 10 KN/m, dont la vocation est de représenter aussi l'effet du vent sur l'écran qu'un train peut constituer alors que les charges verticales sont minimales.

**V.2.1.2.b. Charges horizontales :**

**V.2.1.2.c. Charges classifiées**

Les valeurs caractéristiques des charges LM 71 et SW/0 et ces effets horizontaux (centrifuge, freinage démarrage, poussée du aux surcharges et l'effet de lacet) doivent être multipliées par un coefficient  $\alpha$  pour obtenir les charges classifiées à introduire dans les justifications [EN1991- 2 6.3.2(3)].

Dans notre projet, la valeur retenue est :  $\alpha = 1,00$ .

**V.2.1.2.c.1 Effort de lacet :**

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aux cas des voies en alignement et des voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est prise égale à 100 KN. Il ne doit pas être multiplié par le coefficient

**V.2.1.2.c.2 Effort due au freinage et au démarrage :**

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

**Force de démarrage :**

$Q_{lak} = 33 \text{ KN/m} * L_{ab} [\text{m}] < 1000 \text{ KN}$  (Pour le schéma de charges LM71 et les schémas de charges SW)

**Application numérique :**

Pour LM71 :  $Q_{lak} = 33 * 489 = 16137 \text{ KN}$ . Alors on prend  $Q_{lak} = 1000 \text{ KN}$ .

Pour SW2 :  $Q_{lak} = 33 * (50) = 1650 \text{ KN}$  donc on prend  $Q_{lak} = 1000 \text{ KN}$ .

Pour SW0 :  $Q_{lak} = 33 * (30) = 990 \text{ KN}$  donc on prend  $Q_{lak} = 990 \text{ KN}$ .

**Force de freinage :**

$Q_{lb} = 20 \text{ KN/m} * L_{ab} [\text{m}] < 6000 \text{ KN}$  (Pour le schéma de charges UIC71 et les schémas de charges SW).

**Application numérique :**

Pour LM71 :  $Q_{lb} = 20 * 489 = 9780 \text{ KN}$  alors on prend  $Q_{lb} = 6000 \text{ KN}$ .

Pour SW2 :  $Q_{lb} = 20 * (50) = 1000 \text{ KN}$ .

Pour SW0 :  $Q_{lb} = 20 * (30) = 600 \text{ KN}$ .

**V.2.1.2.c.3 Forces centrifuges**

Il s'agit d'une force transversale s'exerçant sur les voies en courbe du pont, agissant horizontalement vers l'extérieur et à une hauteur de 1.80 m au-dessus du plan de roulement.

Ses actions sont à multiplier par le coefficient  $\alpha$ , mais pas par le coefficient de majoration dynamique  $\phi_3$ . La force centrifuge doit être toujours combinée avec la charge verticale du trafic.

La valeur caractéristique de cette force sera obtenue par l'application des expressions suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{127 \times r} (f \times Q_{vk}) \dots \dots \dots \text{Équation V-1}$$

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{127 \times r} (f \times q_{vk}) \dots \dots \dots \text{Équation V-2}$$

$$f = \left[ 1 - \frac{v-120}{1000} \left( \frac{814}{v} + 1.75 \right) \times \left( 1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_f}} \right) \right] \dots \dots \dots \text{Équation V-3}$$

Avec :

$Q_{vk}, q_{vk}$  : Charges verticales des modèles LM71 et SW/0

V : vitesse maximale de projet.

r : rayon de courbure

f : coefficient de réduction pour le modèle LM71 et SW/0, (égale à 1 pour les autres cas).

$L_f$  : la longueur d'influence de la partie chargée du pont en courbe.

**V.2.1.2.d. Les charges accidentelles :**

Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de projet accidentelle. Deux situations de projet sont à considérer :

**Situation I :**

Les véhicules déraillés demeurant dans l'emprise des voies sur le tablier de pont, retenu contigu ou le bord relevé de la dalle. Les dommages locaux sont permis, mais les éléments structuraux principaux doivent avoir la résistance nécessaire.

La charge de calcul vaut :  $0.7 \times \alpha \times LM71$ .

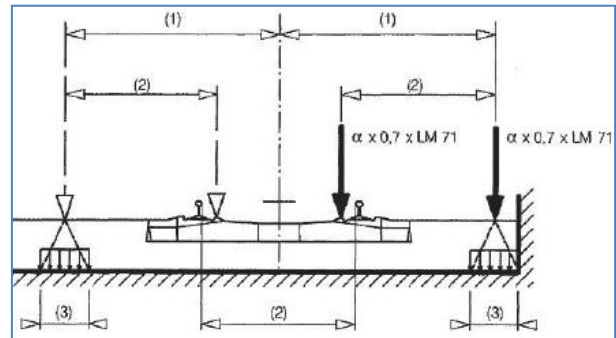


Figure V-3. Situation accidentelle I

**Situation II :**

Le train déraillé reste en équilibre sur le bord du tablier. La stabilité globale du tablier doit être maintenue. La charge considérée est distribuée sur une longueur maximale de 20 m est vaut :  $1.4 \times \alpha \times LM71$ .

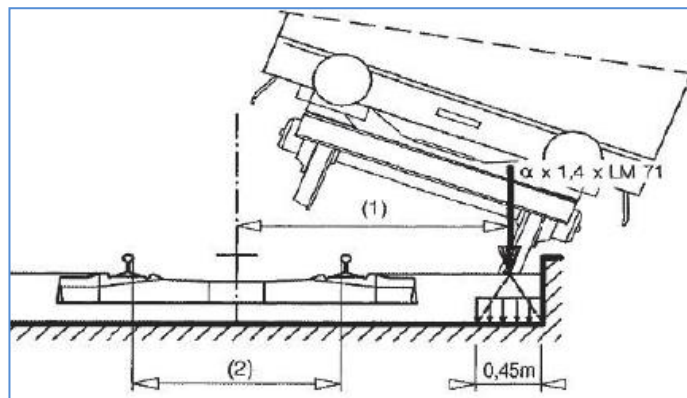


Figure V-4 Situation accidentelles II.

**V.3. COMBINAISONS DES CHARGES :**

**V.3.1. L'état limite ultime**

Situations de projet durables ou transitoires :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{Kj} + \gamma_P P_K + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{Ki}$$

Situation de projet accidentel :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} G_{Kj} + \gamma_{PA} P_K + A_d + \Psi_{11} Q_{K1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

Situation sismique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{Kj} + E + P + (\Psi_{11} \text{ ou } \Psi_{21}) Q_{K1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

**V.3.2. L'état limite de service :**

**Combinaison caractéristique :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{Kj} + P_K + Q_{K1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0i} Q_{Ki}$$

**Combinaison quasi-permanente :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{Kj} + P_K + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

**Combinaison fréquente :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{Kj} + P_K + \Psi_{1i} Q_{K1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

**Combinaison sismique :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{Kj} + 0.3 E + P + 0.30 Q_{Ki}$$

**V.3.3. L'état limite sismique :**

**La combinaison selon le RPOA est donnée par :**

$$G + P + E + 0.4\Delta T + D + \Psi Q$$

Avec :

$G_{Kj}$  : Valeurs caractéristiques des actions permanentes ;

$P_K$  : Valeurs caractéristiques des actions de précontrainte.

$Q_{K1}$  : Valeurs caractéristiques de l'action variable dominante 1.

$Q_{Ki}$  : Valeurs caractéristiques des autres actions variables.

$A_d$  : Valeur de calcul de l'action accidentelle

$\gamma_{Gj}$  : Coefficient partiel pour l'action permanente j.

$\gamma_{GAj}$  : Coefficient partiel pour l'action permanente j dans la situation de projet accidentel.

$\gamma_P$  : Coefficient partiel pour les actions de précontrainte.

$\gamma_{PA}$  : Coefficient partiel pour les actions de précontrainte dans la situation accidentelle.

$\gamma_{Qi}$  : Coefficient partiel pour l'action variable i.  
 $\Psi$  : Valeur représentatif d'une action variable.  
E : Action sismique de calcul.

#### V.4. COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE :

Le coefficient de majoration dynamique est calculé par la formule suivante :

$$\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\varphi - 0.2}} + 0.73$$

Avec :

$L_\varphi$  ; La longueur déterminante, et  $1.0 \leq \varphi_3 \leq 2.0$ .

#### Application numérique :

##### V.4.1. Coefficient transversal :

$$\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\varphi - 0.2}} + 0.73 = \frac{2.16}{\sqrt{3*5.5 - 0.2}} + 0.73 = \mathbf{1.26} \quad .$$

##### V.4.2. Coefficient longitudinal :

$$\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\varphi - 0.2}} + 0.73 = \frac{2.16}{\sqrt{30 - 0.2}} + 0.73 = \mathbf{1}$$

#### V.5. DIMENSIONNEMENT LONGITUDINAL :

Nous allons traiter le problème de stabilité de fléau en construction puis la conception et justification du câblage longitudinale, l'accident à éviter est le basculement du fléau sur la pile

##### V.5.1. Stabilité du fléau :

Pendant la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin.

##### V.5.1.1 Actions à prendre en compte :

Les charges à prendre en compte pour cette phase particulière de construction du fléau sont d'une situation d'exécution afin d'éviter ce phénomène de basculement, alors les charge à prendre en compte sont :

##### V.5.1.1.a. Les charges permanentes G :

Le poids propre du fléau est calculé déjà dans ce chapitre dans le sous titre (V.2.DEFINITION DES CHARGES).

Le poids du demis fléau est égal à **G= 1118.91 tonnes**

Le poids des demi-fléaux situés du côté du déséquilibre sont majorés de 2% ( $G_{\max}$ ) alors que le poids de leur symétrique est minoré de 2% ( $G_{\min}$ ).

$$G_{\max} = 1.02 G$$

$$G_{\min} = 0.98 G$$

**V.5.1.1.b. Les charges variables d'exécution :**

Le BPAEL distingue les charges de chantier connues en grandeur et en position des charges aléatoires qu'on doit les prennent en compte de façon forfaitaire.

**V.5.1.1.c. Les charges de chantier connues :**

Il s'agit du poids de l'équipage mobile noté  $Q_{PRC1}$ , dont la valeur est égale à la moitié du voussoir le plus lourd (VSP dans notre cas).

Ces charges doivent être majorées de +6 % du côté du demi-fléau le plus lourd  $Q_{PRC1 \max}$  et minorées de 4 % du côté opposé  $Q_{PRC1 \min}$ .

**V.5.1.1.d. Les charges de chantier aléatoires :**

Ces types de charges correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs) et aux personnels. Pour couvrir ces charges on utilise :

- Une charge répartie  $Q_{PRA1}$  de  $200N/m^2$  sur un demi- fléau pour les ouvrages de portée < 120 m.
- Une charge concentrée  $Q_{PRA2}$  de  $(50+5b)$  KN appliquée à l'extrémité du dernier voussoir terminé.

Avec :

b : est la largeur du tablier.  $b=13.7$  m

Tableau V-4. Tableau des actions qui sollicite le fléau en phase de construction.

Actions		Valeurs
Le poids propres	$G_{\max}$ (MN)	11.413
	$G_{\min}$ (MN)	10.965
Charges de chantier aleatoires	$Q_{PRA1}$ (KN/ml)	2.74
	$Q_{PRA2}$ (KN/ml)	118.5
Charges de chantier connues	$Q_{PRC1 \max}$ (KN)	1672.20
	$Q_{PRC1 \min}$ (KN)	1514.45

**V.5.1.1.e. Actions accidentels :**

En situation accidentelle, l'ouvrage doit pouvoir résister à la chute d'un équipage mobile. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage  $Q_{PRC1 \max}$

$$F_A = - Q_{PRC1 \max}$$

$$F_A = 1672.2 \text{ KN.}$$

**V.5.1.1.f. L'effet vertical du vent :**

La charge  $Q_{PRC1}$  n'inclut pas l'effet vertical du vent pour des ouvrages de porté inférieure à 120 mètre. Alors dans notre cas on ne prend pas en considération l'effet du vent.

Alors  $Q_w = 0 \text{ KN/ml}$

**V.5.1.2 Combinaisons d'action :**

Pour évaluer le risque de basculement du fléau, deux types de situation créant des déséquilibres sont à envisager :

**Une situation temporaire de construction** alors que le fléau est en déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construits ou posé avant son symétrique et de charges de chantier non symétriques.

Les combinaisons en situation temporaire de construction (type A) sont les suivantes :  
 Combinaison A1 :  $1,1 (G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_{PRC1max} + Q_{PRC1min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_{wl})$ .  
 Combinaison A2 :  $0,9 (G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_{PRC1max} + Q_{PRC1min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_{wl})$ .

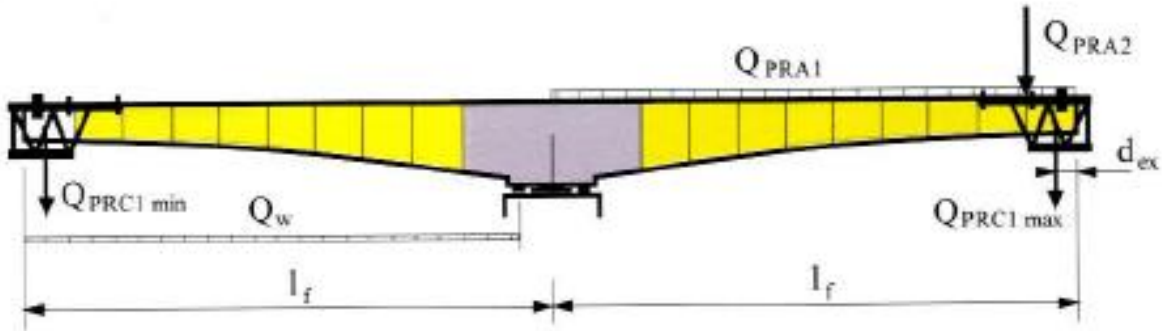


Figure V-5. Situation temporaire de construction.

**Une situation accidentelle** qui correspond à la chute d'un équipage mobile.

Les combinaisons en situation d'accidentelles de construction (type B) sont les suivantes :  
 Combinaison B1 :  $1,1 (G_{max} + G_{min}) + FA + (Q_{PRC1max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_{wl})$ .  
 Combinaison B2 :  $0,9 (G_{max} + G_{min}) + FA + (Q_{PRC1max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_{wl})$ .

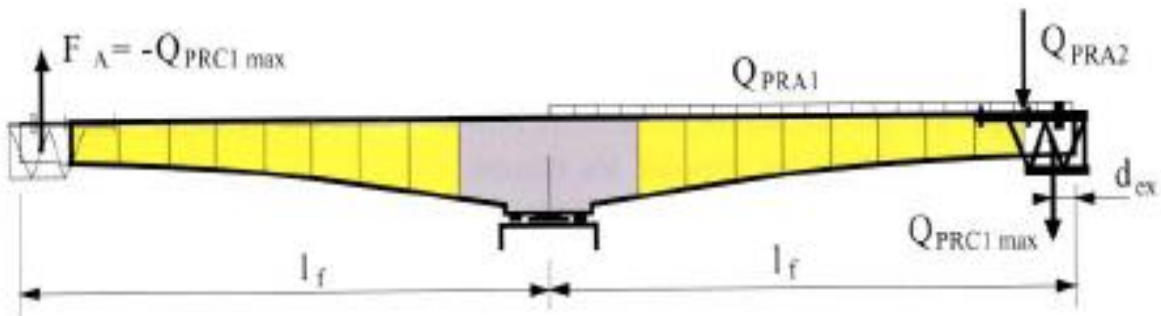


Figure V-6. Situation accidentelle.

**V.5.2. Evaluations des sollicitations de l'ouvrage :**

**V.5.2.1 Modélisation :**

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

Pour ce faire, nous allons utiliser le logiciel *Robot Structural* conçu pour le dimensionnement l'étude et des différentes structures de génie civil

La modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres.

- Sections de l'ouvrage sont des voussoirs modélisés par ses dimensions réelles.
- Chaque section est définie par le logiciel de dessin, puis exportée vers le logiciel de calcul.
- Les appuis sont considéré comme appuis simples sauf une au niveau de la culée C1 qui est définie comme appui double.
- La définition des cas de charge et des différentes combinaisons.
- La vérification de la structure.
- Le lancement de calculs.
- L'interprétation des résultats.

**V.5.2.2 Résultats des sollicitations internes en cours de réalisation :**

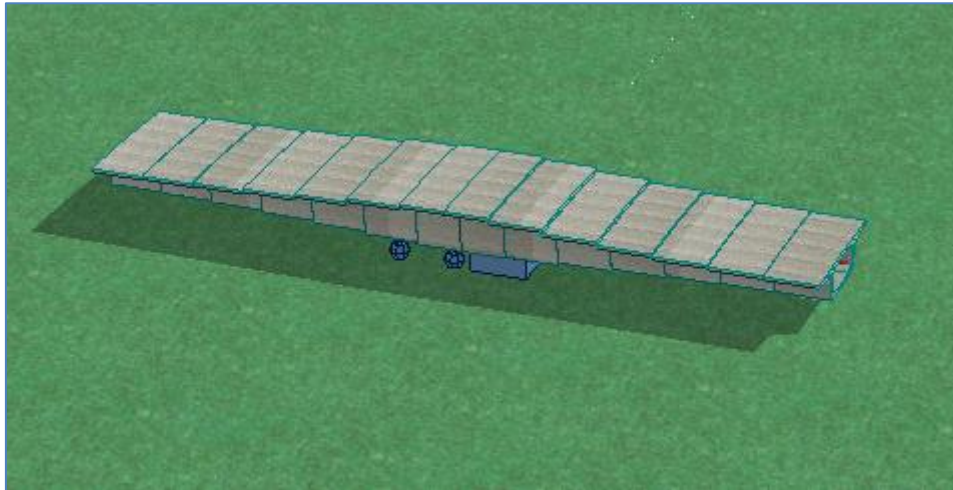


Figure V-7. Model de calcule en phase de réalisation.

Les résultats des efforts tranchants et des moments obtenus pour chaque fléau et pour chaque combinaison sont mentionnes dans le tableau suivant :

Tableau V-5. Tableau des sollicitations d'un fléau

sollicitation	L'EFFORT TRANCHANT (KN)				MOMENT DE FLEXION (KN*m)			
	situation temporaire		situation accidentel		situation temporaire		situation accidentel	
combinaison	A1	A2	B1	B2	A1	A2	B1	B2
FIN V6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FIN V5	3349,87	3085,00	943,79	1076,23	8039,69	7403,99	516,94	1152,63
FIN V4	4843,13	4306,76	1277,87	741,50	27702,90	25144,20	2033,03	525,68
FIN V3	6400,05	5580,60	2834,79	2015,34	54686,55	48873,86	11903,43	6090,74
FIN V2	8049,20	6929,90	4483,94	3364,64	89364,76	78899,06	29466,39	19002,69
FIN V1	9821,57	8380,02	6256,31	4814,76	132254,60	115642,87	55244,98	38633,25
FIN VSP	11743,73	10494,04	8178,47	12960,4	184011,32	159641,41	89888,46	65518,54
AXE VSP	<b>19456,74</b>	18264,20	15462,70	15306,2	196452,92	171033,33	141865,00	116445,55
FIN VSP	13280,98	11291,63	18455,75	17756,7	<b>209364,98</b>	182555,32	196982,61	170172,95
FIN V1	10572,70	9072,32	10108,59	8608,20	144073,55	126783,79	134277,57	116987,80
FIN V2	8711,55	7546,56	8250,72	7085,74	97791,35	86898,48	90215,24	79322,37
FIN V3	6978,65	6125,75	6521,11	5668,21	60134,87	54084,92	54762,84	48712,89
FIN V4	5341,74	4783,47	4887,49	4329,22	30565,92	27902,78	27382,19	24719,05
FIN V5	3771,09	3495,40	3320,13	3044,44	8695,12	8033,47	7683,90	7022,26

<b>FIN V6</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
---------------	------	------	------	------	------	------	------	------

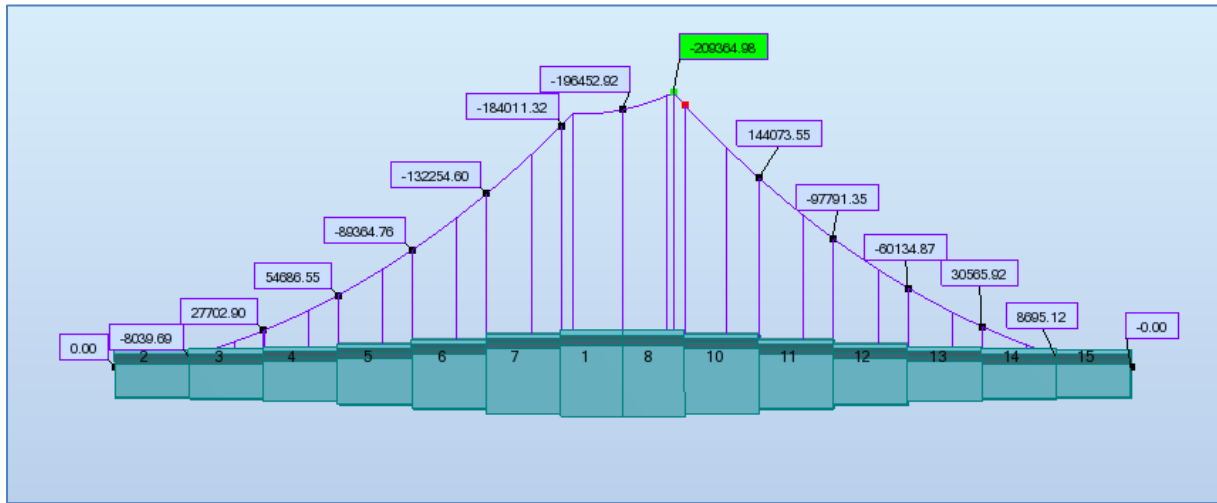


Figure V-8. Moment de flexion pour la COMB A1.

**V.5.2.3 Résultats des sollicitations internes en service :**

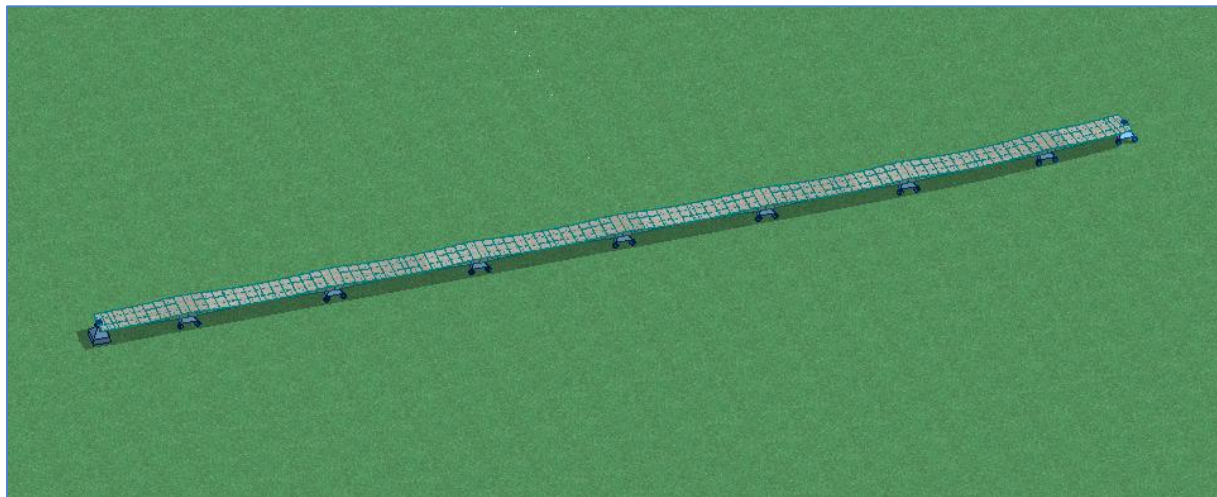


Figure V-9. Model de calcul en phase de service.

Les résultats des efforts tranchants et des moments max obtenus pour les voussoirs sur pile et de clefs sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V-6. Tableau des sollicitations maximales internes en services

	SUR PILE		A MI-TRAVEE	
	M(KN*m)	V(KN)	M(KN*m)	V(KN)
<b>ELU1</b>	409744,9	35923,98	202000,2	0
<b>ELU2</b>	319414,2	27577,2	141498,8	0
<b>ELS1</b>	297625,8	26040,51	144638,5	0
<b>ELS2</b>	235328,8	20284,11	103217,2	0

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants en KN.

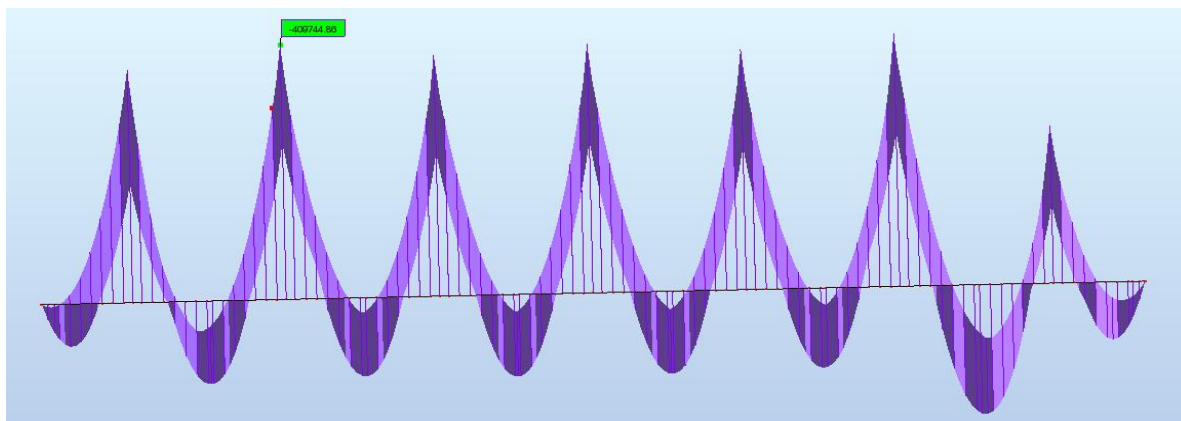


Figure V-10. Diagramme du moment de flexion de combinaison ELU1.

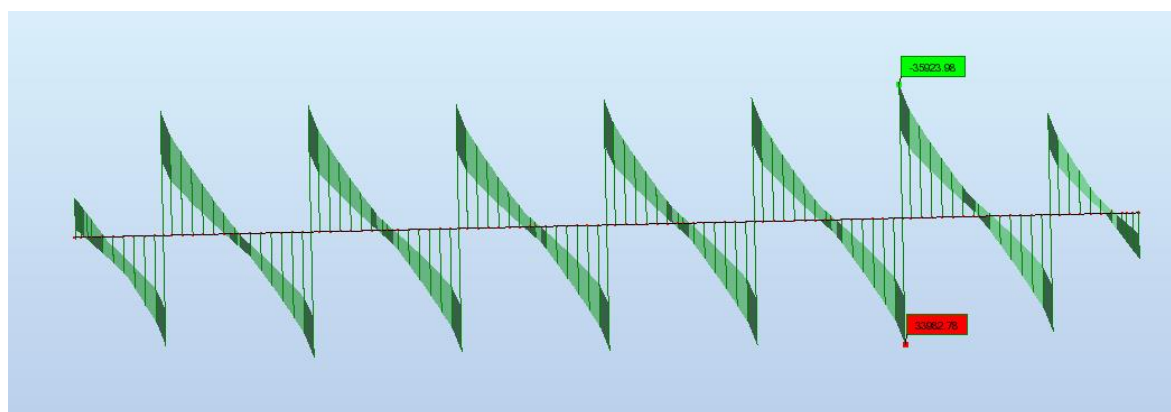


Figure V-11. Diagramme de l'effort tranchant de la combinaison ELU1.

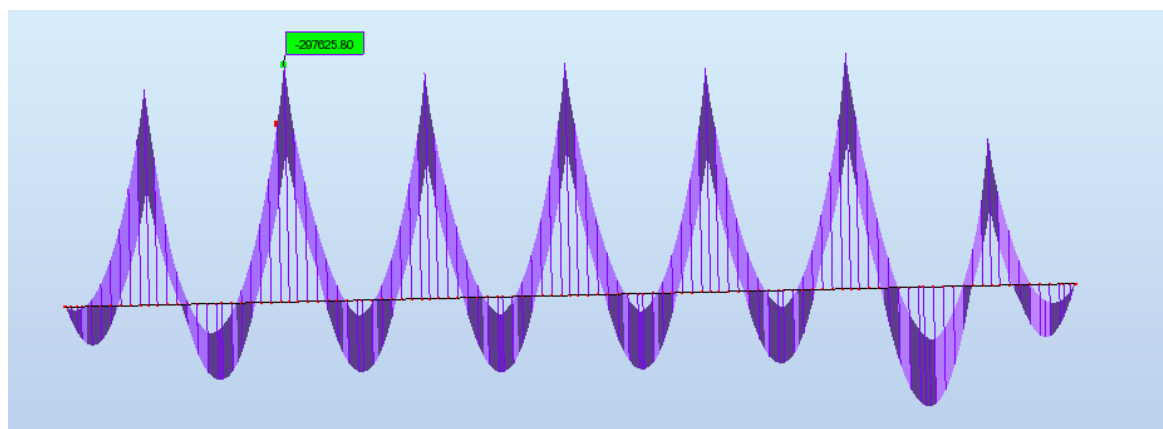


Figure V-12. Diagramme du moment de flexion de la combinaison ELS1.

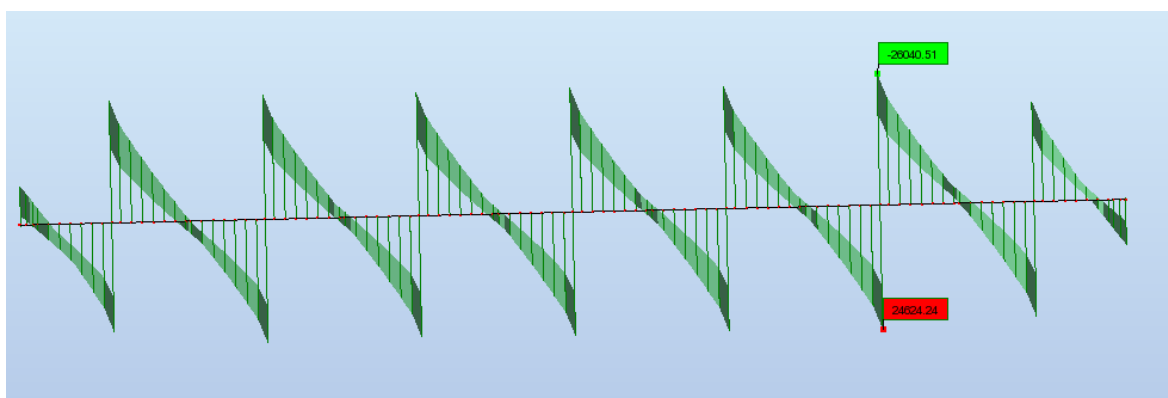


Figure V-13. Diagramme de l'effort tranchant de la combinaison ELS1.

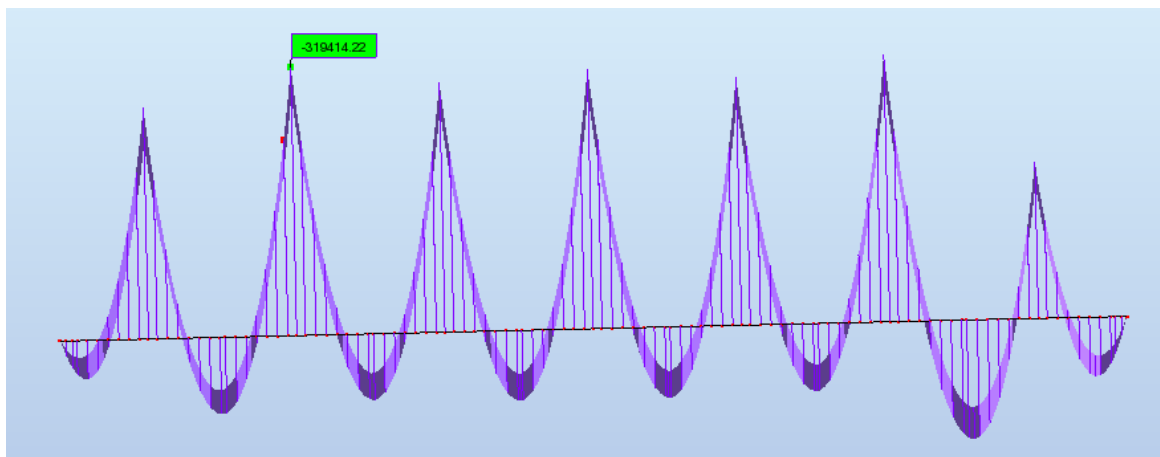


Figure V-14. Diagramme du moment de flexion de la combinaison ELU2.

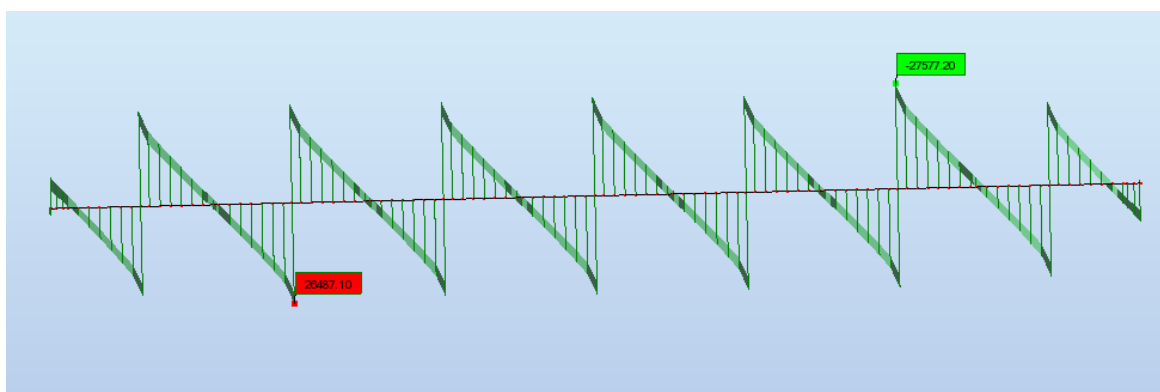


Figure V-15. Diagramme de l'effort tranchant de la combinaison ELU2.

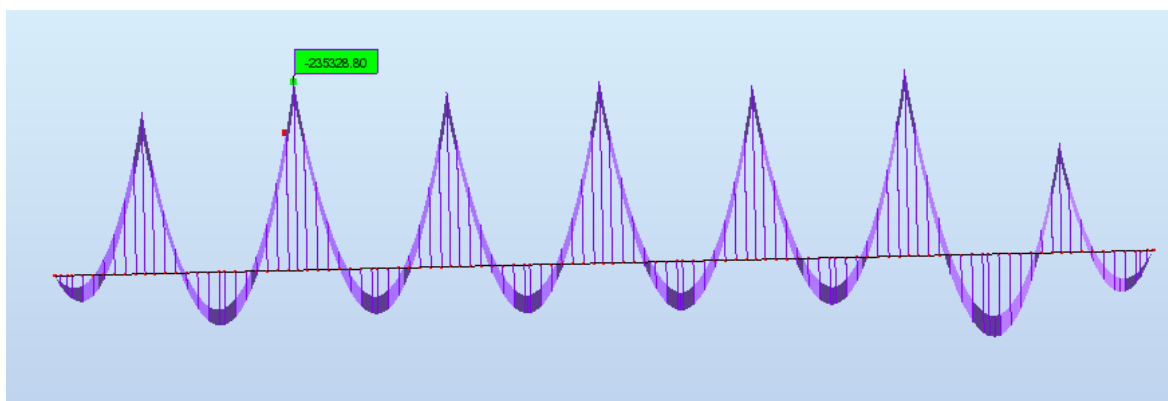


Figure V-16. Diagramme du moment de flexion de la combinaison ELS2.

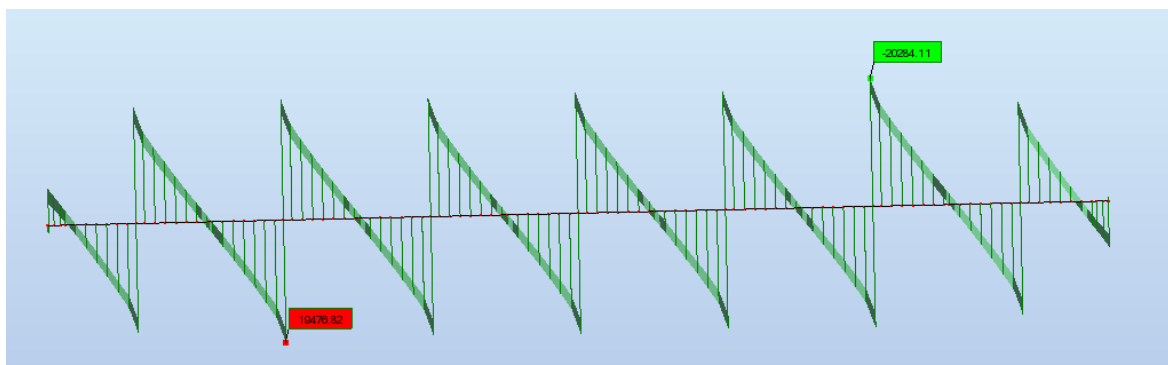


Figure V-17. Diagramme de l'effort tranchant de la combinaison ELS2.

**V.5.3. Etude de la précontrainte :**

Les câblages des ouvrages construits par encorbellement successifs comportent deux types de câbles :

Les Câbles de fléau reprennent les moments négatifs, tant en construction qu'en service. Ils sont logés dans les goussets supérieurs. Leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs aux nœuds entre les âmes et les hourdis supérieur.

Les Câbles de continuité sont dimensionnés pour reprendre les charges d'exploitation et le poids des équipements. Ils sont situés dans les goussets inférieurs du caisson. Prés des âmes. Leurs ancrages sont logés dans des bossages dans la partie inférieure du voussoir.

**V.5.3.1 Etude de la précontrainte du fléau :**

**V.5.3.1.a. Détermination du nombre des câbles :**

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 25% de la précontrainte initiale.

Type de câble	<b>15T15 S</b>
classe	1860
résistance ultime (MPa)	$f_{prg} = 1860$
limite élastique (MPa)	$f_{peg} = 1640$
section droite d'un toron (mm <sup>2</sup> )	$S_{câble1T15S} = 150$
section droite d'un câble (mm <sup>2</sup> )	$S_{câble15T15S} = 2250$
diamètre de la gaine	0,1

Le nombre de câble est donne par la relation suivante :

$$n (P_0 - \Delta P) \geq P \dots\dots\dots \text{Équation V-4}$$

$$\text{Alors } \Rightarrow n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0} \dots\dots\dots \text{Équation V-5}$$

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble15T15s} \dots\dots\dots \text{Équation V-6}$$

$$\sigma_{p0} = \min (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) \dots\dots\dots \text{Équation V-7}$$

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}} \dots\dots\dots \text{Équation V-8}$$

$$e = v - d \dots\dots\dots \text{Équation V-9}$$

Avec :

$\Delta P$  ; les pertes de tension  $\Delta P=25\%$ .

$P_0$ :effort de précontrainte limite qu'un câble de **15T15S** peut créer

$\sigma_{p0}$  : la tension d'origine

P : La force de précontrainte.

v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure;

I : Le moment d'inertie longitudinal de la section;

e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité;

M : Moment maximal dû au poids propre et surcharge;

S : La section du voussoir sur l'axe de la pile.

**Application numérique :**

Exemple de calcul de nombre des câbles au niveau du voussoir sur pile

$$M = 196.453 \text{ MN.m}$$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

$$I = 71.70 \text{ m}^4$$

$$S = 16.50 \text{ m}$$

$$v = 2.40 \text{ m}$$

$$f_{\text{peg}} = 1640$$

$$f_{\text{prg}} = 1860$$

$$e = (2.40 - 0.15) = 2.25 \text{ m.}$$

$$\sigma_{p0} = \max(0.8 * 1860, 0.9 * 1640) = 1476 \text{ MPa.}$$

$$P_0 = 1476 * 2250 = 3.32 \text{ MN.}$$

Alors

$$P = \frac{\frac{196.453 \times 2.40}{16.50} + \frac{71.70}{71.70}}{\frac{1}{16.50} + \frac{2.25 \times 2.40}{71.70}} = 48.37 \text{ MN.} \quad n \geq \frac{48.37}{0.75 \times 3.32} = 19.42 \text{ cables}$$

Donc : le nombre des câbles retenue est  $n = 22$  câbles.

**V.5.3.1.b. Répartition des câbles dans les voussoirs**

La décroissance des moments fléchissant à partir de la pile permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir, pour éviter le phénomène de torsion ; on doit arrêter un nombre pair de câbles par caisson.

Soit le nombre de câbles nécessaire pour le voussoir  $i$  :  $n_i \geq \frac{P_i}{0.75 \times P_0}$

$$P_i = \frac{\frac{M_i \times v_i}{I}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_i \times v}{I_i}}$$

Tableau V-7. Tableau de détermination des câbles de fléau.

	x (m)	M (kN.m)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P (MN)	N câble	N reten
<b>Axe VSP</b>	0	196452,92	5,60	3,20	2,40	71,70	16,50	2,25	48,37	19,4	22
<b>Fin VSP</b>	4	209364,98	5,60	3,20	2,40	71,70	16,50	2,25	51,55	20,70	22
<b>Fin V01</b>	8,8	144073,55	4,84	2,85	1,99	48,35	15,02	1,84	41,66	16,7	18
<b>Fin V02</b>	13,6	97791,35	4,21	2,41	1,80	32,99	13,80	1,65	32,82	13,1	14
<b>Fin V03</b>	18,4	60134,87	3,73	2,31	1,42	23,32	12,86	1,27	23,61	9,4	10
<b>Fin V04</b>	23,2	32565,92	3,38	2,13	1,25	17,53	12,18	1,10	14,46	5,8	6
<b>Fin V05</b>	28	8696,12	3,17	2,02	1,15	14,45	11,78	1,00	4,21	1,6	4
<b>Fin V06</b>	32,8	0,00	3,10	1,98	1,12	13,54	11,64	0,97	0,00	0,0	2

**V.5.3.1.c. Tracé des câbles de fléau**

Les câbles de fléau accrochent tous les voussoirs d'un fléau, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente.

**Tracé des câbles en élévation :**

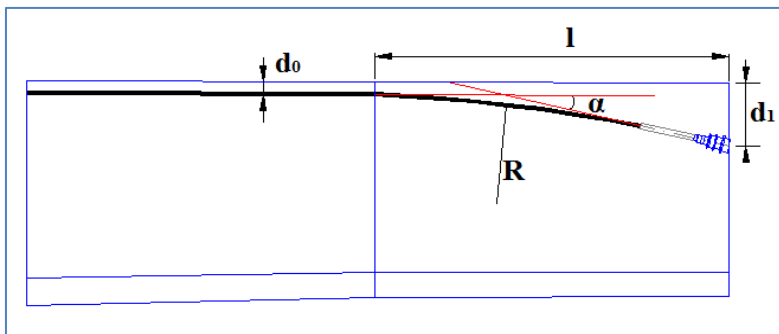
Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

- Il faut éviter les croisements des câbles au maximum. En particulier au niveau des âmes ;
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

L'équation de la parabole :  $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$  .....Équation V-10

Le rayon de courbure en un point d'une distance x :  $R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}$  Équation V-11

L'angle de déviation verticale :  $\alpha_n = \text{artg}(2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{x}{l^2}$  Équation V-12



Avec :

- $d_1$  : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;
- $d_0$ : distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;
- $L$  : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir) ;
- $R_{min}$  : rayon minimal pour les câbles **15T15S**,  $R_{min}=3$  m.

**Application numérique :**

Tracé du câble N°3  
 $L=4.8$  m.  
 $d_0=0.33$ .  
 $d_1=0.62$ .

$R_c(4.8) = \frac{4.8^2}{2 \times (0.62 - 0.33)} = 39.724m \geq 3m$

$\alpha_n = \text{artg}(2 \times (0.62 - 0.33)) \times \frac{4.8}{4.8^2} = 0.1095rad$

Alors l'allure de la courbe du câble N°3 est de la forme suivante :

$Y(x) = 0,33 + 0,0126 X^2$

Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionne dans le tableau ci après :

Tableau V-8. Tableau du tracé des câbles en élévation.

Trace des câbles en élévation							
voussoir	Câble	L(m)	d0(m)	d1(m)	Ri(m)	$\alpha$ (rad)	Équation(X)
1/2 VSP	C1	4	0,62	0	infinie	0	0,62
1/2 VSP	C2	4	0,62	0	infinie	0	0,62
V1	C3	4,8	0,33	0,62	39,724	0,1095	0,33+0.013X <sup>2</sup>
V1	C4	4,8	0,33	0,62	39,724	0,1095	0,33+0.013X <sup>2</sup>
V2	C5	4,8	0,33	0,62	39,724	0,1095	0,33+0.013X <sup>2</sup>
V2	C6	4,8	0,33	0,62	39,724	0,1095	0,33+0.013X <sup>2</sup>
V3	C7	4,8	0,33	0,62	39,724	0,1095	0,33+0.013X <sup>2</sup>
V3	C8	4,8	0,33	0,62	39,724	0,1095	0,33+0.013X <sup>2</sup>
V4	C9	4,8	0,33	0	infinie	0	0,33
V5	C10	4,8	0,33	0	infinie	0	0,33
V6	C11	4,8	0,33	0	infinie	0	0,33

**Tracé des câbles en plan :**

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence au début du voussoir (n-1) jusqu'à la fin de ce voussoir c'est a dire le début du voussoir (n) , mais avec une variation très lente.

Il est conseille de donner aux câbles une forme de << S >> plus au moins prononce.

Lorsque les courbes augmentent, les pertes de précontraintes sont très importantes.

L'équation de la parabole :

$$Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2 \dots\dots\dots \text{Équation V-13}$$

Les rayons de courbure :

$$R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (z_i - z_{i+1})} \dots\dots\dots \text{Équation V-14}$$

$$R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (z_{i+1} - z_{i+2})} \dots\dots\dots \text{Équation V-15}$$

L'inclinaison

$$\beta_i(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (z_i - z_{i+1})}{x_i} \dots\dots\dots \text{Équation V-16}$$

$$\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (z_{i+1})}{x_{i+1}} \dots\dots\dots \text{Équation V-17}$$

Avec :

Z0 : la distance entre le câble et l'axe d'ancrage.

Z1 : la distance entre l'axe de déviation et l'axe d'ancrage.

L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un demis-voussoir).

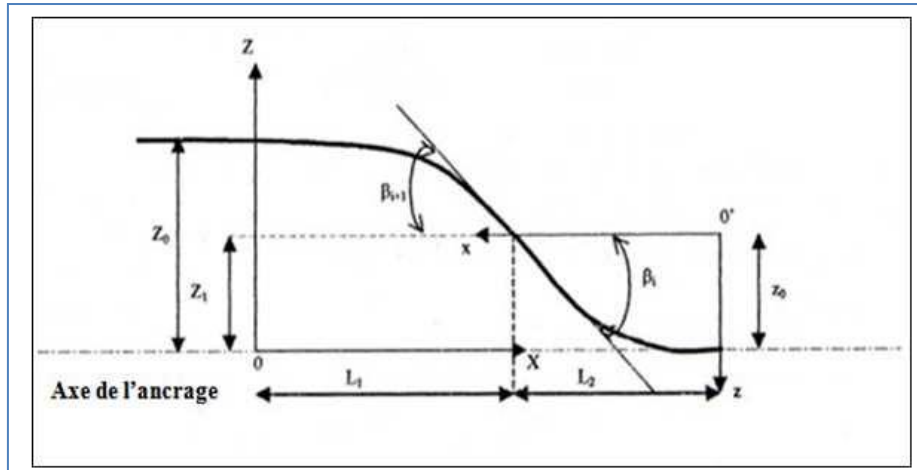


Figure V-18. Tracé plan des câbles précontraints.

**Application numérique :**

Tracé du câble N°5

$L=2.4m$

$Z_0=0.2m$

$Z_1=0.1m$

$X_1=2.4m.$

$X_2=2.4m.$

$R_0(x) = \frac{(2.4)^2}{2 \times (0.2 - 0.1)} = 28.80m$

$R_1(x) = \frac{(2.4)^2}{2 \times (0.2 - 0.1)} = 28.80m$

Et

$\beta_0(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (0.2 - 0.1)}{2.4} = 0.083rad$

$\beta_1(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (0.1)^2}{2.4} = 0.083rad$

Et

Alors l'allure de la courbe du câble N°5 est de la forme suivante :  
 $Y(x) = 0,20 + 0.0174 X^2.$

Tableau V-9. Tableau du tracé des câbles en plan.

Trace des câbles en plan											
Voussoir	Câbles	$L_{1,2}$ (m)	$Z_i$ (m)	$Z_{i+1}$ (m)	$X_i$ (m)	$X_{i+1}$ (m)	$R_i$ (m)	$R_{i+1}$ (m)	$\beta_i$ (rad)	$\beta_{i+1}$ (rad)	Equation
1/2 VSP	C1	2	0	0	2	2	infinie	infinie	0	0	/
1/2 VSP	C2	2	0	0	2	2	infinie	infinie	0	0	/
V1	C3	2,4	0	0	2,4	2,4	infinie	infinie	0	0	/
V1	C4	2,4	0	0	2,4	2,4	infinie	infinie	0	0	/
V2	C5	2,4	0,2	0,1	2,4	2,4	28,80	28,80	0,083	0,083	$0,2+0.0174X^2$
V2	C6	2,4	0,2	0,1	2,4	2,4	28,80	28,80	0,083	0,083	$0,2+0.0174X^2$
V3	C7	2,4	0,4	0,2	2,4	2,4	14,40	14,40	0,165	0,165	$0,2+0.0174X^2$
V3	C8	2,4	0,4	0,2	2,4	2,4	14,40	14,40	0,165	0,165	$0,2+0.0174X^2$
V4	C9	2,4	0	0	2,4	2,4	infinie	infinie	0	0	/
V5	C10	2,4	0	0	2,4	2,4	infinie	infinie	0	0	/
V6	C11	2,4	0,27	0,14	2,4	2,4	21,33	21,33	0,112	0,112	$0,27+0.023X^2$

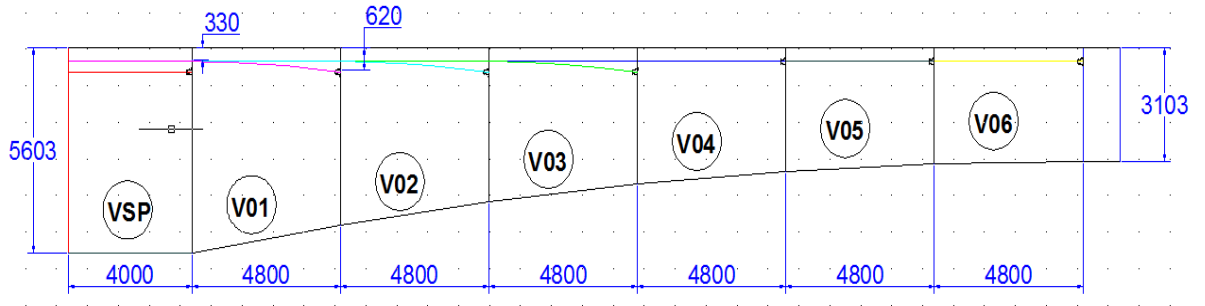


Figure V-19. Tracé en élévation des câbles de fléau.

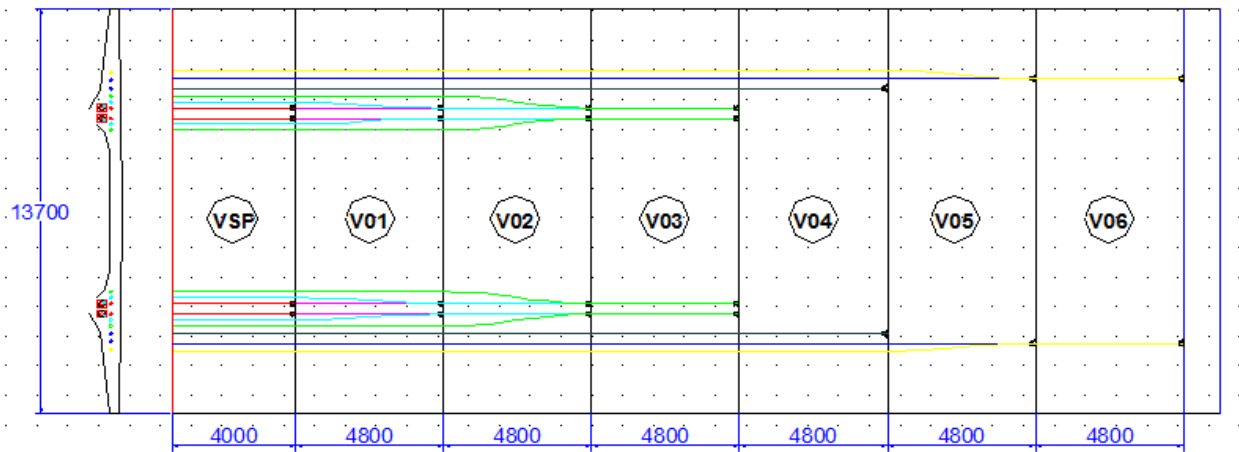


Figure V-20 Tracé en plan des câbles de fléau.

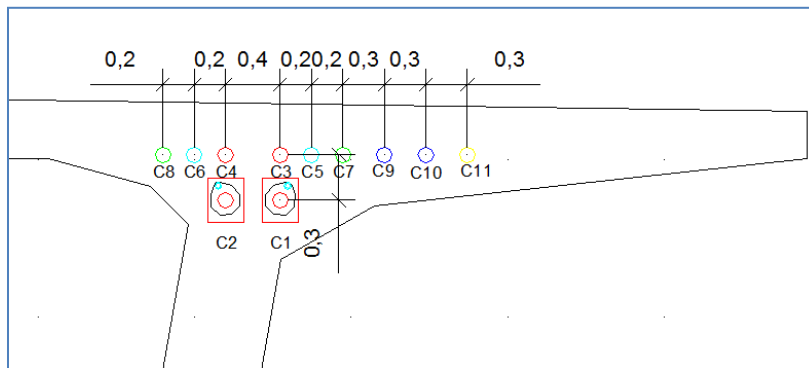


Figure V-21. Disposition des câbles au niveau du voussoir N°01.

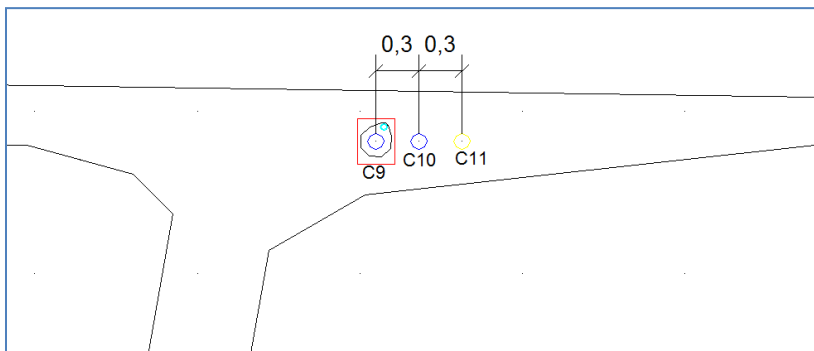


Figure V-22. Position de l'ancrage des câbles N° (09,10 et 11).

**V.5.3.1.d. Pertes de tension dans les câbles :**

La contrainte existante dans l'acier des armatures varie constamment en fonction du temps, du fait de l'existence des phénomènes propres au béton de la structure, à savoir le retrait et le fluage, que ceux concernant la relaxation de l'acier. Il faut donc tenir compte de ces phénomènes pour connaître l'état de la tension réelle de l'armature à un instant t quelconque.

La réduction de l'intensité de la force de précontrainte le long du câble est liée aux plusieurs phénomènes instantanés et diffères :

**V.5.3.1.d.1 Les pertes instantanées :**

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension. Elles sont de trois sortes :

**V.5.3.1.d.1.1 Pertes par frottement :**

Elles sont provoquées par le frottement des câbles sur les gaines lors de leurs mises en tension. L'augmentation des pertes par frottement sont essentiellement dues aux irrégularités au niveau des joints des voussoirs, toute force de contact entre armature et gaine donne lieu par suite du frottement à une réaction qui s'oppose au mouvement, et même dans les parties linéaires il y'a des frottements car le trace réel des câbles présente des déviations parasites.

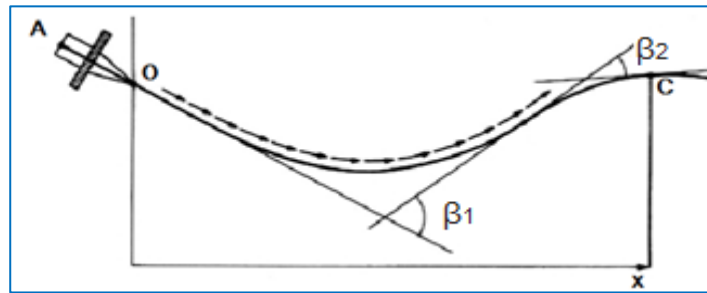


Figure V-23. Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)}) \dots\dots\dots \text{Équation V-18}$$

Avec

- $\sigma_{p0}$  : la tension à l' origine ;  $\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$ .
- $f$  : coefficient de frottement en courbe;  $f = 0.20 \text{ rad}^{-1}$ .
- $\beta$  : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance  $x$  (rad).
- $\varphi$  : coefficient de frottement en ligne;  $\varphi = 0.003 \text{ m}^{-1}$ .
- $x$  : la distance de la section considérée (m).

On a les déviations  $\alpha$  en élévation et  $\beta$  en plan ont lieu simultanément, alors la déviation totale à considérer est donnée selon la formule approchée :

$$\text{tg } \theta = \sqrt{\text{tg}^2 \beta + \text{tg}^2 \alpha} \dots\dots\dots \text{Équation V-19.}$$

**Application numérique :**

Calcul pour le câble N01

- |                                   |                                     |
|-----------------------------------|-------------------------------------|
| $\beta = 0 \text{ rad};$          | $f = 0.20 \text{ rad}^{-1};$        |
| $\alpha = 0 \text{ rad};$         | $x = 4 \text{ m}$                   |
| $\varphi = 0.003 \text{ m}^{-1};$ | $\sigma_{p0} = 1\,476 \text{ MPa};$ |

Alors :

$$\text{tg } \theta = \sqrt{\text{tg}^2 \theta + \text{tg}^2 \theta} \quad \theta = 0 \text{ rad};$$

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = 1476 \times (1 - e^{-(0.2 \times 0 + 0.003 \times 4)}) = 61.51 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma\varphi(\%) = 61.51 \times 1476 / 100 = 1.19\% \text{ MPa.}$$

Pour le calcul des pertes de chaque câble on donne le tableau suivant :

Tableau V-10. Tableau des pertes par frottement.

X (m)		L (m)	Y (rad)	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6
4,0	C1	4,0	0	17,61	0.00	/	/	/	/	/	/
4,0	C2	4,0	0	17,61	0.00		/	/	/	/	/
8,8	C3	4,8	0,109	69,60	52,62	0.00	/	/	/	/	/
8,8	C4	4,8	0,109	69,60	52,62	0.00	/	/	/	/	/
13,6	C5	9,6	0,137	97,33	72,97	60,45	0,00	/	/	/	/
13,6	C6	9,6	0,137	97,33	80,69	60,45	0,00	/	/	/	/
18,4	C7	14,4	0,197	117,04	117,04	97,33	52,62	0,00	/	/	/
18,4	C8	14,4	0,197	133,25	117,04	97,33	52,62	0,00	/	/	/
23,2	C9	19,2	0	99,24	82,62	62,41	41,90	21,10	0,00	/	/
28,0	C10	24,0	0	118,92	102,54	82,62	62,41	41,90	21,10	0,00	/
32,8	C11	28,8	0,112	167,96	152,17	132,97	113,49	93,73	73,68	21,10	0,00
<b>Moyenne</b>				91,406	75,48	65,95	46,15	31,35	31,59	10,55	0,00
<b>EN (%)</b>				<b>6,19</b>	5,11	4,47	3,13	2,12	2,14	0,71	0,00

### V.5.3.1.d.1.2 Pertes de tension par recul de l'ancrage :

Ces pertes correspondent à un léger glissement de l'armature en mouvement, il n'affecte qu'une partie x de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage,

Cette longueur est donnée par la relation suivante :  $d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$  .....Équation V-20

La perte par recul d'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d-x) \text{ .....Équation V-21}$$

$$k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \text{ .....Équation V-22}$$

Avec

- k : fonction croissante ;
- d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- $\sigma_{p0}$  : Contrainte initiale ;  $\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$ .
- g : l'intensité du recul d'ancrage ;  $g = 2 \text{ mm}$ .
- $E_p$  : module d'élasticité des aciers.  $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$ .

**Application numérique :**

Calcul pour le câble N°01

$E_p = 190\ 000\ \text{MPa};$   
 $l = 4\ \text{m};$   
 $g = 0.002\ \text{m};$   
 $\theta = 0\ \text{rad};$

$k = (0.2 \times 0/4) + 0.003$   
 $= 0.003;$

$d = \sqrt{\frac{190 \times 0.002}{1476 \times 0.003}}$  ;  $d = 9.26\ \text{m};$

$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times 1476 \times 0.003(9.26 - x)$

Pour  $x=0$  Fin vsp alors  $\Delta\sigma_g = 82.04\ \text{MPa}$ . donc 5%

Pour  $x=4\ \text{m}$  axe vsp alors  $\Delta\sigma_g = 46.62\ \text{MPa}$ . donc 3.16%

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V-11. Tableau des pertes par recul d'ancrage.**

X (m)		L (m)	Y (rad)	k	d (m)	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6
4,0	C1	4,00	0,000	0,003	9,26	46,62	82,04	/	/	/	/	/	/
4,0	C2	4,00	0,000	0,003	9,26	46,62	82,04	/	/	/	/	/	/
8,8	C3	6,27	0,109	0,006	6,30	0,00	28,69	120,69	/	/	/	/	/
8,8	C4	6,27	0,109	0,006	6,30	0,00	28,69	120,69	/	/	/	/	/
13,6	C5	6,27	0,137	0,007	5,91	0,00	0,00	24,14	128,61	/	/	/	/
13,6	C6	6,27	0,137	0,007	5,91	0,00	0,00	24,14	128,61	/	/	/	/
18,4	C7	4,75	0,197	0,011	4,77	0,00	0,00	0,00	0,00	159,21	/	/	/
18,4	C8	4,75	0,197	0,011	4,77	0,00	0,00	0,00	0,00	159,21	/	/	/
23,2	C9	9,23	0,000	0,003	9,26	0,00	0,00	0,00	4,11	39,53	82,04	/	/
28,0	C10	9,23	0,000	0,003	9,26	0,00	0,00	0,00	0,00	4,11	39,53	82,04	/
32,8	C11	6,22	0,112	0,007	6,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	28,15	121,71
<b>Moyenne</b>						8,48	20,13	32,19	37,33	72,41	40,52	55,10	121,71
<b>En (%)</b>						0,57	1,36	2,18	2,53	4,91	2,75	3,73	<b>8,25</b>

**V.5.3.1.d.1.3 Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton :**

Les Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à une mise en tension des câbles d'une manière non simultanée et sachant que la mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un deuxième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Le (B.P.E.L) propose la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b \quad \text{et} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G} \quad \dots\dots\dots \text{Équation V-23}$$

Avec

$E_p = 190\ \text{GPa}$  ;  $E_{bi} = 39125.83\ \text{MPa}$

$\sigma_{bi}$  : Contrainte finale (après stabilisation des pertes :  $\Delta P = 25\%$ ) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes.

**P** : effort de précontrainte.

**Application numérique :**

Calcul pour le câble N°01

$M_p = 196.45 \text{ MN.m};$

$n = 22 \text{ cables};$

$\sigma_{\infty} = \sigma_0 (1-\Delta P) = 0.75 * 1476;$

$P_0 = 3.32 \text{ MN};$

$e = 2.02 \text{ m};$

$B = 16.5 \text{ m}^2;$

$I = 71.7 \text{ m}^4;$

$E_p = 190 \text{ 000MPa};$

$E_{bi} = 39125.83 \text{ MPa};$

$$\sigma_{bi} = \frac{22 * 3.32}{16.5} + \frac{22 * 3.32 * 2.02^2}{71.7} - \frac{196.45 * 2.02}{71.7} \quad \sigma_b = 2.474 \text{ MPa};$$

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{190}{39.13} * 2.474 = 6.01 \text{ MPa} \quad \text{Alors } \Delta\sigma_e (\%) = 0.41\%$$

Tableau V-12. Tableau des pertes au raccourcissement élastique du béton

	N	v (m)	d (m)	e (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
<b>Axe VSP</b>	22	2,40	0,380	2,02	71,70	16,50	196,45	3,10	6,01	<b>0,41</b>
<b>FIN VSP</b>	22	2,40	0,380	2,02	71,70	16,50	209,36	3,11	5,19	0,35
<b>FIN V1</b>	18	1,99	0,390	1,60	48,35	15,02	144,07	3,10	4,62	0,31
<b>FIN V2</b>	14	1,80	0,410	1,39	32,99	13,80	97,79	3,09	3,76	0,25
<b>FIN V3</b>	10	1,42	0,450	0,97	23,32	12,86	60,13	3,09	2,79	0,19
<b>FIN V4</b>	6	1,25	0,330	0,92	17,53	12,18	32,57	3,16	1,85	0,13
<b>FIN V5</b>	4	1,15	0,330	0,82	14,45	11,78	8,70	3,17	2,86	0,19
<b>FIN V6</b>	2	1,12	0,330	0,79	13,54	11,64	0,00	3,05	1,96	0,13

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{\phi} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e \dots \dots \dots \text{Équation V-24}$$

Tableau V-13. Tableau des pertes instantanées totales

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6
<b>PERTES INSTANTANES(%)</b>	7,174	6,829	6,962	5,911	7,218	5,011	4,642	<b>8,378</b>

**V.5.3.1.d.2 Les pertes différées :**

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

Les pertes différées existent en trois sortes :

**V.5.3.1.d.2.1 Pertes dues au retrait du béton :**

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

$$\Delta\sigma_r = E_p * \epsilon_r(t) \dots \dots \dots \text{Équation V-25}$$

$$\epsilon_r(t) = \epsilon_r * r(t) = \epsilon_r * [1 - r(t)] \dots \dots \dots \text{Équation V-26}$$

Avec :

$\epsilon_r$  : étant le retrait total du béton  $2 \cdot 10^{-4}$  en climat humide. (BPEL) ;

$r(t)$  : Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage ;

$E_p$  : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte ( $E_p = 190000$  MPa pour les torons).

On peut négliger  $r(t)$  devant 1, alors  $\epsilon_r(t) = \epsilon_r$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 2 \cdot 10^{-4} = 38 \text{ MPa.}$$

Alors  $\Delta\sigma_r(\%) = 2.57\%$ .

**V.5.3.1.d.2 Pertes dues au fluage du béton :**

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement diffère du béton sous l'effet des contraintes de compression.

La perte finale de tension, due au fluage du béton, dans les conditions thermo hygrométriques est fonction de ;

La contrainte maximale et de la contrainte finale, supportées par le béton dans la section considérée,

L'âge du béton lors de sa mise en précontrainte, ainsi que la dure de l'intensité de la charge.

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_{max} + \sigma_b) \dots \dots \dots \text{Équation V-27}$$

Avec :

$E_p$  : Module d'élasticité de l'acier ;

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du béton a l'âge j jours ;

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_b$  étant, respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportée par le béton dans la section considère, au niveau du centre de gravite des armatures de précontrainte.

$$\sigma_{max} < 1.5 \sigma_b \text{ et } \frac{E_p}{E_{ij}} = \frac{190000}{39126} = 2.43$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{et} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G} \dots \dots \dots \text{Équation V-28}$$

M : moment en phase finale ou phase de service ;

e : Excentricité du câble ;

P : effort de précontrainte.

**Application numérique :**

$$M_p = 196.45 \text{ MN.m ;}$$

$$n = 22 \text{ câbles ;}$$

$$P_0 = 3.32 \text{ MN ;}$$

$$e = 2.02 \text{ m ;}$$

$$B = 16.5 \text{ m}^2 ;$$

$$I = 71.70 \text{ m}^4 ;$$

$$E_p = 190 \text{ 000 MPa ;}$$

$$E_{bi} = 39 \text{ 125 MPa ;}$$

$$\sigma_b = 2.44 \text{ MPa ;}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 * 2.44 \times \frac{196}{39.125} \quad \Delta\sigma_{fl} = 29.60 \text{ MPa. } \Delta\sigma_{fl}(\%) = 2.01\%.$$

Les valeurs des pertes par fluage sont données par le tableau suivant :

Tableau V-14. Tableau des pertes dues au fluage du béton.

	câbles	v (m)	d (m)	e (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_n$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
<b>Axe VSP</b>	22	2,40	0,38	2,02	71,70	16,50	196,45	3,08	29,60	<b>2,01</b>
<b>FIN VSP</b>	22	2,40	0,38	2,02	71,70	16,50	209,36	3,09	25,54	1,73
<b>FIN V1</b>	18	1,99	0,39	1,60	48,35	15,02	144,07	3,09	22,83	1,55
<b>FIN V2</b>	14	1,80	0,41	1,39	32,99	13,80	97,79	3,08	18,61	1,26
<b>FIN V3</b>	10	1,42	0,45	0,97	23,32	12,86	60,13	3,08	13,83	0,94
<b>FIN V4</b>	6	1,25	0,33	0,92	17,53	12,18	32,57	3,15	9,21	0,62
<b>FIN V5</b>	4	1,15	0,33	0,82	14,45	11,78	8,70	3,17	14,25	0,97
<b>FIN V6</b>	2	1,12	0,33	0,79	13,54	11,64	0,00	3,04	9,78	0,66

**V.5.3.1.d.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers :**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à une longueur constante.

Elle n'apparaît dans les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40% de leur contrainte de rupture garantie.

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

- A relaxation normale, RN.
- A très basse relaxation, TBR.

Dans notre cas on utilise des TBR,  $\rho_{1000} = 2,5 \%$ .

La perte de relaxation s'écrira alors :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x) \dots\dots\dots \text{Équation V-29}$$

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{instantané}}(x) \dots\dots\dots \text{Équation V-30}$$

Avec

$\sigma_{pi}$  : étant la tension initiale de l'acier, c'est-à-dire après pertes instantanées,

$f_{prg}$  la contrainte de rupture garantie,

$\mu_0$  ; un coefficient égal à : 0.43 pour les aciers TBR.

**Application numérique :**

Calcul pour Axe de vsp

$$\Delta\sigma_{\text{instantané}}(x) = 7.17\%$$

$$f_{prg} = 1\,860 \text{ MPa} ;$$

$$\rho_{1000} = 2,5\% ;$$

$$\mu_0 = 0.43 ;$$

$$\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} = 1370.11 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 0.025 \left( \frac{1370}{1860} - 0.43 \right) \times 1370 = 63.01$$

$$\Delta\sigma_p(\%) = 4.72\%$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-15. Tableau due à la relaxation des aciers.

	câbles	$\sigma_{pi}$	$\frac{\sigma_{pi}}{f_{prj}}$	$\mu_0$	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	en (%)
<b>Axe VSP</b>	22	1370,11	0,737	0,43	63,01	4,27
<b>FIN VSP</b>	22	1375,20	0,739	0,43	63,81	4,32
<b>FIN V1</b>	18	1373,24	0,738	0,43	63,51	4,30
<b>FIN V2</b>	14	1368,96	0,736	0,43	62,83	4,26
<b>FIN V3</b>	10	1369,46	0,736	0,43	62,91	4,26
<b>FIN V4</b>	6	1402,03	0,754	0,43	68,09	4,61
<b>FIN V5</b>	4	1407,49	0,757	0,43	68,98	<b>4,67</b>
<b>FIN V6</b>	2	1352,33	0,727	0,43	60,26	4,08

#### V.5.3.1.d.2.4 Variation des pertes différées dans le temps :

La perte finale différée est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p \dots\dots\dots \text{Équation V-31}$$

Le coefficient (5/6) tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

Tableau V-16. Tableau des pertes différées.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6
<b>PERTES DIFFEREES (%)</b>	8,138	7,908	7,707	7,383	7,063	7,043	7,434	6,639

#### V.5.3.1.d.3 La perte totale :

Tableau V-17. Tableau regroupe les différents pertes.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6
<b>PERTES DIFFEREES</b>	8,138	7,908	7,707	7,383	7,063	7,043	7,434	6,639
<b>PERTES INSTANTANES</b>	7,174	6,829	6,962	5,911	7,218	5,011	4,642	8,378
<b>Total (%)</b>	<b>15,312</b>	14,737	14,669	13,294	14,282	12,055	12,076	15,018

Donc on a un pourcentage de perte égal à: 15.31%  
 15.31 % ≤ 25 % alors l'estimation des pertes est vérifiée.

**V.5.3.1.e. Etude de l'encastrement :**

Le fléau ne doit pas se décoller sous l'effet du moment de renversement sur pile, et pour cela les câbles de précontrainte (provisoires) doivent compenser la réaction de soulèvement.

Les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau. Pour calculer le nombre des câbles à disposer, on distingue la combinaison accidentelle.

$$M_{Bmax}=M_{B1}=196,98MN.m$$

$$N_{max}= 13,28 MN.$$

**V.5.3.1.e.1 Calcul du précontraint provisoire :**

Type de câble	19T15 S
classe	1860
résistance ultime (MPa)	$f_{prg} = 1860$
limite élastique (MPa)	$f_{peg} = 1640$
section droite d'un toron (mm <sup>2</sup> )	$S_{câble1T15S} = 150$
section droite d'un câble (mm <sup>2</sup> )	$S_{câble19T15S} = 2850$
diamètre de la gaine	0,1

Le fléau ne doit pas décoller donc la précontraint doit compenser la réaction de soulèvement de la cale A.

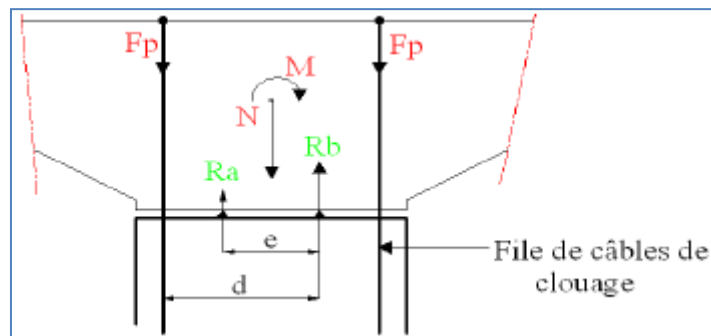


Figure V-24. Le système de clouage.

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + Fi \geq 0 \dots\dots\dots \text{Équation V-32}$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + Fi \dots\dots\dots \text{Équation V-33}$$

Avec

$$Fi = n \times (1 - \Delta) \times \sigma_{p0} \times S_{19T15} \quad (\text{force des } n \text{ câbles d'une file avec } \Delta = 20 \% \text{ de perte}).$$

On a donc :

$$n = \frac{\frac{M}{e} - \frac{N}{2}}{(1 - \Delta) \times \sigma_{p0} \times S} \dots\dots\dots \text{Équation V-34}$$

$$\frac{M}{N} = 14,83 > \frac{e}{2} = 2 \quad \text{Alors on doit calculer le câblage.}$$

**Application numérique :**

$e=4\text{m}$

$M=196.98 \text{ MN.m}$

$N=13.28 \text{ MN}$

$\sigma_{p0} =1476\text{MPa}$

$S=2850\text{mm}^2$

$\Delta=20\%$

$$n = \frac{\frac{196.98}{4} - \frac{13.28}{2}}{(1-0.2) \times 1476 \times 0.00285} \approx 12.88 \text{ câble}$$

Donc on prend 14 câble de 19T15S de chaque coté.

La précontrainte provisoire passent à coté des cales provisoires leur ancrage supérieurs sont placés dans des bossages provisoires préfabriqués, posés sur le hourdis supérieur. Elles descendent ensuite à travers le voussoir sur pile en passant près des âmes ou dans l'entretoise d'appuis.

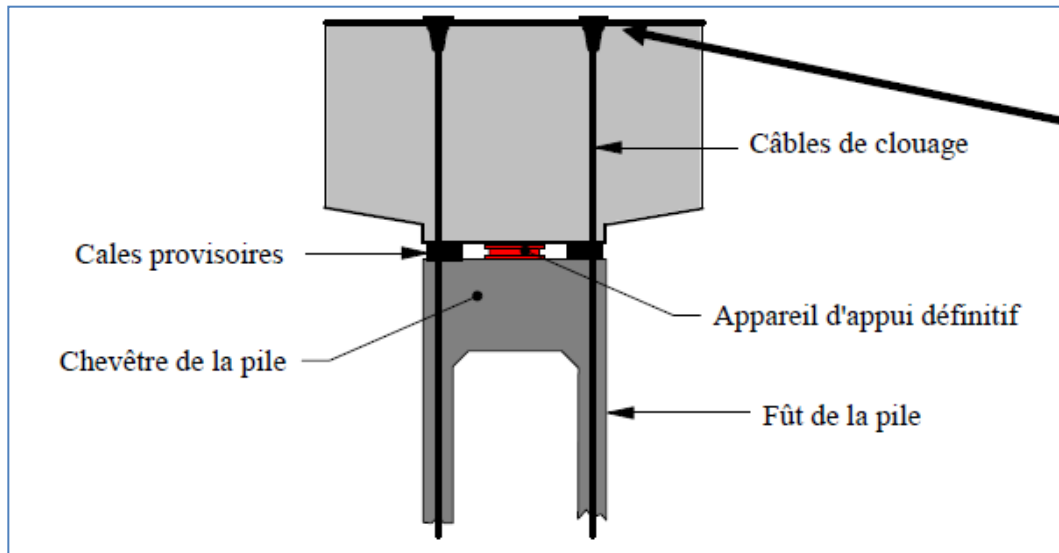


Figure V-25. Les câbles de clouage.

**V.5.3.2 Etude de la précontrainte de continuité :**

On va prendre une perte de l'ordre de 15.31% de la précontrainte initiale.

Type de câble	19T15 S
classe	1860
résistance ultime (MPa)	$f_{prg} = 1860$
limite élastique (MPa)	$f_{peg} = 1640$
section droite d'un toron (mm <sup>2</sup> )	$S_{câble1T15S} = 150$
section droite d'un câble (mm <sup>2</sup> )	$S_{câble19T15S} = 2850$
diamètre de la gaine	0,1

**V.5.3.2.a. Détermination du nombre des câbles :**

La contrainte dans le béton est donnée par la relation suivante :

$$\frac{P}{S} + \frac{P \times e_0 \times v'}{I} - \frac{M_{max} \times v'}{I} \geq \bar{\sigma}_t = 0 \dots\dots\dots \text{Équation V-35}$$

Donc à la limite on aura :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_0 \times v'}{I}} \quad \text{Alors} \quad n \geq \frac{P}{(1 - \Delta) \times P_0} \quad , \quad P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble19T15s}$$

Avec ;

P : la valeur de la précontrainte ;

e<sub>0</sub> : son excentricité, comptée positivement vers le haut ;

v et v' : la distance du centre de gravite de la section a la fibre la plus comprimée et la plus tendue

I : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravite de la section ;

M<sub>max</sub>: le moment maximum agissant sur la section ;

σ<sub>t</sub> : la contrainte de traction admissible du béton.

Δ ; Les pertes de tension en prend Δ=15.31%.

**Application numérique :**

Au niveau du clavage de la travée principale ;

M = 149316.56 KN.m

d = 0.15 m

I = 13.54 m<sup>4</sup>

S = 11.64 m

v' = 1.98 m ; e = 1.83 m

ΔP = 15.31%

P<sub>0</sub> = 1476 × 2850

= 4.24 MN;

**149.32 × 1.98**

$$P = \frac{\frac{13.54}{1} + \frac{1.83 \times 1.98}{13.54}}{13.54} = 61.77 MN$$

$$n \geq \frac{61.77}{(1 - 0.1531) \times 4.24} \approx 17.24 \text{câble}$$

En prend n=18 câble de 19T15S

Le nombre des câbles de continuité est résumé dans les tableaux suivants :

**V.5.3.2.a.1 Pour la travée principale :**

Tableau V-18. Détermination des câbles de précontrainte (travée principale).

	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P (MN)	N câble	N retenus
<b>FIN Vsp</b>	0	0,00	3,20	2,40	71,70	16,50	3,05	0,00	0,00	0
<b>FIN V1</b>	4,8	0,00	2,85	1,99	48,35	15,02	2,70	0,00	0,00	2
<b>FIN V2</b>	9,6	51091,72	2,41	1,80	32,99	13,80	2,26	15,71	4,39	6
<b>FIN V3</b>	14,4	97920,17	2,31	1,42	23,32	12,86	2,16	33,25	9,28	10
<b>FIN V4</b>	19,2	129553,27	2,13	1,25	17,53	12,18	1,98	48,78	13,62	14
<b>FIN V5</b>	24	146304,10	2,02	1,15	14,45	11,78	1,87	59,05	16,48	18
<b>FIN V6</b>	28,8	149316,56	1,98	1,12	13,54	11,64	1,83	61,77	17,24	18
<b>FIN V6</b>	28,8	144638,52	1,98	1,12	13,54	11,64	1,83	59,83	16,70	18
<b>FIN V5</b>	24	127370,80	2,02	1,15	14,45	11,78	1,87	51,41	14,35	18
<b>FIN V4</b>	19,2	95580,23	2,13	1,25	17,53	12,18	1,98	35,99	10,05	14
<b>FIN V3</b>	14,4	48902,79	2,31	1,42	23,32	12,86	2,16	16,60	4,63	10
<b>FIN V2</b>	9,6	0,00	2,41	1,80	32,99	13,80	2,26	0,00	0,00	6
<b>FIN V1</b>	4,8	0,00	2,85	1,99	48,35	15,02	2,70	0,00	0,00	2
<b>FIN Vsp</b>	0	0,00	3,20	2,40	71,70	16,50	3,05	0,00	0,00	0

**V.5.3.2.a.2 Pour la travée de rive :**

Tableau V-19. Détermination des câbles de précontrainte (travée principale).

	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P (MN)	N câble	N retenus
<b>finVsp</b>	0	0,00	3,20	2,40	71,70	16,50	3,05	0,00	0,00	0
<b>finV1</b>	4,8	0,00	2,85	1,99	48,35	15,02	2,70	0,00	0,00	0
<b>finV2</b>	9,6	20074,85	2,41	1,80	32,99	13,80	2,26	6,17	1,72	4
<b>finV3</b>	14,4	49298,60	2,31	1,42	23,32	12,86	2,16	16,74	4,67	8
<b>finV4</b>	19,2	64392,57	2,13	1,25	17,53	12,18	1,98	24,25	6,77	8
<b>finV5</b>	24	66402,69	2,02	1,15	14,45	11,78	1,87	26,80	7,48	8
<b>finV6</b>	28,8	50574,32	1,98	1,12	13,54	11,64	1,83	20,92	5,84	8
<b>finVC2</b>	30,8	40385,53	1,98	1,12	13,54	11,64	1,83	16,71	4,66	8
<b>finVC1</b>	33,8	20518,64	1,98	1,12	13,54	11,64	1,83	8,49	2,37	4

**V.5.3.2.b. Tracé des câbles de continuité :**

Les équations de variation de l'allure des câbles de précontrainte de continuité en plan et en élévation sont résumées dans les tableaux suivants :

**Tableau V-20. Tracé en plan des câbles de continuité (travée principale).**

Vrs		Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)	Equation
MIV2	C1	0	0	2,4	2,4	infinie	infinie	0,000	0,000	/
MIV2	C2	0	0	2,4	2,4	infinie	infinie	0,000	0,000	/
MIV3	C3	0,2	0,1	2,4	2,4	28,80	28,80	0,083	0,083	0,2+0.017x <sup>2</sup>
MIV3	C4	0,2	0,1	2,4	2,4	28,80	28,80	0,083	0,083	0,2+0.017x <sup>2</sup>
MIV4	C5	0,4	0,2	2,4	2,4	14,40	14,40	0,165	0,165	0,4+0.035x <sup>2</sup>
MIV4	C6	0,4	0,2	2,4	2,4	14,40	14,40	0,165	0,165	0,4+0.035x <sup>2</sup>
MIV5	C7	0,6	0,3	2,4	2,4	9,60	9,60	0,245	0,245	0,6+0.052x <sup>2</sup>
MIV5	C8	0,6	0,3	2,4	2,4	9,60	9,60	0,245	0,245	0,6+0.052x <sup>2</sup>
MIV6	C9	0,8	0,4	2,4	2,4	7,20	7,20	0,322	0,322	0,8+0.069x <sup>2</sup>

**Tableau V-21. Tracé en élévation des câbles de continuité (travée principale).**

Vrs		L(m)	d0	d1	Ri(m)	α(rad)	Equation
MIV2	C1	2,4	0,2	0,4	14,4	0,16	0,2+0.2x <sup>2</sup>
MIV2	C2	2,4	0,2	0,6	7,2	0,28	0,2+0.4x <sup>2</sup>
MIV3	C3	2,4	0,2	0,4	14,4	0,16	0,2+0.2x <sup>2</sup>
MIV3	C4	2,4	0,2	0,6	7,2	0,28	0,2+0.4x <sup>2</sup>
MIV4	C5	2,4	0,2	0,4	14,4	0,16	0,2+0.2x <sup>2</sup>
MIV4	C6	2,4	0,2	0,6	7,2	0,28	0,2+0.4x <sup>2</sup>
MIV5	C7	2,4	0,2	0,4	14,4	0,16	0,2+0.2x <sup>2</sup>
MIV5	C8	2,4	0,2	0,6	7,2	0,28	0,2+0.4x <sup>2</sup>
MIV6	C9	2,4	0,2	0,6	7,2	0,28	0,2+0.2x <sup>2</sup>

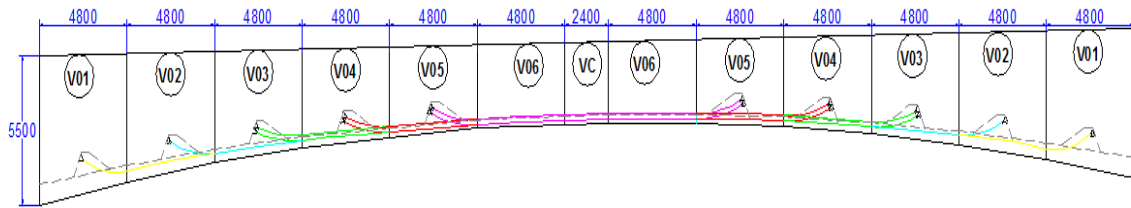


Figure V-26. Tracé en plan des câbles de continuité (travée principale).

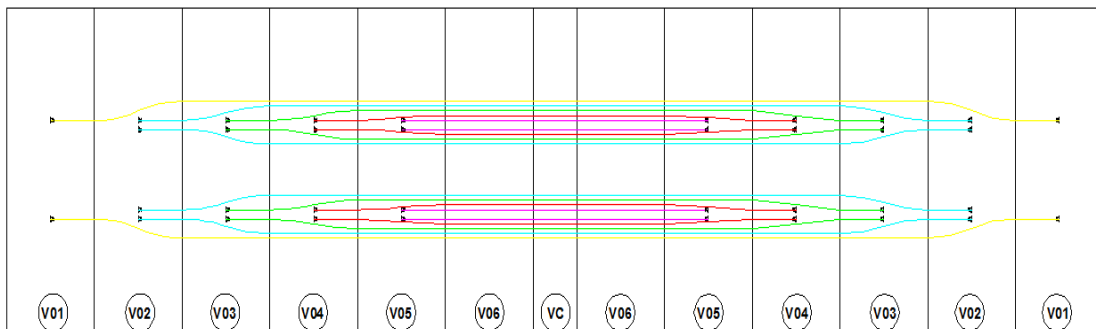


Figure V-27. Tracé en élévation des câbles de continuité (travée principale).

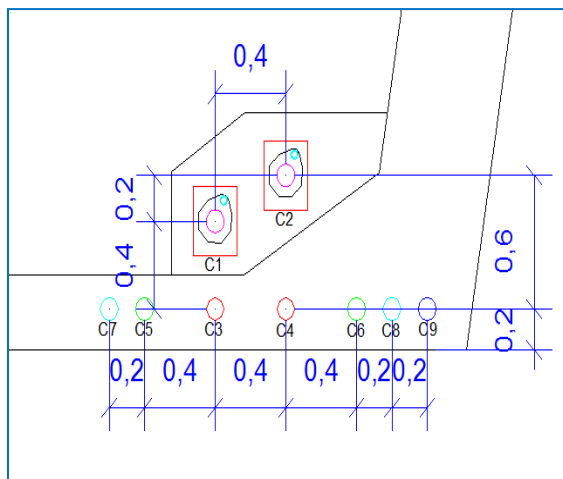


Figure V-28. Position des ancrages V05.

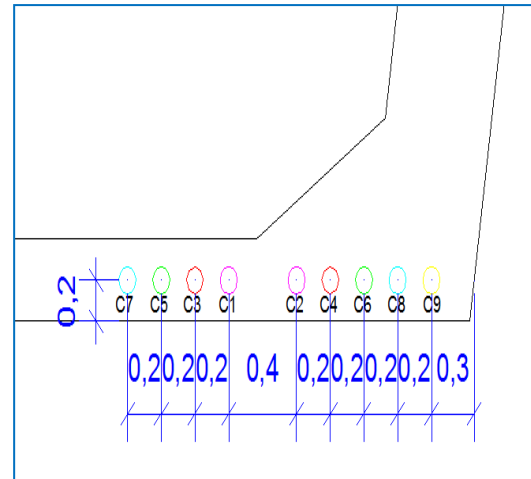


Figure V-29. Position des câbles de continuité (VC)

Tableau V-22. Tracé en plan des câbles de continuité (travée de rive).

Vrs		Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	$\beta_i$ (rad)	$\beta_{i+1}$ (rad)	Equation
MIV2	C1	0	0	2,4	2,4	infinie	infinie	0,000	0,000	/
MIV3	C2	0	0	2,4	2,4	infinie	infinie	0,000	0,000	/
MIVC1	C3	0,2	0,1	1,5	1,5	11,25	11,25	0,133	0,133	$0,2+0.044X^2$
MIVC2	C4	0,2	0,1	1,5	1,5	11,25	11,25	0,133	0,133	$0,2+0.044X^2$

Tableau V-23. Tracé en élévation des câbles de continuité (travée de rive).

Vrs	Câbles	L(m)	d0	d1	Ri(m)	$\alpha$ (rad)	Equation
MIV2	C1	2,4	0,2	0,7	5,76	0,33	$0,2+0.5X^2$
MIV3	C2	2,4	0,4	0,9	5,76	0,33	$0,4+0.5X^2$
MIVC1	C3	2,4	0,2	0,7	5,76	0,33	$0,2+0.5X^2$
MIVC2	C4	2,4	0,4	0,9	5,76	0,33	$0,4+0.5X^2$

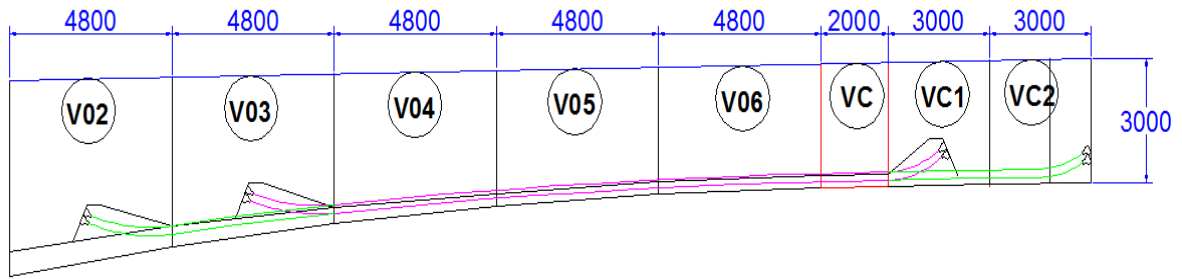


Figure V-30. Tracé en élévation des câblés de continuité (travée de rive).

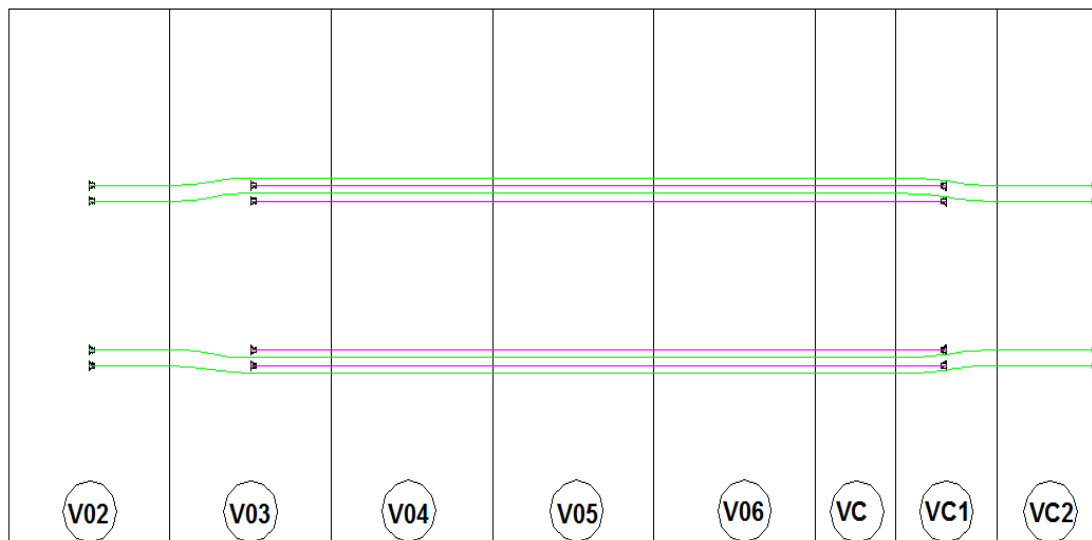


Figure V-31. Tracé en plan des câblés de continuité (travée de rive).

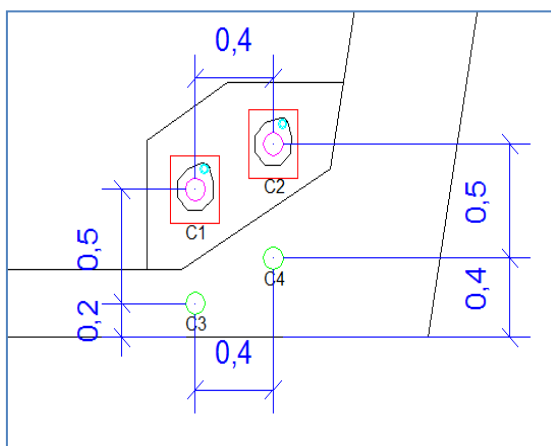


Figure V-32. Position des ancrages (V06).

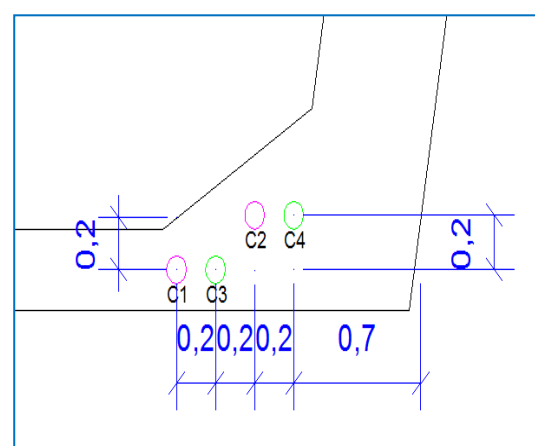


Figure V-33. Position des câblés de continuité (VC).

**V.5.4. Vérification de stabilité :**

**V.5.4.1 Vérification des contraintes :**

**V.5.4.1.a. En phase de construction :**

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section. En phase de construction, on est amené à vérifier que:

$\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$  dans la fibre supérieure.

$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$  dans la fibre inférieure.

Avec ;

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P \times e_0 \times v'}{I} + \frac{M \times v'}{I} \dots \dots \dots \text{Équation V-36}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e_0 \times v}{I} - \frac{M \times v}{I} \dots \dots \dots \text{Équation V-37}$$

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ . Contrainte limite de compression du béton.

$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28}$ ; contrainte limite de traction hors section d'enrobage.

$\sigma_{bt2} = -0.7 \times f_{t28}$ ; contrainte limite de traction section d'enrobage.

Avec :

P : effort de précontrainte ;

S : surface de la section considérée ;

I : inertie de la section considérée ;

$e_0$  : excentricité du câble de précontrainte moyen ;

M : moment extérieur ;

$v'$ : la distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure.

$v$  : la distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure.

**Application numérique :**

Au niveau de l'axe du VSP :

$f_{c28} = 45$  MPa.

$v' = 3.20$  m.

$S = 16.50$  m<sup>2</sup>.

$v = 2.40$  m.

$e = 2.02$  m.

$I = 71.70$  m<sup>4</sup>.

$M = 196.453$  MN.

$P = 61.87$  MN.

$$\sigma_{inf} = \frac{61.87}{16.50} - \frac{61.87 \times 2.02 \times 3.20}{71.70} + \frac{196.453 \times 3.20}{71.70} = 6.39 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{61.87}{16.50} + \frac{61.87 \times 2.02 \times 2.40}{71.70} - \frac{196.453 \times 2.40}{71.70} = 1.36 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27$  MPa ;

$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3.3 = - 4.95$  MPa,

$\sigma_{bt2} = -0.7 \times f_{t28} = 0.7 \times 3.3 = - 2.31$  MPa,

On  $-4.95 \text{ MPa} \leq \sigma_{sup} = 1.36 \text{ MPa} \leq 27 \text{ MPa}$  et  $-2.31 \text{ MPa} \leq \sigma_{inf} = 6.39 \text{ MPa} \leq 27 \text{ MPa}$

Alors les contraintes inférieure et supérieure dans la section axe VSP sont vérifiées.

Le reste est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-24. Tableau de vérification des contraintes dans la phase de construction.

	x (m)	N	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P (MN)	σ <sub>Sup</sub> (MPa)	σ <sub>Inf</sub> (MPa)	OBS
Axe VSP	0	22	196452,92	3,20	2,40	71,70	16,50	2,02	61,87	1,36	6,93	OK
Fin VSP	4	22	209364,98	3,20	2,40	71,70	16,50	2,02	61,87	0,93	7,51	OK
Fin V01	8,8	18	144073,55	2,85	1,99	48,35	15,02	1,60	50,62	0,77	7,09	OK
Fin V02	13,6	14	97791,35	2,41	1,80	32,99	13,80	1,39	39,37	0,51	5,99	OK
Fin V03	18,4	10	60134,87	2,31	1,42	23,32	12,86	0,97	28,12	0,19	5,45	OK
Fin V04	23,2	6	32565,92	2,13	1,25	17,53	12,18	0,92	16,87	0,17	3,45	OK
Fin V05	28	4	8696,12	2,02	1,15	14,45	11,78	0,82	11,25	1,00	0,88	OK
Fin V06	32,8	2	0,00	1,98	1,12	13,54	11,64	0,79	5,62	0,85	-0,17	OK

**V.5.4.1.b. En phase de service :**

La vérification des contraintes dans le béton précontraint se fera à l'état limite de service sous la combinaison la plus défavorable.

On est amène à vérifier que:

$\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$  dans la fibre supérieure.

$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$  dans la fibre inférieure.

$$\sigma_{sup} = \frac{(P_f + P_c)}{S} + \frac{(P_f \times e_f - P_c \times e_c) \times v}{I} + \frac{M \times v}{I} \dots \dots \dots \text{Équation V-38}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{(P_f + P_c)}{S} + \frac{(-P_f \times e_f + P_c \times e_c) \times v}{I} + \frac{M \times v}{I} \dots \dots \dots \text{Équation V-39}$$

Avec :

P<sub>c</sub> ; précontrainte due au câbles de continuité.

P<sub>f</sub> ; la précontrainte due au câbles de fléau.

e<sub>c</sub>; excentricité du câble de continuité.

e<sub>f</sub>; excentricité du câble de fléau.

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

- Etat à vide : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.

Avec ;

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 27\text{MPa}$ . Contrainte limite de compression du béton.

$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -4.95\text{MPa}$  ; contrainte limite de traction hors section d'enrobage.

$\sigma_{bt2} = -0.7 \times f_{t28} = -2.31\text{MPa}$  ; contrainte limite de traction section d'enrobage.

- Etat en charge : On prend en considération les charges et surcharges.

Avec ;

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 27\text{MPa}$ . Contrainte limite de compression du béton.

$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -4.95\text{MPa}$  ; contrainte limite de traction hors section d'enrobage.

$\sigma_{bt2} = -1.0 \times f_{t28} = -3.30\text{MPa}$ ; contrainte limite de traction section d'enrobage.

**Application numérique :**

Le calcul est fait pour la section début de voussoir de clavage dans la travée principale (P06-P07).

$n_c=18$ câbles.	$e_c= 0.97$ m.
$n_f= 2$ câbles.	$e_f = 1.65$ m.
$v = 1.98$ m.	Pour l'état à vide.
$v'= 1.12$ m.	$M_G=-77.67$ MN.
$I= 13.54$ m <sup>2</sup> .	$P_c=36.85$ MN.
$S = 11.64$ m <sup>2</sup> .	$P_f= 4.09$ MN.

Alors:

$$-4.95\text{MPa} < \sigma_{\text{sup}} = \frac{(4.09+36.85)}{11.64} + \frac{(4.09 \times 1.65 - 36.85 \times 0.97) \times 1.98}{13.54} - \frac{-77.67 \times 1.98}{13.54} = 10.62 \text{ MPa. } < 27 \text{ MPa}$$

$$-2.31\text{MPa} < \sigma_{\text{inf}} = \frac{(4.09+36.85)}{11.64} + \frac{(-4.09 \times 1.65 + 36.85 \times 0.97) \times 1.98}{13.54} + \frac{-77.67 \times 1.98}{13.54} = -0.51 \text{ MPa. } < 27 \text{ MPa}$$

Pour l'état en charge :

$M = 144.60$  MN.

$P_c = 64.32$  MN.

$P_f = 5.64$  MN.

$$-4.95\text{MPa} < \sigma_{\text{sup}} = \frac{(5.64+64.32)}{11.64} + \frac{(5.64 \times 1.65 - 64.32 \times 0.97) \times 1.98}{13.54} - \frac{-144.60 \times 1.98}{13.54} = 19.55 \text{ MPa. } < 27 \text{ MPa}$$

$$-3.30\text{MPa} < \sigma_{\text{inf}} = \frac{(5.64+64.32)}{11.64} + \frac{(-5.64 \times 1.65 + 64.32 \times 0.97) \times 1.98}{13.54} + \frac{-144.60 \times 1.98}{13.54} = -1.38 \text{ MPa. } < 27 \text{ MPa}$$

Le reste du calcul pour la travée principale (P06-P07) est résumé dans les tableaux suivants :

**Tableau V-25. Tableau de vérification des contraintes de service pour l'état vide**

	M (MN.m)	n <sub>f</sub>	n <sub>c</sub>	P <sub>f</sub>	P <sub>c</sub>	s (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	v (m)	v' (m)	e <sub>f</sub> (m)	e <sub>c</sub> (m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	OBS
AXE VSP	216,33	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	-1,26	5,72	OK
début V 1	150,56	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	1,68	3,52	OK
début V 2	86,48	18	2	36,85	4,09	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,56	2,84	OK
début V 3	33,47	14	6	28,66	12,28	13,80	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	3,36	2,67	OK
début V 4	-9,01	10	10	20,47	20,47	12,86	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	5,38	1,84	OK
début V 5	-41,48	6	14	12,28	28,66	12,18	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	7,36	1,01	OK
début V 6	-64,28	4	18	8,19	36,85	11,78	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	9,58	0,54	OK
début VC	-77,67	2	18	4,09	36,85	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	10,62	-0,51	OK
début V 6	-81,85	2	18	4,09	36,85	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	11,23	-0,86	OK
début V 5	-68,00	4	18	8,19	36,85	11,78	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	10,10	0,24	OK
début V 4	-62,00	6	14	12,28	28,66	12,18	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	9,85	-0,45	OK
début V 3	-51,01	10	10	20,47	20,47	12,86	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	9,54	-0,72	OK
début V 2	-21,39	14	6	28,66	12,28	13,80	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	7,37	-0,33	OK
début V 1	18,77	18	2	36,85	4,09	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	6,56	0,05	OK
début VSP	70,01	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	5,27	0,82	OK
AXE VSP	125,24	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,81	2,67	OK

Tableau V-26. Tableau de vérification des contraintes de service pour l'état en service.

	M (MN.m)	n <sub>r</sub>	n <sub>c</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>c</sub>	s (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	v (m)	v' (m)	e <sub>r</sub> (m)	e <sub>c</sub> (m)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	OBS
AXE VSP	295,5	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	-1,40	8,01	OK
début V1	218,5	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,03	5,43	OK
début V2	147,1	18	2	50,78	7,15	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,03	5,46	OK
début V3	86,8	14	6	39,49	21,44	13,21	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	1,69	6,80	OK
début V4	37,1	10	10	28,21	35,73	12,37	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	2,38	6,88	OK
début V5	-93,4	6	14	16,93	50,03	11,77	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	14,23	0,67	OK
début V6	-127,3	4	18	11,28	64,32	11,41	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	18,07	0,09	OK
début VC	-144,6	2	18	5,64	64,32	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	19,55	-1,38	OK
début V6	-149,3	2	18	5,64	64,32	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	20,24	-1,77	OK
début V5	-146,3	4	18	11,28	64,32	11,41	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	20,73	-1,42	OK
début V4	-129,2	6	14	16,93	50,03	11,77	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	18,58	-1,88	OK
début V3	-97,9	10	10	28,21	35,73	12,37	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	15,75	-1,33	OK
début V2	-51,1	14	6	39,49	21,44	13,21	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	11,76	-0,74	OK
début V1	45,9	18	2	50,78	7,15	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	8,00	1,30	OK
début VSP	105,9	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	7,06	1,66	OK
AXE VSP	183,7	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	3,59	4,27	OK

#### V.5.4.2 Résistance à l'effort tranchant :

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme ; les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au CDG de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement ;
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontrainte avec, en cas de vibration, des espaces suffisants pour y'introduire les vibreurs.

#### V.5.4.2.a. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELS :

##### V.5.4.2.a.1 Calcul de l'effort tranchant :

Selon les combinaisons de charges on détermine l'effort tranchant :

$$V_{red} = V_{ser} - V_p$$

$$V_{ser} = V_{ext.}$$

$$V_p = P \sin(\alpha).$$

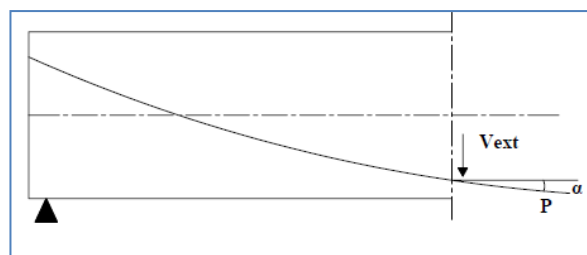


Figure V-34. Effort tranchant dans une section sollicité par la précontrainte.

Avec :

$V_{red}$  : l'effort tranchant réduit.

$V_{ext}$  : l'effort tranchant maximal engendré par le poids et les surcharges.

$V_p$  : l'effet de la précontrainte.

**V.5.4.2.a.2 Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le BPEL, la contrainte de calcul est donnée par la relation suivante :

$$\tau = \frac{V_{red}}{z \cdot b_n} \dots\dots\dots \text{Équation V-40}$$

Tel que :

$V_{red}$  : Effort tranchant réduit;

$Z$  : Bras de levier ; vaut ( $z = I/S$ ), et par simplification  $z = \left(\frac{1 + \rho}{2}\right) \times h$  ;

$\rho$ : le rendement mécanique de la section vaut :  $\rho = \frac{I}{B \cdot v \cdot v'}$  ;

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{max} < \min(\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2), \text{ avec : } \tau = \frac{V_{red}}{z \cdot b_n}$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0,4 \times f_{ij} \times \left[ f_{ij} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] \dots\dots\dots \text{Équation V-41}$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 \times \frac{f_{ij}}{f_{cj}} [0,6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times \left[ f_{ij} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] \dots\dots\dots \text{Équation V-42}$$

Avec

$\sigma_x$  : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité ;  $\sigma_x = \frac{P}{S}$

$b_n$ : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme :  $b_n = 2(b_0 - n \cdot k \cdot \Phi)$  ;

$b_0$  : l'épaisseur brute de l'âme ;

$n$  : nombre de câble ;

$k=0.5$  ; injection de coulis de ciment ;

$\Phi$  : diamètre de la gaine.

**Application numérique :**

Au niveau de l'axe de VSP :

$V_{Ser} = 26.04 \text{ MN.}$

$h = 5.6 \text{ m.}$

$\alpha_{moy} = 0.12 \text{ rad.}$

$b_0 = 0.62$

$P = 61.87 \text{ MN}$

$\rho = 56.5 \%$

$I = 71.7 \text{ m}^4$

$f_{c28} = 45 \text{ MPa;}$

$v = 2.4 \text{ m.}$

$f_{t28} = 3.3 \text{ MPa}$

$v' = 3.2 \text{ m.}$

alors

$V_p = 61.50 \cdot \sin(0.12) = 7.37 \text{ MN.}$

$$z = \left(\frac{1 + 56.5}{2}\right) \times 5.6 = 4.38 \text{ m}$$

$V_{red} = 26.04 - 7.37 = 18.67 \text{ MN.}$

$b_n = 2(0.62 - 0 \cdot 0.95 \cdot 0.1) = 1.24 \text{ m}$

$$\sigma_x = \frac{61.5}{16.5} \cos(0.12) = 3.72 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau = \frac{18.67}{4.38 \cdot 1.24} = 3.43 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_1 = 0,4 \times 3.3 \times \left[ 3.3 + \frac{2}{3} \times 3.72 \right] = 7.63 \Rightarrow \bar{\tau}_1 = 2.76 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_2 = 2 \times \frac{3.3}{45} [0,6 \times 45 - 3.72] \times \left[ 3.3 + \frac{2}{3} \times 3.72 \right] = 19.74 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_2 = 4.44 \text{ MPa.}$$

$\tau > \bar{\tau}_1$  Alors la contrainte de cisaillement est n'est pas vérifiée pour la section AXE VSP. Alors on doit vérifier les autres voussoirs.

	V <sub>ser</sub> (MN)	α (rad)	V <sub>red</sub> (MN)	bn (m)	ρ	h (m)	P (MN)	σ <sub>x</sub> (MPa)	Z (m)	τ (MPa)	τ <sub>1</sub> (MPa)	τ <sub>2</sub> (MPa)	OBS
AXE VSP	19,81	0,00	19,81	1,24	0,57	5,6	61,87	3,75	4,38	3,65	3,05	4,45	NON
FIN VSP	15,33	0,12	8,57	1,24	0,57	5,6	61,87	3,73	4,38	1,58	3,05	4,44	OK
FIN V01	11,97	0,11	6,44	1,24	0,57	4,8	50,62	3,35	3,79	1,37	2,96	4,38	OK
FIN V02	8,58	0,11	4,28	1,24	0,55	4,2	39,37	2,84	3,27	1,06	2,85	4,29	OK
FIN V03	5,2	0,11	2,13	1,24	0,55	3,7	28,12	2,17	2,90	0,59	2,69	4,16	OK
FIN V04	2,6	0,00	2,60	1,24	0,54	3,4	16,87	1,39	2,60	0,81	2,49	3,98	OK

D'après le tableau, on remarque que la condition  $\tau < \bar{\tau}$  est vérifiée pour les voussoirs qui sont pré de voussoir sur pile, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

Au revanche elle n'est pas vérifiée pour la section du l'axe du voussoir sur pile, alors on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit nous augmentons l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposons des étriers actifs (précontrainte transversale).

On a choisi de disposer des étriers actifs.

#### V.5.4.2.a.3 Calcul des étriers actifs :

Si nous adoptons la solution avec des étriers verticaux nous devons introduire une précontrainte verticale  $\sigma_t$  telle que :

$$\bar{\tau}_1 = \tau .$$

$$\text{Tel que : } \bar{\tau}_1^2 = \sigma_x \times \sigma_t + 0,4 \times f_{ij} \times \left[ f_{ij} + \sigma_t + \frac{2}{3} \sigma_x \right] \dots \dots \dots \text{Équation V-43}$$

$$\text{On à } \frac{F_t}{S_t} = b_n \times \sigma_t \dots \dots \dots \text{Équation V-44}$$

Avec :

F<sub>t</sub> ; l'effort de la précontrainte nécessaire.

$$S_t : \text{l'écartement minimal a respecté. } S_t \leq \frac{12\lambda}{9-13 \sin^2 \varphi} \dots \dots \dots \text{Équation V-45}$$

λ : la distance de la fibre supérieure au point où l'âme a son épaisseur minimum (au pied du gousset). λ = 0.92m.

φ : L'inclinaison de l'étrier actif sur la verticale. φ=0.17rad.

**Application numérique :**

Calcul de  $\sigma_t$ :

$$\text{On a } \overline{\tau_1^2} = \sigma_x \times \sigma_t + 0,4 \times f_{ij} \times \left[ f_{ij} + \sigma_t + \frac{2}{3} \sigma_x \right] = \tau^2 = 3.34^2 \text{ MPa.}$$

Alors ;  $\sigma_t = 1.17 \text{ MPa.}$

Calcul de  $S_t$  :

$$\varphi = 0.17 \text{ rad.}$$

$$\lambda = 0.92 \text{ m.}$$

$$S_t \leq \frac{12\lambda}{9-13 \sin^2 \varphi} = \frac{12 \times 0.92}{9-13 \sin^2 0.17} = 1.27 \text{ m} \ll 0.8 \times h = 4.48 \text{ m} \text{ est vérifiée.}$$

Calcul de  $F_t$  :

$$\frac{F_t}{S_t} = b_n \times \sigma_t \rightarrow F_t = S_t \times b_n \times \sigma_t = 1.27 * 0.62 * 1.17 = 0.9 \text{ MN}$$

Nous pouvons obtenir 0.9MN avec des mono-torons de T15S disposés dans des gaines plastiques graissées.

**Calcul le nombre des torons nécessaire :**

$$n > \frac{F_t}{P_0 * (1 - \Delta P)}$$

$\Delta P$  ; la perte de tension est estimé a une valeur de 15%.

$n$  ; nombre des torons nécessaire.

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{c\grave{a}ble1T15s} = 0.22 \text{ MN.}$$

$$n > \frac{0.9}{0.22 * (1 - 0.15)} = 4.89 \text{ cables}$$

Donc en prend 5 mono-torons de 1T15S de chaque coté espacé de  $S_t = 0.75 \text{ m.}$

Maintenant on doit vérifie l'effort tranchant :

La condition a vérifiée :

$$\overline{\tau_1} > \tau$$

$$\overline{\tau_1^2} = \sigma_x \times \sigma_t + 0,4 \times f_{ij} \times \left[ f_{ij} + \sigma_t + \frac{2}{3} \sigma_x \right]$$

Avec ;

$$\sigma_t = \frac{P}{S_t \times b_n} \dots \dots \dots \text{Équation V-46}$$

$$P = n * P_0 * (1 - \Delta P) \dots \dots \dots \text{Équation V-47}$$

**Application numérique :**

$$\sigma_x = 3.72 \text{ MPa.}$$

$$f_{ij} = 3.3 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = 45 \text{ MPa.}$$

$$b_n = 0.62 \text{ m.}$$

$$S_t = 0.75 \text{ m.}$$

$$P = 2 * 5 * 0.22 * 0.15 = 1.897 \text{ MN.}$$

$$\sigma_t = \frac{1.897}{0.75 \times 1.24} = 2.04 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_1^2} = 3.72 \times 2.04 + 0,4 \times 3.3 \times \left[ 3.3 + 2.04 + \frac{2}{3} 3.72 \right]$$

$$= 17.92 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_1} = 4.23 \text{ MPa} > \tau = 3.32 \text{ MPa}$$

Alors l'effort tranchant est vérifié à l'ELS.

**V.5.4.2.b. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU :**

La vérification vis-à-vis de l'état-limite ultime comporte la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

Pour la résistance des armatures transversales on doit vérifier que :  $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_c}$  .....Équation V-48

Pour les bielles comprimées on doit vérifier que :  $\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$  .....Équation V-49

La section des armatures transversale  $A_t$ , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[ \tau_u - \frac{f_{ij}}{3} \right] \times \tan \beta_u \text{ .....Équation V-50}$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{red}}{Z \times b_n} \text{ .....Équation V-51}$$

$$Vu_{red} = Vu - P \sin(a) \text{ .....Équation V-52}$$

$$\tan(2\beta_u) = \frac{2 \cdot \tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \text{ .....Équation V-53}$$

$$\sigma_x = P \cdot \cos(a) \text{ et } \sigma_y = P \cdot \sin(a) \text{ .....Équation V-54}$$

Avec

$A_t$  : 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.

$\beta_u$  l'angle que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre.

**Application numérique :**

$$V_{\max-u} = 35.9 \text{ MN} ;$$

$$f_{t28} = 3.3 \text{ MPa} ;$$

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

$$\gamma_s = 1,15 ;$$

$$Z = 4.38 \text{ m} ;$$

$$a = 0.12 \text{ rad} ;$$

$$b_n = 1.24 \text{ m} ;$$

$$P = 61.87 \text{ MN} ;$$

$$Vu_{red} = 35.9 - 61.87 \sin(0.12) = 28.49 \text{ MN}.$$

$$\tau_u = \frac{2849}{4.38 \times 1.24} = 5.24 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_x = 61.87 \cdot \cos(0.12) = 3.72 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_y = 61.87 \cdot \sin(0.12) = 0.45 \text{ MPa}.$$

$$\tan(2\beta_u) = \frac{2 \cdot 5.24}{3.72 - 0.45} = 3.20 \text{ rad} \rightarrow$$

$$\beta_u = 45^\circ$$

$$\text{Alors : } \frac{A_t}{S_t} \geq 11.80 \text{ cm}.$$

✓ Vérification de la résistance de l'armature transversale :

$$0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_c} = 0.6 \frac{1.24 \times 1.15}{500} = 1.711 \text{ cm} \leq \frac{A_t}{S_t} = 11.80 \text{ cm}.$$

Alors la résistance des armatures transversales est vérifiée.

✓ Vérification des bielles comprimées:

$$\frac{45}{6} = 7.5 \text{ MPa} \geq \tau_u = 5.24 \text{ MPa}.$$

Alors la condition des bielles comprimées est vérifiée.

**V.5.5. Vérification de déplacement :**

La limitation des flèches d'un ouvrage en béton armé relève du contrôle de la fonctionnalité de cet élément et, dans une certaine mesure, du contrôle de l'aspect de l'ouvrage, Elle permet également de vérifier que la déformation de cet élément est acceptable.

La condition à vérifier :

$$f \leq \frac{L}{700} \dots\dots\dots \text{Équation V-55}$$

Avec :

f ; la flèche déterminé par le logiciel de calcul est calculé à l'ELS.

L ; la longueur de la travée.

On a;

$$f=3.5 \text{ cm} \leq \frac{68}{700} = 9.7 \text{ cm}$$

Donc la flèche de l'ouvrage est vérifiée.

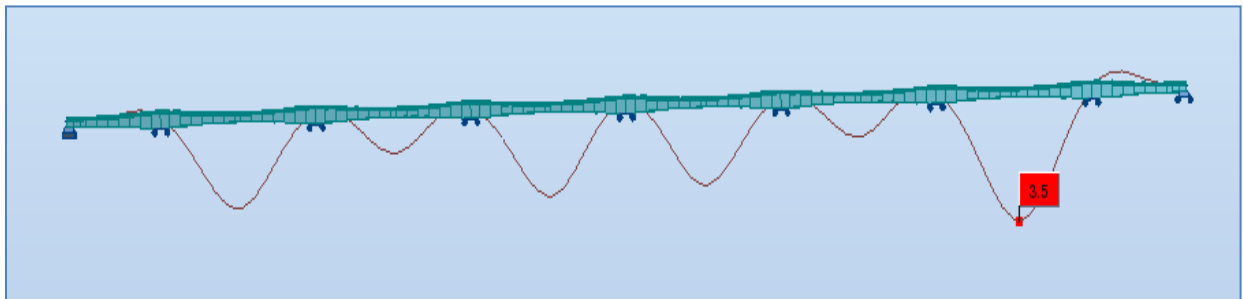


Figure V-35. La flèche à l'ELS ( G+CCP+LM71+SW2).

**V.6. DIMENSIONNEMENT TRANSVERSALE :**

La section caisson donc assure la transmission des charges verticales aux appuis et empêche la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

On se limite dans l'étude transversale sur deux voussoirs de hauteurs différentes, une section sur clef et une autre près de la pile.

**V.6.1. Modélisation de la section :**

Les calculs des sollicitations sont faits avec le logiciel Robot structurale (Programme aux éléments finis), les sections transversales sont modélisées en élément barre de largeur unitaire simplement appuyés.

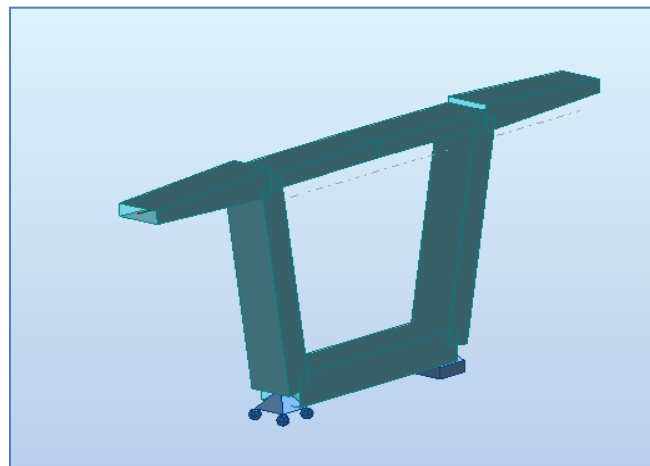


Figure V-36. Modèle de calcul en 3D (voussoir sur pile).

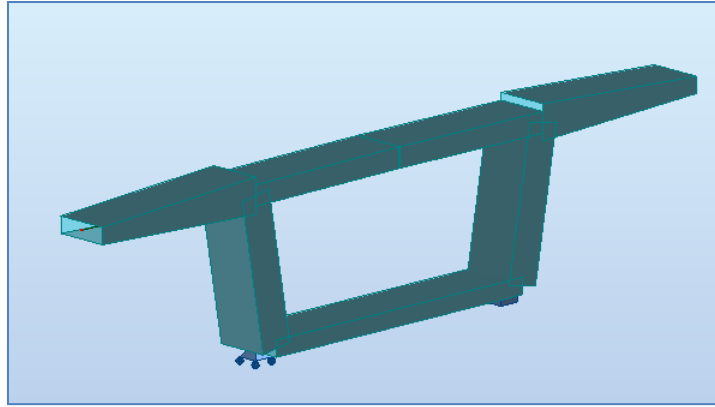


Figure V-37. Modèle de calcul en 3D (voussoir à la clef).

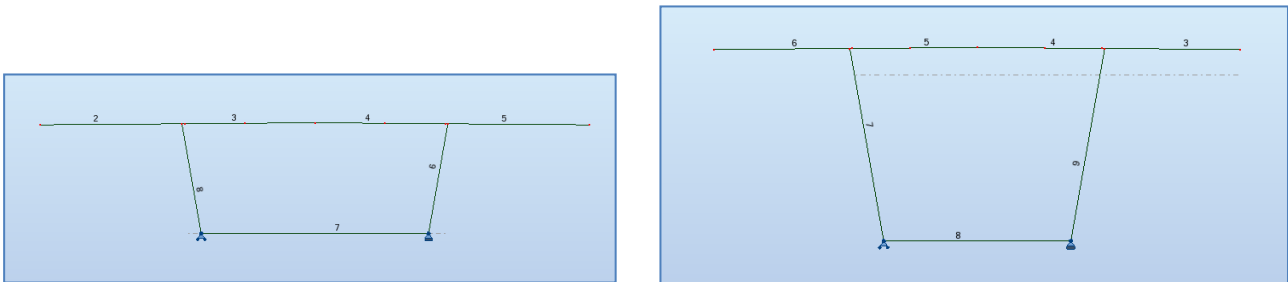


Figure V-38. Schéma statique de calcul.

### V.6.2. Détermination des sollicitations :

Nous allons considérer les charges suivantes : G, CCP, LM71+LM71 car elles développent les effets les plus défavorables .Ces charges seront disposées d'une manière a obtenir les efforts les plus prépondérants.

Charge CCP : charge linéaire de 9.052 KN/ml de largeur.

Charge LM71 : charge ponctuelle de 250 KN/voie alors 125 KN/rail. Sans prend en considération le phénomène de l'excentrement.

#### L'excentrement des charges :

Pour prend en considération l'excentrement des charges entre les rails alors on doit vérifie la condition de déplacement latérale ;

$$\frac{Q_{v2}}{Q_{v1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Équation V-56}$$

$$Q_{v1} + Q_{v2} = Q_{max} \dots\dots\dots \text{Équation V-57}$$

Avec :

- $Q_{v1}$  ; La charge sur le premier rail.
- $Q_{v2}$  ; La charge sur le deuxième rail.
- $Q_{max} = 250 \text{KN/voie}$ .

Alors :

$$Q_{v1} = 111.11 \text{ KN.}$$

$$Q_{v2} = 138.89 \text{ KN.}$$

Tableau V-27. Tableau des moments et les efforts normaux dans le voussoir sur pile.

Voussoir Sur pile	Max				Min			
	M <sub>ult</sub> (KN.m)	N <sub>ult</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ult</sub> (KN.m)	N <sub>ult</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	N <sub>ser</sub> (KN)
Hourdis supérieur	413,60	70,85	291,51	52,18	-169,95	70,85	-119,71	52,18
Hourdis inférieur	97,56	70,85	68,05	52,18	-4,49	70,85	-10,19	52,18
Ame	209,17	815,01	140,09	580,41	-97,56	815,01	-67,66	580,41

Tableau V-28. Tableau des moments et les efforts normaux dans la section à la clef.

Voussoir à la clef	Max				Min			
	M <sub>ult</sub> (KN.m)	N <sub>ult</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ult</sub> (KN.m)	N <sub>ult</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	N <sub>ser</sub> (KN)
Hourdis supérieur	420,34	34,08	296,05	26,85	-162,19	34,08	-114,47	26,85
Hourdis inférieur	36,98	34,08	27,12	26,85	-13,38	34,08	-10,19	26,85
Ame	215,91	749,59	144,62	532,55	-36,98	749,59	-27,12	532,55

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme des diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts normaux en KN.m et KN.

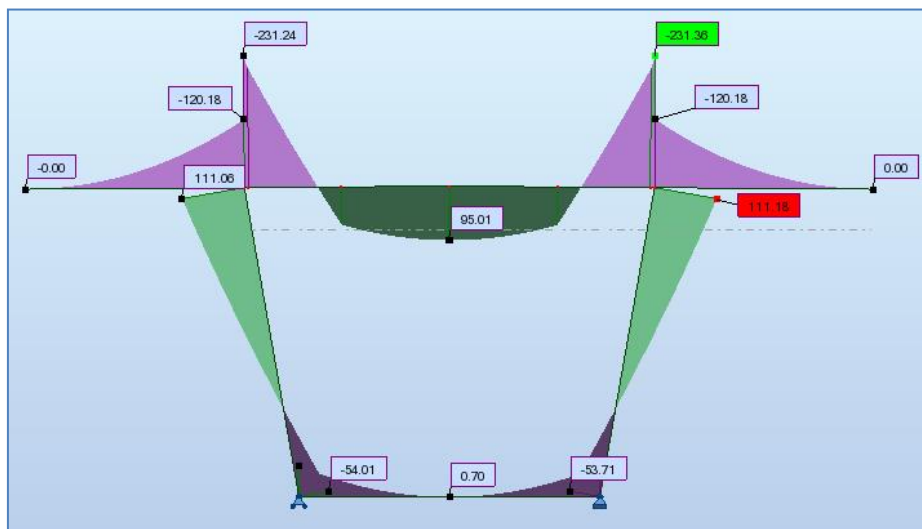


Figure V-39. Moment de flexion max à l'ELS (VSP).

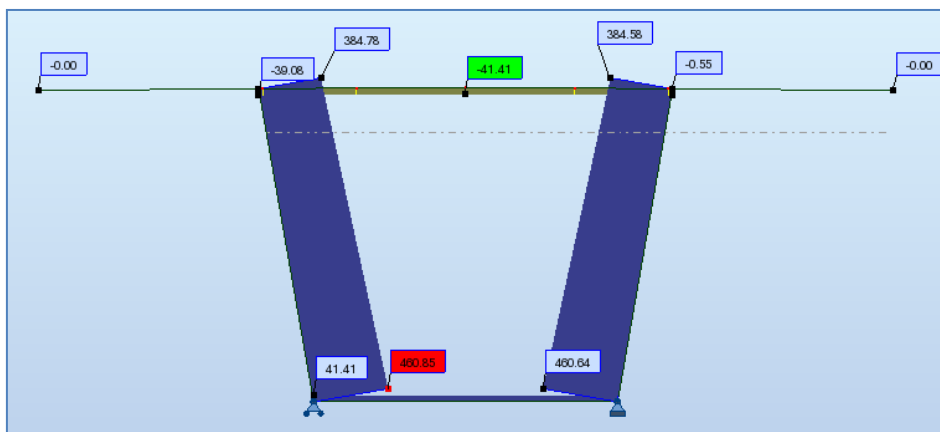


Figure V-40. Effort normal à l'ELS (VSP).

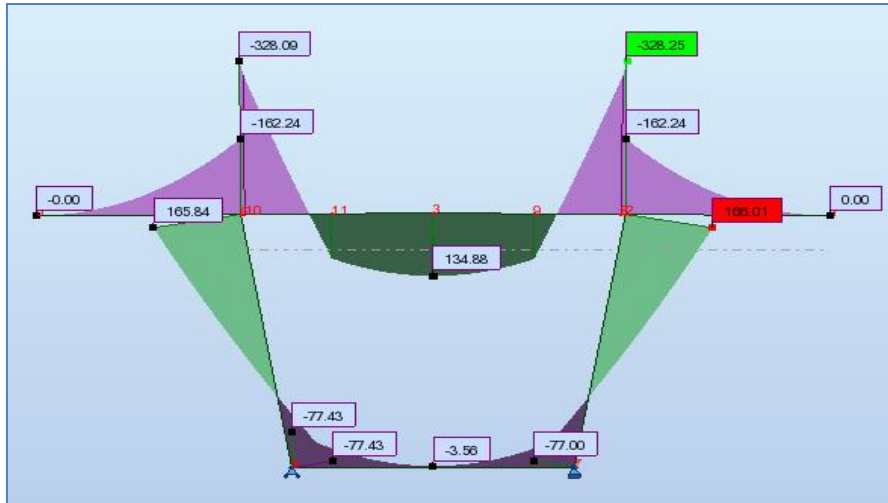


Figure V-41. Moment de flexion à l'ELU (VSP).

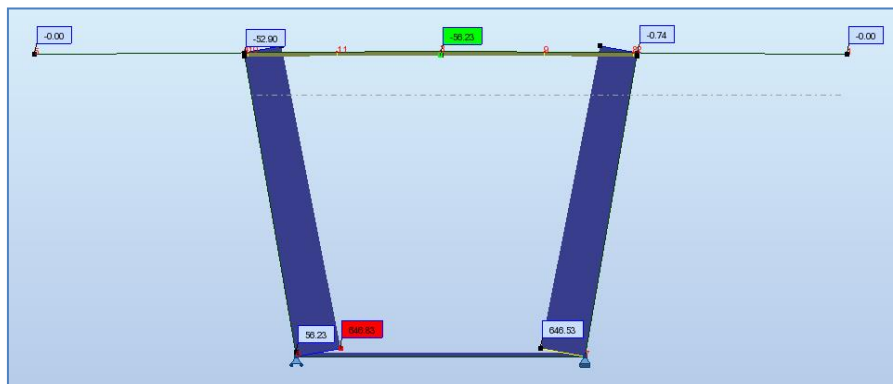


Figure V-42. Effort normal à l'ELU (VSP).

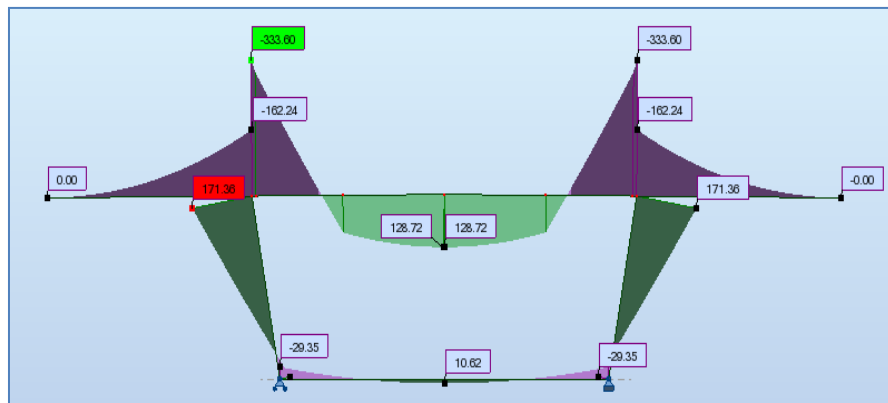


Figure V-43. Moment de flexion à l'ELU (VCLEF).

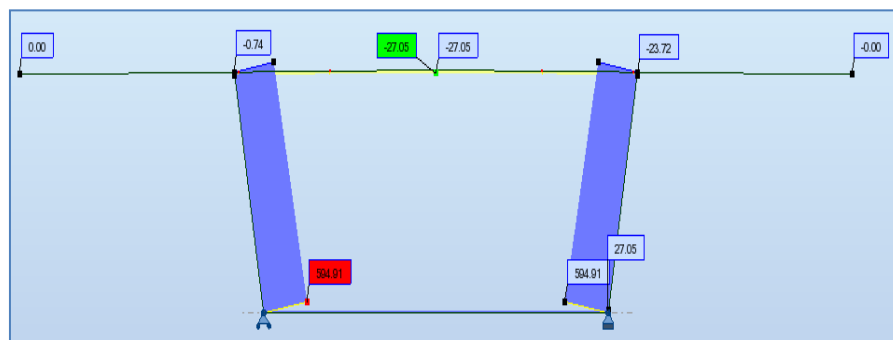


Figure V-44. Effort normal à l'ELU (VCLEF).

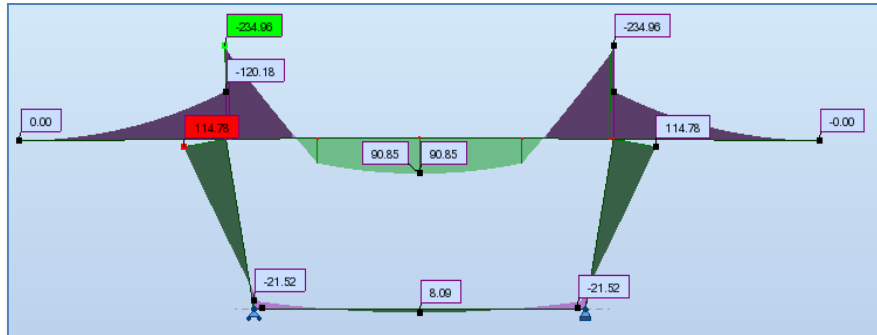


Figure V-45. Moment de flexion à l'ELS (VCLEF).

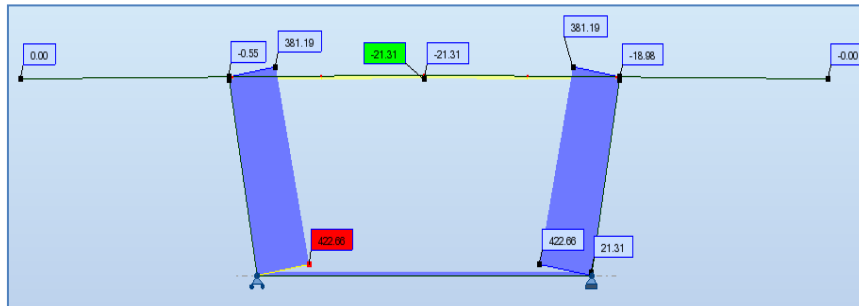


Figure V-46. Effort normal à l'ELU (VCLEF).

### V.6.3. Ferrailage des voussoirs :

Le ferrailage est effectuée avec le logiciel ROBOT EXPERT.

. Au stade de calcul on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple ;
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple ;
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

Les fissurations sont jugés préjudiciables, alors, le calcul du ferrailage sera à l'ELS

#### V.6.3.1 Ferrailage du voussoir sur pile :

Les caractéristiques géométriques pour chaque élément sont données dans le tableau suivant :

Tableau V-29. Tableau des caractéristiques géométriques (VSP).

	Hauteur h (m)	Largeur b (m)
<b>Hourdis supérieur</b>	0.64	1
<b>Hourdis inférieur</b>	0.75	1
<b>Ame</b>	0.62	1

On prend le même enrobage pour toutes les sections :  $c = c' = 0,05\text{m}$ .

#### Application numérique :

Ferrailage de l'hourdis supérieur :

Nappe supérieur :

$$b = 1.00 \text{ m ;}$$

$$h = 0.25 \text{ m ;}$$

$$c = 0.05 \text{ m ;}$$

$$M_{\text{ser}} (\text{sup}) = 291.51 \text{ KN.m;}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 27 \text{ MPa;}$$

$$\bar{\sigma}_s = 253 \text{ MPa;}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 0.64 = 0.58 \text{ m.}$$

$$x = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} \times d = 0.35 \text{ m ;}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma}_{bc} \times z = 2.193 \text{ MN.m ;}$$

et  $z = d - \frac{x}{3} = 0.46 \text{ m ;}$

$M_1 \geq M_{ser} \text{ (sup)}$  alors Section sans armatures comprimées (S.S.A.C) ;

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma}_{st}} = 25.19 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$(C.N.F) = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_c} \times b \times d = 9 \text{ cm}^2 \leq A_{ser} = 25.19 \text{ cm}^2.$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

On prend 5HA32 / 20 cm (HA32 chaque 20 cm).

**Ferrailage longitudinal :**

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car on a mentionné antérieurement qu'on a utilisé l'approche totale, ça veut dire que les câbles de précontrainte reprennent la totalité des sollicitations longitudinales).

Donc le calcul des armatures de répartition se fera forfaitairement. Elles sont données par la formule suivante :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} \dots\dots\dots \text{Équation V-58}$$

Pour notre exemple de calcul :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = 13.40 \text{ cm}^2 \text{ Alors on prend un ferrailage de HA16 / 14cm}$$

Le ferrailage du voussoir est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau V-30. Tableau de calcul des armatures longitudinales du VSP.**

	éléments	Nappe	As calculé	ferrailage	As (cm <sup>2</sup> )	St (cm)	arm long	Arm/St
<b>VSP</b>	Hourdis supérieur	supérieure	25,2	5HA32	40,21	20	13,40	HA 16/14cm
		inférieure	16,6	5HA25	24,54	20	8,18	HA 14/14cm
	Hourdis inférieur	supérieure	9,8	5HA16	10,05	20	3,35	HA 12/25cm
		inférieure	9,8	5HA16	10,05	20	3,35	HA 12/25cm
	Ame	extérieur	6,5	5HA14	7,7	20	2,57	HA 10/20cm
		inférieure	6,5	5HA14	7,7	20	2,57	HA 10/20cm

**V.6.3.2 Ferrailage du voussoir à la clef :**

Les caractéristiques géométriques pour chaque élément sont données dans le tableau suivant :

**Tableau V-31. Tableau des caractéristiques géométriques (VCLEF).**

	Hauteur h (m)	Largeur b (m)
<b>Hourdis supérieur</b>	0.64	1
<b>Hourdis inférieur</b>	0.37	1
<b>Ame</b>	0.62	1

Le ferrailage du voussoir est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-32. Tableau de calcul des armatures longitudinales du VCLEF.

	éléments	Nappe	As calculé	ferrailage	As (cm <sup>2</sup> )	St (cm)	arm long	Arm/St
Vclef	Hourdis supérieur	supérieure	25,6	5HA32	40,21	20	13,40	HA 16/14cm
		inférieure	15,8	5HA25	24,54	20	8,18	HA 14/14cm
	Hourdis inférieur	supérieure	4,4	5HA14	7,7	20	3,35	HA 12/25cm
		inférieure	4,4	5HA14	7,7	20	3,35	HA 12/25cm
	Ame	extérieur	6,5	5HA14	7,7	20	2,57	HA 10/20cm
		inférieure	6,5	5HA14	7,7	20	2,57	HA 10/20cm

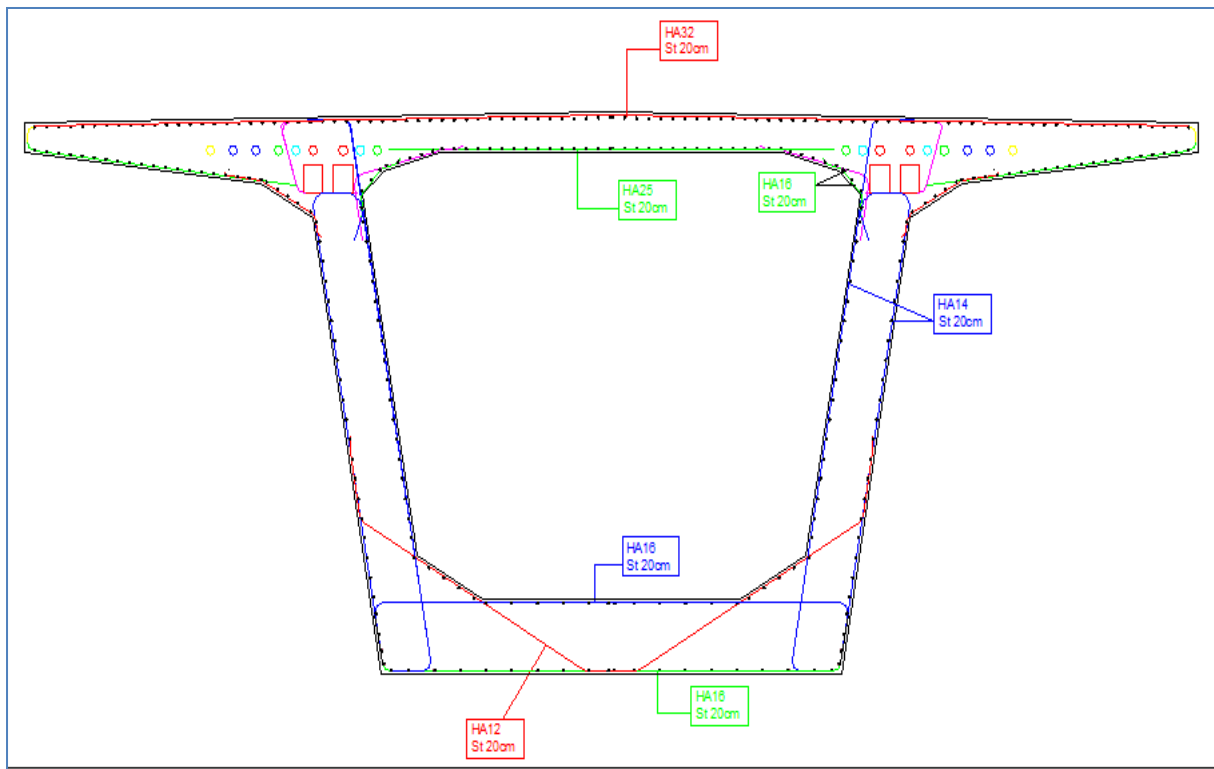


Figure V-47. Schéma de ferrailage du VSP.

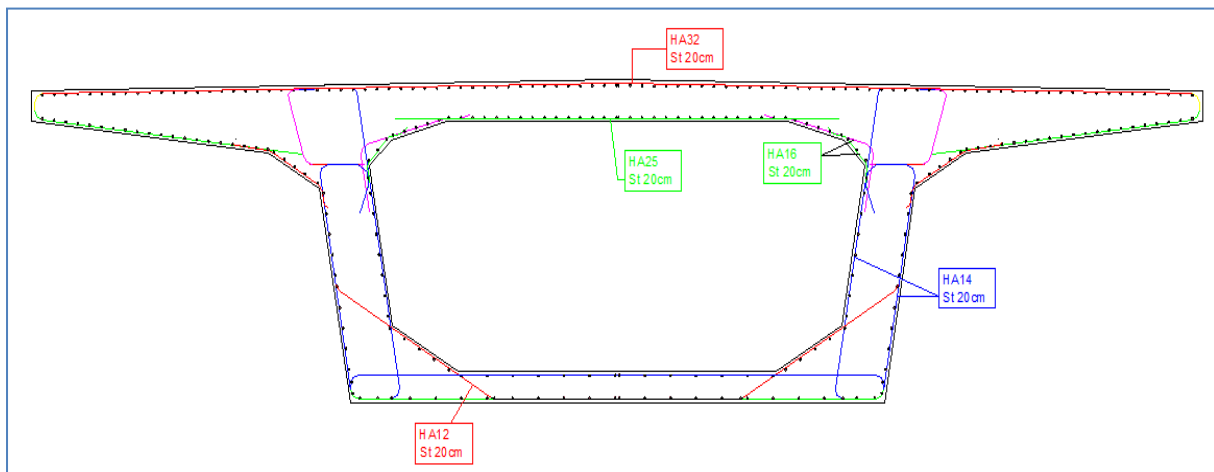


Figure V-48. Schéma de ferrailage du VCLEF.

**V.6.4. Etude de la diffusion de la précontrainte :**

L'effort à l'ancrage introduit sur le voussoir une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps du voussoir, au bout d'une certaine distance  $L_R$  appelée longueur de zone de régularisation.

Selon le BPEL la répartition des contraintes normales est linéaire. On distingue 4 cas de la diffusion de l'effort de précontrainte :

- Câble centré rectiligne.
- Câble excentré rectiligne.
- Câble multiple rectiligne.
- Cas général : câbles multiples courbes inclinés.

On définit deux zones de régularisation :

- Une zone de première régularisation dans le prisme symétrique  $d \times d$  avec  $d = 2c$  où  $c$  représente la distance de l'axe de l'ancrage à l'extrémité la plus proche. On admet, que dans cette zone, le comportement du béton est identique à celui d'un ancrage centré dans une pièce de hauteur (ou largeur)  $d$ .

- Une zone de l'équilibre générale dans le plan  $S_R$  situé à la distance  $L_R =$  hauteur de l'about de voussoir avec une répartition linéaire des contraintes.

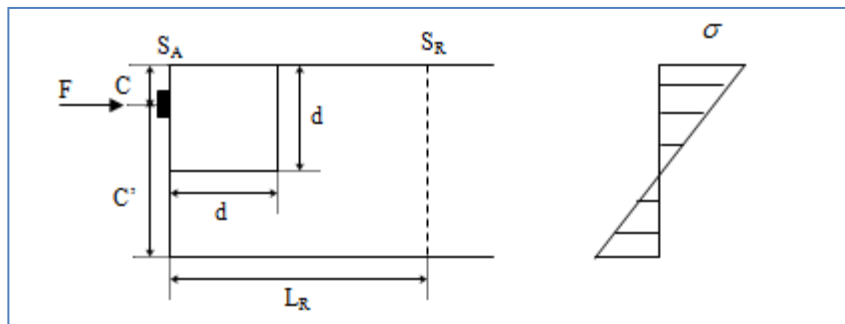


Figure V-49. Ancrage excentré.

Avec ;

$S_A$  = section d'about où sont ancrés les câbles

$S_R$  = section de régularisation se trouvant à une distance de  $L_R$  = hauteur de la section  $S_A$ .

**V.6.4.1 Justifications réglementaires :**

**Effet de surface :** on prévoit un frettage de surface tel que ;

$$A_S = 0.04 \frac{P_{max}}{\bar{\sigma}_S} \dots \dots \dots \text{Équation V-59}$$

Avec

$P_{max}$  : la force de précontrainte maximale dans la section considérée,  $P_{max} = 2.81 \text{ MN}$  ;

$$\bar{\sigma}_S = \frac{2}{3} f_e \dots \dots \dots \text{Équation V-60}$$

**Effet d'éclatement :**

La contrainte de traction du béton doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_{max}}{b \times d_j} \leq 1.25 f_{tj} \dots \dots \dots \text{Équation V-61}$$

La contrainte de compression dans le béton doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{xj} = \frac{P_{max}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj} \dots \dots \dots \text{Équation V-62}$$

Avec :

$d_j$  : Hauteur du prisme symétrique au niveau  $j$ .

$a_j$  : Dimension de la plaque d'ancrage au niveau  $j$ .

Pour le ferrailage d'éclatement, on calcule pour chaque ancrage la section d'aciers nécessaire :

$$A_{ej} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) P_{\max}}{K_j \cdot \frac{2}{3} f_c} \dots \dots \dots \text{Équation V-63}$$

$K_j$  : Coefficient dépendant de la position de l'ancrage par rapport à la section droite et vaut 1.5 pour un ancrage d'extrémité.

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max} \left( A_{ej}; 0.15 \frac{P_{\max}}{\frac{2}{3} f_c} \right) \dots \dots \dots \text{Équation V-64}$$

Ces aciers sont à répartir sur une longueur  $d_j$ .

**Application numérique :**

La mise en tension des câbles se fait après 4 jours de durcissement du béton :

$$f_{cj} = 0.68 f_{c28} \log(j+1) = 21.39 \text{ MPa};$$

$$f_{tj} = 1.88 \text{ MPa}.$$

Les câbles vont subir après leurs mises en tension, des pertes instantanées :

$$\sigma_p = 1476 \text{ MPa} \quad \text{Tension à l'état initial ;}$$

$$\sigma_p' = 1352.02 \text{ MPa} \quad \text{Tension après pertes instantanées 8.37\%}$$

$$\text{Alors } P_{\max} = 3.04 \text{ MN}.$$

**Effet de surface ;**

$$f_e = 333.33 \text{ MN}$$

$$A_s = 0.04 \frac{3.04}{333.33} = 3.64 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 5HA10.}$$

**Effet d'éclatement :**

$$d_j = \min(2c, c') = \min(2 \cdot 0.15 ; 0.9 \cdot 3.17) = 0.3 \text{ m}$$

$$a_j = 0.28 \text{ m} :$$

$$b = 2 \times 0.62 = 1.24 \text{ m} : \text{ largeur de l'âme.}$$

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{0.28}{0.3}\right) \frac{3.04}{1.24 \times 0.3} = 0.27 \text{ MPa} \leq 1.25 \cdot 1.88 = 2.35 \text{ MPa} \quad \text{Alors contrainte de traction du béton est vérifiée.}$$

$$\sigma_{xj} = \frac{3.04}{1.24 \times 0.3} = 8.18 \text{ MPa} \leq \frac{2 \times 21.39}{3} = 14.26 \text{ MPa} . \text{ Alors contrainte de compression du béton est vérifiées.}$$

Frettage d'éclatement :

$$A_{ej} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{0.28}{0.3}\right) 3.04}{1.5 \times \frac{2}{3} \times 500} = 1.01 \text{ cm}^2 .$$

Alors La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max} \left( 1.01 ; 0.15 \frac{3.04}{14.26} = 0.9 \right) = 1.01 \text{ cm}^2 . \text{ On prend 3HA8.}$$

**V.6.5. Etude du bossage :**

Les câbles de continuité arrêtés dans le hourdis inférieur sont relevés dans des bossages, il s'agit de l'ancrage des câbles au niveau des sections de Mi-voussoirs. La section du béton au niveau de l'ancrage subit une forte compression sur une faible surface, il se produit un effet de « Poinçonnement » qui engendre des contraintes de traction transversales ayant tendance à fissurer ou même à éclater la pièce transversalement ; il convient alors de disposer un réseau d'armatures transversales s'opposant à l'ouverture des fissures ; ces armatures sont appelées « frettes » et elles constituent le « frettage ». Elles doivent couvrir le bossage par rapport au reste de la section ; on doit disposer :

Des aciers en tête du bossage permettant de couvrir l'ancrage à la paroi proche du caisson qui s'appelle (acier d'éclatement) A1 :

$$A_1 = \frac{0.15 \times P}{f_{yd}} \dots \dots \dots \text{Équation V-65}$$

Avec

P : force précontrainte à l'ancrage ;

$$f_{yd} = \frac{f_c}{1.15} \dots \dots \dots \text{Équation V-66}$$

Des aciers reprenant la poussée au vide du câble lors de sa déviation A2 :

$$A_2 = \frac{0.4P}{f_{yd}} \dots \dots \dots \text{Équation V-67}$$

Des aciers de couture du reste du bossage :

$$A_3 = \frac{2}{3} \frac{P}{f_{yd}} \sin \alpha \dots \dots \dots \text{Équation V-68}$$

Avec :

Tan(α)=0.48/2.4=0.2 alors α=0.197 rad: l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

**Application numérique :**

On a deux ancrages sur au seul gousset

Alors l'effort de la précontrainte deviens P=2\*P<sub>un seul ancrage</sub> =8.48 MN.

$$f_{yd} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa.}$$

Alors ;

$A_1 = \frac{0.15 \times 8.48}{434.78} = 39 \text{ cm}^2$  **On prend 14HA20** disposés sur 36cm. Chaque 5cm on pose une double frette de HA20.

$A_2 = \frac{0.4 \times 8.48}{434.78} = 78 \text{ cm}^2$  **On prend 26HA20** disposés sur 124 cm. Chaque 9cm on pose une double frette de HA20.

$A_3 = \frac{2}{3} \frac{8.48}{434.78} \sin(0.19) = 26 \text{ cm}^2$  **On prend 16HA14** disposés sur 80cm.

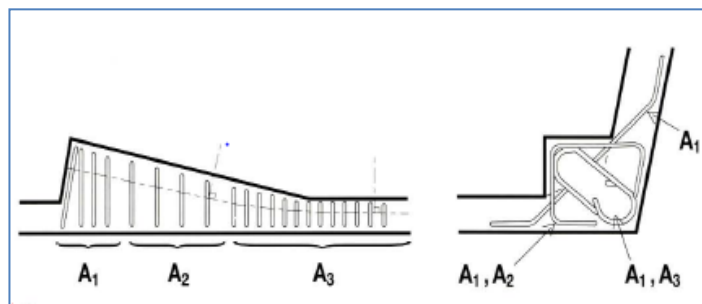
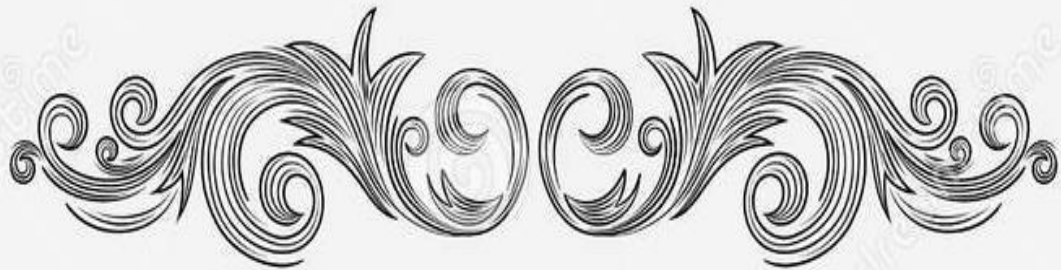


Figure V-50. Distribution du ferrailage dans un bossage.



CHAPITRE VI : EQUIPEMENTS DE PONT



## VI.1. INTRODUCTION :

Un certain nombre d'équipements (appareils d'appuis, joint de dilatation, etc....) conditionnent bon fonctionnement et la durabilité de l'ouvrage, pour cela on a sélectionné un certain nombre d'équipements qu'ils doivent être calculés.

## VI.2. APPAREIL D'APPUI :

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts essentiellement verticaux, ou horizontaux.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe plusieurs types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis à pot cylindriques.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

### VI.2.1. Choix du type d'appareil

Les appareils d'appui en élastomère fretté et les appareils d'appui à pot sont les plus utilisés. C'est pourquoi notre choix s'orientera dans cette direction.

Ce dernier dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, coût, le type d'ouvrage...etc.

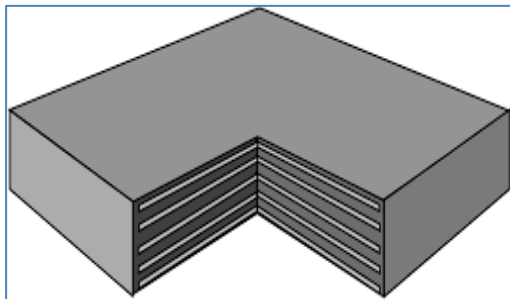


Figure VI-2. Appareil d'appuis en élastomère frettés.

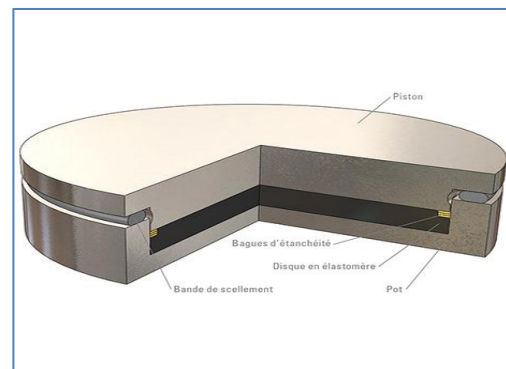


Figure VI-1. Appareil d'appuis à pot cylindrique.

D'après une comparaison superficielle entre les deux types d'appareil d'appuis, nous avons opté pour des appareils d'appuis en **élastomère fretté AAEF** à cause des avantages qu'ils présentent dont on peut citer :

- La Facilité de mise en œuvre.
- La souplesse des AAEF ce qui permet un meilleur comportement global de l'ouvrage sous séisme.
- Répartition d'efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Absorption optimale des rotations.
- Leur cout est faible par rapport aux appareils à pot.

**VI.2.2. Dimensionnement des appareils d'appuis :**

On utilise les appareils d'appui de type B. Ils comportent n + 1 frettes métalliques et n feuilletts d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale supérieure de 2,5 mm.

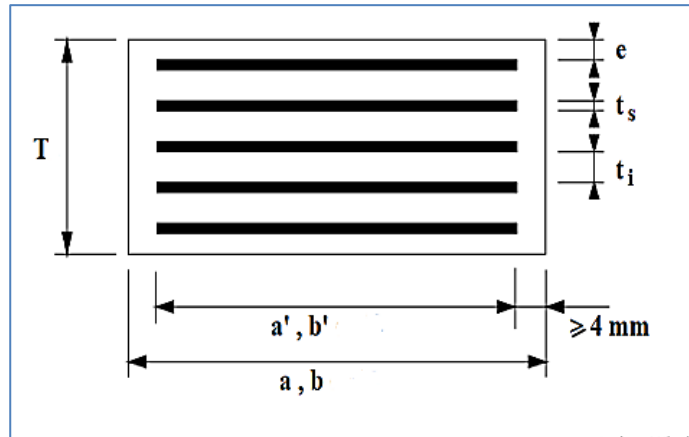


Figure VI-3. Appareil d'appui type B.

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté (**Type B**) :

- $t_i$  : épaisseur d'un feuillet en caoutchouc.
- $t_s$  : épaisseur d'une frette.
- $e$ : enrobage extérieur (avec  $e=$  un demi feuillet).
- $a', b'$  : dimensions en plan des frettes.
- $a, b$  : dimensions en plan de l'appareil.
- $T$  : épaisseur totale de l'appareil.

**VI.2.2.1 Détermination de la section :**

Les dimensions en plan doivent être déterminées en tenant compte de l'effort maximale à l'état limite ultime que doit transmettre l'appareil, et en respectant une contrainte moyenne de compression valant 20 MPa. De ce fait, La réaction maximale due aux chargements se trouve au niveau de la pile P06 d'une valeur  $R_{max}= 64032.18$  KN.

On choisit alors six (06) appareils d'appuis pour reprendre cet effort afin ne pas dépasser la valeur de 12 MN dans le but d'avoir des dimensions convenables.

$R_{max}/6= 10.67$  MN, ce qui donne  $S \geq 10.67 / 20 = 0.5335$  m<sup>2</sup> soit 5335 cm<sup>2</sup>.

On adoptera  $S=a*b= 900*700$  mm<sup>2</sup> (selon Annexe 3 du guide AAFE 2007 du SETRA).

**VI.2.2.2 Détermination de l'épaisseur:**

L'épaisseur totale T de l'appareil doit respecter la condition suivante :

Condition de non flambement :

$$\frac{b}{10} \leq t \leq \frac{b}{5} \dots\dots\dots \text{Équation VI-1}$$

Avec :

t : l'épaisseur de l'appareil d'appui.

**VI.2.2.3 Détermination de l'épaisseur des frettes :**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \dots\dots\dots \text{Équation VI-2}$$

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

Avec ;

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \dots\dots\dots \text{Équation VI-3}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} \dots\dots\dots \text{Équation VI-4}$$

**Application numérique :**

$$R_{\max} = 64.03 \text{ MN}$$

$$N_{\max} = 10.67 \text{ MN.}$$

$$\sigma_e = 235 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{10.67}{0.9 \times 0.7} = 16.94 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = \frac{0.9 \times 0.7}{2 \times 1.2 \times (0.9+0.7)} = 16.41.$$

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} = \frac{0.9}{16.41} \times \frac{16.94}{235} = 0.00395 \text{ m}$$

Alors en prend **ts = 4 mm**

On prendra donc :

- Feuilletts d'élastomère : **ti = 20 mm (tableau de l'annexe 3)**
- Frettes métalliques de : **ts = 4mm**
- Enrobage des chants : **5 mm**
- Enrobage extérieur : **e= 10 mm**

L'appareil d'appui sera constitué de : **6 feuilletts** et **7 frettes** tels que :

- **T= 6\*20+7\*4+10\*2= 168mm**
- **T<sub>e</sub>= 6\*20+10\*2= 140 mm** (épaisseur de l'élastomère)

$$\frac{900}{10} = 90 \leq t \leq \frac{900}{5} = 180 \quad \text{Donc } t = 168 \text{ mm} \quad \text{est vérifiée.}$$

**VI.2.2.4 Calcul de la raideur de l'appareil d'appui :**

Le calcul de la raideur de l'appareil sera nécessaire pour la modélisation de l'ouvrage sur logiciel et notamment pour l'étude sismique. La raideur vaut :

$$K_{\text{app}} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e} \dots\dots\dots \text{Équation VI-5}$$

Avec :

- G : module de cisaillement de l'élastomère.
- a , b : dimensions en plan de l'appareil.
- e : épaisseur de l'élastomère. e= 140 mm.
- n : nombre d'appareils d'appuis.

**Application Numérique :**

a. Sur pile :  $K_{app} = 6 \times \frac{1.2 \times 0.9 \times 0.7}{0.14} = 32.4 \text{ MN/m}$

b. Sur culée :  $K_{app} = 3 \times \frac{1.2 \times 0.9 \times 0.7}{0.14} = 16.2 \text{ MN/m (3 sur chaque culée)}$

**VI.2.3. Vérification de l'appareil d'appui /selon RPOA 2008.**

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le non glissement.

**VI.2.3.1 Résistance à la compression**

La contrainte de compression moyenne ne doit pas dépasser 20MPa sur la surface A=suivant la dimension de l'appareil d'appui.

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante:

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$$

- $\sigma_{max}$  : la contrainte moyenne de compression due à l'effort  $N_{max}$  a ELU.
- $R_{max}$  : réaction d'appui à ELU.

**Application Numérique:**

$R_{max}=10.67\text{MN}$  ;  $A=0.7 * 0.9 = 0.63 \text{ m}^2$

$\rightarrow \sigma_{max} = \frac{10.67}{0.63} = 16.93 \text{ MPa} < 20\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

**VI.2.3.2 Résistance au Flambement :**

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime dans les conditions suivantes :

$$\gamma_s * Pu < Pc$$

Avec :

- $\gamma_s = 3$  ; coefficient de sécurité vis à vis du flambement.
- $Pu$  ; effort max à l'ELU.
- $Pc$  : La charge critique de l'appareil d'appui ;  $Pc = 4. G. A. S^2. \frac{d}{h}$
- $G$  : module de **cisaillement** du caoutchouc.
- $A$  : aire nominale en plan de l'appareil d'appui.
- $S$  : facteur de forme ;  $S = \frac{a.b}{2ti(a+b)}$
- $d$  : épaisseur d'une frette + épaisseur d'un feuillet.
- $h$  : hauteur totale de l'appareil d'appui.

**Application Numérique:**

$S = \frac{0.9 \times 0.7}{2 \times 0.02(0.9 + 0.7)} = 9.84$  ;

$Pc = 4 \times 1.2 \times 0.63 \times 9.84^2 \frac{(0.02 + 0.004)}{0.168} = 41.8 \text{ MN}$

$\rightarrow 3 \times 10.67 = 32.01 \text{ MN} < 41.8 \text{ MN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

### VI.2.3.3 Distorsion

La distorsion  $\delta$  correspond au rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère, elle doit être limitée aux valeurs suivantes :

-Pour :  $p = Pu/P_c < 0,25$  :  $\delta < 0,7 + 4(\delta_o - 0,7)(0,25 - p)$   
 $\delta_o = c/h_c$ , borné par  $[0,7 < \delta_o < 2]$ .

$c$  : diamètre pour un appui circulaire, petit côté pour un appui rectangulaire,  
 $h_c$ : épaisseur totale d'élastomère.

- Pour  $p > 0,25$  :  $\delta < 1,4(1-2p)$ , (Avec  $\delta_o = c/h_c$   $0,7 < \delta_o < 2$  )

#### Application Numérique:

$p = \frac{10.67}{41.8} = 0.255 > 0.25 \rightarrow \delta_c = 1.4 * (1 - 2 * 0.255) = 0.686.$

Tableau VI-1. Tableau de vérification de la distorsion.

appui	Vx (cm)	$\delta$	$\delta_c$	$\delta < \delta_c$
C01	9,8	0,70	0,686	non vérifiée
P01	7,9	0,56	0,686	vérifiée
P02	4,8	0,34	0,686	vérifiée
P03	1,7	0,12	0,686	vérifiée
P04	1,4	0,10	0,686	vérifiée
P05	4,5	0,32	0,686	vérifiée
P06	7,6	0,54	0,686	vérifiée
P07	10,7	0,76	0,686	non vérifiée
C02	12,6	0,90	0,686	non vérifiée

### VI.2.3.4 Non glissement :

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme, la condition suivante doit être vérifiée :

$H < f \cdot N$

Où :

- $H$  : est l'effort horizontal max
- $N$  effort de compression vertical.
- $f$  est le coefficient de frottement ;  $f = 0.1 + (0.6 / \sigma_m)$
- $\sigma_m$  est la contrainte moyenne de compression exprimée en MPa

Tableau VI-2. Tableau de vérification de non glissement.

appui	N (MN)	$\sigma_m$ (MPa)	f	f*N (MN)	Hx (MN)	$H < f \cdot N$
C01	2,05	3,254	0,284	0,583	0,670	non vérifiée
P01	6,78	10,762	0,156	1,056	0,860	vérifiée
P02	8,41	13,349	0,145	1,219	1,180	vérifiée
P03	8,69	13,794	0,143	1,247	1,340	non vérifiée
P04	9,99	15,857	0,138	1,377	1,330	vérifiée
P05	9,63	15,286	0,139	1,341	1,340	vérifiée
P06	9,44	14,984	0,140	1,322	1,180	vérifiée
P07	7,07	11,222	0,153	1,085	0,860	vérifiée
C02	2,52	4,000	0,250	0,630	0,730	non vérifiée

**VI.2.4. Conclusion :**

Pour les appareils d'appui qui ne vérifient pas les conditions de distorsion et du non glissement, des mesures constructives doivent être prises.

Pour empêcher le glissement, il est possible d'équiper l'appareil d'appui de butées ou de taquets d'arrêt. Pour cela, un appareil d'appui de type C est nécessaire car, en aucun cas, la butée ne doit se faire sur le feuillet en élastomère.

Même dispositions à prendre pour les appareils n'ayant pas satisfait la condition de la distorsion.

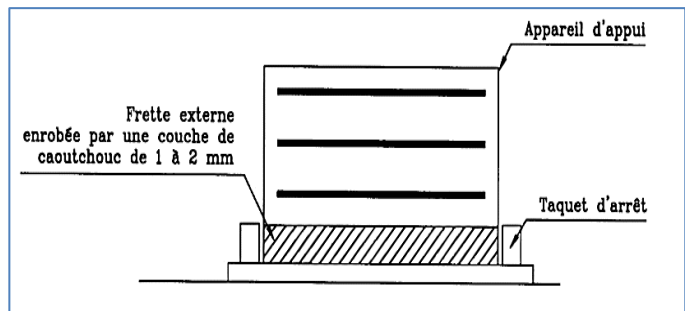


Figure VI-4. Appareil d'appuis type C.

**VI.2.5. Dimensionnements des dés d'appuis :**

Les des d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures. Le dé d'appuis est soumis à une compression simple.

$$A = b + 200 = 1100 \text{ mm}$$

$$B = a + 200 = 900 \text{ mm}$$

$$h \geq 2 \times \frac{B_0}{P_0}$$

Avec

$$B_0 = A \times B = 0.99 \text{ m}^2.$$

$$P_0 = 2(A+B) = 2.9 \text{ m. Alors } h > 0.68 \text{ m on prend } h = 0.7 \text{ m}$$

**VI.2.6. Ferrailage des dés d'appuis :**

**Armatures de chaînage :**

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} \dots \dots \dots \text{Équation VI-6}$$

**Armatures horizontale ;**

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} \dots \dots \dots \text{Équation VI-7}$$

**Armatures de frette ;**

Supérieure ;

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} \dots \dots \dots \text{Équation VI-8}$$

Inférieure :

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} \dots \dots \dots \text{Équation VI-9}$$

**Application numérique:**

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 10.65}{434.78} = 61.24 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 20HA20.}$$

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 10.65}{434.78} = 30.36 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 16HA16.}$$

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 10.65}{434.78} = 9.80 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 14HA10.}$$

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 10.65}{434.78} = 24.49 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 14HA16.}$$

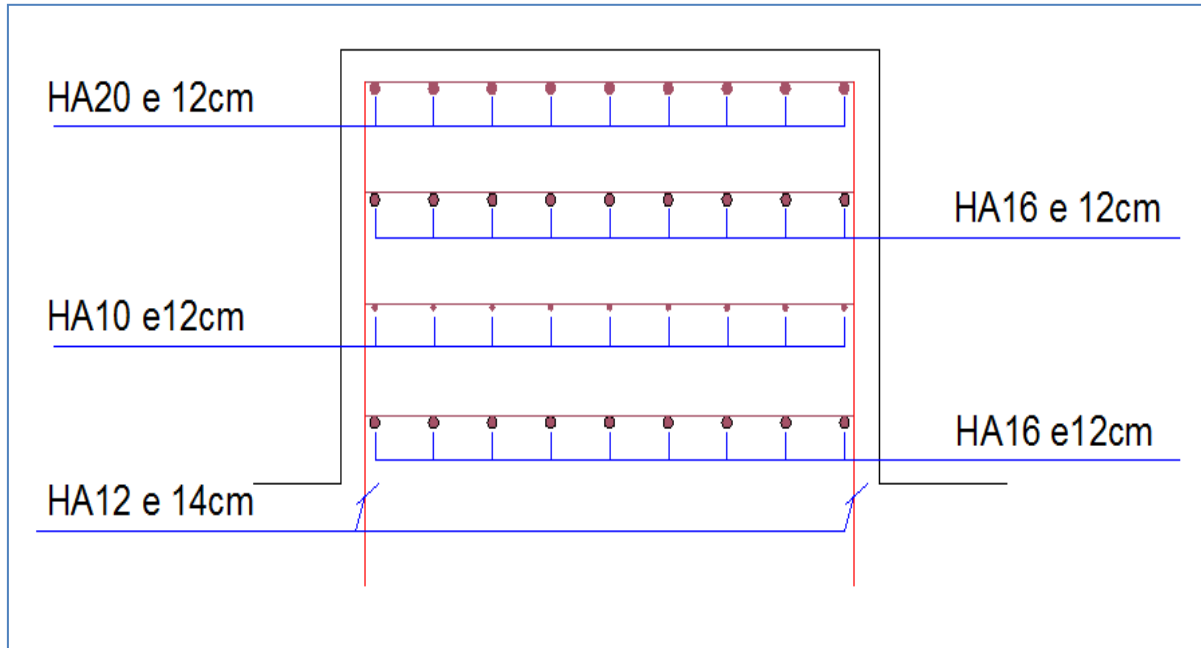


Figure VI-5. Ferrailage du dé d'appui.

### VI.3. JOINT DE DILATATION:

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation, ils sont disposés aux extrémités du pont entre le tablier et les culées.

Il est dimensionné selon le souffle qui représente le déplacement relatif maximal prévisible de deux éléments, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

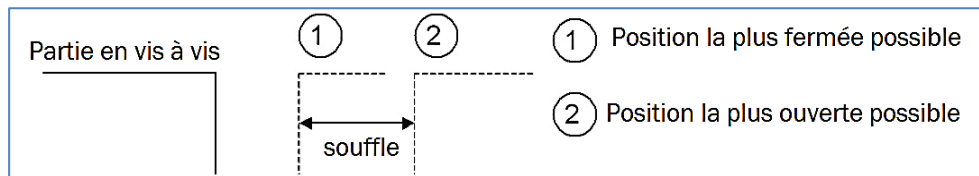


Figure VI-6. Image représentative du souffle d'un ouvrage.

#### VI.3.1. Dimensionnement :

##### VI.3.1.1 Actions prendre en compte :

Conformément à l'RPOA 2008, les actions à prendre en compte sont :

- La température ;
- Les effets de la structure porteuse : déformations différées du béton (retrait, fluage) ;
- Actions accidentelles (séisme).

Le joint est alors dimensionné selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0,4W_T + \frac{W_S}{3}$$

$W$  : souffle total du joint,

$W_D$  : souffle des déformations différées (retrait + fluage),

$W_T$  : souffle thermique,

$W_S$  : souffle sismique.

**Application Numérique:**

$$W_D = 9.6 \text{ cm}$$

$$W_T = 4.2 \text{ cm}$$

$$W_S = 1.4 \text{ cm}$$

$$\rightarrow W = 9.6 + 0,4 \times 4.2 + \frac{5.2}{3} = 13.01 \text{ cm.}$$

➤ Le joint de dilatation sera choisi alors en fonction de cette valeur.

Le modèle pris est en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage, qui vaut 100gr (pont droite) pour notre ouvrage :

**Tableau VI-3. Différents modèles des joints Wd.**

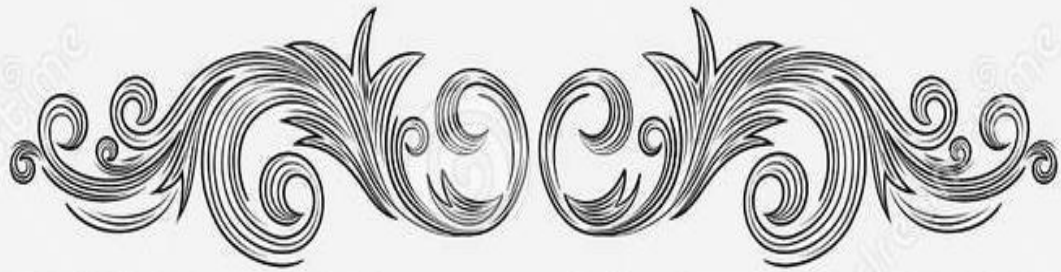
Type	Droit 100gr	80gr	60gr	40gr	30gr
<b>Wd60</b>	60	61	71	66	67
<b>Wd80</b>	80	84	92	85	86
<b>Wd110</b>	110	116	104	92	90
<b>Wd160</b>	<b>160</b>	<b>169</b>	<b>158</b>	<b>141</b>	<b>139</b>
<b>Wd230</b>	230	185	127	102	97

Suivant le souffle total, on choisit le joint **Wd160**. Les souffles admissibles pour ce genre de joint permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

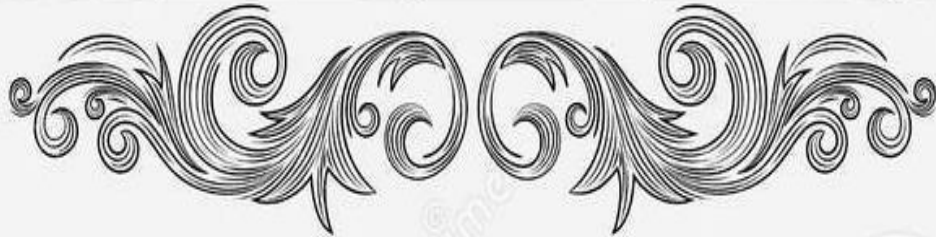
Le tableau suivant résume les caractéristiques physiques des joints Wd :

**Tableau VI-4. Tableau des caractéristiques physiques des joints Wd.**

type	A <sub>min</sub> (mm)	A <sub>max</sub> (mm)	B <sub>min</sub> (mm)	B <sub>max</sub> (mm)	C <sub>min</sub> (mm)	C <sub>max</sub> (mm)	D <sub>min</sub> (mm)	D <sub>max</sub> (mm)	H (mm)	E (mm)	L (mm)	F (mm)	P (KN)	Nb
<b>Wd60</b>	65	125	185	245	125	185	20	80	5	20	20	52.5	6	5
<b>Wd80</b>	90	170	220	300	155	235	30	110	5	20	20	62.5	6	6
<b>Wd110</b>	120	230	300	410	210	320	40	150	8	25	25	85	100	5
<b>Wd160</b>	<b>170</b>	<b>330</b>	<b>400</b>	<b>560</b>	<b>290</b>	<b>450</b>	<b>50</b>	<b>210</b>	<b>9</b>	<b>30</b>	<b>28</b>	<b>120</b>	<b>190</b>	<b>4</b>
<b>Wd230</b>	240	490	540	770	420	650	70	300	1	35	28	170	190	5



CHAPITRE VII : INFRASTRUCTURE



### VII.1. MODELISATION :

La figure suivante présente le modèle global en 3D de l'ouvrage :

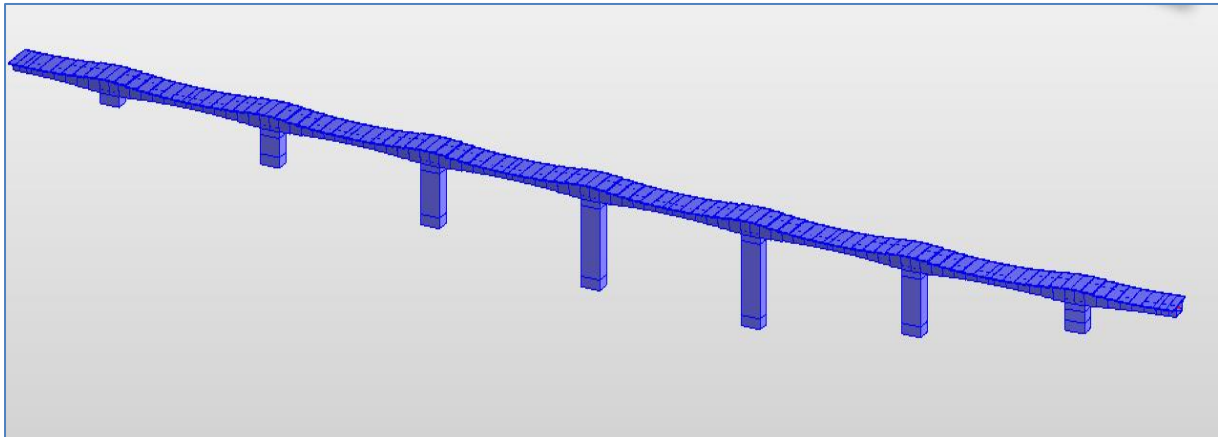


Figure VII-1. Modèle 3D de l'ouvrage.

### VII.2. COMPORTEMENT SISMIQUE :

Relativement à la probabilité d'apparition d'un événement sismique pendant la durée d'utilisation de projet prise en compte pour le pont, deux exigences sont à satisfaire : l'exigence de **non-effondrement** (l'état limite ultime) et l'exigence de **minimisation des dommages** (l'état limite de service).

Pour ce faire, et parmi les méthodes de dissipation de l'énergie sismique, la plastification en flexion de certaines sections, c'est-à-dire la formation de rotules plastiques, est permise dans les piles. Le pont doit être alors dimensionné de manière que son comportement, sous les actions sismiques de calcul, soit ductile ou à ductilité limitée. Et pour limiter la ductilité, on prendra un coefficient de comportement  $q = 1.5$ .

### VII.3. ETUDE DES PILES :

Vu la hauteur relativement importante de certaines piles, le choix s'est porté sur des piles caissons évidées afin de faire un gain économique de la matière. Seule la pile P01 est une exception à cause de sa faible hauteur.

#### VII.3.1. Sollicitations :

Les combinaisons de charges utilisées pour l'évaluation des efforts agissant sur l'infrastructure sont les suivantes :

##### VII.3.1.1 Etat limite ultime :

- $ELU1 = 1.35 (G + CCP + \text{retrait/fluage}) + 1.45 LM71 + 0 \times (1.35 \times SW2) + 0.6 \times 1.5 T$
- $ELU2 = 1.35 (G + CCP + \text{retrait/fluage}) + 1.35 SW2 + 0.8 \times (1.45 LM71) + 0.6 \times 1.5 T$

##### VII.3.1.2 Etat limite de service :

- $ELS1 = G + CCP + \text{retrait/fluage} + LM71 + 0 \times SW2 + 0.6 T$
- $ELS2 = G + CCP + \text{retrait/fluage} + SW2 + 0.8 \times LM71 + 0.6 T$

**VII.3.1.3 Etat limite accidentel (sismique) :**

- Suivant x = G+CCP+retrait/fluage+ 0.4T+ [Ex+0.3 (Ey+Ez)] + 0.3 LM71 (2 voies)
- Suivant y = G+CCP+retrait/fluage+ 0.4T+ [Ey+0.3 (Ex+Ez)] + 0.3 LM71 (2 voies)
- Suivant z = G+CCP+retrait/fluage+ 0.4T+ [Ez+0.3 (Ey+Ex)] + 0.3 LM71 (2 voies)

Les sollicitations maximales à l'état limite ultime (ELU) et de service (ELS) sont données par le tableau suivant :

**Tableau VII-1. Tableau des sollicitations maximales (ELU et ELS).**

Appuis	ELU			ELS		
	N (KN)	M <sub>long</sub> (KN.m)	M <sub>trans</sub> (KN.m)	N (KN)	M <sub>long</sub> (KN.m)	M <sub>trans</sub> (KN.m)
P1	<b>65 076,27</b>	18 776,90	60,74	47 888,29	13 594,75	43,81
P2	76 342,10	33 862,17	102,17	56 233,10	24 516,70	74,27
P3	81 224,45	27 162,99	69,31	59 848,39	19 666,27	49,42
P4	88 857,03	191,97	196,86	65 516,85	138,99	142,45
P5	<b>88 862,81</b>	39 222,92	391,73	65 506,59	28 397,95	283,70
P6	84 790,08	57 372,84	4 497,38	62 486,88	41 538,78	3 253,87
P7	66 504,01	39 856,83	18 942,74	48 969,34	28 856,79	13 716,19

Les sollicitations maximales à l'état limite sismique sont données par le tableau suivant :

**Tableau VII-2. Tableau des sollicitations maximales (à l'état limite sismique).**

Appuis	suivant X			suivant Y			suivant Z		
	N (KN)	M <sub>long</sub> (KN.m)	M <sub>trans</sub> (KN.m)	N (KN)	M <sub>long</sub> (KN.m)	M <sub>trans</sub> (KN.m)	N (KN)	M <sub>long</sub> (KN.m)	M <sub>trans</sub> (KN.m)
P1	39 716,13	10 762,60	16,34	40 035,37	12 084,38	67,77	40 778,39	12 083,99	39,24
P2	48 077,12	17 672,93	37,27	48 805,13	21 270,67	1 074,55	50 501,93	21 268,15	334,59
P3	51 664,88	9 988,61	3,72	51 820,75	15 802,74	7 905,21	52 181,64	15 796,90	2 444,06
P4	57 332,10	11 667,26	92,07	58 116,35	3 201,71	35 815,09	59 944,77	3 640,86	10 760,93
P5	57 328,31	38 369,88	233,65	57 471,94	30 025,79	38 919,79	57 804,50	30 049,37	11 877,93
P6	54 232,07	47 354,89	3 230,39	54 969,75	41 477,81	14 726,81	56 689,00	41 344,45	6 601,03
P7	41 403,55	30 966,47	13 110,12	41 715,10	28 158,35	13 820,94	42 439,83	28 114,95	13 151,29

Avec :

N : effort normal.

M<sub>long</sub> : les moments longitudinaux et transversaux.

M<sub>trans</sub> : les moments longitudinaux et transversaux.

**VII.3.2. Ferrailage des piles :**

On choisit le ferrailage de la pile **P05** qui est la plus haute avec une hauteur de 27.2 m dont la forme est rectangulaire évidée, ainsi que la pile **P01** qui est la moins haute avec une hauteur de 4.2 m et dont la forme est rectangulaire pleine.

**VII.3.2.1 La pile P5 :**

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales sur de la **pile P05**

Tableau VII-3. Tableau des sollicitation maximales sur la pile P05.

combinaisons	N (KN)	M <sub>long</sub> (KN.m)	M <sub>trans</sub> (KN.m)
ELU	88 862,81	39 222,92	391,73
ELS	65 506,59	28 397,95	283,70
ELA	57 804,50	38 369,88	38 919,79

**Géométrie de la pile :**

- Hauteur : 27.2 m
- Longueur (x) : 8 m
- Largeur (y) : 5.4 m

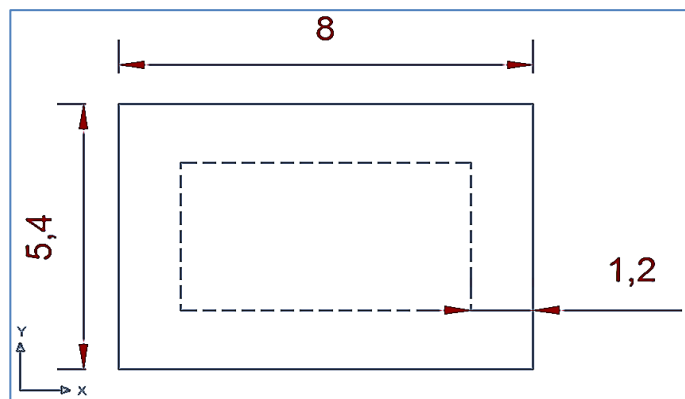


Figure VII-2. Coupe transversale sur la pile.

**Les caractéristiques mécaniques de la section de la pile :**

Tableau VII-4. Tableau des caractéristiques mécaniques de la section de la pile.

A (m <sup>2</sup> )	I <sub>long</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>trans</sub> (m <sup>4</sup> )	r <sub>long</sub> (m)	r <sub>trans</sub> (m)	U (m)	h <sub>0</sub> (mm)
26.4	186.49	92.37	2.65	1.87	44	1200

Avec :

- A : aire de la section
- I<sub>long</sub> et I<sub>trans</sub> : moments principaux d'inertie dans le sens longitudinal et transversal
- r<sub>long</sub> et r<sub>trans</sub> : rayons de giration dans le sens longitudinal et transversal
- h<sub>0</sub> rayon moyen ;  $h_0 = 2A/u$  ; u : périmètre de la section

Le calcul du ferrailage avec le moment du premier ordre donne, dans les deux sens, la section d'acier suivante :

$$A_s = 264 \text{ cm}^2 \text{ Soit un choix de barres de } 54\text{HA}25.$$

Avec le moment du second ordre :

Il est nécessaire de tenir compte de l'effet du second ordre si la condition suivante n'est pas vérifiée :

$$\lambda \leq \frac{20.A.B.C}{\sqrt{n}}$$

Avec :

- $\lambda$  élancement
- $A = 1 / (1 + 0.2 \phi_{\text{eff}})$ ;  $\phi_{\text{eff}} = \phi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{\text{Eqp}} / M_{\text{Ed}}$  ;
  - $\phi_{\text{eff}}$  ; ratio prenant en compte le fluage
  - $\phi_{(\infty, t_0)}$  ; valeur finale du coefficient de fluage (= 2)
  - $M_{\text{Eqp}}$  ; moment du 1<sup>er</sup> ordre sous combinaison quasi-permanente (ELS)
  - $M_{\text{Ed}}$  ; moment du 1<sup>er</sup> ordre sous combinaison ELU
- $B = (1 + 2\omega)^{0.5}$  ;  $\omega = A_s \cdot f_{sd} / A_c \cdot f_{cd}$
- $C = 1.7 - r_m$  ;  $r_m = (0.7)$
- $n = N_{\text{ed}} / (A_c \cdot f_{cd})$

**Application numérique :**

➤ **Dans le sens longitudinal**

$$\lambda_{\text{long}} = \frac{2 \times \text{hp}}{r_{\text{long}}} = \frac{2 \times 27.2}{2.65} = 20.52$$

$$\phi_{\text{eff}} = 2 \cdot 27413.85 / 39222.92 = 1.39 \rightarrow A = 1 / (1 + 0.2 \cdot 1.39) = 0.78$$

$$\omega = 0.0264 \cdot 435 / 26.4 \cdot 20 = 0.021 \rightarrow B = (1 + 2 \cdot 0.021)^{0.5} = 1.02$$

$$C = 1.7 - 0.7 = 1$$

$$n = 88.86 / (26.4 \cdot 20) = 0.168$$

$$\rightarrow \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 38.78 > 20.52 = \lambda_{\text{long}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Dans le sens transversal**

$$\lambda_{\text{trav}} = \frac{0.7 \times \text{hp}}{r_{\text{trav}}} = \frac{0.7 \times 27.2}{1.87} = 10.18$$

$$\phi_{\text{eff}} = 2 \cdot 205 / 391,73 = 1.04 \rightarrow A = 1 / (1 + 0.2 \cdot 1.04) = 0.32$$

$$\omega = 0.0264 \cdot 435 / 26.4 \cdot 20 = 0.021 \rightarrow B = (1 + 2 \cdot 0.021)^{0.5} = 1.02$$

$$C = 1.7 - 0.7 = 1$$

$$n = 88.86 / (26.4 \cdot 20) = 0.168$$

$$\rightarrow \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 15.92 > 10.18 = \lambda_{\text{trav}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

Il n'est pas nécessaire de tenir compte des effets du second ordre vu que la condition suscitée est vérifiée.

**VII.3.2.1.a. Stabilité au flambement :**

La stabilité de la pile au flambement doit être vérifiée à cause de la hauteur relativement importante de la pile. Pour ce faire, on utilisera la méthode de la raideur équivalente selon l'eurocode02. Il faut vérifier que :

$$N_c \geq N_{ED}$$

Avec

$$N_c ; \text{étant la charge critique de flambement ; } N_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_f^2}$$

$$EI ; \text{raideur nominale ; } EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$$

$$K_c ; \text{coefficient pour fissuration et fluage ; } K_c = k_1 k_2 / (1 + \phi_{eff})$$

$$k_1 = ; (f_{ck}/20)^{0.5} \text{ avec } f_{ck} = f_{cm}/1.5 ; k_2 = \min (n \cdot \lambda / 170 ; 0.2)$$

$$K_s ; \text{coefficient pour aciers passifs (} K_s = 1)$$

$$E_{cd} ; \text{valeur de calcul du module de béton ; } E_{cd} = E_{cm} / 1.2$$

$$E_s ; \text{module d'élasticité de l'acier}$$

$$I_c ; \text{inertie de la section du béton}$$

$$I_s ; \text{inertie aciers passifs ; } I_s = n_{barres} \cdot \pi \cdot d_b^4 / 64$$

$$l_f ; \text{longueur de flambement}$$

$$N_{ED} ; \text{effort normal à l'ELU}$$

**Application numérique**

➤ **Dans le sens longitudinal**

$$k_1 = 1.12 ; k_2 = 0.02 ; \phi_{eff} = 1.39 \rightarrow K_c = 0.0093$$

$$E_{cd} = 28608.99 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$I_s = 54 \cdot 3.14 \cdot 0.25^4 / 64 = 0.01 \text{ m}^4 ; I_c = 186.49 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow EI_{long} = 52104.40 \text{ MN} \cdot \text{m}^2 \rightarrow N_c = 173.60 \text{ MN} > 88.86 \text{ MN} = N_{ED}$$

➤ **Dans le sens transversal**

$$k_1 = 1.12 ; k_2 = 0.0057 ; \phi_{eff} = 1.04 \rightarrow K_c = 0.0031$$

$$E_{cd} = 28608.99 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$I_s = 54 \cdot 3.14 \cdot 0.25^4 / 64 = 0.01 \text{ m}^4 ; I_c = 92.37 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow EI_{long} = 10415.90 \text{ MN} \cdot \text{m}^2 \rightarrow N_c = 283.28 \text{ MN} > 88.86 \text{ MN} = N_{ED}$$

➤ **Conclusion :**

La pile P5 est stable vis-à-vis du flambement.

## VII.4. Etude de fondation :

### VII.4.1. Estimation de nombre des pieux :

$$n = \frac{\text{effort normal maximal}}{\text{capacité portante d'un pieu}}$$

#### VII.4.1.1 La pile P5

Le nombre de pieux estimé pour cette pile est :

$$n = \frac{88862.81}{4000} = 22.21 \rightarrow \text{on prendra } n = 24$$

- Nombre de files selon X  $N_{\text{file-pieux-X}} = 4$  pieux
- Nombre de files selon Y  $N_{\text{file-pieux-Y}} = 6$  pieux.

On prend un diamètre égal à  $\Phi_{\text{pieux}} = 1.20$  m, et entraxe ( $E_X = E_Y$ )  $= 3\Phi_{\text{pieux}} = 3.6$  m

#### VII.4.1.2 La pile P1

Le nombre de pieux estimé pour cette pile est :

$$n = \frac{65076.27}{4000} = 16.26 \rightarrow \text{on prendra } n = 20$$

- Nombre de files selon X  $N_{\text{file-pieux-X}} = 4$  pieux.
- Nombre de files selon Y  $N_{\text{file-pieux-Y}} = 5$  pieux.

On prend un diamètre égal à  $\Phi_{\text{pieux}} = 1.20$  m, et entraxe ( $E_X = E_Y$ )  $= 3\Phi_{\text{pieux}} = 3.6$  m.

### VII.4.2. Vérification des portances des pieux

La portance des pieux est donnée par :

Pour  $\Phi = 1.2$  m

- Portance admissible de pieux à l'ELS  $P_{\text{adm-pieux-ELS}} = 4000$  KN.
- Portance admissible de pieux à l'ELU  $P_{\text{adm-pieux-ELU}} = 1.5 \cdot P_{\text{adm-pieux-ELS}} = 6000$  KN.
- Portance admissible de pieux à l'ELA  $P_{\text{adm-pieux-ELA}} = 2 \cdot P_{\text{adm-pieux-ELS}} = 8000$  KN.

L'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_{\text{min,max}} = \frac{R + P_{\text{sem}}}{N_{\text{Pieux}}} \pm \frac{M_{\text{long}} \left[ (N_{\text{file-pieux-Y}} - 1) \times \frac{E_Y}{2} \right]}{N_{\text{Pieux}} \left[ (N_{\text{file-pieux-Y}} - 1) \times \frac{E_Y}{2} \right]^2} \pm \frac{M_{\text{trans}} \left[ (N_{\text{file-pieux-X}} - 1) \times \frac{E_X}{2} \right]}{N_{\text{Pieux}} \left[ (N_{\text{file-pieux-X}} - 1) \times \frac{E_X}{2} \right]^2}$$

#### VII.4.2.1 La pile P5

##### VII.4.2.1.a. Pré dimensionnement de la semelle :

Largeur (suivant X) :  $B = (n-1) \cdot E + 2 \cdot \Phi = (4-1) \cdot 3.6 + 2 \cdot 1.2 = 13.2$  m

Longueur (suivant Y) :  $L = (n-1) \cdot E + 2 \cdot \Phi = (6-1) \cdot 3.6 + 2 \cdot 1.2 = 20.4$  m

Epaisseur : pour assurer la rigidité de la semelle, il faut vérifier :  $e > \frac{E}{2.5}$

Alors  $e > \frac{3.6}{2.5} = 1.44$  m  $\rightarrow e = 4.5$  m

Le poids de la semelle sera égal à :

$$P_{\text{sem}} = B \cdot L \cdot e \cdot \delta_b = 13.2 \cdot 20.4 \cdot 4.5 \cdot 25 = 30\,294 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-5. Tableau de vérification des portances des pieux pour la pile P05.

Combinaison	ELS	ELU	ELA
$R_{min}$	3717.78	4640.01	3052.59
$R_{max}$	3985.10	5009.21	4008.45
$P_{\text{pieu-adm}}$	4000	6000	8000
Condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée

### VII.4.2.2 La pile P1

#### VII.4.2.2.a. Pré dimensionnement de la semelle :

- Largeur (suivant x) :  $B = (n-1) \cdot E + 2 \cdot \Phi = (4-1) \cdot 3,6 + 2 \cdot 1,2 = 13,2 \text{ m}$
- Longueur (suivant y) :  $L = (m-1) \cdot E + 2 \cdot \Phi = (5-1) \cdot 3,6 + 2 \cdot 1,2 = 16,8 \text{ m}$

Epaisseur : pour assurer la rigidité de la semelle, il faut vérifier :  $e > \frac{E}{2,5}$

Alors  $e > \frac{3,6}{2,5} = 1,44 \text{ m} \rightarrow e = 4 \text{ m}$

Le poids de la semelle sera égal à :

$$P_{\text{sem}} = B \cdot L \cdot e \cdot \delta_b = 13,2 \cdot 16,8 \cdot 4 \cdot 25 = 22176 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-6. Tableau de vérification des portances des pieux pour la pile P01.

Combinaison	ELS	ELU	ELA
$R_{min}$	3408.41	4227.16	3026.03
$R_{max}$	3598.01	4498.06	3195.09
$P_{\text{pieu-adm}}$	4000	6000	8000
Condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée

### VII.4.3. Calcul de la résistance de la semelle.

La méthode utilisée pour le ferrailage de la semelle est la méthode des bielles et tirants.

#### VII.4.3.1 La semelle de la pile P5

On propose :

- $\phi_{\text{fer}} = 32 \text{ mm}$
  - Nombre de nappe : 2
  - $d_{\text{sem}} = e - C_a - N_{\text{nappe}} \cdot \phi_{\text{fer}} / 2$
  - $C_a = 5 \text{ cm}$
- $\rightarrow d_{\text{sem}} = 4,13 \text{ m}$

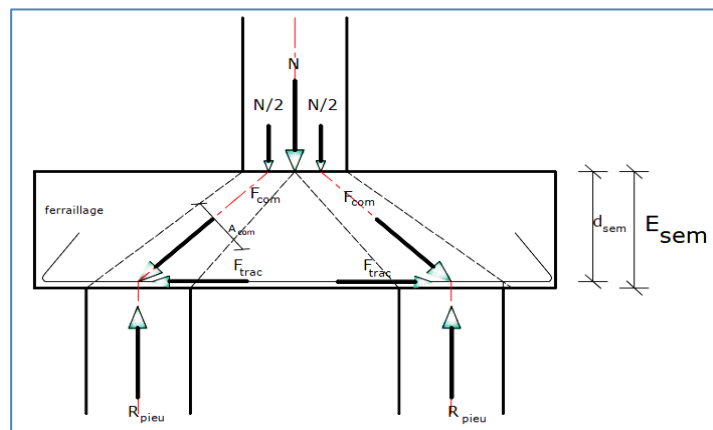


Figure VII-3. La méthode des bielles

➤ **Angle de diffusion :**

$$B_{1-dif} = \frac{(N_{file\ pieux\_x} - 1) \cdot Ex}{2} - \frac{B_{pile}}{4} = 3.4 \text{ m}$$

$$L_{1-dif} = \frac{(N_{file\ pieux\_y} - 1) \cdot Ey}{2} - \frac{L_{pile}}{4} = 7.65 \text{ m}$$

$$L_{diff} = \sqrt{B_{dif}^2 + L_{1-dif}^2} = 8.37 \text{ m}$$

$$\alpha_{comp\_plan} = \text{atan}(L_{1-dif} / B_{1-dif}) = 66.03^\circ$$

$$\alpha_{sem} = \text{atan}(d_{sem} / L_{diff}) = 26.26^\circ$$

➤ **Force de compression :**

$$F_{comp\_ELU} = R_{max\_ELU} / \sin(\alpha_{sem}) = 11\,321.65 \text{ KN}$$

$$F_{comp\_ELS} = R_{max\_ELS} / \sin(\alpha_{sem}) = 9\,006.99 \text{ KN}$$

➤ **Force de traction :**

$$F_{trac\_ELU} = F_{comp\_ELU} \cdot \cos(\alpha_{sem}) = 10\,321.65 \text{ KN}$$

$$F_{trac\_ELS} = F_{comp\_ELS} \cdot \cos(\alpha_{sem}) = 8\,077.42 \text{ KN}$$

➤ **Bande d'application :**

$$S_{comp} = d_{pieu}^2 \cdot \sin(\alpha_{sem}) = 0.63 \text{ m}^2$$

➤ **Contrainte de compression :**

$$\sigma_{comp\_ELU} = F_{comp\_ELU} / S_{comp} = 17.97 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**VII.4.3.1.a. Section d'acier :**

$$A_{s\_sem\_ELU\_X} = F_{trac\_ELU} \cdot \cos(\alpha_{comp\_plan}) / f_{yd1} = 96.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sem\_ELU\_Y} = F_{trac\_ELU} \cdot \sin(\alpha_{comp\_plan}) / f_{yd1} = 216.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sem\_ELS\_X} = F_{trac\_ELS} \cdot \cos(\alpha_{comp\_plan}) / \sigma_{s\_adm} = 82.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sem\_ELS\_Y} = F_{trac\_ELS} \cdot \sin(\alpha_{comp\_plan}) / \sigma_{s\_adm} = 184.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_min} = 0.23 \cdot f_{ctm} \cdot h_{sem} / f_{yk} = 59.94 \text{ cm}^2$$

**VII.4.3.2 La semelle de la pile P1 :**

On propose :

- $\phi_{fer} = 32\text{mm}$
- Nombre de nappe : 2
- $d_{sem} = e - C_a - N_{nappe} \cdot \phi_{fer} / 2$
- $C_a = 5\text{cm}$

$$\rightarrow d_{sem} = 3.63 \text{ m}$$

➤ **Angle de diffusion :**

$$B_{1-dif} = \frac{(N_{file_{pieux_x}} - 1) \cdot Ex}{2} - \frac{B_{pile}}{4} = 3.4 \text{ m}$$

$$L_{1-dif} = \frac{(N_{file_{pieux_y}} - 1) \cdot Ey}{2} - \frac{L_{pile}}{4} = 5.85 \text{ m}$$

$$L_{diff} = \sqrt{B_{1-dif}^2 + L_{1-dif}^2} = 6.76 \text{ m}$$

$$\alpha_{comp\_plan} = \text{atan}(L_{1-dif} / B_{1-dif}) = 59.83^\circ$$

$$\alpha_{sem} = \text{atan}(d_{sem} / L_{diff}) = 28.23^\circ$$

➤ **Force de compression :**

$$F_{comp\_ELU} = R_{max\_ELU} / \sin(\alpha_{sem}) = 9509.39 \text{ KN}$$

$$F_{comp\_ELS} = R_{max\_ELS} / \sin(\alpha_{sem}) = 7606.59 \text{ KN}$$

➤ **Force de traction :**

$$F_{trac\_ELU} = F_{comp\_ELU} \cdot \cos(\alpha_{sem}) = 8378.3 \text{ KN}$$

$$F_{trac\_ELS} = F_{comp\_ELS} \cdot \cos(\alpha_{sem}) = 6701.83 \text{ KN}$$

➤ **Bande d'application :**

$$S_{comp} = d_{pieu}^2 \cdot \sin(\alpha_{sem}) = 0.68 \text{ m}^2$$

➤ **Contrainte de compression :**

$$\sigma_{comp\_ELU} = F_{comp\_ELU} / S_{comp} = 13.98 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**VII.4.3.2.a. Section d'acier :**

$$A_{s\_sem\_ELU\_X} = F_{trac\_ELU} \cdot \cos(\alpha_{comp\_plan}) / f_{yd1} = 96.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sem\_ELU\_Y} = F_{trac\_ELU} \cdot \sin(\alpha_{comp\_plan}) / f_{yd1} = 166.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sem\_ELS\_X} = F_{trac\_ELS} \cdot \cos(\alpha_{comp\_plan}) / \sigma_{s\_adm} = 84.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sem\_ELS\_Y} = F_{trac\_ELS} \cdot \sin(\alpha_{comp\_plan}) / \sigma_{s\_adm} = 144.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_min} = 0.23 \cdot f_{ctm} \cdot h_{sem} / f_{yk} = 53.28 \text{ cm}^2$$

**VII.5. ETUDE DE LA CULEE :**

**VII.5.1. Géométrie :**

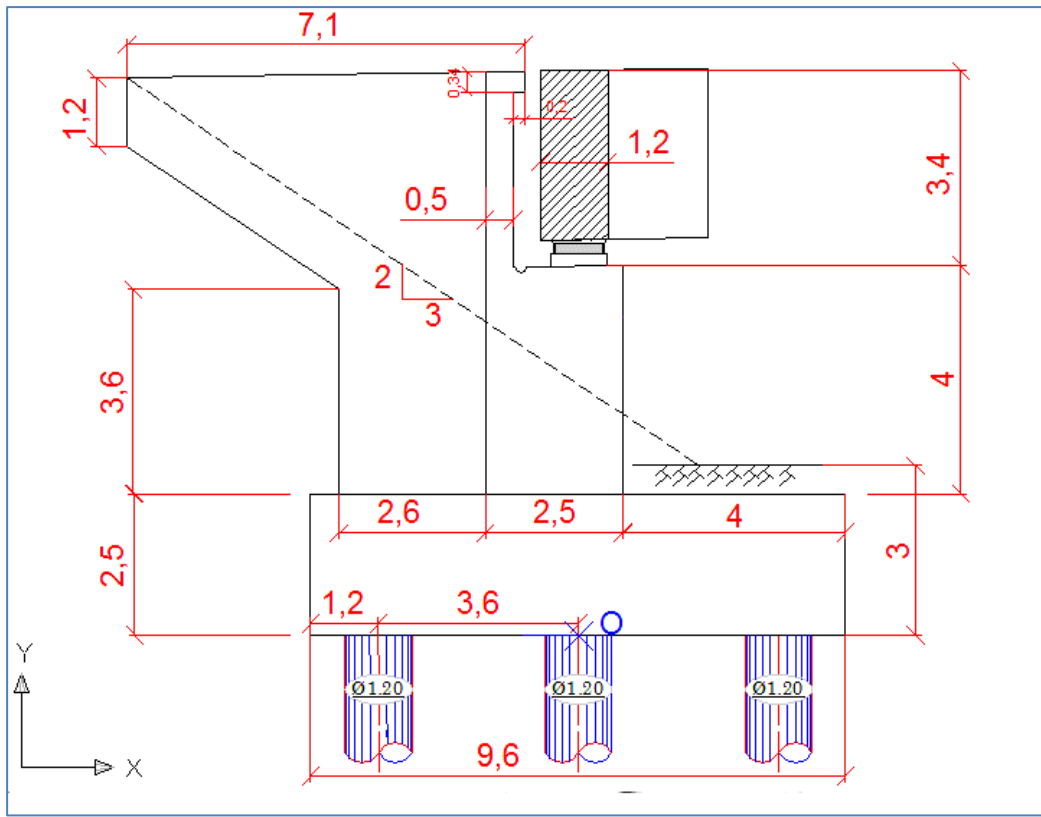


Figure VII-4. La géométrie de la coupe longitudinale de la culée.

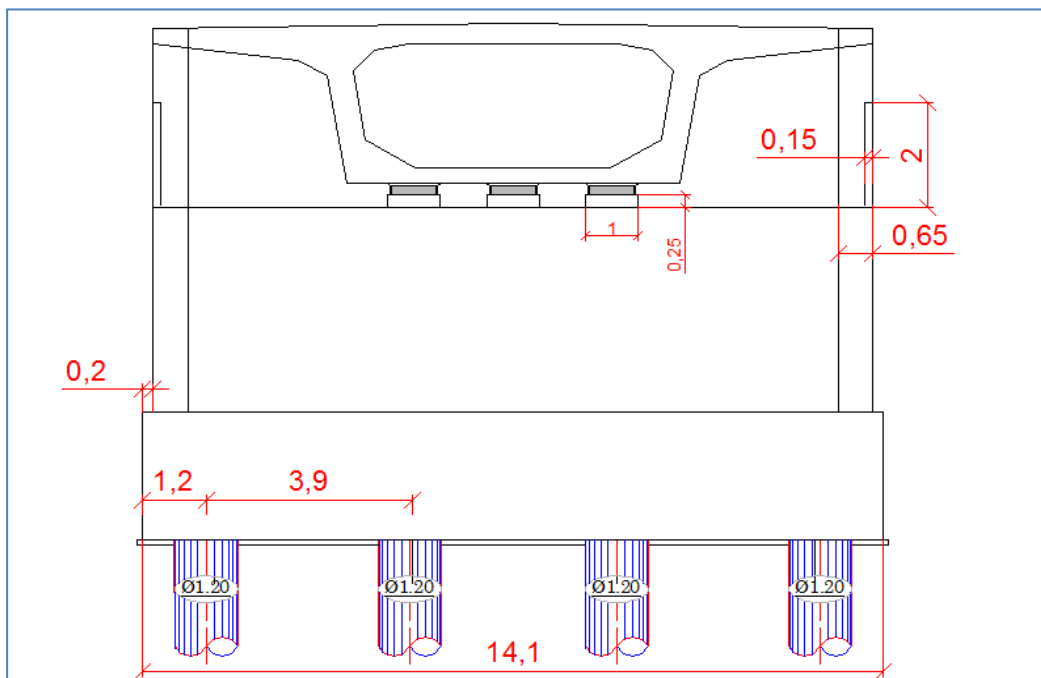


Figure VII-5. La géométrie de la coupe transversale de la culée.

**VII.5.2. Hypothèses de calcul :**

• **Données géotechniques :**

Poids volumique du remblai  $\gamma_r = 20 \text{ KN/m}^3$   
 Angle de frottement du remblai  $\Phi_r = 35^\circ$

• **Coefficient de poussée des terres au repos  $k_0 = 1 - \sin(\Phi_r) \quad k_0 = 0.426$**

Calcul du coefficient de poussée active : Selon RPOA Ver-2008

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $k_h$  ;  $k_v$  :

$$k_h = 0,15 \quad - \quad k_v = 0,3 \times k_h = 0,045$$

$k_h$  : Coefficient sismique horizontale ;

$k_v$  : Coefficient sismique verticale.

La poussée des terres agissant sur une hauteur h et sur une largeur L est donnée comme suit :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad}$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

Avec :

$H$  : est la hauteur du mur ;

$\gamma$  : est le poids des terres ;

$\varphi = 35^\circ$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right).$$

$$K_{ad} = (\min ; \max) = (0.516 ; 0.525)$$

• **Données de chargement**

$R_{pp\_culée} = 4\,234.14 \text{ KN}$

$R_{ELS\_culée} = 7\,750.71 \text{ KN}$

**Surcharge sur remblai**

$R_{ELU\_culée} = 10\,581.75 \text{ KN}$

$R_{ELA\_culée} = 6\,162.76 \text{ KN}$

**$Q_{exp\_lin} = 20 \text{ KN/m}^2$**

**VII.5.3. Calcul des efforts :**

**VII.5.3.1 Efforts renversants :**

• **Poussée statique des terres :**

Force horizontale  $P_{stat\_terr} = K_0 \cdot \gamma_r \cdot \frac{Ht^2}{2} \cdot Lmf$   **$P_{stat\_terr} = 5\,720.05 \text{ KN}$**

Bras de levier  $Y_{stat\_terr} = H_t/3$   $Y_{stat\_terr} = 3.3 \text{ m}$

Moment renversant  $M_{stat\_terr} = P_{stat\_terr} \cdot Y_{stat\_terr} = M_{stat\_terr} = 18876.16 \text{ KN.m}$

- Poussée due aux surcharges d'exploitations uniformément réparties

$$\begin{aligned} \text{Force horizontale} & P_{\text{exp\_lin}} = K_0 \cdot Q_{\text{exp}} \cdot H_t \cdot L_{\text{mf}} & P_{\text{exp\_lin}} &= \mathbf{1\ 155.56\ KN} \\ \text{Bras de levier} & Y_{\text{exp\_lin}} = H_t / 2 & Y_{\text{exp\_lin}} &= \mathbf{4.95\ m} \\ \text{Moment renversant} & M_{\text{exp\_lin}} = P_{\text{exp\_lin}} \cdot Y_{\text{exp\_lin}} & M_{\text{exp\_lin}} &= \mathbf{5\ 720.02\ KN.m} \end{aligned}$$

- Poussée dynamique du sol

❖ Cas du séisme descendant

$$P_{\text{ad1}} = 0.5 K_{\text{ad1}} \cdot (1 - K_v) \cdot \gamma_r \cdot H_t^2 \cdot L_{\text{mf}} \quad P_{\text{ad1}} = \mathbf{6\ 732.14\ KN}$$

❖ Cas du séisme ascendant

$$P_{\text{ad2}} = 0.5 K_{\text{ad2}} \cdot (1 + K_v) \cdot \gamma_r \cdot H_t^2 \cdot L_{\text{mf}} \quad P_{\text{ad2}} = \mathbf{7\ 240.30\ KN}$$

$$P_{\text{dyn\_terr}} = \max(P_{\text{ad1}}; P_{\text{ad2}}) \quad P_{\text{dyn\_terr}} = \mathbf{7\ 240.30\ KN}$$

$$M_{\text{dyn\_terr}} = P_{\text{dyn\_terr}} \cdot H_t / 2 \quad M_{\text{dyn\_terr}} = \mathbf{35\ 839.48\ KN.m}$$

- Force sismique due au poids propre du sol

$$\text{Poids des terres : } W_{\text{terr}} = (0.5 + 2.6) \cdot 7.4 \cdot 13.7 \cdot 20 = \mathbf{6\ 285.56\ KN}$$

$$\text{Force horizontale dynamique} \quad P_{E\_terr} = W_{\text{terr}} \cdot K_h \quad P_{E\_terr} = \mathbf{942.83\ KN}$$

$$\text{Bras de levier} \quad Y_{E\_terr} = \mathbf{2.5 + (7.4/2)}$$

$$\text{Le moment} \quad M_{E\_terr} = P_{E\_terr} \cdot Y_{E\_terr} \quad M_{E\_terr} = \mathbf{5\ 845.57\ KN.m}$$

- Forces sismique d'inerties

❖ Semelle

$$\begin{aligned} \text{Force} & F_{i\_sem} = L_{sem} \cdot B_{sem} \cdot E_{sem} \cdot \gamma_b \cdot K_h = \mathbf{1\ 269.00\ KN} \\ \text{Bras de levier} & Y_{i\_sem} = E_{sem} / 2 = \mathbf{1.25\ m} \\ \text{Moment renversant} & M_{i\_sem} = F_{i\_sem} \cdot Y_{i\_sem} = \mathbf{1\ 586.25\ KN.m} \end{aligned}$$

❖ Mur frontal

$$\begin{aligned} \text{Force} & F_{i\_mf} = L_{mf} \cdot B_{mf} \cdot E_{mf} \cdot \gamma_b \cdot K_h = \mathbf{513.75\ KN} \\ \text{Bras de levier} & Y_{i\_mf} = E_{sem} + H_{mf} / 2 = \mathbf{4.50\ m} \\ \text{Moment renversant} & M_{i\_mf} = F_{i\_mf} \cdot Y_{i\_mf} = \mathbf{2\ 311.87\ KN.m} \end{aligned}$$

❖ Mur garde grève

$$\begin{aligned} \text{Force} & F_{i\_mgg} = L_{mgg} \cdot B_{mgg} \cdot E_{mgg} \cdot \gamma_b \cdot K_h = \mathbf{90.83\ KN} \\ \text{Bras de levier} & Y_{i\_mgg} = E_{sem} + H_{mf} + H_{mgg} / 2 = \mathbf{8.20\ m} \\ \text{Moment renversant} & M_{i\_mgg} = F_{i\_mgg} \cdot Y_{i\_mgg} = \mathbf{744.80\ KN.m} \end{aligned}$$

❖ Murs en retour

$$\begin{aligned} \text{Force} & F_{i\_mr} = (S_{mr} \cdot E_{mr} \cdot \gamma_b \cdot K_h) \cdot 2 = \mathbf{139.18\ KN} \\ \text{Bras de levier} & Y_{i\_mr} = E_{sem} + H_{mr} / 2 = \mathbf{6.20\ m} \\ \text{Moment renversant} & M_{i\_mr} = F_{i\_mr} \cdot Y_{i\_mr} = \mathbf{862.92\ KN.m} \end{aligned}$$

❖ Murettes

Force  $F_{i\_mur} = (S_{mur} \cdot E_{mur} \cdot \gamma_b \cdot K_h) \cdot 2 = 4.50 \text{ KN}$   
 Bras de levier  $Y_{i\_mur} = E_{sem} + H_{mf} + H_{mur} / 2 = 7.50 \text{ m}$   
 Moment renversant  $M_{i\_mur} = F_{i\_mur} \cdot Y_{i\_mur} = 33.75 \text{ KN.m}$

**Force d'inertie totale :**

$F_{i\_culée} = F_{i\_sem} + F_{i\_mf} + F_{i\_mgg} + F_{i\_mr} + F_{i\_mur} = 2\ 044.26 \text{ KN}$

**Moment total :**

$M_{i\_culée} = M_{i\_sem} + M_{i\_mf} + M_{i\_mgg} + M_{i\_mr} + M_{i\_mur} = 5\ 539.59 \text{ KN.m}$

**VII.5.3.2 Efforts stabilisant**

- Poids de la culée

Semelle

Force  $P_{sem\_culée} = L_{sem\_culée} \cdot B_{sem\_culée} \cdot E_{sem\_culée} \cdot \gamma_b = 8\ 220.00 \text{ KN}$   
 Bras de levier  $X_{sem\_culée} = 0.00 \text{ m}$   
 Moment stabilisant  $M_{S\_sem} = P_{sem\_culée} \cdot X_{sem\_culée} = 0.00 \text{ KN.m}$

Mur frontal

Force  $P_{mf} = L_{mf} \cdot B_{mf} \cdot E_{mf} \cdot \gamma_b = 3\ 425.00 \text{ KN}$   
 Bras de levier  $X_{mf} = -0.44 \text{ m}$   
 Moment stabilisant  $M_{S\_mf} = P_{mf} \cdot X_{mf} = -1507.00 \text{ KN.m}$

Mur garde grève

Force  $P_{mgg\_1} = L_{mgg} \cdot B_{mgg} \cdot E_{mgg} \cdot \gamma_b = 582.25 \text{ KN}$  ;  $P_{mgg\_2} = 23.29 \text{ KN}$   
 Bras de levier  $X_{mgg\_1} = -1.43 \text{ m}$  ;  $X_{mgg\_2} = -1.10 \text{ m}$   
 Moment stabilisant  $M_{S\_mgg} = P_{mgg\_1} \cdot X_{mgg\_1} + P_{mgg\_2} \cdot X_{mgg\_2} = -858.23 \text{ KN.m}$

Murs en retour

Force  $P_{mr\_1} = (S_{mr\_1} \cdot E_{mr\_1} \cdot \gamma_b) \cdot 2 = 625.30 \text{ KN}$  ;  $P_{mr\_2} = 148.20 \text{ KN}$  ;  
 $P_{mr\_3} = 154.37 \text{ KN}$ .  
 Bras de levier  $X_{mr\_1} = -3.00 \text{ m}$  ;  $X_{mr\_2} = -6.20 \text{ m}$  ;  $X_{mr\_3} = -5.60 \text{ m}$   
 Moment stabilisant  $M_{S\_mr} = P_{mr\_1} \cdot X_{mr\_1} + P_{mr\_2} \cdot X_{mr\_2} + P_{mr\_3} \cdot X_{mr\_3} = -3\ 659.21 \text{ KN.m}$

Murettes

Force  $P_{mur} = (S_{mur} \cdot E_{mur} \cdot \gamma_b) \cdot 2 = 30.00 \text{ KN}$   
 Bras de levier  $X_{mur} = -0.20 \text{ m}$   
 Moment stabilisant  $M_{S\_mur} = P_{mur} \cdot X_{mur} = -6.00 \text{ KN.m}$

**Moment total de la culée  $M_{S\_culée} = -6\ 030.44 \text{ KN.m}$**

- Poids des terres

Poids des terres sur le talon  $W_{terr} = 6\ 469.08 \text{ KN}$   
 Bras de levier  $X_{terr} = -3.25 \text{ m}$   
 Moment stabilisant  $M_{S\_terr} = -21\ 024.51 \text{ KNm}$

- Poids de la surcharge uniformément répartie

Poids de la surcharge	$P_{s\_Qexp\_lin} = 849.40 \text{ KN}$
Bras de levier	$X_{Qexp\_lin} = -3.25 \text{ m}$
Moment stabilisant	$M_{Qexp\_lin} = -2\,760.55 \text{ KNm}$

- Réactions verticales du tablier

Bras de levier	$X_v = 0.00 \text{ m}$
Moment stabilisant	$M_{v\_pp} = R_{pp\_culée} \cdot X = 0.00 \text{ KN.m}$
	$M_{v\_ELS} = R_{ELS\_culée} \cdot X = 0.00 \text{ KN.m}$
	$M_{v\_ELU} = R_{ELU\_culée} \cdot X = 0.00 \text{ KN.m}$
	$M_{v\_ELA} = R_{ELA\_culée} \cdot X = 0.00 \text{ KN.m}$

#### VII.5.4. Combinaisons des moments (résistant et renversant)

Charges permanente (culée à vide) :

$M_{R\_PP} = M_{stat\_ter} + M_{H\_PP}$	$M_{R\_PP} = 18\,876.16 + 0 = 18\,876.16 \text{ KN.m}$
$H_{R\_pp} = P_{stat\_ter} + H_{pp\_culée}$	$H_{R\_pp} = 5\,720.05 + 0 = 5\,720.05 \text{ KN}$
$M_{S\_PP} = M_{S\_culée} + M_{S\_ter} + M_{V\_PP}$	$M_{S\_PP} = 6\,030.44 + 21\,024.51 + 0 = 27\,054.95 \text{ KN.m}$
$V_{S\_PP} = P_{S\_culée} + W_{ter} + R_{pp\_culée}$	$V_{S\_PP} = 13\,208.41 + 6\,469.08 + 4\,234.14 = 23\,911.63 \text{ KN}$

- Etat limite ultime

$M_{R\_ELU} = \alpha_{p\_ELU} \cdot M_{stat\_terr} + M_{H\_ELU} + \alpha_{q\_ELU} \cdot M_{R\_exp\_lin}$	$M_{R\_ELU} = 33\,776.84 \text{ KN.m}$
$M_{S\_ELU} = \alpha_{p\_ELU} \cdot M_{s\_pp} + M_{v\_ELU} + \alpha_{q\_ELU} \cdot M_{S\_exp\_lin}$	$M_{S\_ELU} = 40\,526.98 \text{ KN.m}$
$V_{S\_ELU} = \alpha_{p\_ELU} \cdot V_{S\_pp} + R_{ELU\_culée} + \alpha_{q\_ELU} \cdot P_{S\_exp\_lin}$	$V_{S\_ELU} = 44\,094.08 \text{ KN}$

- Etat limite de service

$M_{R\_ELS} = \alpha_{p\_ELS} \cdot M_{stat\_terr} + M_{H\_ELS} + \alpha_{q\_ELS} \cdot M_{R\_exp\_lin}$	$M_{R\_ELS} = 24\,596.18 \text{ KN.m}$
$M_{S\_ELS} = \alpha_{p\_ELS} \cdot M_{s\_pp} + M_{v\_ELS} + \alpha_{q\_ELS} \cdot M_{S\_exp\_lin}$	$M_{S\_ELS} = 29\,815.50 \text{ KNm}$
$V_{S\_ELS} = \alpha_{p\_ELS} \cdot V_{S\_pp} + R_{ELS\_culée} + \alpha_{q\_ELS} \cdot P_{S\_exp\_lin}$	$V_{S\_ELS} = 32\,511.74 \text{ KN}$

- Etat limite accidentel

$M_{R\_ELA} = \alpha_{p\_ELA} \cdot M_{dyn\_terr} + \alpha_{p\_ELA} \cdot M_{E\_terr} + \alpha_{p\_ELA} \cdot M_{i\_culée} + M_{H\_ELA}$	$M_{R\_ELA} = 47\,224.64 \text{ KN.m}$
$M_{S\_ELA} = \alpha_{p\_ELA} \cdot M_{s\_culée} + \alpha_{p\_ELA} \cdot M_{s\_ter} + M_{v\_ELA}$	$M_{S\_ELA} = 27\,054.95 \text{ KN.m}$
$V_{S\_ELA} = \alpha_{p\_ELA} \cdot P_{S\_culée} + \alpha_{p\_ELA} \cdot W_{ter} + R_{ELA\_culée}$	$V_{S\_ELA} = 25\,840.25 \text{ KN}$

Avec :

$$\alpha_{p\_ELS} = \alpha_{q\_ELS} = \alpha_{p\_ELA} = 1$$

$$\alpha_{p\_ELU} = 1.35$$

$$\alpha_{q\_ELU} = 1.45$$

NB : le calcul des moments renversant et stabilisant se fait par rapport au point O située au bas-milieu de la semelle.

❖ **Vérification des portances des pieux**

Les pieux sont vérifiés, pour chaque état limite, selon la formule suivante :

$$R_p = \frac{V_s}{N_{\text{pieux}}} \pm \frac{|\Delta M| \cdot E_x}{n_{\text{pieu\_trans}} \sum E_x^2}$$

Avec :

$R_p$  : effort revenant au pieu

$V_s$  : effort vertical

$N_{\text{pieux}}$  : nombre total des pieux

$\Delta M$  : différence entre le moment renversant et stabilisant

$E_x$  : espacement entre les pieux longitudinaux

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VII-7. Tableau de vérification des portances des pieux.

Combinaison	ELS	ELU	ELA
$R_{p\_min}$	2 658.97	3 440.12	1 958.82
$R_{p\_max}$	2 759.65	3 908.88	2 347.88
$P_{\text{pieu-adm}}$	4 000	6 000	8 000
Condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée

❖ **Conclusion :**

La portance des pieux à ELU, ELS et ELA est vérifiée.

❖ **Calcul de la résistance de la semelle**

$$d_{\text{sem\_culée}} = E_{\text{sem\_culée}} - 10 \text{ cm}$$

$$d_{\text{sem\_culée}} = 2.4 \text{ m}$$

• **Angle de diffusion**

$$\alpha_{\text{sem\_culée}} = \tan^{-1} \left( \frac{d_{\text{sem\_culée}}}{\max(X_{\text{pieux\_culée}}) - \frac{E_{\text{mf}}}{4}} \right)$$

$$\alpha_{\text{sem\_culée}} = 36.23^\circ$$

• **Force de compression**

$$F_{\text{comp\_ELU\_culée}} = \frac{R_{p\_ELU\_culée\_max}}{\sin(\alpha_{\text{sem\_culée}})}$$

$$F_{\text{comp\_ELU\_culée}} = 6\,613.69 \text{ KN}$$

$$F_{\text{comp\_ELS\_culée}} = \frac{R_{p\_ELS\_culée\_max}}{\sin(\alpha_{\text{sem\_culée}})}$$

$$F_{\text{comp\_ELS\_culée}} = 4\,669.23 \text{ KN}$$

$$F_{\text{comp\_ELA\_culée}} = \frac{R_{p\_ELA\_culée\_max}}{\sin(\alpha_{\text{sem\_culée}})}$$

$$F_{\text{comp\_ELA\_culée}} = 3\,972.53 \text{ KN}$$

• **Bande d'application**

$$S_{\text{comp\_culée}} = d_{\text{pieu}}^2 \cdot \sin(\alpha_{\text{sem\_culée}}) = 0.85 \text{ m}^2$$

• **Contrainte de compression**

$$\sigma_{\text{comp\_ELU\_culée}} = \frac{F_{\text{comp\_ELU\_culée}}}{S_{\text{comp\_culée}}}$$

$$\sigma_{\text{comp\_ELU\_culée}} = 7.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{comp\_ELS\_culée}} = \frac{F_{\text{comp\_ELS\_culée}}}{S_{\text{comp\_culée}}}$$

$$\sigma_{\text{comp\_ELS\_culée}} = 5.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{comp\_ELA\_culée}} = \frac{F_{\text{comp\_ELA\_culée}}}{S_{\text{comp\_culée}}}$$

$$\sigma_{\text{comp\_ELA\_culée}} = 4.67 \text{ MPa}$$

❖ **Conclusion :**

Les contraintes de compression des états limites ELU, ELS et ELA sont vérifiées.

**VII.5.5. FERRAILLAGE DE LA CULEE :**  
**Mur en retour**

❖ **Evaluation des efforts**

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle de calcul d'élément fini.

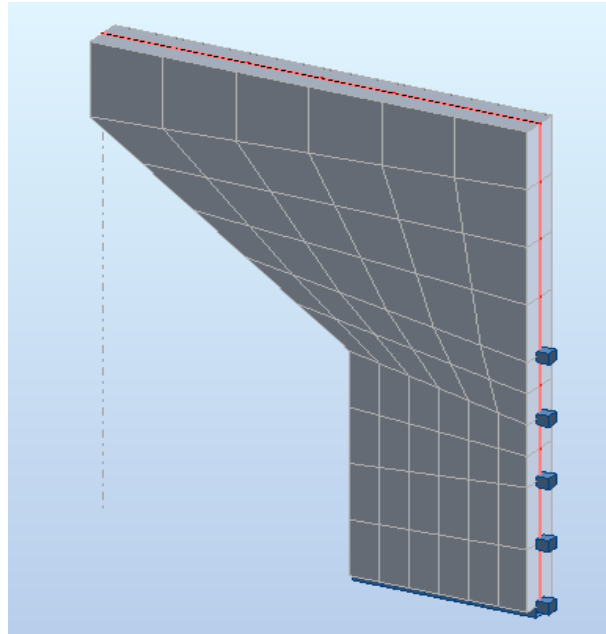


Figure VII-6. Modèle 3D du mur en retour

Le mur en retour est supposé encastrer sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

Poussée des terres :  $P_{\text{terres-max}}=0.43*7.7*20=66.22\text{KN}$ .  $P_{\text{terres-min}}=0\text{KN}$  (variation triangulaire).

Poussée des surcharges de remblais :  $P_{\text{sr}} = 4.3 \text{ KN/m}^2$  ;

Poids de CCP :  $P_{\text{eq}} = 4.25 \text{ KN/ml}$  ;

Poids propre du mur (calcul automatiquement).

**E.L.S** :  $M = M_g + M_q$

Tableau VII-8. Tableau de ferrailage du mur en retour.

		M (KN.m)	N (KN)	As (Cm <sup>2</sup> )	Armatures	Espacement (cm)
<b>Sens verticale</b>	coté remblais	300	250	17.1	6HA20	15
	coté extérieure	Armature de construction			6HA14	15
<b>Sens horizontale</b>	coté remblais	600	355	37.9	8HA25	12.5
	coté extérieure	Armature de construction			8HA16	12.5

### Ferraillage du mur garde grève

#### ❖ Evaluation des efforts

- Moment des poussées des terres :

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \quad \text{et} \quad P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec

H : hauteur des remblais, H = 3.4 m ;

$K_a$  : coefficient de poussée des terres,  $K_a = 0.43$  ;

L : longueur des remblais, L=1m.

→  $P = 49.71 \text{ KN/ml}$  et  $M_p = 56.34 \text{ KN.m/ml}$

→  $M_{P-ELS} = 24.33 \text{ KN.m/ml}$ .

- Moment due à la force de freinage  $M_f$ :

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2 \mu \times P \times h}{0.25 \times 2h}$$

Avec

$\mu$  : coefficient de pondération,  $\mu = 1$  à l'E.L.S ;

$P = 20 \text{ KN}$ . Pour 1 m de LM 71

→  $M_{f-ELS} = 23.15 \text{ KN.m/ml}$ .

- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \quad \text{et} \quad K = K_a \times \delta \times \gamma$$

Avec

$\gamma$  : coefficient de pondération.  $\gamma = 1$  à ELS ;

$\delta$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

h : hauteur de mur garde grève.

$$M_p = \frac{M}{K} = 102.3 \text{ KN.m} \quad \text{par interpolation}$$

→  $M_{P-ELS} = 44.01 \text{ KN.m/ml}$ .

- Combinaison d'actions sur le MGG

→  $M_{ELS} = M_G + M_Q = 123.49 \text{ KN.m/ml}$ .

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

#### Section d'acier :

Avec logiciel de calcul on trouve  $A_s = 12 \text{ cm}^2$ , On prend **6HA16/ml** avec  $St = 15 \text{ cm}$  ;

#### Armatures horizontales :

$A_{st} = A_s/4$  ; Soit : **6HA12/ml** avec  $St = 15 \text{ cm}$  ;

#### Armature de construction :

$A's = A_s/3$  ; Soit : **6HA10/ml** avec  $St = 15 \text{ cm}$  ;

### Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations).

Tableau VII-9. Tableau des sollicitations agissant sur le mur frontal.

<b>pp culée (KN)</b>	4031,05
<b>R tablier ELS (KN)</b>	7750,71
<b>R tablier ELU (KN)</b>	10581.75
<b>Poussée Sur charge remblai (KN)</b>	827.75

Tableau VII-10. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

êta	N	H	MH	MV	M
<b>ELS</b>	11781,76	5622,22	-19675,81	2357,19	-17318,62
<b>ELU</b>	16023,67	9915,55	-34379,24	4295,98	-30083,26

Tableau VII-11. Sollicitation max par mètre linéaire.

	KN/ml	KN/ml
<b>M<sub>max</sub>=</b>	-2228,39	-1282,86
<b>T<sub>max</sub>=</b>	734,48513	416,46
<b>N<sub>cor</sub>=</b>	1186,94	872,72

#### ❖ Ferrailage :

##### Ferrailage vertical:

Avec logiciel de calcul on trouve  $A_s = 25 \text{ cm}^2$  On prend **8HA20/ml** avec  $e=12.5 \text{ cm}$ .

##### Ferrailage horizontal:

$A_{st} = A_s/4$  ; Soit : **5HA12/ml** avec  $e=20 \text{ cm}$ .

##### Armature de construction :

$A's = A_s/3$  ; Soit : **8HA14/ml** avec  $e=12.5 \text{ cm}$ .

**VII.6. Etude des pieux :**

**VII.6.1. Actions sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

Avec :

- b** : diamètre du pieu ;
- C<sub>U</sub>** : module de réaction du sol ;
- y** : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Avec :

**λ: d'amortissement du module de WARNER**

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = - \frac{X_{ep}}{X_{em}} \times \frac{P}{\lambda}$$

Avec (**X<sub>ep</sub>**, **X<sub>em</sub>**) sont des valeurs tirées à partir du tableau WERNER.

**Tableau VII-12. tableau WERNER.**

<b>λ*L</b>	<b>1</b>	<b>1,5</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>6</b>
<b>X<sub>ep</sub></b>	<b>4,03</b>	<b>1,96</b>	<b>1,35</b>	<b>1,16</b>	<b>1,26</b>	<b>1,45</b>
<b>X<sub>em</sub></b>	<b>6,76</b>	<b>2,55</b>	<b>1,62</b>	<b>1,48</b>	<b>1,54</b>	<b>1,65</b>

• **La pile P05**

Le nombre de pieux estimé pour cette pile est :

$$n = 24$$

- Nombre de files selon X  $N_{\text{file-pieux-X}} = 4$  pieux.
- Nombre de files selon Y  $N_{\text{file-pieux-Y}} = 6$  pieux.

**C<sub>u</sub>** = 30 MN/m<sup>3</sup> ;  
**E** = 33 000 MPa ;  
**b** = 1,20 m ;  
**L** = 20m.

**I** = 0,102 m<sup>4</sup> ;  
**Alors λ = 0.228 ;**  
**D'où : λ\*L = 4.55.**

$$\lambda * L = 4.55 \rightarrow \begin{cases} X_{ep} = 1.31 \\ X_{em} = 1.57 \end{cases} \quad \text{Par interpolation entre} \quad \lambda * L = 4 \quad \text{et} \quad \lambda * L = 6$$

❖ **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

$\bar{M}_{ELS} = 1426.00 \text{ KN.m}$  et  $\bar{M}_{ELU} = 1617.34 \text{ KN.m}$

Tableau VII-13. Tableau des valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu de la pile05.

Etat	la pile 05		
	$H_{max}$ (KN)	$\bar{P}$ (KN/pieu)	$\bar{M}$ (KN.m)
ELU	440.31	4640.01	1617.34
ELS	388.22	3717.78	1426.00

**VII.6.2. Ferrailage des pieux**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

$A_s = 113.1 \text{ cm}^2$  Donc : on prend **24HA25**. Avec un espacement de  $e = 14 \text{ cm}$ .

Pour les armatures transversales, on prendra des cerces **HA16** avec un espacement de 30cm dans la zone courante et 11.5 cm dans la zone de critique.

• **La pile P01 :**

Le nombre de pieux estimé pour cette pile est :

$n = 24$

- Nombre de files selon X  $N_{\text{file-pieux-X}} = 4$  pieux.
- Nombre de files selon Y  $N_{\text{file-pieux-Y}} = 6$  pieux.

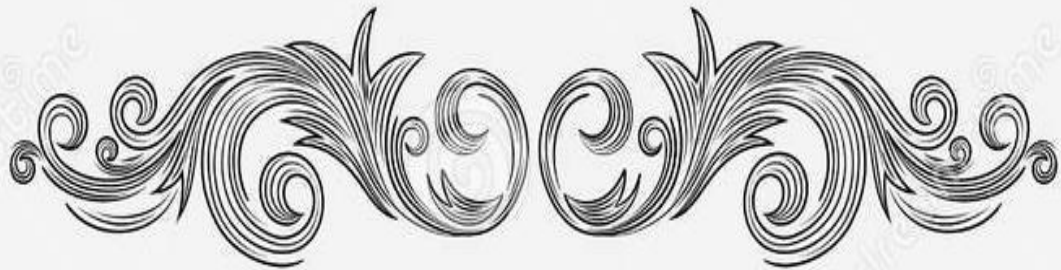
Tableau VII-14. Tableau des valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu de la pile01.

Etat	la pile 01		
	$H_{max}$ (KN)	$\bar{P}$ (KN/pieu)	$\bar{M}$ (KN.m)
ELU	440.31	4227.16	1617.34
ELS	388.22	3408.41	1426.00

$A_s = 113.1 \text{ cm}^2$  Donc : on prend **24HA25**. Avec un espacement de  $e = 14 \text{ cm}$ .

Pour les armatures transversales, on prendra des cerces **HA16** ;  $e = 11.5/30 \text{ cm}$ .

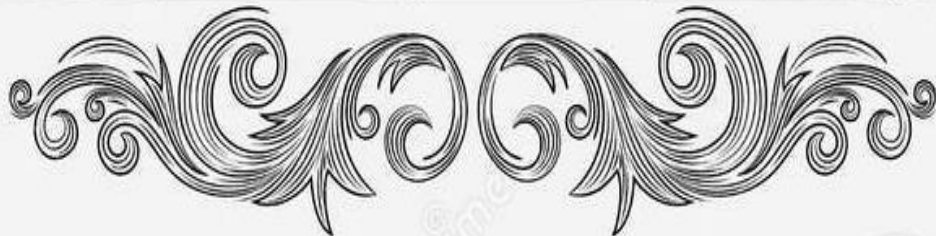
**FERRAILLAIGE : Dans la partie des plans .**



---

CONCLUSION GENERALE

---



### **VIII. CONCLUSION GENERALE :**

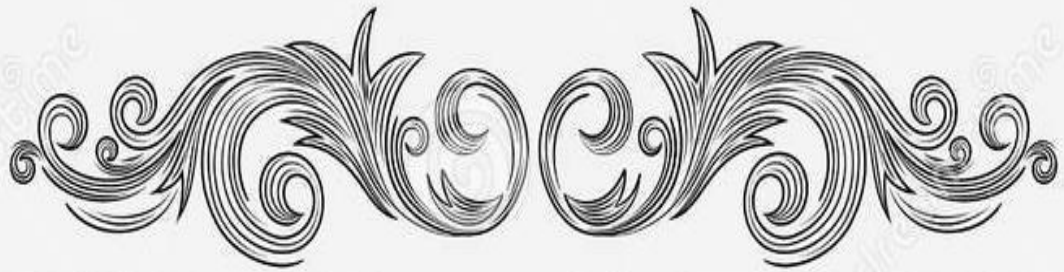
A la lumière de cette étude on a pu mieux voir les détails et les étapes à suivre afin d'étudier un viaduc ferroviaire, ainsi que l'acquisition des informations pratiques concernant la réalisation de ce genre d'ouvrage, en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous avons retenu la variante la plus avantageuse pour la prédimensionner et étudier d'une manière profonde.

Lors de cette étude nous avons tenté d'utiliser tous les logiciels techniques à notre disposition (*Robot Structural, AutoCAD 2007*), afin d'automatiser au maximum les étapes de calculs et de consacrer un maximum de temps à la réflexion.

En fin, ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus au sein de l'ENSTP, et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

**BIBLIOGRAPHIE :**

- 1) BENREDHOUANE Mustapha, « Cours de Béton Armé ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2017)
- 2) Document SETRA, « Ponts courants en zone sismique ». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (janvier 2000)
- 3) Document SETRA, « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs ». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin 2003)
- 4) Document SETRA, « Ponts mixtes acier-béton ». Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France), (septembre 2009)
- 5) Document SETRA, « Guide technique Appareils d'appui en élastomère fretté »
- 6) CHAUSSIN Robert, « La précontrainte ». Presses de l'école nationale des ponts et chaussées (1992).
- 7) BERNARD-GELY, A & CALGARO, J.A « Conception des ponts ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).
- 8) THONIER. Henry. « Le béton précontraint aux états limites ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris, (France), (1992).
- 9) Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS, (2008).
- 10) Guide de justification des sections Direction technique infrastructures de transport et matériaux, Janvier (2014).
- 11) « Cours charpentes métalliques », Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.



ANNEXE A



## ANNEXE A : LES ESSAIS GEOTECHNIQUES

## ❖ Essais « STANDARD PENETRATION TEST (SPT) » :

L'essai de pénétration au carottier s'applique aux sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm, il consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu au fond d'un forage préalable. En fonction de la profondeur, on donne le nombre de coups de mouton  $N$  nécessaire pour enfoncer le carottier de **30 cm**. Ce nombre  $N$  caractérise la résistance à la pénétration.

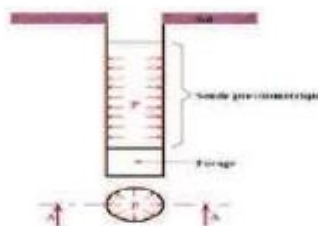
Les résultats sont obtenus dans les tableaux suivants :

Sondage	Profondeur d'essai (m)		Nombre de coups	Classe
	Début	Fin		
F44	4.00	4.45	84	Très Dense
	8.00	8.45	50	Très Dense
	12.00	12.45	69	Très Dense
	16.00	16.45	refus	Très Dense

## ❖ Essais pressiométriques :

Un (01) sondage pressiométrique a été réalisé.

L'essai pressiométrique consiste à **dilater radialement** dans le sol **une sonde cylindrique** et à déterminer la relation entre la pression «  $P$  » appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde (voir figure).



L'essai consiste à appliquer progressivement par palier, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer l'expansion de la sonde  $V$  en fonction de la pression appliquée «  $P$  ».

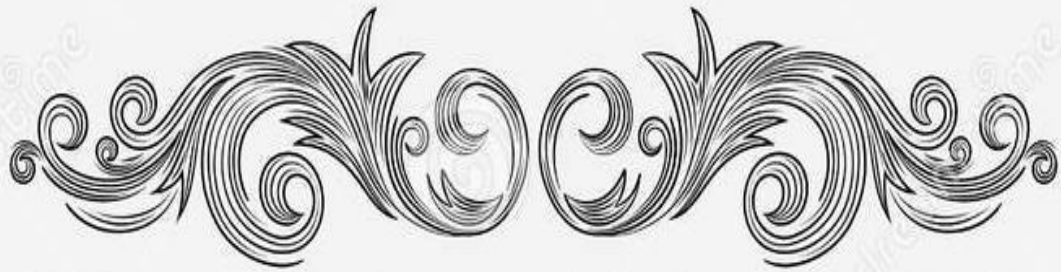
Il permet d'obtenir le module pressiométrique  $EM$ , la pression limite  $Pl$ , la pression de fluage  $Pf$  et la pression de contact avec le terrain  $Pi$

Chaque pression est maintenue constante dans les cellules de mesure et de garde pendant 60 secondes. A chaque palier, on visualise et on enregistre la pression appliquée et le volume injecté dans la sonde à 30 et 60 secondes.

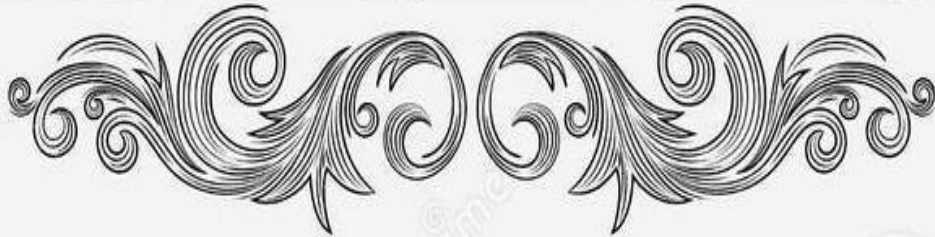
Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit avec l'état de consolidation selon la classification des sols basée sur le rapport  $E/Pl$  Selon la D60 :

PR	$E$ (bar)	$Pl$ (bar)	$E/Pl$ (bar)	$\frac{\overline{Ep}}{\overline{Pl}}$	Etat de consolidation	$\overline{Ep}$ (bars)	$\overline{Pl}$ (bars)	Catégorie selon RPOA
SP 31	85,16-736.43	10.6-61.20	8.02-24.5	12.2	Normalement consolidé	221.6	18.7	$S_3$

Les résultats des essais pressiométriques ont donné de bonnes valeurs pour toute la couche des argiles où la pression limite varie entre 10.6 bar et 61.2 bar, et le module de déformation varie entre 85.16 et 736 bars. Ces résultats dénotent un sol **Normalement consolidé** classé en **catégorie  $S_3$**  (Sol meuble) selon le RPOA 2008.



ANNEXE B



ANNEXE B : VERIFICATION DES CONTRAINTES :

ANNEXE-B- 1.Vérification des contraintes cas chargé en service :

	X (m)	M (MN.m)	nf	nc	Pf	Pc	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	OBS
début VC 01	-	0,00	0	0	0,00	0,00	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,80	0,00	0,00	Ok
début VC 02	3,00	-17,18	0	4	0,00	14,29	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,87	1,95	0,88	Ok
début VCL C01-P01	6,00	-33,21	2	8	5,64	28,59	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,87	5,60	1,57	Ok
début V01	8,00	-40,70	2	8	5,64	28,59	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,87	6,70	0,95	Ok
début V02	12,80	-49,00	4	8	11,28	28,59	11,29	14,45	2,02	1,15	1,69	0,90	9,44	0,16	Ok
début V03	17,60	-42,90	6	8	16,93	28,59	11,77	17,53	2,13	1,25	1,80	0,97	9,41	0,61	Ok
début V04	22,40	57,18	10	8	28,21	28,59	12,37	23,32	2,31	1,42	1,86	1,09	1,04	6,77	Ok
début V05	27,20	96,50	14	4	39,49	14,29	13,21	32,99	2,41	1,80	2,00	1,40	1,33	6,13	Ok
début V06	32,00	146,50	18	0	50,78	0,00	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	0,00	2,28	4,44	Ok
début VSP P 01	36,80	207,40	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,53	5,06	Ok
AXE VSP P 01	40,80	270,70	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	-0,29	7,18	Ok
début V 09	44,80	184,80	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	3,54	4,30	Ok
début V 10	49,60	101,90	18	2	50,78	7,15	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	4,70	3,60	Ok
début V 11	54,40	9,61	14	6	39,49	21,44	13,21	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	7,33	2,58	Ok
début V 12	59,20	-24,70	10	10	28,21	35,73	12,37	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	8,50	3,12	Ok
début V 13	64,00	-63,10	6	14	16,93	50,03	11,77	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	10,55	2,83	Ok
début V 14	68,80	-89,00	4	18	11,28	64,32	11,41	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	12,72	3,15	Ok
début VSC P01-P02	73,60	-95,00	2	18	5,64	64,32	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	12,30	2,74	Ok
début V 18	76,00	-95,20	2	18	5,64	64,32	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	12,33	2,72	Ok
début V 19	80,80	-84,60	4	18	11,28	64,32	11,77	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	11,90	3,30	Ok
début V 20	85,60	-59,60	6	14	16,93	50,03	12,37	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	9,85	2,81	Ok
début V 21	90,40	51,70	10	10	28,21	35,73	13,21	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	0,61	7,44	Ok
début V 22	95,20	98,10	14	6	39,49	21,44	14,29	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	0,51	7,07	Ok
début V 23	100,00	155,10	18	2	50,78	7,15	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	1,56	5,79	Ok
début VSP P 02	104,80	223,10	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	1,83	5,59	Ok
AXE VSP P 02	108,80	297,60	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	-1,50	8,08	Ok
début V 25	112,80	214,80	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,20	5,31	Ok
début V 26	117,60	149,80	18	2	50,78	7,15	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	1,87	5,57	Ok
début V 27	122,40	95,90	14	6	39,49	21,44	13,21	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	1,02	7,30	Ok
début V 28	127,20	52,50	10	10	28,21	35,73	12,37	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	0,86	7,82	Ok
début V 29	132,00	-52,20	6	14	16,93	50,03	11,77	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	9,22	3,61	Ok
début V 30	136,80	-77,90	4	18	11,28	64,32	11,41	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	11,17	4,03	Ok
début VSC P02-P03	141,60	-89,10	2	18	5,64	64,32	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	11,44	3,23	Ok
début V 34	144,00	-89,60	2	18	5,64	64,32	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	11,51	3,18	Ok
début V 35	148,80	-81,50	4	18	11,28	64,32	11,77	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	11,47	3,54	Ok
début V 36	153,60	-58,70	6	14	16,93	50,03	12,37	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	9,74	2,87	Ok
début V 37	158,40	49,60	10	10	28,21	35,73	13,21	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	0,81	7,31	Ok
début V 38	163,20	91,80	14	6	39,49	21,44	14,29	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	0,97	6,73	Ok

ANNEXE B : VERIFICATION DES CONTRAINTES :

début V 39	168,00	144,30	18	2	50,78	7,15	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,20	5,35	Ok
début VSPP03	172,80	207,90	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,51	5,08	Ok
AXE VSP P 03	176,80	282,20	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	-0,81	7,57	Ok
début V 41	180,80	206,04	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,59	5,02	Ok
début V 42	185,60	142,20	18	2	50,78	7,15	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,32	5,26	Ok
début V 43	190,40	89,40	14	6	39,49	21,44	13,21	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	1,50	6,95	Ok
début V 44	195,20	47,18	10	10	28,21	35,73	12,37	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	1,38	7,49	Ok
début V 45	200,00	-61,10	6	14	16,93	50,03	11,77	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	10,31	2,98	Ok
début V 46	204,80	-84,70	4	18	11,28	64,32	11,41	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	12,12	3,49	Ok
début VSC P03-P04	209,60	-93,30	2	18	5,64	64,32	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	12,05	2,88	Ok
début V 50	212,00	-93,50	2	18	5,64	64,32	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	12,08	2,86	Ok
début V 51	216,80	-83,20	4	18	11,28	64,32	11,77	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	11,71	3,41	Ok
début V 52	221,60	-58,30	6	14	16,93	50,03	12,37	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	9,69	2,90	Ok
début V 53	226,40	52,10	10	10	28,21	35,73	13,21	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	0,57	7,46	Ok
début V 54	231,20	95,70	14	6	39,49	21,44	14,29	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	0,69	6,94	Ok
début V 55	236,00	149,60	18	2	50,78	7,15	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	1,89	5,57	Ok
début VSP P 04	240,80	215,20	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,18	5,32	Ok
AXE VSP P 04	244,80	291,14	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	-1,21	7,87	Ok
début V 57	248,80	215,10	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,19	5,32	Ok
début V 58	253,60	149,70	18	2	50,78	7,15	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	1,88	5,57	Ok
début V 59	258,40	95,51	14	6	39,49	21,44	13,21	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	1,05	7,28	Ok
début V 60	263,20	51,70	10	10	28,21	35,73	12,37	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	0,93	7,77	Ok
début V 61	268,00	-58,70	6	14	16,93	50,03	11,77	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	10,01	3,15	Ok
début V 62	272,80	-83,60	4	18	11,28	64,32	11,41	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	11,97	3,58	Ok
début VSC P04-P05	277,60	-94,10	2	18	5,64	64,32	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	12,17	2,81	Ok
début V 65	280,00	-94,40	2	18	5,64	64,32	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	12,21	2,79	Ok
début V 66	284,80	-85,40	4	18	11,28	64,32	11,41	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	12,22	3,44	Ok
début V 67	289,60	-61,80	6	14	16,93	50,03	11,77	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	10,39	2,93	Ok
début V 68	294,40	46,50	10	10	28,21	35,73	12,37	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	1,45	7,45	Ok
début V 69	299,20	88,70	14	6	39,49	21,44	13,21	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	1,55	6,91	Ok
début V 70	304,00	141,14	18	2	50,78	7,15	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,39	5,22	Ok
début VSP P 05	308,80	205,20	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,63	4,99	Ok
AXE VSP P 05	312,80	281,01	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	-0,75	7,53	Ok
début V 73	316,80	206,70	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,56	5,04	Ok
début V 74	321,60	143,10	18	2	50,78	7,15	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,27	5,30	Ok
début V 75	326,40	90,50	14	6	39,49	21,44	13,21	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	1,42	7,01	Ok
début V 76	331,20	48,50	10	10	28,21	35,73	12,37	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	1,25	7,57	Ok
début V 77	336,00	-59,90	6	14	16,93	50,03	11,77	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	10,16	3,06	Ok
début V 78	340,80	-82,80	4	18	11,28	64,32	11,41	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	11,85	3,64	Ok
début VSC P05-P06	345,60	-91,10	2	18	5,64	64,32	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	11,73	3,06	Ok
début V 50	348,00	-90,50	2	18	5,64	64,32	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	11,64	3,11	Ok

ANNEXE B : VERIFICATION DES CONTRAINTES :

début V 51	352,80	-79,30	4	18	11,28	64,32	11,77	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	11,16	3,72	Ok
début V 52	357,60	-53,60	6	14	16,93	50,03	12,37	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	9,12	3,24	Ok
début V 53	362,40	49,60	10	10	28,21	35,73	13,21	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	0,81	7,31	Ok
début V 54	367,20	93,20	14	6	39,49	21,44	14,29	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	0,87	6,80	Ok
début V 55	372,00	147,10	18	2	50,78	7,15	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,03	5,46	Ok
début VSP P 04	376,80	212,09	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,32	5,22	Ok
AXE VSP P 06	380,80	295,50	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	-1,40	8,01	Ok
début V 57	384,80	218,50	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,03	5,43	Ok
début V 58	389,60	147,10	18	2	50,78	7,15	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,03	5,46	Ok
début V 59	394,40	86,80	14	6	39,49	21,44	13,21	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	1,69	6,80	Ok
début V 60	399,20	37,06	10	10	28,21	35,73	12,37	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	2,38	6,88	Ok
début V 61	404,00	-93,40	6	14	16,93	50,03	11,77	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	14,23	0,67	Ok
début V 62	408,80	-127,30	4	18	11,28	64,32	11,41	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	18,07	0,09	Ok
début VSC P06-P07	413,60	-144,60	2	18	5,64	64,32	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	19,55	-1,38	Ok
début V 65	416,00	-149,30	2	18	5,64	64,32	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	20,24	-1,77	Ok
début V 66	420,80	-146,30	4	18	11,28	64,32	11,41	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	20,73	-1,42	Ok
début V 67	425,60	-129,20	6	14	16,93	50,03	11,77	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	18,58	-1,88	Ok
début V 68	430,40	-97,90	10	10	28,21	35,73	12,37	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	15,75	-1,33	Ok
début V 69	435,20	-51,09	14	6	39,49	21,44	13,21	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	11,76	-0,74	Ok
début V 70	440,00	45,90	18	2	50,78	7,15	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	8,00	1,30	Ok
début VSP P 05	444,80	105,90	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	7,06	1,66	Ok
AXE VSP P 07	448,80	183,70	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	3,59	4,27	Ok
début V 57	452,80	118,50	22	0	62,06	0,00	15,61	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	6,50	2,08	Ok
début V 58	457,60	69,03	18	0	50,78	0,00	14,29	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	6,85	1,25	Ok
début V 59	462,40	30,60	14	4	39,49	14,29	13,21	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	6,04	2,60	Ok
début V 60	467,20	-49,20	10	8	28,21	28,59	12,37	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	11,21	0,53	Ok
début V 61	472,00	-64,40	6	8	16,93	28,59	11,77	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	11,67	-0,72	Ok
début V 62	476,80	-66,30	4	8	11,28	28,59	11,41	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	11,42	-1,03	Ok
début VSC P07-C02	481,60	-50,57	2	8	5,64	28,59	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	7,72	0,37	Ok
début V 65	483,60	-40,30	0	8	0,00	28,59	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	4,36	1,50	Ok
début V 66	486,60	-12,53	0	4	0,00	14,29	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	1,06	1,38	Ok
AXE CULEE 02	489,00	-0,05	0	0	0,00	0,00	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	0,01	0,00	Ok
début V 65	489,60	0,00	0	0	0,00	0,00	11,29	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	0,00	0,00	Ok

ANNEXE B : VERIFICATION DES CONTRAINTES :

ANNEXE-B- 2.Vérification des contraintes cas vide en service :

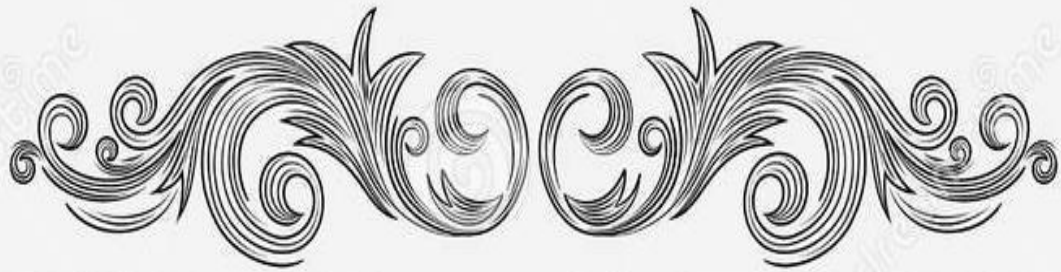
	X (m)	M (MN.m)	nf	nc	Pf	Pc	s (m <sup>2</sup> )	i (m <sup>4</sup> )	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	OBS
début VC 01	-	0,00	0	0	0,00	0,00	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,80	0,00	0,00	Ok
début VC 02	3,00	-8,79	0	4	0,00	8,19	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,87	0,94	0,57	Ok
début VCL C01-P01	6,00	-16,10	2	8	4,09	16,38	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,87	3,01	1,05	Ok
début V01	8,00	-18,97	2	8	4,09	16,38	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,87	3,43	0,81	Ok
début V02	12,80	-19,34	4	8	8,19	16,38	11,64	14,45	2,02	1,15	1,69	0,90	4,68	0,64	Ok
début V03	17,60	-10,31	6	8	12,28	16,38	12,18	17,53	2,13	1,25	1,80	0,97	4,36	1,17	Ok
début V04	22,40	8,39	10	8	20,47	16,38	12,86	23,32	2,31	1,42	1,86	1,09	4,04	2,14	Ok
début V05	27,20	37,10	14	4	28,66	8,19	13,80	32,99	2,41	1,80	2,00	1,40	3,31	2,19	Ok
début V06	32,00	76,33	18	0	36,85	0,00	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	0,00	3,30	1,87	Ok
début VSP P 01	36,80	126,63	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,75	2,72	Ok
AXE VSP P 01	40,80	180,90	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	0,32	4,54	Ok
début V 09	44,80	122,76	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,92	2,59	Ok
début V 10	49,60	67,80	18	2	36,85	4,09	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	3,67	2,07	Ok
début V 11	54,40	23,92	14	6	28,66	12,28	13,80	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	4,06	2,15	Ok
début V 12	59,20	-9,44	10	10	20,47	20,47	12,86	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	5,42	1,81	Ok
début V 13	64,00	-32,80	6	14	12,28	28,66	12,18	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	6,30	1,63	Ok
début V 14	68,80	-46,48	4	18	8,19	36,85	11,78	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	7,09	1,96	Ok
début VSC P01-P02	73,60	-49,46	2	18	4,09	36,85	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	6,50	1,83	Ok
début V 18	76,00	-49,46	2	18	4,09	36,85	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	6,50	1,83	Ok
début V 19	80,80	-39,92	4	18	8,19	36,85	12,18	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	6,05	2,36	Ok
début V 20	85,60	-20,96	6	14	12,28	28,66	12,86	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	4,69	2,30	Ok
début V 21	90,40	7,62	10	10	20,47	20,47	13,80	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	3,51	2,63	Ok
début V 22	95,20	46,24	14	6	28,66	12,28	15,02	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	2,19	3,13	Ok
début V 23	100,00	95,38	18	2	36,85	4,09	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,04	3,21	Ok
début VSP P 02	104,80	155,59	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	1,45	3,69	Ok
AXE VSP P 02	108,80	218,13	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	-1,34	5,78	Ok
début V 25	112,80	156,82	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	1,40	3,73	Ok
début V 26	117,60	98,10	18	2	36,85	4,09	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	1,88	3,32	Ok
début V 27	122,40	50,45	14	6	28,66	12,28	13,80	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	2,12	3,60	Ok
début V 28	127,20	13,32	10	10	20,47	20,47	12,86	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	3,17	3,20	Ok
début V 29	132,00	-13,80	6	14	12,28	28,66	12,18	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	4,00	2,99	Ok
début V 30	136,80	-31,25	4	18	8,19	36,85	11,78	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	4,96	3,17	Ok
début VSC P02-P03	141,60	-36,76	2	18	4,09	36,85	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	4,64	2,88	Ok
début V 34	144,00	-36,79	2	18	4,09	36,85	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	4,64	2,88	Ok
début V 35	148,80	-34,10	4	18	8,19	36,85	12,18	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	5,24	2,82	Ok
début V 36	153,60	-18,90	6	14	12,28	28,66	12,86	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	4,44	2,45	Ok

ANNEXE B : VERIFICATION DES CONTRAINTES :

début V 37	158,40	5,90	10	10	20,47	20,47	13,80	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	3,68	2,53	Ok
début V 38	163,20	40,76	14	6	28,66	12,28	15,02	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	2,59	2,83	Ok
début V 39	168,00	86,13	18	2	36,85	4,09	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,59	2,83	Ok
début VSP 03	172,80	142,56	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,04	3,25	Ok
AXE VSP P 03	176,80	201,96	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	-0,62	5,24	Ok
début V 41	180,80	142,16	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,05	3,24	Ok
début V 42	185,60	85,23	18	2	36,85	4,09	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,64	2,79	Ok
début V 43	190,40	39,36	14	6	28,66	12,28	13,80	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	2,93	3,00	Ok
début V 44	195,20	4,03	10	10	20,47	20,47	12,86	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	4,09	2,63	Ok
début V 45	200,00	-21,30	6	14	12,28	28,66	12,18	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	4,91	2,45	Ok
début V 46	204,80	-36,96	4	18	8,19	36,85	11,78	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	5,76	2,72	Ok
début VSC P03-P04	209,60	-42,90	2	18	4,09	36,85	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	5,54	2,37	Ok
début V 50	212,00	-42,90	2	18	4,09	36,85	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	5,54	2,37	Ok
début V 51	216,80	-35,33	4	18	8,19	36,85	12,18	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	5,41	2,72	Ok
début V 52	221,60	-18,37	6	14	12,28	28,66	12,86	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	4,37	2,49	Ok
début V 53	226,40	8,25	10	10	20,47	20,47	13,80	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	3,45	2,67	Ok
début V 54	231,20	44,89	14	6	28,66	12,28	15,02	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	2,29	3,06	Ok
début V 55	236,00	92,06	18	2	36,85	4,09	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,24	3,07	Ok
début VSP P 04	240,80	150,29	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	1,69	3,51	Ok
AXE VSP P 04	244,80	211,18	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	-1,03	5,55	Ok
début V 57	248,80	150,24	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	1,69	3,51	Ok
début V 58	253,60	91,91	18	2	36,85	4,09	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,24	3,06	Ok
début V 59	258,40	44,67	14	6	28,66	12,28	13,80	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	2,54	3,29	Ok
début V 60	263,20	7,96	10	10	20,47	20,47	12,86	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	3,70	2,87	Ok
début V 61	268,00	-18,75	6	14	12,28	28,66	12,18	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	4,60	2,64	Ok
début V 62	272,80	-35,79	4	18	8,19	36,85	11,78	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	5,60	2,81	Ok
début VSC P04-P05	277,60	-37,96	2	18	4,09	36,85	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	4,81	2,78	Ok
début V 65	280,00	-37,96	2	18	4,09	36,85	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	4,81	2,78	Ok
début V 66	284,80	-37,61	4	18	8,19	36,85	11,78	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	5,85	2,67	Ok
début V 67	289,60	-22,02	6	14	12,28	28,66	12,18	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	4,99	2,40	Ok
début V 68	294,40	3,22	10	10	20,47	20,47	12,86	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	4,17	2,58	Ok
début V 69	299,20	38,48	14	6	28,66	12,28	13,80	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	2,99	2,95	Ok
début V 70	304,00	84,26	18	2	36,85	4,09	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,70	2,75	Ok
début VSP P 05	308,80	141,12	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,10	3,20	Ok
AXE VSP P 05	312,80	200,96	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	-0,57	5,21	Ok
début V 73	316,80	141,45	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,08	3,21	Ok
début V 74	321,60	84,93	18	2	36,85	4,09	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,66	2,78	Ok
début V 75	326,40	39,51	14	6	28,66	12,28	13,80	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	2,92	3,00	Ok
début V 76	331,20	4,61	10	10	20,47	20,47	12,86	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	4,03	2,67	Ok
début V 77	336,00	-20,27	6	14	12,28	28,66	12,18	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	4,78	2,53	Ok

ANNEXE B : VERIFICATION DES CONTRAINTES :

début V 78	340,80	-35,49	4	18	8,19	36,85	11,78	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	5,56	2,84	Ok
début VSC P05-P06	345,60	-40,70	2	18	4,09	36,85	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	5,21	2,56	Ok
début V 50	348,00	-40,70	2	18	4,09	36,85	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	5,21	2,56	Ok
début V 51	352,80	-32,76	4	18	8,19	36,85	12,18	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	5,05	2,93	Ok
début V 52	357,60	-15,33	6	14	12,28	28,66	12,86	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	4,01	2,70	Ok
début V 53	362,40	11,71	10	10	20,47	20,47	13,80	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	3,11	2,88	Ok
début V 54	367,20	48,79	14	6	28,66	12,28	15,02	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	2,00	3,27	Ok
début V 55	372,00	96,39	18	2	36,85	4,09	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	1,98	3,25	Ok
début VSP P 04	376,80	155,06	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	1,48	3,67	Ok
AXE VSP P 06	380,80	216,33	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	-1,26	5,72	Ok
début V 57	384,80	150,56	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	1,68	3,52	Ok
début V 58	389,60	86,48	18	2	36,85	4,09	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	2,56	2,84	Ok
début V 59	394,40	33,47	14	6	28,66	12,28	13,80	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	3,36	2,67	Ok
début V 60	399,20	-9,01	10	10	20,47	20,47	12,86	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	5,38	1,84	Ok
début V 61	404,00	-41,48	6	14	12,28	28,66	12,18	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	7,36	1,01	Ok
début V 62	408,80	-64,28	4	18	8,19	36,85	11,78	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	9,58	0,54	Ok
début VSC P06-P07	413,60	-77,67	2	18	4,09	36,85	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	10,62	-0,51	Ok
début V 65	416,00	-81,85	2	18	4,09	36,85	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	11,23	-0,86	Ok
début V 66	420,80	-68,00	4	18	8,19	36,85	11,78	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	10,10	0,24	Ok
début V 67	425,60	-62,00	6	14	12,28	28,66	12,18	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	9,85	-0,45	Ok
début V 68	430,40	-51,01	10	10	20,47	20,47	12,86	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	9,54	-0,72	Ok
début V 69	435,20	-21,39	14	6	28,66	12,28	13,80	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	7,37	-0,33	Ok
début V 70	440,00	18,77	18	2	36,85	4,09	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	6,56	0,05	Ok
début VSP P 05	444,80	70,01	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	5,27	0,82	Ok
AXE VSP P 07	448,80	125,24	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	2,81	2,67	Ok
début V 57	452,80	76,21	22	0	45,04	0,00	16,50	71,70	3,20	2,40	2,82	0,00	5,00	1,03	Ok
début V 58	457,60	32,20	18	0	36,85	0,00	15,02	48,35	2,85	1,99	2,46	1,69	5,90	0,05	Ok
début V 59	462,40	-0,60	14	4	28,66	8,19	13,80	32,99	2,41	1,80	2,00	1,50	6,00	0,18	Ok
début V 60	467,20	-22,80	10	8	20,47	16,38	12,86	23,32	2,31	1,42	1,86	1,22	6,92	0,38	Ok
début V 61	472,00	-34,89	6	8	12,28	16,38	12,18	17,53	2,13	1,25	1,80	1,07	7,15	-0,46	Ok
début V 62	476,80	-37,54	4	8	8,19	16,38	11,78	14,45	2,02	1,15	1,69	1,00	6,97	-0,70	Ok
début VSC P07-C02	481,60	-30,01	2	8	4,09	16,38	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	4,80	0,03	Ok
début V 65	483,60	-22,80	0	8	0,00	16,38	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	2,41	0,84	Ok
début V 66	486,60	-12,53	0	4	0,00	8,19	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	1,37	0,33	Ok
AXE CULEE 02	489,00	-0,05	0	0	0,00	0,00	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	0,01	0,00	Ok
début V 65	489,60	0,00	0	0	0,00	0,00	11,64	13,54	1,98	1,12	1,65	0,97	0,00	0,00	Ok

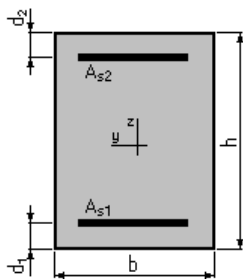


ANNEXE C



**C.1 FERRAILLAGE DES VOUSOIRS :****C.1.1 Voussoir sur pile :****C.1.1.1 Hourdis supérieur : (calcul en flexion simple).****C.1.1.1.a Nappe supérieure :****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 45,0$  (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)  
 $h = 64,0$  (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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	291,51	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

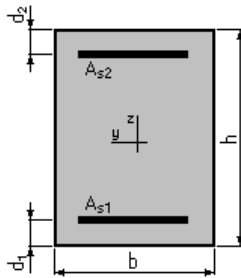
Section théorique	$A_{s2} = 21,6$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 8,5$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,37$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,14$ (%)		

**Analyse par Cas:****Cas ELS  $M_{max} = 291,51$  (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 16,6$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 53,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,6$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
Tendue:	$\sigma_s = 252,8$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 252,8$ (MPa)

**C.1.1.1.b Nappe inférieure :****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 45,0$  (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:**

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 37,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

**3. Moments appliqués:**

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	119,71	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

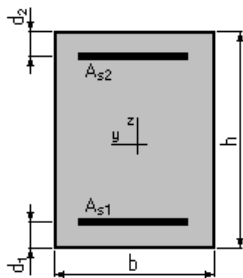
Section théorique	$A_{s1} = 16,6$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 5,2$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,52$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,16$ (%)		

**Analyse par Cas:****Cas ELS     $M_{\max} = 119,71$  (kN\*m)     $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 10,4$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 28,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8,1$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 252,8$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s \lim} = 252,8$ (MPa)

**C.1.1.2 Hourdis inférieur : (calcul en flexion simple).****C.1.1.2.a Nappe supérieure :****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 45,0$  (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:**

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 75,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

**3. Moments appliqués:**

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	68,05	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

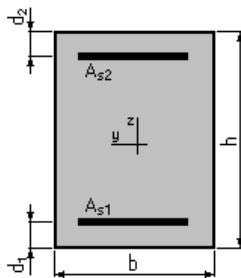
Section théorique	$A_{s2} = 9,8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 9,8$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,14$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,14$ (%)		

**Analyse par Cas:****Cas ELS     $M_{\max} = 68,05$       (kN\*m)       $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	2,40
Position de l'axe neutre:	$y = 13,0$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 65,7$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,7$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 8,9$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s \lim} = 252,8$ (MPa)

**C.1.1.2.b Nappe inférieure :****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 45,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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)  
 $h = 75,0$  (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 )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	10,19	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

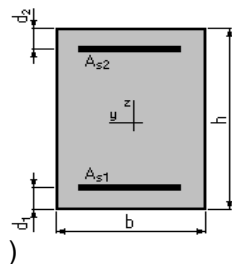
Section théorique	$A_{s1} = 9,8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 9,8$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,14$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,14$ (%)		

**Analyse par Cas:**

<b>Cas ELS</b>	$M_{max} = 10,19$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	0,03			
Position de l'axe neutre:	$y = 0,5$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 69,8$	(cm)		
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,1$	(MPa)		
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27,0$	(MPa)		
Contrainte de l'acier:				
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 252,8$	(MPa)		

**C.1.1.3 Ame : (calcul en flexion composée).****C.1.1.3.a Nappe extérieure :****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 45,0$  (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:**

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 62,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	580,41	140,09

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 6,5$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 6,5$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 13,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 310,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,21$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,21$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

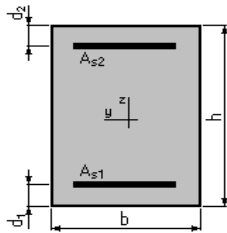
**Analyse par Cas:****Cas N° 1: Type ELS      N = 580,41 (kN)      M = 140,09 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	4,73
Position de l'axe neutre:	$y = 29,8$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 47,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 3,0$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 12,2$ (MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 39,4$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 252,8$ (MPa)

**C.1.1.3.b Nappe intérieure :****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 45,0$  (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:**

$b = 100,0$	(cm)
$h = 62,0$	(cm)
$d_1 = 5,0$	(cm)
$d_2 = 5,0$	(cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	580,41	67,66

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 6,5$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 6,5$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 13,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 310,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,21$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,21$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)

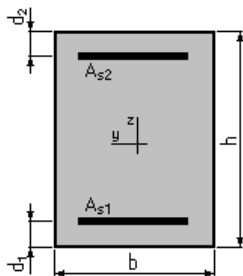
**Analyse par Cas:****Cas N° 1: Type ELS      N = 580,41 (kN)      M = 67,66 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	14,20
Position de l'axe neutre:	$y = 59,2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 37,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,9$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
Comprimée:	$\sigma_s' = 26,1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 252,8$ (MPa)

**C.1.2 Voussoir à la clef :****C.1.2.1 Hourdis supérieur : (calcul en flexion simple).****C.1.2.1.a Nappe supérieure :****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 45,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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)  
 $h = 64,0$  (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 )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	296,05	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

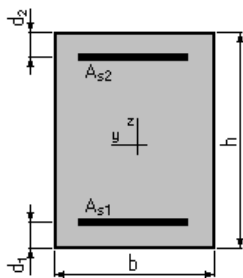
Section théorique	$A_{s2} = 21,9$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 8,5$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,37$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,14$ (%)		

**Analyse par Cas:****Cas ELS     $M_{max} = 296,05$  (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 0,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 0,4$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 58,9$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 134,6$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 27,0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 252,8$  (MPa)

**C.1.2.1.b Nappe inférieure :****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 45,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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)  
 $h = 37,0$  (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 )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	114,47	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

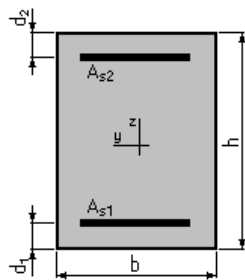
Section théorique	$A_{s1} = 15,8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 5,2$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,49$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,16$ (%)		

**Analyse par Cas:****Cas ELS     $M_{max} = 114,47$  (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 0,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 0,3$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 31,9$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 73,0$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 27,0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 252,8$  (MPa)

**C.1.2.2 Hourdis inférieur : (calcul en flexion simple).****C.1.2.2.a Nappe supérieure :****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 45,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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)  
 $h = 37,0$  (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 )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	27,12	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

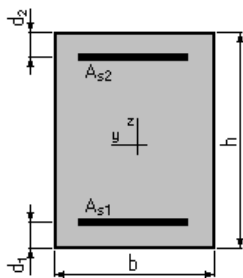
Section théorique	$A_{s2} = 5,2$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 5,2$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,16$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,16$ (%)		

**Analyse par Cas:****Cas ELS     $M_{max} = 27,12$       (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 0,01  
 Position de l'axe neutre:  $y = 0,3$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 31,9$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,2$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 27,0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 252,8$  (MPa)

**C.1.2.2.b Nappe inférieure :****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 45,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 37,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

**3. Moments appliqués:**

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	10,19	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

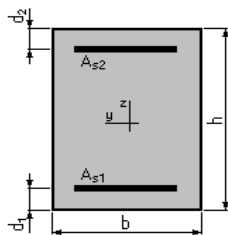
Section théorique	$A_{s1} = 5,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 5,2 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,16 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,16 \text{ (\%)}$		

**Analyse par Cas:****Cas ELS     $M_{\max} = 10,19$       (kN\*m)       $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 0,03  
 Position de l'axe neutre:  $y = 0,3 \text{ (cm)}$   
 Bras de levier:  $Z = 31,9 \text{ (cm)}$   
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,4 \text{ (MPa)}$   
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 27,0 \text{ (MPa)}$   
 Contrainte de l'acier:  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 252,8 \text{ (MPa)}$

**C.1.2.3 Ame : (calcul en flexion composée).****C.1.2.3.a Nappe extérieure :****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 45,0$  (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:**

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 62,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N <sup>0</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	532,55	144,62

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 6,5$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 6,5$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 13,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 310,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,21$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,21$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

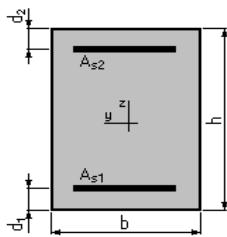
**Analyse par Cas:****Cas N<sup>0</sup> 1: Type ELS      N = 532,55 (kN)      M = 144,62 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	3,28
Position de l'axe neutre:	$y = 25,8$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 48,4$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 3,0$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 14,1$ (MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 39,1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 252,8$ (MPa)

**C.1.2.3.b Nappe intérieure :****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 45,0$  (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:**

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 62,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	532,55	27,12

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 6,5$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 6,5$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 13,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 310,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,21$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,21$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

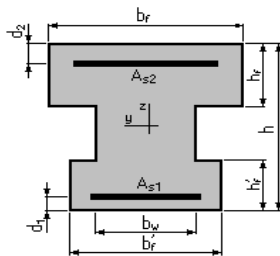
**Analyse par Cas:****Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELS      N = 532,55 (kN)      M = 27,12 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	21,96
Position de l'axe neutre:	$y = 96,1$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 30,9$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,2$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
comprimée:	$\sigma_s' = 17,5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 252,8$ (MPa)

**C.2 FERRAILLAGE DE LA PILE :****C.2.1 PILE P05 :****C.2.1.a Calcul longitudinale :****Calcul de Section en Flexion Composée****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (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:**

$b_f = 540,0$	(cm)	$d_1 = 5,0$	(cm)
$b'_f = 540,0$	(cm)	$d_2 = 5,0$	(cm)
$b_w = 240,0$	(cm)		
$h = 800,0$	(cm)		
$h_f = 120,0$	(cm)		
$h'_f = 120,0$	(cm)		

**3. Efforts appliqués:**

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	88862,81	39222,92
2.	ELS	65506,59	28397,95
3.	ELA	57804,50	38369,88

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 264,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 264,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 528,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 13200,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

**Analyse par Cas:**

<b>Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELU</b>	<b>N = 88862,81</b>	<b>(kN)</b>	<b>M = 39222,92</b>	<b>(kN*m)</b>
Coefficient de sécurité:	4,76	Pivot: C		
Position de l'axe neutre:	$y = 945,4$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 432,1$	(cm)		
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 0,00$	(‰)		
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,14$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
comprimée:	$\sigma_s' = 434,8$	(MPa)		

**Cas N° 2: Type ELS      N = 65506,59      (kN)    M = 28397,95      (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 6,04  
 Position de l'axe neutre:  $y = 2087,0$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 436,9$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 3,0$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 44,6$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA    N = 57804,50    (kN)    M = 38369,88    (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 8,97      Pivot: C  
 Position de l'axe neutre:  $y = 914,1$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 454,8$  (cm)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00$  (‰)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,20$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

**C.2.1.b Calcul transversal :**

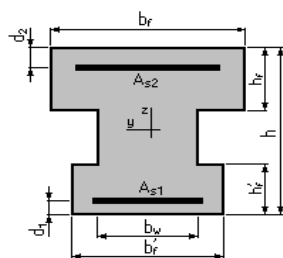
**Calcul de Section en Flexion Composée**

**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (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:**



$b_f = 800,0$  (cm)  
 $b_f' = 800,0$  (cm)  
 $b_w = 240,0$  (cm)  
 $h = 540,0$  (cm)  
 $h_f = 120,0$  (cm)  
 $h_f' = 120,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	88862,81	391,73
2.	ELS	65506,59	283,70
3.	ELA	57804,50	38919,79

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 264,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 264,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 528,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 13200,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas N° 1: Type ELU    N = 88862,81    (kN)    M = 391,73    (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	5,29	Pivot: C
Position de l'axe neutre:	$y = 7480,3$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 265,0$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2,06$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 412,5$ (MPa)	

**Cas N° 2: Type ELS    N = 65506,59    (kN)    M = 283,70    (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	7,45
Position de l'axe neutre:	$y = +\text{infini}$
Bras de levier:	$Z = 265,4$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 2,4$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
comprimée:	$\sigma_s' = 36,3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA    N = 57804,50    (kN)    M = 38919,79    (kN\*m)**

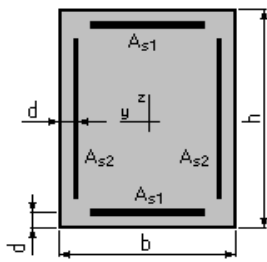
Coefficient de sécurité:	8,25	Pivot: C
Position de l'axe neutre:	$y = 588,1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 327,8$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,30$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 500,0$ (MPa)	

**C.2.1 PILE P05 :****Calcul de Section en Flexion Déviée Composée****1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)                    Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:



$$\begin{aligned} b &= 540,0 && (\text{cm}) \\ h &= 800,0 && (\text{cm}) \\ d &= 5,0 && (\text{cm}) \end{aligned}$$

## 3. Efforts appliqués:

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELU	65076,27	18776,90	60,74
2.	ELS	47888,29	13594,75	43,81
3.	ELA	40035,37	8056,25	45,18

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique A <sub>s1</sub>	= 270,0 (cm <sup>2</sup> )	Section théorique A <sub>s2</sub>	= 162,0 (cm <sup>2</sup> )
Section minimum A <sub>s min</sub>	= 864,0 (cm <sup>2</sup> )	Section maximum A <sub>s max</sub>	= 21600,0 (cm <sup>2</sup> )
théorique ρ	= 0,20 (%)	maximum ρ <sub>max</sub>	= 5,00 (%)
minimum ρ <sub>min</sub>	= 0,10 (%)		

### Analyse par Cas:

#### Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELU N = 65076,27 (kN) M<sub>y</sub> = 18776,90 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 60,74 (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 10,38 Pivot: C  
 Position de l'axe neutre: y = 941,5 (cm)  
 Bras de levier: Z = 419,5 (cm)  
 Déformation du béton: ε<sub>b</sub> = 3,15 (‰)  
 Déformation de l'acier: ε<sub>s</sub> = 0,00 (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée: σ<sub>s</sub>' = 434,8 (MPa)

#### Cas N<sup>o</sup> 2: Type ELS N = 47888,29 (kN) M<sub>y</sub> = 13594,75 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 43,81 (kN\*m)

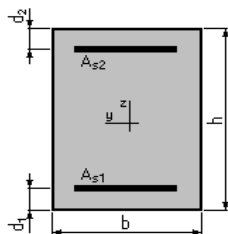
Coefficient de sécurité: 13,85  
 Position de l'axe neutre: y = 2335,9 (cm)  
 Bras de levier: Z = 424,4 (cm)  
 Contrainte maxi du béton: σ<sub>b</sub> = 1,3 (MPa)  
 Contrainte limite: 0,6 f<sub>cj</sub> = 18,0 (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée: σ<sub>s</sub>' = 19,5 (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 σ<sub>s lim</sub> = 250,0 (MPa)

#### Cas N<sup>o</sup> 3: Type ELA N = 40035,37 (kN) M<sub>y</sub> = 8056,25 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 45,18 (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 22,36 Pivot: C  
 Position de l'axe neutre: y = 962,8 (cm)  
 Bras de levier: Z = 411,2 (cm)  
 Déformation du béton: ε<sub>b</sub> = 3,11 (‰)  
 Déformation de l'acier: ε<sub>s</sub> = 0,00 (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 comprimée: σ<sub>s</sub>' = 500,0 (MPa)

**C.3 FERRAILLAGE DE LA CULEE :****C.3.1 MUR FRONTALE :****Calcul de Section en Flexion Composée****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (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:**

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 250,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	872,72	-1282,86
2.	ELU	1186,94	-2228,39

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 25,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 25,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 50,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 1250,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)

**Analyse par Cas:****Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELS      N = 872,72 (kN)      M = -1282,86 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	3,35
Position de l'axe neutre:	$y = 80,3$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 218,2$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,5$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 11,3$ (MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 21,5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

**Cas N° 2: Type ELU**    **N = 1186,94 (kN)**    **M = -2228,39 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,91                      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:                       $y = 29,3$  (cm)  
 Bras de levier:                       $Z = 233,3$  (cm)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,36$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa) comprimée:                       $\sigma_s' = 225,1$  (MPa)

### C.3.2 MUR GARDE GREVE :

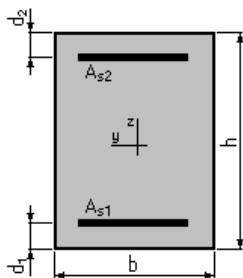
#### Calcul de Section en Flexion Simple

##### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)**                      **Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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)  
 $h = 50,0$  (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 )	177,00	0,00
Etat Limite de Service	123,49	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

##### 4. Résultats:

###### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 4,9$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,27$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

**Analyse par Cas:****Cas ELU**  $M_{max} = 177,00$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 0,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 0,0$  (cm)Bras de levier:  $Z = 45,0$  (cm)Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,00$  (‰)Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 0,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

**Cas ELS**  $M_{max} = 123,49$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 0,00

Position de l'axe neutre:  $y = 0,4$  (cm)Bras de levier:  $Z = 44,9$  (cm)Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 65,5$  (MPa)Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

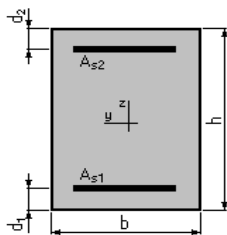
Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

**C.3.2. MURE EN RETOURE :****C.2.2.a Armatures verticale :****Calcul de Section en Flexion Composée****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa) Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 65,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

**3. Efforts appliqués:**

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	250,00	300,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 17,4$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,3$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,29$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10$ (%)		

**Analyse par Cas:****Cas N° 1: Type ELS      N = 250,00 (kN)    M = 300,00 (kN\*m)**

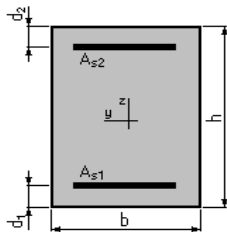
Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 18,5$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 53,8$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7,4$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

**C.3.2.a Armatures horizontale :**  
**Calcul de Section en Flexion Composée**

**1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (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:**

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 65,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	350,00	600,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 37,9$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 37,9$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 13,2$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 325,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 1,17$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

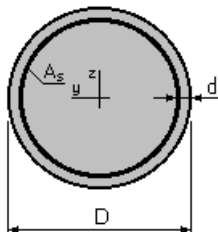
**Analyse par Cas:****Cas N° 1: Type ELS      N = 350,00 (kN)    M = 600,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 20,8$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 53,1$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 8,8$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma_s' = 100,5$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

**C.4 FERRAILLAGE DES PIEUX :****C.4.1 Armature principale :****Calcul de Section en Flexion Déviée Composée****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

$D = 120,0$  (cm)  
 $d = 10,0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N°	Type	N (kN)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1.	ELU	4640,01	1617,34	0,00
2.	ELS	3717,78	1426,00	0,00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_s = 113,1$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 565,5$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 113,1$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 1,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,50$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas N° 1: Type ELU**    **N = 4640,01 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 1617,34 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,14            Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 73,8$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 75,7$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 1,71$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 341,6$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

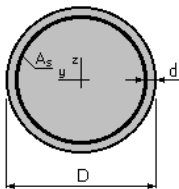
**Cas N° 2: Type ELS**    **N = 3717,78 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 1426,00 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,54  
 Position de l'axe neutre:  $y = 70,2$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 81,1$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 11,7$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 98,4$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma_s' = 149,5$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
      $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

**C.4.2 Armature transversale :****C.4.2.a zone courante :****Calcul de Section à l'effort Tranchant****1. Hypothèses :**

**Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)**            **Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

**2. Section :**

$D = 120,0$  (cm)  
 $d = 10,0$  (cm)

**3. Efforts tranchants appliqués :**

V : effort tranchant  
 N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	440,31	0,00

**4. Résultats :**

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 0,5$  (MPa)  
 Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 3,0$  (MPa)

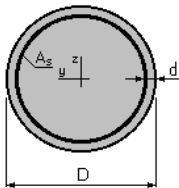
**Armatures transversales**

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)  
 Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 2,0$  (cm<sup>2</sup>)  
 Cadres:  $1 \text{ } \varnothing 16$   
 Espacement :  $S_t = 30,0$  (cm)  
 Espacement maximum :  $S_{t,max} = 30,0$  (cm)

**C.4.2.b zone critique :****Calcul de Section à l'effort Tranchant****1. Hypothèses :**

**Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

**2. Section :**

$D = 120,0$  (cm)  
 $d = 10,0$  (cm)

**3. Efforts tranchants appliqués :**

V : effort tranchant  
 N : effort de compression

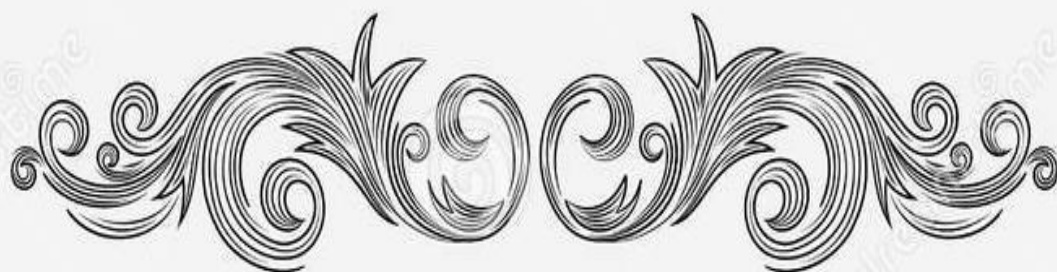
Cas N <sup>o</sup>	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	440,31	0,00

**4. Résultats :**

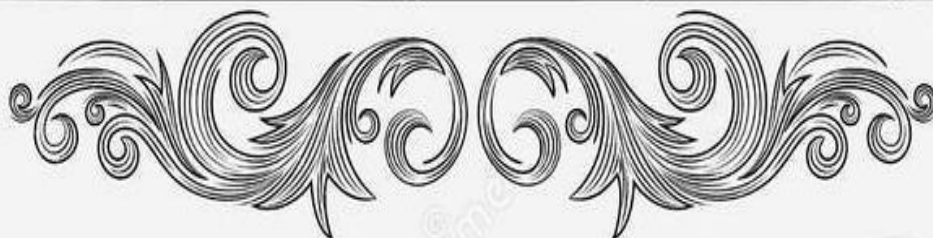
Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 0,5$  (MPa)  
 Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 3,0$  (MPa)

**Armatures transversales**

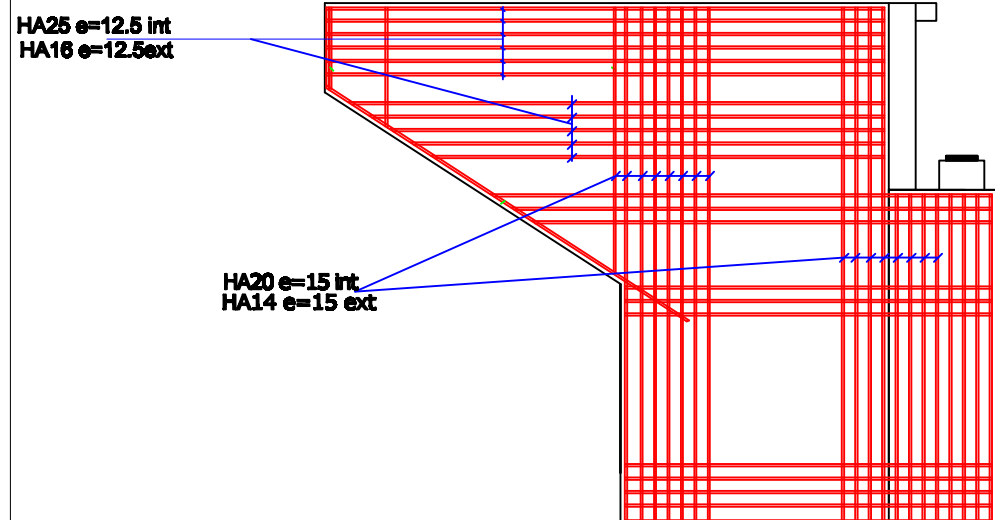
Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)  
 Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 2,0$  (cm<sup>2</sup>)  
 Cadres:  $1 \text{ } \varnothing 16$   
 Espacement :  $S_t = 11,5$  (cm)  
 Espacement maximum :  $S_{t,max} = 15,0$  (cm)



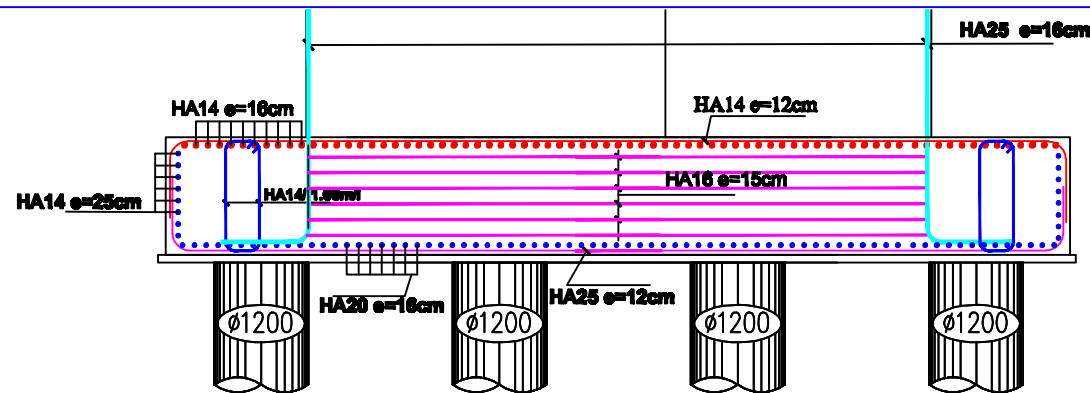
LES PLANS



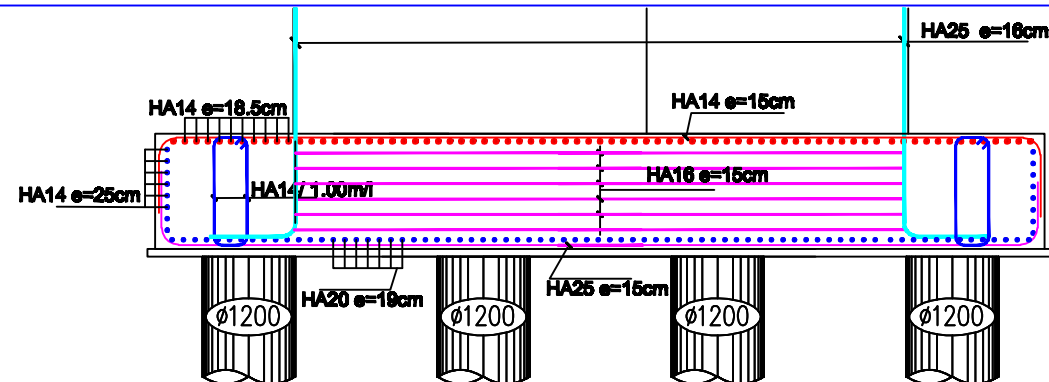
### FERRAILLAGE DE LA CULEE ECHELLE 1/85



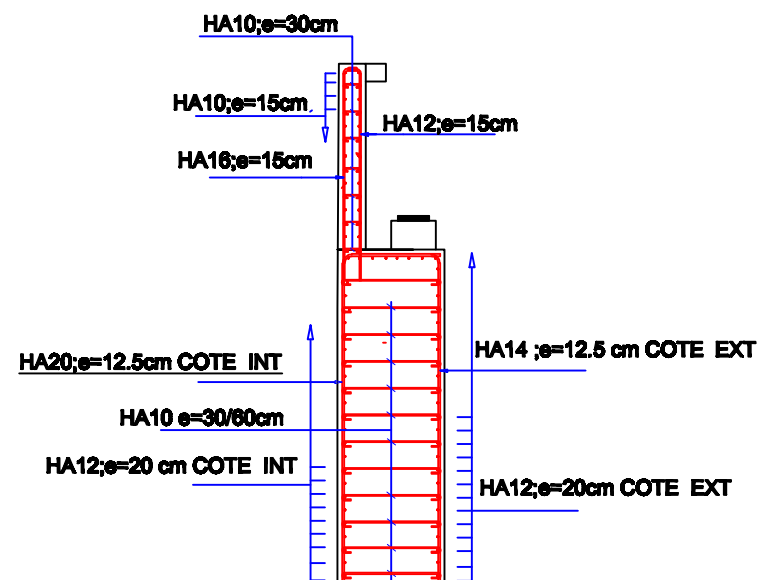
### FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DE LA PILE P05 ECHELLE 1/100



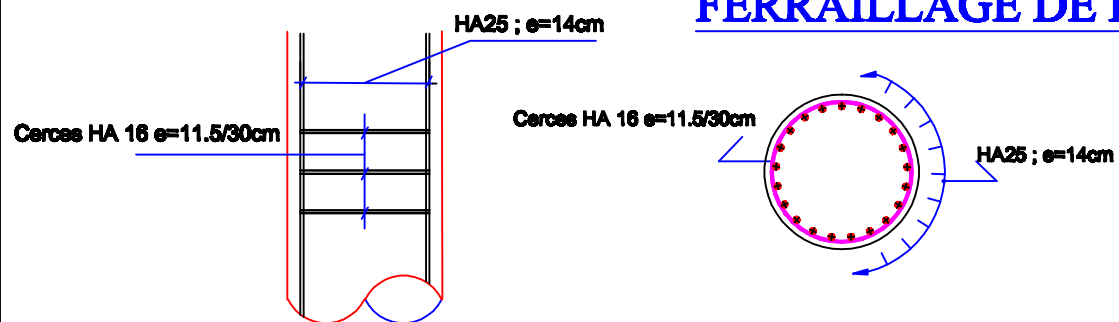
### FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DE LA PILE P01 ECHELLE 1/100



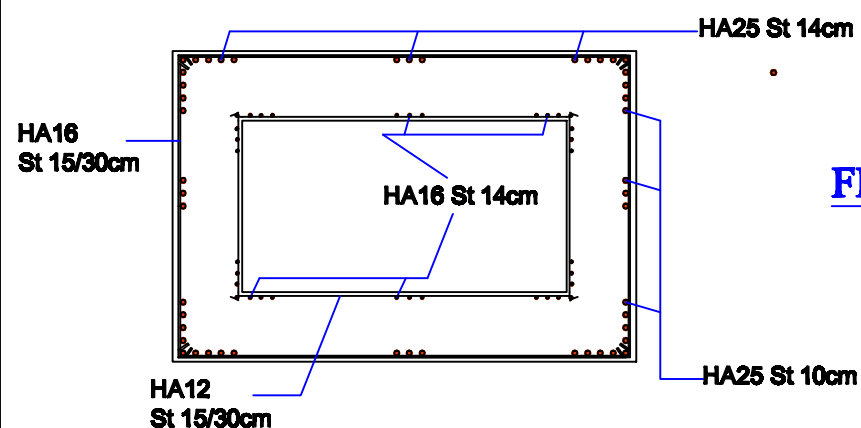
### FERRAILLAGE DE LA CULEE ECHELLE 1/85



### FERRAILLAGE DE PIEU ECHELLE 1/60

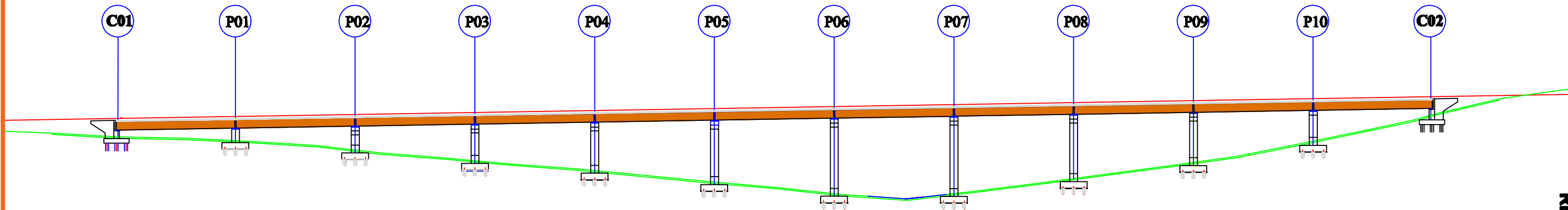


### FERRAILLAGE DE LA PILE ECHELLE 1/140

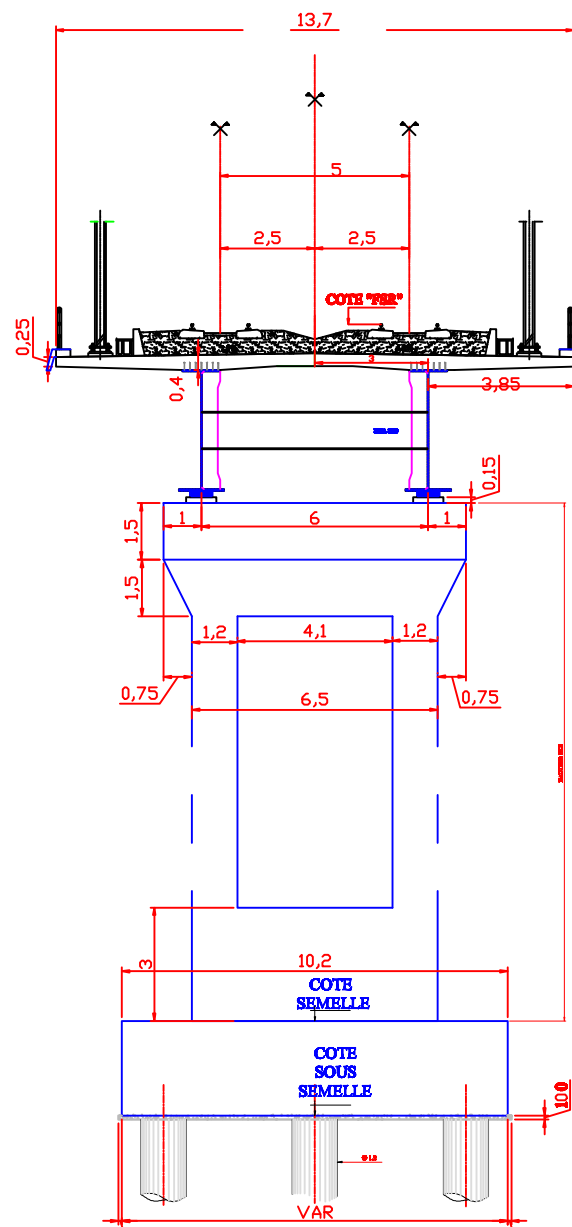


COUPE LONGITUDINALE ECHELLE 1/1500

PK:23+799.256 PK:23+843.906 PK:23+889.406 PK:23+934.906 PK:23+980.406 PK:24+025.906 PK:24+071.406 PK:24+116.906 PK:24+116.906 PK:24+207.906 PK:24+253.406 PK:24+298.056



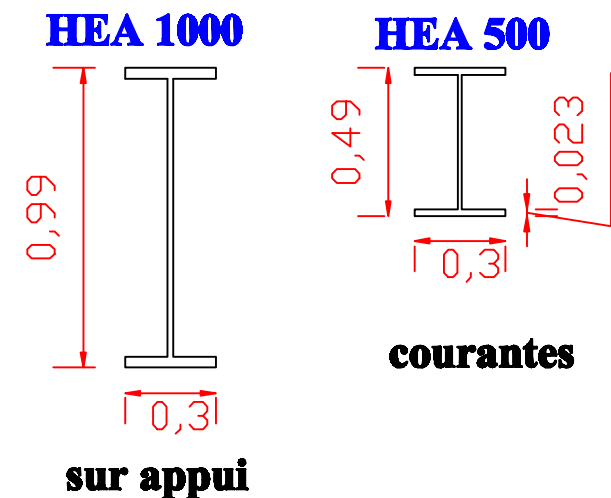
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ( TYPE ) ECHELLE 1/200



COUPE TRANSVERSALE DES PROFILES ECHELLE 1/100



ENTRETOISES ECHELLE 1/25



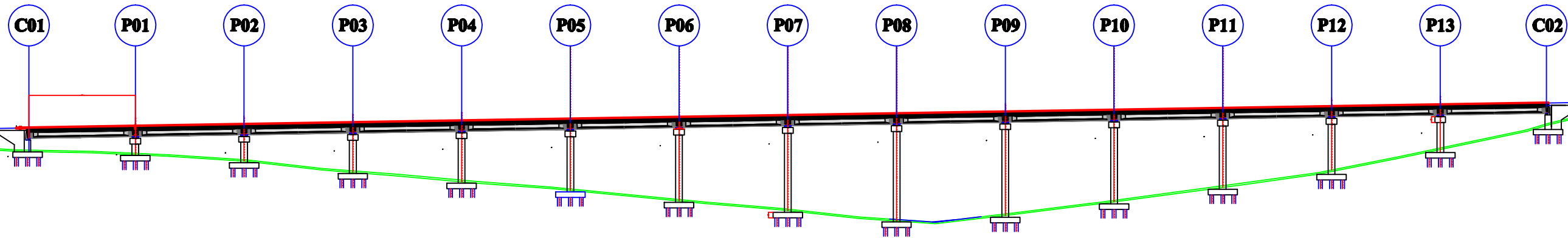
sur appui

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

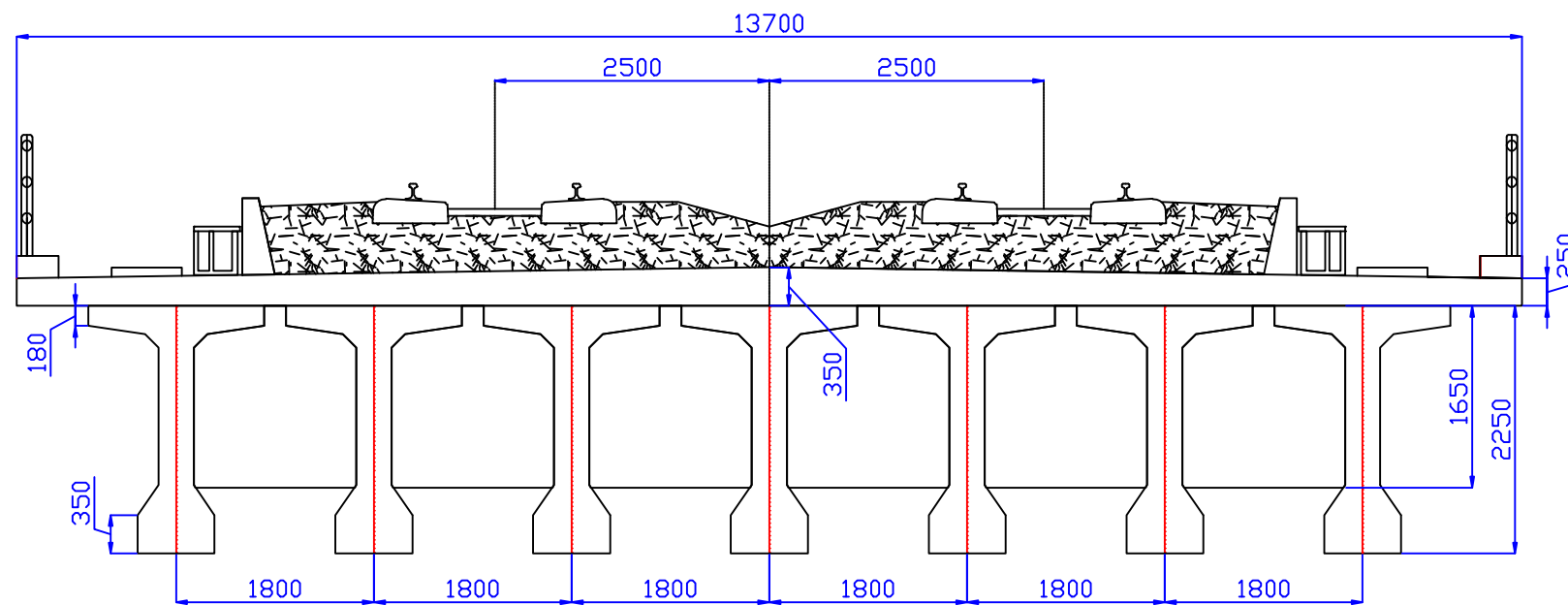
PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	VARIANTE	Année université
CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT FERROVIAIRE SUR LA LIGNE MINIERE EST DU PK23+874 AU PK24+294	CHAIBI .A DAMECHE .R	M. TAHHER .A	/	PONT CAISSON	2019 / 2020

# REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF /1500

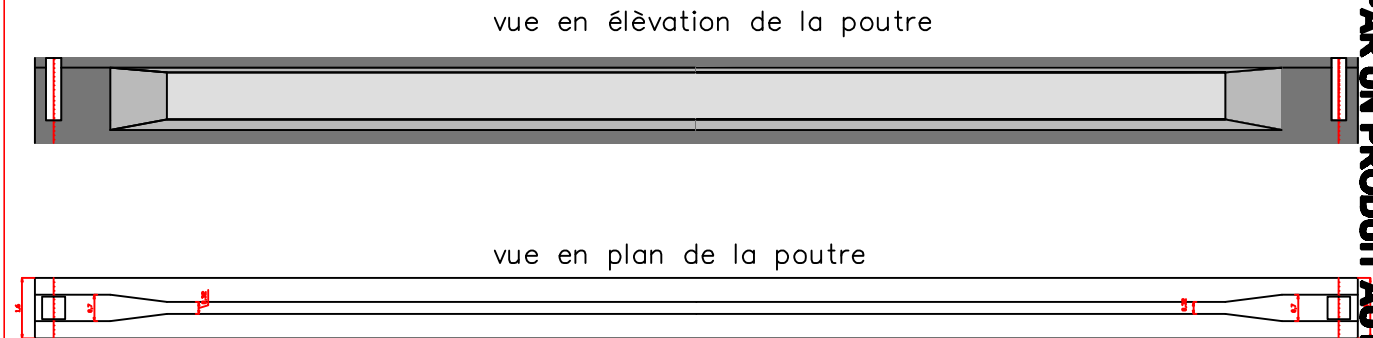
PK:23+804.066 PK:23+839.816 PK:23+875.316 PK:23+910.816 PK:23+946.316 PK:23+981.816 PK:24+017.316 PK:24+052.816 PK:24+088.316 PK:24+123.816 PK:24+159.316 PK:24+194.816 PK:24+230.316 PK:24+265.816 PK:24+301.566



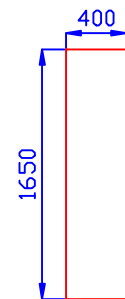
## COUPE TRANSVERSALE ECHELLE 15/1000



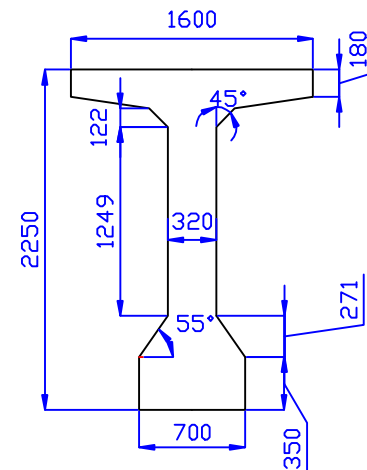
## ECHELLE 1/200



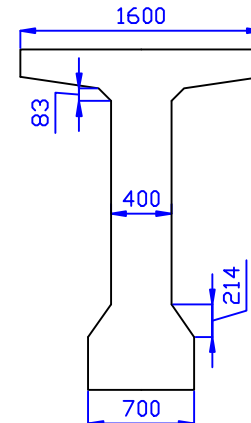
### entretoise



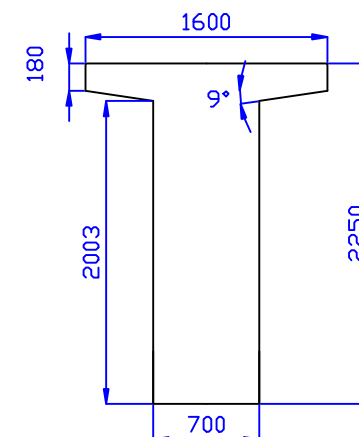
### section médiane



### section intermédiaire



### section d'about



## ECHELLE 1/50

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	VARIANTE	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT FERROVIAIRE SUR LA LIGNE MINIERE EST DU	CHAIBI .A DAMECHE .R	M. TAHHER .A	/	PONT VIPP	2019 / 2020

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

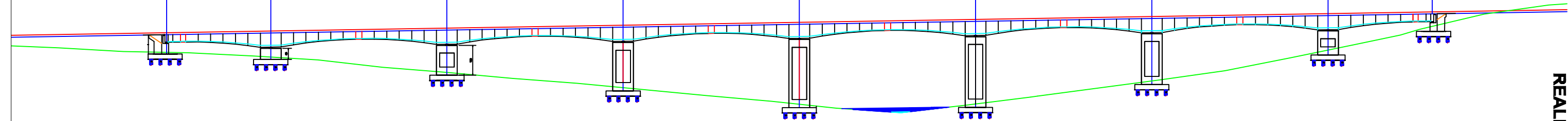
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

COUPE LONGITUDINALE ECHELLE 1/1500

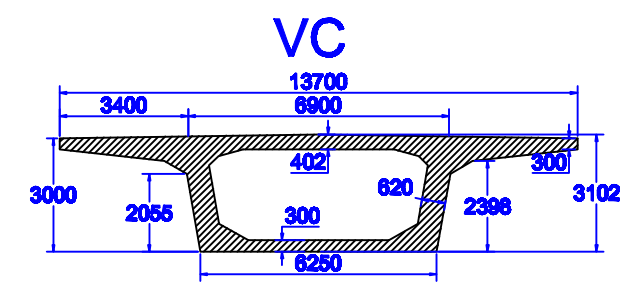
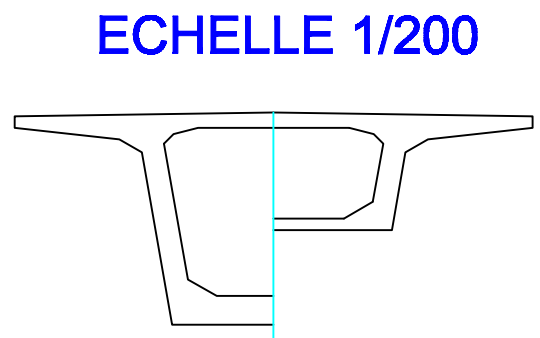
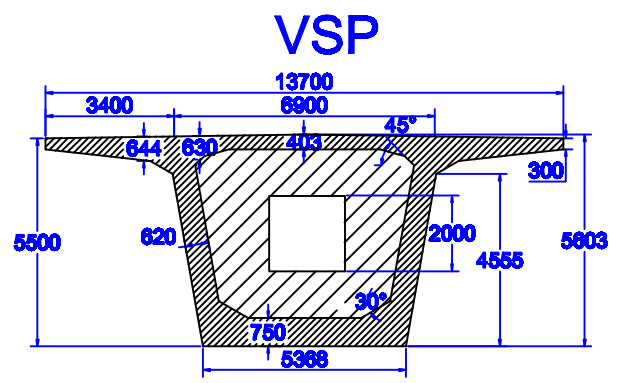
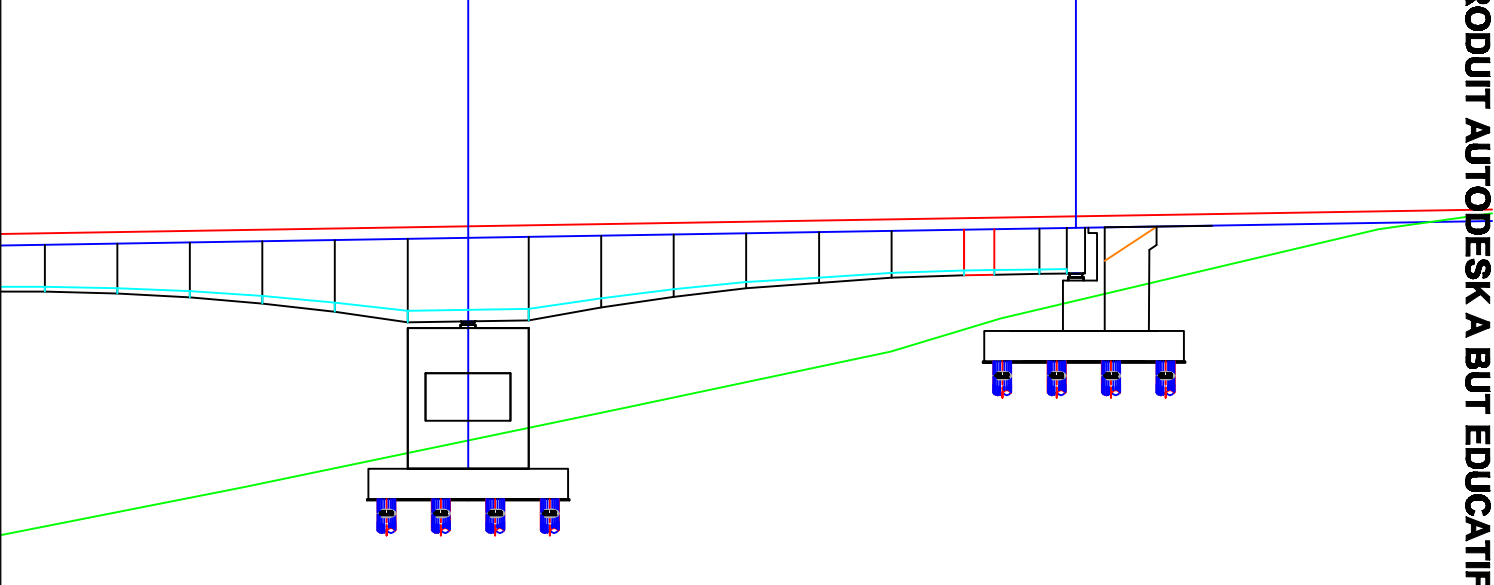
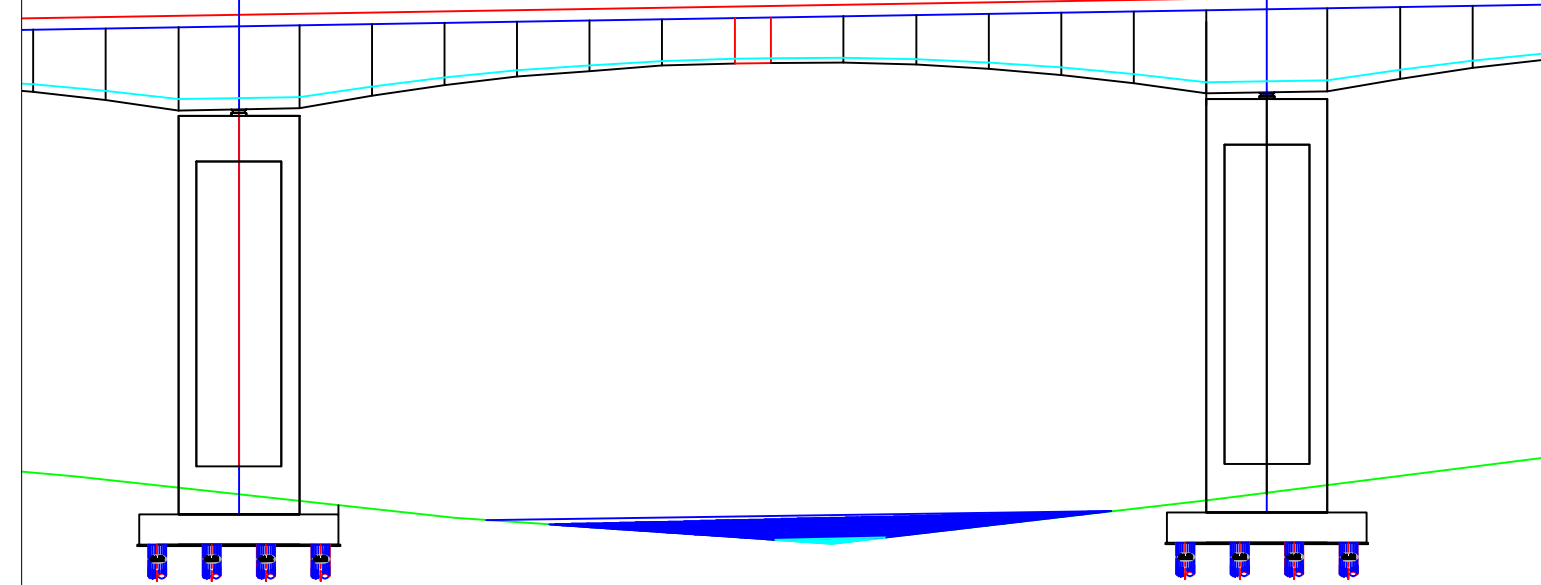
PK:23+816.576    PK:23+856.776    PK:23+924.776    PK:23+992.776    PK:24+060.776    PK:24+128.776    PK:24+196.776    PK:24+267.776    PK:24+304.976

C01    P01    P02    P03    P04    P05    P06    P07    C02



TRAVÉE PRINCIPALE  
L = 68 m  
ECHELLE 1/500

TRAVÉE DE RIVE  
L = 40 m  
ECHELLE 1/500



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : (023) 70 19 38    Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : (023) 70 19 04    E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

PROJET DE FIN D'ETUDES		Réalisé par	Encadré par	Echelle	VARIANTE	Année universita
CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT FERROVIAIRE SUR LA LIGNE MINIERE EST DU		CHAIBI .A DAMECHE .R	M. TAHHER .A	/	PONT CAISSON	2019 / 2020

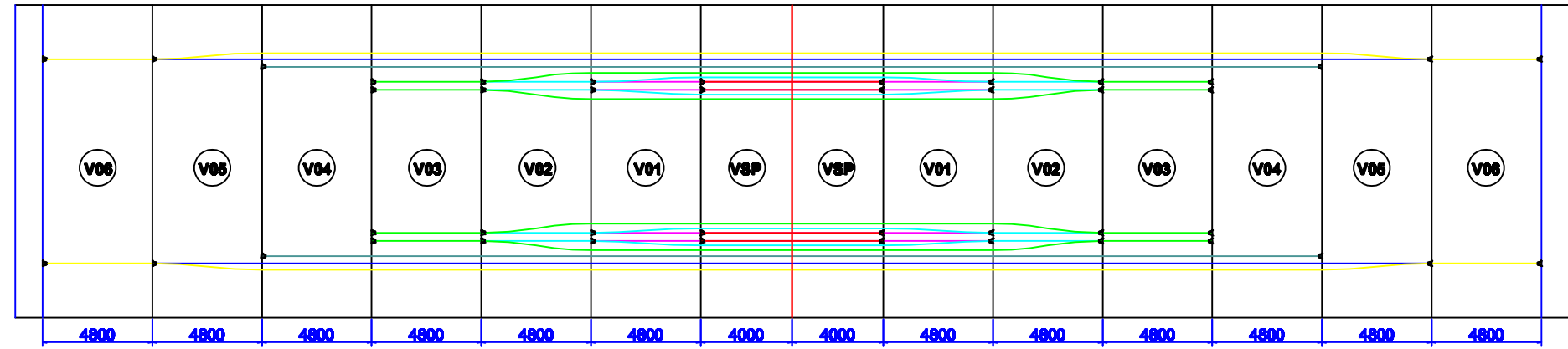
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

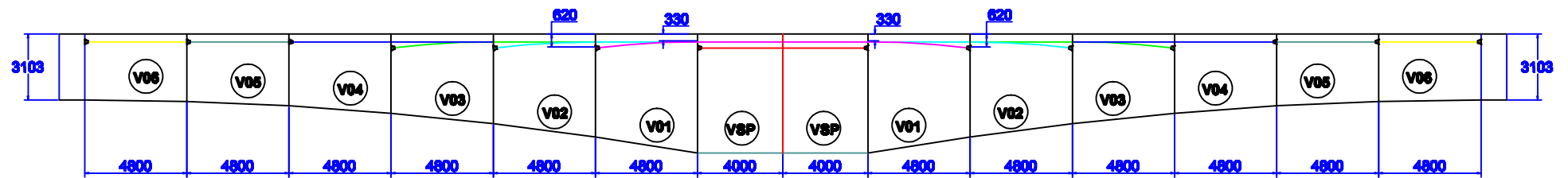
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

### VARIATION EN PLAN DES CABLES DE FLEAU

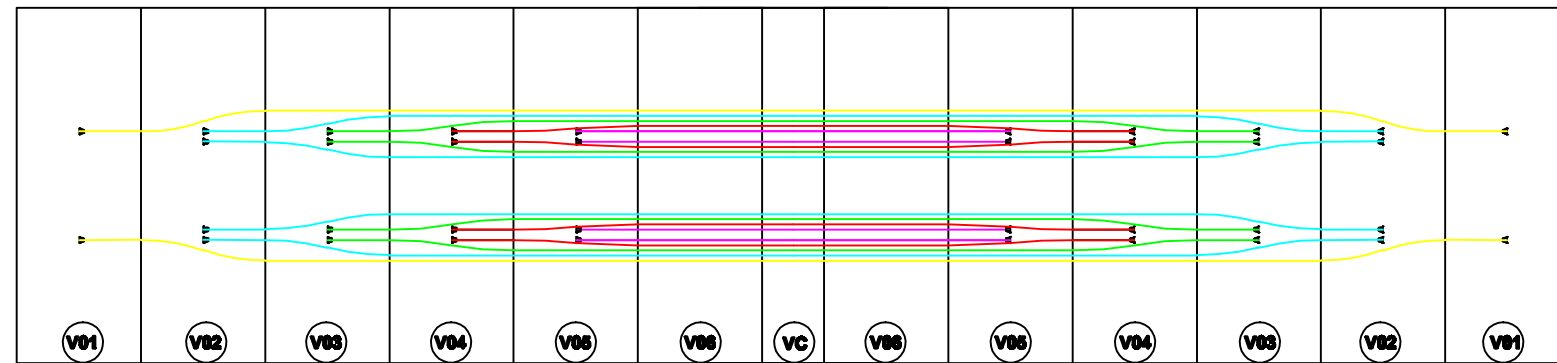
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



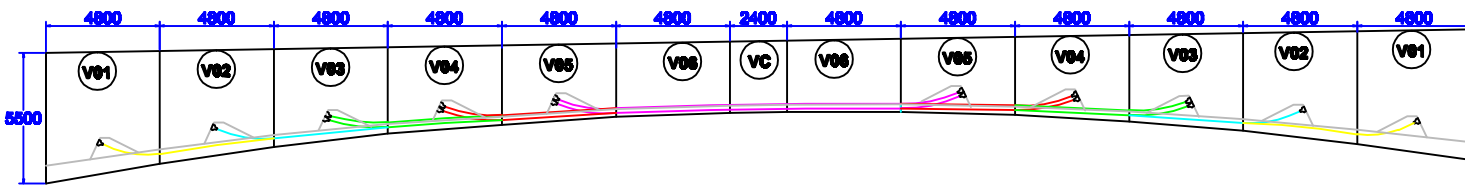
### VARIATION EN ELEVATION DES CABLES DE FLEAU



### VARIATION EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE TRAVEE PRINCIPALE

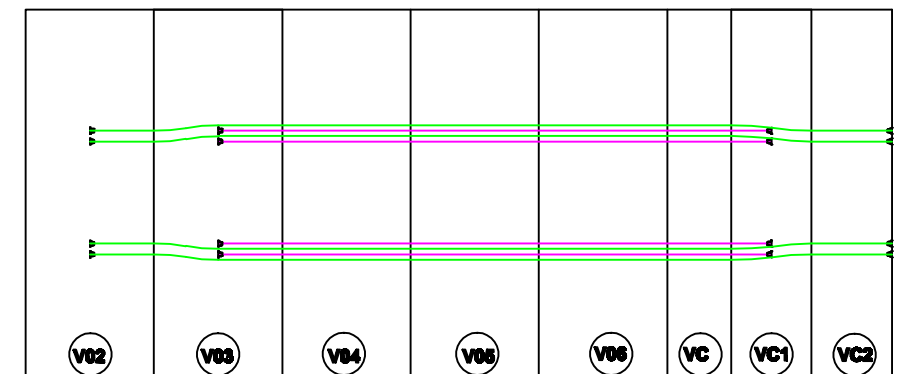


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

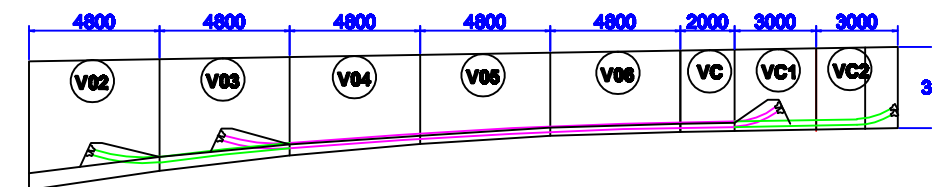


### VARIATION EN ELEVATION DES CABLES DE CONTINUITE TRAVEE DE RIVE

### VARIATION EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE TRAVEE DE RIVE



### VARIATION EN ELEVATION DES CABLES DE CONTINUITE TRAVEE DE RIVE



PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	VARIANTE
VARIATION DES CABLES DE PRECONTRAITE	CHAIBI .A DAMECHE .R	M. TAHHER .A	1/300	PONT CAISSON

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF