

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



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson

## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT  
CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS  
SUCCESSIFS AU PK29+230 DE LA  
PENETRANTE AUTOROUTIERE RELIANT  
TIZI OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST**

Présenté par :

KHEMIDJA Younes  
SAHOUANE Ahmed

Encadré par :

Mr TAKI Mohamed

Promotion 2018 /2019



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





## REMERCIEMENTS

Avant toute chose, nous accordons toute notre gratitude et remerciement à Allah le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mettre en œuvre ce travail.

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre cher encadreur Mr Mohamed Taki pour son aide précieuse et sa disponibilité tout le long de cette période.

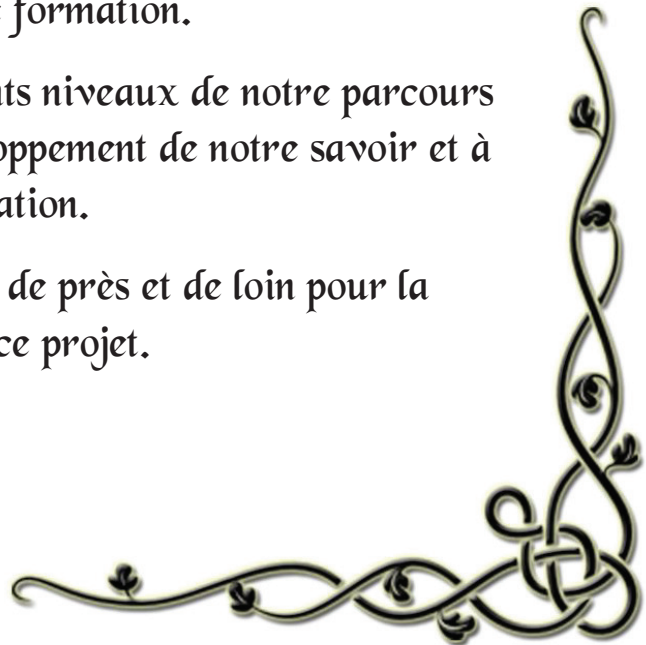
Nous présentons tout nos remerciements les plus considérables au personnel du groupement ONE (Ouzgun inssat, Nurul inssat et ENGOA) pour l'accueil chaleureux qu'ils nous ont réservé, en particulier à notre encadreur de stage Mr ABDOUS Ali.

Nos remerciements aux ingénieurs sur terrain qui ont contribué à notre projet notamment Mr BABAKHOUMA Youcef et Mr SAADANI Madjid.

Nous tenons également à remercier nos enseignants notamment Mr. HADID, Mr et Mme MEZOUAR, Mr CHIKH, Mr TERARI, Mr AMIEUR, Mr BENOUCHEFOUN et Mr FEDGHOUCHE ainsi que tous le personnel de notre établissement ENSTP, qui ont contribué à notre formation.

A tous nos enseignants des différents niveaux de notre parcours scolaire qui ont participé au développement de notre savoir et à notre éducation.

A tous ceux qui nous ont aidés de près et de loin pour la réalisation de ce projet.



# Dédicace

Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux

Je dédie ce travail

A ma chère mère qui a œuvré ma réussite, et qui est la raison de tout ce que j'ai accomplie dans ma vie.

A mon père, mon exemple, celui qui a toujours été là pour moi, qui me soutiens et m'encourage dans tous mes choix.

A mes deux grandes mères et grands pères que dieu les bénissent et les accueillent dans son vaste paradis.

A ma chère grande sœur Djouher, qui m'a toujours aidé et soutenu dans ma vie.

A ma chère future femme Mina, qui m'a toujours encouragé et a toujours été à mes cotés, ainsi qu'à toute sa famille.

A mon binôme et ami Younes, avec qui j'ai parcouru mon cursus d'ingénieur et avec qui j'ai accompli ce travail ainsi qu'à toute sa famille.

A mes oncles et à mes tantes

A mes cousins et à mes cousines

A tous mes amis, en particulier Mouloud et Said.

A tout mes amis de l'ENSTP en particulier Yahia, Juba, Rédha, Tîna, Nassim, Hichem, Assia, Meriem, Nadir.

SAHOULANE Ahmed

# *Dédicace*

*Au nom d'Allah, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux*

*Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de  
m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce  
stade afin de réaliser ce travail que je dédie :*

*A mes très chers parents, qui ont toujours été présent pour  
me soutenir et m'encourager durant toutes mes années  
d'études.*

*A mes très chers frères : NADJIB et ANIS.*

*A ma précieuse sœur que j'aime beaucoup.*

*A ma grand-mère que dieu la bénisse.*

*A mon oncle MOHAMMED.*

*A toute la famille KHEMIDJA en particulier mon cousin  
MUSTAPHA.*

*A mon cher binôme SAHOUANE Ahmed et toute sa famille.*

*A mes amis ANIS, AZIZ, AMAR, JUBA, YAHIA, KARIM,  
REDHA, NASSIM, HICHEM et AHCENE.*

*A l'amour de ma vie KENZA, à mes amies ASSIA et  
MERIEM, à tous les étudiants de l'ENSTP en particulier ma  
promotion 2019.*

*KHEMIDJA YOUNES*

# LISTE DES ABREVIATIONS

- SETRA** : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes.
- CCP** : Complément des Charges Permanentes.
- BAEL** : Béton Armé aux Etats Limites.
- BPEL** : Béton Précontraint aux Etats Limites.
- RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- VSP** : Voussoir sur pile.
- VSC** : Voussoir à la clef.
- VC** : Voussoir sur cintre.
- V** : Voussoir courant.
- 12T15** : douze (12) torons de quinze (15) fils.
- $f_{\text{Clim}}$  : Contrainte de compression limite.
- $f_{\text{Cmax}}$  : Contrainte de compression limite
- $f_{\text{prg}}$  : Contrainte de rupture garantie.
- $f_{\text{peg}}$  : Contrainte de précontrainte élastique garantie.
- $\sigma_{\text{sup}}$  : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- $\sigma_{\text{Inf}}$  : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- $\bar{\sigma}_{\text{bc}}$  : Contrainte de compression admissible.
- $\bar{\sigma}_{\text{bt}}$  : Contrainte de traction admissible.
- HA**: Haute adhérence.
- St**: Espacement des armatures.
- NF**: Norme française.
- Xr** : Centre de rigidité.
- Mp** : Masse des piles.
- M<sub>T</sub>** : Masse du tablier.
- F<sub>L</sub>** : Force sismique longitudinale.
- F<sub>T</sub>** : Force sismique transversale.
- H<sub>T</sub>** : Force dû au déplacement horizontale induit par la variation de la température.
- H<sub>flv</sub>** : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et du fluage.
- DTR** : Document Technique Réglementaire.

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1 –	Evolution en fonction du temps de l’humidité relative interne des bétons sans échange hydrique avec l’atmosphère pour différents E/C.....	04
Figure I.2 –	Influence sur le diamètre des pores du rapport E/C.....	05
Figure I.3 –	Relation entre la déformation différée de retrait d’auto-dessiccation et l’humidité relative suivant que l’on a affaire à un béton ordinaire ou un BHP.....	05
Figure I.4 –	Evolutions comparées des déformations différées de retrait d’un BHP dans différentes condition d’ambiance : ce, sans échange 50,98 degré hygrométrique de l’ambiance, (eau) pour immergé.....	06
Figure I.5 –	Evolutions de la perte en eau mesurée dans des éprouvettes de diamètre 11, 16 ou 21cm en fonction de la racine carrée de la durée de séchage.....	06
Figure I.6 –	Variation relative de masse dans un échantillon cylindrique de béton courant (a) et de béton à très hautes performance (b), mis en dessiccation à 1 jour.....	07
Figure I.7 –	Influence de la nature minéralogique du granulats sur le retrait de dessiccation ; l’influence du volume relatif des granulats est aussi très nette.....	07
Figure I.8 –	Influence du volume relatif des granulats d’après Pickett cité.....	08
Figure I.9 –	Déformation totale différée (retrait et fluage) depuis le démoulage d’un béton chargé après $t_0$ jour de durcissement.....	08
Figure I.10 –	Echelons de contrainte de même intensité appliquée sur un même béton à des âges croissant.....	09
Figure I.11 –	évolution de la déformation de fluage en fonction du temps, sous charge modérée (1) et sous charge intense (2) pouvant conduire à la rupture par fluage tertiaire.....	09
Figure I.12 –	Schéma de la réalisation de la poutre isostatique.....	10
Figure I.13 –	Schéma de la réalisation de la poutre hyperstatique.....	11
Figure I.14 –	Evolution de la déformation due au retrait sur les prismes témoins.....	11
Figure I.15 –	Evolution de la déformation de la section A1 de la poutre isostatique...	12
Figure I.16 –	Evolution de la déformation de la section B1 de la poutre isostatique...	12
Figure I.17 –	Evolution de la déformation de la section C1 de la poutre isostatique...	12
Figure I.18 –	Rapport du fluage mesuré et calculé sur la poutre isostatique.....	13
Figure I.19 –	Evolution des flèches enregistrées sur la poutre isostatique.....	14
Figure I.20 –	Evolution de la réaction hyperstatique sur l’appui central de la poutre...	14

---

**CHAPITRE II :                    PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

---

Figure II.1 –	Vue satellite de la Position de l'ouvrage.....	16
Figure II.2 –	Tracé en plan de la voie portée.....	17
Figure II.3 –	Profil en long de la voie portée.....	17
Figure II.4 –	Profil en travers de la voie portée.....	18

---

**CHAPITRE III :                    CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT**

---

Figure III.1 –	Coupe longitudinale et vue en élévation du viaduc.....	20
Figure III.2 –	Notations des dimensions de la coupe transversale.....	21
Figure III.3 –	Coupe transversale sur pile.....	22
Figure III.4 –	Coupe transversale sur culée.....	22
Figure III.5 –	Coupe transversale VSC.....	23
Figure III.6 –	Coupe transversale VSP.....	23

---

**CHAPITRE IV :                    CHARGE ET HYPOTHESE DE CALCUL**

---

Figure IV.1 –	Limitation des contraintes des sections en B.P.....	26
Figure IV.2 –	La largeur roulable.....	28
Figure IV.3 –	Les différents cas de chargement des surcharges A(L).....	30
Figure IV.4 –	Système de chargement Bc.....	31
Figure IV.5 –	Système de chargement Bt.....	32
Figure IV.6 –	Système de chargement Mc120.....	33
Figure IV.7 –	Système de chargement D240.....	34

---

**CHAPITRE V :                    ETUDE LONGITUDINALE**

---

Figure V.1 –	Phasage de la réalisation d'un fléau.....	36
Figure V.2 –	Situation temporaire de construction à considérer.....	38
Figure V.3 –	Situation accidentelle à considérer.....	38
Figure V.4 –	Schéma de stabilité d'un fléau avec cloutage.....	40
Figure V.5 –	Vue en plan des câbles de clouages.....	41
Figure V.6 –	Vue en élévation des câbles de clouages.....	41
Figure V.7 –	Modèle de calcul.....	43

---

**CHAPITRE VI :                    ETUDE DE LA PRECONTRAINT**

---

Figure VI.1 –	Tracé en plan des câbles de fléau.....	45
Figure VI.2 –	Tracé en élévation des câbles du fléau.....	46
Figure VI.3 –	Frottements le long du câble lors de la mise en tension.....	51

Figure VI.4 –	Diagramme des contraintes dans le voussoir à la clef.....	57
Figure VI.5 –	La flèche maximale de l'ouvrage.....	60

---

**CHAPITRE VIII : EQUIPEMENT DU TABLIER**

---

Figure VIII.1 –	Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	66
Figure VIII.2 –	Distortion de l'appareil sous l'effort normal.....	71
Figure VIII.3 –	Distortion de l'appareil d'appuis sous l'effort horizontal.....	71
Figure VIII.4 –	Distortion de l'appareil d'appuis sous un moment d'axe horizontal.....	71
Figure VIII.5 –	Vue en plan d'un des d'appui.....	72
Figure VIII.6 –	Joit de chaussée type Wd.....	74

---

**CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

---

Figure IX.1 –	Dimension de la pile 2 ( la plus haute).....	75
Figure IX.2 –	Discretisation des masses pour séisme.....	79
Figure IX.3 –	Sollicitations agissant sur la pile.....	82
Figure IX.4 –	détail du ferrailage de la pile.....	83
Figure IX.5 –	Vue en plan de la semelle sur pieux.....	86
Figure IX.6 –	Schéma explicatif de la méthode des bielles.....	87
Figure IX.7 –	Ferrailage de la semelle (Nappe inférieure).....	88
Figure IX.8 –	Ferrailage de la semelle (Nappe supérieure).....	89
Figure IX.9 –	Sollicitations sur les pieux.....	94
Figure IX.10 –	Ferrailage du pieu.....	91
Figure XI.11 –	Dimensions de la culée.....	91
Figure IX.12 –	Vue en plan de la semelle sur pieux de la culée.....	101
Figure IX.13 –	Ferrailage de la semelle (nappe inférieure).....	103
Figure IX.14	Ferrailage de la semelle (nappe supérieure) .....	103
Figure IX.15 –	Ferrailage de pieu de la culée .....	105

# Liste des tableaux

<b>CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	
Tableau I.1 –	Caractéristiques du béton utilisé..... 11
Tableau I.2 –	Comparaison entre le fluage final mesuré et celui du BPEL donnée pour des conditions hygro-métrique constantes..... 13
Tableau I.3 –	Valeurs des flèches mesurées et calculées sur la poutre isostatique..... 14
<b>CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT</b>	
Tableau III.1 –	Récapitulation de découpage des voussoirs..... 21
Tableau III.2 –	Récapitulation du pré-dimensionnement du tablier..... 21
<b>CHAPITRE IV : CHARGE ET HYPOTHESE DE CALCUL</b>	
Tableau IV.1–	Caractéristiques du béton utilisé..... 26
Tableau IV.2 –	Contraintes admissibles de traction des armatures passives..... 26
Tableau IV.3 –	Estimation des poids des voussoirs sur culée..... 27
Tableau IV.4 –	Estimation des poids des voussoirs du fléau..... 27
Tableau IV.5 –	Estimation du poids total de l’ouvrage..... 27
Tableau IV.6 –	Estimation du poids dû au CCP et le bilan des charges..... 27
Tableau IV.7 –	Les classes de ponts route..... 29
Tableau IV.8 –	Les coefficients $a_1$ ..... 29
Tableau IV.9 –	Les efforts du système de chargements A(l) ..... 30
Tableau IV.10 –	Les coefficients $b_c$ ..... 31
Tableau IV.11 –	Les coefficients $b_t$ ..... 32
Tableau IV.12 –	Les valeurs des coefficients dynamiques $\delta$ ..... 32
<b>CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE</b>	
Tableau V.1 –	Evaluation du poids propre de chaque phase..... 37
Tableau V.2 –	Récapitulation des combinaisons d'action..... 38
Tableau V.3 –	Evaluation des efforts en situation temporaire..... 39
Tableau V.4 –	Evaluation des efforts en situation accidentelle..... 39
Tableau V.5 –	Calcul de nombre de câbles de clouage..... 40
Tableau V.6 –	Valeurs limites de la contrainte de compression..... 41
Tableau V.7 –	Phases de réalisation du tablier..... 42
Tableau V.8 –	Combinaisons de charge en phase de service..... 43

---

**CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

---

Tableau VI.1 –	Estimation du nombre de câbles du fléau.....	45
Tableau VI.2 –	Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.....	49
Tableau VI.3 –	Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.....	50
Tableau VI.4–	Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.....	56

---

**CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE**

---

Tableau VII.1 –	Combinaisons des charges appliquées.....	61
Tableau VII.2 –	Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.....	62
Tableau VII.3 –	Moments extrêmes dans le voussoir sur pile.....	62
Tableau VI.4 –	Ferraillage passif duVSP et VC.....	64

---

**CHAPITRE VIII : EQUIPEMENT DU TABLIER**

---

Tableau VIII.1 –	Efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis.....	65
Tableau VIII.2 –	Efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis.....	67
Tableau VIII.3 –	Choix du type de joint selon la valeur du souffle.....	74

---

**CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

---

Tableau IX.1–	hauteurs et implantation des piles.....	75
Tableau IX.2–	Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.....	76
Tableau IX.3–	Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.....	76
Tableau IX.4–	Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.....	78
Tableau IX.5–	Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.....	79
Tableau IX.6–	Sollicitations maximales à E.L.S et à E.L.U.....	79
Tableau IX.7–	Les efforts sismiques dans les trois(03) directions.....	81
Tableau IX.8–	Combinaisons d'actions à E.L.A.....	81
Tableau IX.9–	Sollicitations maximales à E.L.A.....	81
Tableau IX.10–	Sollicitations maximales dans les pieux à l'E.L.U et à l'E.L.S.....	84
Tableau IX.11–	Les efforts sismiques dans les trois (03) directions.....	85
Tableau IX.12–	Efforts sismiques maximales dans les pieux à l'E.L.A.....	85
Tableau IX.13–	Récapitulatif des rôles et dimensions de la culée.....	92
Tableau IX.14–	Calcul du coefficient de poussée $K_{ad}$ .....	93
Tableau IX.15–	Combinaisons des charges sollicitant la dalle de transition.....	95
Tableau IX.16–	Combinaisons des efforts sollicitant la dalle de transition.....	97
Tableau IX.17–	Sollicitations maximales agissant sur le mur frontal.....	98
Tableau IX.18–	Sollicitations maximales dans les pieux à L'E.L.S et à l'E.L.U.....	98

Tableau IX.19–	Sollicitations sismiques du à la poussée des terres.....	99
Tableau IX.20–	Sollicitations sismiques transmises par le tablier.....	99
Tableau IX.21–	Cumul des efforts sismiques de la culée et de la poussée des terres.....	99
Tableau IX.22–	les efforts sismiques agissant sur les pieux de la culée.....	100
Tableau IX.23–	Combinaisons des efforts sismiques sollicitant les pieux.....	100

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>01</b>
------------------------------------	-----------

## **CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

I.1. INTRODUCTION.....	02
I.2. Aperçu des études sur les déformations différées.....	02
I.3. Type de déformations différées .....	03
I.4. DEFORMATIONS DE RETRAIT.....	03
I.4.1. Les retraits à court et moyen termes.....	04
I.4.2. Le retrait à long terme.....	06
I.4.2.1. Le retrait de dessiccation.....	06
I.5. Déformations de fluage .....	08
I.5.1. Les facteurs d'influence.....	08
I.5.1.1. Le chargement .....	08
I.6. Effet du fluage dans les éléments en béton précontraint .....	10
I.6.1. Présentation des essais.....	10
I.6.1.1. Caractéristiques du béton .....	11
I.6.2. Présentation des résultats.....	11
I.6.2.1. Prismes témoins de retrait.....	11
I.6.2.2. Evolution des flèches.....	13
I.6.2.3. Evolution des réactions d'appui .....	14
I.7. CONCLUSION.....	15

## **CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

II.1. INTRODUCTION.....	16
II.2. PRESENTATION DU PROJET .....	16
II.2.1. Objectif du projet .....	16
II.2.2. Situation du projet .....	16
II.2.3. L'obstacle à franchir.....	16
II.2.4. Caractéristiques de l'ouvrage.....	16
II.3. LES DONNEES DE PROJET .....	17
II.3.1. Les données fonctionnelles .....	17
II.3.1.1. Tracé en plan .....	17

II.3.1.2. Profil en long .....	17
II.3.1.3. Profil en travers.....	18
II.3.2. Les données naturelles .....	18
II.3.2.1. Topographie .....	18
II.3.2.2. Géotechnique .....	18
II.3.2.3. Sismicité du site .....	19
II.3.2.4. Température .....	19
II.4. CONCLUSION.....	19

---

### **CHAPITRE III :                    CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT**

---

III.1. INTRODUCTION.....	20
III.2. PONT VOUSSOIR EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS COULE SUR PLACE.....	20
III.2.1. Conception longitudinale .....	20
III.2.2. Conception transversale.....	21
III.3. CONCLUSION.....	23

---

### **CHAPITRE IV :                    CHARGE ET HYPOTHESE DE CALCUL**

---

IV.1. INTRODUCTION.....	24
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	24
IV.3. CARACTERISQUES DES MATERIAUX.....	24
IV.3.1. Béton .....	24
IV.3.2. Armatures.....	24
IV.3.2.1. Armatures passives (acier de béton armé).....	24
IV.3.2.2. Armatures actives (précontrainte).....	25
IV.3.2. CONTRAINTES ADMISSIBLES.....	25
IV.3.2.1. BETON.....	25
IV.3.2.1. Armatures.....	25
IV.4. EVALUATION DES ACTIONS.....	27
IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic.....	27
IV.4.1.1. Actions permanentes.....	27
IV.4.1.2. Charges thermiques.....	28
IV.4.2. Evaluation des charges d'exploitation.....	28
IV.4.2.1. Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie et classe de pont .....	28
IV.4.2.2. Système de charge .....	29
IV.5. CONCLUSION.....	34

---

### **CHAPITRE V :                    ETUDE LONGITUDINALE**

---

V.1. INTRODUCTION.....	35
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION .....	35

V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau .....	35
V.2.2. Charges à prendre en compte .....	37
V.2.2.1. Poids propre du fléau.....	37
V.2.2.2. Charges de chantiers connus.....	37
V.2.2.3. Charges de chantiers aléatoires.....	37
V.2.2.4. Actions accidentelles.....	38
V.2.3. Combinaisons d'action.....	38
V.2.4. Evaluation des efforts .....	39
V.2.5. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte.....	40
V.2.5.1. Calcul de nombre des câbles.....	40
V.2.5.2. Calcul de la surface des cales .....	41
V.3. Evaluation des efforts en service.....	42
V.3.1. Phases de réalisation du tablier.....	42
V.3.2. Modélisation.....	43
V.3.3. Combinaisons d'action .....	43
V.3.4. Résultats.....	44
V.4. CONCLUSION .....	44

---

**CHAPITRE VI :                    ETUDE DE LA PRECONTRAINT**

---

VI.1. INTRODUCTION.....	45
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINT DU FLEAU.....	45
VI.2.1. DETERMINATION DU NOMBRE DES CABLES DU FLEAU.....	45
VI.2.2. Position et enrobage des câbles.....	46
VI.2.3. Tracé des câbles en plan.....	46
VI.2.4. Trace des câbles en élévation.....	47
VI.2.5. Exemple d'étude du tracé des câbles.....	47
VI.3. Etude de la précontrainte de continuité.....	50
VI.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire.....	50
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive.....	51
VI.3.3. Tracé des câbles de continuité.....	51
VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINT.....	52
VI.4.1. Pertes de tension instantanées.....	52
VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement.....	52
VI.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage.....	52
VI.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension.....	53
VI.4.2. Pertes de tension différées .....	54
VI.4.2.1. Pertes par retrait.....	54
VI.4.2.2. Pertes par fluage.....	54
VI.4.2.3. Pertes par relaxation.....	54
VI.4.2.4. Pertes différées totales.....	55

VI.4.3. Exemple de calcul des pertes.....	55
VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	56
VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction.....	56
VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service.....	56
VI.5.3. Armature des zones tendues .....	57
VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT.....	57
VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS.....	57
VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant.....	57
VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	58
VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.....	59
VI.7. VERIFICATION DE LA FLECHE.....	60
VI.8. CONCLUSION.....	60

## CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION.....	61
VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX.....	61
VII.2.1. Modélisation .....	61
VII.2.2. Combinaisons de charges .....	61
VII.2.3. Résultats.....	62
VII.3. FERRAILLAGE.....	62
VII.3.1. Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur.....	62
VII.3.2. Ferrailage passif du voussoirs.....	64
VII.4. CONCLUSION.....	64

## CHAPITRE VIII : EQUIPEMENT DU TABLIER

VIII.1. INTRODUCTION.....	65
V.III.2. APPAREIL D'APPUI.....	65
VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui.....	65
VIII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis .....	65
VIII.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	66
VIII.2.3.1. hauteur nette d'élastomère .....	66
VIII.2.4. Vérifications du dimensionnement.....	67
VIII.2.4.1. Vérification des appareils d'appuis selon le règlement RPOA.....	67
VIII.2.4.2. Vérification des appareils d'appuis selon le guide SETRA.....	69
VIII.2.4.3. Vérifications du dimensionnement.....	70
VIII.2.4.4. Vérification totale .....	72
VIII.2.4.5. Les plaques de glissement.....	72
VIII.3. DES D'APPUIS.....	72
VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis.....	72
VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis .....	72
VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE.....	73
VIII.4.1. Dimensionnement.....	73
VIII.4.2. Type de joint.....	74
VIII.6. CONCLUSION.....	74

---

**CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

---

IX.1. INTRODUCTION .....	75
IX.2. ETUDE DE LA PILE.....	75
IX.2.1. Conception de la pile.....	75
IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K.....	76
IX.2.3. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008.....	76
IX.2.3.1.Evaluation de l'effort sismique longitudinal.....	77
IX.2.3.2.Evaluation de l'effort sismique transversal.....	78
IX.2.3.3. Séisme vertical.....	79
IX.2.4. Evaluation des efforts statiques agissant sur la pile .....	79
IX.2.5.Détermination des sollicitations sismiques .....	80
IX.2.5.1. Calcul des efforts sismiques inertiels de la pile étudiée .....	80
IX.2.5.2. Cumul des actions sismiques.....	80
IX.2.5.3. Combinaison des directions .....	80
IX.2.5.4. d'actions à l'état limite accidentelle (ELA).....	81
IX.2.6. Ferrailage de la pile.....	81
IX.2.6.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement.....	81
IX.2.6.2. Ferrailage en phase de réalisation.....	82
IX.2.6.3. En phase de service.....	82
IX.2.6.4. Ferrailage transversal.....	83
IX.2.7. Etude de la fondation sous pile.....	84
IX.2.7.1. Caractéristiques de la semelle.....	84
IX.2.7.2. Evaluation des sollicitations statiques dans les pieux.....	84
IX.2.7.3. Détermination des sollicitations sismiques .....	84
IX.2.7.4. Détermination du nombre des pieux .....	86
IX.2.7.5.Effort revenant à chaque pieu.....	86
IX.2.7.6 Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) .....	87
IX.2.7.7. Etude et ferrailage des pieux.....	89
IX.3. ETUDE DE LA CULEE.....	91
IX.3.1. Choix de type de culée.....	91
IX.3.2. Dimensionnement des éléments de la culée.....	91
IX.3.3. Evaluation des efforts agissant sur la culée.....	92
IX.3.4. Ferrailage des éléments de la culée.....	93
IX.3.4.1. Le mur garde grève.....	93
IX.3.4.2. La dalle de transition.....	95
IX.3.4.3. Corbeau .....	96
IX.3.4.4. Le mur en retour .....	97
IX.3.4.5. Mur frontal.....	98
IX.3.5. Etude de la fondation sous culée .....	98
IX.3.5.1. Evaluation des sollicitations statiques dans les pieux .....	98
IX.3.5.2. Evaluation des sollicitations sismiques dans les pieux .....	99
IX.3.5.3. Détermination du nombre des pieux .....	100
IX.3.5.4. Effort revenant à chaque pieu .....	101
IX.3.5.5. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) .....	101
IX.3.5.6. Etude et ferrailage des pieux .....	104
IX.4. CONCLUSION .....	105

## ملخص

يتقور هذا العمل على تصميم ودراسة جسر يبلغ طوله 373 مترًا يندرج في إطار انجاز م شروع يربط ولاية "تيزي وزو" بلطريق السريار شرق-غرب على مستوى جباحيق على مسافة 48 كم. بدأنا عملنا بتقديم المشروع، بعدها ثم قمنا بتصميم وتحديد اقباس سطح الجسر الذي تم بناؤها طريقة التتابع المتتالي لبعثلوه التصميم المثالي. ثم انتقلنا إلى دراسة مختلف عناصر الجسر و هي كما يلي: تقييم الأحمال – دراسة الخرسانة مسبقة الإجهاد – دراسة العناصر الأخرى لسطح الجسر. في النهاية قمنا بتصميم و دراسة الأجزاء السفلية: الأرصفة و الدعائم. للتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج روبرو 2018 من أجل دراسة هذا المشروع.

**الكلمات المفتاحية:** التتابع المتتالي، خرسانة مسبقة الإجهاد، البنية التحتية.

## Résumé

Ce travail consiste à faire une conception et une étude d'un viaduc d'une longueur de 373m, inscrit dans le projet de la réalisation de la pénétrante reliant Tizi Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia sur 48km. Nous avons entamé notre travail par une présentation du projet, puis nous avons dressé la conception et le dimensionnement d'un tablier construit par encorbellements successifs jugé optimal. Ensuite, nous avons réalisé une étude minutieuse du tablier, à savoir l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte, l'étude des éléments du tablier. Enfin la conception et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage: les piles – les culés. La modélisation a été faite par un logiciel à base des éléments finis.

**Mots clés :** encorbellements successifs, béton précontraint, infrastructure.

## Abstract

This work consists of design and study of bridge with 373m in length, is part of the project of realization of the highway links Tizi Ouzou to the east-west highway at Djebahia. We began our work with a general presentation of our project. In the following, we have drawn up the design and dimensioning of the deck built by successive corbels that we considered as optimal. And then we made a detailed study of deck, namely the evaluation loads and overload- study of prestressing- study of elements of deck. Finally, the conception and study of infrastructure: the piers- the abutments. The modelization has been done by the finite element software.

**Keywords :** successive corbels, prestressed concrete, infrastructure.

## INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a lancé un projet de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia (Bouira) sur 48km. Ce projet porte en tout 25km de route secondaires, 23 viaducs et deux tunnels, ainsi que huit (8) échangeurs.

Longtemps marginalisée pour des causes liées à sa vocation agricole, la wilaya de Bouira est devenue depuis un certain temps l'attraction première des industriels et ce, à la faveur des projets structurants réalisés durant les années 2000 en termes de routes et d'ouvrages hydrauliques en outre, la wilaya de Tizi Ouzou compte le réseau routier le plus dense au niveau national.

L'objet de notre travail est la conception et étude d'un viaduc routier construit par encorbellement successif, compris dans le projet de réalisation de cette pénétrante.

Pour une meilleure structure de notre travail, nous avons structuré notre mémoire en neuf (09) chapitres. Le premier chapitre est consacré à une recherche bibliographique sur les déformations différées dans le béton notamment le retrait et le fluage. Le deuxième et le troisième chapitre viennent pour présenter notre ouvrage et donner une conception et un pré-dimensionnement de ce dernier, les cinq chapitres qui suivent sont réservés au dimensionnement définitif des éléments conçu sous chargement statique et dynamique en utilisant un logiciel à base d'éléments finis.

Le neuvième chapitre est consacré à la conception et l'étude de l'infrastructure.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

## I.1. INTRODUCTION

Tout au long de la durée de vie d'un pont en béton armé ou béton précontraint, le béton subit des déformations dimensionnelles non négligeables au jeune âge mais qui se stabilisent à long terme. Dans ce qui suit, nous allons faire une recherche bibliographique pour cerner les deux paramètres les plus importants de ces déformations, citant :

- Le retrait, du à l'hydratation du ciment et les échanges d'eau avec l'atmosphère indépendamment de toute sollicitation mécanique externe.
- Le fluage, résulte de l'application d'une charge stationnaire permanente dès les premiers jours de durcissement.

### I.4.1. Aperçu des études sur les déformations différées

Les recherches sur les déformations différées ont été entreprises depuis plusieurs dizaines d'années déjà. La première étude sur le fluage est celle que publia Woolson en 1905 sur des ponts en béton armé. Mais dans le même temps, la circulaire de 1906, premier règlement français de béton armé postulait un comportement parfaitement élastique du béton.

C'est à Freyssinet, en 1912, que revient le mérite d'avoir remis en cause le dogme de la constance du module de Young, ses premières affirmations publiques de l'existence d'une variation considérable du module de déformations en fonction de la durée de chargement se heurtèrent à une incompréhension totale.

En 1933 Freyssinet a été le premier à émettre une théorie tendant à expliquer le fluage, la dépression capillaire, qui est fonction de la courbure de ménisques de séparation d'eau vapeur (loi de Laplace), est considérée comme responsable de la déformation due au chargement. La formation de ces ménisques, qui dépend de l'humidité relative (loi de Kelvin), est conditionnée aussi par la contrainte appliquée.

Pour Freyssinet, le fluage n'est autre qu'un retrait amplifié par le chargement qui augmente la vitesse et la quantité d'eau évaporée.

L'Hermite a poursuivi certaines recherches sur ce sujet pendant plus de 30 ans et en a rapporté les résultats dans plusieurs communications et des publications où le nom de mamillan se trouve souvent associé. En 1957, il présente les différents facteurs intervenant dans le déroulement du fluage en compression stationnaire :

- La durée du chargement ;
- L'intensité de la contrainte appliquée ;
- L'âge du béton au chargement ;
- Le mode de conservation ;
- La composition du béton ;
- Le volume sollicité.

Mamillan a établi en 1960 que le mouvement de l'eau contenue dans le béton serait la cause principale du fluage et, plus précisément, sa vitesse de déplacement à l'intérieur du matériau hydraté.

Powers 1966, considère que, sous l'action de la charge extérieure, l'énergie libre de l'eau absorbée change et met l'eau en mouvement, provoquant une modification de distribution des gradients hydriques.

Bazant et Chern 1985 expliquent le fluage par l'évolution des couches d'eau absorbée, c'est-à-dire par la diffusion de l'eau et du solide dissout.

Depuis les premières constatations pratiques de Freyssinet, les recherches sur les déformations différées n'ont donc pas cessé d'évoluer [1].

### I.4.2. Type de déformations différées

Conventionnellement on sépare les déformations différées en deux: celles indépendantes de tout chargement, que l'on dénomme **retraits** «  $\epsilon_r$  » et celles provoquées par un chargement que l'on qualifie de **fluages** «  $\epsilon_f$  ». Ce découpage est purement artificiel car, dans le processus physico-chimique réel, le couplage des deux phénomènes ne saurait être leur addition pure et simple.

Comme le séchage du béton est un paramètre fondamental de son comportement différé, on décompose retrait et fluage en considérant le fait que le béton échange ou non de l'eau avec le milieu extérieur. Nous aurons alors :

#### ➤ Sans échange d'eau avec l'extérieur

- le **retrait endogène** «  $\epsilon_{re}$  », appelé aussi retrait d'auto-dessiccation ou retrait d'hydratation (mais qui n'est pas la contraction).
- le **retrait thermique** «  $\epsilon_{th}$  », ou contraction thermique, qui est une conséquence de l'hydratation et de la chaleur que cette réaction dégage.
- le **fluage propre**, «  $\epsilon_{fp}$  », (basic creep) ; c'est la part supplémentaire de déformation du béton sous charge lorsqu'il n'échange pas d'eau avec l'extérieur.

#### ➤ Avec possibilité d'échange d'eau avec l'extérieur

- le **retrait de dessiccation** «  $\epsilon_{rd}$  », parfois nommé retrait de séchage, qui n'existe que lorsque le matériau sèche. Il est la part supplémentaire de retrait par rapport aux retraits endogène et thermique;
- le **fluage de dessiccation** «  $\epsilon_{fd}$  », (drying creep), qui n'existe que lorsque le matériau sèche sous charge; c'est le complément par rapport au fluage propre de la part de déformation due au chargement; il n'est pas accessible directement par un essai unique.

Il s'obtient par la relation  $\epsilon_{fd} = \epsilon_{dif} - \epsilon_{rd} - \epsilon_{re}$  où «  $\epsilon_{dif}$  » est la déformation différée totale.

La déformation totale du béton est donc (arbitrairement) découpée en :

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{el} + \epsilon_r + \epsilon_f = \epsilon_{el} + \epsilon_{re} + \epsilon_{th} + \epsilon_{fp} + \epsilon_{rd} + \epsilon_{fd}$$

Où «  $\epsilon_{el}$  » est la déformation instantanée. Dans cette définition, comme dans celle du fluage propre, la déformation instantanée est constante, ce qui n'est pas le cas dans la réalité car le matériau, en vieillissant, voit sa rigidité augmenter: ceci implique que le fluage comprendra une partie de ce vieillissement.

La déformation totale d'un béton de structure est, à un instant donné et dans le cas général, la somme de 6 déformations plus ou moins arbitrairement découplées qui sont : la déformation **élastique instantanée**, celle de **retrait thermique**, celle de **retrait endogène**, celle de **retrait de dessiccation**, celle de **fluage endogène** (ou fluage propre) et celle de **fluage de dessiccation** [2].

### I.5. DEFORMATIONS DE RETRAIT

En l'absence de chargement, la pâte de ciment, et donc le béton, subissent des variations dimensionnelles. Celles-ci sont d'autant plus évidentes aux yeux de l'ingénieur qu'elles provoquent souvent des fissurations précoces qui peuvent mettre en péril la durabilité de l'ouvrage. Elles peuvent aussi être la cause de fissuration plus tardive ainsi que d'effets structuraux qu'il faut prendre en compte dans les calculs.

#### I.5.1. Les retraits à court et moyen termes

Dans un premier temps ces retraits sont principalement dus à l'hydratation du ciment (retrait endogène ou d'auto-dessiccation) et au retrait thermique. Pour ce qui a trait au calcul des structures, le retrait qui nous intéresse est uniquement celui qui intervient après la prise de la pâte de ciment c'est à dire que l'on fera abstraction du retrait plastique.

Après la rigidification du squelette, on assiste à un gonflement d'origine chimique dû à la formation et à la transformation de gros cristaux (ettringite). Cette déformation différée endogène n'est généralement pas considérée dans le cas de la modélisation du comportement différé du béton d'une structure, ceci pour des raisons liées à la complexité de sa prise en compte par rapport à son amplitude.

A partir du moment où le squelette de la pâte de ciment durcit, le retrait endogène va être pris en compte par le mécanicien.

L'intensité de ce retrait dépend principalement du rapport E/C.

En effet plus la quantité de ciment sera élevée plus l'hydratation fera appel à l'eau libre des pores du béton et augmentera l'auto-dessiccation et, inversement, plus la quantité d'eau libre sera grande moins l'auto-dessiccation se fera sentir car les besoins en eau pour l'hydratation seront toujours immédiatement satisfaits et ne créeront pas de dépression capillaire. Compte tenu de cela on peut déjà imaginer que les bétons « courants » de résistance peu élevée (25 – 30 MPa) qui ont des rapports E/C élevés, supérieurs à 0,5, auront des retraits d'auto-dessiccation quasiment négligeables alors que les Bétons à Hautes Performances (BHP) de résistance supérieure et de teneur en eau beaucoup plus faible (rapport E/C voisin de 0,3) auront des retraits d'auto-dessiccation significatifs. Ces retraits sont d'autant plus accentués que ces bétons présentent des pores plus fins que ceux des bétons ordinaires et permettent des développements plus importants des dépressions capillaires. La figure I.1 montre l'évolution en fonction du temps de l'humidité relative interne dans les bétons sans échange hydrique avec l'atmosphère pour différents rapports E/C et met en évidence l'auto-dessiccation des bétons de rapport E/C < 0,5. La figure I.2 montre l'évolution du diamètre des pores en fonction du même rapport. La figure I.3 illustre l'évolution la relation entre la déformation différée de retrait d'auto-dessiccation et l'humidité relative suivant que l'on a affaire à un béton courant ou un BHP [2].

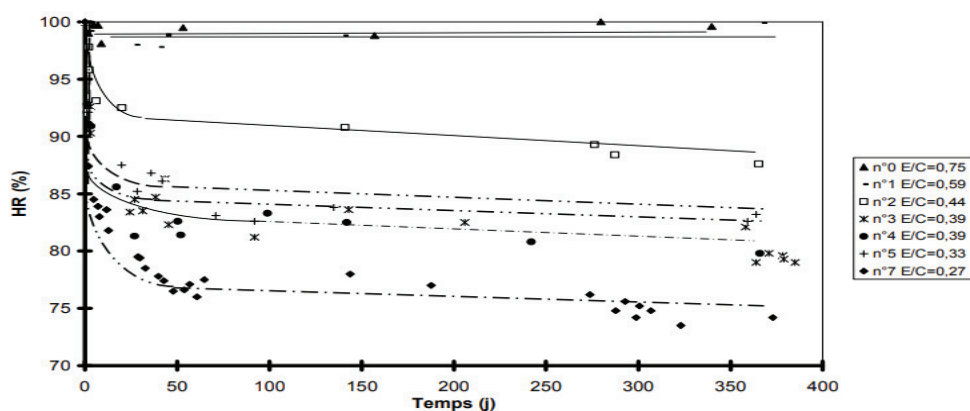


Figure I.1– Evolution en fonction du temps de l'humidité relative interne des bétons sans échange hydrique avec l'atmosphère pour différents E/C [2].

A l'équilibre, au bout de plus d'un an, les bétons de E/C > 0,5 (bétons courants) ont toujours une hygrométrie maximale de 100 % alors que l'hygrométrie des BHP peut descendre aux alentours de 75 %.

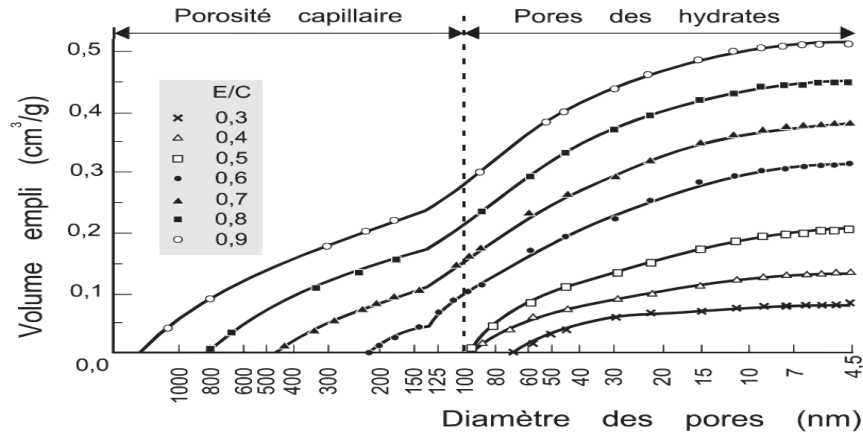


Figure 1.2 – Influence sur le diamètre des pores du rapport E/C [2].

Le diamètre des pores saturés diminue avec le rapport E/C et, à partir de E/C < à 0,5, la porosité capillaire interconnectée devient négligeable.

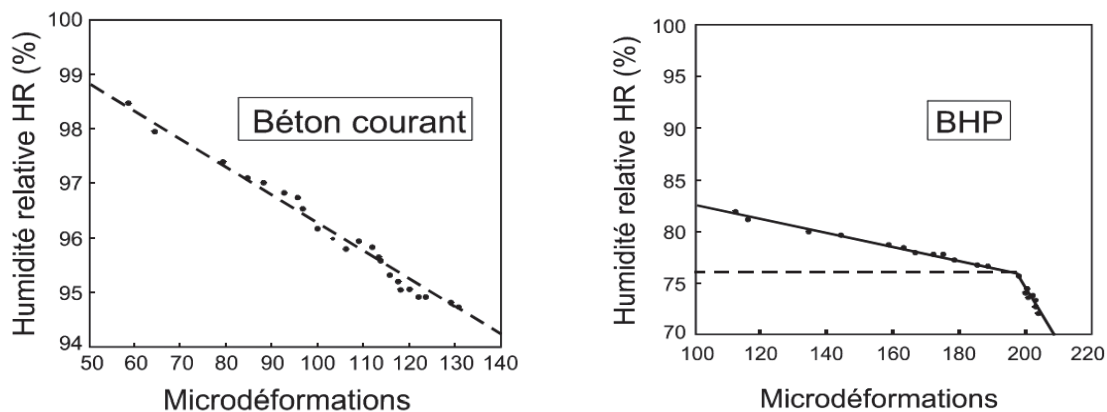


Figure 1.3 – Relation entre la déformation différée de retrait d'auto-dessiccation et l'humidité relative suivant que l'on a affaire à un béton ordinaire ou un BHP [2].

Dans le cas du béton courant, l'évolution est linéaire et est attribuée au mécanisme de variation des dépressions capillaires. Pour les BHP, cette évolution est bilinéaire. La première partie (humidité relative supérieure à 76 %) est la conséquence de la variation des dépressions capillaires. Au delà l'eau libre des pores capillaires serait entièrement consommée. Les déformations de retrait continuent alors plus lentement car l'eau consommée est adsorbée et non plus libre.

L'intensité du retrait endogène augmente inversement au rapport E/C (Eau/Ciment ou Eau/Liant). Ainsi les bétons dits « courants » dont le rapport E/C dépasse 0,5 ont un retrait endogène très faible alors que les Bétons à Hautes Performances (BHP) ont un retrait endogène non négligeable. C'est pourquoi la notion de retrait endogène est apparue avec le règlement BPEL 99 applicable aux BHP alors que dans les règlements précédents on ne différenciait pas la cause du retrait [2].

## I.5.2. Le retrait à long terme

### I.5.2.1. Le retrait de dessiccation

La cinétique du retrait de dessiccation est liée à celle du départ de l'eau et dépend des conditions d'ambiance (figure I.4). On peut relier l'accroissement du retrait de dessiccation à la perte de masse des éléments.

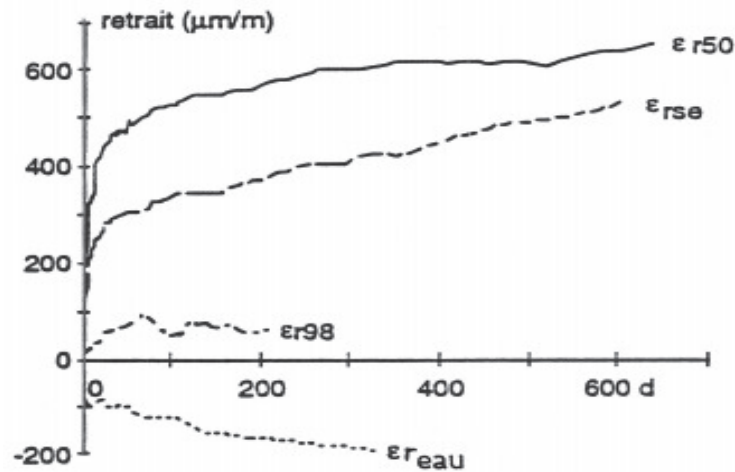


Figure I.4 – Evolutions comparées des déformations différées de retrait d'un BHP dans différentes conditions d'ambiance : ce, sans échange 50,98 degré hygrométrique de l'ambiance, (eau) pour immergé [2].

La perte en eau en fonction du temps dans un béton en dessiccation vérifie une loi en racine carrée du temps classique dans les phénomènes de diffusion (ici le séchage, voir figure I.5). Ceci a pour conséquence l'apparition à l'intérieur du béton de gradients hydriques qui restent longtemps très forts et localisés au voisinage de la surface des pièces.

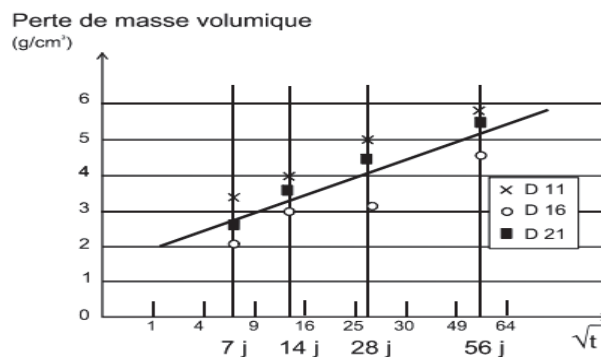


Figure I.5 – Evolutions de la perte en eau mesurée dans des éprouvettes de diamètre 11, 16 ou 21 cm en fonction de la racine carrée de la durée de séchage [2].

On a donc, figure I.6, pour les pièces soumises à la dessiccation, un effet d'échelle très important. Ainsi on peut estimer que si un potelet, un hourdis d'une dizaine de centimètres d'épaisseur sèchent à cœur en dix ans maximum, pour une dalle de 25 centimètres il faudra quelques dizaines d'années et pour une pile, un caisson de l'ordre de un mètre d'épaisseur l'état d'équilibre ne sera atteint qu'au bout d'un siècle.

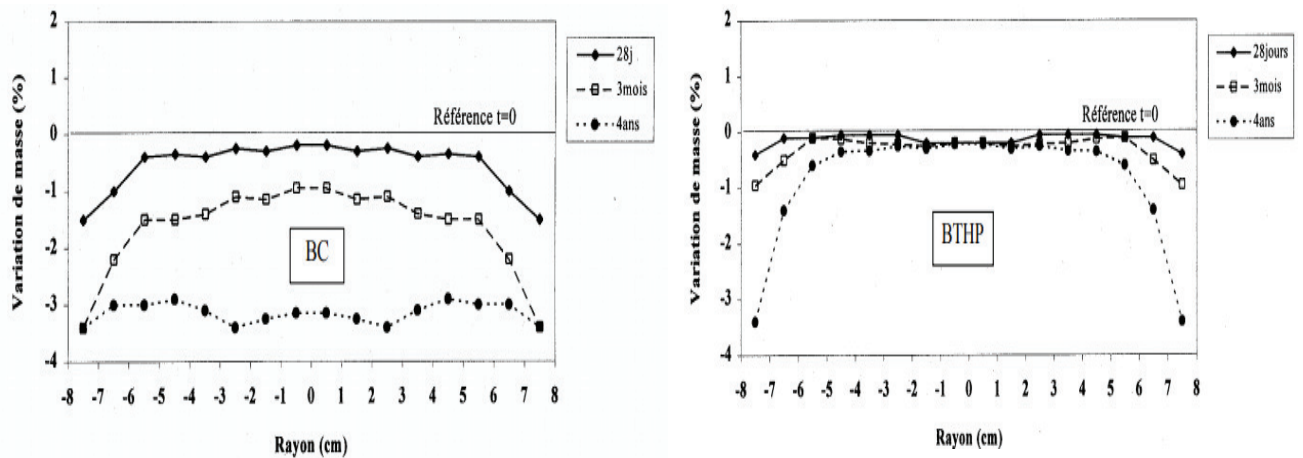


Figure 1.6 – Variation relative de masse dans un échantillon cylindrique de béton courant (a) et de béton à très hautes performances (b), mis en dessiccation à 1 jour [2].

On constate l'importance du gradient hydrique entre la surface et le cœur de la pièce. Le gradient hydrique est plus fort pour les bétons à hautes performances (figure du bas) car leur porosité communicante est beaucoup plus faible que celle des bétons ordinaires (figure du haut).

En conclusion de l'analyse phénoménologique des retraits des bétons, on peut établir la liste des facteurs qui les gouvernent :

- les quantités d'eau et de ciment.
- la présence d'ajouts minéraux, entre autres de fumée de silice qui produisent un réseau poreux plus fin.
- le volume de la pâte.
- le module élastique des granulats.
- la nature et la finesse du ciment, et, dans le cas de la dessiccation.
- les dimensions de la pièce, le rapport surface/volume. l'hygrométrie de conservation.

Certains de ces paramètres sont pris en compte par les modèles réglementaires, et d'autres, seront négligés malgré leur influence. On peut citer, à titre d'exemple, l'influence de la nature des granulats (figure I.7).

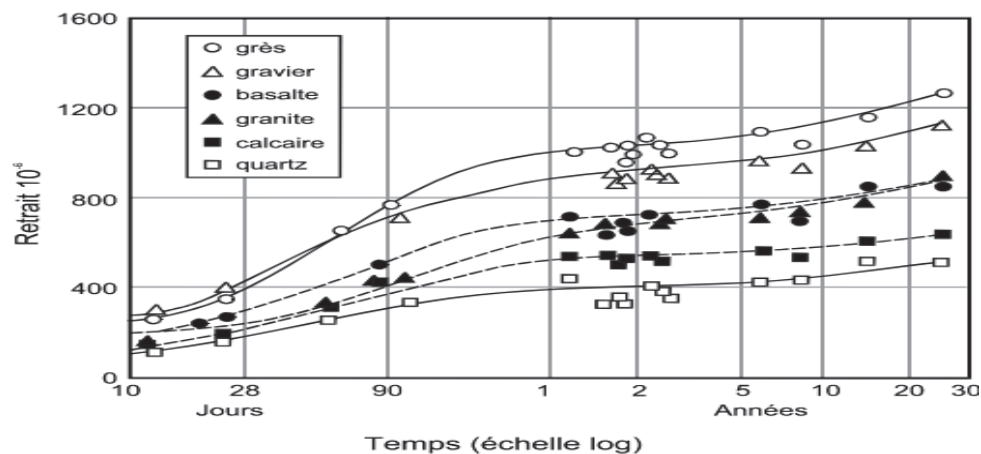


Figure 1.7 – influence de la nature minéralogique du granulat sur le retrait de dessiccation ; l'influence du volume relatif des granulats est aussi très nette [2].

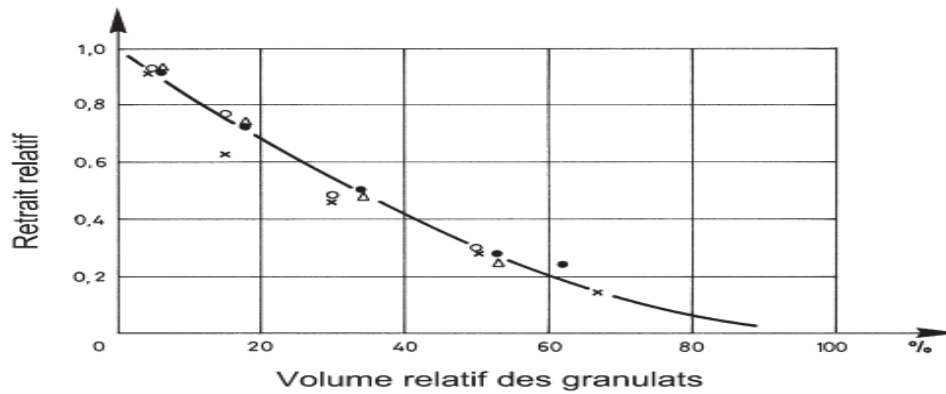


Figure I.8 – influence du volume relatif des granulats d’après Pickett cité [2].

L’influence de la nature des granulats (facteur mécanique ou minéralogique) est extrêmement importante, de même que leur pourcentage volumique. Ce paramètre est malheureusement très difficile à intégrer dans les calculs car il est rarement connu au moment des études.

## I.6. Déformations de fluage

A une échelle plus globale les paramètres influant sur ces déformations de fluage peuvent être divisés en fluage endogène ou « propre » et en fluage de dessiccation.

### I.6.1. Les facteurs d’influence

#### I.6.1.1. Le chargement

Quelle qu’en soit la cause microstructurale la déformation de fluage est liée à l’intensité de la charge constante appliquée.

Si à l’instant  $t_0$ , on applique un échelon de chargement en compression au béton le comportement rhéologique change et on a une accélération importante de la déformation différée (figure I.9).

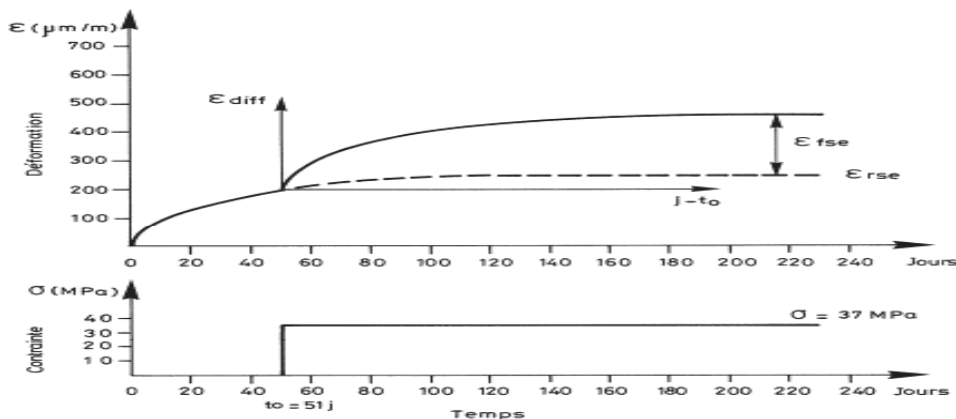
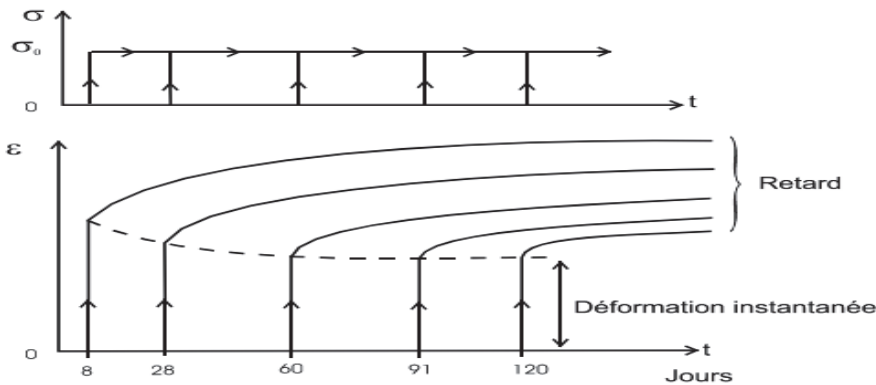


Figure I.9 – déformation totale différée (retrait et fluage) depuis le démoulage d’un béton chargé après  $t_0$  jour de durcissement [2].

Le fait d’appliquer un échelon de contrainte  $\sigma$  entraîne une augmentation sensible de la vitesse de déformation différée.

Sous des contraintes modérées la vitesse de la déformation différée diminue dans le temps. Le comportement du béton est intermédiaire entre un comportement élastique où le fluage serait nul et un comportement visqueux où il se ferait à vitesse constante. On qualifie ce comportement de VISCOELASTIQUE. Une autre caractéristique du fluage du béton est

mise en évidence par le chargement à des âges différents d'éprouvettes de béton provenant d'une même gâchée (figure I.10).



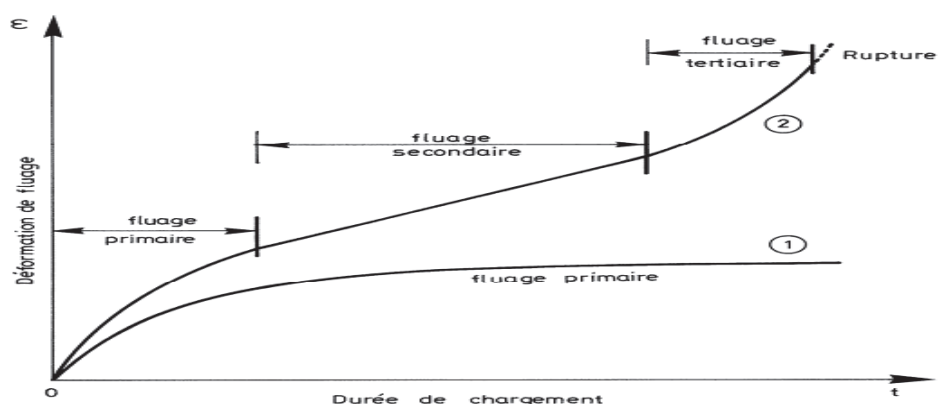
Plus l'éprouvette est soumise tardivement au fluage moins la déformation différée est importante.

On constate que plus l'éprouvette est soumise tardivement à une charge moins la déformation différée est importante. Cela est dû au comportement "vieillissant" du béton, le "vieillissement" étant pris dans son sens le plus noble.

On dira ainsi que le comportement en fluage du béton est VISCOELASTIQUE VIEILLISSANT.

Sous contrainte permanente modérée (c'est le cas de la plupart des ouvrages) la déformation différée de fluage du béton est proportionnelle à la contrainte permanente appliquée. Il peut donc être classifié comme matériau «visco-élastique linéaire». De plus si l'âge du béton augmente sa réponse en déformation diminue, il est donc «visco-élastique linéaire vieillissant».

Dans tout ce qui précède nous avons supposé implicitement que le chargement de fluage était modéré, c'est à dire qu'il ne dépassait pas la moitié de la charge de rupture sous chargement instantané  $\sigma_R$ . Si l'on applique des charges plus élevées (au-delà de  $0,7 \sigma_R$  par exemple) le comportement viscoélastique change de nature : la vitesse de fluage qui était décroissante (fluage primaire) peut devenir constante (fluage secondaire) et pourra amener à terme à la rupture après accélération de la vitesse de fluage (fluage tertiaire) (figure I.11).



Le passage du fluage primaire 1 au fluage secondaire 3 dépend, d'une part, de l'intensité de la charge appliquée et, d'autre part, de la durée du chargement ou de la période d'observation.

## I.7. Effet du fluage dans les éléments en béton précontraint

Les sections sont affectées par le fluage, ceci engendre des déformations non compatibles avec la mise en tension des armatures ce qui provoque une chute de tension de la précontrainte et un nouvel état de sollicitation dans la section. Si la structure est hyperstatique avec une précontrainte non concordante : un nouvel équilibre des forces se produit entre les réactions d'appuis et les nouvelles sollicitations causées par la perte de précontrainte. Dans une structure isostatique la perte de précontrainte due au fluage «  $dN$  » ainsi que la chute dans le moment fléchissant correspondant «  $dM$  » sont données par :

$$\begin{pmatrix} dN \\ dM \end{pmatrix}_{fluage} = E_b(t)\varphi(t_0, t) \begin{pmatrix} S_b & S_{sb} \\ S_{sb} & I_b \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_0 \\ \gamma_0 \end{pmatrix}$$

$S_b$  : L'aire de la section du béton.

$S_{sb}$  : Moment statique de la section béton.

$I_b$  : Moment d'inertie de la section.

$\varepsilon_0$  : Déformation initiale au niveau du câble d'armature.

$\gamma_0$  : Courbure initiale de la section.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

### I.7.1. Présentation des essais

Cette étude consiste à réaliser une poutre de section rectangulaire, soumise à une charge uniformément répartie de 134kg/m après 28 jours de son coulage. La poutre a été instrumentée afin de suivre l'évolution des flèches et de certaines déformations sur trois sections différentes : A, B, C. sur une poutre similaire à celle du premier essai et sous les mêmes conditions de chargement. On a procédé après avoir distribué la charge et avoir accompli sa déformation instantanée à un blocage de la flèche au milieu de la travée, ceci conduit à un changement du schéma statique, et la structure devient hyperstatique. Un dynamomètre placé sous la poutre permet de mesurer la réaction qui assure ce blocage, et un vérin manuel est utilisé afin d'ajuster la flèche à sa valeur constante.

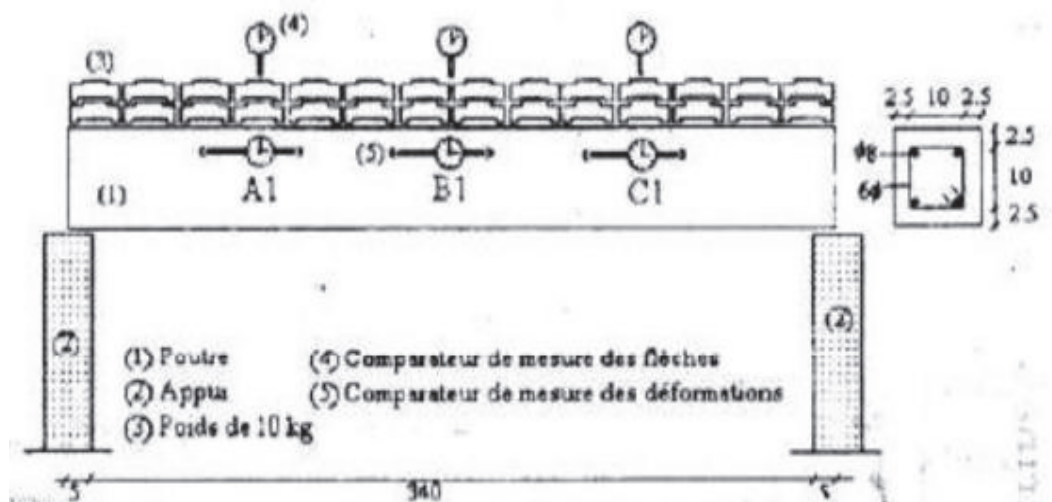


Figure I.12. Schéma de la réalisation de la poutre isostatique [3].

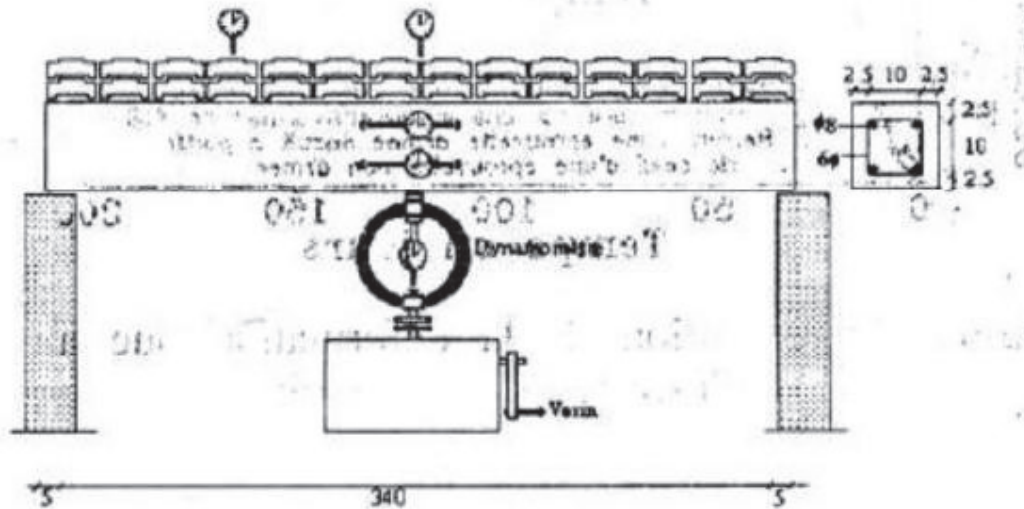


Figure I.13. Schéma de la réalisation de la poutre hyperstatique [3].

## I.7.1.1. Caractéristiques du béton

La composition et les caractéristiques du béton utilisé sont présentées dans le tableau 1.

Tableau I.1. Caractéristiques du béton utilisé.

Composition du béton en kg/m <sup>3</sup>	Gravier 8/15	1065
	Sable 0/5	712
	Ciment CPA 325	350
	Eau de gâchage	210
Caractéristiques mécaniques du béton utilisé en MPa	F <sub>c28</sub>	24,4
	F <sub>t28</sub>	2,8
	E <sub>b</sub>	30 200

## I.7.2. Présentation des résultats

### I.7.2.1. Prismes témoins de retrait

Les prismes témoins du retrait représentent la déformation du béton utilisé sans aucune charge. La mesure est effectuée, à l'intérieur du béton, et se sont poursuivies durant toute la période d'installation des structures. La comparaison des retraits de deux éprouvettes prismatiques confectionnées avec le même béton. L'une armée de 4T8 et l'autre en béton seul, donne une variation de 17% tandis que le règlement BPEL donne une variation de 27%. Cet écart n'est plus étonnant puisque la mesure ne donne que la valeur du retrait à l'endroit de la mesure et le règlement donne la valeur moyenne sur la section. Sur la figue I.3 l'évolution des deux retraits est pratiquement identique dans les premiers jours après le coulage et elle ne diffère qu'après les deux premières semaines où le béton commence à avoir sa propre résistance [3].

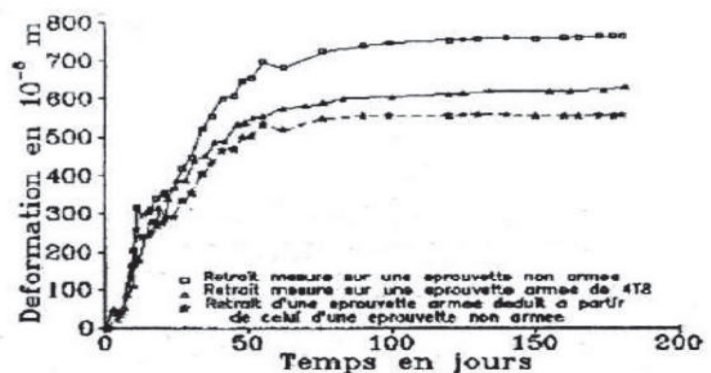


Figure I.14. Evolution de la déformation due au retrait sur les prismes témoins [3].

Pour mener bien l'étude des phénomènes différés du béton, il est intéressant de suivre l'évolution des déformations sur les sections A1, B1 et C1 situées à 4cm de l'axe de symétrie de la poutre isostatique. La mesure directe donne une superposition de la déformation due au retrait et celle due au fluage. En éliminant la déformation de retrait enregistrée sur le prisme témoin on obtient la déformation du fluage sous une contrainte constante correspondante à la contrainte exercée au niveau de cette fibre sans l'interférence du retrait. Les figures 4, 5, et 6 montrent les résultats de mesure et le fluage déduit de la déformation totale [3].

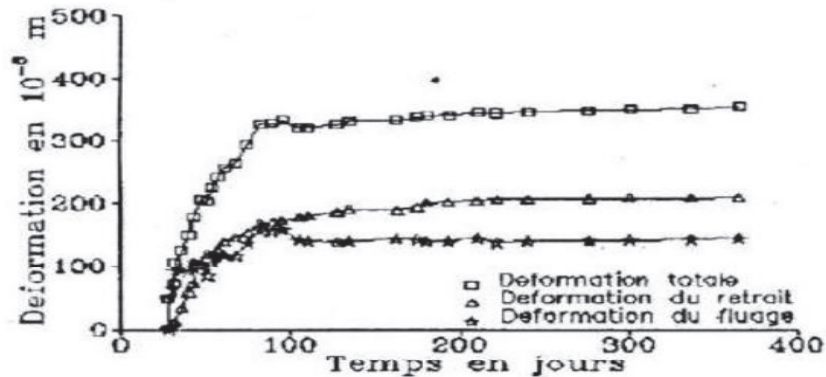


Figure I.15- Evolution de la déformation de la section A1 de la poutre isostatique [3].

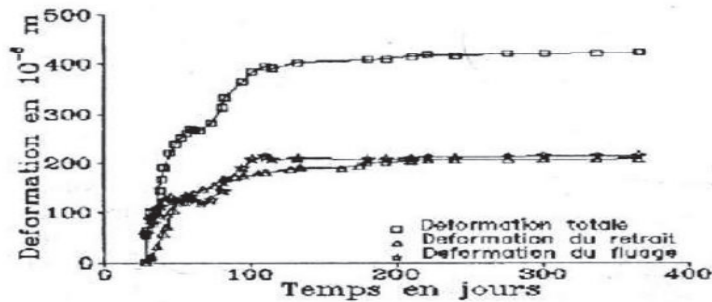


Figure I.16- Evolution de la déformation de la section B1 de la poutre isostatique [3].

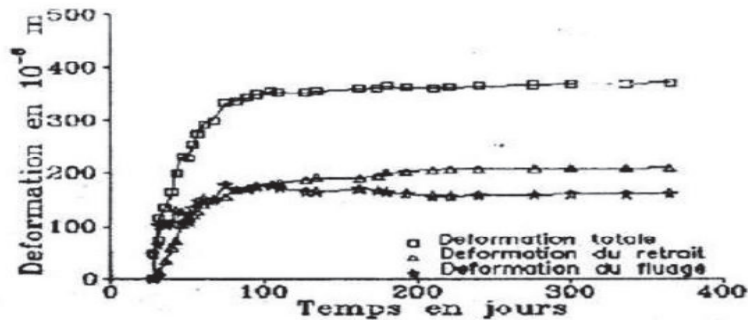


Figure I.17- Evolution de la déformation de la section C1 de la poutre isostatique [3].

Afin d'avoir une bonne estimation des modèles de fluage du béton utilisé dans cette série d'expérimentation on a essayé de faire un traitement des résultats obtenus et en déduire les valeurs finales de ce phénomène. Cette méthode, proposée par Brooks et Neville, permet de prédire les effets à long terme à partir des résultats expérimentaux à long terme. Sur les trois fibres étudiées avec 30 mesures chacune étalées sur une moyenne du coefficient de

fluage à long terme de l'ordre de 4,56 avec un écart type de 0,73 ce qui donne un pourcentage de l'erreur évalué à 22% [3].

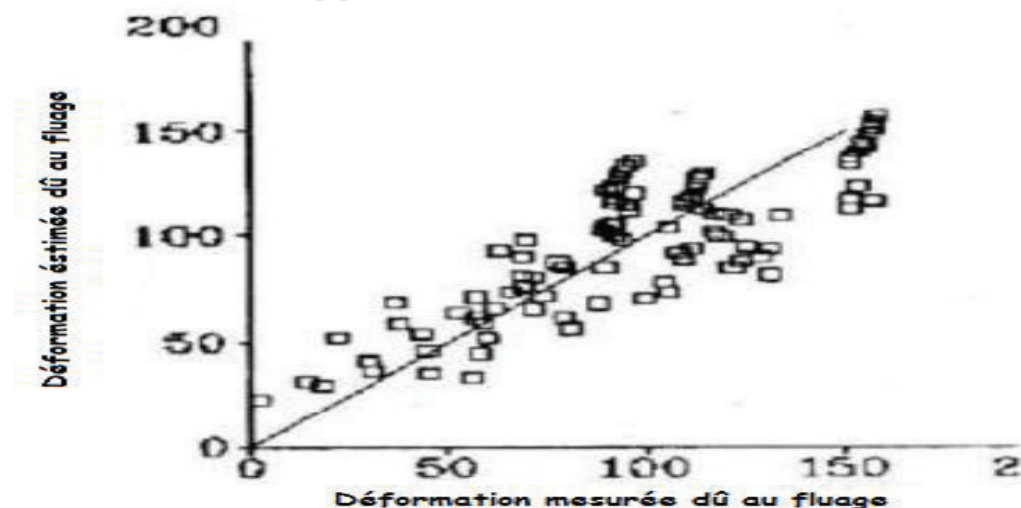


Figure 1.18 – Rapport du fluage mesuré et calculé sur la poutre isostatique [3].

Ainsi on peut prédire approximativement le fluage dans les conditions du laboratoire pour un béton chargé à 28 jours en utilisant le modèle du BPEL 91 avec une correction de 37% afin de tenir compte mieux des corrections climatiques et des propriétés du béton utilisé. Sur le tableau 2. On compare les résultats trouvés avec ceux du BPEL91 pour différentes humidités relatives.

Tableau I.2 - Comparaison entre le fluage final mesuré et celui du BPEL donnée pour des conditions hygro-métrique constantes [3].

$R_h$ %	40	50	60	70
$K_{fl}$ BPEL	3,80	3,32	2,84	2,36
$K_{fl}$ mesuré	4,56			
$\frac{K_{fl} \text{ BPEL}}{K_{fl} \text{ mesuré}}$	1,20	1,37	1,60	1,93

### I.7.2.2. Evolution des flèches

Dans l'essai d'une poutre isostatique soumise à une charge constante, les flèches constituent sans aucun doute un moyen très efficace d'évaluer l'effet du fluage sur le comportement différé des structures. D'estimer sa vitesse, de prédire sa stabilité. De valoriser le modèle du fluage correspondant. Malgré la courte durée d'observation qui est loin d'être en mesure de prédire ce phénomène, on a essayé de quantifier le taux de fluage acquis durant l'année d'observation par rapport à la valeur finale. Le taux de fluage acquis. Dans ce cas représente le rapport entre la flèche différée à l'instant  $t$  sur la flèche différée finale (après une année), on représente sur le tableau 3, les résultats mesurés sur les trois sections ainsi qu'une comparaison avec le BPEL 91. On constate un taux d'accroissement sensiblement identique avec le BPEL, avec une valeur inférieure pendant les cinq premiers mois et une récupération après 150 jours, ceci peut traduire par la non uniformité des conditions climatiques durant cette période d'observation [3].

Tableau I.3 - Valeurs des flèches mesurées et calculées sur la poutre isostatique [3].

Flèche (mm)	Age en jours	28	60	120	180	240	365
Flèche A (mm)	Mesure	1,52	2,78	3,42	4,18	4,29	4,35
	BPEL 91	1,13	2,67	3,14	3,35	3,48	3,66
Flèche B (mm)	Mesure	1,31	2,21	2,46	2,81	2,95	3,10
	BPEL 91	1,59	3,75	4,41	4,7	4,88	5,13
Flèche C (mm)	Mesure	1,07	2,05	2,28	2,71	2,88	2,94
	BPEL 91	1,13	2,67	3,14	3,35	3,48	3,66
Taux de fluage	Mesure	0	49	65	89	96	100
	BPEL 91	0	56	75	85	92	100

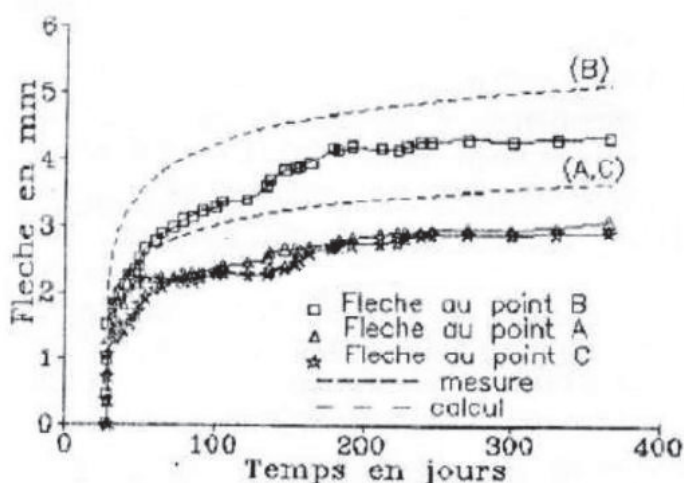


Figure I.19 – Evolution des flèches enregistrées sur la poutre isostatique [3].

### I.7.2.3. Evolution des réactions d'appui

Sur une poutre similaire à la poutre isostatique. Représentée sur la figure3, et aussitôt après son chargement, on introduit un appui supplémentaire de telle façon qu'en bloque toute déformation ultérieure à mi-portée. La réaction mesurée qui résulte sur cet appui. Initialement nulle, croit en fonction du temps avec une vitesse supérieure à celle du fluage, phénomène bien connu sous le nom de relaxation, pour se stabiliser autour d'une valeur de 2,08 KN après une année de chargement permanent.

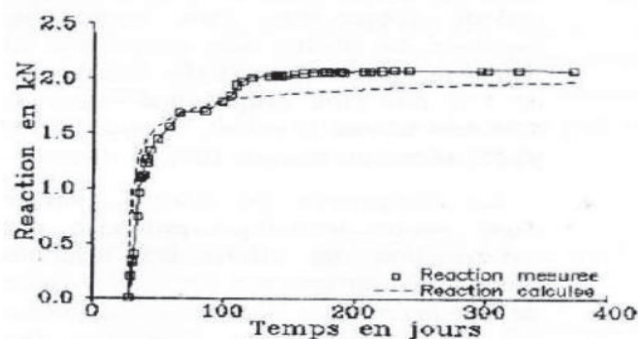


Figure I.20 – Evolution de la réaction hyperstatique sur l'appui central de la poutre [3].

## Chapitre I. Recherche Bibliographique

---

Cette étude expérimentale a permis de constater directement les effets du fluage sur le comportement différé des structures en béton. Ainsi on a remarqué que le fluage produit, dans les conditions du laboratoire, est de 37% supérieur que celui donnée par le BPEL 91.

Cette valeur sera réduite considérablement si les essais étaient en hiver. La vitesse de ce phénomène est pratiquement la même que celle du règlement avec une petite fluctuation au début de chaque essai.

Une poutre isostatique avec un ferrailage symétrique donne, durant une période d'observation d'une année, une évolution des flèches dues uniquement au fluage du béton. Cette flèche initialement de 1,51 mm croit jusqu'à une valeur de 4,35 mm tel que le calcul, selon le BPEL 91, conne un écart de 10%.

Le changement du schéma statique d'une poutre isostatique provoque une redistribution des efforts des réactions d'appuis, ce changement caractérise l'effet de la relaxation du béton et son influence sur cette redistribution. L'addition d'un appui central crée une augmentation de la réaction au niveau de cet appui qui croit d'une valeur nulle jusqu'à une valeur de 2,08 kN pendant une année d'observation.

Le coefficient du fluage final trouvé pour le béton utilisé dans les conditions de réalisation est de l'ordre de 4,56. Cette valeur importante donne un excès de 37% par rapport à un essai de fluage dans des conditions constantes de 50% d'humidité relative.

La vitesse du fluage observé est presque identique à celle donnée par le BPEL (écart de 3,8%).

Une très grande vitesse de relaxation du béton, tel qu'on obtient 60% de la relaxation d'une année en un mois et 80% en quatre mois. Cette vitesse est 10% moins que celle du règlement (BPEL) durant les deux premiers mois du chargement et 4% plus importante après [3].

### **1.8. CONCLUSION**

Durant ce chapitre nous avons rassemblé quelques connaissances sur le comportement du béton vis-à-vis du fluage et du retrait et sur les facteurs hygrométrie et effet d'échelle influant sur ce comportement. Le domaine des études sur les déformations différées s'est beaucoup élargi afin de limiter ces problèmes dans les grands ouvrages, notamment les viaducs de longueur importante.

## Chapitre II. Présentation de l'ouvrage

### II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère y sont intégrées, ainsi que les avancées technologiques en termes de matériaux, de méthodes de construction, de création et de moyens de calcul. De façon générale, la démarche de conception d'un pont comprend trois étapes ; le recueil de données fonctionnelles et naturelles, le choix d'une structure répondant aux exigences, et l'étude de détail de la solution retenue. Il revient à l'ingénieur de tirer le meilleur parti des matériaux et de limiter les aléas possibles lors de l'exécution.

### II.2. PRESENTATION DU PROJET

#### II.2.1. Objectif du projet

Le projet, objet de notre mémoire de fin d'études, s'inscrit dans le cadre de réalisation de la liaison autoroutière reliant la wilaya de TIZI OUZOU à l'autoroute Est Ouest au niveau de DJEBAHIA sur 48 km. Ce dernier permet de franchir le relief difficile de cette région et donner une conformité du tracé routier.

#### II.2.2. Situation du projet

L'ouvrage se situe dans la région de DRAA EL MIZAN (Wilaya de TIZI OUZOU) au PK 29 + 230.700 du projet.

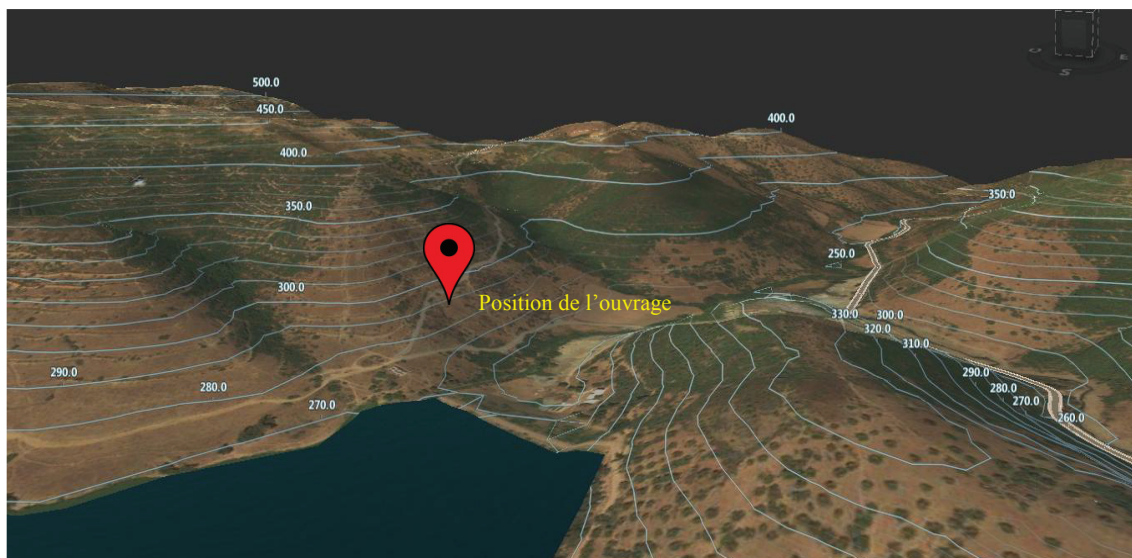


Figure II.1 – Vue satellite de la Position de l'ouvrage.

#### II.2.3. L'obstacle à franchir

L'obstacle sur lequel notre ouvrage va être conçu et réalisé, représente une falaise moyennement profonde et difficile à y accéder même pour faire les essais de reconnaissance du sol.

#### II.2.4. Caractéristiques de l'ouvrage

Ce projet s'agit de deux ponts jumeaux. On se contente d'étudier le pont allant de TIZI-OUZOU vers BOUIRA.

Les caractéristiques de l'ouvrage fixées par le tracé routier de l'autoroute sont :

## Chapitre II. Présentation de l'ouvrage

- **Viaduc sens TIZI OUZOU vers BOUIRA :**
  - Longueur : 373 m du PK 29 + 230.700 au PK 29 + 603.700.
  - Largeur du tablier : 13,80 m.
  - La pente : 1,2 %.
- **Viaduc sens BOUIRA vers TIZI OUZOU :**
  - Longueur : 373 m du PK 29 + 230.700 au PK 29 + 603.700.
  - Largeur du tablier : 13,80 m.
  - La pente : 1,2 %.

### II.3. LES DONNEES DE PROJET

#### II.3.1. Les données fonctionnelles

Elles sont fixées par le maître de l'ouvrage.

On distingue :

- Les données géométriques relatives à la voie portée, qui sont : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.
- Les données relatives à l'obstacle franchi qui sont : le gabarit et les ouvertures.

##### II.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale de 373 m.

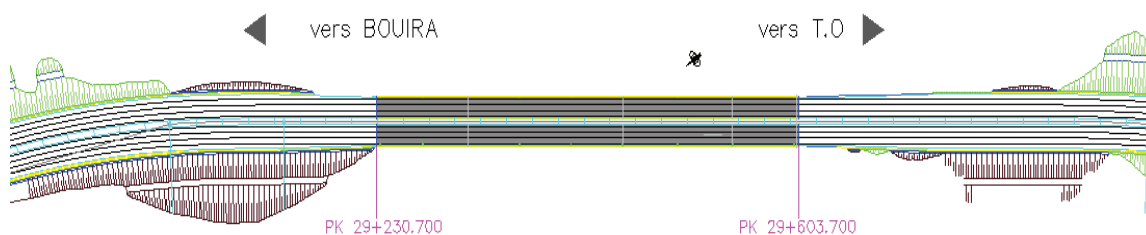


Figure II.2–Tracé en plan de la voie portée.

##### II.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une faible pente de 1,2%.

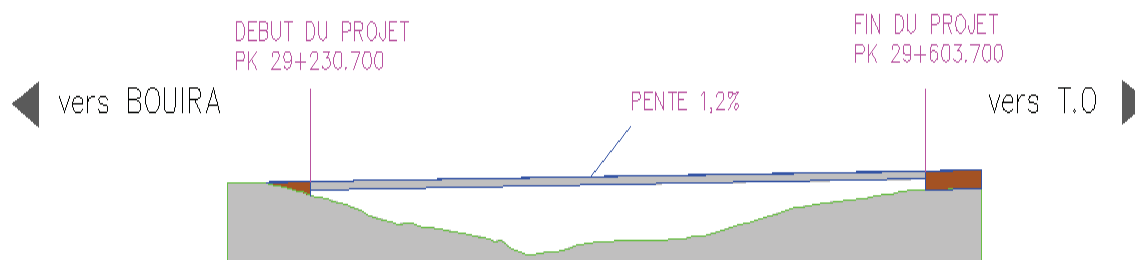


Figure I.3–Profil en long de la voie portée.

## Chapitre II. Présentation de l'ouvrage

### II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Barrière modèle BN4 16T:  $2 \times 0,65\text{m}$ .
- Chaussée 3 voies:  $10,50\text{ m}$ .
- Bonde séparative:  $2 \times 1,35\text{m}$ .
- Chaussée 3 voies:  $10,50\text{ m}$ .
- Barrière modèle BN4 16T:  $2 \times 0,65\text{m}$ .

Donc la largeur totale de l'ouvrage est de  $30,3\text{ m}$ , soit  $13,80\text{m}$  par sens.

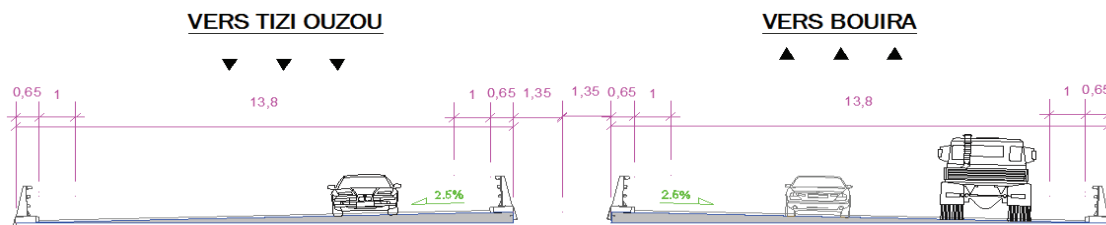


Figure II.4 – Profil en travers de la voie portée.

### II.3.2. Les données naturelles

#### II.3.2.1. Topographie

Notre projet est implanté dans une zone montagnaise, le terrain est accidenté et difficilement accessible, une retenue d'eau se trouve à proximité des lieux de notre ouvrage.

#### II.3.2.2. Géotechnique

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques. Et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement...).

#### ➤ Essais in situ

Sur le site, INZAMAC ALGERIE a procédé à la réalisation des reconnaissances in situ, pour l'étude de la fondation de ce viaduc. Cela consiste à la réalisation de six (6) sondages carottés avec la réalisation de pressiomètres Ménard dedans de chacun d'eux.

**NB :** Les résultats des sondages carottés sont rapporté dans l'annexe A.

#### ➤ Essais de laboratoire

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, en particulier :

- Densité sèche  $\gamma_d$  et humide (t/m<sup>3</sup>).
- limites d'élasticité et de plasticité de Casagrande.
- Essai à la compression simple RC (bar).
- Analyse chimique sommaire (teneur en carbonates, teneur en insolubles, teneur en sulfates).

### Recommandations pour les types de fondation

L'axe autoroutier de ce tronçon commence autour du pk 29+230.700 et il se développe dans sa partie initiale sur un substrat paléozoïque constitué par des schistes et micaschistes

## Chapitre II. Présentation de l'ouvrage

avec quelques niveaux quartzeux. Sur ce substrat il y a un recouvrement quaternaire de sol éluvial-colluvial d'épaisseur variable, constitué tant par les produits de l'érosion et météorisation des schistes comme les dépôts de versant.

La géologie de l'endroit est caractérisée par un substrat schisteux micacé avec quelques intercalations quartzeux. Ceci marque un paléo relief sur lequel il y a des sols éluviaux-colluviaux avec une épaisseur très variable (entre 8 et plus de 20 mètres approximativement).

La nappe phréatique a été localisée à environ entre 3 et 5 mètres de profondeur.

**Conclusion : Le type de fondation est « fondation profonde ».**

### II.3.2.3. Sismicité du site

La sismicité de la zone de projet a été déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

Les ouvrages d'art de la pénétrante sont classés dans l'un des trois groupes définis ci-après :

Groupe 1 : Ponts stratégiques.

Groupe 2 : Ponts importants.

Groupe 3 : Ponts d'importance moyenne.

Selon la norme citée **les ponts qui franchissent ou longent d'autoroutes**, routes express et voies à grande circulation **sont classés comme ponts importants, dedans le groupe 2.**

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : Négligeable
- Zone I : Faible
- Zone IIA : Moyenne
- Zone IIB : Élevée
- Zone III : Très élevée

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

La carte de zonage sismique ci-dessous, révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la Zone IIa et, par conséquent, le coefficient d'accélération à prendre en compte est  $A = 0,20$ .

Avec:  $\left\{ \begin{array}{l} kh = 0.5 A (\%g) = \text{forces horizontales} = 0,10 g \\ kv = \pm 0,3 kh = \text{forces verticales} = 0,03 \end{array} \right.$

### II.3.2.4. Température

Au cours de l'année, la température varie généralement de  $0\text{ }^{\circ}\text{C}$  à  $40\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

## II.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons cité les caractéristiques de notre ouvrage en présentant toutes les données nécessaires pour une conception adéquate c'est-à-dire, les données naturelles et fonctionnelles propres à notre ouvrage ainsi que l'obstacle franchit et sa situation géographique. Ces informations sont indispensables pour démarrer la conception et l'étude de ce viaduc.

## III.1. INTRODUCTION

Un ingénieur projeteur possède une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré-dimensionnements et de leurs modes d'exécution. Il est alors amené, lors de la conception, à se baser sur l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles. Pour notre projet, il y a lieu de concevoir un pont à voussoirs coulés sur place en béton précontraint, construit par encorbellements successifs, en utilisant un équipage mobile.

## III.2. PONT VOUSSOIR EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS COULE SUR PLACE

La construction par encorbellement consiste à exécuter l'ouvrage élément par élément sans contact avec le sol (sans cintre ni échafaudages). Le principe est de faire supporter à la partie déjà construite ; le poids propre de la partie suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution. Chaque partie, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente par la mise en tension des câbles de précontrainte.

Dès qu'elle atteigne une résistance suffisante, elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

La réalisation des importants porte-à-faux impose d'utiliser des sections transversales qui résistent à la torsion. Raison pour laquelle la section en forme de caisson est choisie pour les ponts en encorbellement.

Au-delà de 65/70m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable décroissante des piles vers la clef.

### III.2.1. Conception longitudinale

Pour les ouvrages dont la portée dépasse les 60m, le poids propre du tablier représente une partie importante de la charge globale qui, en raison de la méthode de construction, est supportée en totalité par les sections voisines des piles. Les sections en travée sont par conséquent beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui, se qui conduit logiquement à choisir pour notre ouvrage dont la travée principale est de 110m et dont la travée de rive et de 76,5m, un tablier de hauteur variable, décroissante de piles vers la clé.

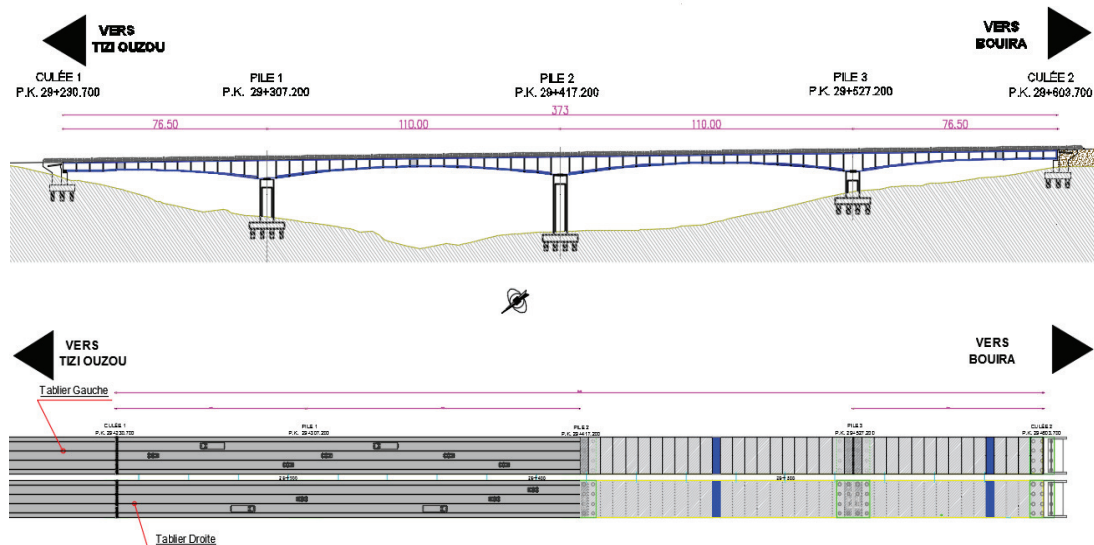


Figure III.1 – coupe longitudinale et vue en élévation du viaduc

### ❖ Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place, et qui n'a aucune courbure en plan, tout en tenant compte des moyens de réalisation disposés par les entreprises algériennes, on distingue trois types de voussoir :

Tableau III.1 – Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Description	valeur retenue
Voussoirs sur piles	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site, généralement, compris entre 7 et 10m.	7 m
Voussoirs de clavages	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, varie de 1,5 à 3 m.	3 m
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.	5 m

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs :  $N = 75$ .

- 3 voussoirs sur pile ;
- 4 voussoirs de clavage ;
- 60 voussoirs courants ;
- 8 voussoirs sur culée.

### III.2.2. Conception transversale

#### ❖ Choix du type de caisson

Selon le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003), pour des largeurs du tablier inférieur à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

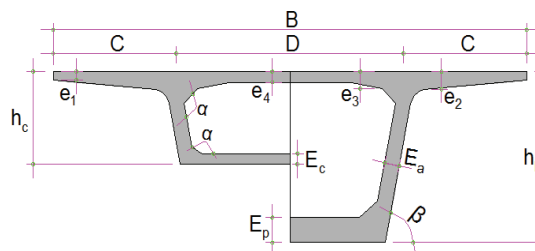


Figure III.2 – Notations des dimensions de la coupe transversale.

#### ❖ Pré dimensionnement de la section transversale

Dans cette étape, en se basant sur le guide SETRA, nous allons donner le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. La **figure III.1** précise les notations utilisées, et les valeurs choisies sont données dans le tableau ci-après :

Tableau III.2 – Récapitulation du prédimensionnement du tablier.

Élément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir sur pile	Sur pile : $\frac{1}{h_p} = 14 + \frac{1}{45}$	670cm
Hauteur de voussoir à la clef	A la clef : $\frac{1}{h_c} = 19 + \frac{1}{7}$	320cm
Loi de la variation parabolique	$h(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \left(\frac{x}{l}\right) + (h_p - h_c) \left(\frac{x}{l}\right)^2$	
Largeur de voussoir	B	1 380 cm
C	B/4	345cm

## Chapitre III. Conception et Prédimensionnement

<b>D</b>	B-2C	690cm
<b>e<sub>1</sub></b>	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25cm
<b>e<sub>2</sub></b>	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	50cm
<b>e<sub>4</sub></b>	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	30 cm
<b>Inclinaison de l'âme</b>	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10 %
<b>E<sub>a</sub></b>	$E_a \geq 0,26 + L/500$	50 cm
<b>E<sub>c</sub></b>	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	30 cm
<b>E<sub>p</sub></b>	$35 < E_p < 80 \text{ cm}$	70 cm
<b>Gousset supérieur</b>	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	40°
<b>Gousset inférieur</b>	$40^\circ < \alpha < 45^\circ$	30°

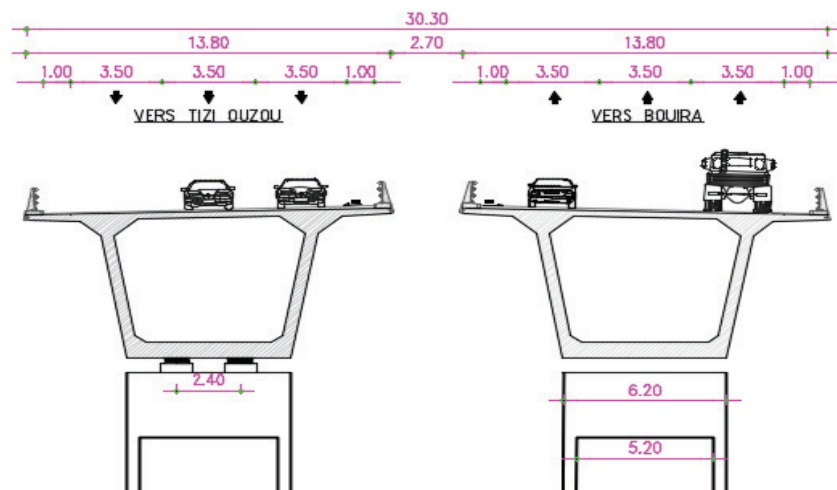


Figure III.3 – Coupe transversale sur pile.

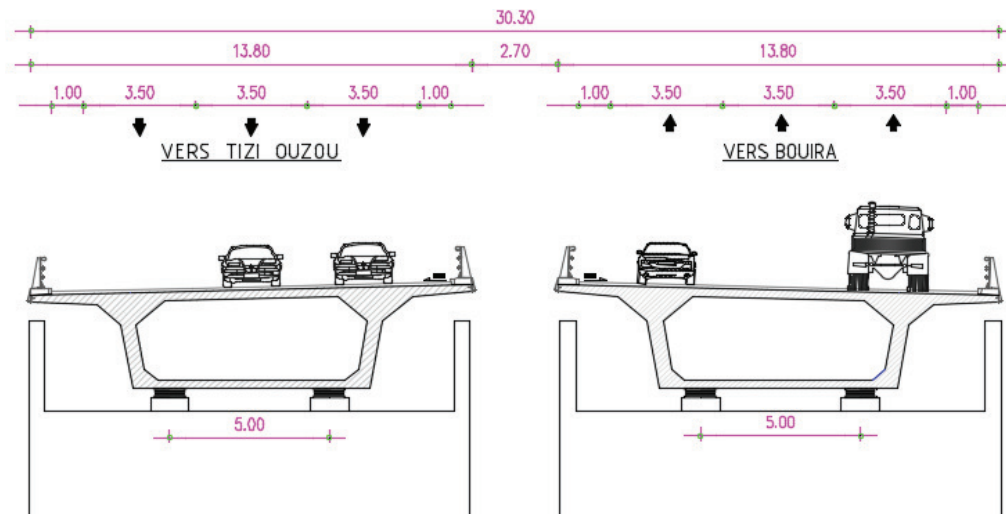


Figure III.4 – Coupe transversale sur culée.

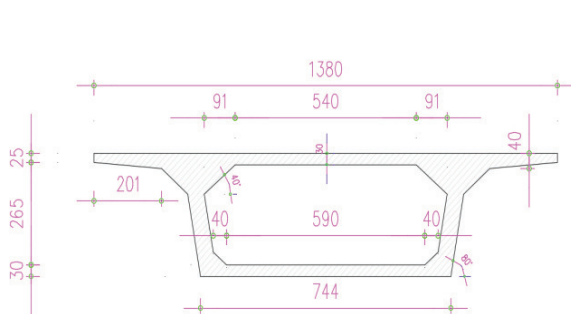


Figure III.5 – Coupe transversale VSC.

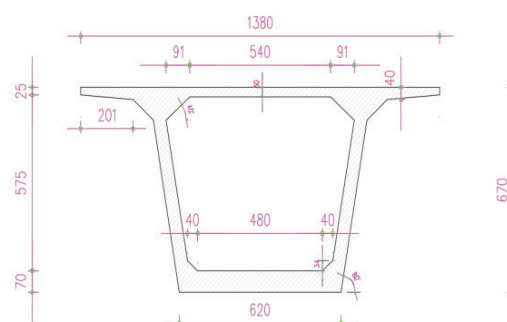


Figure III.6 – Coupe transversale VSP.

Notre viaduc est un tablier d'une hauteur variable comportant une section caisson en précontrainte exécuté in situ, avec une distribution de travées 76,5+110+110+76,5 m. la longueur totale du viaduc étant donc de 373m. On envisage une autre structure jumelle parallèle à celle décrite avec une séparation entre les axes de structure de 16,5m et une distance minimale entre les bords des tabliers de 2,7m.

Le tracé des deux viaducs est droit aussi bien au sol qu'en hauteur, avec une pente longitudinale de 1,2 ascendante en avancement de PK.

Le tablier est d'une hauteur variable dans les zone de section caisson, avec une valeur maximale de 7,0 m sur la section de pile et minimale de 3,2m au centre de la travée section sur les culés avec une variation de hauteur parabolique entre les deux valeurs. La largeur du tablier est constante ayant une valeur de 13,8 m.

La section transversale est une section caisson avec une largeur de dalle inférieur de 6,2 m et une épaisseur variable (de 0,30 m sur la culée jusqu'à 0,70 m sur les piles avec une transition parabolique de forme analogue à la variation de hauteur décrite auparavant),

La section transversale est munie des **goussets supérieurs** qui ont généralement comme rôle de remplir plusieurs fonctions :

- Ils épaississent l'hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants ;
- Leurs forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes ;
- Ils abritent les câbles de fléaux et assurent leurs enrobage ;
- Ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leurs ancrage ;
- Ils engraisent les nœuds âmes/hourdis supérieurs pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléau.

Et de **goussets inférieurs** dont la pente est comprise entre 40 et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défaut de bétonnage. Leurs rôle est de loger les câbles de continuités intérieurs, en outre de leur rôle mécanique de transition entre les âmes et l'hourdis inférieur.

### III.3. CONCLUSION

Pour cet ouvrage, tenant compte de sa longueur importante et de sa grande portée principale et la difficulté d'accès au site, nous avons opté pour la construction d'un viaduc par encorbellement successif des voussoirs, ce choix peut avérer dans ce cas, le plus économique vu l'entretien moindre, ça nous donnera un résultat plus esthétique vu la finesse de l'ouvrage et finalement ce choix est de loin le plus réalisable techniquement parlant.

### IV.1. INTRODUCTION

Au présent chapitre, nous allons calculer les charges (poids propre, efforts dus à l'ensemble des actions d'origines naturelles) et les surcharges routières qui sollicitent notre ouvrage, ce dernier doit être capable de résister à ces efforts tout le long de sa durée de vie. Ces calculs nous aideront à vérifier le dimensionnement du viaduc et son bon fonctionnement.

### IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- Règles B.A.E.L 91 modifié 99 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.
- 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.
- RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

### IV.3. CARACTERISQUES DES MATERIAUX

#### IV.3.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par un mélange de proportions étudiées dont le ciment, les granulats (sable, gravier) et l'eau. Le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression et de l'ordre de 20 MPa à 40 MPa et à la traction de 2 à 4 MPa).

#### ❖ Résistance du béton

Le béton est par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28j, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée " $f_{c28}$ ". Elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée " $f_{tj}$ " est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (\text{MPa}), \quad (\text{B.A.E.L 91-REV99}).$$

#### ❖ Les modules de poisson

$\nu = 0,2$  (Etat-Limite de service).

$\nu = 0,3$  (Etat-Limite ultime-plasticité).

#### IV.3.2. Armatures

##### IV.3.2.1. Armatures passives (acier de béton armé)

L'acier utilisé pour le ferrailage des éléments structuraux a les caractéristiques suivant (NF EN 1992-1-1) :

- Limite d'élasticité :  $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$  ;
- Module d'élasticité :  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$  ;
- Module de poisson :  $\nu = 0,3$ .

### IV.3.2.2. Armatures actives (précontrainte)

La précontrainte considérée pour le projet est constituée de torons **12T15** pour les câbles de fléau et de torons **19T15** pour les câbles de continuité ces câbles sont de type TBR (très basse relaxation), leurs propriétés mécaniques et coefficients partiels de sécurité sont cités ci-dessous :

#### Câbles de fléau

- Résistance ultime :  $f_{prg}=1\ 770\text{MPa}$  ;  $F_{prg}=246\text{KN}$
- Limite élastique :  $f_{peg}=1\ 583\text{MPa}$  ;  $F_{peg}=220\text{KN}$
- Module d'élasticité :  $E_p=190\ 000\ \text{MPa}$
- Section droite d'un toron :  $A_{p\ 1\text{toron}}=139\text{mm}^2$
- Section d'un câble :  $A_p=1668\text{mm}^2$
- Diamètre de la gaine :  $\phi = 80\text{mm}$
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures :  $\rho=2.5\%$
- Coefficient de recul d'encrage :  $g = 2\ \text{mm}$

$f_{peg}$  : limite élastique conventionnelle à 0.1%.

$f_{prg}$  : contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{p0}=(0,8f_{prg};0,9f_{peg}) = 1416\ \text{MPa}$$

$$P_0=\sigma_{p0}\times S_{\text{câble } 12T15}=2,36\ \text{MN}$$

### IV.3.2. Contraintes admissibles

#### IV.3.2.1. Béton

##### ❖ Contraintes admissibles à la compression

Etat limite ultime "ELU"  $f_{bu}=\frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$  (B.A.E.L 91-REV99).

Avec :  $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à 28 jours.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

Tel que :  $\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable} \\ 1,5 & \text{situation transitoire} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

Et  $\theta = \begin{cases} 1 & t > 24\text{h} \\ 0,9 & 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ 0,85 & t < 1\text{h} \end{cases}$

Etat limite de service "ELS" :  $\bar{\sigma}_b=0,6f_{c28}(\text{MPa})$ .

##### ❖ Contrainte admissible à la traction

On doit rigoureusement vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux valeurs suivantes :

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

$$f_{tj} = \begin{cases} 0,6+0,06f_{cj}=0,6+0,06(35)=2,7\ \text{MPa} & \text{(pour } f_{c28}=35\text{MPa)} \\ 0,6+0,06f_{cj}=0,6+0,06(27)=2,22\ \text{MPa} & \text{(pour } f_{c28}=27\text{MPa)} \end{cases}$$

## Chapitre IV. Charge et Hypothèse de calcul

Nous résumons dans le tableau suivant :

Tableau IV.1– caractéristiques du béton utilisé.

	Superstructure	Infrastructure
$f_{c28}$ (MPa)	35	27
Type de ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	350
$f_{t28}$ (MPa)	2.7	2.22

### ❖ Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton "Eij" défini par les règles **B.P.E.L** comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée du béton  $E_{ij}=11000(f_{tj})^{1/3}$  pour une durée d'application < 24h.
- Module de déformation sous chargement de longue durée  $E_{vj}=\frac{E_{ij}}{3}=3700(f_{tj})^{1/3}$ .

### IV.3.2.1. Armatures

### ❖ Contrainte limite de traction des aciers

Tableau IV.2 – Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

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 $\gamma_s = 1$	500,00	500,00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\}; n=1,6$		250,00	250,00
Très Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0,4 \times f_c ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\}; n=1,6$		200,00	200,00

### ❖ Classe de justification de la précontrainte

**Classe II** (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

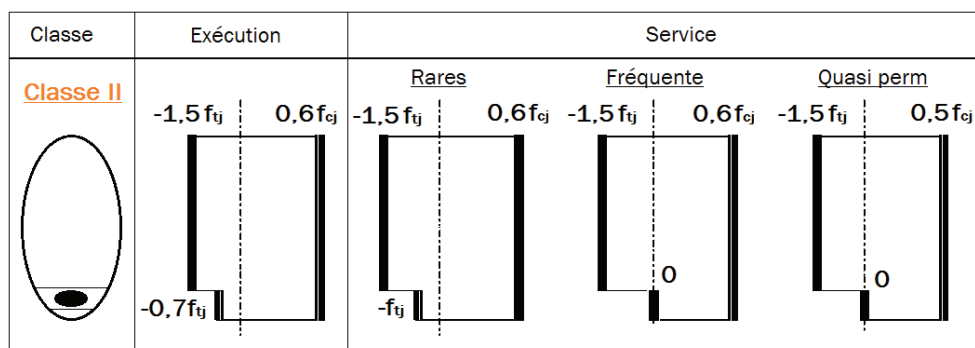


Figure IV.1 – Limitation des contraintes des sections en B.P.

## IV.4. EVALUATION DES ACTIONS

### IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic

#### IV.4.1.1. Actions permanentes

##### ❖ Poids des voussoirs Pv

Tableau IV.3 – Estimation des poids des voussoirs sur culée.

Poids voussoirs sur culée			
N° Voussoirs	Lv (m)	Sy Moy (m <sup>2</sup> )	Poids (kN)
VC 01	5	10,51	1314,65
VC 02	5	10,51	1314,65
VC 03	5	10,51	1314,65
VC 04	5	10,51	1314,65

Tableau IV.4 – Estimation des poids des voussoirs du fléau.

Poids voussoirs d'un fléau			
N° Voussoirs	Lv (m)	Sy Moy (m <sup>2</sup> )	Poids (KN)
VSP	3,50	15,72	1375,87
V 01	5	14,79	1848,32
V 02	5	13,79	1747,57
V 03	5	13,21	1651,68
V 04	5	12,49	1562,24
V 05	5	11,90	1488,79
V 06	5	11,38	1423,37
V 07	5	11,05	1381,82
V 08	5	10,76	1346,14
V 09	5	10,55	1318,98
V 10	5	10,51	1314,65
VSC	3	10,51	788,79

Tableau IV.5 – Estimation du poids total de l'ouvrage.

Poids total d'un fléau	34918,89
Poids total de l'ouvrage G <sub>Pv</sub> (KN)	112429

##### ❖ Les compléments de charges permanentes CCP

Tableau IV.6 – Estimation du poids dû au CCP et le bilan des charges.

Eléments	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (K/m)	Poids (KN)
Trottoirs	25	6,5	2424,50
Barrières	-	1,3	484,90
Revêtement en BB	24	24	89520
Corniches	25	1,25	466,25
Poids CCP	-	33,05	12327,65

### IV.4.1.2. Charges thermiques

L'ouvrage d'art a été considéré comme situé dans une zone de climat tempéré (Algérie du nord). Les effets de la température ont été calculés conformément à la norme de référence et les valeurs adoptées sont reprises ci-après :

- Température maximale de l'air  $T_{\max} = 35^{\circ}\text{C}$
- Température minimale de l'air  $T_{\min} = -15^{\circ}\text{C}$

Selon le tableau 3.2 (gradient thermique) du RCPR notre ouvrage est de Type 3 (tablier béton) donc le gradient thermique qui résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse en phase de service est admis à  $\Delta T (\Delta\Theta) = \pm 7^{\circ}\text{C}$  et en phase de construction à  $\Delta T (\Delta\Theta) = \pm 12^{\circ}\text{C}$ .

### IV.4.2. Evaluation des charges d'exploitation

#### IV.4.2.1. Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie et classe de pont

##### ➤ Largeur roulable

La largeur roulable signifie la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures :

Pour notre cas de pont :  $L_R = 12.50 \text{ m}$

##### ➤ Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit directement de la largeur roulable, cela en enlevant une bande de largeur 0.5m tout au long de l'ouvrage de chaque dispositif de retenue soit glissière ou barrière lorsque ces derniers existent.

Pour notre cas on a un dispositif de retenue de type barrière ; la largeur chargeable de l'ouvrage est  $L_C = 11.50 \text{ m}$ .



Figure IV.2 – La largeur roulable.

##### ➤ Nombre de voies et la largeur d'une voie

Selon le fascicule SETRA, le nombre de voie est égal à la partie entière du quotient de la largeur chargeable divisé par 3.

$$\text{Pour notre cas : } N_v = \frac{L_c}{3} = \frac{11.50}{3} = 3.83$$

$$\Rightarrow N_v = 3 \text{ voies}$$

On déduit la largeur de la voie par la division de la longueur chargeable sur le nombre de voies.

$$\text{Pour notre cas : } N_v = \frac{L_c}{3} = \frac{11.50}{3} = 3.83$$

$$\Rightarrow \text{on prend } v = 3,5 \text{ m}$$

##### ➤ Classe de pont

En fonction de la largeur roulable et les destinations des ponts route, ces derniers se divisent en 3 classes.

## Chapitre IV. Charge et Hypothèse de calcul

Tableau IV.7 – Les classes de ponts route.

Classe de pont	Caractéristiques
<b>Première classe</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tous les ponts supportant des chaussées telles que <math>L_R \geq 7</math> m.</li> <li>- Tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées.</li> <li>- Les ponts urbains ou en zone industrielle quelle que soit leur largeur.</li> <li>- Les ponts de largeur roulable <math>L_R &lt; 7</math> m.</li> </ul>
<b>Deuxième classe</b>	- Les ponts supportant des chaussées à deux voies avec $5,50 \leq L_R \leq 7$ m.
<b>Troisième classe</b>	- Les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies avec $L_R \leq 5,50$ m

### IV.4.2.2. Système de charge

- Système de charge routière type A(l).
- Système de charge routière type B (Bc ;Bt ;Br)
- Système de charge militaire Mc120.
- Convoi exceptionnel D240.

#### 1. Système de charge A

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement (pont urbain équipé de feux aux extrémités ou embouteillage d'ordre quelconque), ou bien tout simplement une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme.

La valeur de A(l) est donnée par la formule :  $A(l) = 2,30 + \frac{360}{L+12}$  (KN/m<sup>2</sup>)  
Où L, la longueur chargée, est en m.

Cette valeur de A(l) est à multiplier par des coefficients de corrections a1 et a2.

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a<sub>1</sub> du tableau :

Tableau IV.8 – Les coefficients a<sub>1</sub>.

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	<b>Première</b>	1	1	0,9	0,75	0,7
	<b>Deuxième</b>	1	0,9	-	-	-
	<b>Troisième</b>	0,9	0,8	-	-	-

La charge A<sub>1</sub> est obtenue par :  $A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(L) \\ 4 - 0,002 L \end{array} \right.$  (KN/m<sup>2</sup>).

La charge A<sub>1</sub> obtenue est multipliée par coefficient  $a_2 = \frac{V_0}{V}$ .

V : la largeur d'une voie Et  $V_0 = 3,5$  m.

## Chapitre IV. Charge et Hypothèse de calcul

La charge  $A_2$  est obtenue par :  $A_2 = a_2 \times A_1$  ; elle est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Tableau IV.9 – Les efforts du système de chargements A(l)

Cas de charge	L (m)	A(l) (KN/m <sup>2</sup> )	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	76,47	6,37	22,29	44,58	60,19
Cas 2	186,47	4,11	14,40	28,80	38,88
Cas 3	296,47	3,47	12,13	24,27	32,76
Cas 4	372,94	3,24	11,32	22,65	30,57
Cas 5	186,47	4,11	14,40	28,80	38,88
Cas 6	152,92	4,48	15,69	31,38	42,36
Cas 7	220	3,85	13,48	26,96	36,40

### ❖ Les cas de chargement

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier sont montrés dans la figure ci-dessous

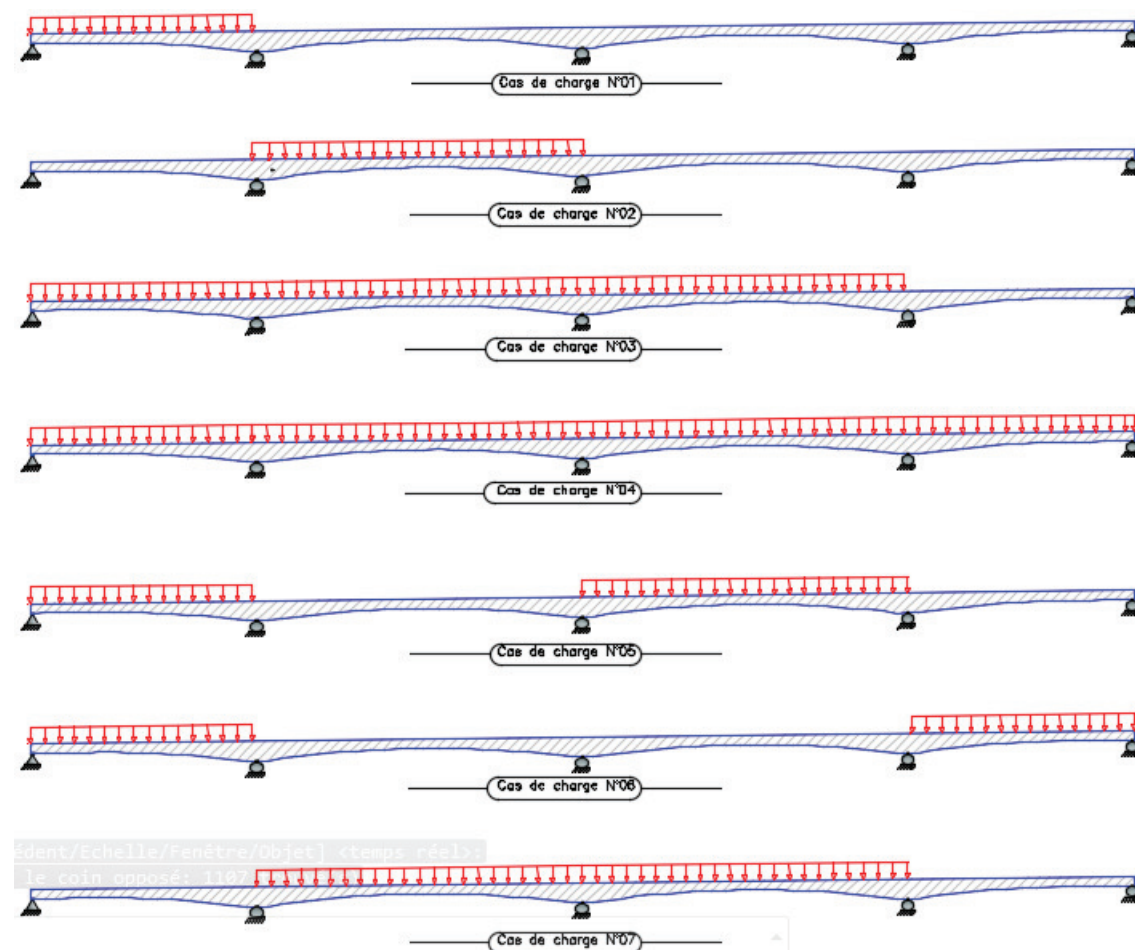


Figure IV.3 – Les différents cas de chargement des surcharges A(L).

## 2. Système de charge B

Le système de charge B comporte trois (03) systèmes distincts qu'il y a lieu d'appliquer séparément et indépendamment l'un de l'autre.

- Le système Bc se compose de camions types.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.
- Le système Bt se compose de groupe de deux (02) essieux dénommés essieux tandems.

### Système de charges Bc (Chapitre 4.5.1 RCPR)

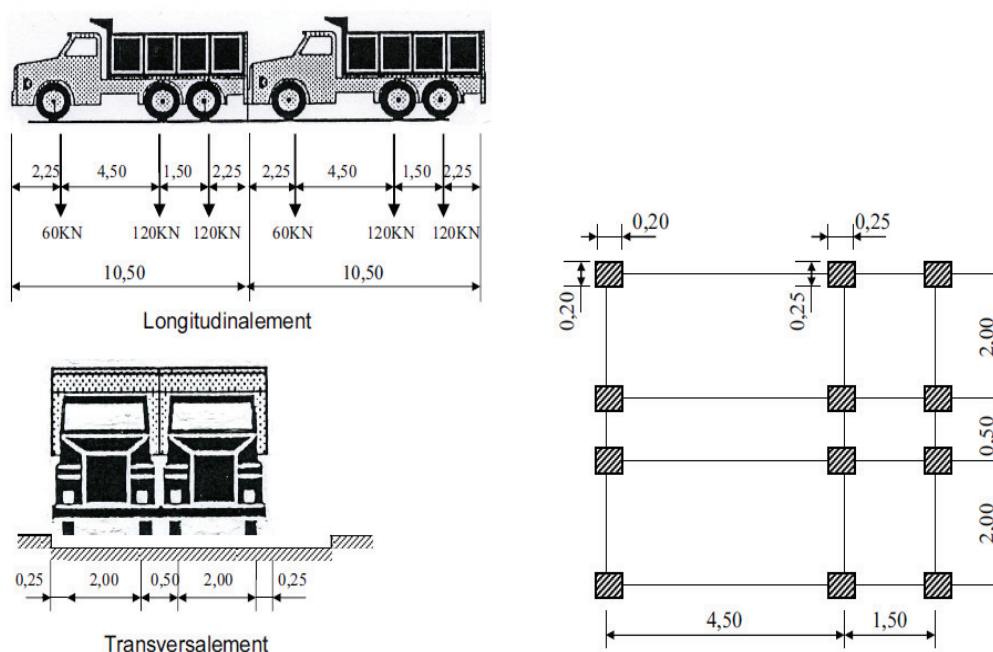


Figure IV.4 – système de chargement Bc.

Les valeurs de charges du système Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients  $b_c$ , cela en prenant compte la classe du pont et le nombre de voies chargées.

Les coefficients  $b_c$  sont résumés dans le tableau

Tableau IV.10– Les coefficients  $b_c$ .

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

## 3. Système de charges Bt (Chapitre 4.5.3 RCPR)

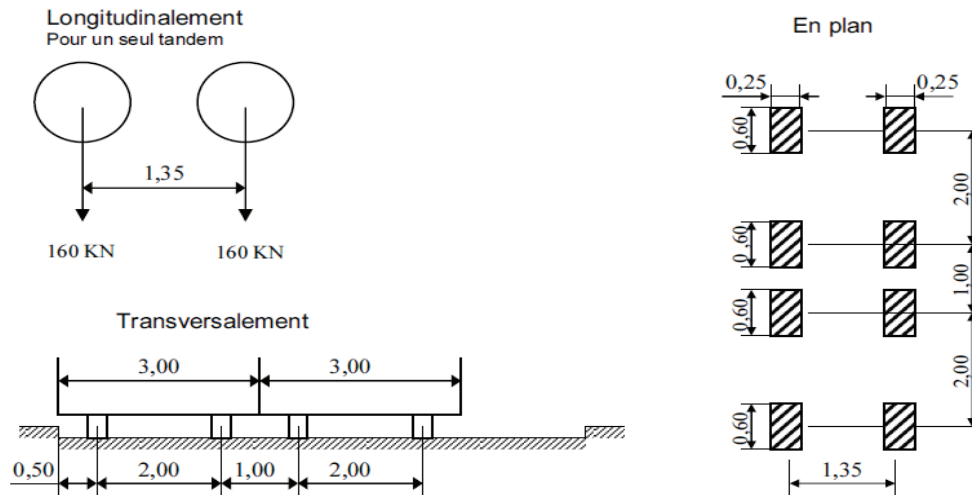


Figure IV.5 – système de chargement Bt.

Un tandem se compose de deux (02) essieux munis de roues simples pneumatiques.

Les valeurs de charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients  $b_t$ , cela en prenant compte la classe du pont, pour notre cas on prend  $b_t = 1,2$ .

Tableau IV.11 – Les coefficients  $b_t$ .

Classe de pont	Première classe	Deuxième classe
$b_t$	1,2	1,0

### ❖ Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B sont majorées par un coefficient dynamique qui est le même pour les trois systèmes Bc, Bt et Br et le même pour chaque élément de l'ouvrage.

$$\delta_M = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times G}{S}}$$

L : longueur de l'élément considéré (m).

G : Poids propre de l'élément considéré.

S : Charge maximale.

Tableau IV.12 – Les valeurs des coefficients dynamiques  $\delta$ .

Système de chargement	$\delta$
$B_c$	1.01
$B_t$	1.01
$B_r$	1.01

### 4. Effort de freinage

#### ▪ Système de charge B<sub>c</sub>

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B<sub>c</sub> se trouve limité au poids d'un véhicule de 300kN.

#### ▪ Système de charge A

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donnée par :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0,0035 \times S}$$

S : désigne la surface chargée (en m<sup>2</sup>)

### 5. Système de charges convoi Mc 120 (Chapitre 4.10.1.2 RCPR)

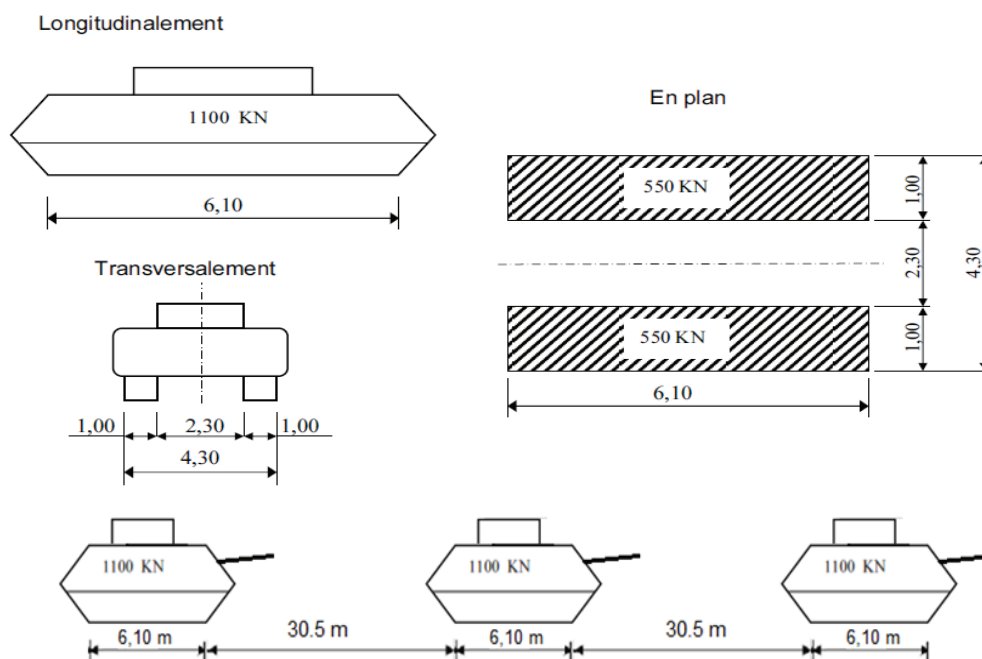


Figure IV.6 – système de chargement Mc120.

Les charges militaires doivent être multipliées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$ . Ce coefficient est calculé par la même formule donnée pour le système B ; pour notre cas  $\delta = 1,01$ .

Ces deux systèmes répondent aux règles d'applications suivantes:

- Chaque système est exclusif de toute autre charge routière, c.à.d, on ne lui ajoute pas l'effet de la charge de trottoir, par exemple.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est uniformément chargé.
- Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Les chenilles peuvent être disposées sur toute la largeur chargeable. Leur position est choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.

- Dans le sens longitudinal, la distance entre deux véhicules successifs d'un convoi est au moins égale à 30,50 m entre les points de contact avec la chaussée (il en résulte que la distance minimale entre les axes des véhicules est de 36,60 m pour Mc120).

### 6. Système de charges convoi exceptionnel D240

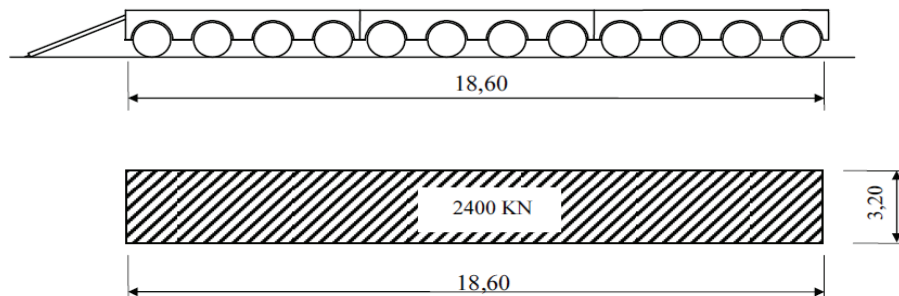


Figure IV.7 – système de chargement D240.

Comme dans le cas des charges militaires, les charges exceptionnelles ne sont à prendre en compte que pour les itinéraires classés à cet effet.

Ce type répond aux règles d'application suivantes:

- La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé.
- Le convoi est exclusif de toute autre charge routière.
- Le convoi est supposé circuler seul quelles que soient la largeur et la longueur du pont.
- Dans le sens transversal, l'axe longitudinal doit être situé au moins à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

Les charges exceptionnelles ne sont pas majorées pour les effets dynamiques. De plus, elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni de force centrifuge.

### IV.5. CONCLUSION

Le but essentiel de ce chapitre était de solliciter notre ouvrage par tout les différents cas de chargement existant comme charge et surcharge selon les règles mentionnée dans le document technique réglementaire pour le calcul et les épreuves des ponts route, l'objet des épreuves est le contrôle de la bonne conception et de la bonne exécution des ponts par l'examen de leur comportement sous des charges normales. Dans certains cas particulier, la réalisation des épreuves peut être l'occasion de fournir un moyen d'investigation technique pour le perfectionnement de l'art de l'ingénieur.

## V.1. INTRODUCTION

La construction des ponts par encorbellements successifs consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau.

La particularité du calcul des ponts en encorbellements successifs c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, on procédera aux calculs de ces deux phases.

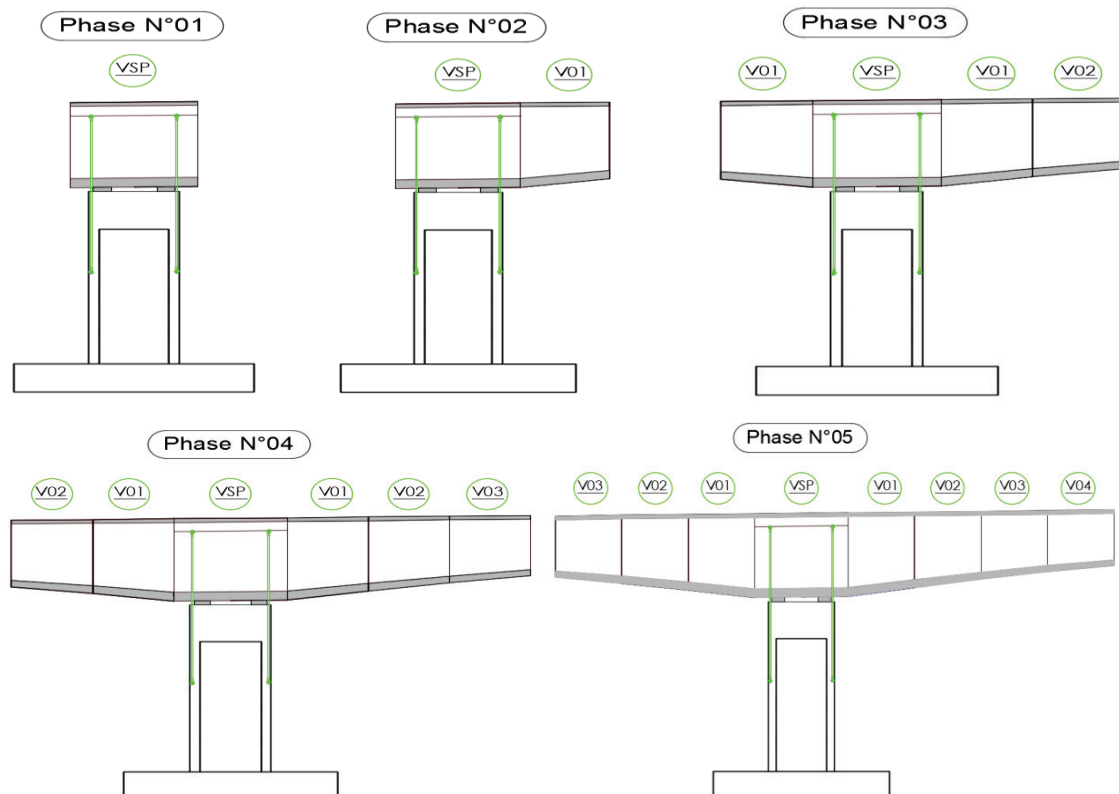
## V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

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 ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive près des culées. L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour évaluer ce risque, deux types de situations 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 construit ou posé avant son symétrique, de charges de chantier non symétriques et d'un vent ascendant s'exerçant sur l'un des demi-fléaux.

- une situation accidentelle qui correspond à la chute d'un équipement mobile ou d'un voussoir préfabriqué.

### V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau



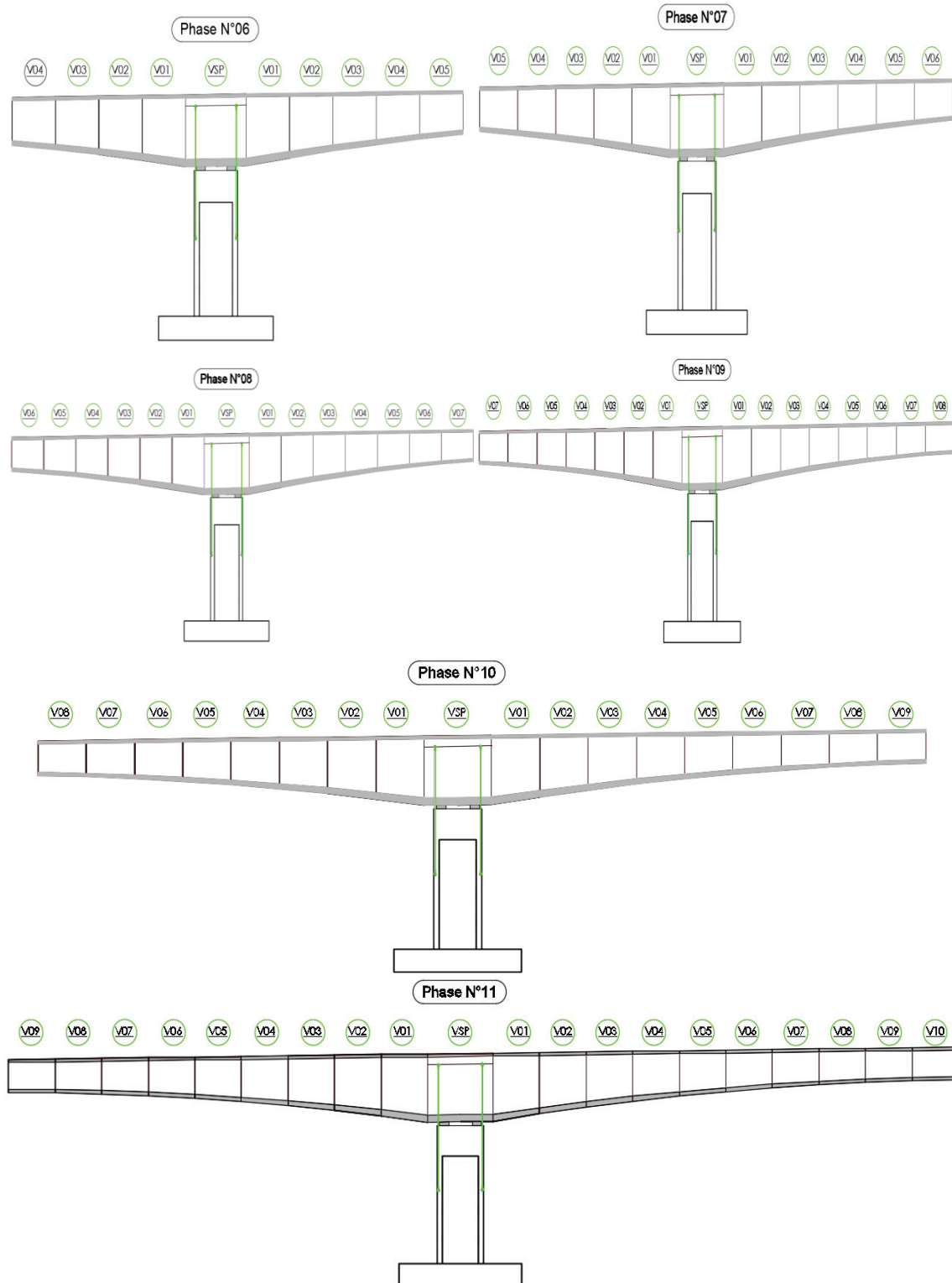


Figure V.1 – phasage de la réalisation d’un fléau.

## V.2.2. Charges à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour la justification d’un fléau sont définies par les documents SETRA.

### V.2.2.1. Poids propre du fléau

Tableau V.1 – Evaluation du poids propre de chaque phase.

Poids des voussoirs				PHASE	N° des voussoirs courants	Poids(KN)
N° Voussoir	L (m)	S (m <sup>2</sup> )	Poids (KN)			
VSP	3,50	15,72	1375,87	Phase 2	1	3224,19
V 01	5	14,79	1848,32	Phase 3	3	6820,07
V 02	5	13,79	1747,57	Phase 4	5	10219,32
V 03	5	13,21	1651,68	Phase 5	7	13433,25
V 04	5	12,49	1562,24	Phase 6	9	16484,28
V 05	5	11,90	1488,79	Phase 7	11	19396,45
V 06	5	11,38	1423,38	Phase 8	13	22201,64
V 07	5	11,05	1381,82	Phase 9	15	24929,61
V 08	5	10,76	1346,15	Phase 10	17	27594,73
V 09	5	10,55	1318,99	Phase 11	19	30228,36
V 10	5	10,51	2314,65			
VSC	3	10,51	788,79			

Le poids du demi- fléau situé du côté de déséquilibre est majoré de 2%, alors que le poids de son symétrique est minoré de 2%.

$$G_{\max} = G \times 1,02$$

$$G_{\min} = G \times 0,98.$$

### V.2.2.2. Charges de chantier connues

Les charges de chantier connues sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction par exemple poutre de balancement ou l'équipage mobile. Dans les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile  $Q_{PRC1}$  qui égale à la moitié de poids du voussoir le plus lourd (VSP).

Dans le calcul, cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi- fléau le plus lourd et minorée de 4% du côté opposé ce qui donne :

$$Q_{PRC1 \max} = 1,06 \times 1375,87 = 1458,42 \text{ KN}$$

$$Q_{PRC1 \min} = 0,96 \times 1375,87 = 1320,84 \text{ KN}$$

### V.2.2.3. Charges de chantier aléatoires

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

Une charge répartie de  $200\text{N/m}^2$  sur un demi- fléau pour les ouvrages de portée < 120 m :

$$Q_{PRA1} = 200 \times 13,80 = 2760 \text{ N/m}$$

$$Q_{PRA1} = 2,76 \text{ KN/m}$$

Une charge concentrée de (50+5b) KN appliquée à l'extrémité du dernier voussoir terminé :

$$Q_{PRA2} = (50 + 5 \times 13,8) = 119\text{N/m}$$

$$Q_{PRA2} = 1,19 \text{ KN/m} \gg$$

Les charges à considérer dans la situation temporaire de construction sont résumées dans la figure suivante :

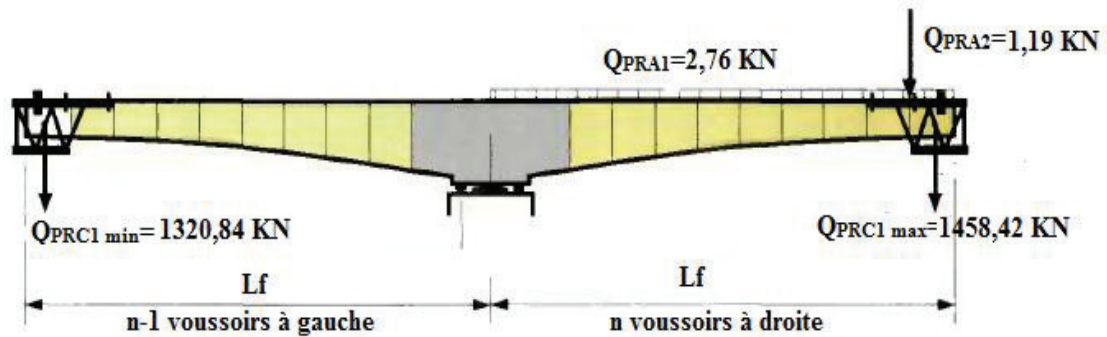


Figure V.2 – Situation temporaire de construction à considérer.

### V.2.2.4. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide ( $F_A$ ) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage  $Q_{PRC1\ max}$ .

$$F_A = -Q_{PRC1\ max} = -1458,42\ \text{KN}$$

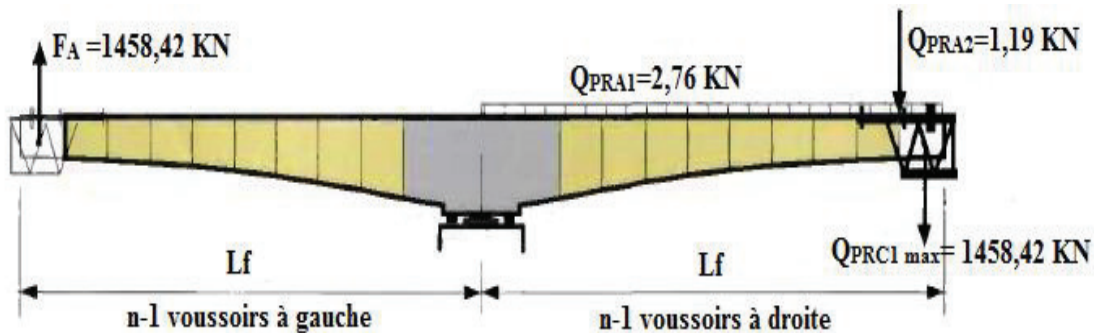


Figure V.3 – Situation accidentelle à considérer.

### V.2.3. Combinaisons d'action

Pour la vérification aux états limites ultimes d'équilibre, le fléau ne doit pas décoller de ses appuis provisoires.

Pour les ouvrages coulés sur place, c'est le coulage de la dernière paire de voussoirs qui détermine le dimensionnement.

Les combinaisons à considérer dans cette phase sont résumées dans le tableau :

Tableau V.2 – Récapitulation des combinaisons d'action.

Type de combinaison		$G_{\max}$	$G_{\min}$	$Q_{PRC1\ max}$	$Q_{PRC1\ min}$	$Q_{PRA1}$	$Q_{PRA2}$	$F_A$
Type A	A1	1,1	1,1	1,25	1,25	1,25	1,25	0
	A2	0,9	0,9	1,25	1,25	1,25	1,25	0
Type B	B1	1,1	1,1	1	0	1	1	1
	B2	0,9	0,9	1	0	1	1	1

### V.2.4. Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts on utilise un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis. Dans ce modèle on considère que le tablier travaille comme une bi-console.

Les résultats sont résumés dans les tableaux **V.3** et **V.4** (détail de calcul voir annexe).

#### ➤ Situation temporaire

Tableau V.3 – Evaluation des efforts en situation temporaire.

Phase	Combinaison A1		Combinaison A2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
2	13625,40	4372,92	12291,89	3924,51
3	39546,17	6313,03	35240,98	5511,01
4	73743,21	8147,64	64977,23	7019,19
5	115292,69	9883,83	100744,81	8442,85
6	163623,98	11539,21	142076,81	9800,39
7	218180,68	13122,61	188518,02	11099,03
8	279122,56	14660,28	240199,15	12360,26
9	346241,63	16158,70	296950,03	13589,89
10	419552,79	17627,24	358782,83	14794,05
11	499975,25	19223,63	426449,67	16197,80

#### ➤ Situation accidentelle

Tableau V.4 – Evaluation des efforts en situation accidentelle.

Phase	Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
2	4661,66	3028,05	4698,42	2838,30
3	16141,38	7133,37	15234,94	6728,44
4	37717,89	9063,36	34291,39	8841,27
5	67570,08	12199,67	60131,40	11943,58
6	104051,48	15400,20	91407,99	15100,97
7	147438,77	18667,69	128347,11	18315,63
8	197187,95	21997,87	170504,09	21584,11
9	252369,17	25383,38	217118,03	24900,36
10	314251,17	28834,57	269226,96	28272,86
11	383130,14	32353,85	327073,24	31703,58

### V.2.5. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

Cette méthode de stabilisation est la plus économique, elle s'adapte également avec les ouvrages en caissons qui ont une portée principale inférieure à 120 m (110m pour notre cas). Elle consiste à tendre les armatures verticales pour plaquer provisoirement le voussoir sur pile et ses appuis.

#### V.2.5.1. Calcul de nombre des câbles

Pour calculer le nombre des câbles en situation de construction en utilisent les sollicitations **M** et **N** résultantes des combinaisons du type **A** et **B**. On note **e** la distance entre axes des deux files de cales d'appuis provisoires.

## Chapitre V. Etude longitudinale

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts :  $M/N$ .

- Dans le cas où  $M/N < e/2$ , le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires ; on dispose toutefois, par sécurité, au minimum de deux paires de câbles.
- Dans le cas où  $M/N > e/2$ , des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau. Pour calculer le nombre de câbles à disposer, on utilise la formule suivante :

$$n = \frac{\frac{\Delta M}{e} - \frac{\Delta N}{2}}{(1 - \rho) \times F_{P0}}$$

$\rho$  : représente l'estimation initiale des pertes, environ de **25%** ;

$F_{P0}$  : effort de précontrainte d'un câble 12T15 classe 1770,  $F_{P0} = \min(0,8F_{prg} ; 0,9F_{peg})$ .

$F_{P0} = 2361,88\text{KN}$ .

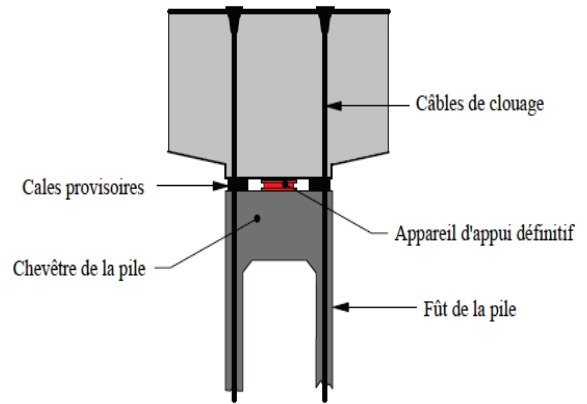


Figure V.4 – Schéma de stabilité d'un fléau avec clouage.

Tableau V.5 – Calcul de nombre de câbles de clouage.

Combinaisons	$\Delta M_{\max}$ (KN.m) Sur pile	$\Delta N_{\max}$ (KN.m) Sur pile	$\frac{\Delta M}{\Delta N}$ (m)	$\frac{e}{2}$ (m)	nombre de câbles
A1	96 181,92	19 223,62	5	1,75	10,09
B1	152 930,94	31 294,69	4,89	1,75	15,83
A2	81 043,15	16 197,80	5	1,75	8,50
B2	94 713,68	30 835,73	3,07	1,75	6,57

On retient le nombre maximal de câbles par file résultant des calculs précédents en arrondissant au nombre pair immédiatement supérieur, compte tenu de la nécessité de placer les paquets de câbles pré de chaque âme. Donc on opte pour **16 câbles** de 12T15 avec une disposition de 8 câbles dans chaque côté.

### V.2.5.2. Calcul de la surface des cales

La surface des cales est telle qu'elles sont comprimées à  $f_{bu}$  sous la réaction maximale  $R_b$ . Comme le béton des cales est fretté, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée à une contrainte  $f_{cf}$ .

La combinaison prise en considération pour le dimensionnement de la surface des cales est celle de la situation accidentelle, qui donne des réactions maximales dans les appuis provisoires.

$$f_{cf} = f_{cj} \times \left(1 + 2 \times \rho_t \frac{f_{\theta}}{f_{cj}}\right)$$

$\rho_t$  est le pourcentage d'acier du seul noyau fretté  $< 4\%$  ;

## Chapitre V. Etude longitudinale

Pour 2% de frettage, ce qui représente une valeur courante :  $f_{cf} = f_{c28} + 20 \Rightarrow f_{cf} = 55 \text{ MPa}$ .  
D'autre part, pour les cales placées sur des bossages d'appuis, la contrainte de compression dans le béton du bossage est limitée pour éviter le fendage de la pile.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs limites issues de ce calcul, en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer :

Tableau V.6 – Valeurs limites de la contrainte de compression.

Type de combinaison à L'ELU	$f_{c \text{ lim}}$
Combinaison ne comportant pas des actions permanentes	0,61 à 0,65 $f_{cj}$
Combinaison fondamentale	0,72 à 0,75 $f_{cj}$
Combinaison accidentelle	0,94 à 0,98 $f_{cj}$

Donc on opte pour :  $f_{c \text{ lim}} = 0,94 f_{c28} \Rightarrow f_{c \text{ lim}} = 32,9 \text{ MPa}$

La contrainte à ne pas dépasser est alors :  $f_{c \text{ max}} = \text{Min} (f_{c \text{ lim}} ; f_{cf}) = 32,9 \text{ MPa}$

En supposant qu'on a deux cales de dimensions  $a \times b$  par ligne d'appui, d'où :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{c \text{ max}}}, \quad R_b = \frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{e} + F_i \text{ et } F_i = (1 - \rho) \times n \times F_{p0}$$

### Application Numérique :

$$\begin{aligned} \rho &= 25 \% \\ F_{p0} &= 2362 \text{ KN} \\ e &= 3,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta M &= 152\,930,94 \text{ KN.m} \\ \Delta N &= 31\,294,69 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$F_i = 14172 \text{ KN} \Rightarrow R_b = 73,51 \text{ MN} \Rightarrow S = 2,23 \text{ m}^2$$

Donc on opte pour : **4 cales** de dimensions  $(1 \times 1,15) \text{ m}^2$ .

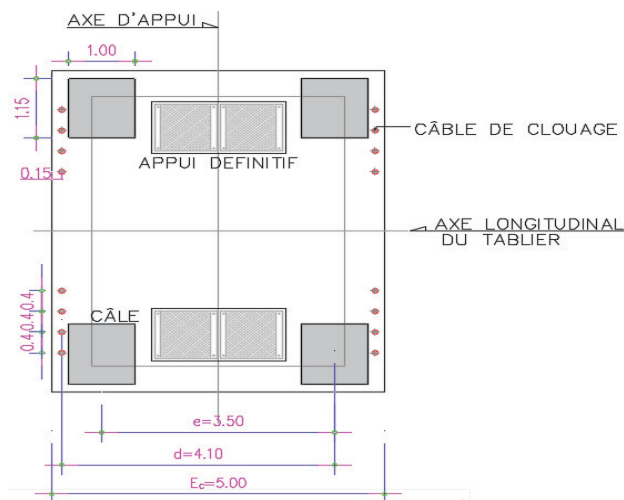


Figure V.5 – vue en plan des câbles de clorages.

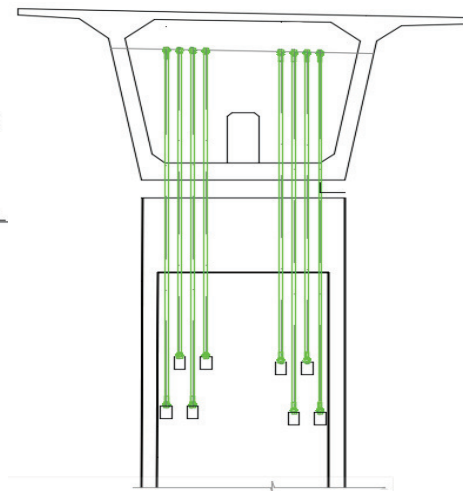


Figure V.6 – vue en élévation des câbles de clorages.

### V.3. Evaluation des efforts en service

Lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par un logiciel de calcul à base d'éléments finis. Le chargement appliqué est le même que celui qu'on a définie dans le chapitre précédent.

#### V.3.1. Phases de réalisation du tablier

On illustre ci-dessous les différentes phases de construction du tablier.

Tableau V.7 – Phases de réalisation du tablier.

Phase	Description
Phase N°1	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1
Phase N°2	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P3
Phase N°3	Disposition des voussoirs de la culée C1 par cintrage à partir de sol
Phase N°4	Clavage de la travée de rive (P1-C1) Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P2
Phase N°5	Disposition des voussoirs de la culée C2 par cintrage à partir de sol
Phase N°6	Clavage de la travée de rive (P3-C2)
Phase N°7	Clavage de la travée intermédiaire (P1-P2)
Phase N°8	Clavage de la travée intermédiaire (P2-P3)

### V.3.2. Modélisation

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

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres ;
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les **chapitres II&III**.
- Les appuis sont considéré comme appuis simples sauf une au niveau de la culée C1 qui est définie comme appui double ;
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008, dans le **chapitre III**.

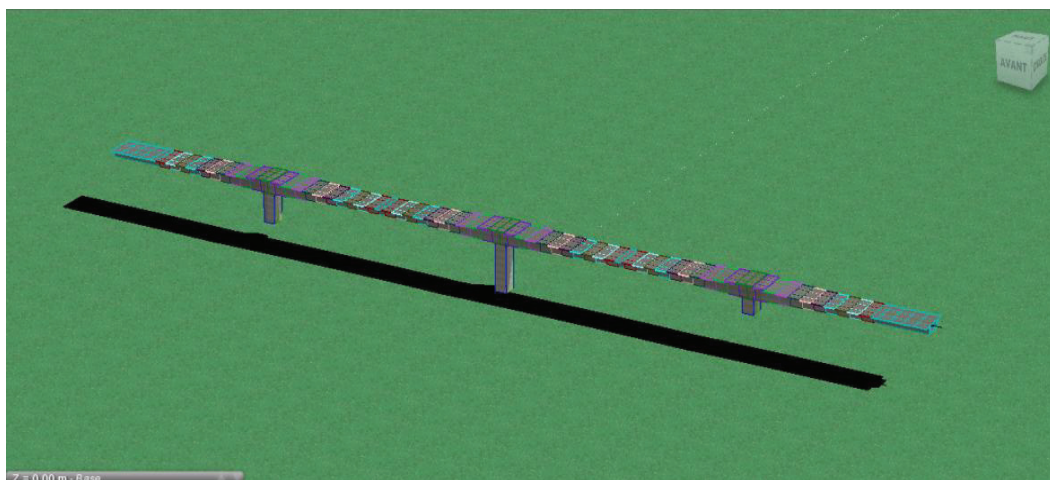


Figure V.7 – Modèle de calcul.

### V.3.3. Combinaisons d'action

Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

Tableau V.8 – Combinaisons de charge en phase de service.

Combinaison		G	A(l)	B <sub>c</sub>	B <sub>t</sub>	M <sub>c</sub> 120	D240	St
ELU	Comb.1	1,35	1,6	0	0	0	0	1,6
	Comb.2	1,35	0	1,6	0	0	0	1,6
	Comb.3	1,35	0	0	1,6	0	0	1,6
	Comb.4	1,35	0	0	0	1,35	0	0
	Comb.5	1,35	0	0	0	0	1,35	0
ELS	Comb.1	1	1,2	0	0	0	0	1,2
	Comb.2	1	0	1,2	0	0	0	1,2
	Comb.3	1	0	0	1,2	0	0	1,2
	Comb.4	1	0	0	0	1	0	0
	Comb.5	1	0	0	0	0	1	0

### V.3.4. Résultats

Les résultats des efforts ainsi que leurs combinaisons sont représentés dans l'annexe.B.

### V.4. CONCLUSION

On a vu dans le présent chapitre que l'étude du tablier d'un pont voussoirs construit en encorbellements successifs, est partagée en deux phases. L'une est avant l'achèvement des fléaux là où l'étude de stabilité de ces derniers est obligatoire. Le système mécanique dans cette phase est isostatique, et le moment maximum est celui à l'encastrement sur les piles.

Dans la seconde phase le schéma statique est devenu hyperstatique. Elle est considérée après la réalisation de clavage et la mise en tension des câbles de continuité qui seront étudiés dans le chapitre suivant.

## VI.1. INTRODUCTION

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux familles de câble de précontrainte : les câbles du fléau, mis en œuvre pendant la construction des fléaux (phase isostatique), et les câbles de continuité, mis en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux ou avec les parties coulées sur cintre des travées de rive.

L'objet de ce chapitre est l'étude détaillée de la précontrainte, en se basant sur l'approche d'utilisation de la précontrainte intérieure pour reprendre intégralement les effets des charges et surcharges, en commençant par la détermination du nombre nécessaire de câbles, puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

### VI.2.1.DETERMINATION DU NOMBRE DES CABLES DU FLEAU

Les câbles de fléaux qui permettent l'assemblage des voussoirs lors de la construction des fléaux et assurent la reprise des sollicitations créées au cours de la construction des fléaux.

Ils compensent en construction les moments négatifs engendrés par le poids propre des voussoirs et les charges de coffrages et de chantier et reprennent en service les moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

Les câbles de fléau sont logés dans les goussets supérieurs. Leurs ancrages sont situés sur la tranche des voussoirs aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur ou dans les âmes.

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0}$$

$P_0$  : effort de précontrainte limite qu'un câble de **12T15** peut créer,  $P_0$  est estimé à 25% de perte.

La tension d'origine :  $\sigma_{p0} = \min(0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) \Rightarrow \sigma_{p0} = 1416 \text{MPa}$ .

❖ **Evaluation de l'effort de précontrainte  $P_0$  :**

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{\text{câble12T15}}, s=1668 \text{ mm}^2 \Rightarrow P_0 = 2\,361,89 \text{ KN}$$

❖ **Evaluation de l'effort de précontrainte  $P$  :**

L'effort de précontrainte  $P$  est calculé à partir de la relation suivante :

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}} ; e = v - d$$

$M$  : le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges.

#### Application Numérique :

$M = 499\,975,25 \text{KN.m}$  (Combinaison de charge A1- Phase 11; Voir chapitre V)

$d = 0,15 \text{ m}$

$I = 108,55 \text{ m}^4$

$S = 15,72 \text{ m}^2$

$v = 3,058 \text{ m}$

$$P = 96,78 \text{ KN}$$

$$\text{D'ou: } n \geq 54,63$$

On prend  $n = 56$  câbles de **12T15**

Le nombre de câbles correspondant à chaque phase de réalisation sont résumés dans le tableau ci-après.

**NB** : les caractéristiques géométriques utilisées sont celles du voussoir sur pile, et les sollicitations sont calculées auparavant dans le chapitre précédent.

Tableau VI.1 – Estimation du nombre de câbles du fléau.

Phase	M(MN.m)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	v (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenus
Phase 01	0,00	15,72	108,55	3,058	2,91	0	0	4
Phase 02	13625,4	15,72	108,55	3,058	2,91	2,64	1,49	8
Phase 03	39546,17	15,72	108,55	3,058	2,91	7,65	4,32	12
Phase 04	73743,21	15,72	108,55	3,058	2,91	14,27	8,06	16
Phase 05	115292,69	15,72	108,55	3,058	2,91	22,32	12,60	20
Phase 06	163623,98	15,72	108,55	3,058	2,91	31,67	17,88	26
Phase 07	218180,68	15,72	108,55	3,058	2,91	42,23	23,84	32
Phase 08	279122,56	15,72	108,55	3,058	2,91	54,03	30,50	38
Phase 09	346241,63	15,72	108,55	3,058	2,91	67,02	37,84	44
Phase 10	419552,79	15,72	108,55	3,058	2,91	81,21	45,85	50
Phase 11	499975,25	15,72	108,55	3,058	2,91	96,78	54,63	56

### VI.2.2. Position et enrobage des câbles

La décroissance des moments fléchissant, considéré à partir de la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins deux câbles dans chaque voussoir. Cela pour éviter le phénomène de torsion,

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles :  $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g \Rightarrow e_h \geq 16 \text{ cm}$
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles :  $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g \Rightarrow e_v \geq 16 \text{ cm}$
- L'enrobage:  $C = \max(3/4 a, \Phi, d) \Rightarrow C \geq 15 \text{ cm}$ .

Avec :

**a** : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits  $a=20 \text{ cm}$ ;

**$\Phi$**  : diamètre de la gaine = 8 cm;

**d** : 4 cm pour les ouvrages courants.

La disposition finale des câbles est représentée dans les figures VI.4 et VI.5 page 52.

### VI.2.3. Tracé des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé rectiligne par rapport à l'axe longitudinal de la poutre caisson puis s'infléchiront de manière accentuée suivant une forme de 'S' jusqu'à l'ancrage. Cependant, il est possible de garder le tracé rectiligne s'il est possible (pour notre cas les vingt derniers câbles).

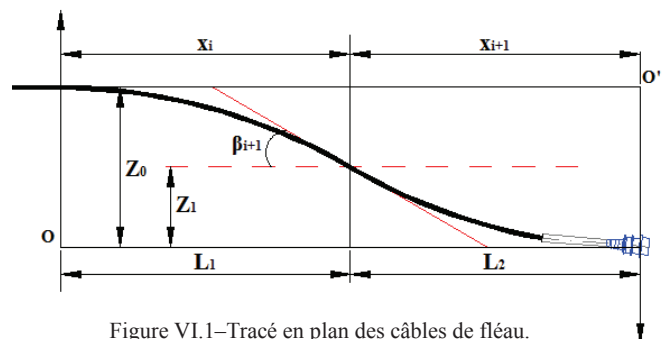


Figure VI.1–Tracé en plan des câbles de fléau.

## ❖ Allure en plan des câbles du fléau

- L'équation de la parabole :  $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$
- Les rayons de courbure :  $R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}$  ;  $R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (Z_{i+1} - Z_{i+2})}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire :  $\beta_i(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}{x_i}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage :  $\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Z_{i+1})}{x_{i+1}}$

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en ses opposés :  $x_i = x_{i+1}$  ;

### VI.2.4. Trace 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.

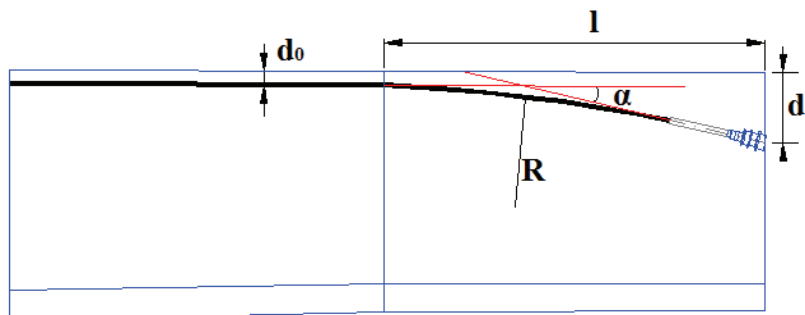


Figure VI.2–Tracé en élévation des câbles du fléau.

- L'équation de la parabole :  $y = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$
- Le rayon de courbure en un point située à une distance x :  $R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{\min}$
- L'angle de déviation:  $\alpha_n = \text{Arctg} \left( 2 \times (d_1 - d_0) \times \frac{x}{l^2} \right)$

#### 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 12T15,  $R_{\min} = 2,5m$ .

### VI.2.5. Exemple d'étude du tracé des câbles

Dans cet exemple, on va étudier le tracé des câbles du voussoir V9 :

## Application Numérique :

$L = 5 \text{ m}$ ;  $R_{\min} = 2,5 \text{ m}$ .

VSR	Câbles	$L_{1,2}$ (m)	$Z_i$ (m)	$Z_{i+1}$ (m)	$X_i$ (m)	$X_{i+1}$ (m)	$d_0$ (m)	$d_1$ (m)
V9	C7	2,5	0,09	0,045	2,5	2,5	0,33	0,76
	C8	2,5	0,36	0,18	2,5	2,5	0,33	0,58
	C9	2,5	0,36	0,18	2,5	2,5	0,33	0,58

### ▪ Tracé en plan :

#### ➤ L'équation de la parabole

**Câble C7 :**

$$Z(x) = 0,34 + (0,17 - 0,34) \left(\frac{x}{2,075}\right)^2 \Rightarrow Z(x) = 0,09 - 0,0072 x^2$$

**Câbles C8 et C9 :**

$$Z(x) = 0,34 + (0,17 - 0,34) \left(\frac{x}{2,075}\right)^2 \Rightarrow Z(x) = 0,36 - 0,0288 x^2$$

#### ➤ Les rayons de courbure

**Câble C7 :**

$$R_i = \frac{(2,5)^2}{2 \times (0,09 - 0,045)} = 69,44 \text{ m} ; R_{i+1} = \frac{(2,5)^2}{2 \times (0,045 - 0)} = 69,44 \text{ m}$$

**Câbles C8 et C9 :**

$$R_i = \frac{(2,5)^2}{2 \times (0,36 - 0,18)} = 17,36 \text{ m} ; R_{i+1} = \frac{(2,5)^2}{2 \times (0,18 - 0)} = 17,36 \text{ m}$$

#### ➤ L'inclinaison dans la section intermédiaire et d'ancrage

**Câble C7 :**

$$\beta_i = \beta_{i+1} = \text{Arctg} \frac{2 \times (0,09 - 0,045)}{2,5} = 0,04 \text{ rad}$$

**Câble C8 et C9 :**

$$\beta_i = \beta_{i+1} = \text{Arctg} \frac{2 \times (0,36 - 0,18)}{2,5} = 0,14 \text{ rad}$$

### ▪ Tracé en élévation :

#### ➤ L'équation de la parabole

**Câble C7 :**

$$y = 0,33 + (0,76 - 0,33) \times \left(\frac{x}{5}\right)^2 \Rightarrow y = 0,33 + 0,0172 x^2$$

**Câbles C8 et C9 :**

$$y = 0,33 + (0,58 - 0,33) \times \left(\frac{x}{5}\right)^2 \Rightarrow y = 0,33 + 0,01x^2$$

➤ **Rayon de courbure**

**Câble C7 :**

$$R_c(l) = \frac{5^2}{2 \times (0,76 - 0,33)} = 29,07 \text{ m}$$

**Câbles C8 et C9 :**

$$R_c(l) = \frac{5^2}{2 \times (0,58 - 0,33)} = 50 \text{ m}$$

➤ **L'angle de déviation**

**Câble C7 :**

$$\alpha_n = \text{artg}(2 \times (0,76 - 0,33)) \times \frac{1}{5} = 0,14 \text{ rad}$$

**Câbles C8 et C9 :**

$$\alpha_n = \text{artg}(2 \times (0,58 - 0,33)) \times \frac{1}{5} = 0,09 \text{ rad}$$

**NB :**

- Le reste des résultats sont élaborés dans des tableaux dans (**l'annexe**)
- Les tracés finals des câbles de fléau sont représentés dans (**l'annexe**)

## VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUTE

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux, ils permettent de solidariser les fléaux et les parties coulées sur cintre et de s'opposer aux moments hyperstatique qui en résultent, et aux moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

### VI.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire

Les câbles de continuité en travée intermédiaire vont reprendre les moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal déterminé, en appliquant les formules suivantes:

$$P = \frac{M \times v'}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \quad \text{Avec : } e = v' - d \quad ; \quad n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0}$$

**M** : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

#### Application Numérique :

M = 114991,43 KN.m (COMB1-ELS : G +1,20 A(l). Voir chapitre V)	
d = 0,15 m	P = 44808,61 KN
I = 15,11 m <sup>4</sup>	D'où: n ≥ 15,14
S = 10,51 m	
v = 2,00 m ; e = 1,85 m	
P <sub>0</sub> = 3738,86 KN; ΔP = 20,83%	On prend n = 16 câbles de 19T15

**NB** : Les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir à la clé.

**Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans ce tableau:**

Tableau V.2 – Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.

Voussoirs	x (m)	M (KN.m)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	v'(m)	e (m)	P (MN)	n	n retenus
V16	105	4954,72	11,90	29,49	2,44	2,29	1,50	0,51	4
V17	110	42366,37	11,38	23,53	2,28	2,13	13,94	4,71	8
V 18	115	73338,16	11,05	19,77	2,16	2,01	25,84	8,73	12
V 19	120	95676,37	10,76	17,10	2,07	1,92	35,64	12,04	16
V 20	125	109535,06	10,55	15,55	2,02	1,87	42,13	14,23	16
VSC P1-P2	130	114991,43	10,51	15,11	2,00	1,85	44,81	15,14	16
V 21	133	114237,26	10,51	15,11	2,00	1,85	44,51	15,04	16
V 22	138	106266,95	10,55	15,55	2,02	1,87	40,88	13,81	16
V 23	143	89894,34	10,76	17,10	2,07	1,92	33,49	11,31	16
V 24	148	65042,20	11,05	19,77	2,16	2,01	22,92	7,74	12
V 25	153	31556,49	11,38	23,53	2,28	2,13	10,38	3,51	8
V26	158	-10752,14	11,90	29,49	2,44	2,29	-3,25	-1,10	4

## VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Les câbles de continuité en travée de rive ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \quad \text{Avec : } e = v' - d \quad ; \quad n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0}$$

$M$  : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

### Application Numérique :

$M = 106247,39 \text{ KN.m}$  (COMB1-ELS : G +1,20 A(l) ).

$d = 0,15 \text{ m}$

$I = 9,59 \text{ m}^4$

$S = 15,11 \text{ m}^2$

$v = 2,00 \text{ m}$  ;  $e = 1,85 \text{ m}$

$P_0 = 3738,86 \text{ KN}$  ;  $\Delta P = 20,83\%$

$P = 41401,33 \text{ KN}$

D'où :  $n \geq 13,99$

On prend  $n = 14$  câbles de 19T15

**NB:** les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir V01 à  $x = 23 \text{ m}$ .

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans ce tableau :

Tableau V.3 – Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

Voussoirs	x (m)	M (MN.m)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	V(m)	e (m)	P (MN)	n	n retenus
VC1	0	0	10,51	15,11	2,00	1,85	0,00	0,00	2
VC2	5,00	33577,73	10,51	15,11	2,00	1,85	13,08	4,42	6
VC3	10,00	65431,09	10,51	15,11	2,00	1,85	25,50	8,61	10
VC4	15,00	88309,56	10,51	15,11	2,00	1,85	34,41	11,63	14
VSC C1-P1	20,00	102213,17	10,51	15,11	2,00	1,85	39,83	13,46	14
V1	23,00	106247,39	10,51	15,11	2,00	1,85	41,40	13,99	14
V2	28,00	105791,18	10,55	15,55	2,02	1,87	40,69	13,75	14
V3	33,00	96349,48	10,76	17,10	2,07	1,92	35,89	12,12	14
V4	38,00	77845,04	11,05	19,77	2,16	2,01	27,43	9,27	10
V5	43,00	50123,83	11,38	23,53	2,28	2,13	16,49	5,57	6
V6	48,00	14026,62	11,90	29,49	2,44	2,29	4,24	1,43	2

## VI.3.3. Tracé des câbles de continuité

Après avoir terminé l'estimation de nombre de câbles pour chaque voussoir, on va montrer leurs dispositions, par trois pièces: Tracé en plan, en élévation et par une coupe transversale.

Les équations et les paramètres du tracé sont montrés dans les tableaux [VI.6](#), [VI.7](#), [VI.8](#) et [VI.9](#).

### VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

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

En béton précontraint, l'effort de précontrainte varie à cause des pertes qui ne sont nullement négligeables et l'on constate des pertes qui varient entre 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Ces pertes peuvent être classées sous deux catégories : pertes instantanées et pertes différées.

#### VI.4.1. Pertes de tension instantanées

Elles se produisent dans un temps relativement court, au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont dues aux :

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

##### VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. En effet le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne. Et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines. Cela est résumé par la formule :

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

$\sigma_{p0}$  : la tension à l'origine ;

$e$  : la base des logarithmes népériens ;

$f$  : coefficient de frottement en courbe ( $\text{rd}^{-1}$ ) ;

$\beta$  : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance  $x$  ( $\text{rd}$ ) ;

$\varphi$  : coefficient de frottement en ligne ( $\text{m}^{-1}$ ) ;

$x$  : la distance de la section considérée (m).

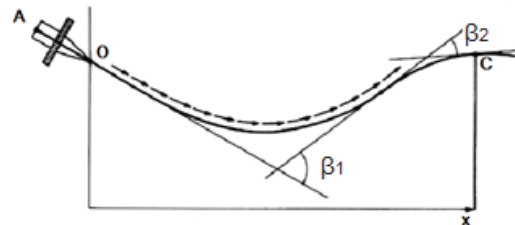


Figure VI.3 – Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Si les déviations  $\alpha$  en élévation et  $\beta$  en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme :  $\theta = \alpha + \beta$ .

Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée:  $\text{tg}\theta = \sqrt{\text{tg}^2\beta + \text{tg}^2\alpha}$

#### Application Numérique :

$$\varphi = 0,003\text{m}^{-1}$$

$$f = 0,20$$

$$\sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\varphi\text{Moy-max}} = 136,51 \text{ MPa (Voir annexe)}$$

#### VI.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage

Ces pertes de tension résultent du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance «  $d$  », ils sont définies comme suit :

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

## Chapitre VI. Etude de la précontrainte

$k$  : fonction croissante ;  
 $d$  : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;  
 $\sigma_{p0}$  : Contrainte initiale ;  
 $g$  : l'intensité du recul d'ancrage ;  
 $E_p$  : module d'élasticité des aciers.

### Application Numérique :

$E_p = 190\,000\text{MPa}$   
 $\sigma_{p0} = 1416\text{MPa}$   
 $g = 2\text{mm}$   
 $\Delta\sigma_g(x) = 80,36\text{MPa}$  (Voir annexe)

### VI.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

Lorsque, dans un élément, plusieurs câbles sont tendus successivement d'une même puissance, passant sensiblement au même niveau dans une section donnée. La mise en tension de ces  $N$  câbles provoque, dans le béton adjacent, une variation de contrainte normale  $\Delta\sigma_{pi}$ .

Du fait que les  $N$  câbles ne sont pas tendus en même temps, le  $n^{\text{ème}}$  câble mis en tension subit le raccourcissement dû aux  $(N - n)$  câbles tendus après lui, sa perte de tension vaut donc :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{N - n}{N} E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$$

A titre de simplification, le BPEL donne la perte moyenne par câble :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b ; \text{ avec } \frac{E_p}{E_{bi}} = 5,28$$

$$\text{D'où : } \Delta\sigma_e(x) = 2,64 \times \sigma_b(x), \text{ avec : } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

$\sigma_b$  : 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,  $P = P_0 (1 - \Delta P)$ ;

$M_p$  : moment dû au poids propre.

### Application Numérique :

$E_p = 190\,000\text{MPa}$   
 $E_{bi} = 35\,981,73\text{MPa}$   
 $P_0 = 2\,362\text{KN}$   
 $\Delta\sigma_{e\text{Max}} = 12,19\text{MPa}$   
(Voir annexe)

Pour la même abscisse  $x$ , la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :  $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

### Application Numérique :

$$\Delta\sigma_i = 160,63\text{MPa} \Rightarrow \Delta\sigma_i = 11,34\% \Rightarrow \sigma_i = 1255,37\text{MPa}$$

### VI.4.2. Pertes de tension différées

Les pertes différées se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes.

#### VI.4.2.1. Pertes par retrait

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si  $t_0$  est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :  $\varepsilon_r [1 - r(t_0)]$ .

La perte finale de tension par retrait est donc :  $\Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r [1 - r(t_0)]$

Très souvent, on peut négliger  $r(t_0)$  devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \varepsilon_r$$

$\varepsilon_r$  : retrait final, estimé par  $2 \times 10^{-4}$  pour région tempérée ;

$r(t)$  : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

#### Application Numérique :

$$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$$

$$\xi_f = 2 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa} \Rightarrow \Delta\sigma_r = 2,68 \%$$

#### VI.4.2.2. Pertes par fluage

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage.

La perte finale par fluage vaut donc :  $\Delta\sigma_f = E_p \times \varepsilon_f$

La déformation finale de fluage :  $\varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_p}{E_{bj}}$

$\sigma_M$  : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut :  $\sigma_M = 1,5\sigma_b$

D'où :  $\Delta\sigma_f = 2,5\sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$

$\sigma_b$  : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

#### Application Numérique :

$$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$$

$$E_{bi} = 35\,981,73 \text{ MPa}$$

$$P_0 = 2\,362 \text{ KN}$$

$$\Delta\sigma_{f\text{Max}} = 58,87 \text{ MPa} \quad \text{(Voir annexe)}$$

#### VI.4.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension. Cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p \frac{6}{100} \times \rho \times 1000 (\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x), \text{ Avec: } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

## Chapitre VI. Etude de la précontrainte

$\rho_{1\ 000}$  (%) : relaxation garantie à 1 000 h ;

$\mu_0$  : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation ;

$\sigma_{pi}(x)$  : Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

### Application Numérique :

$$\rho_{1\ 000} = 2,5\%$$

$$\mu_0 = 0,43$$

$$f_{prg} = 1\ 770\ \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\rho\text{Max}} = 67,17\ \text{MPa} \text{ (Voir annexe)}$$

### VI.4.2.4. Pertes différées totales

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

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

### Application Numérique :

$$\Delta\sigma_{d\text{-Max}} = 141,6\ \text{MPa}$$

D'où les pertes totales valent:

$$\Delta\sigma_{\infty\text{-Max}} = 295\ \text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \Delta\sigma_{\infty\text{-Max}} = 20,83\ \%$$

$$\sigma_{\infty\text{-Max}} = 1121\ \text{MPa}$$

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%). Pour la suite de calcul on prend :  $\Delta\sigma = 20,83\ \%$ .

### VI.4.3. Exemple de calcul des pertes

Dans cet exemple on va déterminer les pertes de tension des câbles C10, C11 et C12 à la fin du voussoir V9.

### Application Numérique :

#### ▪ Pertes de tension par frottement :

$$\varphi = 0,003\ \text{m}^{-1} ; f = 0,20$$

$$\sigma_{p0} = 1\ 416\ \text{MPa}$$

Câbles	$\beta$ (rad)	$\alpha$ (rad)	$\theta$ (rad)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\text{moy}}$ (MPa)
C10	0,072	0,14	0,159	64,69	61,66
C11	0	0,14	0,142	60,15	
C12	0	0,14	0,142	60,15	

#### ▪ Pertes par recul d'ancrages:

$$E_p = 190\ 000\ \text{MPa}$$

$$l = 37\ \text{m}$$

$$g = 0,002\ \text{m}$$

Câbles	$\theta$ (rad)	k	d(m)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\text{moy}}$ (MPa)
C10	0,159	0,005	7,54	33,97	34,38
C11	0,142	0,005	7,69	34,58	
C12	0,142	0,005	7,69	34,58	

▪ **Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :**

$$M_p = 314,78 \text{ MN.m}$$

$$n = 44 \text{ câbles}$$

$$\sigma_{\infty} = \sigma_0(1 - \Delta P) = 0,75 \times 1416 = 1062 \text{ MPa}$$

$$P_0 = 2362 \text{ KN} ; e = 2,14 \text{ m}$$

$$B = 13,97 \text{ m}^2 ; I = 63,57 \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = 3,03 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_e = 7,99 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_i = 104,03 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_i = 1311,97 \text{ MPa}$$

▪ **Pertes par retrait :**

$$\xi_r = 2 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa}$$

▪ **Pertes par fluage :**

$$M_p = 314,78 \text{ MN.m}$$

$$n = 44 \text{ câbles}$$

$$\sigma_{\infty} = 1062 \text{ MPa}$$

$$P_0 = 2362 \text{ KN} ; e = 2,14 \text{ m}$$

$$B = 13,97 \text{ m}^2 ; I = 63,57 \text{ m}^4$$

$$E_p = 190000 \text{ MPa} ; E_{bi} = 35981,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,94 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 38,82 \text{ MPa}$$

▪ **Pertes par relaxation :**

$$\sigma_i = 1311,97 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,726$$

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

$$\sigma_p = 57,05 \text{ MPa}$$

$$\rho_{1000} = 2,5\%$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{\infty} = 207,45 \text{ MPa}$$

$$\mu_0 = 0,43$$

$$\Rightarrow \sigma_{\infty} = 1208,55 \text{ MPa}$$

### VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette étape regroupe tous les résultats précédents, afin de justifier toute section et pièce du tablier. Les diverses vérifications entreprises sont la vérification des contraintes normales dans les fibres supérieures ainsi que dans les fibres inférieures en phase de construction comme en phase de service. Ce qui nous conduit à vérifier que Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La condition à vérifier est la suivante :  $\overline{\sigma}_{bt} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$$

**P** : effort de précontrainte ;

**B** : surface de la section considérée ;

**I** : inertie de la section considérée ;

**e<sub>0</sub>** : excentricité du câble de précontrainte moyen ;

**M** : moment extérieur ;

**y** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

### VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$$\Delta P = 20,83\% \Rightarrow \sigma_{\infty} = 1\,121 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bcj}} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa} ;$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = 1,5 \times f_{t28} = 4,05 \text{ MPa, Hors section d'enrobage;}$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = 0,7 \times f_{t28} = 1,89 \text{ MPa, Section d'enrobage.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 – Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Vsr	N° câbles	M (KN.m)	v' (m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e <sub>mov</sub> (m)	P (MN)	σ <sub>Sup</sub> (MPa)	σ <sub>Inf</sub> (MPa)	Obs
Axe VSP	56	450,55	3,67	3,06	108,55	15,72	2,91	104,71	2,55	11,59	✓
VSP	56	499,98	3,67	3,06	108,55	15,72	2,91	104,71	1,16	13,26	✓
V10	50	392,95	3,66	2,67	83,02	14,79	2,52	93,49	1,26	13,26	✓
V09	44	314,78	3,08	2,36	63,57	13,97	2,21	82,27	0,95	12,33	✓
V08	38	246,05	2,83	2,09	48,82	13,21	1,94	71,05	0,74	11,67	✓
V07	32	186,25	2,62	1,84	37,51	12,49	1,69	59,83	0,61	10,74	✓
V06	26	134,92	2,44	1,64	29,49	11,90	1,49	48,62	0,61	9,25	✓
V05	20	91,69	2,28	1,48	23,53	11,38	1,33	37,40	0,64	7,37	✓
V04	16	56,26	2,16	1,36	19,77	11,05	1,21	29,92	1,33	4,90	✓
V03	12	28,42	2,07	1,28	17,10	10,76	1,13	22,44	1,85	2,47	✓
V02	8	8,00	2,02	1,22	15,55	10,55	1,07	14,96	2,05	0,38	✓
V1	4	0,00	2,00	1,20	15,11	10,51	1,05	7,48	1,34	-0,33	✓

### VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

- ✓ Etat à vide : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- ✓ Etat en charge : On prend en considération les charges et surcharges.

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$$\Delta P = 20,83\% \Rightarrow \sigma_{\infty} = 1\,121 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bcj}} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa} ;$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = 1,5 \times f_{t28} = 4,05 \text{ MPa, Hors section d'enrobage;}$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = 1,0 \times f_{t28} = 1,89 \text{ MPa, Section d'enrobage.}$$

Les résultats sont résumés dans l'annexe.

**NB :** Pour vérifier les contraintes en phase de service, nous devons utiliser l'enveloppe des sollicitations dans chaque section.

## VI.5.3. Armature des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale  $A_s$  (**art. 6.1.32 des Règles BPEL**).

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left( \frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

$B_t$  : aire de la section du béton en traction;

$\sigma_{Bt}$  : valeur absolue de la contrainte maximale de traction;

$N_{Bt}$  : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

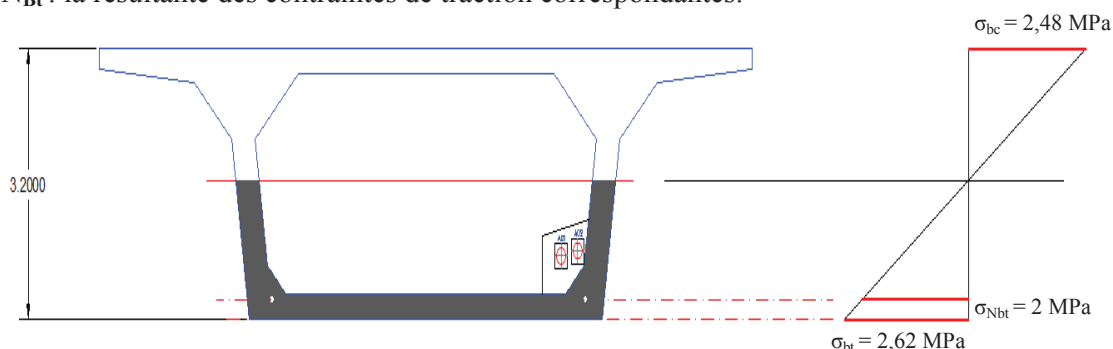


Figure VI.11- Diagramme des contraintes dans le voussoir à la clef

D'après la **figure VI.11** et le tableau de vérification des contraintes (**annexe**), on a :

$$B_t = 2,55 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{Bt} = 2,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Bc} = 2,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Nbt} = 2 \text{ MPa}$$

$$N_{Bt} = 5,1 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{2,55}{1000} + \left( \frac{5,1}{500} \times \frac{2,7}{2} \right) = 0,01632 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad A_s = 163,2 \text{ cm}^2$$

On prend : 2 nappes de 54 HA 14 ; e = 18cm

## VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

### VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

L'âme est la partie la plus sollicitée par l'effort tranchant. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments qui travaillent en flexion.

#### VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

##### ❖ Effort tranchant dû aux charges extérieures

On peut constater expérimentalement que, pour une valeur donnée de l'effort tranchant, le comportement d'une poutre est d'autant meilleur que les charges qui génèrent cet effort tranchant qui sont plus proches de l'appui (elles se transmettent directement à cet appui lorsqu'elles en sont voisines).

Donc, il est considéré comme inutile de vérifier les sections situées à une distance inférieure à  $h/2$  d'un appui intermédiaire d'une poutre continue.

### ❖ Effort tranchant dû à la précontrainte

Les actions exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- Un effort tranchant positif ;
- Une composante verticale de la précontrainte  $P \sin \alpha$  qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

On aura donc :  $V_p = P \times \sin \alpha$

### Application Numérique :

$$P_0 = 2362 \text{ KN} ; \Delta P = 20,83 \%$$

$$\alpha_{\text{moy}} = 0,127 \text{ rad}$$

$$n = 36 \text{ câbles}$$

$$V_p = 8,53 \text{ MN}$$

### ❖ Effet hyperstatique

A cette action, nous devons ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, s'il existe. Il est égal à la dérivée de ce moment :  $V_h = \frac{dM}{dx}$

L'effort tranchant hyperstatique est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous une combinaison de charge à l'ELS à l'abscisse  $x=3,50$  m.  $V_{\text{ser}}(3,5) = 20,42 \text{ MN}$ .

### ❖ Effort tranchant dû à la courbure de caisson (effet RESAL)

Notre ouvrage présente une variation parabolique de la hauteur de l'intrados avec l'abscisse.

Dans le cas des poutres continues, près des appuis l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures part suivant la

composante verticale de cet effort de compression qui vaut :  $V_R = \frac{M}{z} \times \frac{dh}{dx}$

**NB** : On ne le tient pas en compte, sauf si on trouve que les contraintes de cisaillement ne soient pas vérifiées, car cet effet a la tendance de diminuer la valeur d'effort tranchant.

$$V_r = V_{\text{ser}} - V_p = 20,42 - 8,53 = 11,89 \text{ MN}$$

### VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_{\text{max}} < \bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$ , avec :  $\tau_{\text{max}} = \frac{V_{\text{red}}}{z \cdot b_n}$

$$\bar{\tau}_1 = 0,4 \times f_{ij} \times [f_{ij} + \sigma_x]$$

$$\bar{\tau}_2 = 2 \times \frac{f_{ij}}{f_{cj}} [0,6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{ij} + \sigma_x]$$

$\sigma_x$  : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

$z$  : le bras de levier ( $z = I/S$ ), et par simplification  $z = \left( \frac{1 + \rho}{2} \right) \times h$

$\rho$  : le rendement mécanique de la section vaut :  $\rho = \frac{I}{B \cdot v \cdot v'}$

$b_{ng}$  : l'épaisseur nette de l'âme vaut :  $b_{ng} = 2(e_a - m \cdot \Phi_g)$  et  $m \geq 1$

### Application Numérique :

$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$	$\tau_{\max} = 2,75 \text{ MPa}$
$P_0 = 2\,362 \text{ MPa} ; \Delta P = 20,83 \%$	$\sigma_x = 6,66 \text{ MPa}$
$V_{\text{red}} = 11,89 \text{ MN} ; \rho = 61,49 \%$	$\bar{\tau}_1^2 = 10,11 \text{ MPa}$
$n = 56 \text{ câbles}$	$\bar{\tau}_2^2 = 20,71 \text{ MPa}$
$b_n = 0,80 \text{ m} ; z = 5,41 \text{ m}$	
On constate que : $\tau_{\max} < \bar{\tau} \rightarrow$	

Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.

### VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

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

La première étape consiste à déterminer l'angle  $\beta_u$  que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

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

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

$$\tau_u : \text{Contrainte tangentielle ultime, } \tau_u = \frac{V_{u\text{red}}}{z \times b_n}$$

### Application Numérique :

Abscisse de vérification : 3,50 m	$V_{U\text{-red}} = 18,98 \text{ MPa}$
$V_{\text{maxcomb-Elu}} = 27,51 \text{ MN}$	$\tau_u = 4,39 \text{ MPa}$
$\sigma_x = 6,66 \text{ MPa}$	$\beta_u = 26,41^\circ$
$z = 5,41 \text{ m}$	On prends : $\beta_u = 30^\circ$
$b_n = 0,8 \text{ m}$	

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

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

$A_t$  : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;

$s_t$  : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier ;

$\gamma_s = 1,15$  : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

$b_n$  : largeur nette de la section d'appui.

### Application Numérique :

Abscisse de vérification : $x = 3,50 \text{ m}$	$\frac{A_t}{S_t} \geq 37,08 \text{ cm}^2 / \text{m}$
$V_{\text{max-comb-Elu}} = 27,51 \text{ MN} ; \tau_u = 4,39 \text{ MPa}$	
$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$	
$\gamma_s = 1,15 ; b_n = 0,8 \text{ m} ; \beta_u = 30^\circ$	

### ❖ Le pourcentage minimum a disposé

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \frac{b_n \gamma_s}{f_c} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 11,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ MPa} ; \text{ Ce qui est vérifié. } \quad \checkmark$$

### VI.7. VERIFICATION DE LA FLECHE

Suivant les règles **BAEL** la flèche admissible est de  $L/500$ , où  $L= 75 \text{ m}$  est la portée de la travée considérée.

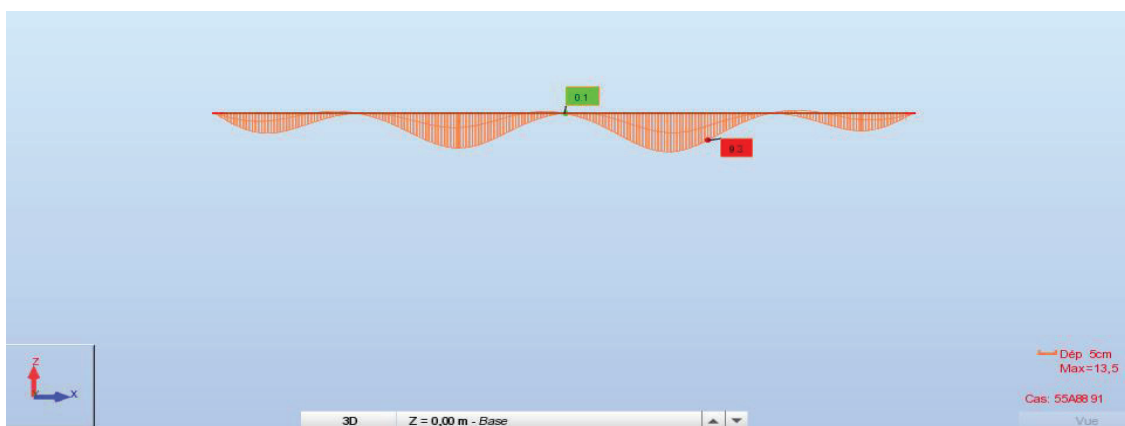


Figure VI.12–La flèche maximale de l'ouvrage.

**Observation :** La flèche maximal  $\delta = 13,5 \text{ cm} < \delta_{adm} = 110/500 = 22 \text{ cm}$  donc la condition du déplacement élastique est vérifiée.

### VI.8. CONCLUSION

Le tracé des câbles de précontrainte résulte du mode de construction et des phases successives rencontrées. Comme indiqué dans ce chapitre, nous avons calculé les câbles de fléau, nécessaires à l'assemblage des voussoirs successifs, et les câbles de continuité destinés à reprendre toutes les actions après réalisation des fléaux.

Nous sommes partie du principe de la décroissance des moments à partir de l'encastrement pour déterminer l'arrêt des câbles de fléau dans chaque voussoir. Et avec le même principe à partir des moments à mi-travée on a déterminé le besoin des câbles de continuités, avant de faire une vérification des contraintes au droit des joints, afin de déterminer les sections qui nécessitent des armatures passives pour compenser la traction dans le béton.

### VII.1. INTRODUCTION

Jusqu'à présent, nous nous sommes intéressés uniquement à l'étude longitudinale du tablier. Nous avons ainsi pu déterminer le câblage longitudinal de précontrainte en phase de construction (câble de fléau), ainsi qu'en phase d'exploitation (câbles de continuité), il s'agit des armatures actives.

Dans ce chapitre nous allons déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément constitutif des caissons (âmes, hourdis...).

Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments engendrés par les différents chargements.

A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à un autre. Raison pour laquelle nous allons nous contenter de ferrailer uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

### VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

#### VII.2.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis : simple et double à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

Les calculs des sollicitations se feront à l'aide du logiciel ROBOT 2018. On va dimensionner le ferrailage en fonction du moment défavorable développé par les différents chargements.

#### VII.2.2. Combinaisons de charges

Le tableau ci- après donne les différentes combinaisons possibles.

Tableau VII.1 – Combinaisons des charges appliquées.

Combinaison		G	A(l)	Bc	Bt	Mc 120	D 240	St
ELU	COMB 1	1,35	1,6	0	0	0	0	1,6
	COMB 2	1,35	0	1,6	0	0	0	1,6
	COMB 3	1,35	0	0	1,6	0	0	1,6
	COMB 4	1,35	0	0	0	1,35	0	0
	COMB 5	1,35	0	0	0	0	1,35	0
ELS	COMB 1	1	1,2	0	0	0	0	1,2
	COMB 2	1	0	1,2	0	0	0	1,2
	COMB 3	1	0	0	1,2	0	0	1,2
	COMB 4	1	0	0	0	1	0	0
	COMB 5	1	0	0	0	0	1	0

### VII.2.3. Résultats

Les résultats des moments de l'étude transversale pour le voussoir sur pile et le voussoir à la clef sont résumés dans les tableaux.

Tableau VII.2 – Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.

	$M_{\max}(\text{KN.m})$		$M_{\min}(\text{KN.m})$	
	$M_{\text{ult}}$	$M_{\text{ser}}$	$M_{\text{ult}}$	$M_{\text{ser}}$
<b>Hourdis supérieur</b>	443,64	328,62	-646,73	-479,06
<b>Hourdis inférieur</b>	180,32	134,78	-207,61	-150,03
<b>Âme</b>	581,14	430,48	-200,69	-150,03

Tableau VII.3 – Moments extrêmes dans le voussoir sur pile.

	$M_{\max}(\text{KN.m})$		$M_{\min}(\text{KN.m})$	
	$M_{\text{ult}}$	$M_{\text{ser}}$	$M_{\text{ult}}$	$M_{\text{ser}}$
<b>Hourdis supérieur</b>	466,86	345,82	-626,89	-464,36
<b>Hourdis inférieur</b>	280,72	210,68	-300,42	-225,18
<b>Âme</b>	561,30	415,78	-300,42	-225,18

### VII.3. FERRAILLAGE

Pour le ferrailage, 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.

#### VII.3.1. Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur

##### ❖ Nappe supérieure

Pour cet exemple, on travaille sur le voussoir sur pile. Les fissurations sont jugés préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

##### Application Numérique :

$$\begin{aligned}
 & b = 1,00 \text{ m. On calcule le ferrailage par mètre linéaire.} \\
 & h = 0,3 \text{ m ; } c = 0,05 \text{ m.} \\
 & d = 0,9h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm.} \\
 & \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa.} \\
 & \overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa.} \\
 & M_{\text{ser}}(\text{sup}) = 464,36 \text{ KN.m.} \\
 & x = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 250} \times 27 = 15,05 \text{ cm ; } z = d - \frac{x}{3} = 21,98 \text{ cm} \\
 & M_1 = 0,5 \times b \times x \times \overline{\sigma}_{bc} \times z = 347,34 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

$M_1 \leq M_{ser}(\text{sup}) \implies$  Section avec armatures comprimées (S.S.A.C)

$$M_{ser} - M_1 = 117,02 \text{ KN.m} \leq 0,4 M_{ser} = 185,744 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}(X-c')}{X} = \frac{15 \times 21 \times (0,1505 - 0,05)}{0,1505} = 210,35 \text{ MPa}$$

$$A'_s = \frac{M_{ser} - M_1}{(d-c') \sigma_{sc}} = \frac{(464,36 - 347,34) \times 10^{-3}}{(0,27 - 0,05) \times 210,35} = 2,529 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A'_s = 25,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{sser} = \frac{M_1}{z \cdot \overline{\sigma}_s} + \frac{A'_s \times \sigma_{sc}}{\overline{\sigma}_s} = \frac{426,66 \times 10^{-3}}{0,2198 \times 250} + \frac{8,2 \times 10^{-4} \times 210,35}{250} = 8,45 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{sser} = 84,5 \text{ cm}^2 \implies \text{On propose deux nappes de 9HA25.}$$

$A_{(C.N.F)} = 0,23 \frac{f_{tj}}{f_c} \times b \times d = 3,35 \text{ cm}^2 \leq A_{sser} \implies$  Condition de non fragilité est vérifiée.

### ❖ Nappe inférieure

#### Application Numérique :

$b = 1,00 \text{ m}$ . On calcule le ferrailage par mètre linéaire.

$h = 0,3 \text{ m}$  ;  $c = 0,05 \text{ m}$ .

$d = 0,9h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$ .

$\overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$ .

$\overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa}$ .

$M_{ser}(\text{sup}) = 345,82 \text{ KN.m}$ .

$$x = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 250} \times 27 = 15,05 \text{ cm} ; z = d - \frac{x}{3} = 21,98 \text{ cm}$$

$$M_1 = 0,5 \times b \times x \times \overline{\sigma}_{bc} \times z = 347,34 \text{ KN.m}$$

$M_1 \geq M_{ser}(\text{sup}) \implies$  Section avec armatures comprimées (S.S.A.C)

$$A_{sser} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma}_s} = \frac{345,82 \times 10^{-3}}{0,2198 \times 250} = 6,29 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{sser} = 62,9 \text{ cm}^2 \implies \text{On propose deux nappes de 7HA25.}$$

$$A_{(C.N.F)} = 0,23 \frac{f_{tj}}{f_c} \times b \times d = 3,35 \text{ cm}^2 \leq A_{sser} \implies \text{Condition de non fragilité est}$$

Vérifiée.

### ❖ 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 toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

$$A_{al} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{84,5}{3} = 28,17 \text{ cm}^2 \implies \text{On propose une nappe de 9HA20 (Nappe sup).}$$

$$A_{al} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{62,9}{3} = 20,97 \text{ cm}^2 \implies \text{On propose une nappe de 7HA20 (Nappe inf).}$$

$$A_{(C.N.F)} = 0,23 \frac{f_{tj}}{f_c} \times b \times d = 3,35 \text{ cm}^2 \leq A_{sser} \implies \text{Condition de non fragilité est vérifiée.}$$

## Chapitre VII. Etude Transversale

### VII.3.2. Ferrailage passif du voussoirs

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 – Ferrailage passif du VSP et VC.

			Transversal	Longitudinal
VSP	Hourdis supérieur	Nappe Inf	14HA25	8HA20
		Nappe Sup	14HA32	8HA25
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	5HA20	5HA14
		Nappe Sup	5HA20	5HA14
	Âme	Nappe Interne	5HA20	3HA14
		Nappe Externe	5HA25	
VSC	Hourdis supérieur	Nappe Inf	14HA25	7HA20
		Nappe Sup	14HA32	7HA25
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	6HA16	4HA14
		Nappe Sup	6HA16	4HA14
	Âme	Nappe Interne	6HA16	4HA14
		Nappe Externe	6HA16	

#### **NB :**

- Les diagrammes des moments, ainsi que des efforts tranchants sont représentés dans l'annexe B.
- Détail du plan de ferrailage (Voir l'annexe D).

### VII.4. CONCLUSION

L'étude transversale qui a été faite dans ce chapitre, a pour but de déterminer les différentes sollicitations agissantes sur les voussoirs ainsi que sur ses éléments tels que l'âme, hourdis supérieur et hourdis inférieur, afin de pouvoir déterminer les sections d'armatures et leurs dispositions.

### VIII.1.INTRODUCTION

Les équipements jouent un rôle fondamental dans le service d'un ouvrage, ils assurent le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durée de vie.

Ces dispositifs n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ils ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions :

- sécurité des personnes et de la circulation, ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières);
- évacuation des eaux, et maintien de l'étanchéité.
- fonctionnement correct de la structure (appareils d'appuis et joints de chaussée).

Dans le présent chapitre, nous ferons la conception et le choix de ces dispositifs.

### V.III.2. APPAREIL D'APPUI

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareil d'appui, ces derniers ont pour rôle de transmettre essentiellement des efforts horizontaux mais également verticaux.

Les appareils d'appuis sont des éléments importants de la structure, leur durabilité est inférieure à celle de l'ouvrage, ils sont exposés à l'usure et à la fatigue. A ce titre, on doit donc apporter tout le soin nécessaire à leur choix, leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre.

#### VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. C'est pourquoi il est délicat de pouvoir préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre.

La norme NF EN 1337-5 publiée par Stéra présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Dans notre cas on a choisi un appareil d'appui en élastomère fretté qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception.

#### VIII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions, ainsi que les efforts normaux appliqués seront calculées à l'ELU :

Tableau VIII.1 – Efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Combinaisons	$R_{culée\ max}$ (kN)	$R_{pile\ max}$ (kN)	$F_z$ sur culée (kN)	$F_z$ sur pile (kN)
<b>1,35G+1,6A(l)</b>	12483,74	58564,64	6241,87	<b>14641,16</b>
<b>1,35G+1,6Bc</b>	11803,35	53775,57	5901,68	13443,89
<b>1,35G+1,6Bt</b>	10597,65	52259,90	5298,83	13064,98
<b>1,35G+1,35Mc120</b>	10718,64	52166,99	5359,32	13041,75
<b>1,35G+1,35D240</b>	12025,25	53905,41	6012,63	13476,35

## VIII.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B de la norme NF EN 1337-3 (§ 5.3.2) est donnée sur la figure VIII.1 dans laquelle a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire, D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire. a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

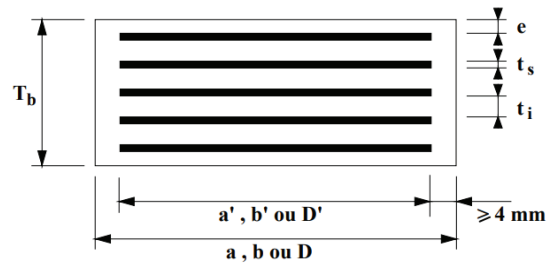


Figure VIII.1 – Définition géométrique d'un appareil d'appui.

Les règles de dimensionnement et de vérification des appareils d'appui visent à limiter leur distorsion horizontale totale, aux Etats Limites Ultimes, sous l'action des sollicitations verticales et horizontales et des déformations horizontales ou angulaires imposées à l'appareil d'appui.

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type :

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée ;
- L'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent ;
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement ;
- Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).

Pour un pré-dimensionnement, on va reprendre la valeur usuelle d'une contrainte moyenne sur la surface de frettage d'environ 20 à 25 MPa à l'ELU.

$$\frac{F_z}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$$

### Application numérique

$$a' \times b' \geq \frac{F_z}{\sigma_{adm}} = \frac{14,64116}{20} = 7320,58 \text{ cm}^2$$

➡ On prend  $(a \times b) = (900 \times 900) \text{ mm}^2$

#### VIII.2.3.1. hauteur nette d'élastomère

L'épaisseur de l'appareil d'appui  $T_q$ , est conditionnée par la condition de non-flambement.

$$\frac{V_x}{T_e} \leq 1; \quad V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{x,ret} + V_{xfr}$$

$V_{xT}$  : déplacement du à la température, donnée par :  $V_{xT} = L \times \epsilon_T$  ;

$V_{xf}$  : le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation :  $V_{xf} = L \times \epsilon_f$  ;

$V_{xr}$  : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation :

$$V_{xr} = L \times \epsilon_r;$$

$L$  : longueur de délitage (entre les joints de chaussée) qui vaut 316,4 m;

$\epsilon_T$  : coefficient de la température.  $\xi_T = 0,0002$ ;

$\epsilon_f$  : coefficient du fluage qui vaut à  $t = 0$  au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$  est de  $2,5 \times 10^{-4}$ ;

## Chapitre 7.VIII. Equipement du tablier

$\epsilon_r$  : coefficient de retrait,  $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$ ;

$V_{xfr}$  : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$V_{xfr} = \frac{F_{fr} \times T_q}{2 \times G \times a \times b} \leq 1$$

$F_{freinage}$ : l'effort de freinage induit par le système A(l) avec la combinaison la plus défavorable ELU (*Voir chapitre IV*), cet effort sera distribué aux proratas des rigidités ;

$$F_{freinage} = 1,6 \times 375,88 \Rightarrow F_{freinage} = 601,408 \text{ KN}$$

$G$  : module de cisaillement de l'appareil d'appui  $G = 0,9 \text{ MPa}$  cas statique, et  $1,2 \text{ MPa}$  cas dynamique;

Tableau VIII.2 – Efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Appuis	Ks (MN/m)	Xr (m)	Xi (m)	$V_{xT}$ (m)	$V_{xfr}$ (m)	$V_{xr}$ (m)	$F_{freinage}$ (MN)	$V_{xfr}$ (m)
C <sub>0</sub>	9,11	187,53	187,53	0,0375	0,0469	0,0375	0,0786	0,0539 Tq
P <sub>1</sub>	17,37		111,03	0,0222	0,0278	0,0222	0,1499	0,0514 Tq
P <sub>2</sub>	16,1		1,03	0,0002	0,0003	0,0002	0,1389	0,0476 Tq
P <sub>3</sub>	18,02		108,97	0,0218	0,0272	0,0218	0,1555	0,0533 Tq
C <sub>1</sub>	9,11		185,47	0,0371	0,0464	0,0371	0,0786	0,0539 Tq

$$V_x = V_{xT} + V_{xfr} + V_{xr} + V_{xfr} \Rightarrow \text{On prend les déplacements, là où ils sont maximaux.}$$

### Application Numérique :

$$T_q \geq 127,48 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } T_q = 160 \text{ mm.}$$

En conclusion, on va prendre des appareils d'appuis qui portent les dimensions suivantes :

$$a \times b = 900 \times 900 \text{ mm}^2$$

- 9 Feuilles d'élastomère :  $t_i = 16 \text{ mm}$ .
- 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur :  $e = \frac{t_i}{2} = 8 \text{ mm}$ .
- 10 Frettes métalliques de :  $t_s = 5 \text{ mm}$ .
- Enrobage des chants : **10 mm**.

$$T_d = 210 \text{ mm} (10 \times t_s + 9 \times t_i + 16 \text{ mm}).$$

### VIII.2.4. Vérifications du dimensionnement

#### VIII.2.4.1. Vérification des appareils d'appuis selon le règlement RPOA

Conformément au **REGLEMENT PARASISMIQUE DES OUVRAGES D'ART (RPOA)**, quatre types de vérification doivent être faites pour les appareils d'appuis en élastomère fretté (la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement).

##### a. Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité à appliquer en résistance à la compression du matériau est pris égal à 1,5.

Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduit par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

## Chapitre 7.VIII. Equipement du tablier

On doit vérifier que :  $\sigma_m \leq 20 \text{MPa}$  avec  $\sigma_m = \frac{N}{a.b}$

N : réaction d'appui à l'ELU (N=14,64 MN).

Donc :  $\sigma_m = \frac{14,64}{0,9 \times 0,9} = 18,08 \text{MPa}$  (Condition vérifiée).

### b. Sécurité au flambement

On doit vérifier :  $\gamma_s P_u < P_C$

Avec :

$\gamma_s = 3$  : Coefficient partiel de sécurité ;

$P_u$  : Valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime.

Pour notre cas :  $P_u = 14,64 \text{ kN}$

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$P_C = \frac{4GBS^2d}{h}$$

Avec :

**B** : aire nominale en plan de l'appui  $B = a \times b = 0,9 \times 0,9 = 0,81 \text{m}^2$  ;

**d** : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère,  $d = 0,02 \text{m}$  ;

**h** : hauteur totale de l'appareil d'appui,  $h = 0,210 \text{ m}$  ;

**G** : module de cisaillement ;

**S** : facteur de forme (rapport de l'air nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet).

$$\text{Tel que: } S = \frac{a.b}{2.t.(a+b)} = \frac{0,9.0,9}{2.0,016.(0,9+0,9)} = 14,06$$

Il convient de tenir compte de la composante verticale du séisme pour cette vérification.

$$\text{D'où } P_C = \frac{4GBS^2d}{h} = \frac{4 \times 0,9 \times 0,81 \times 14,06^2 \times 0,02}{0,210} = 54,90 \text{MN}$$

Soit :  $\gamma_s P_u < P_C \implies 44,92 \text{ MN} < 54,90 \text{ MN}$  (Condition vérifiée).

### c. Limitation de la distorsion

On doit vérifier la distorsion  $\delta = \tan(\gamma)$ , rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère.

$$\text{On a: } P = \frac{P_u}{P_c} = \frac{14,64}{54,90} = 0,267 \text{ MN} > 0,25 \quad \text{Donc : } \delta_c = 1,4(1-2P) = 0,65$$

$$\text{On a: } \delta = \frac{\gamma}{T_d} \implies \delta = \frac{0,2}{0,21} = 0,95$$

$\delta > \delta_c$  (Condition non vérifiée).

### d. Condition de non glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme

On doit vérifier :  $H < fN$

Où :  $H$  : effort horizontal ;

$N$  : l'effort de compression vertical ;

$f$  : Le coefficient de frottement.

Tel que :  $f = 0,10 + \frac{0,60}{\sigma_m}$

$\sigma_m$  : La contrainte moyenne de compression exprimée en MPa

#### ➤ Pile

$H = 1,35 \text{ MN}$  ;

$N = 9,74 \text{ MN}$  et  $\sigma_m = 12,02 \text{ MPa}$   $\Rightarrow$  D'où  $f = 0,15$

On a  $H = 1,35 \text{ MN} < f \times N = 1,46 \text{ MN}$  (**Condition non vérifiée**).

#### ➤ Culée

$H = 3,76 \text{ MN}$  ;

$N = 15,38 \text{ MN}$  et  $\sigma_m = 18,99 \text{ MPa}$   $\Rightarrow$  D'où  $f = 0,13$

On a  $H = 3,76 \text{ MN} > f \times N = 2,02 \text{ MN}$  (**Condition non vérifiée**).

**NB :** Le néoprène doit être équipé d'un système anti cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

### VIII.2.4.2. Vérification des appareils d'appuis selon le guide SETRA

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

#### a. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime dans les conditions suivantes :

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 \times G \times a' \times S_1}{3T_e}$$

$F_z$  : la réaction maximale de la combinaison fondamentale à ELU ;

$G$  : module de cisaillement de l'appareil d'appui  $G = 0,9 \text{ MPa}$  ;

$A_r$  : la surface en plan effective :  $A_r \approx A' = a' \times b' = (89 \times 89) \text{ cm}^2$  ;

$a'$  : le plus grand côté ;

$S_1$  : coefficient de forme du feuillet le plus épais :

$$S_1 = \frac{A'}{I_p \times t_e} \quad \text{Avec} \quad I_p = 2(a' + b')$$

Et  $\begin{cases} t_e = t_i \text{ pour les feuillets des couches internes} \\ t_e = 1,4 t_i \text{ pour les feuillets des couches externes} \end{cases}$

### Application Numérique

$$I_p = 2(a' + b') = 2(890 \times 890) = 3560$$

$$S_1 = \frac{890 \times 890}{3560 \times 16} = 13,91$$

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 \times G \times a' \times S_1}{3T_e} \quad \Longrightarrow \quad 18,075 < 46,42 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

### **b. Traction dans les frettes**

La norme demande de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime, ces dernières doivent satisfaire au moins 2mm d'épaisseur.

$$t_s = \gamma_m \frac{2,6 \times F_z \times t_i}{3A_r \times f_y}$$

**Avec :**

$F_z$  : Effort vertical maximum appliqué ;

$t_i$  : épaisseur d'une feuille d'élastomère ;

$\gamma_m$  : Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1 ;

$f_y$  : Limite élastique de l'acier qui compose les frettes (Acier classe S235).

### Application Numérique :

$$t_s = (1) \frac{2,6 \times 14,64 \times 0,016}{0,81 \times 235} = 3,2 \text{ mm}$$

$$t_s = 6 \text{ mm} > \{t_s = 3,2 \text{ mm} ; 2 \text{ mm}\} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

### **c. Condition de non-glissement**

La vérification du non-glissement est assurée en l'absence de dispositif anti-cheminement, si :

$$F_{xy} \leq \mu_e F_z \quad \text{et} \quad \frac{F_{z,Gmin}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$F_{z,Gmin}$  : réaction minimale sous charges permanentes, vaut :  $F_{z,Gmin} = 4.97 \text{ MN}$ ;

$F_z$  et  $F_{xy}$  : réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables ;

$\mu_e$  : Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5K_f}{\sigma_m} ; \sigma_m = \frac{F_z}{A_r} \quad \text{et} \quad K_f = 0,6 \text{ pour le béton.}$$

### VIII.2.4.3. Vérifications du dimensionnement

#### **a. Vérification de base**

Limitation de la distorsion La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime :

$$\varepsilon_\tau = KL (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a) < 7$$

**Avec :**

- KL est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général ;

## Chapitre 7.VIII. Equipement du tablier

- $\varepsilon_c$ ,  $\varepsilon_q$  et  $\varepsilon_\alpha$  sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

De plus, la norme (EN § 5.3.3.3) limite la distorsion sous les efforts ou déplacements horizontaux à 1:  $\varepsilon_q < 1$ .

### b. Comportement sous effort normal

Sous un effort normal centré  $F_z$ , une répartition linéaire de la distorsion  $\varepsilon_c$  liée au cisaillement  $\tau_N$  dans une couche d'élastomère est appliquée. La distorsion est maximum au milieu du grand côté  $b$  de l'appareil d'appui. Elle est donnée par la formule :

$$\varepsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1,5 F_z}{G A_r S}$$

Avec  $G = 0,9 \text{ MPa}$  et  $A_r$  est la surface en plan effective.

#### Application Numérique :

$$\varepsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1,5 \times 14,64}{0,9 \times 0,81 \times 13,91} = 2,1$$

### c. Comportement sous effort horizontal

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion  $\varepsilon_q$  liée au cisaillement  $\tau_H$  dans l'élastomère. Sous un déplacement  $v_x$  ou sous un effort horizontal  $F_x$ , la distorsion est donnée par la formule :

$$\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_q} = \frac{F_x}{G a b}$$

#### Application Numérique :

$$\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_q} = \frac{0,07 + 0,104 (160)}{160} = 0,104$$

$$\varepsilon_q < 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

### d. Comportement sous une rotation d'axe horizontal

La valeur de la distorsion  $\varepsilon_\alpha$ , sous l'effet de rotations  $\alpha_a$  et  $\alpha_b$  d'axes perpendiculaires aux côtés  $a$  et  $b$  de l'appareil d'appui, est donnée par :

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(a^2 \alpha_a + b^2 \alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

- $\alpha_a$  est estimé à partir du diagramme de déformation longitudinale (flèche finale) ;

$$\alpha_a = 2,55 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(a^2 \alpha_a + b^2 \alpha_b) t_i}{2 (\sum t_i^3)} = \frac{(0,89^2 \times 2,55 \times 10^{-3}) 0,016}{2 (9 \times 0,016^3 + 10 \times 0,005^3)} = 0,42$$

- $\alpha_b$  est négligeable à cause de l'absence de déformation transversale.

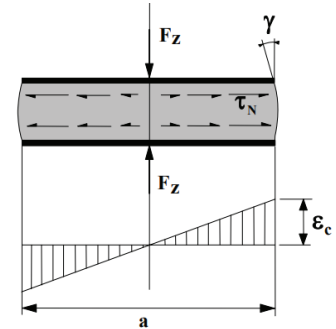


Figure VIII.2 – Distorsion de l'appareil sous l'effort normal.

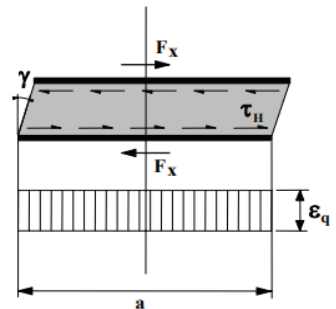


Figure VIII.3 – Distorsion de l'appareil d'appui sous l'effort horizontal.

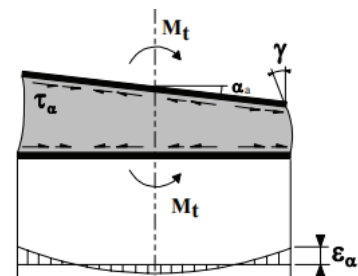


Figure VIII.4 – Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal.

### VIII.2.4.4. Vérification totale

$$\varepsilon_r = 2,16 + 0,104 + 0,42 = 2,68 < 7 \quad \Rightarrow \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

### VIII.2.4.5. Les plaques de glissement

Ils sont en acier inoxydable, leurs rôle principal est d'une part assurer les positions des appareils d'appuis sur les dés d'appuis et d'autre part empêcher leurs glissement.

Ils ont une épaisseur de **22,5 mm** avec une section supérieure à **5 cm** dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.

## VIII.3. DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, localiser et prévoir d'éventuelles fissure et aussi rattraper le devers du tablier.

### VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis

Les dimensions ( $a_1$ ,  $b_1$ ,  $h$ ) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} a_1 \geq a + \frac{h}{2} \\ b_1 \geq b + \frac{h}{2} \end{array} \right. \quad \text{Tel que :} \quad h \geq \frac{a \times b}{a+b}$$

#### Application Numérique :

$$h \geq \frac{a \times b}{a+b} = \frac{0,9 \times 0,9}{0,9+0,9} = 0,45 \mp 0,12 \text{ m}$$

$$a_1 \geq 1,125 \text{ m} \quad ; \quad b_1 \geq 1,125 \text{ m}$$

**On prend  $a_1 = b_1 = 1,2 \text{ m}$ .**

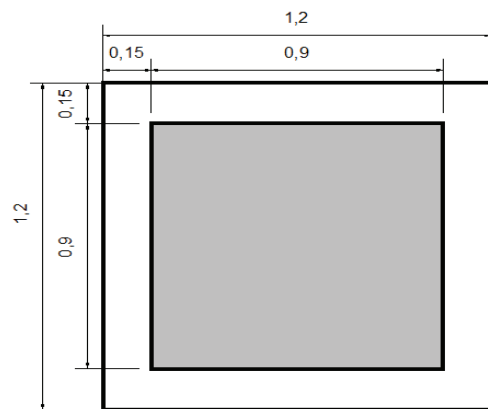


Figure VIII.5 – vue en plan d'un des d'appui.

### VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

#### ❖ Armatures de chaînage

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s} \quad \text{Tel que :} \quad \sigma_s = \frac{f_c}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ Mpa}$$

#### Application Numérique :

$$A_c = \frac{0,25 \times 14,64}{434,78} = 106,46 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit 34HA20}$$

#### ❖ Armatures horizontale

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0,125 \times N}{\sigma_s}$$

### Application Numérique :

$$A_h = \frac{0,125 \times 14,64}{434,78} = 42,09 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit 34HA14}$$

#### ❖ Frette supérieure

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0,04 \times N}{\sigma_s}$$

### Application Numérique :

$$A_s = \frac{0,04 \times 14,64}{434,78} = 13,47 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit 18HA10}$$

#### ❖ Frette inférieure

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre  $h/3$  et  $h$  à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0,1 \times N}{\sigma_s}$$

### Application Numérique :

$$A_i = \frac{0,1 \times 14,64}{434,78} = 33,67 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit 18HA16}$$

## VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE

Les charges d'exploitations engendrent des déplacements ou des déformations pour éviter les efforts parasites susceptibles d'être engendrés par un gêne à des variations. Il convient donc de résoudre le tablier librement dilatable en aménageant du jeu à chaque coupure, entre deux parties ainsi qu'à une ou deux extrémités

Les joints de chaussée sont des équipements qui subissent les sollicitations d'une circulation routière en constante augmentation. Ils sont également directement exposés à la pollution, aux hydrocarbures et aux saumures de déverglaçage. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre.

### VIII.4.1. Dimensionnement

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- ✓ La température ;
- ✓ Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_s}{3}$$

$W$  : souffle total du joint ;

$W_D$  : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;

$W_T$  : souffle thermique ;

$W_s$  : souffle sismique.

## Chapitre 7.VIII. Equipement du tablier

Les souffles  $W_T$ ,  $W_D$  sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques ( $W_s = 17,43$  cm).

### Application Numérique :

$$W = 0,047 + 0,037 + 0,3(0,037) + \frac{0,1743}{3}$$

$$W = 15,32 \text{ cm}$$

#### VIII.4.2. Type de joint

Notre choix s'est penché vers les joints de chaussée type Wd, cela selon le souffle calculé qui vaut 15,32 cm, et en utilisant le catalogue des type de joint existant sur le marché.

Les joints Wd sont des joints à dents en console, conçue pour une circulation lourde et intense vu leurs robustesse exceptionnelle.

Le souffle calculé de notre pont est  $110 \leq S = 153,2 \leq 160$ , donc nous prendrons le joint de chaussée de type Wd160.

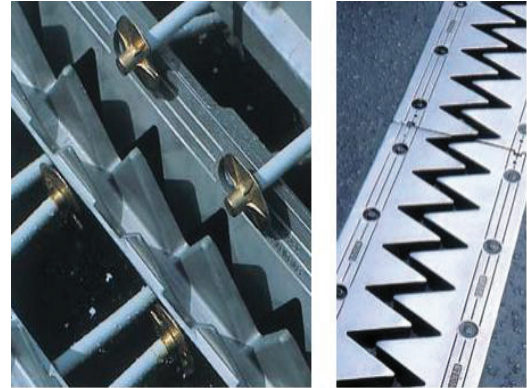


Figure VIII.6 – joint de chaussée type Wd

Tableau VIII.3 – Choix du type de joint selon la valeur du souffle

Souffle	$S < 50$	$50 \leq S \leq 60$	$60 \leq S \leq 80$	$80 \leq S \leq 110$	$110 \leq S \leq 160$	$160 \leq S \leq 230$	$230 \leq S \leq 250$	$S > 250$
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
Wosd	-	Wosd50	Wosd75	Wosd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

#### VIII.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons choisi et conçu les équipements de notre viaduc, il faut souligner aussi que tous les équipements doivent être accessibles pour pouvoir contrôler leur état. Par rapport à la structure porteuse, les équipements sont caractérisés par une durée de vie moindre, non seulement parce qu'ils sont sujets à usure ou vieillissement, qu'il s'agisse de l'étanchéité, des joints de dilatation (directement soumis aux effets du trafic) ou des appareils d'appui, mais aussi parce qu'un sur-dimensionnement n'offrirait pas une meilleure garantie de durabilité dans certaines conditions environnementales défavorables. Il convient donc d'adopter des dispositions permettant de les réparer facilement ou, plus généralement, de les remplacer dans de bonnes conditions.

### IX.1. INTRODUCTION

L'infrastructure est un ensemble d'éléments interconnectés qui a comme de supporter la totalité de la structure. Cependant une étude préjudicieuse doit être faite vu l'importance de cette étape qui est indispensable pour l'étude de l'ouvrage dans son ensemble.

Dans le présent chapitre, nous allons calculer les sollicitations maximales, pour enfin déterminer les appuis et les fondations de notre ouvrage.

### IX.2. ETUDE DE LA PILE

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : elles reprennent les efforts exercés par le tablier. Celui-ci peut-être simplement appuyé sur elles, partiellement ou totalement encastré. Les piles reçoivent donc des efforts verticaux dans le premier cas, verticaux et horizontaux dans d'autres cas où les efforts de séismiques et de freinage sont pris en considération.

#### IX.2.1. Conception de la pile

La conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Site de réalisation (aquatique ou terrestre) ;
- Mode de construction du tablier ;
- Nature de l'environnement (urbain ou rural) afin d'assurer une certaine esthétique ;
- Hauteur de la pile ;
- Mode d'exécution des fondations ;
- Mode de la liaison entre la pile et le tablier.

Nous avons opté pour la solution d'une pile caissons (section rectangulaire évidée), qui permet d'économie de la matière.

Tableau IX.1 – hauteurs et implantation des piles.

Piles	Hauteur (m)	Position
Pile 01	15,39	PK 29+307.200
Pile 02	21,37	PK 29+417.200
Pile 03	9,50	PK 29+527.200

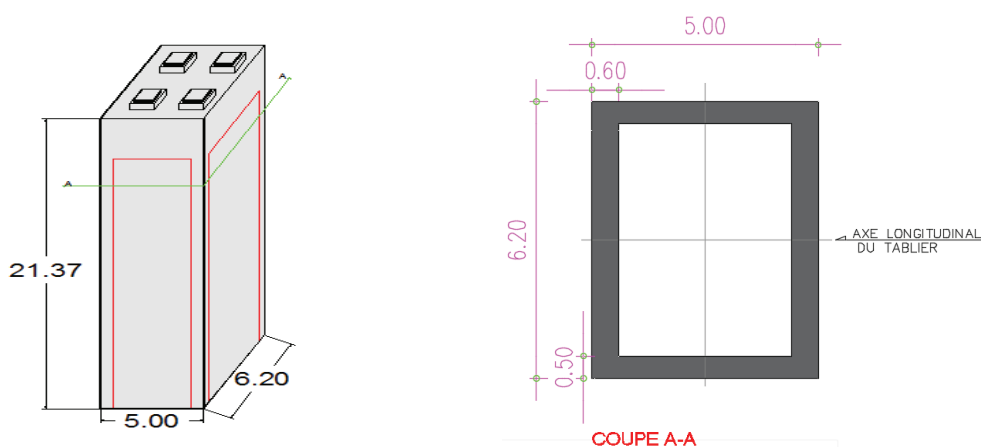


Figure IX.1 – Dimension de la pile 2 ( la plus haute).

### IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K

Nous allons calculer les raideurs des différents appuis, cela en se basant sur les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent.

$$k_{A-APP} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad , \quad k_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3} \quad \text{et} \quad K_{APP} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pile}} + \frac{1}{k_{A-APP}}}$$

**n** : le nombre d'appareils d'appuis par pile égal à deux ;

**a, b, T** : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;

**G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui,  $G = 0,9$  MPa en cas statique, et  $1,2$  MPa en cas dynamique ;

**$f_{cj}$**  : la résistance caractéristique du béton, vaut :  $f_{c28} = 27$  MPa.

Tableau IX.2 – Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	h (m)	K Appareil d'appui		K Longitudinal		K Appuis		
		n	Ks (MN/m)	Kd (MN/m)	Ks (MN/m)	Kd (MN/m)	Ks (MN/m)	Kd (MN/m)
C <sub>0</sub>	8,1	2	4,56	6,08	infinie	Infinie	9,11	12,15
P <sub>1</sub>	15,39	4	4,56	6,08	369,42	1108,25	17,37	23,78
P <sub>2</sub>	21,37	4	4,56	6,08	137,98	413,94	16,10	22,95
P <sub>3</sub>	9,46	4	4,56	6,08	1590,59	4771,78	18,02	24,18
C <sub>1</sub>	8,1	2	4,56	6,08	infinie	Infinie	9,11	12,15

Tableau IX.3 – Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis		K Longitudinal		K Appuis	
		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)	Ks (MN/m)	Kd (MN/m)	Ks (MN/m)	Kd (MN/m)
C <sub>0</sub>	8,1	4,56	6,08	infinie	Infinie	9,11	12,15
P <sub>1</sub>	15,39	4,56	6,08	495,91	1487,72	17,58	23,91
P <sub>2</sub>	21,37	4,56	6,08	185,23	555,68	16,59	23,28
P <sub>3</sub>	9,46	4,56	6,08	2135,22	6405,66	18,07	24,21
C <sub>1</sub>	8,1	4,56	6,08	infinie	Infinie	9,11	12,15

### IX.2.3. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse. La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

#### ❖ Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation, autrement dit, la masse des piles  $M_P$  doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :  $M_T = G + \alpha Q$

**G** : le poids propre du tablier (voir **Chapitre IV**);

**Q** : charge d'exploitation (charge routière type A(1) pour 3 voies chargées);

**$\alpha$**  : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

### Application Numérique :

$$M_p = \rho \times \sum (s_i \times h_i) = 25 \times (11,24(12,41 + 18,39 + 6,48) + 31 \times 2,98 \times 3)$$

$$\Rightarrow M_p = 17404,18 \text{ KN}$$

$$M_T = G + \alpha Q = 124756,65 + 0,2(60,18 \times 373)$$

$$\Rightarrow M_T = 129246,068 \text{ KN}$$

$$M_p \leq 0,43 M_T \text{ (Condition Vérifiée).}$$

#### ❖ Angle de biais

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

**Il s'agit d'un pont sans biais (Condition Vérifiée)**

#### ❖ Courbure de pont

Il s'agit d'un pont droit sans courbure en plan (**Condition Vérifiée**).

#### ❖ Symétrie transversale

La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique  $e_0$ ) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal :  $e_0 = |X_M - X_R| \leq 5\% L$

$$X_M = \frac{L}{2} \text{ et } X_R = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i}$$

### Application Numérique :

$$X_M = \frac{373}{2} = 186,5 \text{ m}$$

$$X_R = 186,96 \text{ m}$$

$$|186,5 - 186,96| = 0,45 \text{ m} \leq 18,65 \text{ m (Condition Vérifiée).}$$

#### IX.2.3.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide, on applique au tablier une force horizontale statique équivalente  $F$  donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times Sa(T)$$

$M_T$  : est la masse effective totale de la structure,  $M_T = \frac{129246,068}{9,81} = 13174,93 \text{ t}$

$Sa(T)$  : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$S_{ad}(T, \xi) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta AgS(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S3 :

$$(T_1, T_2) = f(S3) \rightarrow (T_1, T_2) = (0,2 ; 0,5) \text{ et } S = 1,2.$$

$g$  : accélération de la pesanteur =  $9,81 \text{ m/s}^2$  ;

$\xi$  : taux d'amortissement 5 % ;

$\eta$  : facteur de correction de l'amortissement :  $\eta=1$  ;

$S$  : coefficient du site ;

$T$  : période fondamentale de l'ouvrage, vaut :  $T=2 \times \pi \sqrt{\frac{M}{K}}$  ;

$A$  : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique  $II_a$  et de l'importance du pont (**Groupe de pont 2**)  $\Rightarrow A = 0,2$ .

### Application Numérique :

$$T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{13174930,5}{95208094,58}} = 2,34 \text{ s}$$

$$T_2 < T < 3,00 \text{ s} \Rightarrow Sa(T; \xi) = 2,5 \eta A g S (T_2/T) \Rightarrow Sa = 1,26 \text{ m/s}^2.$$

$$F_L = M_T \times Sa(T) \Rightarrow F_L = 13174,93 \times 1,26 \Rightarrow F_L = 16597,46 \text{ KN.}$$

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile 2 :

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F, \quad d_{L(\text{tablier})} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Sa \text{ et } d_{L(\text{Appui})} = K_{(\text{Appui})} \times F_{L(\text{Appui})}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IX.4 – Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

Appuis	$K_{\text{appui}}(\text{MN/m})$	$F_L (\text{KN})$	Déplacement du tablier (cm)
C0	12,15	2118,1	17,43
P1	23,78	4145,3	17,43
P2	<b>22,95</b>	<b>4001,3</b>	<b>17,43</b>
P3	24,18	4214,7	17,43
C1	12,15	2118,1	17,43

### IX.2.3.2. Evaluation de l'effort sismique transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide ;
- Le modèle à tablier flexible.

$L/B = 373/13,8 = 27,03 \geq 5 \Rightarrow$  L'utilisation d'un modèle à tablier flexible aura lieu.

Pour ce calcul on utilisera la méthode de la pile indépendante :

Dans certains cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre des piles adjacentes. Par conséquent, les effets des séismes agissant sur la  $i^{\text{ème}}$  pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \cdot S_e(T_i)$$

Cette simplification peut être appliquée comme une approximation satisfaisante lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes  $i$  et  $i+1$ .

$$0,90 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1,10$$

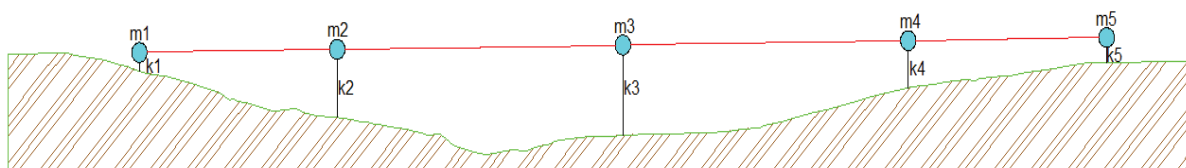


Figure IX.3. Discretisation des masses pour séisme

$T_i = 2\pi \times \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$  est la période fondamentale de pile.

$M_i$  est la masse effective attribuée à la pile  $i$  (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IX.5– Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.

Appui	K (MN/m)	M (Kg)	T(s)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	F <sub>i</sub> (KN)	X (cm)
P1	23,91	3408751,66	2,37	1,24	4 228,57	17,69
P2	23,28	4108172,04	2,64	1,12	4 580,82	19,68
P3	24,21	3325435,16	2,33	1,26	4 202,58	17,36
C1/C2	12,15	1251757,39	2,02	1,46	1 826,66	15,03

### IX.2.3.3. Séisme vertical

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée (I) ou (II<sub>a</sub>) selon le R.P.O.A est négligeable.

### IX.2.4. Evaluation des efforts statiques agissant sur la pile

La pile est considérée comme une console encastree dans sa base, sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation qui sont rapportés dans l'annexe C.14.

#### ❖ Combinaison des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le **chapitre V**, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'E.L.U et à l'E.L.S:

Tableau IX.6–Sollicitations maximales à E.L.S et à E.L.U.

Cas	Combinaisons	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	G + 1,2(A(I)+St) + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	47332,90	119,44	2552,44
ELU	1,35G + 1,6 (A(I)+St) + 0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	63829,97	156,81	3351,10

**N.B:** l'interprétation des résultats des combinaisons des autres surcharges sont mentionnés dans l'annexe C.15.

### IX.2.5. Détermination des sollicitations sismiques

Les vérifications doivent se faire en tenant compte des effets sismiques suivants :

- ❖ effort transmis par le tablier noté  $H_t$  sous séisme horizontal et  $V_t$  sous séisme vertical,
- ❖ effort d'inertie dû à l'accélération de la masse de la pile noté  $H_p$  sous séisme horizontal et  $V_p$  sous séisme vertical.

Contrairement au cas des culées (voir paragraphe suivant), on pourra négliger la poussée et la butée des terres ainsi que l'effort d'inertie provenant de l'accélération de la masse des terres sur les semelles.

#### IX.2.5.1. Calcul des efforts sismiques inertiels de la pile étudiée

L'action sismique appliquée à l'ouvrage ainsi qu'aux terres qui lui sont solidaires une accélération horizontale maximale caractérisée par le coefficient sismique  $K_h$  et une accélération verticale concomitante caractérisée par le coefficient sismique  $K_v$ .

Les coefficients sismiques varient suivant le type de structure et le document de référence. On adoptera les valeurs du guide RPOA 2008:

$$K_h = A = 0,2$$
$$K_v = 0,3A = 0,06$$

Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées en pied de la pile avec :  $H_p = K_h \times PP$  et  $N_p = K_v \times PP$  où  $PP$  est le poids propre de l'élément.

#### IX.2.5.2. Cumul des actions sismiques

Les sollicitations venant du tablier et ceux venant de la pile doivent être cumulés quadratiquement car les modes propres concernés sont différents de fait que la pile vibre indépendamment du tablier.

$$H = \sqrt{H_p^2 + H_t^2}; N = \sqrt{N_p^2 + N_t^2} \text{ et } M = \sqrt{M_p^2 + M_t^2}$$

$N_p, M_p$  : sollicitations sismiques de la pile ;  
 $N_t, H_t, M_t$  : sollicitations sismiques du tablier ;  
 $N, H, M$  : sollicitations sismiques totales.

**NB:** Les résultats des sollicitations sismiques sont rapportés dans l'annexe C.16.

#### IX.2.5.3. Combinaison des directions

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E_1 = E_L + 0,3 (E_T + E_V)$$
$$E_2 = E_T + 0,3 (E_L + E_V)$$
$$E_3 = E_V + 0,3 (E_L + E_T)$$

Avec :  $E_L$  les effets de la composante longitudinale du séisme,  $E_T$  les effets de la composante transversale et  $E_V$  les effets de la composante verticale (définis précédemment).

Tableau IX.7 – Les efforts sismiques dans les trois(03) directions.

	$E_L$	$E_T$	$E_V$	$E_1$	$E_2$	$E_3$
$H_L(KN)$	5579,66	0	0	5579,66	1673,90	1673,90
$H_T(KN)$	0	5971,49	0	1791,45	5971,49	1791,45
$M_{FHL}/_o(KN.m)$	115981,10	0	0	115981,10	34794,33	34794,33
$M_{FHT}/_o(KN.m)$	0	124573,48	0	37372,04	124573,48	37372,04
$N(KN)$	0	0	2613,43	784,03	784,03	2613,43

### IX.2.5.4. d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

La combinaison d'actions à l'E.L.A est écrite sous la forme suivante :  $G + \Psi Q + E$

$G$  : Poids permanent supporté par la pile étudiée ;

$Q$  : Actions variables des charges d'exploitation ;

$\Psi$  : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

$E$  : force sismique sollicitant la pile.

Les combinaisons d'actions sont faites par rapport aux effets maximums attendus.

On a les six (06) combinaisons résumées dans le tableau ci-dessous:

Tableau IX.8– Combinaisons d'actions à E.L.A.

Combinaison	G	$E_1$	$E_2$	$E_3$	$R_{max}$	$R_{min}$
COMB 1	1	1	0	0	1	0
COMB 2	1	0	1	0	1	0
COMB 3	1	0	0	1	1	0
COMB 4	1	-1	0	0	0	1
COMB 5	1	0	-1	0	0	1
COMB 6	1	0	0	-1	0	1

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'E.L.A :

Tableau IX.9 –Sollicitations maximales à E.L.A.

Cas	Combinaisons	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELA (longitudinal)	$G + E_1 + 0,2(A(I)+St) + 0,4 H_T + H_{flv}$	44644,94	5604,73	116516,83
ELA (transversal)	$G + E_2 + 0,2 (A(I)+St) + 0,4 H_T + H_{flv}$	44644,94	5971,49	124573,48

**N.B:** l'interprétation des résultats des combinaisons des autres surcharges sont mentionnés dans l'annexe C.19.

### IX.2.6. Ferrailage de la pile

#### IX.2.6.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

L'élanement  $\lambda$  doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

$l_f$  : la longueur du flambement de la pile la plus haute :  $l_f = 2 \times l_0 = 42,74m$ .

$i$  : rayon de giration de la section de la pile la plus haute :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}} = \sqrt{\frac{54,78}{11,24}} = 2,2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}} = \sqrt{\frac{40,81}{11,24}} = 1,91$$

$\lambda_x = l_f/i_y = 22,38 < 70 \implies$  pas de risque de flambement autour de x-x (transversal).  
 $\lambda_y = l_f/i_x = 19,34 < 70 \implies$  pas de risque de flambement autour de y-y (longitudinal).

### IX.2.6.2. Ferrailage en phase de réalisation

Comme on a déjà vu dans le **chapitre V**, un chargement accidentel peut solliciter la pile :

$$N = 31\,294,69\text{KN} ; M_y = 152\,930,94\text{KN.m}$$

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b} \implies \frac{0,5}{6,2} \leq \frac{0,6}{5} \implies 0,08 < 0,12$$

$\implies$  Condition d'orientation vérifiée.

$t_x, t_y$  : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement ;

$h, b$  : sont les grandes dimensions de la section ;

$\eta$  : rapport des moments relatifs (sans dimension) ;

$\eta = m_y/m_x$ , tel que :  $m_x, m_y$  : efforts intérieurs relatifs.

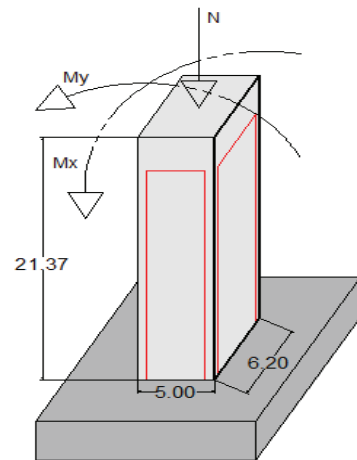


Figure IX.4. Sollicitations agissant sur la pile

### Application Numérique :

$$\left| \begin{array}{l} m_x = 0 \\ m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}} = \frac{152\,930,94}{(6,2)^2 \times 5 \times 27 \times 10^3} = 0,029 \end{array} \right.$$

On aura besoin de calculer l'effort normal relatif au dimensionnement, pour qu'on puisse utiliser les abaques de **WALTHER (voir l'annexe)**.

Quand  $\eta = \infty$ :

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} = \frac{31\,294,69}{6,2 \times 5 \times 27 \times 10^3} = 0,037$$

Le degré mécanique d'armature totale :  $\omega = 0,12$ .

$$\left| \begin{array}{l} F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0,12 \times 6,2 \times 5 \times 27}{500} = 2008,8 \text{ cm}^2 \\ \text{As (coté b)} : 0,15 F_a = 301,32 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend : } \mathbf{38HA32 \text{ suivant b}} \\ \text{As (coté h)} : 0,35 F_a = 703,08 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{88HA32 \text{ suivant h}} \end{array} \right.$$

### IX.2.6.3. En phase de service

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (N) et deux moments de flexion  $M_x$ , et  $M_y$  :

$$N = 44644,94 \text{ KN} ; M_x = 124573,48 \text{ KN} ; M_y = 116516,83 \text{ KN.m.}$$

### Application Numérique :

$$\left. \begin{aligned} m_x &= \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} = \frac{124573,48}{6,2 \times 5^2 \times 27 \times 10^3} = 0,03 \\ m_y &= \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}} = \frac{116516,83}{(6,2)^2 \times 5 \times 27 \times 10^3} = 0,02 \implies \eta = \frac{m_y}{m_x} = 0,67 \leq 1 \\ n &= \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} = \frac{44644,94}{6,2 \times 5 \times 27 \times 10^3} = 0,05 \end{aligned} \right\}$$

❖ Direction longitudinale ( $\eta = \infty$  et  $\omega = 0,08$ )

### Application Numérique :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0,08 \times 6,2 \times 5 \times 27}{500} = 1339,2 \text{ cm}^2$$

As (coté b) :  $0,15 F_a = 200,88 \text{ cm}^2$  on prend : **25HA32 suivant b**  
 As (coté h) :  $0,35 F_a = 468,72 \text{ cm}^2$  et : **59HA32 suivant h**

❖ Direction transversale ( $\eta = 0$  et  $\omega = 0,12$ )

### Application Numérique :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0,12 \times 6,2 \times 5 \times 27}{500} = 2008,8 \text{ cm}^2$$

As (coté b) :  $0,15 F_a = 301,32 \text{ cm}^2$  on prend : **38HA32 suivant b**  
 As (coté h) :  $0,35 F_a = 703,08 \text{ cm}^2$  et : **88HA32 suivant h**

La section de ferrailage qui doit être adoptée est la section maximale entre les deux cas de charges (service et construction), donc on opte pour :

**38 HA32 suivant b.**  
**88 HA32 suivant h.**

❖ Condition de non fragilité

$$A_{s,min} \geq \frac{0,23 \times h \times b \times f_{tj}}{f_c} = \frac{0,23 \times 5 \times 6,2 \times 2,22}{500} = 31,65 \text{ cm}^2$$

#### IX.2.6.4. Ferrailage transversal

##### a) Espacement des armatures d'effort tranchant

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t = \text{Min} [24\Phi_t; 8\Phi_l; 0.25d], \text{ avec : } \begin{aligned} d &: \text{ hauteur utile ;} \\ \Phi_t &: \text{ diamètre des armatures transversales ;} \\ \Phi_l &: \text{ diamètre des armatures longitudinales.} \end{aligned}$$

$$S_t = \text{Min} [(24 \times 2); (8 \times 3,2); (0.25 \times 0.9 \times 500)] = \text{Min}[48; 25,6; 112,5] = 25,6 \text{ cm.}$$

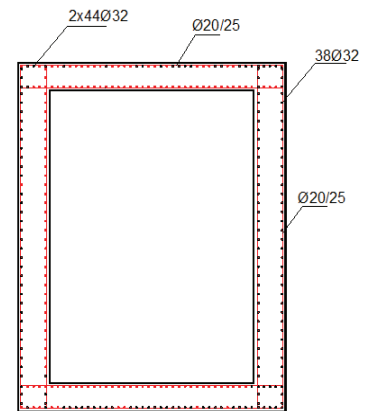


Figure IX.5 – détail du ferrailage de la pile.

### b) Section minimale des armatures d'effort tranchant

La section  $A_t$  d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section  $A_L$ , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t = \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100}$$

$S_t$  : représente l'espacement des armatures transversales en mm ;

$A_L$  : est la section totale des armatures longitudinales ;

$f_{el}, f_{et}$  : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

#### Application Numérique :

$$\left. \begin{aligned} A_t(\text{coté h}) &= \frac{703,08 \times 500}{16 \times 500} \times \frac{250}{100} = 109,85 \text{ cm}^2 & \text{on prend :} & \quad \mathbf{35 \text{ HA20.}} \\ A_t(\text{coté b}) &= \frac{301,32 \times 500}{16 \times 500} \times \frac{250}{100} = 47,08 \text{ cm}^2 & & \quad \mathbf{15 \text{ HA20.}} \end{aligned} \right\}$$

### IX.2.7. Etude de la fondation sous pile

Quand le sol en surface ne présente pas une bonne portance, ce qui implique descendre à une grande profondeur jusqu'au sol support (substratum). Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassements différentiels et centrer sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. Dans les calculs des pieux, on ne tiendra pas du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

#### IX.2.7.1. Caractéristiques de la semelle

Longueur  $L = 13,9 \text{ m}$  ; largeur  $B = 13,2 \text{ m}$ , épaisseur  $E = 2,2 \text{ m}$ .

#### IX.2.7.2. Evaluation des sollicitations statiques dans les pieux

Les pieux sont sollicités par un système de charges permanentes et d'exploitation, rapporté dans l'annexe C.20.

#### ❖ Combinaison des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre V, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'E.L.U et à l'E.L.S:

Tableau IX.10 – Sollicitations maximales dans les pieux à l'E.L.U et à l'E.L.S.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	$G + 1,2(A(l)+St) + 0,6H_T + H_{flv}$	57424,30	119,44	2815,21
ELU	$1,35G + 1,6 (A(l)+St) + 0,9 H_T + H_{flv}$	77453,36	156,81	3696,09

**N.B:** l'interprétation des résultats des combinaisons des autres surcharges sont mentionnés dans l'annexe C.21.

#### IX.2.7.3. Détermination des sollicitations sismiques

Dans l'étude de la fondation sous la pile, en outre des effets sismiques déjà prises dans l'étude de la pile on doit tenir compte des effets sismiques de la semelle:

## Chapitre IX. Etude de l'infrastructure

- effort d'inertie dû à l'accélération de la masse de la semelle noté  $H_s$  sous séisme horizontal et  $V_s$  sous séisme vertical.

### ❖ Cumul des actions sismiques

Les sollicitations sismiques de la pile et de la semelle sont cumulées directement :

$$N_{PS} = N_P + N_S \quad ; \quad H_{PS} = H_P + H_S \quad \text{et} \quad M_{PS} = M_P + M_S \quad ;$$

$$H = \sqrt{H_{PS}^2 + H_T^2} \quad ; \quad N = \sqrt{N_{PS}^2 + N_T^2} \quad \text{et} \quad M = \sqrt{M_{PS}^2 + M_T^2} .$$

Avec :  $N_{PS}$ ,  $H_{PS}$ ,  $M_{PS}$  : sollicitations sismiques de la pile et de la semelle.

$N_T$ ,  $H_T$ ,  $M_T$  : sollicitations sismiques du tablier ;

$N$ ,  $H$ ,  $M$  : sollicitations sismiques totales.

### ❖ Combinaison des directions

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E_1 = E_L + 0,3 (E_T + E_V)$$

$$E_2 = E_T + 0,3 (E_L + E_V)$$

$$E_3 = E_V + 0,3 (E_L + E_T)$$

Tableau IX.11 – Les efforts sismiques dans les trois(03) directions.

	$E_L$	$E_T$	$E_V$	$E_1$	$E_2$	$E_3$
$H_L$ (KN)	6422,03	0	0	6422,03	1926,61	1926,61
$H_T$ (KN)	0	6765,24	0	2029,57	6765,24	2029,57
$M_{FHL}/_o$ (KN.m)	128510,65	0	0	128510,65	38553,19	38553,19
$M_{FHT}/_o$ (KN.m)	0	137947,10	0	41384,13	137947,10	41384,13
$N$ (KN)	0	0	2782,07	834,62	834,62	2782,06

### ❖ Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

Les combinaisons d'actions identiques à celles utilisées précédemment dans l'étude sismique de la pile (Tableau IX.8).

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'E.L.A :

Tableau IX.12 – Efforts sismiques maximales dans les pieux à l'E.L.A

Cas	Combinaison	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
<b>ELA (longitudinal)</b>	$G + E_1 + 0,2(A(I)+St) + 0,4 H_T + H_{flv}$	54786,93	6447,10	129101,52
<b>ELA (transversal)</b>	$G + E_2 + 0,2 (A(I)+St) + 0,4 H_T + H_{flv}$	54786,93	6765,24	137947,10

**NB:** l'interprétation des résultats des combinaisons des autres surcharges sont mentionnés dans l'annexe. C25.

### IX.2.7.4. Détermination du nombre des pieux

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}}$$

La capacité portante d'un pieu est soustraite du rapport géotechnique.

$$\text{A L'ELS : } n = \frac{57424,30}{5781,2} = 9,93 ;$$

$$\text{A L'ELU : } n = \frac{77453,30}{7956,5} = 9,73 ;$$

$$\text{A L'ELA : } n = \frac{54786,93}{9282,58} = 5,90.$$

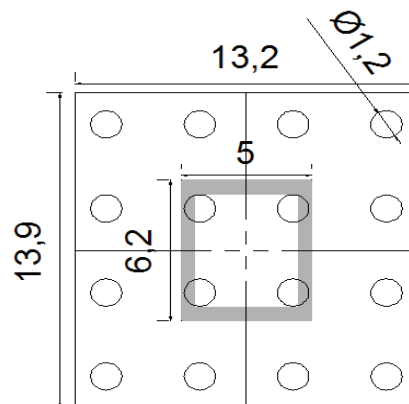


Figure IX.6 – Vue en plan de la semelle sur pieux.

D'après ce calcul, on peut prendre un nombre de pieux égal à 12 pieux. Mais après un calcul itératif des efforts revenant à chaque pieu (voir le paragraphe ci-après) et les dispositions des pieux par rapport à la semelle ainsi que les dimensions de cette dernière par rapport au tablier, on constate qu'il faut avoir un nombre de pieux égal à 16 (4 files de 4 pieux).

### IX.2.7.5. Effort revenant à chaque pieu

L'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_{\max} = \frac{N}{n} + \frac{My_i}{\sum y_i^2}$$

**N** : effort normal maximal sollicitant les pieux ;

**M** : moment maximal sollicitant les pieux ;

**n** : nombre de pieux de la pile étudiée, **n=16** ;

**y<sub>i</sub>** : la position de chaque file de pieux par rapport à l'axe de la semelle.

**y<sub>1</sub>=5,4** ; nombre de pieux de la file 1 : **4**

**y<sub>2</sub>=1,8** ; nombre de pieux de la file 2 : **4**

**y<sub>3</sub>=- 1,8** ; nombre de pieux de la file 3 : **4**

**y<sub>4</sub>=- 5,4** ; nombre de pieux de la file 4 : **4**

N.B : La réaction des pieux dans les conditions normales et sismiques sont résumées dans les annexes C.28, C.29 et C.30.

### VERIFICATION

#### A L'ELS :

$$R_{\max} = 3647,67 \text{ KN} < 5781,2 \text{ KN} \quad (\text{Condition de poinçonnement vérifiée}).$$

$$R_{\min} = 3323,37 \text{ KN} > 0 \text{ KN} \quad (\text{Condition de non soulèvement vérifiée}).$$

#### A L'ELU :

$$R_{\max} = 4917,84 \text{ KN} < 7956,5 \text{ KN} \quad (\text{Condition de poinçonnement vérifiée}).$$

$$R_{\min} = 4487,83 \text{ KN} > 0 \text{ KN} \quad (\text{Condition de non soulèvement vérifiée}).$$

## AL'ELA :

$$R_{\max} = 6411,54 \text{ KN} < 9282,58 \text{ KN} \quad (\text{Condition de poinçonnement vérifiée}).$$

$$R_{\min} = 307,38 \text{ kN} > 0 \text{ KN} \quad (\text{Condition de non soulèvement vérifiée}).$$

### IX.2.7.6 . Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)

$$\text{la condition de la méthode des bielles : } \begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$\alpha$  : angle d'inclinaison de la bielle avec l'horizontale ;

$H$  : hauteur utile ;  $\frac{b}{4}$

$L$  : entraxe des pieux ;

$B$  : épaisseur d'un voile de la pile.

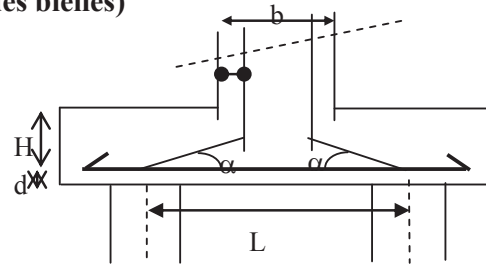


Figure IX.7 – Schéma explicatif de la méthode des bielles.

### Application Numérique :

$$L=3,6 \text{ m} ; E = 2,20\text{m} ; H=0,9E = 1,98\text{m} \text{ et } B=0,6\text{m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} = 1,91 \Rightarrow \alpha = 62,37^\circ (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,65\text{m} \leq H = 1,98 \text{ m} \quad (\text{condition vérifié})$$

#### a. Armatures transversales inférieures

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \times \left( \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$$

$N$  : effort normal maximal dans un pieu ;

$\bar{\sigma}_a$  : la contrainte admissible de l'acier.

#### ➤ Condition normale

### Application Numérique

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 333,33 \text{ MPa}$$

$$N = R_{\max\_ELS} = 3,65 \text{ MN}$$

$$A_{t\text{-inf}} = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \left( \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right) = \frac{3,65}{333,33} \times \frac{1,65}{1,98} \times 10^4 = 91,25 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Condition sismique

### Application Numérique

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 500 \text{ MPa}$$

$$N = R_{\max\_ELA} = 6,41 \text{ MN.}$$

$$A_{t\text{-inf}} = \frac{6,41}{500} \times \frac{1,65}{1,98} \times 10^4 = 106,83 \text{ cm}^2.$$

La condition sismique est la plus défavorable :  $A_{t\text{-inf}} = 106,83 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14\text{HA}32.$

L'espacement :  $S_t = \frac{\Phi + E - d}{n - 1}$  avec  $n$  : Nombre de barre;

$d$  : Enrobage = 10cm ;  $\Rightarrow S_t = 25$  cm

$\Phi$  : Diamètre de pieu = 1,2 m.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur  $L$  telle que :  $L = E + \Phi_{\text{pieu}} = 2,20 + 1,2 = 3,40$  m.

Entre les différents bandes, on placera des **armatures de répartition** tel que :

$$A_r = \frac{1}{3} A_{t\_inf} = \frac{1}{3} \times 112,59 = 37,53 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{8HA25} \quad (A_r = 39,25 \text{ cm}^2).$$

### b. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{l\_inf} = \frac{1}{3} A_{t\_inf} = \frac{1}{3} \times 112,59 = 37,53 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{8HA25} \quad (A_{l\_inf} = 39,25 \text{ cm}^2) \text{ avec } S_t = 50 \text{ cm}.$$

### c. Armatures de construction

- Armatures transversales supérieures

$$A_{t\_sup} = \frac{1}{10} A_{t\_inf} = 11,26 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{10HA12} \quad (A_{t\_sup} = 11,30 \text{ cm}^2) \text{ avec } S_t = 40 \text{ cm}.$$

- Armatures longitudinales supérieures

$$A_{l\_sup} = \frac{1}{3} A_{t\_inf} = \frac{1}{3} \times 112,59 = 37,53 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{8HA25} \quad (A_r = 39,25 \text{ cm}^2) \text{ avec } S_t = 50 \text{ cm}.$$

- Armatures latérales

$$A_l = \frac{1}{10} A_{t\_inf} = \frac{1}{10} \times 112,59 = 11,26 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{10HA12} \quad (A_{t\_sup} = 11,30 \text{ cm}^2) \text{ avec } S_t = 40 \text{ cm}.$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en **HA14** espacées de **1 m**.

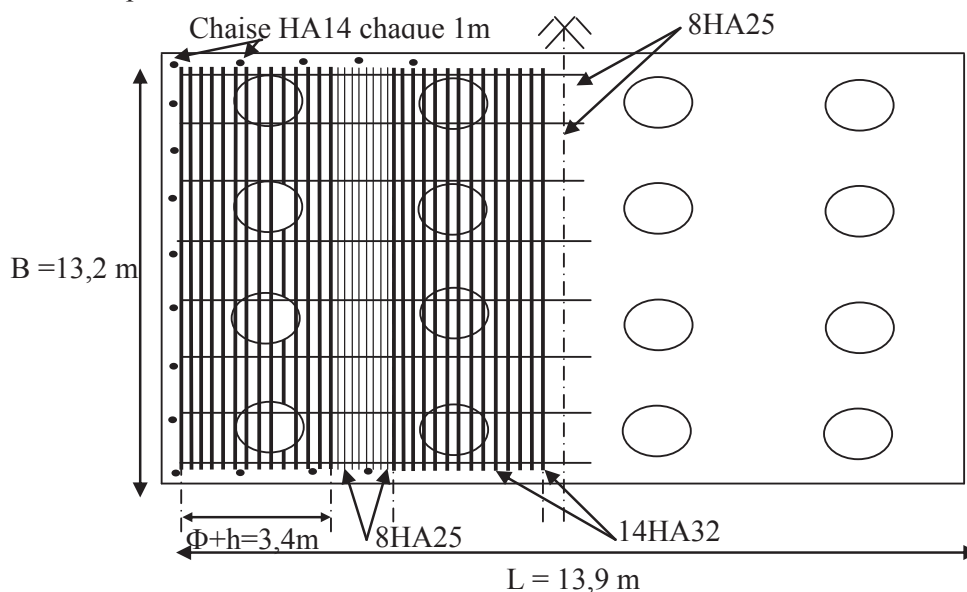


Figure IX.8 – Ferrailage de la semelle (Nappe inférieure).

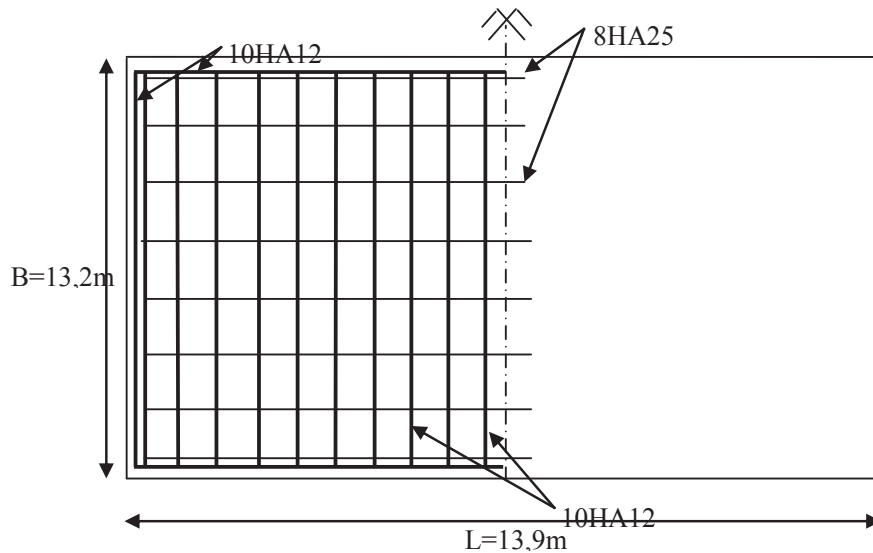


Figure IX.9 – Ferrailage de la semelle (Nappe supérieure).

## IX.2.7.7. Etude et ferrailage des pieux

Le pieu est soumis à effort normal et à un moment fléchissant que nous allons déterminer par la méthode de **WARNER**.

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4<sup>ème</sup> degré :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

Cette équation a comme solution :  $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$

**b** : diamètre des pieux ;

**C<sub>u</sub>** : module de réaction du sol ;

**y** : déplacement en tête des pieux ;

**E** : module d'élasticité du béton,  $E = 11\,000 \sqrt[3]{f_{c28}}$  ;

**I** : moment d'inertie du pieu,  $I = \frac{\pi D^4}{64}$  ;

**α** : Longueur élastique du pieu.

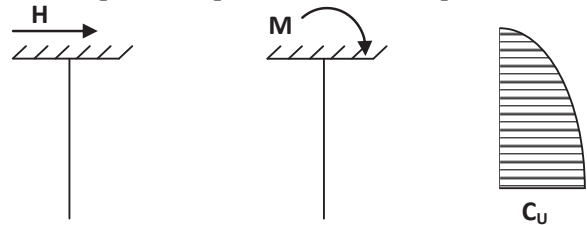


Figure XI.10 – Sollicitations sur les pieux

### ❖ Calcul de coefficient d'amortissement du module de WARNER

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

### Application Numérique

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  ;  $b = \varnothing_{\text{pieu}} = 1,2 \text{ m}$  ;  $L = 19 \text{ m}$  (longueur des pieux).

$C_u = 3 \text{ Kg/cm}^3$ .

$E = 11\,000 \sqrt[3]{27} = 33\,000 \text{ MPa}$

$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3,14 \times (1,2)^4}{64} = 0,1017 \text{ m}^4$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{30 \times 1,2}{4 \times 33\,000 \times 0,1017}} = 0,228 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda \times L = 0,228 \times 19 = 4,33$$

### ❖ Actions sur les pieux

- Effort tranchant en tête du pieu

Les efforts tranchant au bas de la semelle dans les conditions normales et sismiques sont résumées dans les **tableaux IX.10** et **IX.12** respectivement.

### Application Numérique

#### ➤ Condition normale

$$\begin{aligned} H &= 156,81 \text{ KN.} \\ P &= \frac{H}{n} = \frac{156,81}{16} = 9,80 \text{ KN/pieu.} \end{aligned}$$

#### ➤ Condition sismique :

$$\begin{aligned} H &= 7041,13 \text{ KN.} \\ P &= \frac{H}{n} = \frac{7041,13}{16} = 440,07 \text{ KN/pieu.} \end{aligned}$$

- Moment en tête du pieu

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel le pieu est soumis en différents points à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \chi_{\theta P} \times \frac{\bar{P}}{\lambda^2}$$

Le pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle, c'est-à-dire :  $EI\theta_0 = 0$ . D'où le moment en tête de pieu vaut :

$$\bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$  : Donnée par les abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$ .  $\chi_{\theta M} = 1,56$  ;  $\chi_{\theta P} = 1,29$ .

### Application Numérique

$$\begin{aligned} \lambda &= 0,228 \text{ m}^{-1} \\ \bar{P} &= 440,07 \text{ KN (Condition sismique est plus défavorable)} ; \\ \Rightarrow \bar{M} &= - \frac{1,29}{1,56} \times \frac{440,07}{0,228} = -1596,07 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

### ❖ Ferrailage des pieux

- Armatures transversales

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée par:

$$N = R_{\min} = 307,38 \text{ KN (voir annexe)} ; M_{\max} = 1596,07 \text{ KN.m.}$$

### Application Numérique

$$\begin{aligned} m &= \frac{M_r}{\pi \times R^2 \times D \times f_{c28}} = \frac{1596,07}{\pi(0,6)^2 \times 1,2 \times 27 \times 10^3} = 0,044 \\ n &= \frac{N_r}{\pi \times R^2 \times f_{c28}} = \frac{307,38}{\pi(0,6)^2 \times 27 \times 10^3} = 0,01 \end{aligned}$$

Le degré mécanique d'armature totale :  $\omega=0,13$ .

$$F_a = \frac{\omega \times \pi \times R^2 \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0,13 \times \pi \times (0,6)^2 \times 27}{500} \times 10^4 = 79,39 \text{ cm}^2$$

➡ On prend 17 HA25 pour  $A_s = 83,45 \text{ cm}^2$ .

### - Armatures transversales

On prendra des cercles de HA12 et un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de jonction.

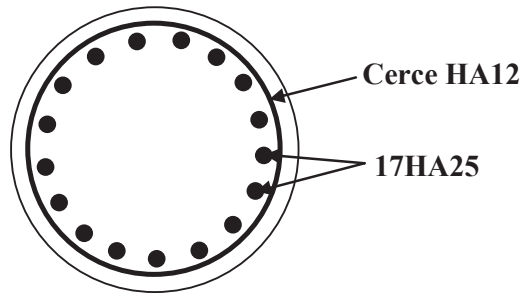


Figure XI.11 – Ferrailage des pieux

## IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage. Il a deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

### IX.3.1. Choix De Type De Culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui) ;
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais) ;
- Culées creuses se forme d'une boîte renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

### IX.3.2. Dimensionnement des éléments de la culée.

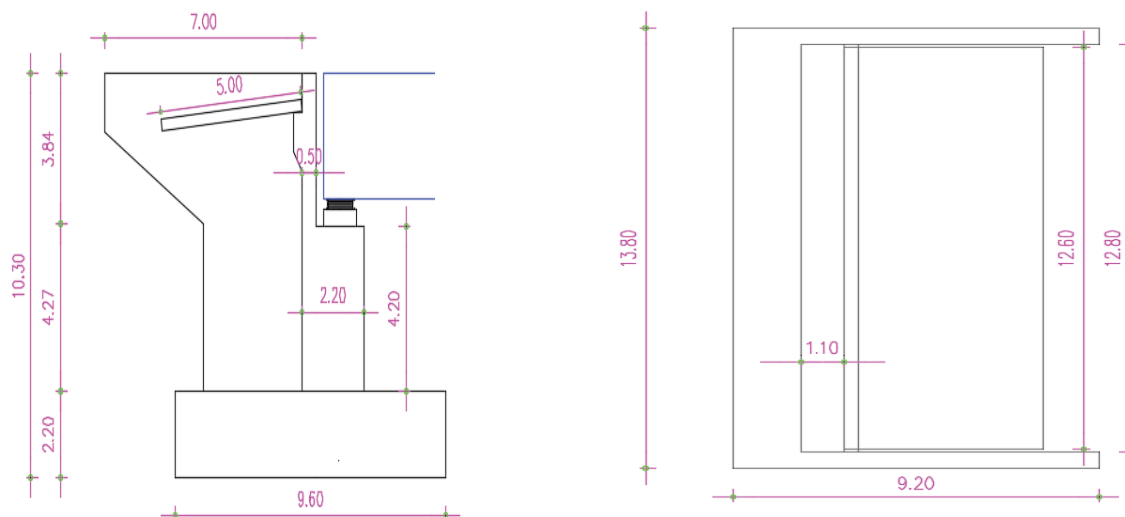


Figure XI.12 – Dimensions de la culée

Tableau IX.13 –Récapitulatif des rôles et dimensions de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
<b>Mur de garde grève</b>	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m\text{gg}} = 3,90 \text{ m}$ $e_{m\text{gg}} = \max (0,30 \text{ m}, h/8) = 0.5 \text{ m}$ $l_{m\text{gg}} = l_{\text{tablier}} - 2 e_{M \text{ en retour}} = 12.8 \text{ m}$
<b>Sommier d'appui</b>	Elément sur lequel repose l'about du tablier	$l_{\text{sa}} = \text{largeur du pont} = 13.8\text{m}$ $e_{\text{sa}} = 1,7 \text{ m}$
<b>Mur de front</b>	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$h_{\text{mf}} = 4.2\text{m}$ $e_{\text{mf}} = e_{\text{sommier d'appui}} + e_{m\text{gg}} = 2.2 \text{ m}$ $l_{\text{mf}} = l_{\text{tablier}} = 13.8\text{m}$
<b>Mur en retour</b>	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{\text{mr}} = 0.5 \text{ m}$ $h_{\text{mr}} = 8.1 \text{ m}$ $l_{\text{mr}} = 7 \text{ m}$
<b>Corbeau</b>	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	$l_c = 12,8 \text{ m}$ $e_c = 0.5\text{m}$ $h_{c1} = 1\text{m}$ $h_{c2} = 1,5\text{m}$
<b>Dalle de transition</b>	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide	$l_{\text{dt}} = \text{Min} [6\text{m}, \text{Max} (3\text{m}, 0.6h_{\text{remblai}})]$ $l_{\text{dt}} = 5 \text{ m}$ $e_{\text{dt}} = 0.3 \text{ m}$
<b>La semelle</b>	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$e_s = 2,2\text{m}$ $L_s = 9.60\text{m}$ $l_s = 13.9\text{m}$

### IX.3.3. Evaluation des efforts agissant sur la culée

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus aux poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du séisme, effet du freinage, poussée des terres (détails de calcul voir l'annexe C).

#### ❖ Calcul du coefficient de poussée $k_{ad}$

Le coefficient de poussée des terres selon RPOA:  $K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2}$

$\varphi$ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion,  $\varphi = 33^\circ$

$\beta$ : inclinaison de la culée,  $\beta = 0^\circ$

$\delta$ : angle de frottement remblais culée (sol – béton),  $\delta = 0^\circ$

$\theta$ : angle entre la direction de séisme et la verticale,  $\theta = \text{Arctg}(k_H \pm k_V)$

$$\theta = \text{Arctg}\left(\frac{k_H}{1 \pm k_V}\right)$$

$k_H = A = 0.2$ , accélération du séisme dans le sens horizontal

$k_V = 0.3k_H = 0.06$ , accélération du séisme dans le sens vertical

$A$  : coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1 de RPOA2008)

Tableau IX.14– Calcul du coefficient de poussée  $K_{ad}$ .

Conditions		Notation	$k_H$	$k_V$	$\theta$ (°)	$K_{ad}$ (rad)
Conditions normales		<b>CN</b>	0	0	0	0,29
Conditions sismiques	Horizontal +↓ Vertical	<b>Cs1</b>	0,2	0,06	10,68	0,42
	Horizontal	<b>Cs2</b>	0,2	0	11,31	0,43
	Horizontal +↑ Vertical	<b>Cs3</b>	0,2	- 0,06	12,01	0,44

### IX.3.4. Ferrailage des éléments de la culée

Dans ce qui suit, on va déterminer le mode de fonctionnement ainsi que le ferrailage de chaque élément constituant la culée.

#### IX.3.4.1. Le mur garde grève

Le mur garde grève est soumis à la poussée des terres engendrée par les remblais de la face arrière, force de freinage et son poids propre, il est supposé encasté à la base.

##### ❖ Evaluation des efforts

- Moment des poussées des terres :

Le moment à l'encastrement vaut :  $M_P = \frac{P \times H}{3}$  Avec :  $P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$

$\gamma$  : poids volumique des terres,  $\gamma_r = 20 \text{ KN/m}^2$  ;

$H$  : hauteur des remblais,  $H = 3,90 \text{ m}$  ;

$K_a$  : coefficient de poussée des terres,  $K_a = 0,29$  ;

$L$  : longueur des remblais (détail de calcul voir **Annexe C.39**).

$$M_{P-ELS} = 58,29 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{P-ELU} = 78,69 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{P-ELA} = 86,10 \text{ KN.m/ml}$$

- Moment due à la force de freinage  $M_{fBc}$  :

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :  $M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}$

$P$  : poids d'une roue d'un camion  $B_c$ ,  $P = 60 \text{ KN}$  ;

$h$  : hauteur de mur garde grève ;

$\mu$  : coefficient de pondération,  $\mu = 1,6$  à l'E.L.U,  $\mu = 1,2$  à l'E.L.S et  $\mu = 1$  à l'E.L.A.

$$M_{f-ELS} = 69,76 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{f-ELU} = 93,02 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{f-ELA} = 58,13 \text{ KN.m/ml}$$

- 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 :

$$M'_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx \quad , \text{ avec : } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

$\gamma$  : coefficient de pondération ;  $\gamma = 1,6$  à E.L.U,  $\gamma = 1,2$  à E.L.S et  $\gamma = 1$  à E.L.A ;

$b_c$  : coefficient de pondération du système  $B_c$ ,  $b_c = 0,95$  ;

$\delta$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai,  $\delta = 1,05$  ;

$h$  : hauteur de mur garde grève.

$$M'_{P-ELS} = 38,43 \text{ KN.m/ml}$$

$$M'_{P-ELU} = 51,24 \text{ KN.m/ml}$$

$$M'_{P-ELA} = 38,43 \text{ KN.m/ml}$$

### ❖ Combinaison d'actions

#### ➤ Conditions normales

$$\text{ELS: } M_p + 1,2 (M'_p + M_f)$$

$$\text{ELU: } 1,35 M_p + 1,6 (M'_p + M_f)$$

#### ➤ Conditions sismiques

$$\text{ELA: } M_p + M_s + (M'_p + M_f) \quad \text{avec: } M_s = H_s \times \frac{h}{2} \text{ et } H_s = k_h \times G$$

$G$  : le poids propre du mur garde grève ;

$M_s, H_s$  : effort d'inertie dû à l'accélération de la masse de mur garde grève sous séisme horizontal.

### Application Numérique

$$h=3,9 \text{ m} ; L=12,8 \text{ m} ; G=624 \text{ KN} ;$$

$$H_s=124,8 \text{ KN} ;$$

$$M_s=243,36 \text{ KN.m} ;$$

$$M_s = \frac{243,36}{12,8} = 19,01 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ELU} = 222,95 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ELS} = 166,48 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ELA} = 210,54 \text{ KN.m/ml}$$

### ❖ Ferrailage de MGG

Ce ferrailage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire. Le mur garde grève est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et les fissurations sont considérées préjudiciables.

Section d'acier : avec Robot expert  $A_s = 16,30 \text{ cm}^2$ , On prend 6HA20/ml ( $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$ ).

Armatures transversales : H14, esp = 15.

Armature de construction :  $A'_s = A_s/3 = 4,60 \text{ cm}^2$ ; Soit : 6HA12/ml ( $A'_s = 6,79 \text{ cm}^2$ ).

### ❖ Vérification des contraintes

### Application Numérique

$$H=0,50 \text{ m} ; d = 0,9H=0,45 \text{ m} ; b=1 \text{ m (un mètre linéaire).}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; \max(0,5 \times f_e ; 110(n \times f_t)) \right] \text{ (F. préjudiciables)}$$

$$f_{tj} = 2,22 \text{ MPa et } n=1,6 \text{ (armature de type HA)} \implies \sigma_{st} = 207,31 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} X^2 + n A'_s (X - c') - n A_s (d - X) = 0$$

$$\text{Avec ; } n=15, A_s=18,85 \text{ cm}^2 ; A'_s=6,79 \text{ cm}^2 \implies X=12,87 \text{ cm.}$$

$$I_1 = \frac{b}{3} X^3 + A'_s (X - C')^2 + n A_s (d - X)^2 \implies I_1 = 3,69 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I_1} = 5,81 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 16,2 \text{ MPa (Vérifiée)}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n M_{ser}(X-C')}{I_1} = 53,26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{sc} = 207,31 \text{ MPa} \text{ (Vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_{ser}(d-X)}{I_1} = 217,44 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 207,31 \text{ MPa} \text{ (Non vérifiée)}$$

On doit augmenter la section d'acier : On **7HA20/ml** ( $A_s = 21,99 \text{ cm}^2$ ).

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 7,33 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{7HA12/ml} \text{ ( } A'_s = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml) .}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= 5,40 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 16,20 \text{ MPa} \text{ (Vérifiée).} \\ \sigma_{sc} &= 51,70 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{sc} = 207,30 \text{ MPa} \text{ (Vérifiée).} \\ \sigma_{st} &= 187,36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 207,30 \text{ MPa} \text{ (Vérifiée).} \end{aligned} \right\}$$

**Condition de non fragilité**

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} \geq 0,23 \implies \frac{f_{tj}}{f_e} A_{min} = 4,59 \text{ cm}^2$$

### IX.3.4.2. La dalle de transition

#### ❖ Evaluation des charges

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle est sollicitée par :

- Remblai :  $G_{remblais} = h \times \gamma_r$
- Poids propre :  $G_{p-dalle} = e \times \gamma_b$
- Revêtement :  $G_{revêtement} = e \times \gamma_{bb}$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 10 \text{ KN/m}$

Tel que:  $e = 0,3\text{m}$ ;  $h = 0,9\text{m}$ ;  $\gamma_r = 20\text{KN/m}^2$ ;  $\gamma_b = 25\text{KN/m}^2$ ;  $\gamma_{bb} = 22\text{KN/m}^2$  (détail de calcul voir l'annexe C.40).

#### ❖ Combinaisons de charges

Tableau XI.15 – Combinaisons des charges sollicitant la dalle de transition

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m/ml)	Effort tranchant (KN/ml)
ELU	1,35G+1,6Q	162,55	130,04
ELS	G+1,2Q	123,19	98,55
ELA	(1±0,06) G+Q	128,33	102,33

#### ❖ Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : Avec Robot expert  $A_s = 23,1\text{cm}^2$ , on prend 8HA20/ml ( $A_s = 25,14 \text{ cm}^2$ ).

Armatures transversales : H14, esp = 10 (zone critique)/ 20 cm (zone courante).

Armature de construction :  $A'_s = A_s/3$  ; Soit : 8HA12/ml

### ❖ Vérification des contraintes à l'ELS

#### Application Numérique

En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 16,2 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; \max(0,5 \times f_e ; 110(n \times f_{tj})^{1/2}) \right] = 207,3 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{bc} = 9,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = 217,44 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa} \quad (\text{Non vérifiée})$$

On doit augmenter la section d'acier : On prend **9HA20** ( $A_s = 28,27 \text{ cm}^2$ ).

$$\sigma_{bc} = 9,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée}).$$

$$\sigma_{st} = 190,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée}).$$

#### Condition de non fragilité

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq 0,23 \implies \frac{f_{tj}}{f_e} A_{\min} = 2,76 \text{ cm}^2$$

### ❖ Vérification de l'effort tranchant

#### Application Numérique

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{130,04 \times 10^{-3}}{0,27} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 \text{ MPa} (\text{fissurations préjudiciable})$$

$$\implies \tau'_u > \tau_u \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0,8 f_e} = 0,48 \times 1 / 0,8 \times 500 = 0,12 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min [0,9d ; 40 \text{ cm}] = 24,3 \text{ cm} \implies S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$\implies A_t \geq 20 \times 0,12 = 2,4 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Pourcentage minimal } \frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4b}{f_e} = 0,08 \text{ cm, avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$\implies A_{t,\min} = 1,6 \text{ cm}^2 < A_t = 2,4 \text{ cm}^2, \text{ soit 2 cadres de HA12/ml } (A_s = 4,52 \text{ cm}^2).$$

#### IX.3.4.3. Corbeau

C'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

#### ❖ Evaluation des efforts

- Réaction due au poids propre des charges permanentes (dalle de transition, revêtement, remblai, corbeau), donnée par la formule suivante :  $R_G = \frac{G \times l}{2}$

L : longueur de la dalle de transition, **L=5m** ;

G : charge permanente,  $G = G_{\text{corbeau}} + G_{\text{P-dalle}} + G_{\text{revêtement}} + G_{\text{remblais}} = \frac{120}{12,8} + 7,5 + 1,92 + 18$

$$\implies G = 36,80 \text{ kN/ml}$$

$$\implies R_G = 91,99 \text{ KN}$$

## Chapitre IX. Etude de l'infrastructure

- Réaction des surcharges sur remblais :  $R_Q = \frac{q \times l}{2}$

L : longueur de la dalle de transition,  $L=5m$  ;

q : surcharge d'exploitation,  $q=10 \text{ KN/ml}$  ;

$$\Rightarrow R_Q = 25 \text{ KN/m}$$

### ❖ Les combinaisons de charges

Tableau XI.16 – Combinaisons des efforts sollicitant la dalle de transition

Etat	Combinaison	Effort (KN/ml)
ELU	1,35G+1,5Q	144,72
ELS	G+1,2Q	109,43

### ❖ Ferrailage

Section d'acier : Avec Robot expert  $A_s = 10,4 \text{ cm}^2$ , on prend 6HA16/ml ( $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$ ).

Armatures transversales : H14, esp = 10 (zone critique)/ 20 cm (zone courante).

Armature de construction :  $A's = A_s/3$  ; Soit : 6HA12/ml.

D'après les documents SETRA, le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de HA25 tout les 1m.

#### IX.3.4.4. Le mur en retour

### ❖ Evaluation des charges

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure (équipements);
- Les poussées des terres ;
- Les poussées des surcharges.

La détermination des efforts sur le mur en retour se fera à l'aide du logiciel **Robot expert**.

### ❖ Ferrailage

#### ✓ Verticalement

Le mur en retour travaille en flexion composée avec  $N=363,15 \text{ KN}$  ,  $M=314,14 \text{ KN.m}$ .

Section d'acier : avec Robot expert  $A_s = 24,4 \text{ cm}^2$ , on prend 8HA20/ml ( $A_s = 25,13 \text{ cm}^2$ ).

Armatures transversales : H14, esp = 10 (zone critique)/ 20 cm (zone courante).

Armature de construction :  $A's = A_s/3$  ; Soit : 8HA12/ml.

#### ✓ Horizontalement :

Le mur en retour travaille en flexion simple avec  $M=703,88 \text{ KN.m}$

Section d'acier : avec Robot expert  $A_s = 24,4 \text{ cm}^2$ , on prend 8HA20/ml ( $A_s = 25,13 \text{ cm}^2$ ).

Armatures transversales : H14, esp = 10 (zone critique)/ 20 cm (zone courante).

Armature de construction :  $A's = A_s/3$  ; Soit : 8HA12/ml .

### ❖ Vérification des contraintes à l'ELS

#### Application Numérique

$$\sigma_{bc} = 9,9 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa} \text{ (Vérfiée).}$$

$$\sigma_{sc} = 95,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa} \text{ (Vérfiée).}$$

$$\sigma_{st} = 320,20 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa} \text{ (Non vérifiée).}$$

On doit augmenter la section d'acier : On prend **9HA25** ( $A_s = 44,18 \text{ cm}^2$ ).

$$\left\{ \begin{array}{l} A's = \frac{A_s}{3} = 14,72 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } \mathbf{9HA16}. \\ \sigma_{bc} = 7,7 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa} \quad (\mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e}). \\ \sigma_{sc} = 82,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa} \quad (\mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e}). \\ \sigma_{st} = 181,08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa} \quad (\mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e}). \end{array} \right.$$

### IX.3.4.5. Mur frontal

#### ❖ Evaluation des charges et surcharges

Le mur frontal est encasté dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité par : les charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitations).

L'ensemble des moments et efforts agissant sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique sont donnés dans l'**annexe C.33**.

#### ❖ Combinaisons d'actions

La combinaison la plus défavorable est comme suit :

Tableau XI.17 – Sollicitations maximales agissant sur le mur frontal

Cas	Comb	N(KN)	T(KN)	M (KN.m)
ELS max	G + 1,2 (A(I)+St) + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	31586,97	4969,75	13242,08
ELU max	1,35G + 1,6 (A(I)+St) + 0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	43345,35	6469,77	16097,85

#### ❖ Ferrailage de mur frontal

##### ✓ Verticalement

Section d'acier : Avec Robot expert A<sub>s</sub> = 22,0 cm<sup>2</sup> On prend 6HA25/ml (A<sub>s</sub> = 29,45 cm<sup>2</sup>).

Armatures longitudinales : H14, esp = 20 cm

Armature de construction : A'<sub>s</sub> = A<sub>s</sub>/3 ; Soit : 6HA16/ml

##### ✓ Horizontalement

Le ferrailage se fait en flexion simple avec :

Section d'acier : Avec Robot expert A<sub>s</sub> = 21,5 cm<sup>2</sup> On prend 5HA25/ml (A<sub>s</sub> = 24,54 cm<sup>2</sup>).

Armatures longitudinales : H14, es = 20 cm

Armature de construction : A'<sub>s</sub> = A<sub>s</sub>/3 ; Soit : 5HA16/ml

### IX.3.5. Etude de la fondation sous culée

#### IX.3.5.1. Evaluation des sollicitations statiques dans les pieux

Les pieux sont sollicités par un système de charges permanentes et d'exploitation agissant au niveau inférieur de la semelle, résumés dans l'**annexe C.31**.

#### ❖ Combinaison des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le **Chapitre V**, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'E.L.U et à l'E.L.S:

Tableau IX.18 – Sollicitations maximales dans les pieux à l'E.L.S et à l'E.L.U.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + 1,2(A(I)+St) + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	31586,97	4969,75	13242,08
ELU	1,35G + 1,6 (A(I)+St) + 0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	43345,35	6469,77	16097,85

## Chapitre IX. Etude de l'infrastructure

**N.B:** l'interprétation des résultats des combinaisons des autres surcharges sont mentionnés dans l'annexe C.32.

### IX.3.5.2. Evaluation des sollicitations sismiques dans les pieux

Les vérifications doivent se faire en tenant compte des effets sismiques suivants :

- ❖ calcul des efforts sismiques inertiels sur la culée proprement dite ;
- ❖ effort transmis par le tablier ;
- ❖ Charge sismique dû à la poussée des terres.

- Calcul des efforts sismiques inertiels des éléments de la culée

Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées en pied de la culée avec :  
 $F_h = K_h \times PP$  et  $F_v = K_v \times PP$  où **PP** est le poids propre de l'élément (**voir annexe C.35**).

- Charge sismique du à la poussée des terres

Tableau IX.19 – Sollicitations sismiques dû à la poussée des terres.

Désignation		Efforts verticaux N (KN)	Efforts horizontaux H (KN)	Levier<H> (m)	Levier<V> (m)	M <sub>FV/o</sub> (KN.m)	M <sub>FH/o</sub> (KN.m)
P <sub>ad</sub>	Horizontal +↓ Vertical	0,00	5655,92	0,00	3,43	0,00	19418,67
P <sub>ad</sub>	Horizontal +↑Vertical	0,00	5912,75	0,00	3,43	0,00	20300,45

- Charge sismique transmis par le tablier

Tableau IX.20 – Sollicitations sismiques transmises par le tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	<H> (m)	<V> (m)	M <sub>FV/o</sub> (KN.m)	M <sub>FH/o</sub> (KN.m)
Séisme Tablier	0,00	2666,09	1,05	6,40	0,00	17062,96

#### ✓ Cumul des actions sismiques

Les sollicitations sismiques de la culée et de la poussée des terres sont cumulées directement :

$$N_{CP} = N_C + N_P \quad ; \quad H_{CP} = H_C + H_P \quad \text{et} \quad M_{CP} = M_C + M_P \quad ;$$

$N_P, H_P, M_P$  : sollicitations sismiques due à la poussée des terres;

$N_C, H_C, M_C$  : sollicitations sismiques des éléments de la culée;

$N_{CP}, H_{CP}, M_{CP}$  : cumul des sollicitations sismiques des éléments de la culée et des poussées des terres.

Tableau IX.21– Cumul des efforts sismiques de la culée et la poussée des terres.

Conditions		Notation	N <sub>CP</sub> (KN)	H <sub>CP</sub> (KN)	M <sub>CP</sub> (KN.m)
Conditions sismiques	Horizontal +↓ Vertical	Cs1	0,00	10117,22	36228,36
	Horizontal +↑Vertical	Cs2	0,00	10374,05	37110,15
	vertical	Cs3	1338,39	0,00	994,10 (S)

## Chapitre IX. Etude de l'infrastructure

Les sollicitations venant du tablier et ceux venant de la culéedoivent être cumulées quadratiquement car les modes propres concernés sont différents.

$$H = \sqrt{H_{CP}^2 + H_T^2} ; \quad N = \sqrt{N_{CP}^2 + N_T^2} \quad \text{et} \quad M = \sqrt{M_P^2 + M_T^2}$$

$N_T, H_T, M_T$  : sollicitations sismiques transmis par le tablier ;  
 $N, H, M$  : sollicitations sismiques totales.

Tableau IX.22–les efforts sismiques agissant sur les pieux de la culée.

Conditions		Notation	N (KN)	H(KN)	M (KN.m)
Conditions sismiques	Horizontal +↓ Vertical	Cs1	0,00	10462,61	40045,46
	Horizontal +↑Vertical	Cs2	0,00	10711,16	40844,92
	vertical	Cs3	1338,39	0,00	- 994,10 (S)

### ✓ Combinaisons d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

On s'intéresse aux combinaisons prépondérantes suivantes pour le calcul du ferrailage de la semelle et des pieux:

- $P_{perm,max-}$  Composante longitudinale + 0,3 composante verticale ;
- $P_{perm,min-}$  Composante longitudinale + 0,3 composante verticale ;
- $P_{perm,max+}$  Composante verticale - 0,3 composante horizontale ;
- $P_{perm,min-}$  Composante verticale - 0,3 composante horizontale.

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'E.L.A :

Tableau IX.23 – Combinaisons des efforts sismiques sollicitant les pieux

Combinaisons	N (KN)	H(KN)	M (KN.m)
<b>P max + H + 0,3V</b>	29983,537	-5857,725	-37532,936
<b>P min - H - 0,3V</b>	28992,553	-5611,110	-37748,334
<b>P max + V - 0,3H</b>	30920,410	1640,088	-10196,983
<b>P min - V - 0,3H</b>	28055,680	1712,717	-8461,018

**N.B** : le signe (-) revient aux moments stabilisants.

### IX.3.5.3. Détermination du nombre des pieux

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}}$$

$$\text{A L'ELS : } n = \frac{31589,97}{6798,3} = 4,65;$$

$$\text{A L'ELU : } n = \frac{43345,35}{8639,2} = 5,02;$$

$$\text{A L'ELA : } n = \frac{30920,41}{10079,07} = 3,07.$$

D'après ce calcul, on peut prendre un nombre de pieux égal à 6 pieux. Mais après un calcul itératif des efforts revenant à chaque pieu (voir le paragraphe ci-après) et les dispositions des pieux par rapport à la semelle ainsi que les dimensions de cette dernière par rapport au tablier, on constate qu'il faut avoir un nombre de pieux égal à 12 (3 files de 4 pieux).

### IX.3.5.4. Effort revenant à chaque pieu

L'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_{\max} = \frac{N}{n} + \frac{My_i}{\sum y_i^2}$$

$N$  : effort normal maximal sollicitant les pieux ;

$M$  : moment maximal sollicitant les pieux ;

$n$  : nombre de pieux de la pile étudiée,  $n=12$  ;

$y_i$  : la position de chaque file de pieux par rapport à l'axe de la semelle.

$$y_1 = 3,6 ; \text{ nombre de pieux de la file 1 : } 4$$

$$y_2 = 0 ; \text{ nombre de pieux de la file 2 : } 4$$

$$y_3 = -3,6 ; \text{ nombre de pieux de la file 3 : } 4$$

### VERIFICATION

#### AL'ELS :

$$R_{\max} = 3092,04 \text{ KN} < 6798,3 \text{ KN}$$

(Condition de poinçonnement vérifiée).

$$R_{\min} = 2007,23 \text{ KN} > 0 \text{ KN}$$

(Condition de non soulèvement vérifiée).

#### AL'ELU :

$$R_{\max} = 4171,07 \text{ KN} < 8639,2 \text{ KN}$$

(Condition de poinçonnement vérifiée).

$$R_{\min} = 2830,99 \text{ KN} > 0 \text{ KN}$$

(Condition de non soulèvement vérifiée).

#### AL'ELA :

$$R_{\max} = 3801,86 \text{ KN} < 9282,58 \text{ KN}$$

(Condition de poinçonnement vérifiée).

$$R_{\min} = 1105,34,38 \text{ KN} > 0 \text{ KN}$$

(Condition de non soulèvement vérifiée).

**NB :** Les réactions des pieux pour l'ensemble des combinaisons, voir annexe C36-C37-C38.

### IX.3.5.5. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) $\frac{b}{4}$

la condition de la méthode des bielles :  $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$B$  : épaisseur du mur frontal.

#### Application Numérique :

$$L=3,6 \text{ m} ; E = 2,20 \text{ m} ; H=0,9E = 1,98 \text{ m} \text{ et } B=1,9 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} = 1,49 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 56,24^\circ \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,33 \text{ m} \leq H = 1,98 \text{ m} \text{ (condition vérifiée)}$$

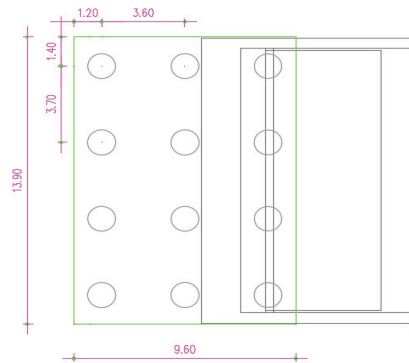


Figure IX.13 – Vue en plan de la semelle sur pieux de la culée.

### a. Armatures transversales inférieures

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{H}$$

$N$  : effort normal maximal dans un pieu ;

$\bar{\sigma}_a$  : la contrainte admissible de l'acier.

#### ➤ Condition normale

##### Application Numérique

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 333,33 \text{ MPa}$$

$$N = R_{\max\_ELS} = 3,09 \text{ MN}$$

$$A_{t\_inf} = \frac{N_l}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{3,09}{333,33} \times \frac{1,33}{1,98} \times 10^4 = 62,27 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Condition sismique

##### Application Numérique

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 500 \text{ MPa}$$

$$N = R_{\max\_ELA} = 3,80 \text{ MN}$$

$$A_{t\_inf} = \frac{3,80}{500} \times \frac{1,33}{1,98} \times 10^4 = 51,05 \text{ cm}^2.$$

La condition normale est la plus défavorable donc:

$$A_s = 62,27 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \text{ HA32 } (A_s = 64,34 \text{ cm}^2).$$

L'espacement :  $S_t = \frac{\Phi + E - d}{n - 1}$  avec  $n$  : nombre de barres ;  $d$  : enrobage = 10 cm ;

$\Phi$  : diamètre de pieu = 1,2 m .

$$S_t = \frac{1,2 + 2,20 - 0,1}{8 - 1} \approx 0,47 \text{ m. On prend } S_t = 50 \text{ cm}$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur  $L$  telle que :  $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2,20 + 1,2 = 3,40 \text{ m}$ .

Entre les différents bandes, on placera des **armatures de répartitions** tel que :

$$A_r = \frac{1}{3} A_{t\_inf} = \frac{1}{3} \times 64,34 = 21,54 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ HA25 } (A_r = 24,54 \text{ cm}^2)$$

### b. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{l\_inf} = \frac{1}{3} A_{t\_inf} = 21,45 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ HA25 } (A_{l\_inf} = 24,54 \text{ cm}^2); S_t = 85 \text{ cm.}$$

### c. Armatures de construction

#### - Armatures transversales supérieures

$$A_{t\_sup} = \frac{1}{10} A_{t\_inf} = 6,43 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ HA12 } (A_{t\_sup} = 6,79 \text{ cm}^2); S_t = 70 \text{ cm.}$$

## Chapitre IX. Etude de l'infrastructure

- Armatures longitudinales supérieures

$$A_{l\_sup} = \frac{1}{3} A_{t\_inf} = 21,45 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA25} (A_r = 24,54 \text{ cm}^2) ; S_t = 85\text{cm} .$$

- Armatures latérales

$$A_l = \frac{1}{10} A_{t\_inf} = 6,43 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA12} (A_{t\_sup} = 6,79 \text{ cm}^2) ; S_t = 70\text{cm} .$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1 m.

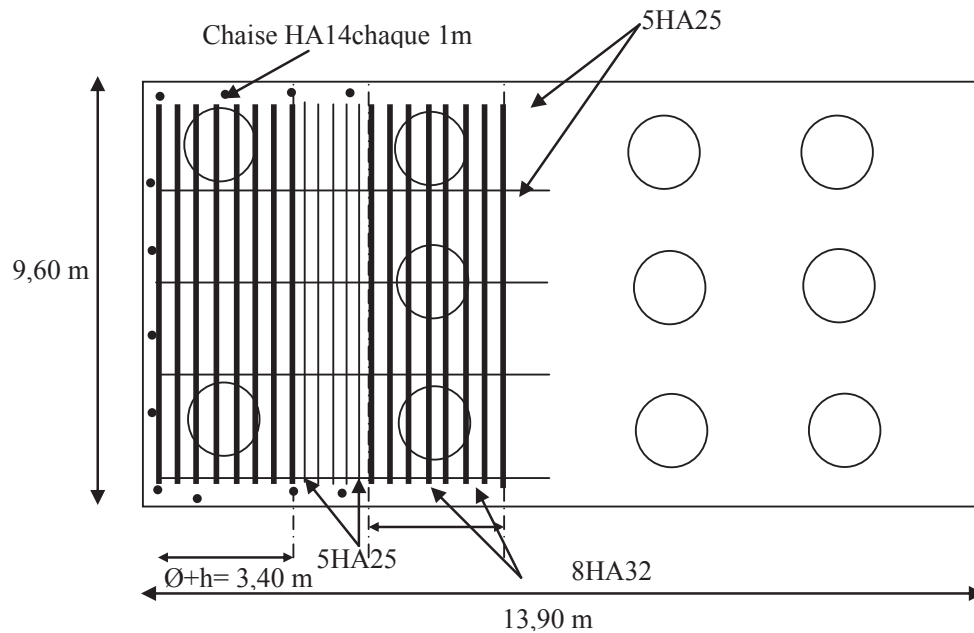


Figure IX.14 –Ferrailage de la semelle (nappe inférieure) .

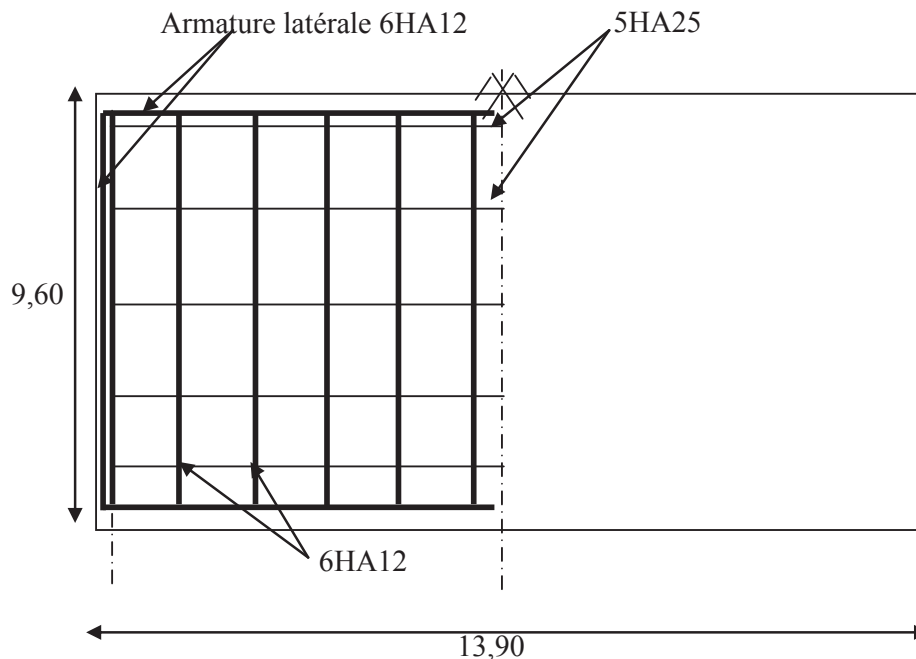


Figure IX.15 –Ferrailage de la semelle (nappe supérieure)

### IX.3.5.6. Etude et ferrailage des pieux

Le pieu est soumis à un effort normal et à un moment fléchissant que nous allons déterminer par la méthode de **WARNER**.

#### ❖ Calcul de coefficient d'amortissement du module de WARNER

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

#### Application Numérique

$$\begin{aligned} f_{c28} &= 27 \text{ MPa} ; b = \varnothing_{\text{pieu}} = 1,2 \text{ m} ; L = 36 \text{ m (longueur des pieux)} ; \\ C_u &= 3 \text{ Kg/cm}^3 ; \\ E &= 11\,000 \sqrt[3]{27} = 33\,000 \text{ MPa} \\ I &= \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3,14 \times (1,2)^4}{64} = 0,1017 \text{ m}^4 \\ \lambda &= \sqrt[4]{\frac{30 \times 1,2}{4 \times 33\,000 \times 0,1017}} = 0,228 \text{ m}^{-1} \\ &\implies \lambda \times L = 0,228 \times 19 = 8,21 \end{aligned}$$

#### ❖ Actions sur les pieux

- Effort tranchant en tête du pieu

Les efforts tranchant au bas de la semelle dans les conditions normales et sismiques sont résumées dans les **tableaux IX.26** et **IX.30** respectivement.

#### Application Numérique

##### ➤ Condition normale

$$\begin{aligned} H &= 6966,53 \text{ KN.} \\ P &= \frac{H}{n} = \frac{6966,53}{12} = 580,54 \text{ KN/pieu.} \end{aligned}$$

##### ➤ Condition sismique :

$$\begin{aligned} H &= 5857,73 \text{ KN.} \\ P &= \frac{H}{n} = \frac{5857,73}{12} = 488,14 \text{ KN/pieu.} \end{aligned}$$

- Moment en tête du pieu

$$\bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$  : Donnée par les abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$ .

$$\chi_{\theta M} = 1,65 ; \chi_{\theta P} = 1,45$$

#### Application Numérique

$$\begin{aligned} \lambda &= 0,228 \text{ m}^{-1} \\ \bar{P} &= 580,54 \text{ KN (Condition normale est plus défavorable)} ; \\ &\implies \bar{M} = - \frac{1,45}{1,65} \times \frac{580,54}{0,228} = -2237,59 \text{ KN.} \end{aligned}$$

### ❖ Ferrailage des pieux

#### - Armatures transversales

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée par :

$$N=R_{\min}=2830,99\text{KN (voir annexe)} ; M_{\max} = 2237,59\text{KN.m}$$

#### Application Numérique

$$m = \frac{M_r}{\pi \times R^2 \times D \times f_{c28}} = \frac{2237,59}{\pi \times (0,6)^2 \times 1,2 \times 27 \times 10^3} = 0,06$$

$$n = \frac{N_r}{\pi \times R^2 \times f_{c28}} = \frac{2830,99}{\pi \times (0,6)^2 \times 27 \times 10^3} = 0,093$$

Le degré mécanique d'armature totale :  $\omega=0,25$ .

$$F_a = \frac{\omega \times \pi \times R^2 \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times \pi \times (0,6)^2 \times 27}{500} \times 10^4 = 152,68\text{cm}^2$$

On prend: **19 HA32** pour  $A_s = 83,45\text{ cm}^2$ .

#### - Armatures transversales

On prendra des cercles de **HA16** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.

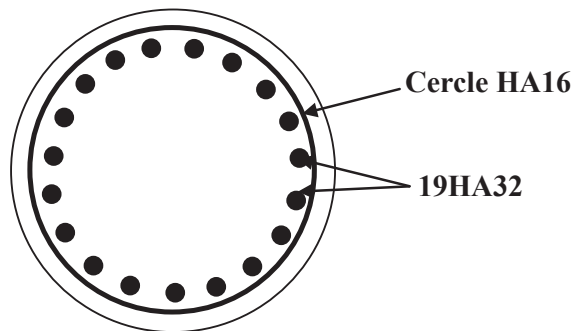


Figure IX.16 – Ferrailage de pieu de la culée

## CONCLUSION

Lorsque l'ouvrage se situe dans une zone sismique, la prise en compte de l'effet sismique est très importante lors de dimensionnement de l'infrastructure

Le calcul de la capacité portante du sol à partir des essais de laboratoires et les essais in-situ et la prise en compte de l'effet sismique, nous a conduit à opter pour l'étude des fondations profonde type pieux forés.

# Conclusion Générale

---

## CONCLUSION GENERALE

Le travail que nous avons effectué sous thème de conception et étude d'un viaduc construit par encorbellement successif, viens concrétiser notre formation d'ingénieur au sein de l'ENSTP de KOUBA, ce projet de fin d'étude est l'aboutissement de la formation d'un ingénieur en travaux publics.

Ce projet, effectué dans un cadre professionnel, a pour vocation la mise en application de l'ensemble des connaissances de l'élève ingénieur, et son acclimatation progressive à son futur métier. Ce stage est la transition finale entre la formation scolaire et le métier d'ingénieur. C'est à la fois un travail en profondeur sur un sujet précis, et un test des capacités de l'élève à se monter rigoureux, efficace et productif.

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

Ce modeste travail nous a permis de bien visualiser les différentes phases de conception d'un ouvrage d'art, aussi comment appliquer tous les règlements, notamment l'Eurocode, B.P.E.L, B.A.E.L, documents SETRA et aussi le règlement parasismique algérien RPOA. Ce projet nous a également permis d'acquérir des connaissances sur les outils informatiques (AutoCAD, ROBOT ...etc.), qui nous permettent d'aboutir à des résultats précis avec un temps optimal.

Le travail mené met en évidence la difficulté et l'exigence de la conception et l'étude minutieuse d'un ouvrage vu l'importance de la vérification du comportement de chaque pièce à plusieurs sections et pour toutes les possibilités de chargement susceptibles de se produire pendant la durée de vie de l'ouvrage et pendant sa réalisation.

Enfin, la bonne réalisation de l'ouvrage selon les règles conforme à l'étude théorique et la prise en compte des détails et de la précision est très importante pour le bon comportement de ce dernier. Pour cela, une surveillance serré et rigoureuse est indispensable lors de la réalisation.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] 2001 **N BELARIBI BELAS, T. KADRI**, I.G.C CENTRE UNIVERSITAIRE DE MOSTAGHANEM, Analyse du phénomène des déformations différées du béton (Fluage et Retrait).Algérie Equipement, juillet 2001. pp.3-4.
- [2] 2008, **Jean Michel Torrenti**, Université de Paris-Est, Le Retrait et le Fluage. pp.4-10.
- [3] **K. EZZIANE** (Maitre Assistant, Centre Universitaire de Chlef), **A.HALLAL** (Assistant, Centre Universitaire de Chlef), **A.BOUIKNI** (Chargé de cours, Centre Universitaire de Chlef), Effets structuraux du fluage dans les structures en béton armé. pp.11-16.

## Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques

Annexe A.1 - les six essais in situ de sondage carotté

Sondage	Elément étudié	Date début	Date fin	Profondeur (m)	Nombre de SPT	Échantillons inaltérés et paraffinés	Piézomètres (m)
SC 15(1)	VIADUC	20/04/2014	21/04/2014	10,00	1	2	10,00
SC 15(2)	VIADUC 29,4	15/10/2014	15/10/2014	20,50	5	2	20,50
SC 15(3)	VIADUC 29,4	16/10/2014	16/10/2015	20,40	0	1	20,40
SC 15(4)	VIADUC 29,4	06/01/2015	15/01/2015	36,00	0	3	36,00
SC 15(5)	VIADUC 29,4	11/11/2014	24/11/2014	35,00	0	2	35,00
SC 15(6)	VIADUC 29,4	18/01/2015	29/01/2015	35,00	0	0	35,00

## Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques



- Sondage : SC (1)
- Caisse n° : 01/05
- Profondeur : 0,00 à 2,00 m



- Sondage : SC (1)
- Caisse n° : 02/05
- Profondeur : 2,00 à 4,40 m



- Sondage : SC (1)
- Caisse n° : 03/05
- Profondeur : 4,40 à 6,70 m



- Sondage : SC (1)
- Caisse n° : 04/05
- Profondeur : 6,70 à 9,10 m



- Sondage : SC (1)
- Caisse n° : 05/05
- Profondeur : 9,10 à 10,00 m

Annexe A.2 - Résultat du sondage carotté SC (1)

# Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques

Annexe A.3 - Résultat du sondage carotté SC (2)

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
		25	50	75	100								
1.0										0.75 1.00		Coulluvions.	
2.0													
3.0													
4.0					56			SPT	X	3.40 3.85			
5.0										5.20 5.50			
6.0	-6.50												
7.0	6.50											Schiste mameux très fracturé, de couleur grisâtre.	
8.0													
9.0													
10.0	-10.00											Fin du forage à une profondeur de 10 m.	
10.0	10.00												
11.0													
12.0													
13.0													
14.0													
15.0													
16.0													
17.0													

## Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques



- Sondage : SC (2)
- Caisse n° : 01/06
- Profondeur : 0,00 à 2,40 m



- Sondage : SC (2)
- Caisse n° : 02/06
- Profondeur : 2,40 à 6,50 m



- Sondage : SC (2)
- Caisse n° : 03/06
- Profondeur : 6,50 à 9,45 m



- Sondage : SC (2)
- Caisse n° : 04/06
- Profondeur : 9,45 à 12,90 m



- Sondage : SC (2)
- Caisse n° : 05/06
- Profondeur : 12,90 à 16,40 m



- Sondage : SC (2)
- Caisse n° : 06/06
- Profondeur : 16,40 à 20,50 m

Annexe A.4 - Résultat du sondage carotté SC (2)

# Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques

Annexe A.5 - Résultat du sondage carotté SC (3)

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
		25	50	75	100								
1.5		100 %											
3.0					137			SPT		3.00 3.35			
4.5		95 %								4.20 4.44			
6.0					72			SPT		6.00 6.45			
7.5		100 %											
9.0					66			SPT		9.00 9.45			
10.5		95 %								11.00 11.24			
12.0					200			SPT		12.00 12.23			
13.5		100 %											
15.0													
16.5		100 %											
18.0					58			SPT		18.00 18.45			
19.5													
20.50	-20.50												
21.0	20.50												Fin du forage à une profondeur de 20,5 m.
22.5													
24.0													
25.5													

## Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques



- Sondage : SC (3)
- Caisse n° : 01/07
- Profondeur : 0,00 à 2,40 m



- Sondage : SC (3)
- Caisse n° : 02/07
- Profondeur : 2,40 à 4,80 m



- Sondage : SC (3)
- Caisse n° : 03/07
- Profondeur : 4,80 à 8,20 m



- Sondage : SC (3)
- Caisse n° : 04/07
- Profondeur : 8,20 à 11,90 m



- Sondage : SC (3)
- Caisse n° : 05/07
- Profondeur : 11,90 à 14,50 m



- Sondage : SC (3)
- Caisse n° : 06/07
- Profondeur : 14,50 à 18,20 m



- Sondage : SC (3)
- Caisse n° : 07/07
- Profondeur : 18,20 à 20,40 m

Annexe A.4 - Résultat du sondage carotté SC (3)

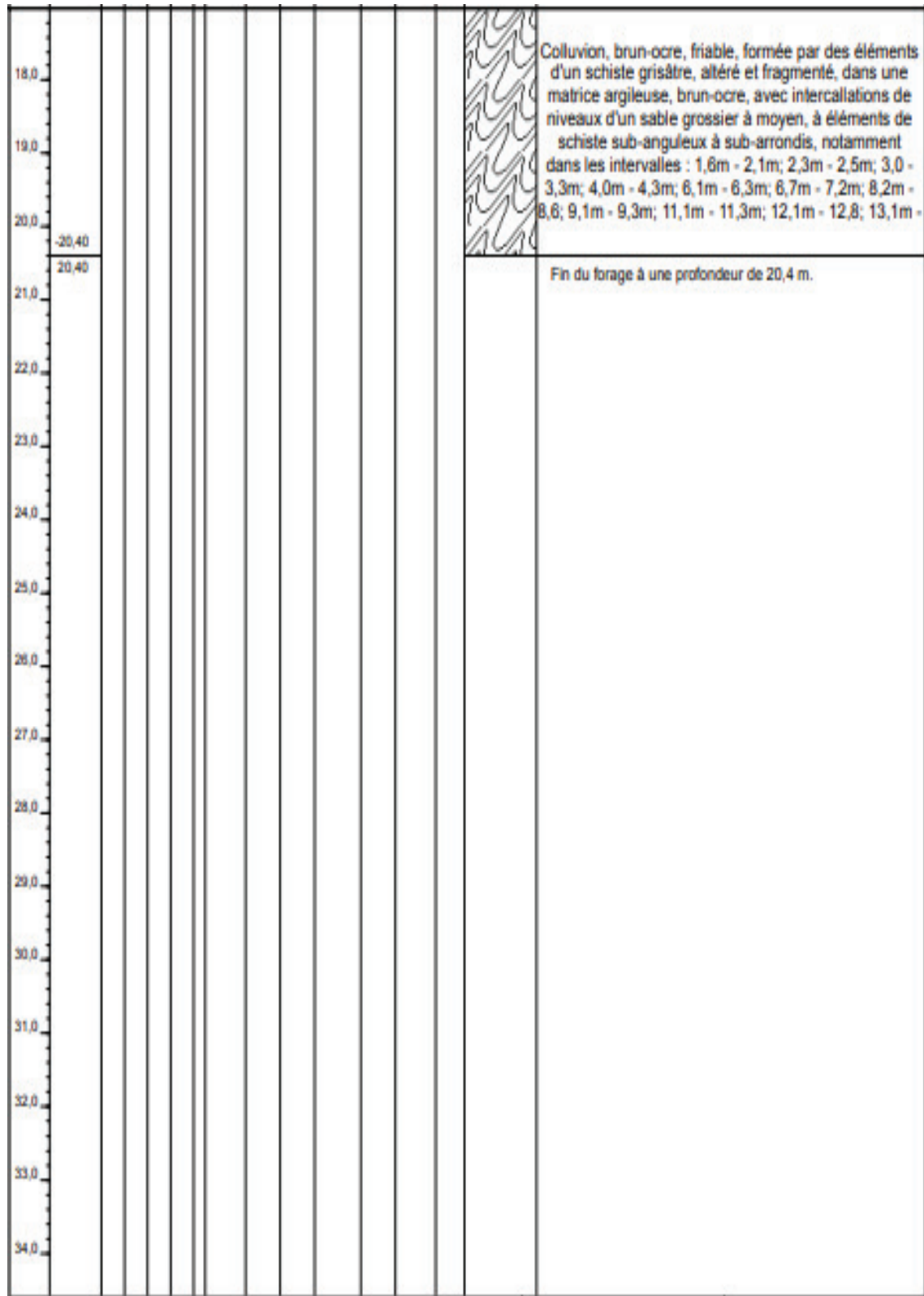
# Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques

Annexe A.5 - Résultat du sondage carotté SC (4), de 0,00 à 17,00m

Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
		25	50	75	100								
1.0													
2.0													
3.0													
4.0													
5.0													
6.0													
7.0													
8.0										7.90 8.20			
9.0													
10.0													
11.0													
12.0													
13.0													
14.0													
15.0													
16.0													
17.0	-17.00 17.00												
												Colluvion, brun-ocre, friable, formée par des éléments d'un schiste grisâtre, altéré et fragmenté, dans une matrice argileuse, brun-ocre, avec intercalations de niveaux d'un sable grossier à moyen, à éléments de schiste sub-anguleux à sub-arrondis, notamment dans les intervalles : 1,6m - 2,1m; 2,3m - 2,5m; 3,0 - 3,3m; 4,0m - 4,3m; 6,1m - 6,3m; 6,7m - 7,2m; 8,2m - 8,6; 9,1m - 9,3m; 11,1m - 11,3m; 12,1m - 12,8; 13,1m -	
												Fin du forage à une profondeur de 20,4 m.	

# Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques

Annexe A.6 - Résultat du sondage carotté SC (4), de 17,00m à 34m



## Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques



- Sondage : SC (4)  
- Caisse n° : 01/12  
- Profondeur : 0,00 à 2,00 m



- Sondage : SC (4)  
- Caisse n° : 02/12  
- Profondeur : 4,20 à 6,60 m



- Sondage : SC (4)  
- Caisse n° : 03/12  
- Profondeur : 6,60 à 8,80 m



- Sondage : SC (4)  
- Caisse n° : 04/12  
- Profondeur : 8,80 à 12,00 m



- Sondage : SC (4)  
- Caisse n° : 05/12  
- Profondeur : 0,00 à 2,00 m



- Sondage : SC (4)  
- Caisse n° : 06/12  
- Profondeur : 12,00 à 15,00 m



- Sondage : SC (4)  
- Caisse n° : 07/12  
- Profondeur : 15,00 à 18,00 m



- Sondage : SC (4)  
- Caisse n° : 08/12  
- Profondeur : 18,00 à 20,00 m



- Sondage : SC (4)  
- Caisse n° : 09/12  
- Profondeur : 20,00 à 24,00 m



- Sondage : SC (4)  
- Caisse n° : 10/12  
- Profondeur : 24,00 à 28,00 m



- Sondage : SC (4)  
- Caisse n° : 11/12  
- Profondeur : 28,00 à 33,20 m

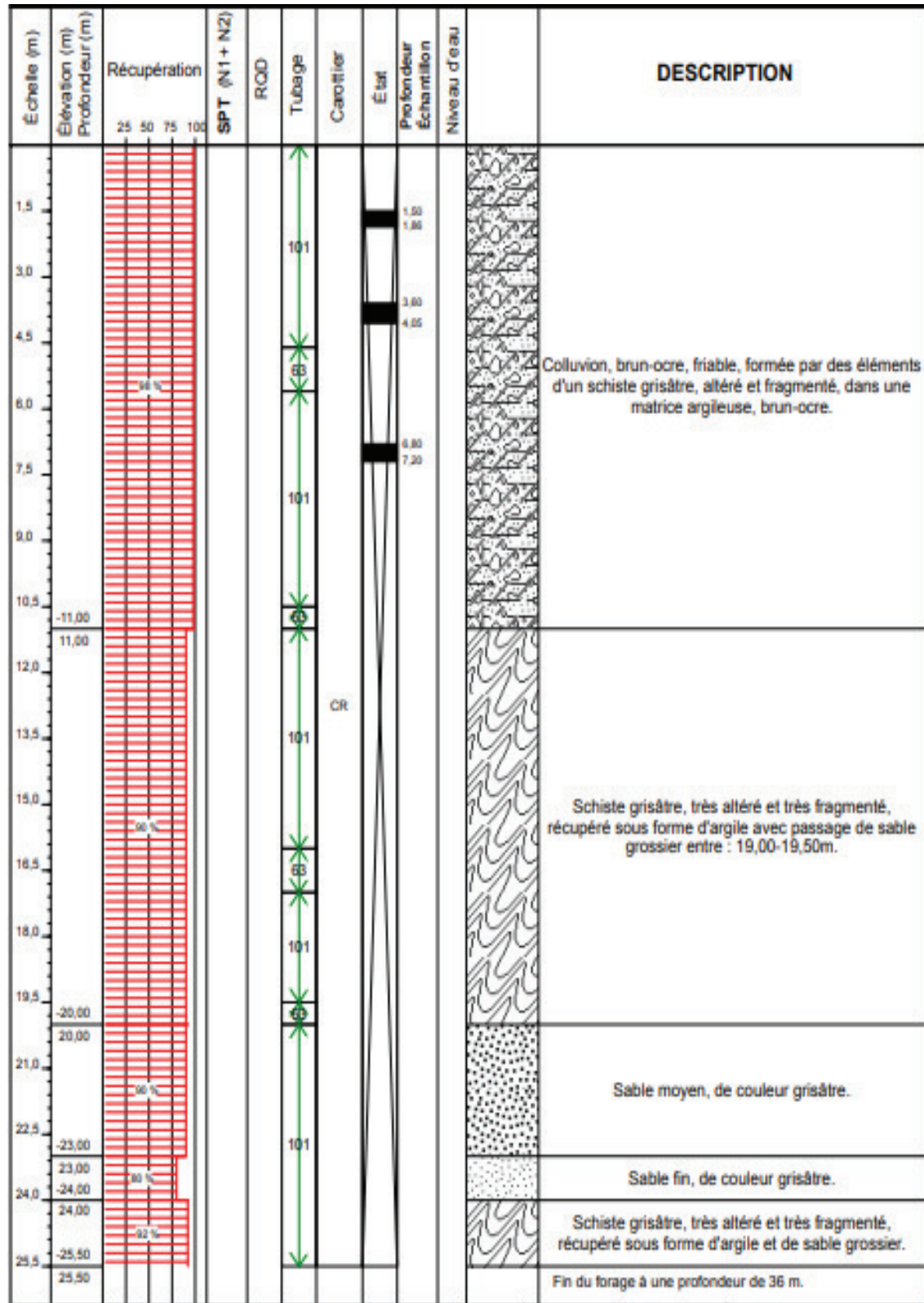


- Sondage : SC (4)  
- Caisse n° : 12/12  
- Profondeur : 33,20 à 36,00 m

Annexe A.7 - Résultat du sondage carotté SC (4)

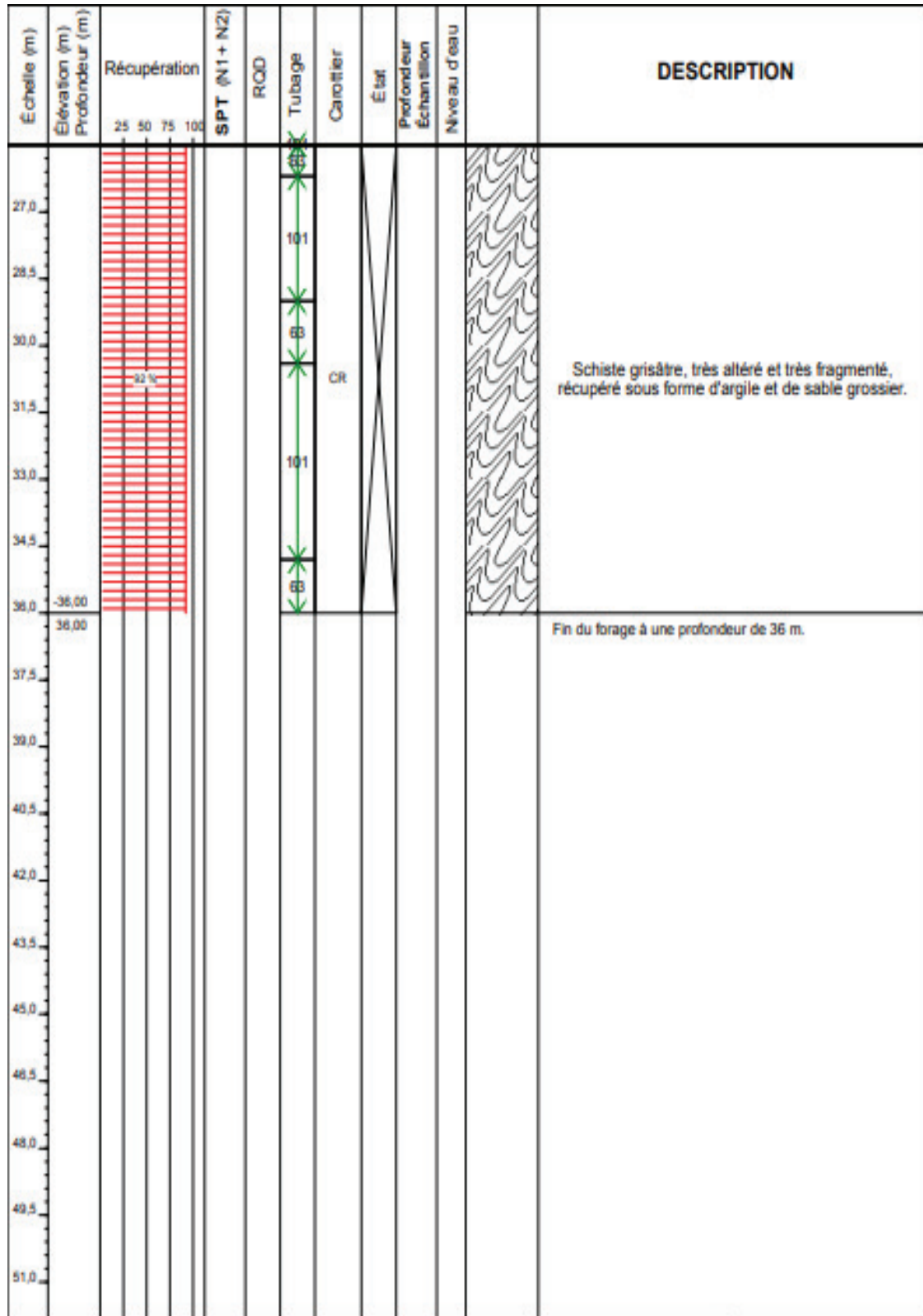
# Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques

Annexe A.8 - Résultat du sondage carotté SC (5), de 0,00m à 25,5m



# Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques

Annexe A.9 - Résultat du sondage carotté SC (5), de 27,00m à 35m



## Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques



- Sondage : SC (5)
- Caisse n° : 01/10
- Profondeur : 0,00 à 2,40 m



- Sondage : SC (5)
- Caisse n° : 02/10
- Profondeur : 2,40 à 4,80 m



- Sondage : SC (5)
- Caisse n° : 03/10
- Profondeur : 4,80 à 8,20 m



- Sondage : SC (5)
- Caisse n° : 04/10
- Profondeur : 8,20 à 11,00 m



- Sondage : SC (5)
- Caisse n° : 05/10
- Profondeur : 11,00 à 13,70 m



- Sondage : SC (5)
- Caisse n° : 06/10
- Profondeur : 13,70 à 19,40 m



- Sondage : SC (5)
- Caisse n° : 07/10
- Profondeur : 19,40 à 22,50 m



- Sondage : SC (5)
- Caisse n° : 08/10
- Profondeur : 22,50 à 26,70 m



- Sondage : SC (5)
- Caisse n° : 09/10
- Profondeur : 26,70 à 32,40 m

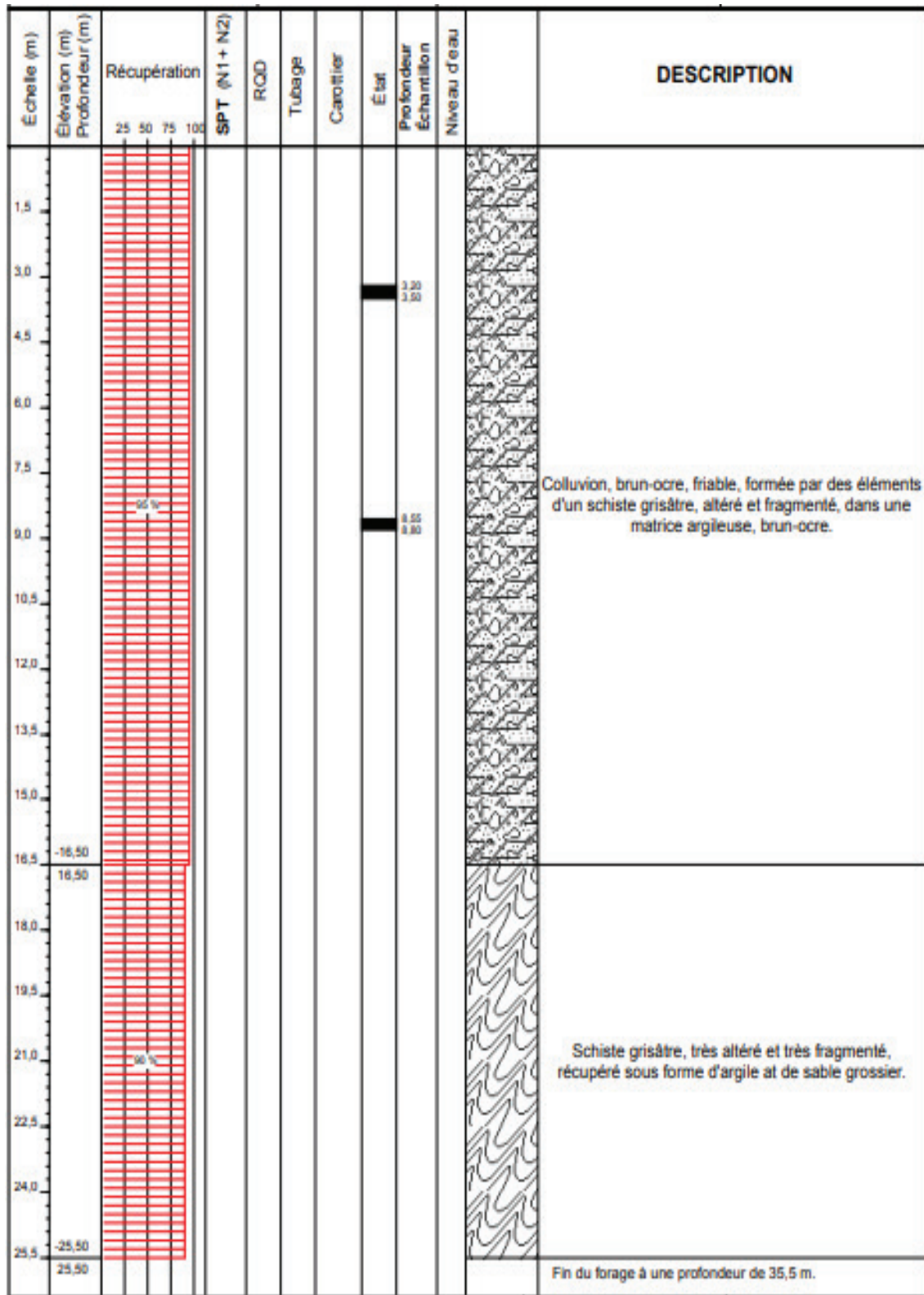


- Sondage : SC (5)
- Caisse n° : 10/10
- Profondeur : 32,40 à 35,50 m

Annexe A.10 - Résultat du sondage carotté SC (5)

# Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques

Annexe A.11 - Résultat du sondage carotté SC (5), de 0,00m à 25,50m



# Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques

Annexe A.12 - Résultat du sondage carotté SC (5), de 26,00m à 35,50m

Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
		25	50	75	100								
27,0		 96 %											Schiste grisâtre, très altéré et très fragmenté, récupéré sous forme d'argile et de sable grossier.
28,5													
30,0													
31,5													
33,0													
34,5													
35,50													
36,0	35,50												
37,5													
39,0													
40,5													Fin du forage à une profondeur de 35,5 m.
42,0													
43,5													
45,0													
46,5													
48,0													
49,5													
51,0													

## Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques



- Sondage : SC (6)
- Caisse n° : 01/08
- Profondeur : 0,00 à 5,80 m



- Sondage : SC (6)
- Caisse n° : 02/08
- Profondeur : 5,80 à 9,20 m



- Sondage : SC (6)
- Caisse n° : 03/08
- Profondeur : 9,20 à 14,00 m



- Sondage : SC (6)
- Caisse n° : 04/08
- Profondeur : 14,00 à 18,00 m



- Sondage : SC (6)
- Caisse n° : 05/08
- Profondeur : 18,00 à 22,00 m



- Sondage : SC (6)
- Caisse n° : 06/08
- Profondeur : 22,00 à 26,40 m



- Sondage : SC (6)
- Caisse n° : 07/08
- Profondeur : 26,40 à 31,00 m

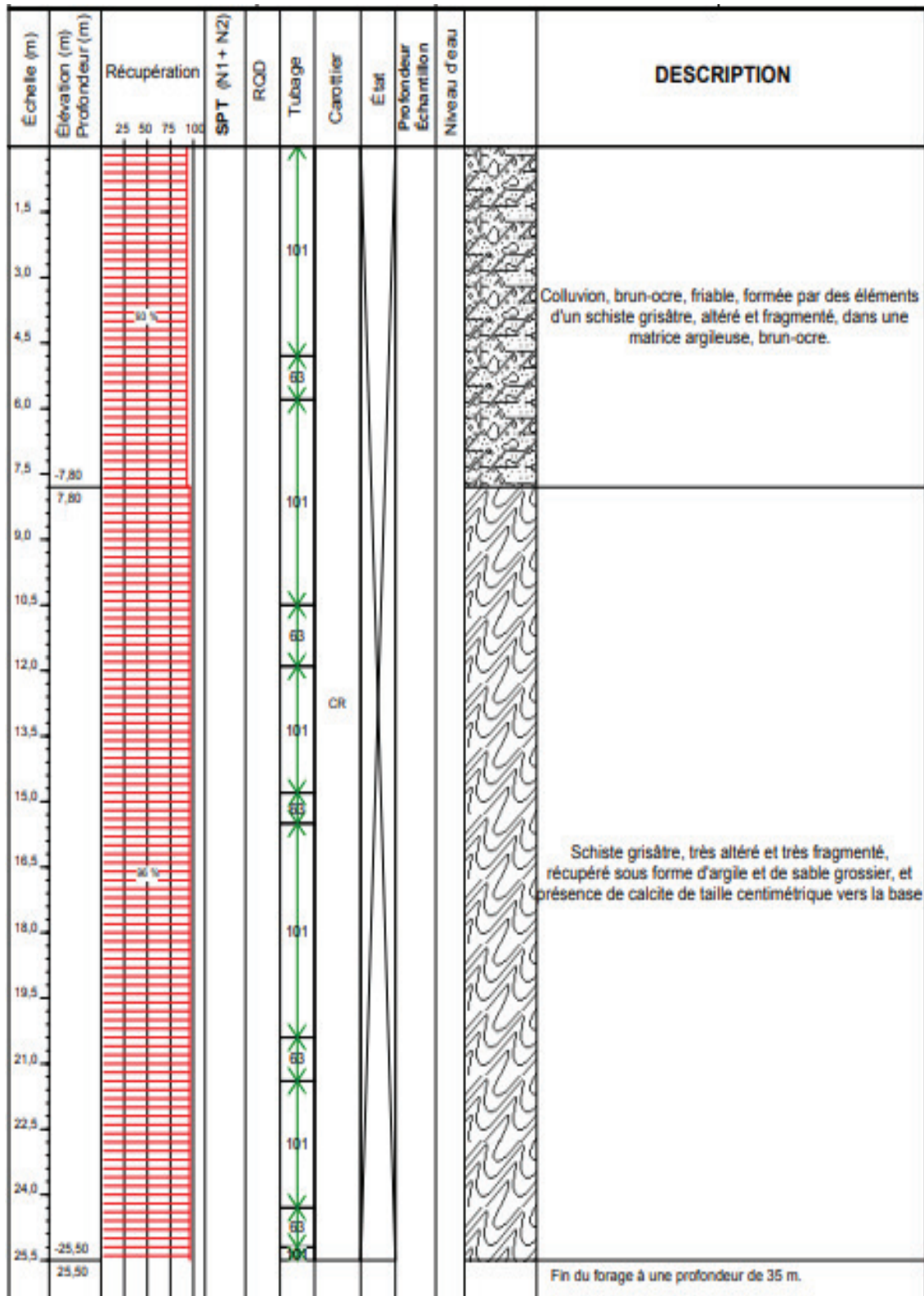


- Sondage : SC (6)
- Caisse n° : 08/08
- Profondeur : 31,00 à 35,00 m

Annexe A.13 - Résultat du sondage carotté SC (6)

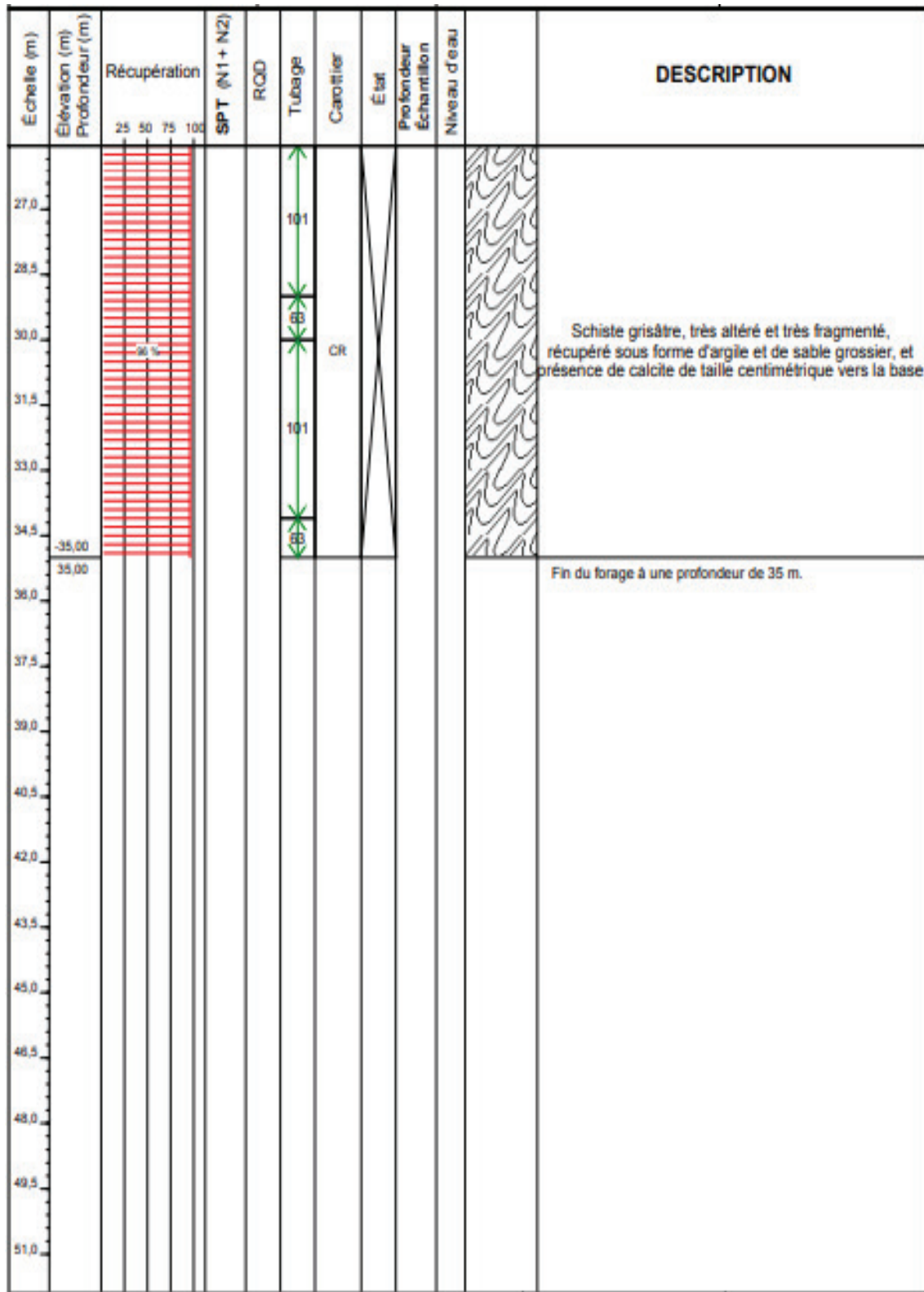
# Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques

Annexe A.14 - Résultat du sondage carotté SC (6), de 0,00m à 25,50m



# Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques

Annexe A.15 - Résultat du sondage carotté SC (6), de 25,50m à 35,00m

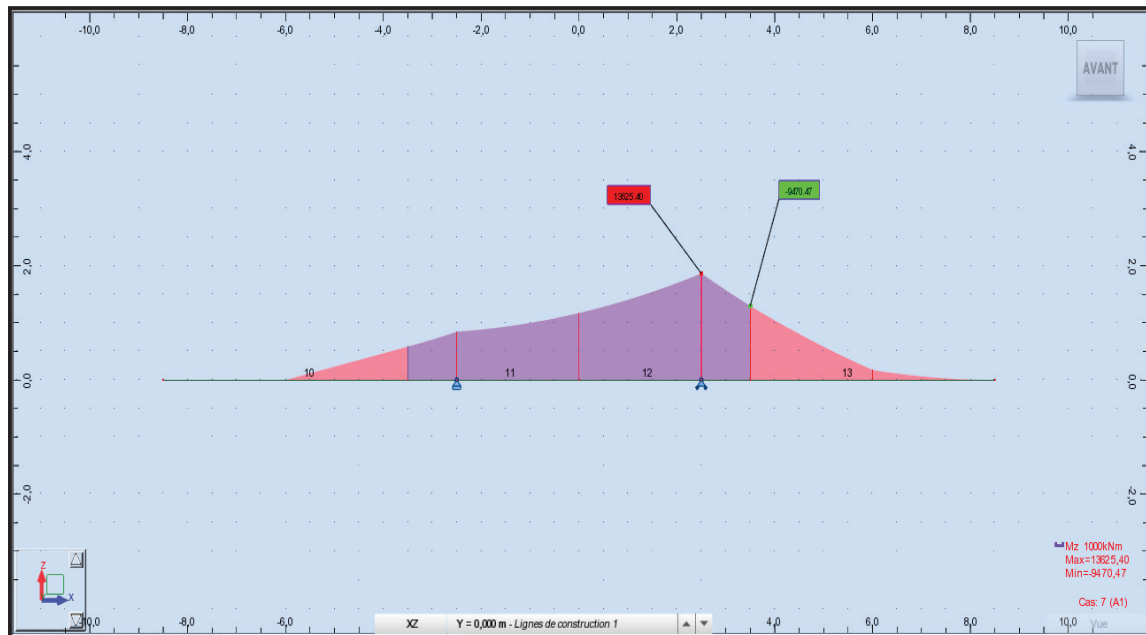


## Annexe A. Résultats Des Essais Géotechniques

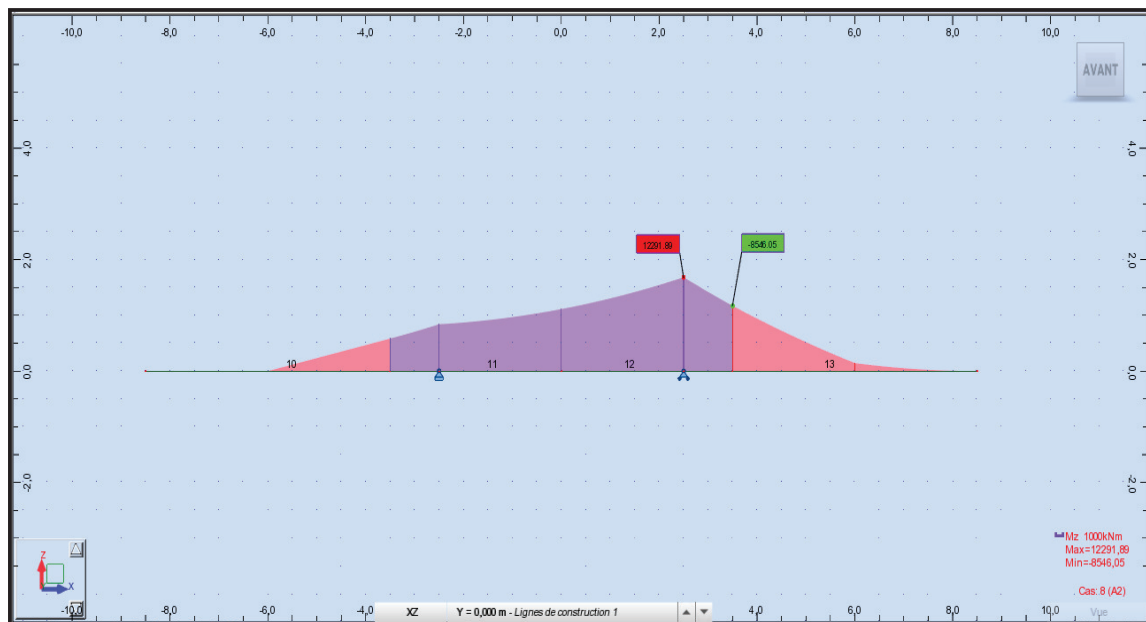
---

# Annexe B. Résultats de calcul numérique

## ANNEXE B

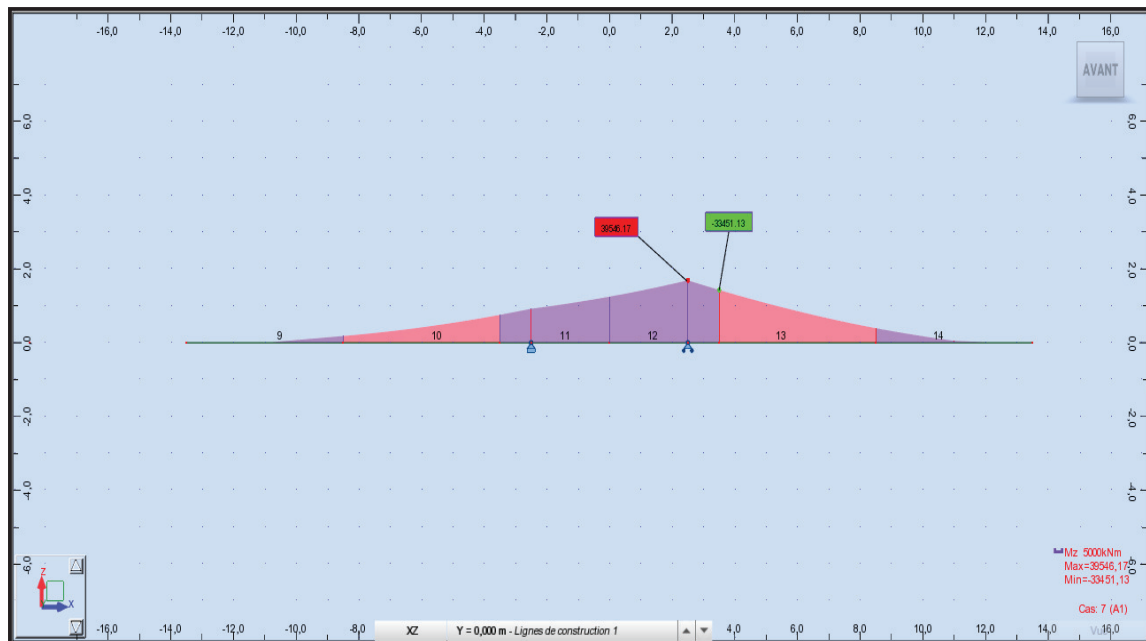


Annexe B.1. Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison A1.

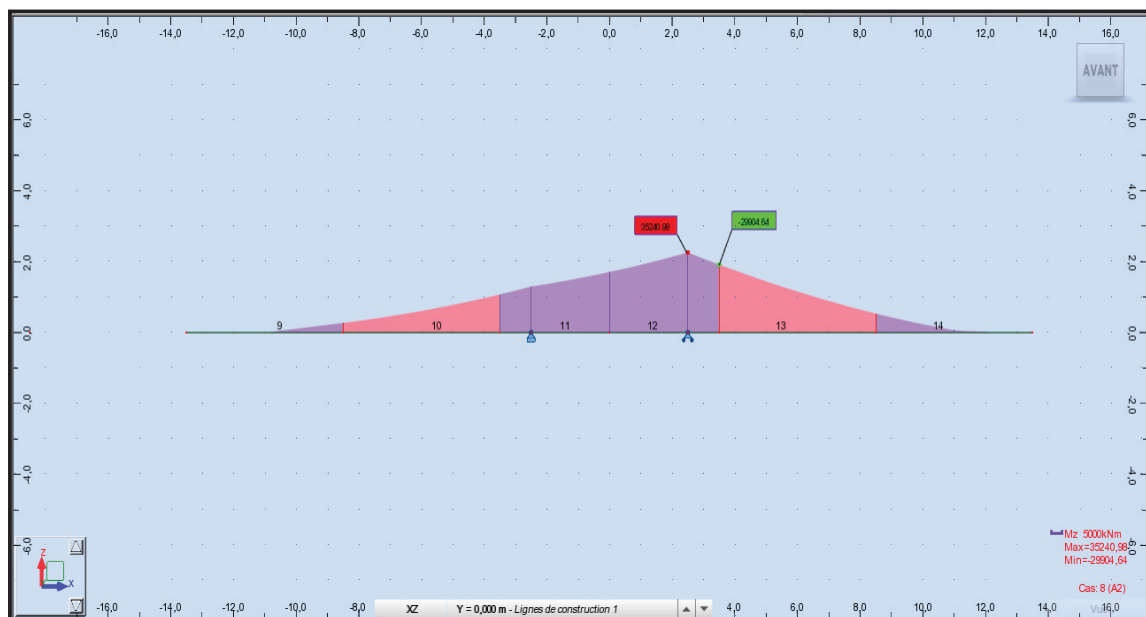


Annexe B.2. Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison A2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

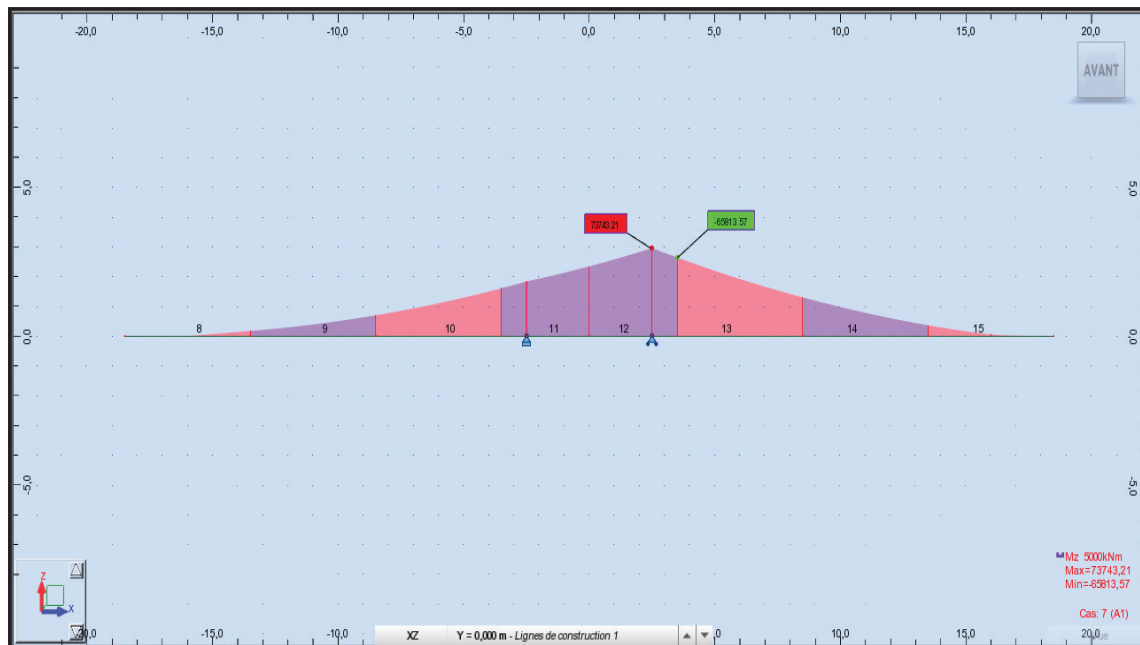


Annexe B.3. Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison A1.

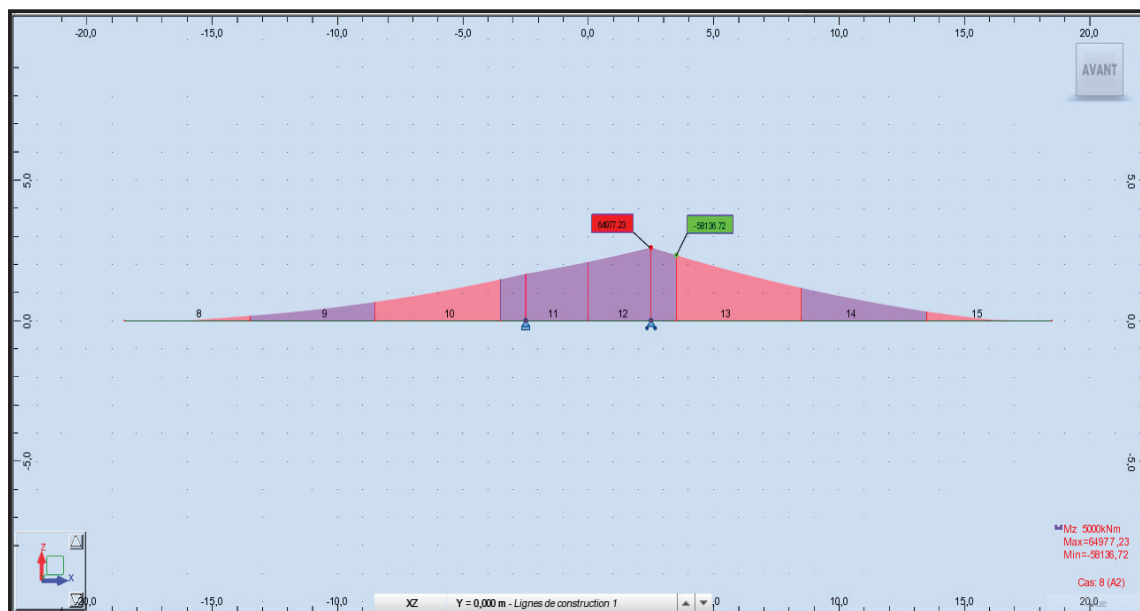


Annexe B.4. Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison A2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

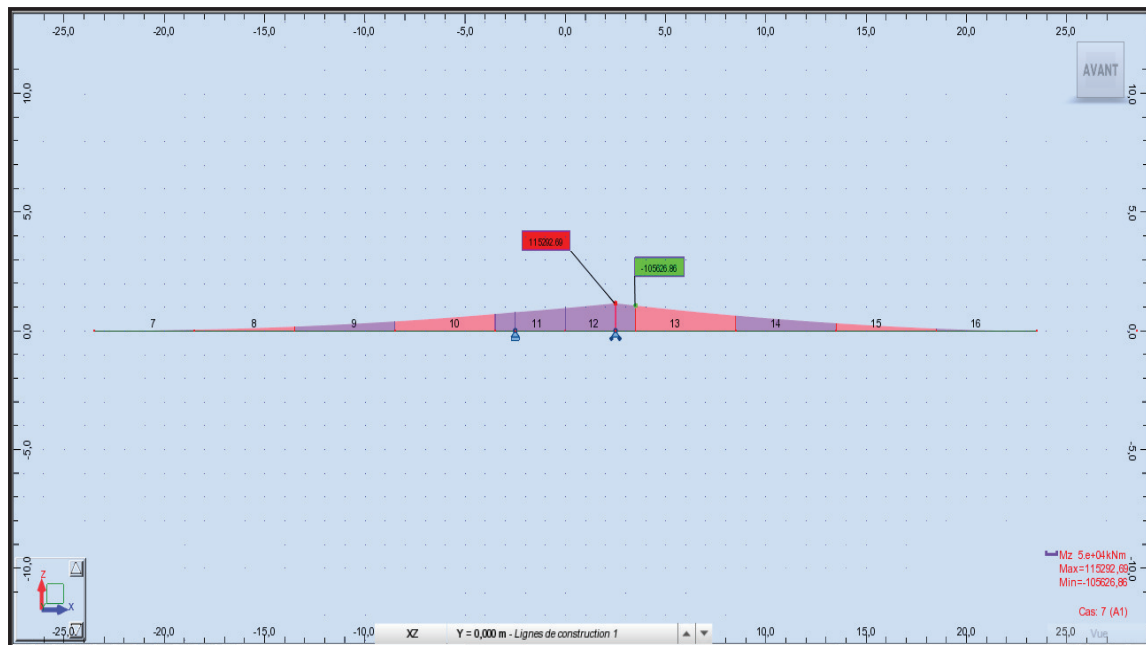


Annexe B.5. Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison A1.

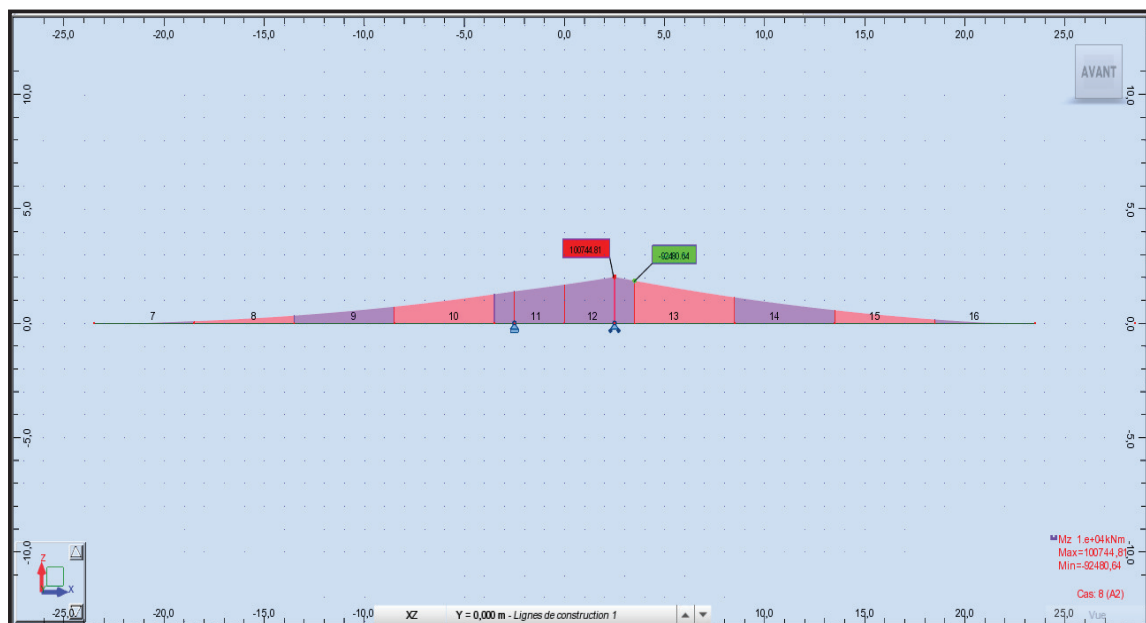


Annexe B.6. Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison A2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

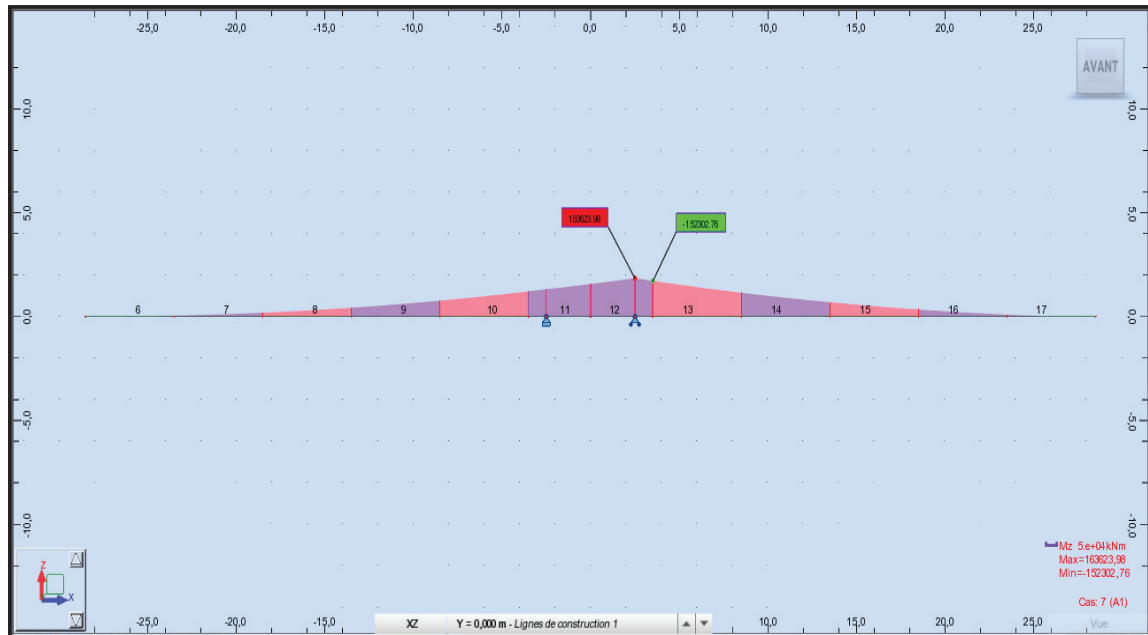


Annexe B.7. Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison A1.

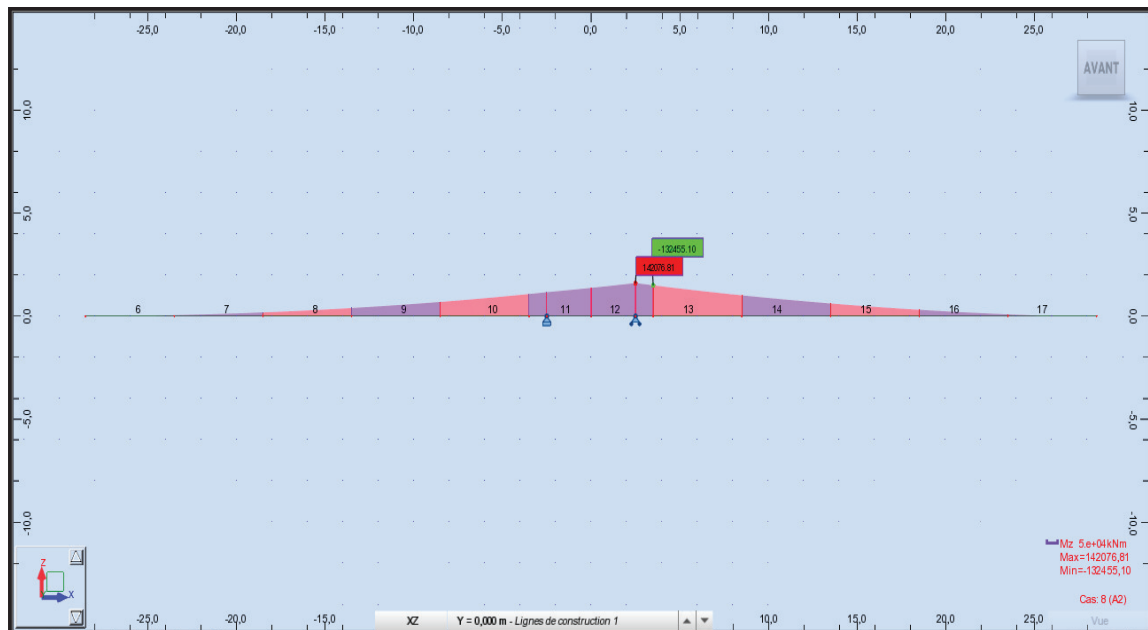


Annexe B.8. Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison A2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

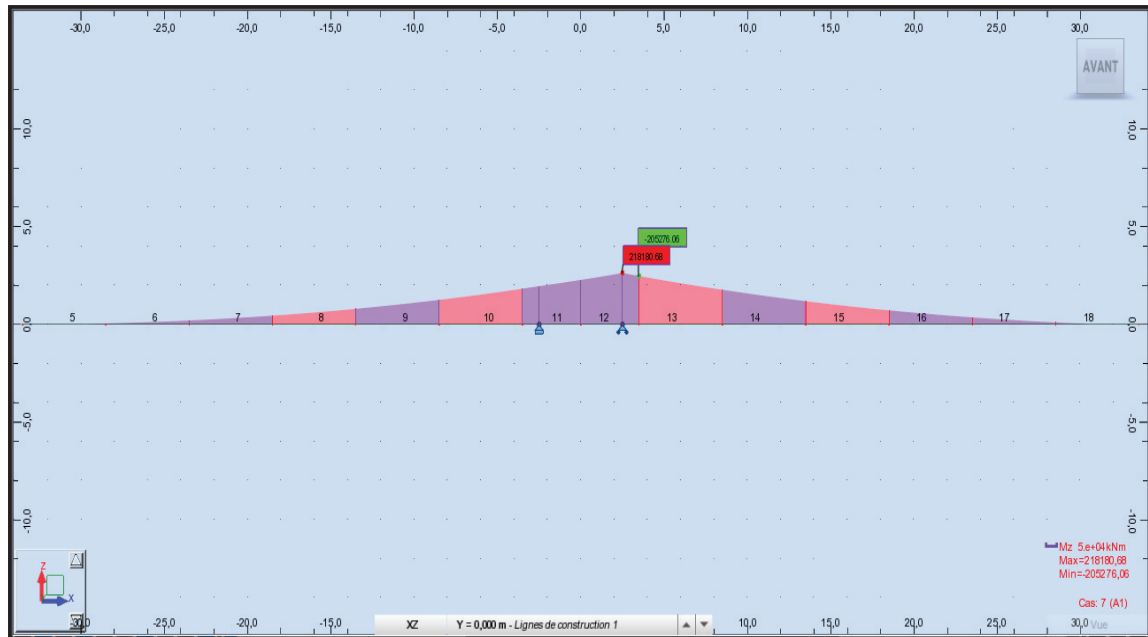


Annexe B.9. Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison A1.

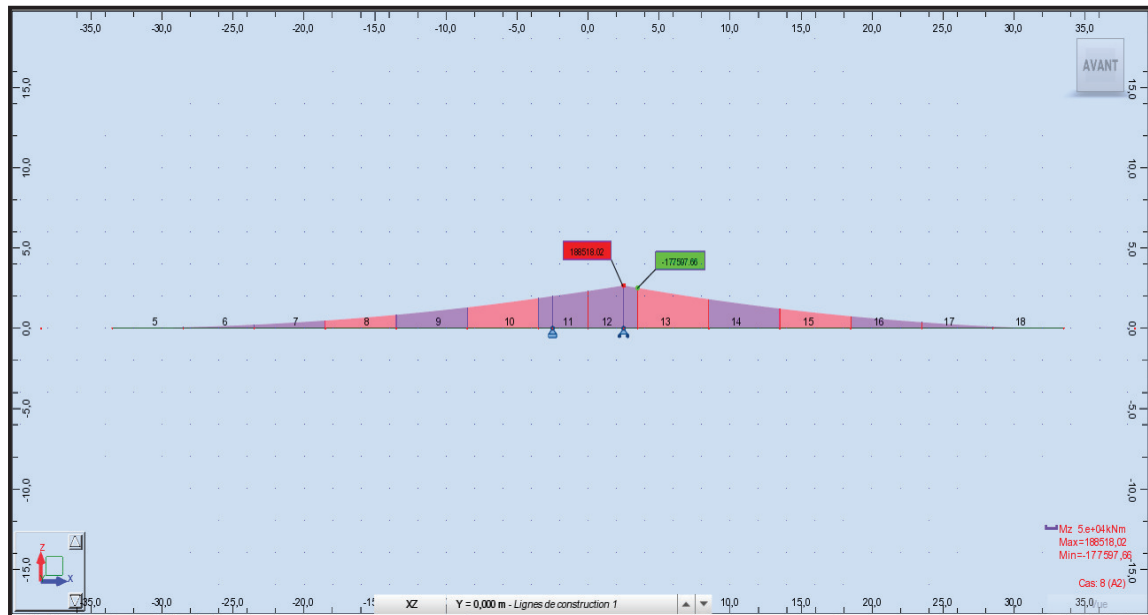


Annexe B.10. Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison A2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

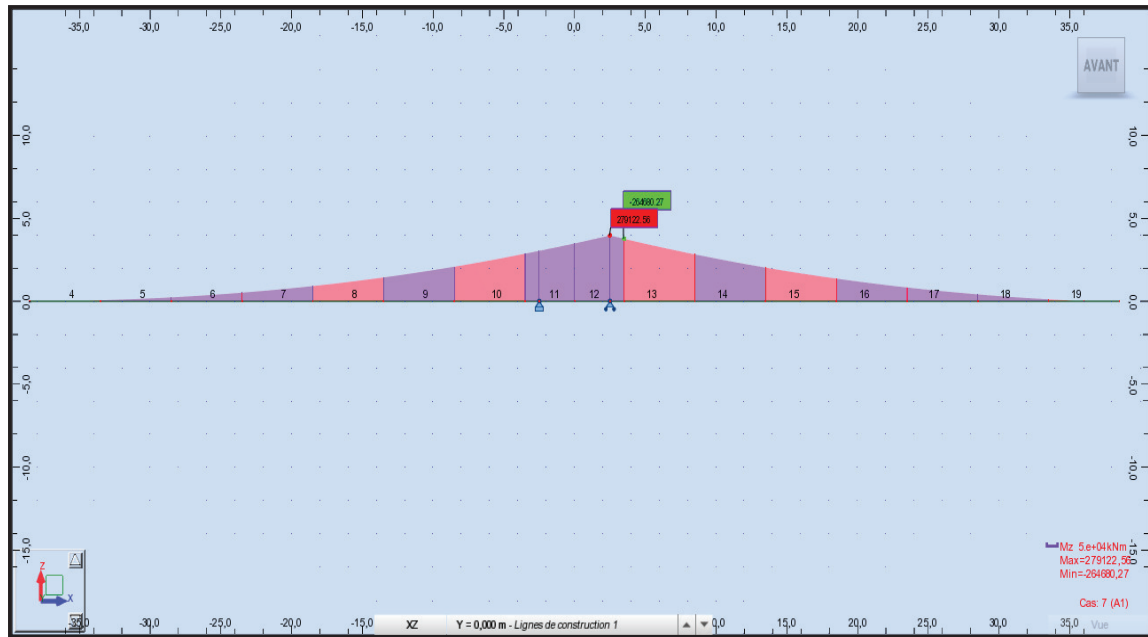


Annexe B.11. Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison A1.

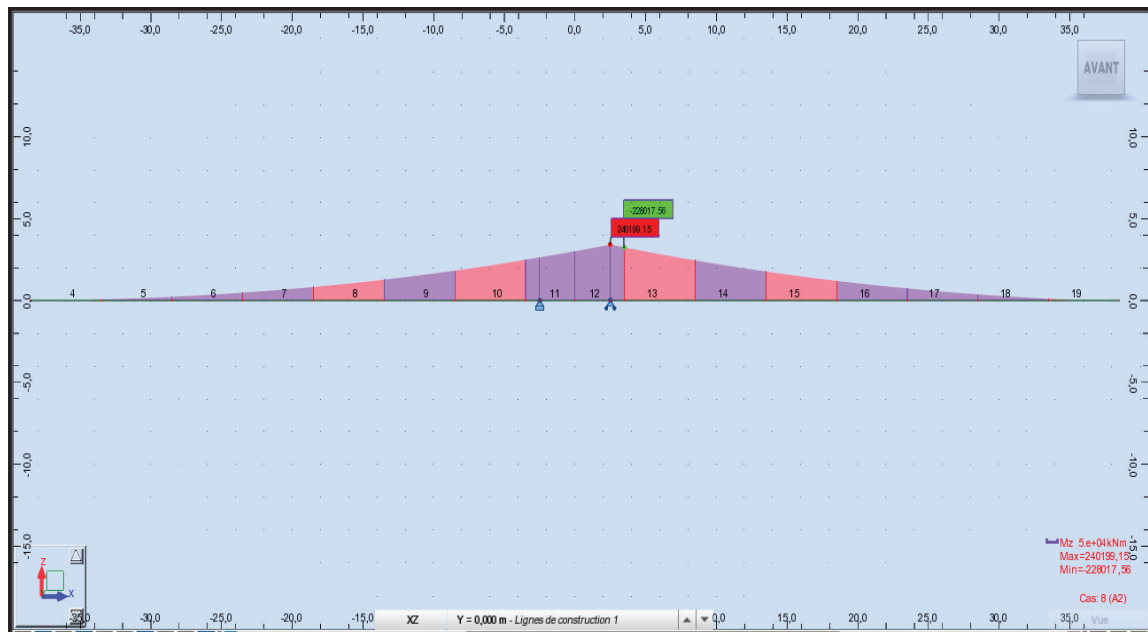


Annexe B.12. Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison A2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

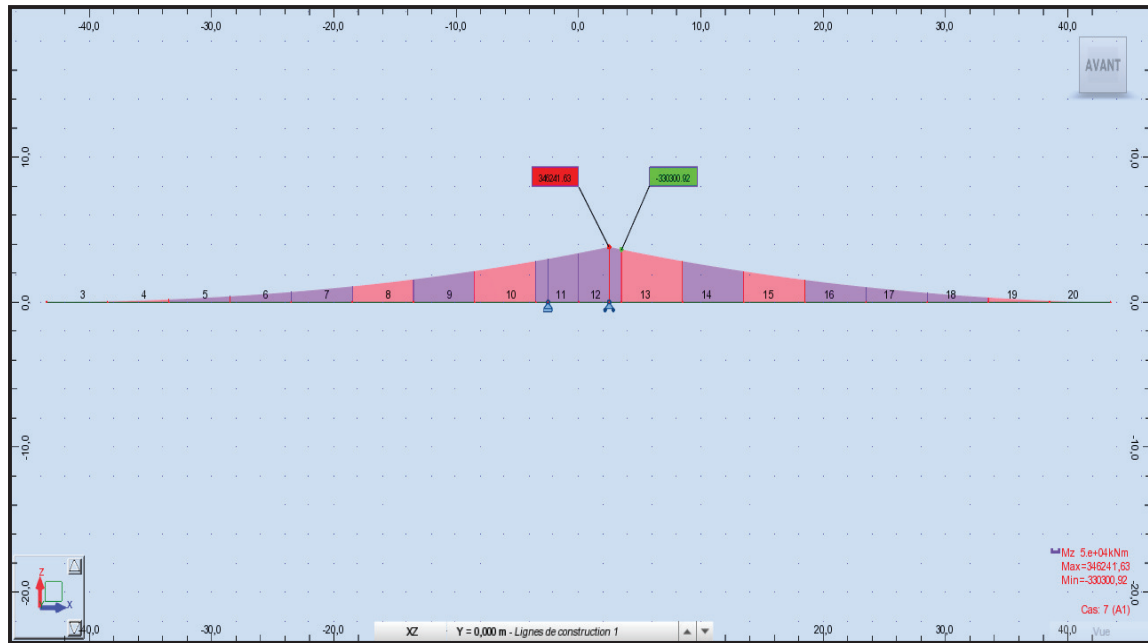


Annexe B.13. Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison A1.

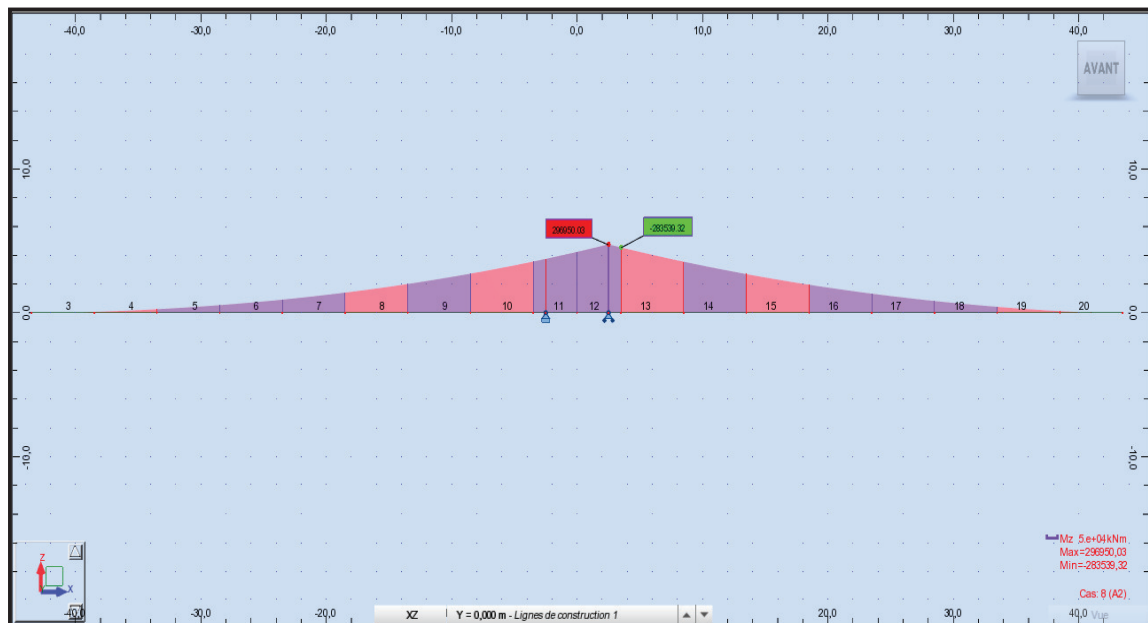


Annexe B.14. Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison A2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

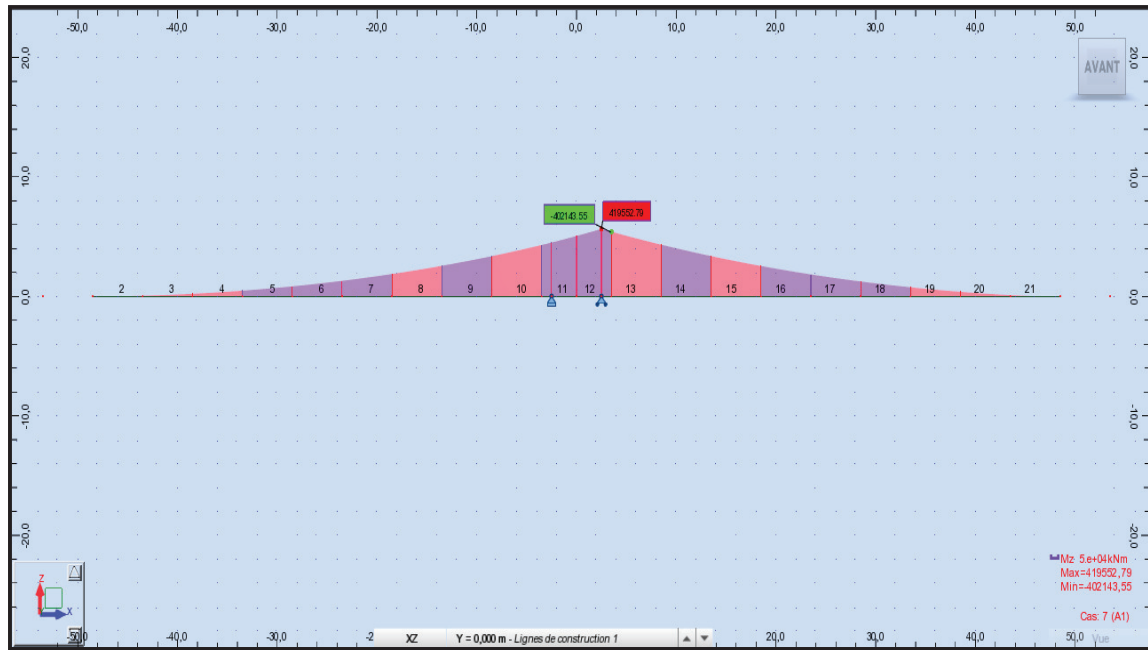


Annexe B.15. Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison A1.

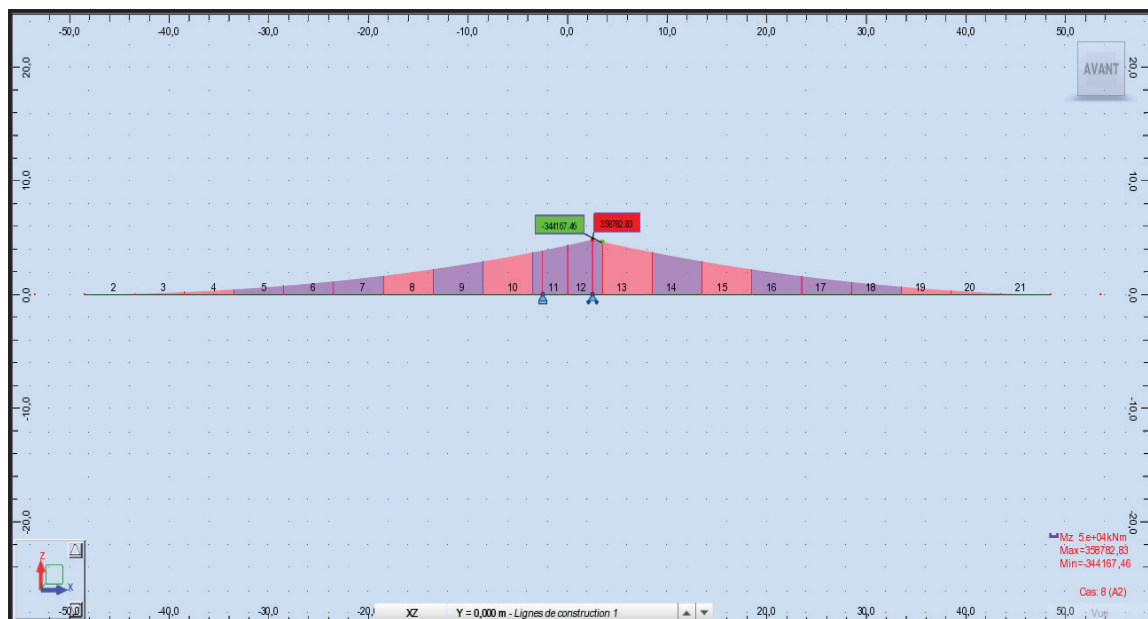


Annexe B.16. Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison A2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

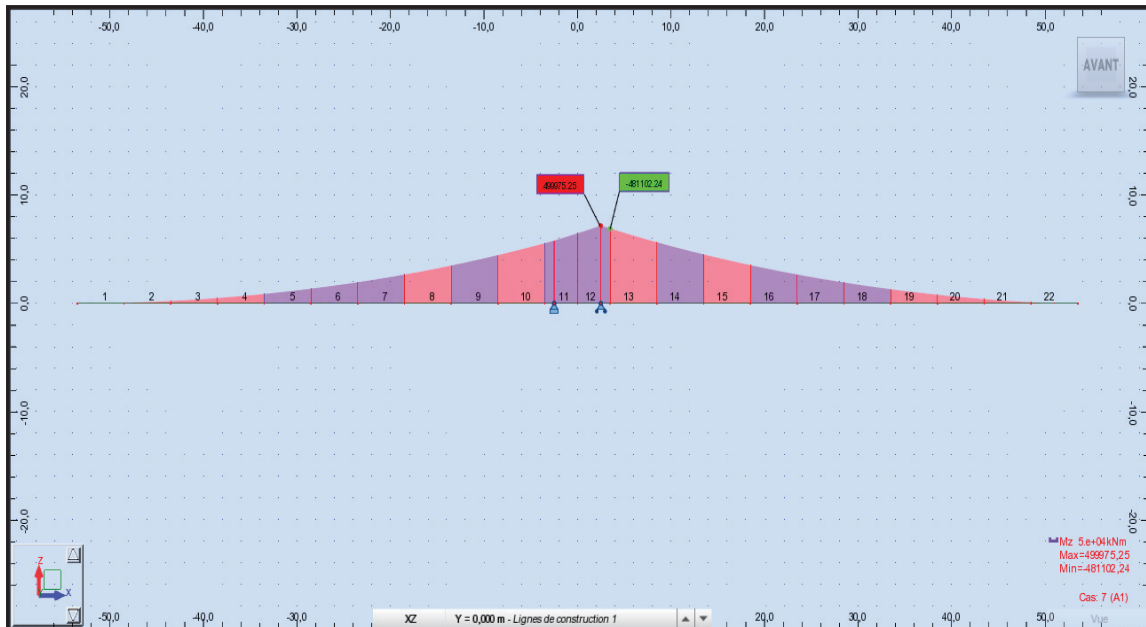


Annexe B.17. Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison A1.

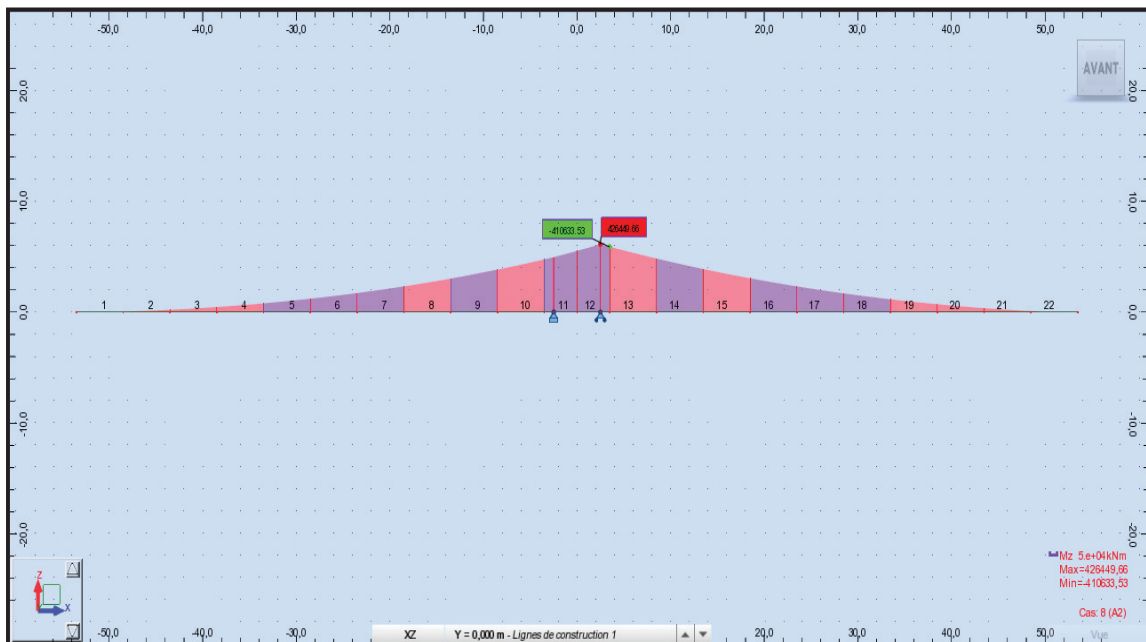


Annexe B.18. Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison A2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

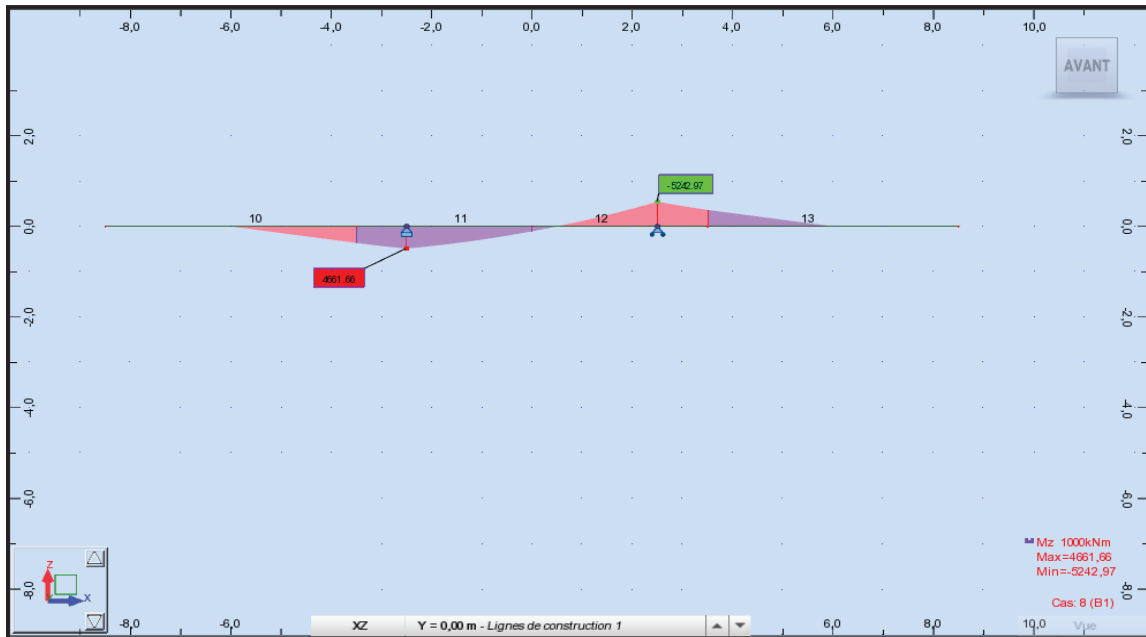


Annexe B.19. Moment fléchissant dans la phase de construction (11) sous la combinaison A1.

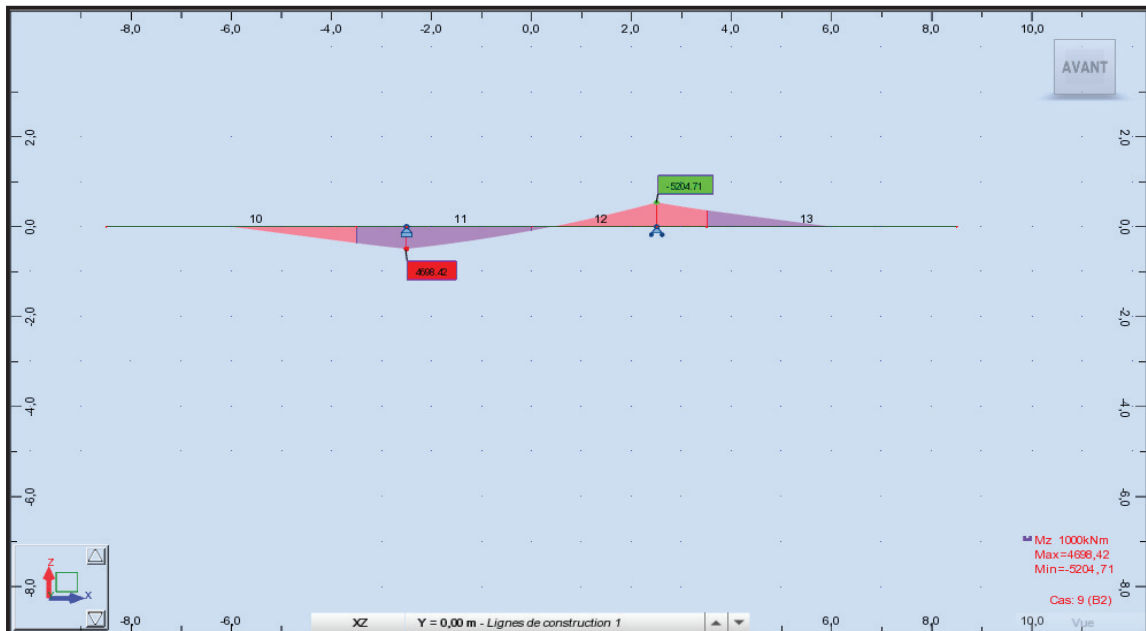


Annexe B.20. Moment fléchissant dans la phase de construction (11) sous la combinaison A2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

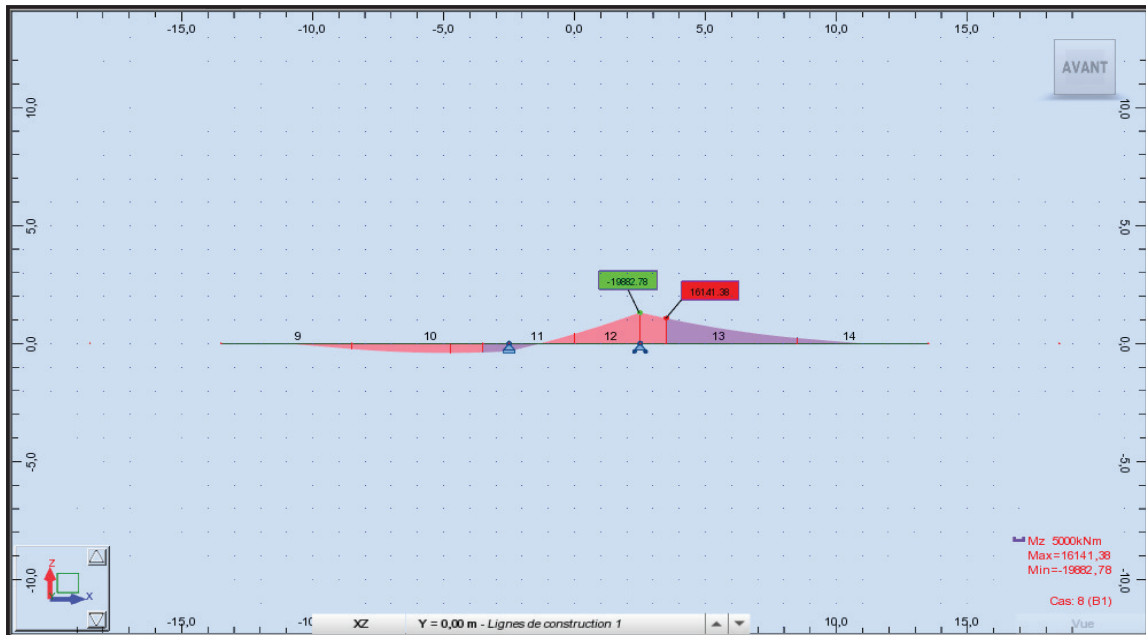


Annexe B.21. Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison B1.

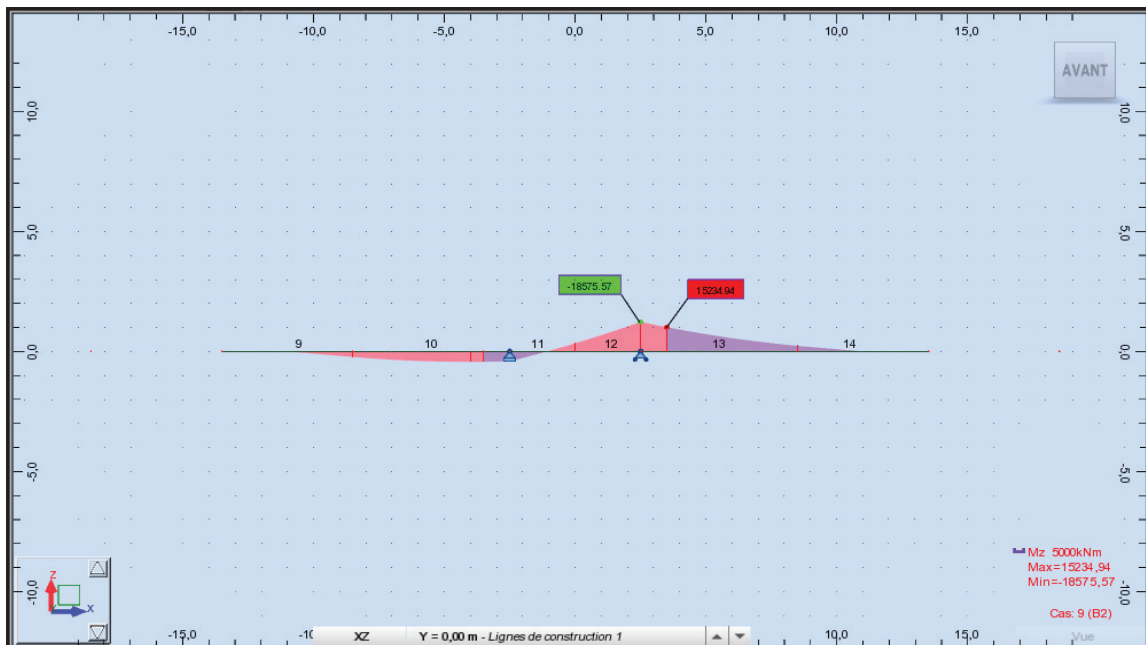


Annexe B.22. Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison B2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

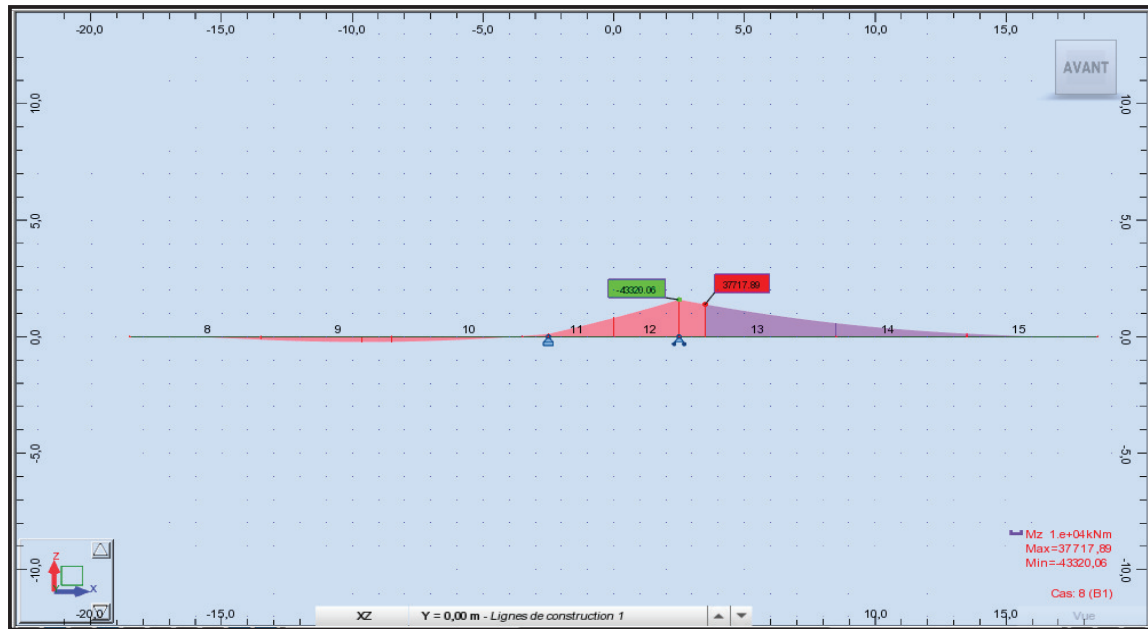


Annexe B.23. Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison B1.

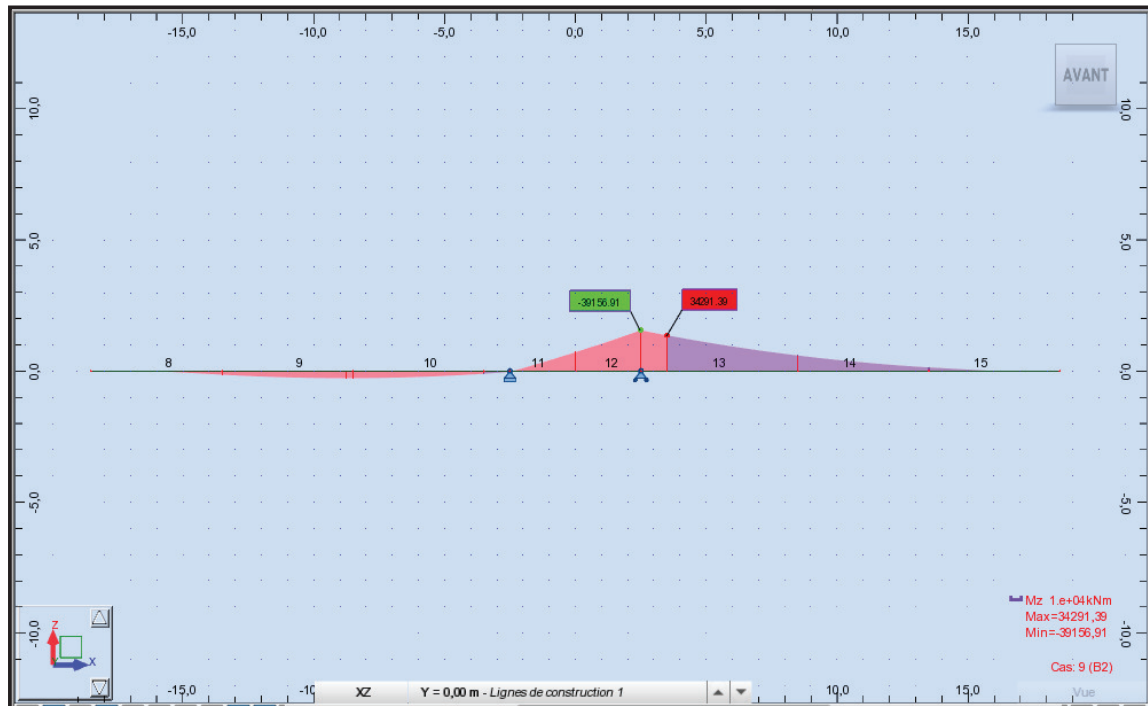


Annexe B.24. Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison B2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

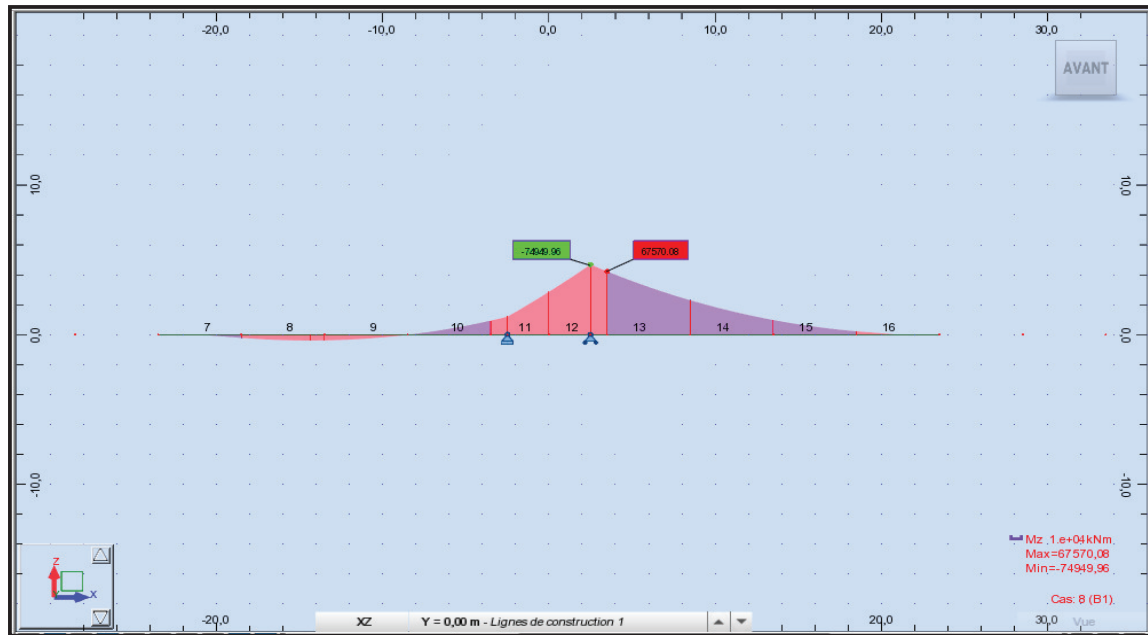


Annexe B.25. Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison B1.

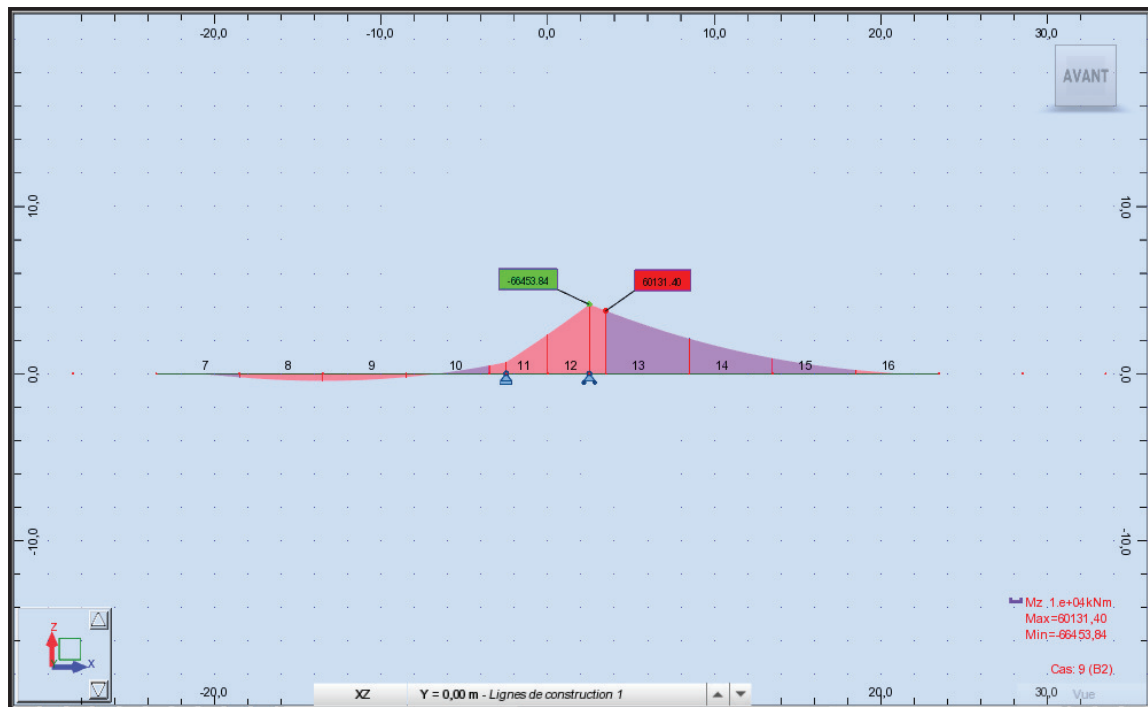


Annexe B.26. Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison B2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

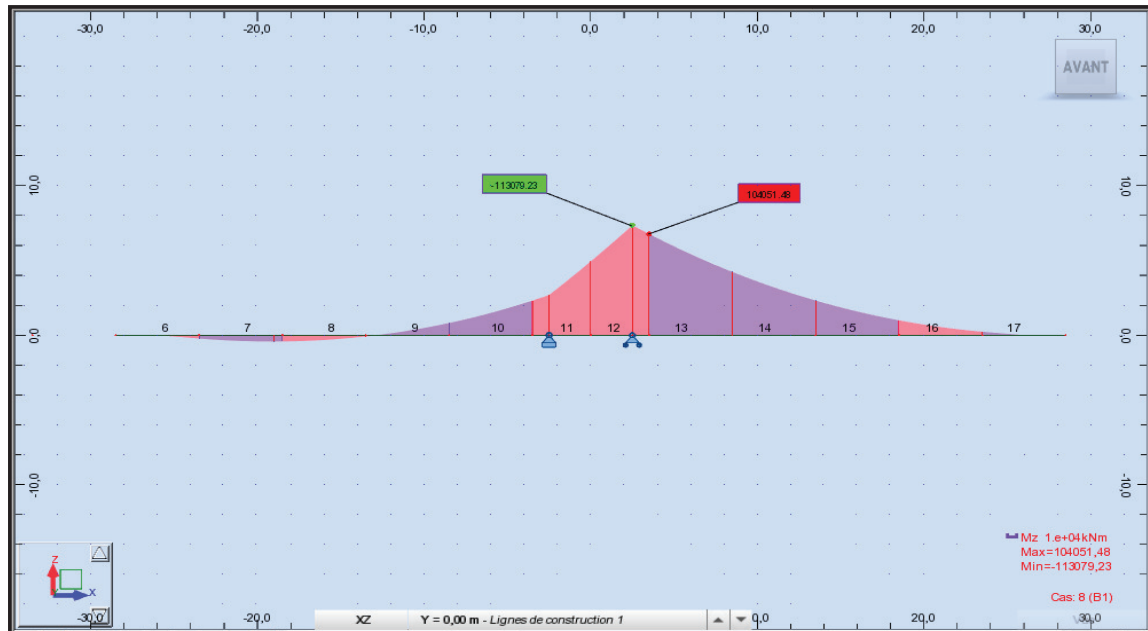


Annexe B.27. Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison B1.

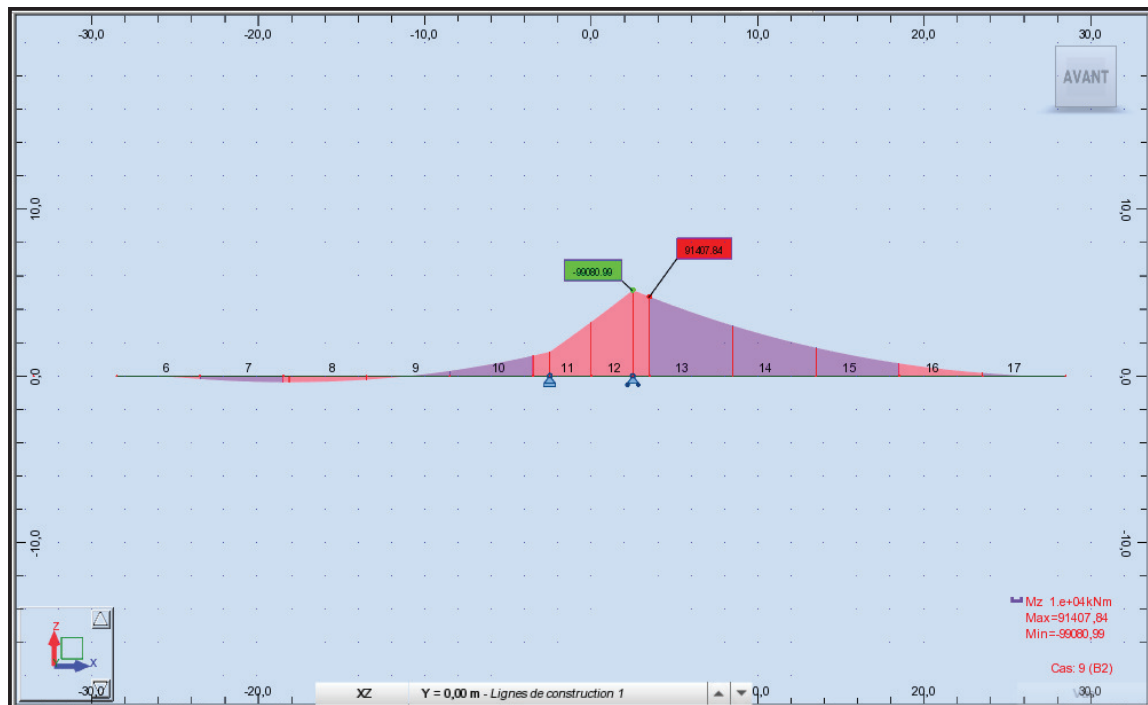


Annexe B.28. Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison B2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

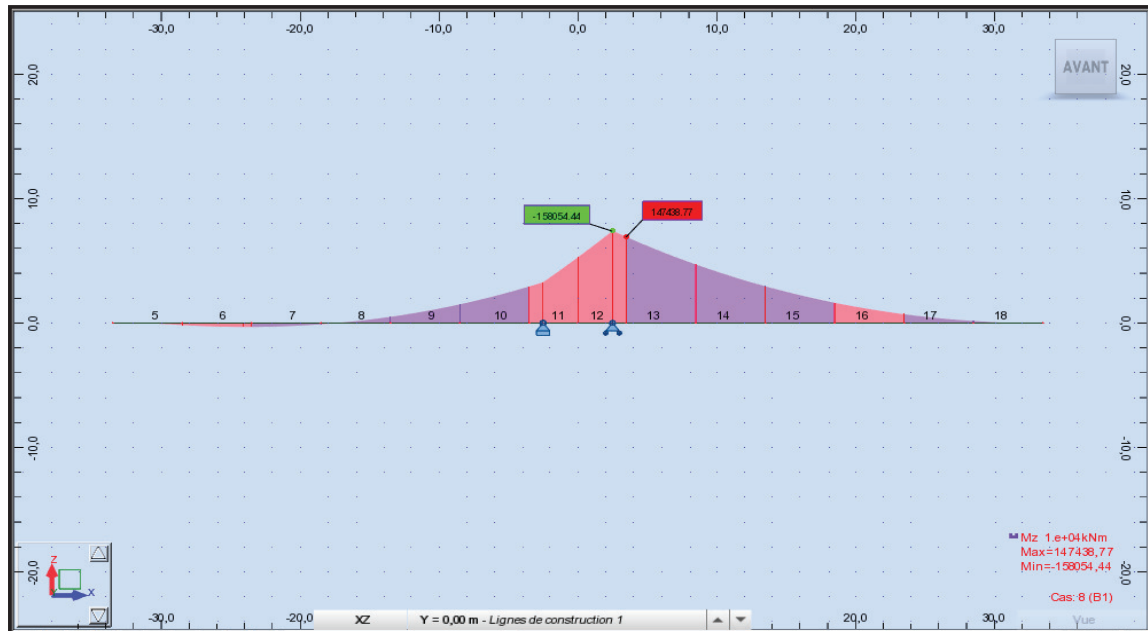


Annexe B.29. Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison B1.

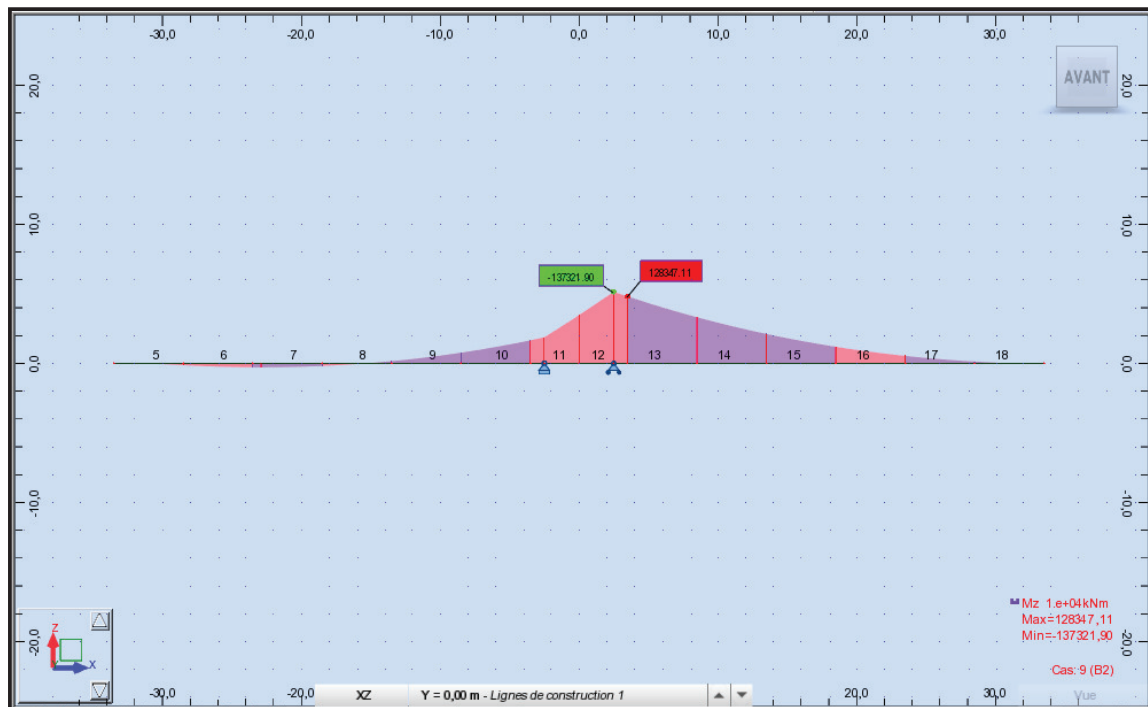


Annexe B.30. Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison B2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

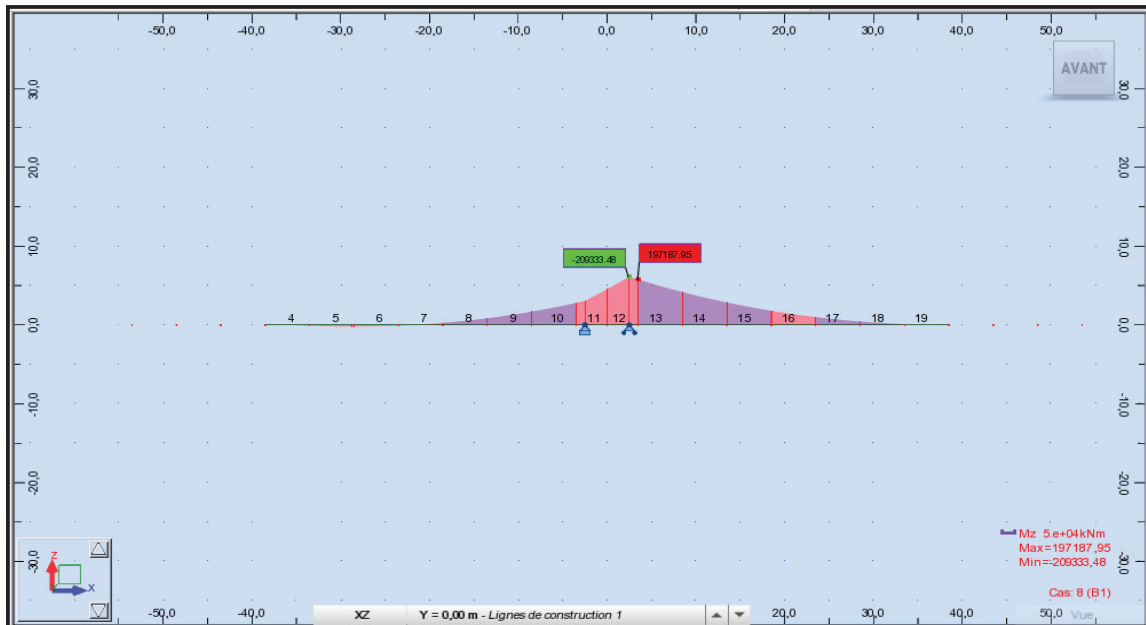


Annexe B.31. Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison B1.

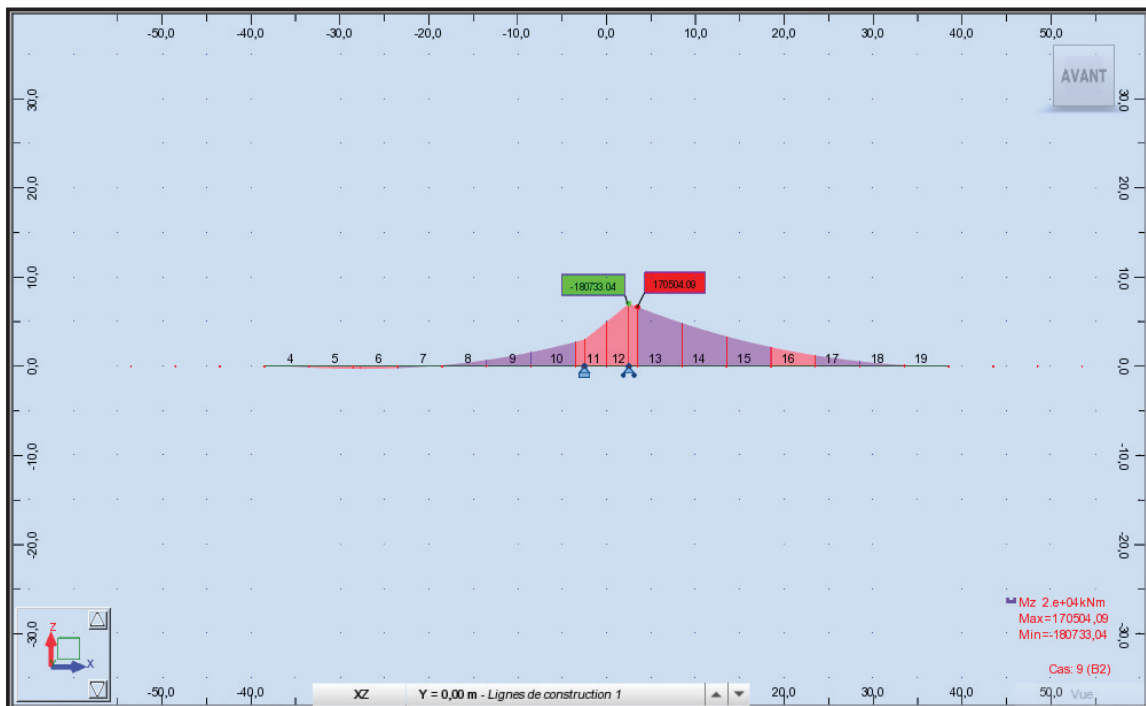


Annexe B.32. Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison B2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

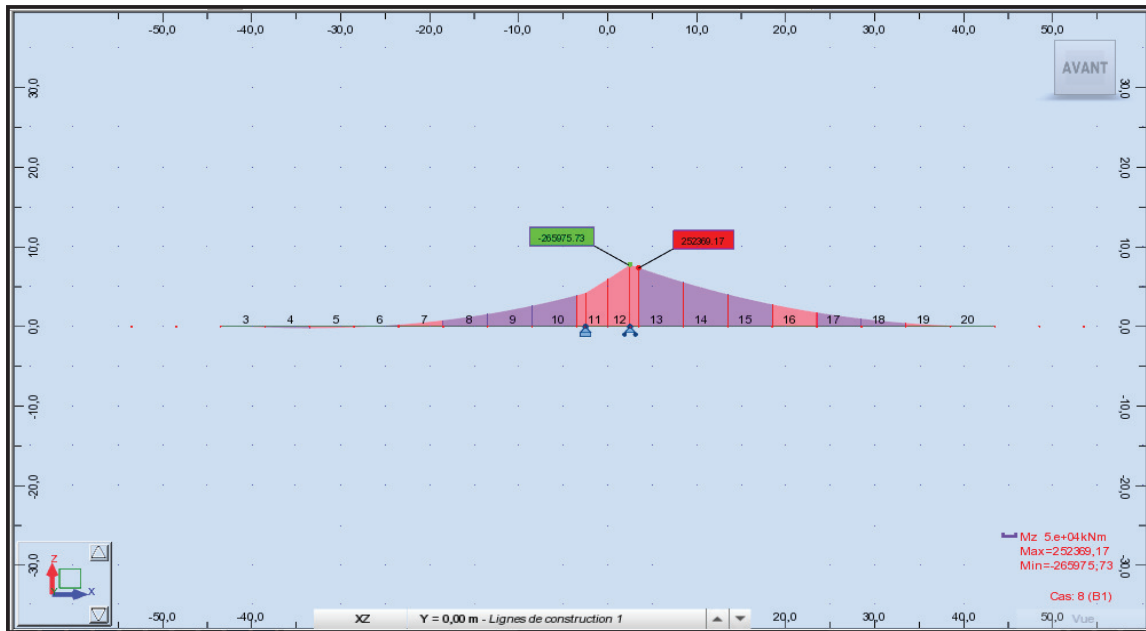


Annexe B.33. Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison B1.

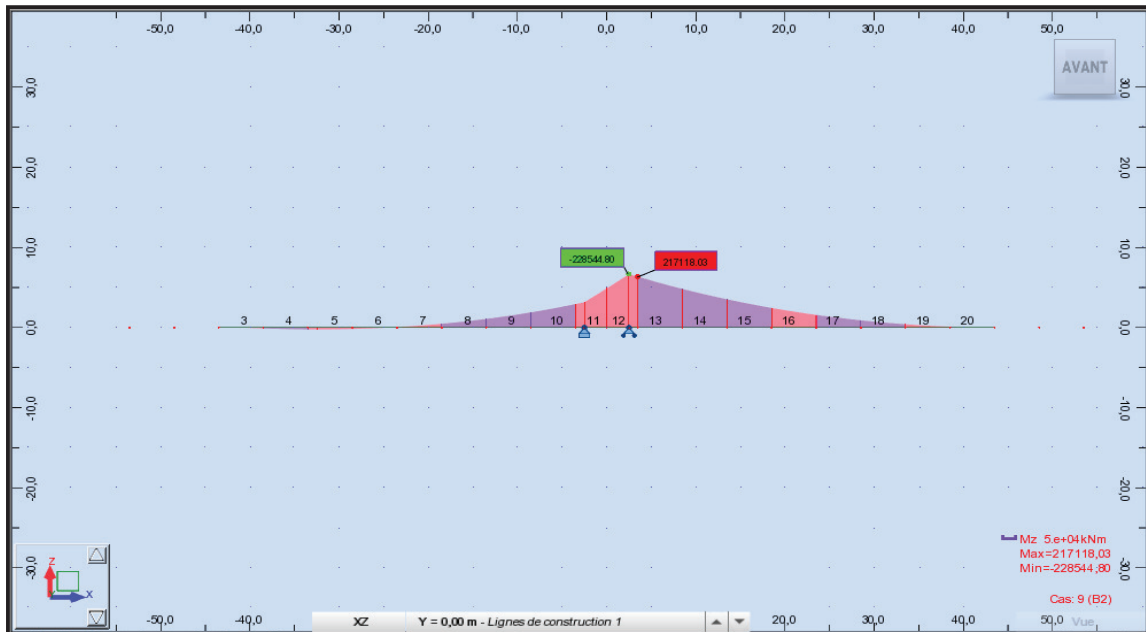


Annexe B.34. Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison B2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

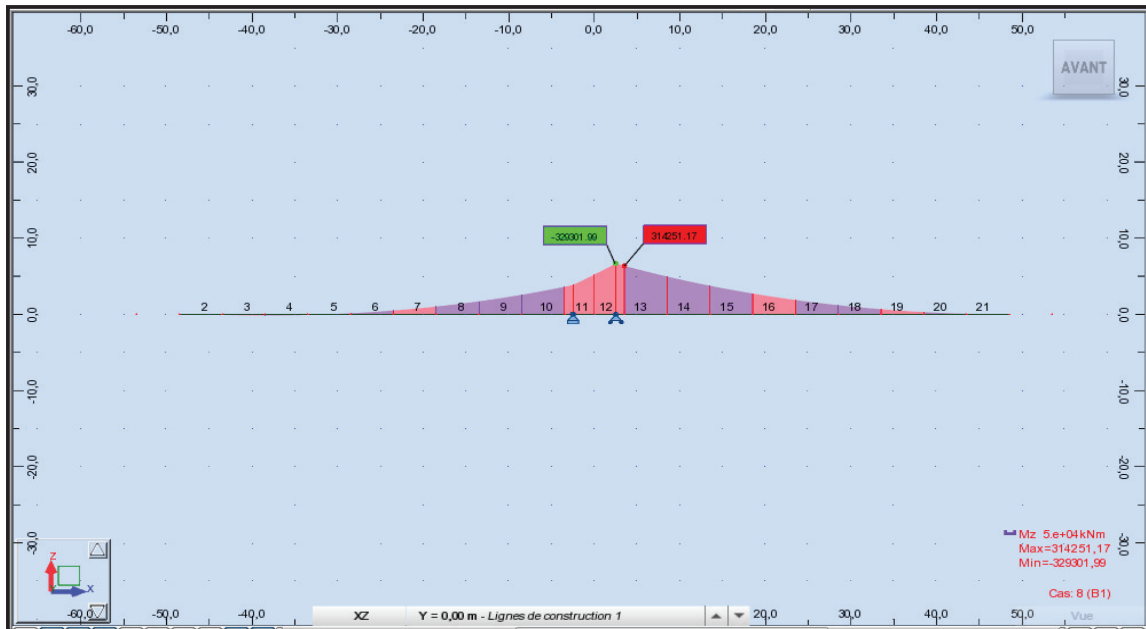


Annexe B.35. Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison B1.

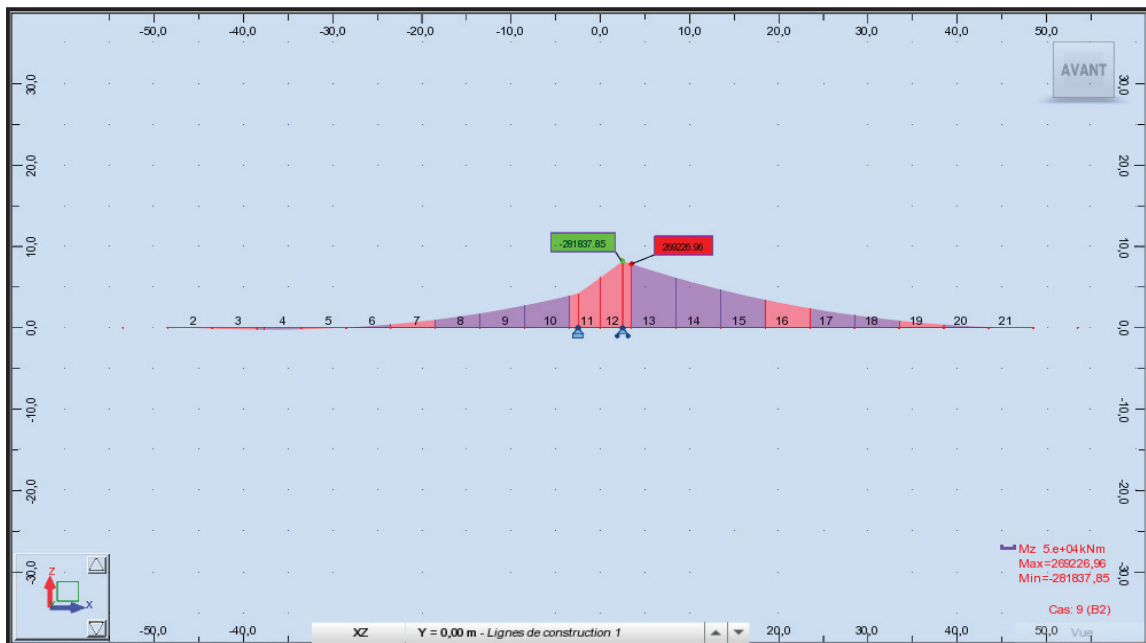


Annexe B.36. Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison B2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

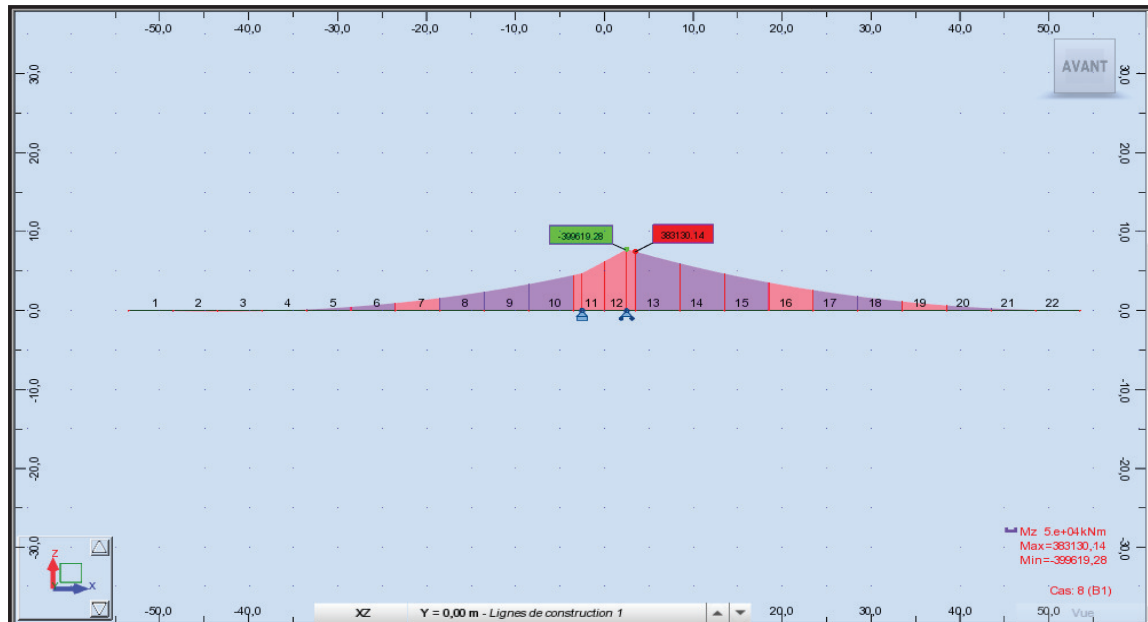


Annexe B.37. Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison B1.

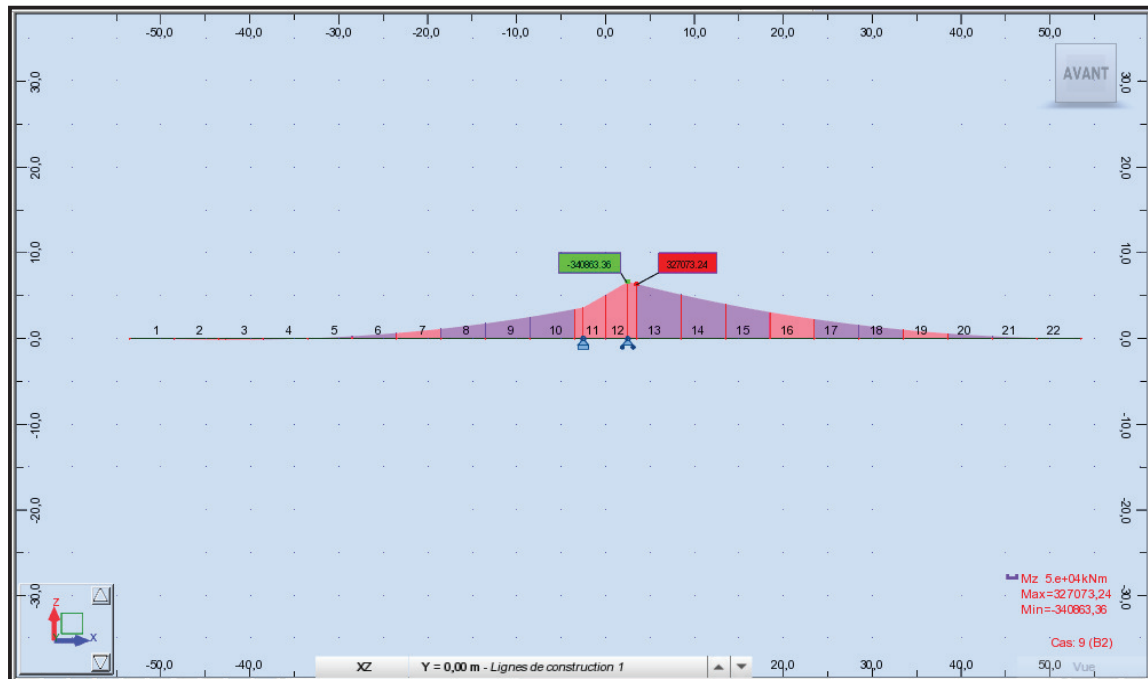


Annexe B.38. Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison B2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

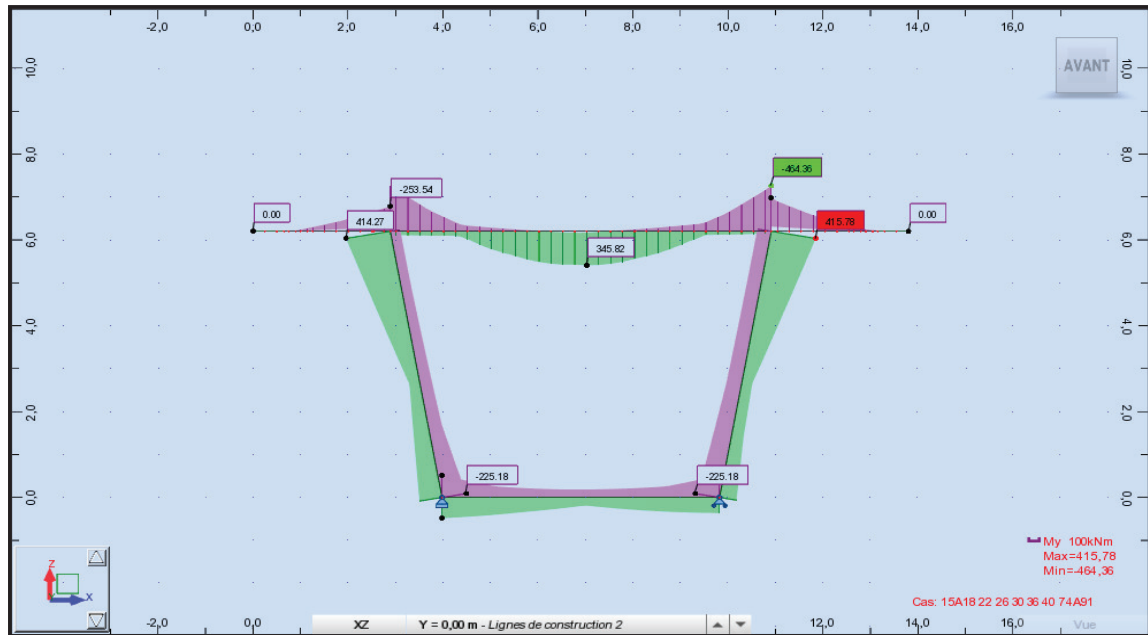


Annexe B.39. Moment fléchissant dans la phase de construction (11) sous la combinaison B1.

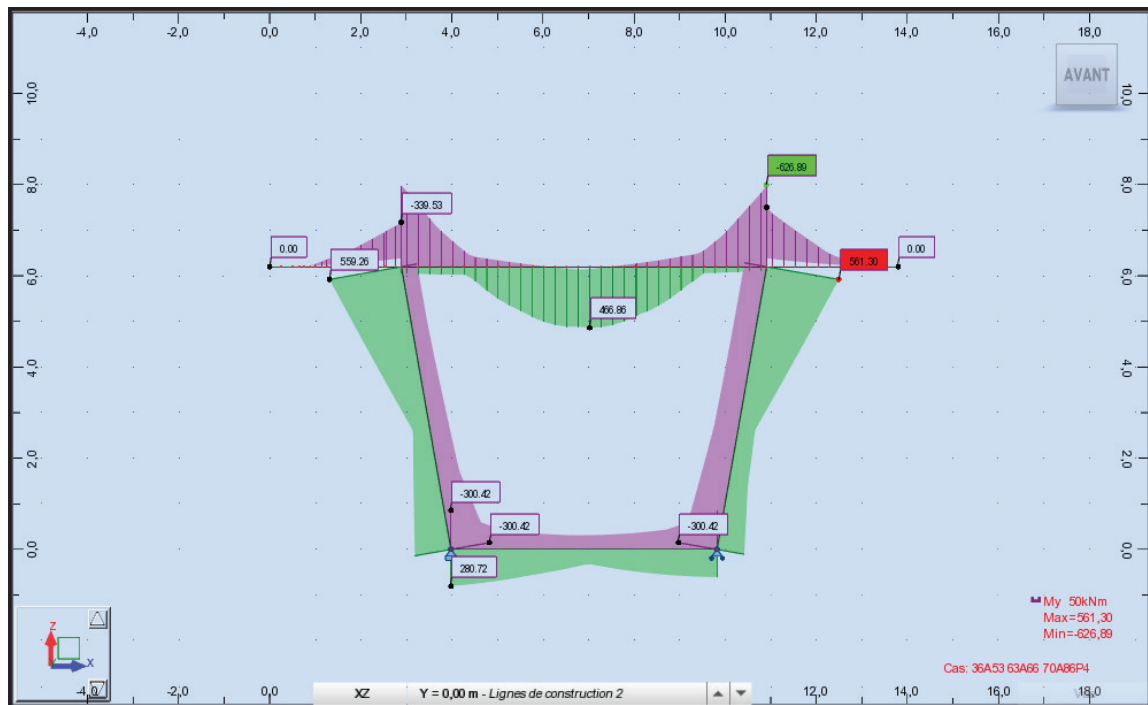


Annexe B.40. Moment fléchissant dans la phase de construction (11) sous la combinaison B2.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

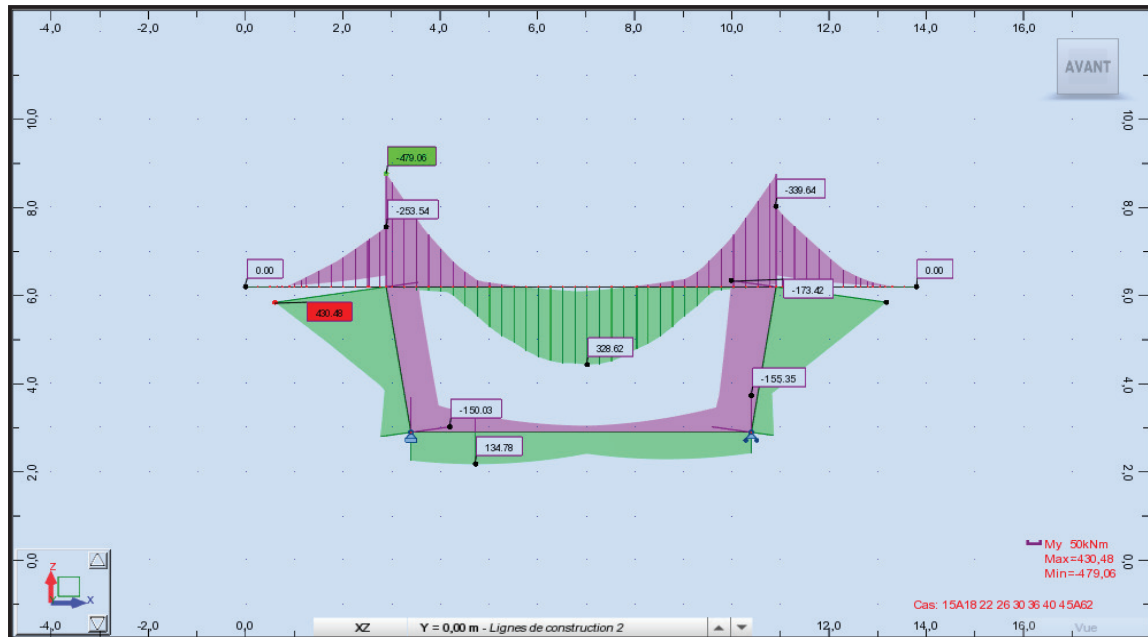


Annexe B.41. Moment fléchissant maximum dans le voussoir sur pile à L'ELS.

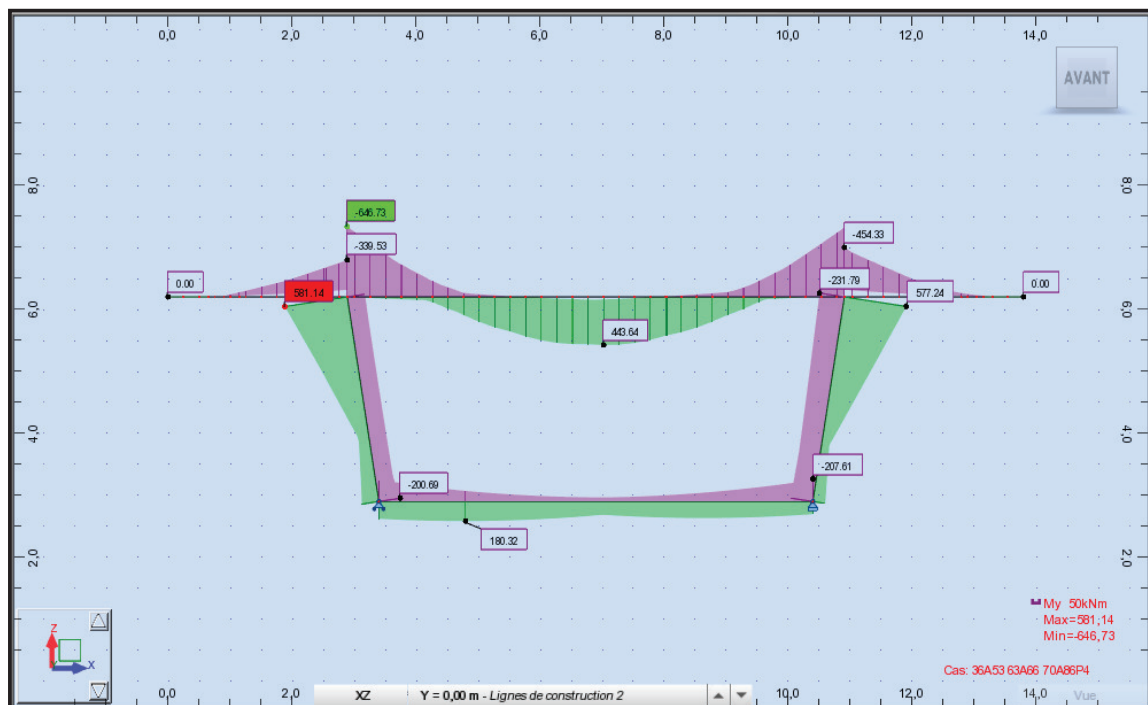


Annexe B.42. Moment fléchissant maximum dans le voussoir sur pile à L'ELU.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

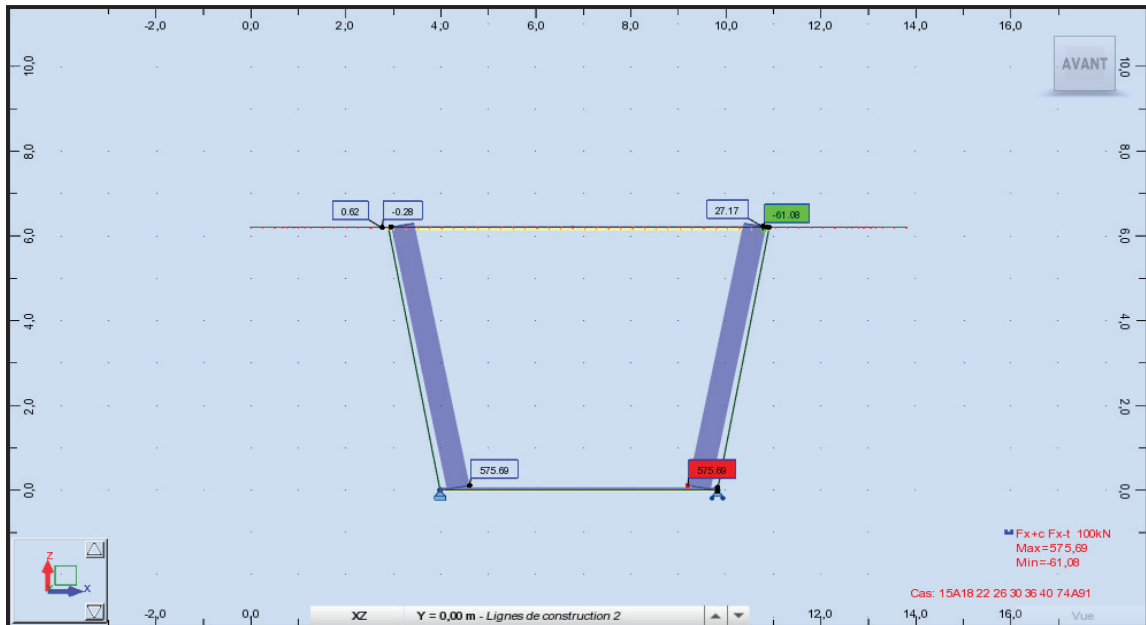


Annexe B.43. Moment fléchissant maximum dans le voussoir à la clef à L'ELS.

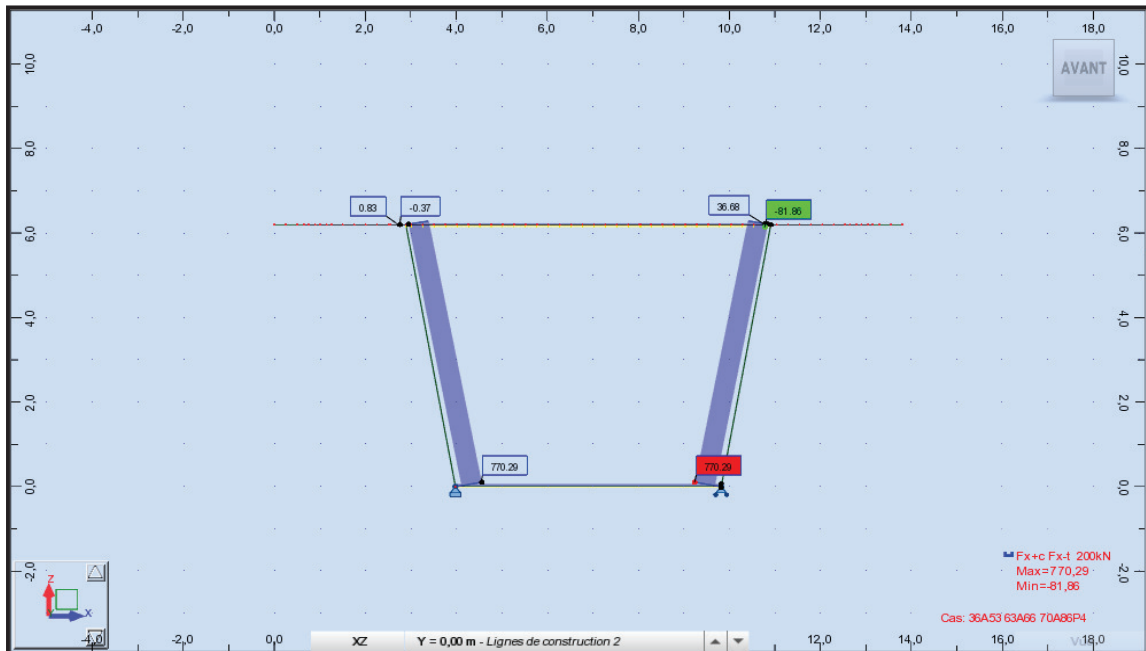


Annexe B.44. Moment fléchissant maximum dans le voussoir à la clef à L'ELU.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

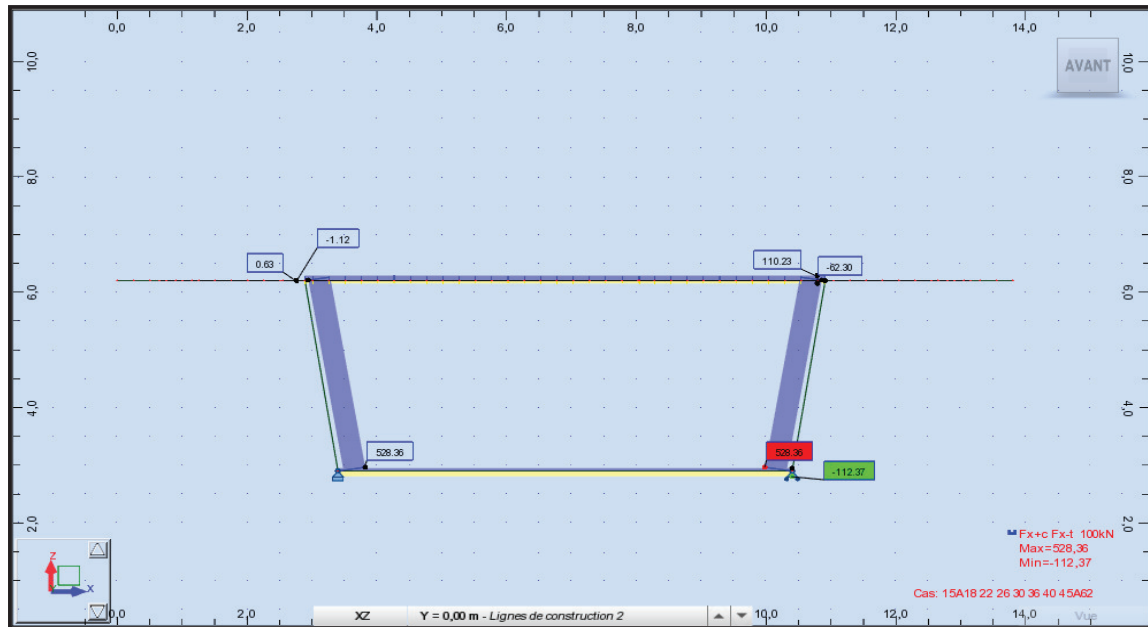


Annexe B.45. Effort normal maximum dans le voussoir sur pile à L'ELS.

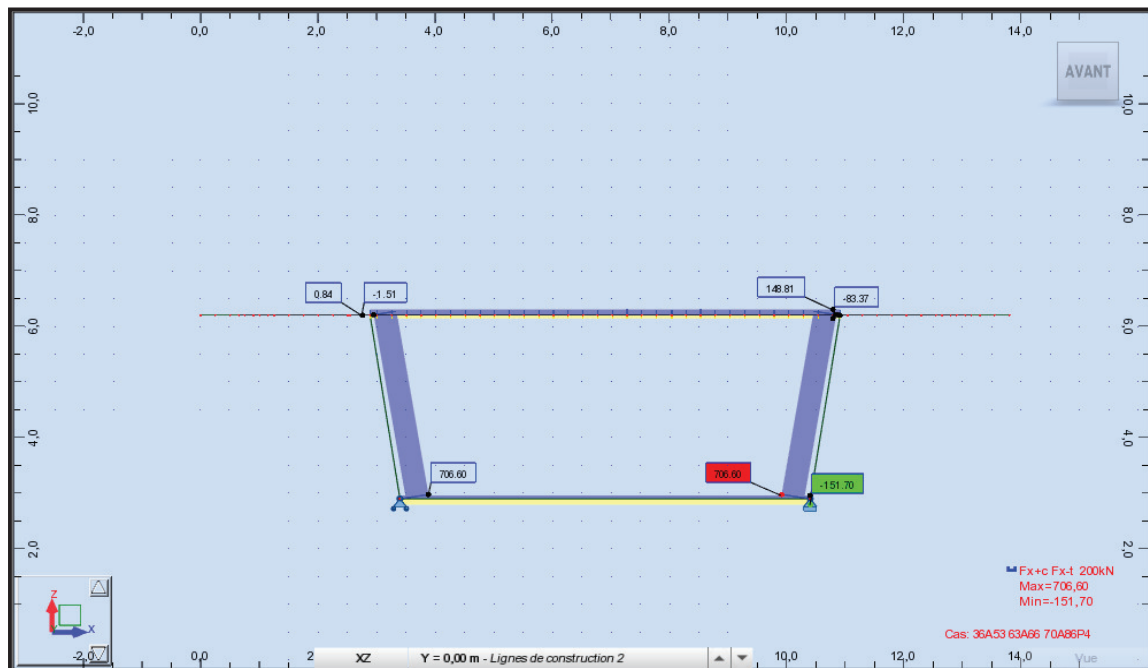


Annexe B.46. Effort normal maximum dans le voussoir sur pile à L'ELU.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

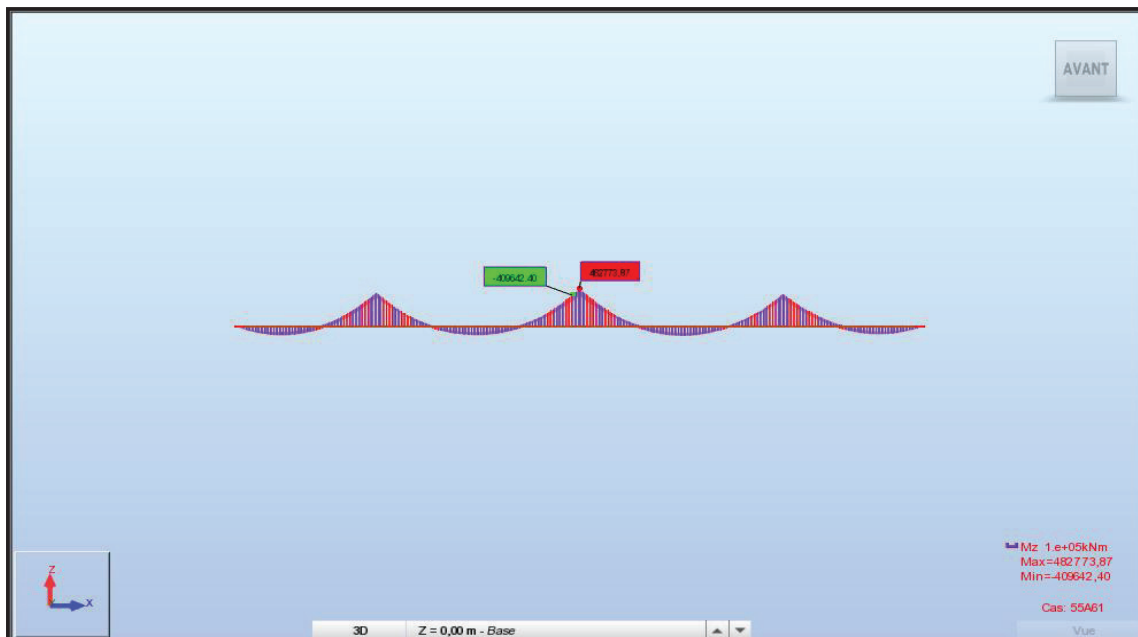


Annexe B.47. Effort normal maximum dans le voussoir à la clef à L'ELS.

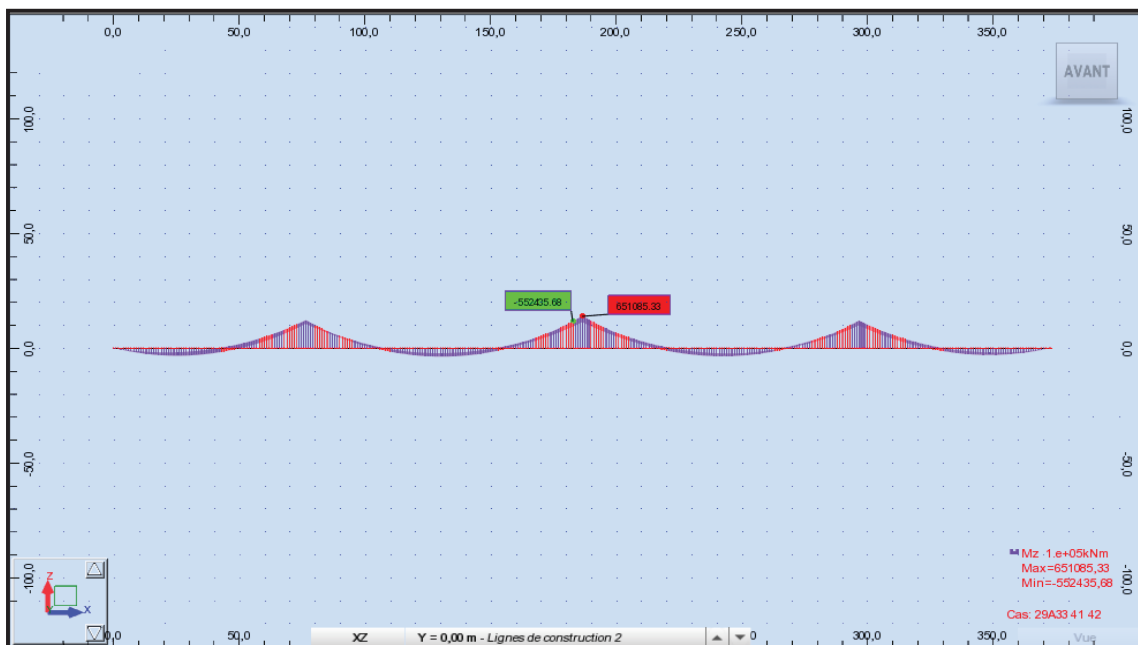


Annexe B.48. Effort normal maximum dans le voussoir à la clef à L'ELS.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

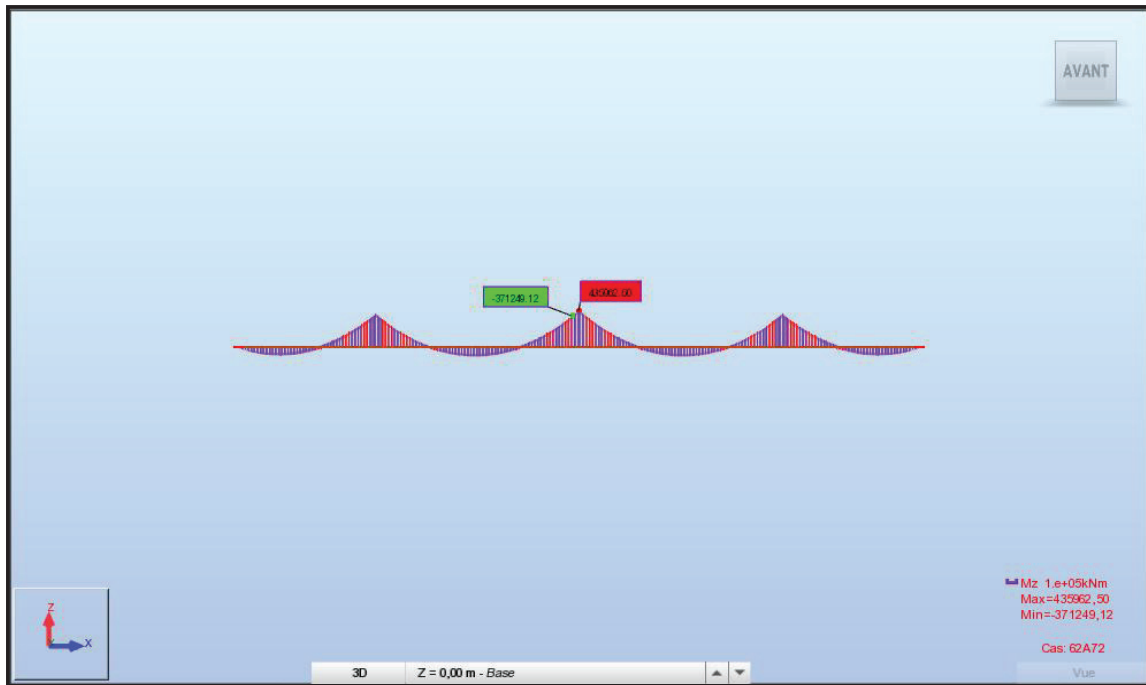


Annexe B.49. Moment fléchissant sous la combinaison  $G+1,2(A+I)+St$ .

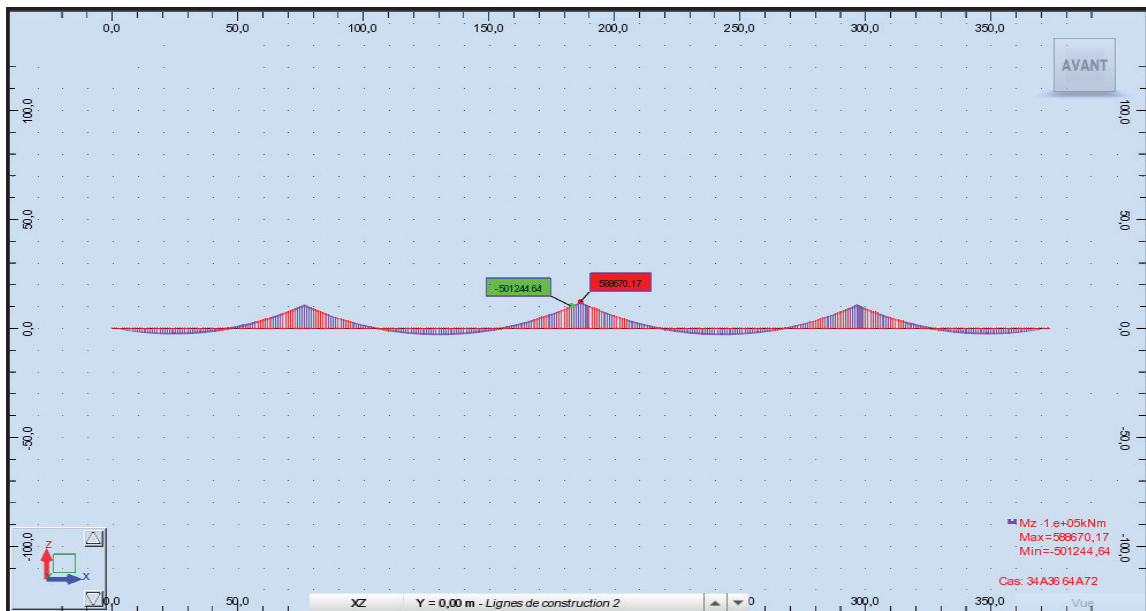


Annexe B.50. Moment fléchissant sous la combinaison  $1,35G+1,6(A+I)+St$ .

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

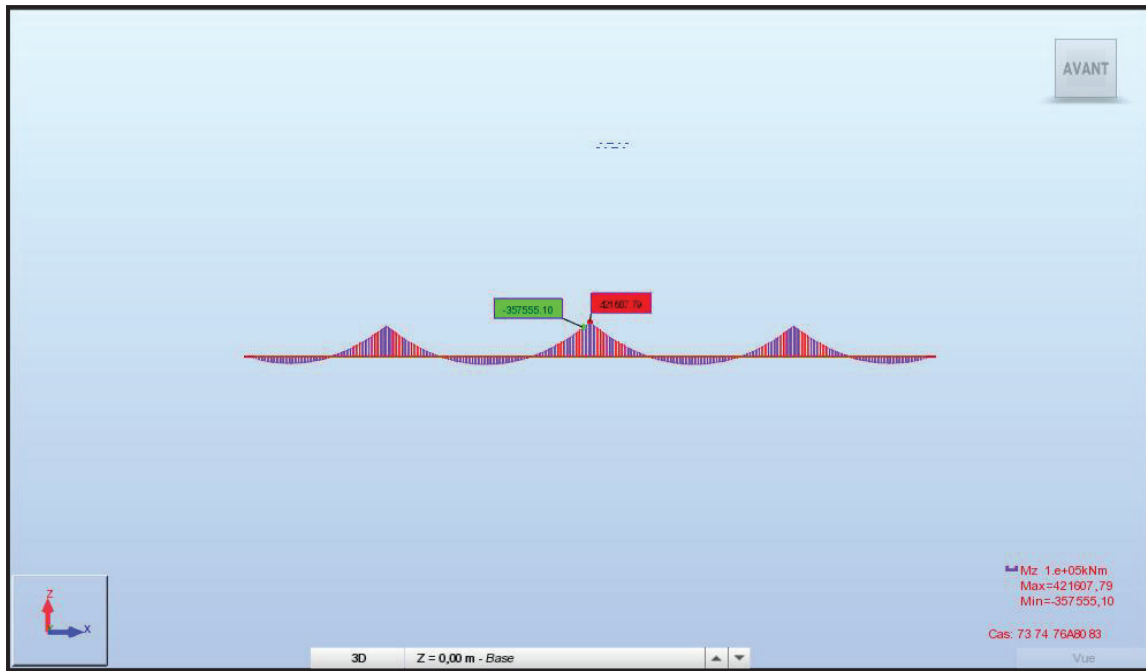


Annexe B.51. Moment fléchissant sous la combinaison  $G+1,2(Bc+St)$ .

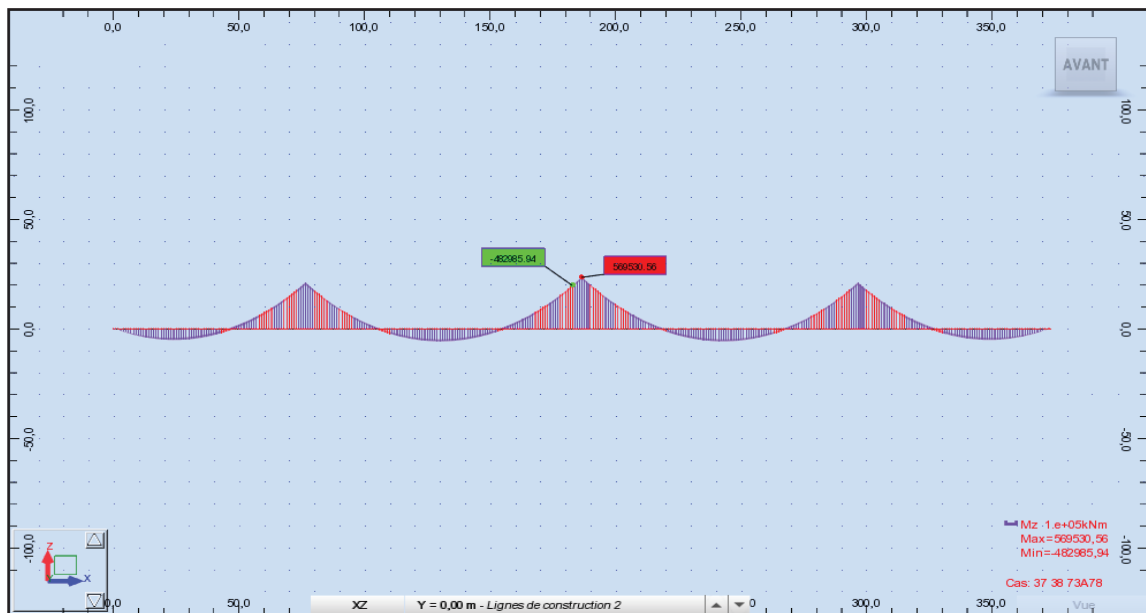


Annexes B.52. Moment fléchissant sous la combinaison  $1,35G+1,6(Bc+St)$ .

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

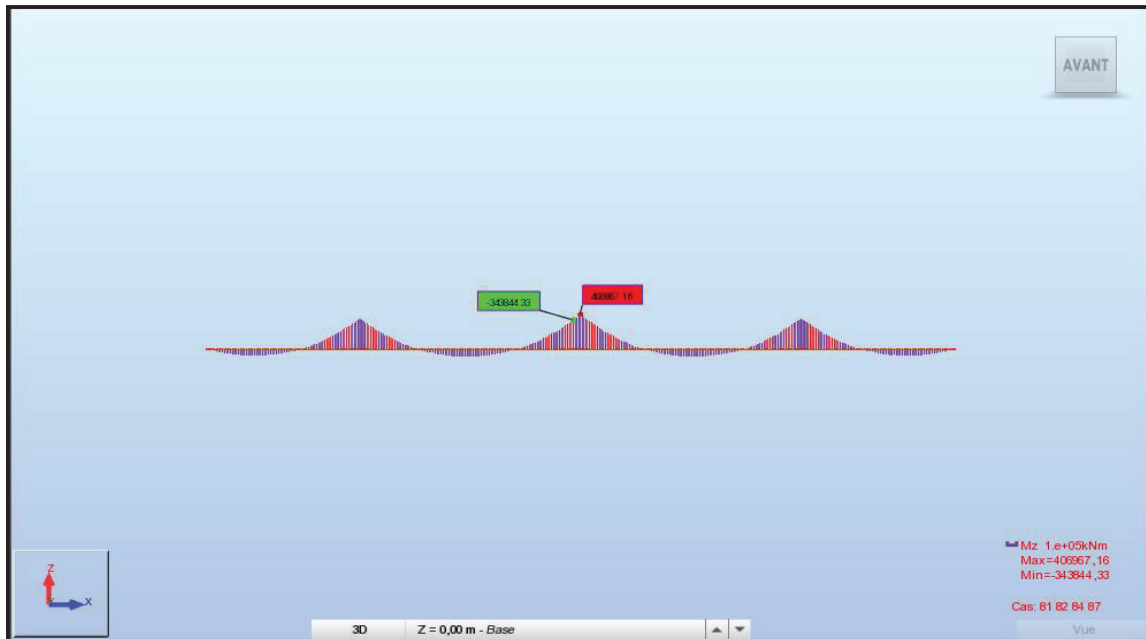


Annexe B.53. Moment fléchissant sous la combinaison  $G+1,6(Bt+St)$ .

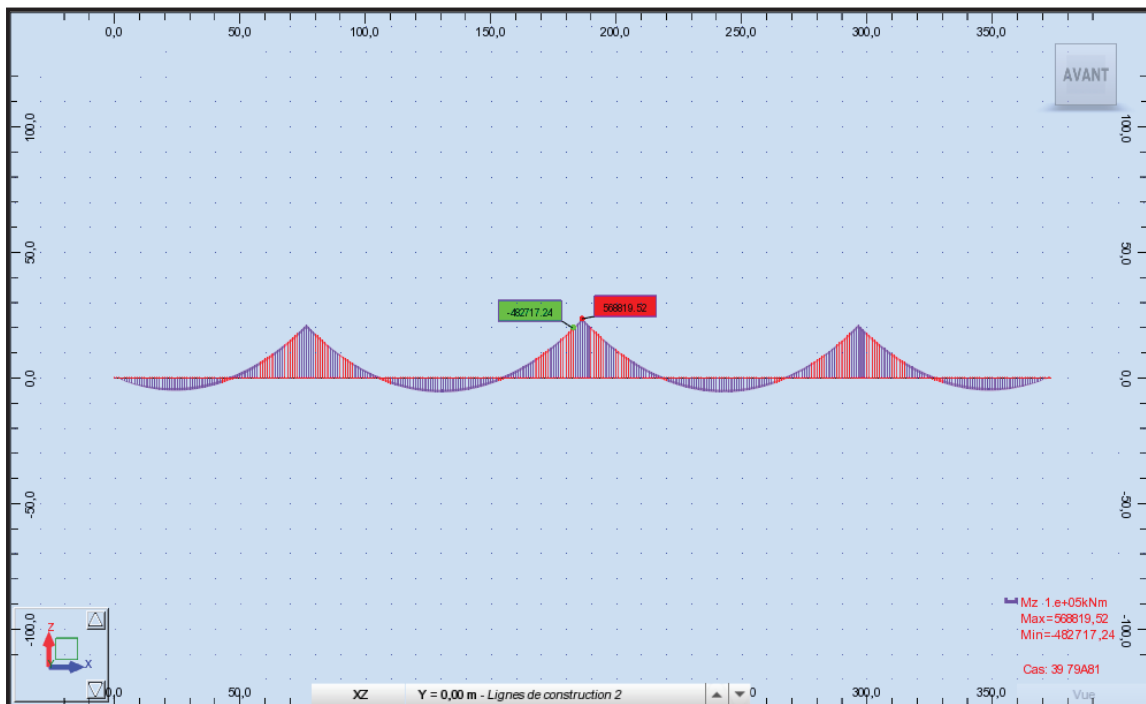


Annexe B.52. Moment fléchissant sous la combinaison  $1,35G+1,6(Bt+St)$ .

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

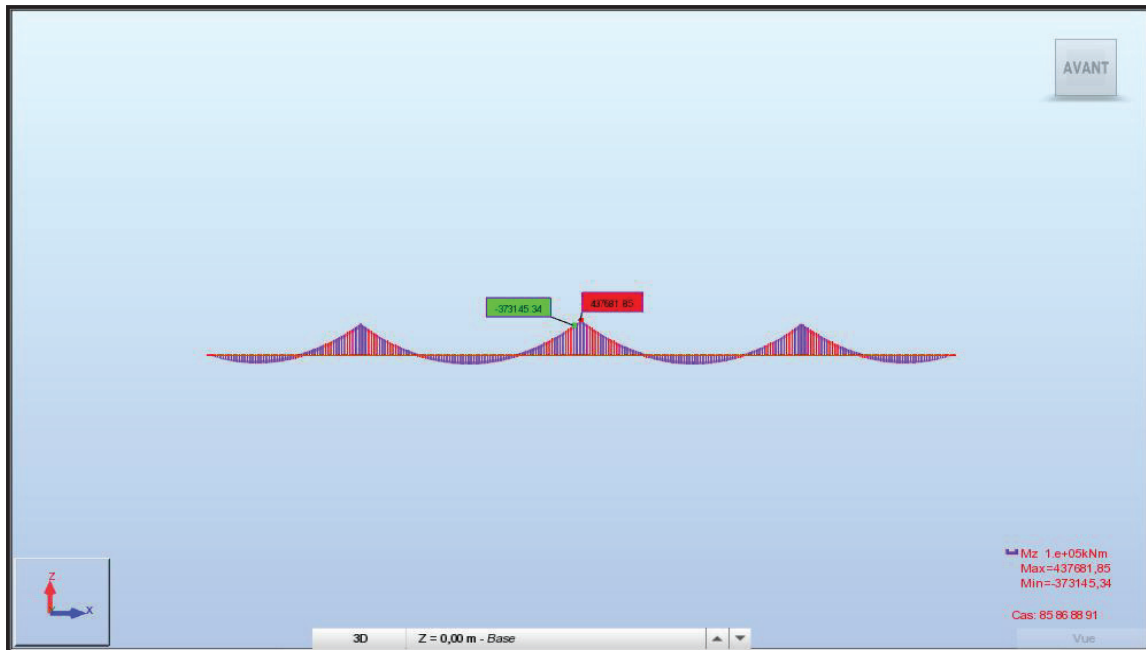


Annexe B.53. Moment fléchissant sous la combinaison G+1,2Mc120.

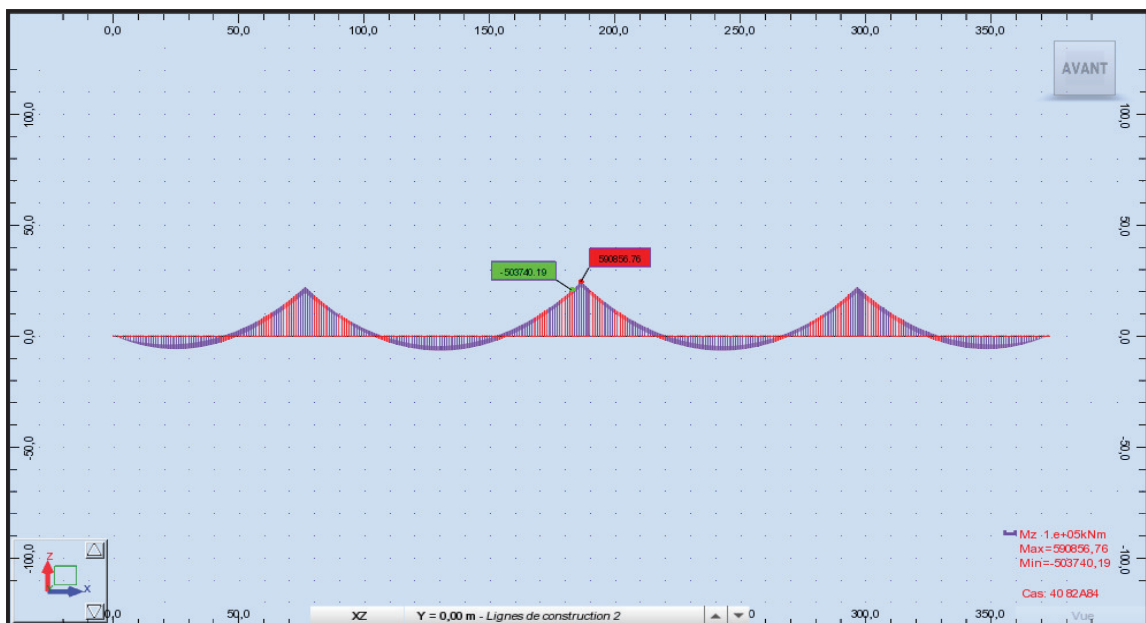


Annexe B.54. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,6Mc120.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

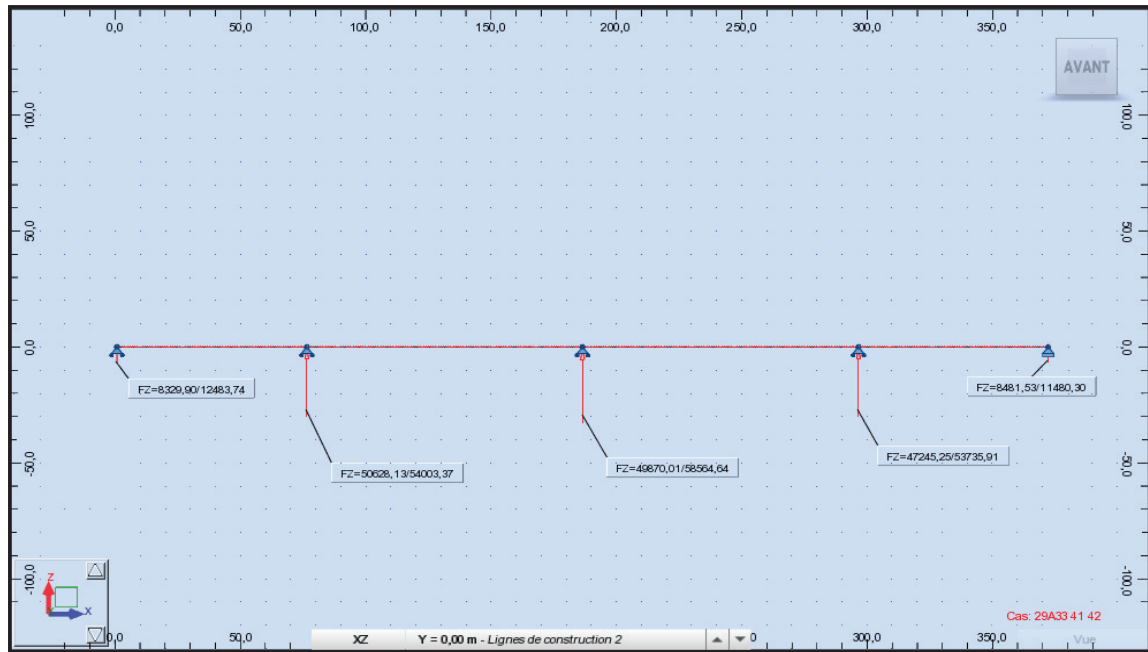


Annexe B.55. Moment fléchissant sous la combinaison G+1,2D240.

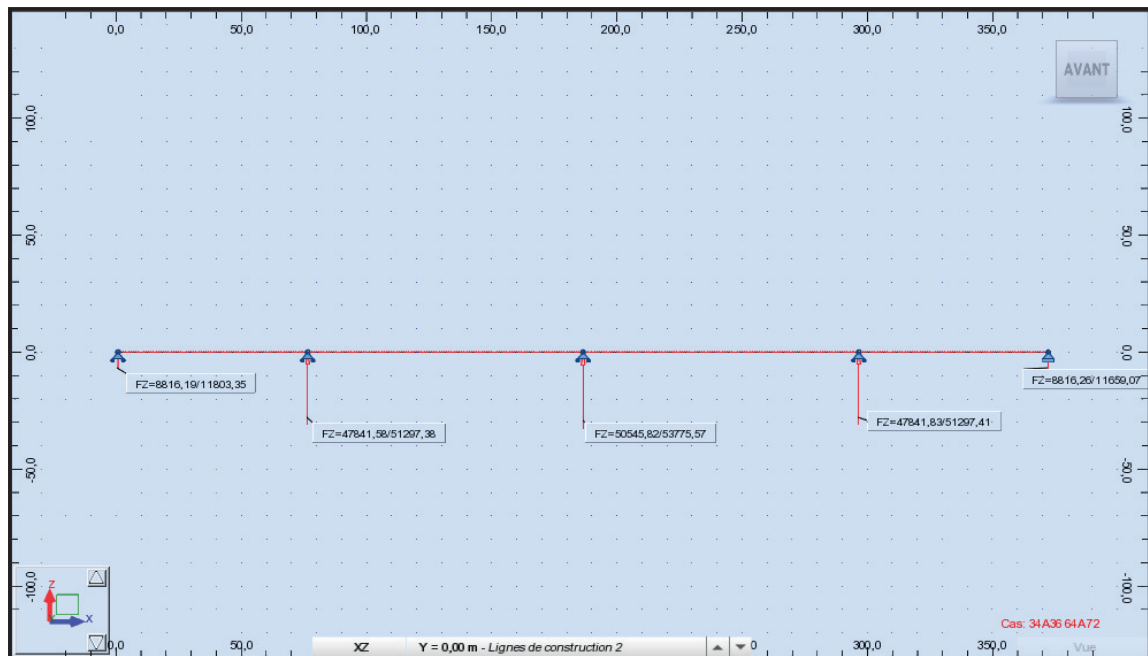


Annexe B.56. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,6D240.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

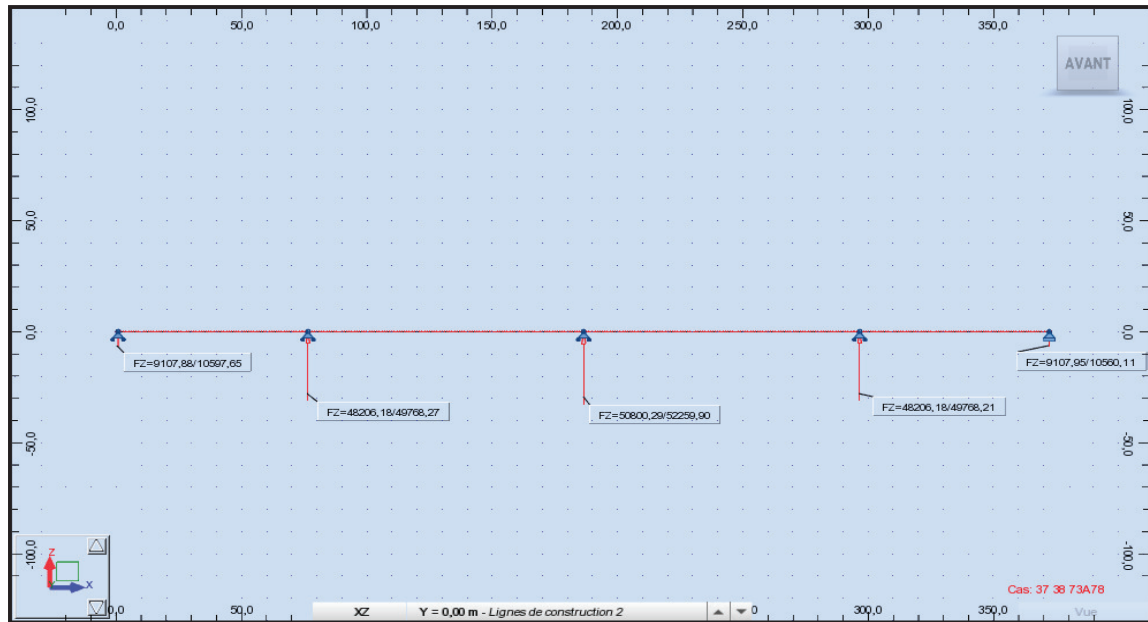


Annexe B.57. Réactions maximales sous la combinaison 1,35G+1,6(A(I)+St).

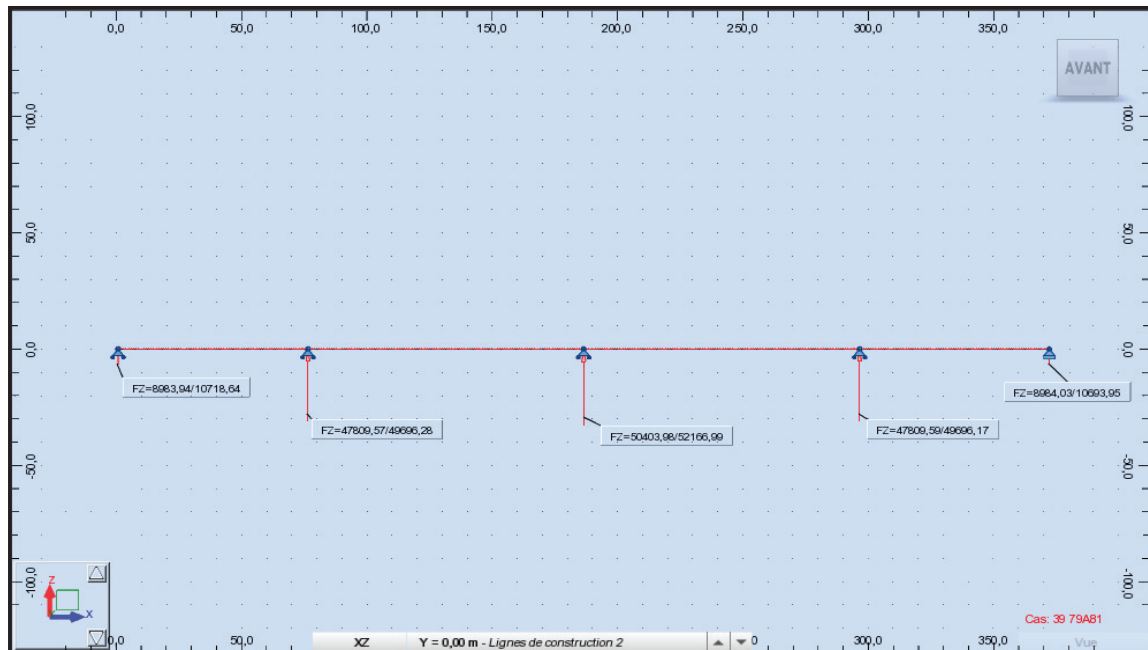


Annexe B.58. Réactions maximales sous la combinaison 1,35G+1,6(Bc+St).

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

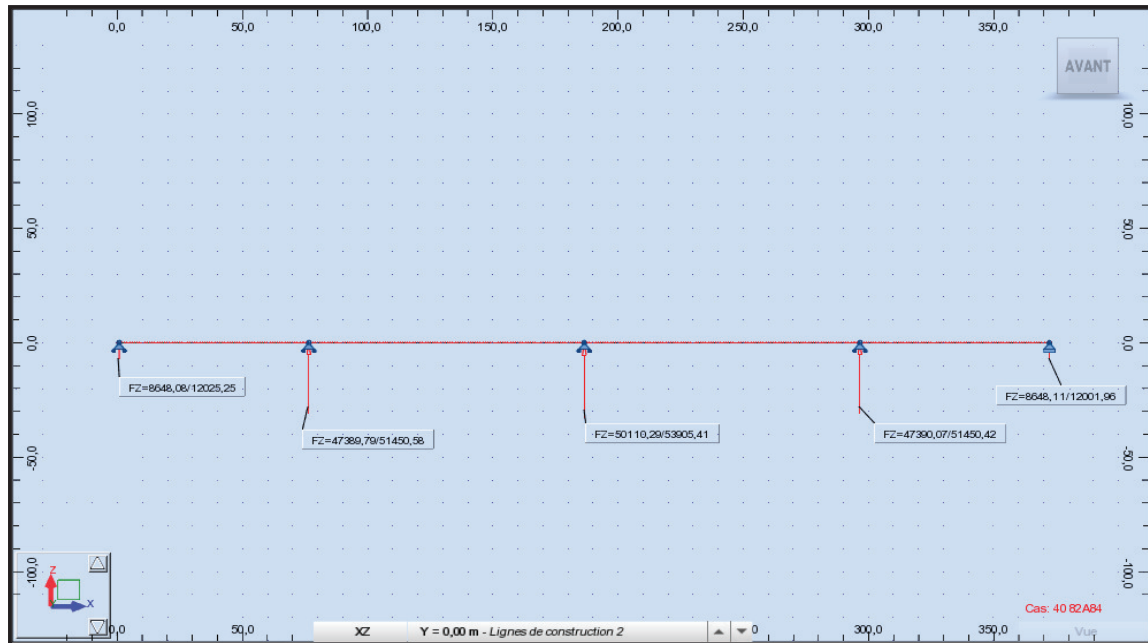


Annexe B.59. Réactions maximales sous la combinaison 1,35G+1,6(Bt+St).



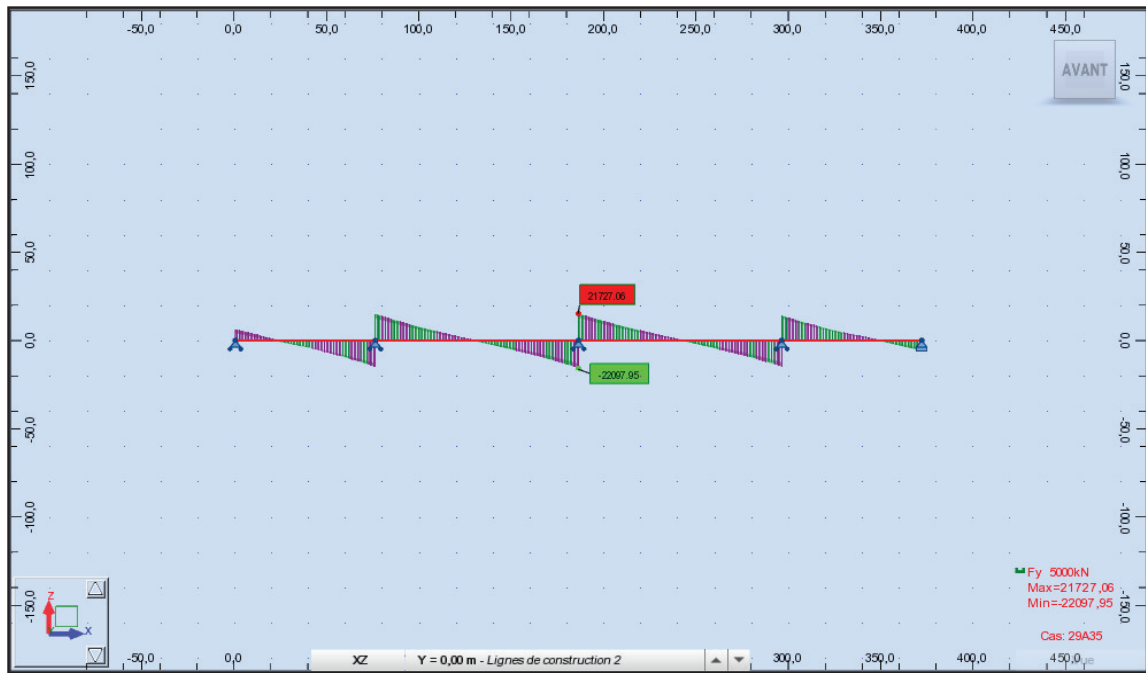
Annexe B.60. Réactions maximales sous la combinaison 1,35G+1,6Mc120

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

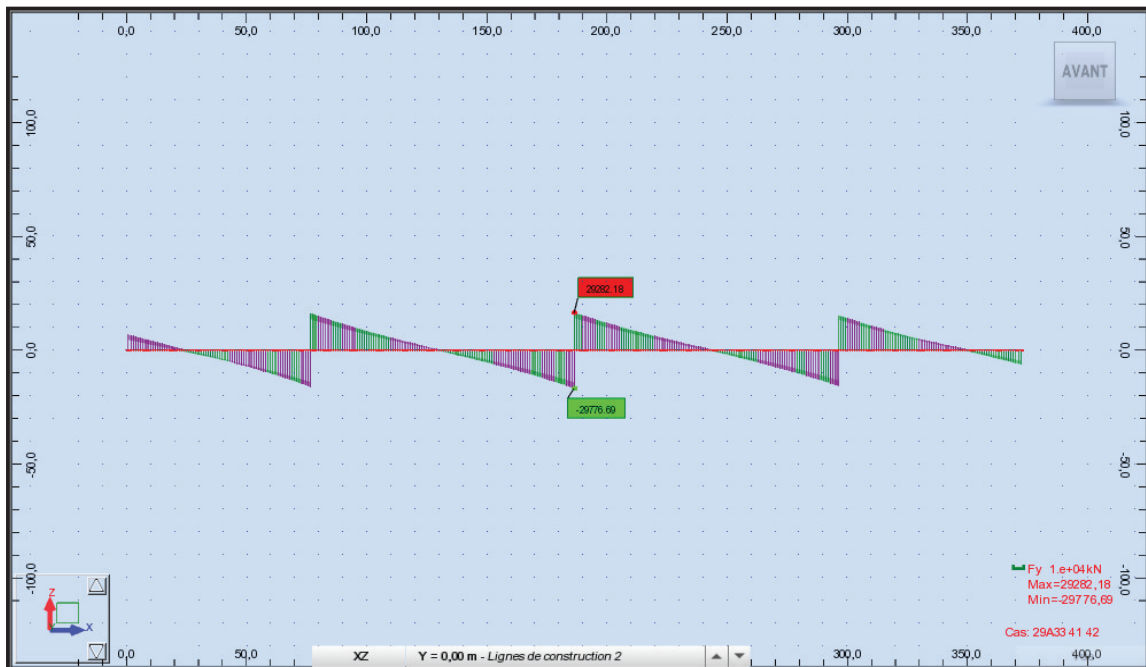


Annexe B.61. Réactions maximales sous la combinaison 1,35G+1,6D240

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

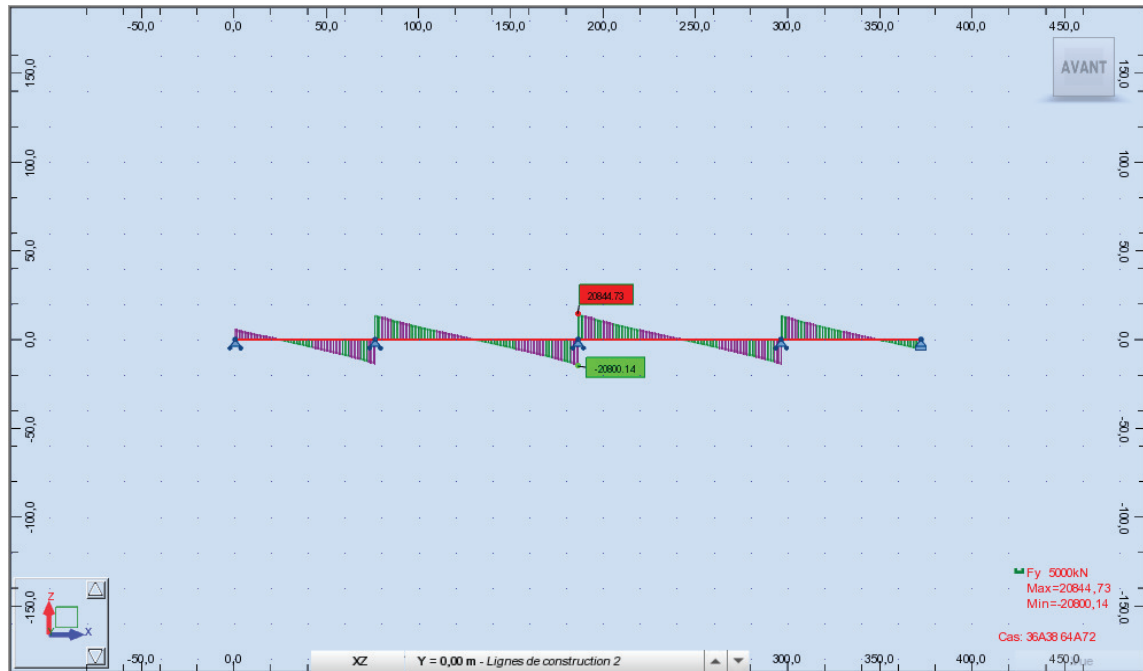


Annexe B.62. Effort tranchant maximal sous la combinaison  $G+1,2(AI)+St$ .

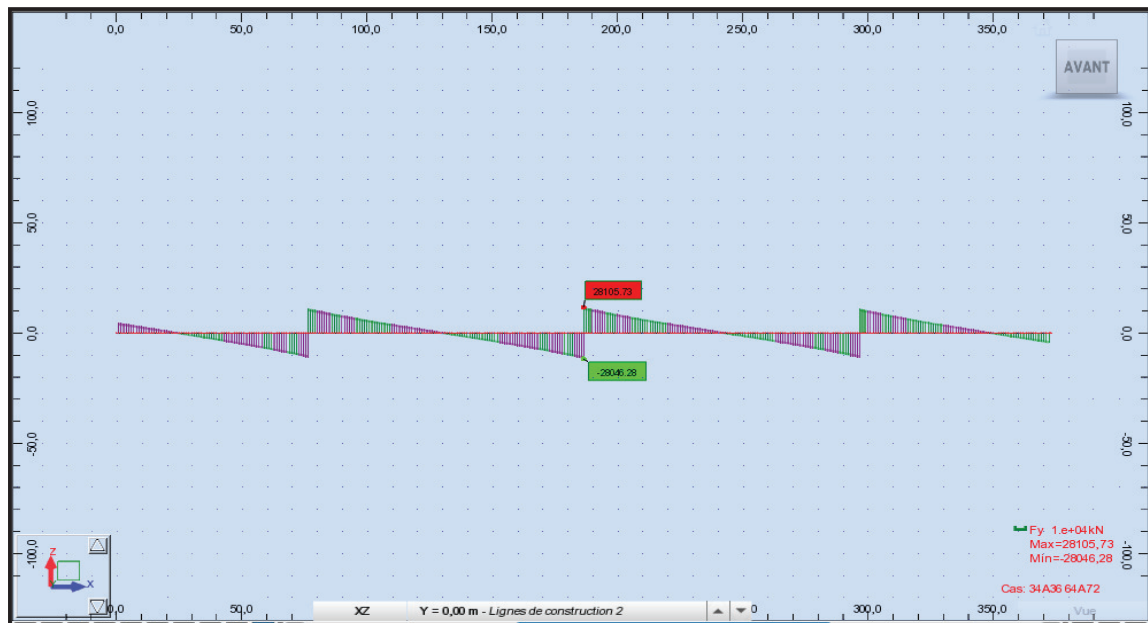


Annexe B.63. Effort tranchant maximal sous la combinaison  $1,35G+1,6(AI)+St$ .

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

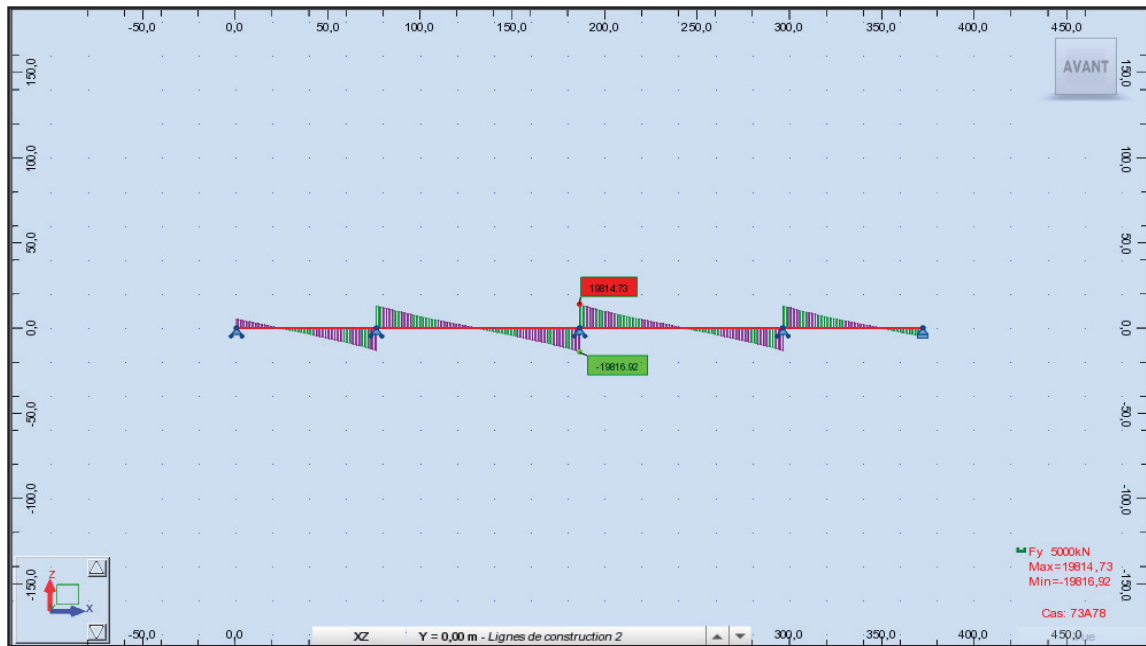


Annexe B.64. Effort tranchant maximal sous la combinaison  $G+1,2(Bc+St)$ .

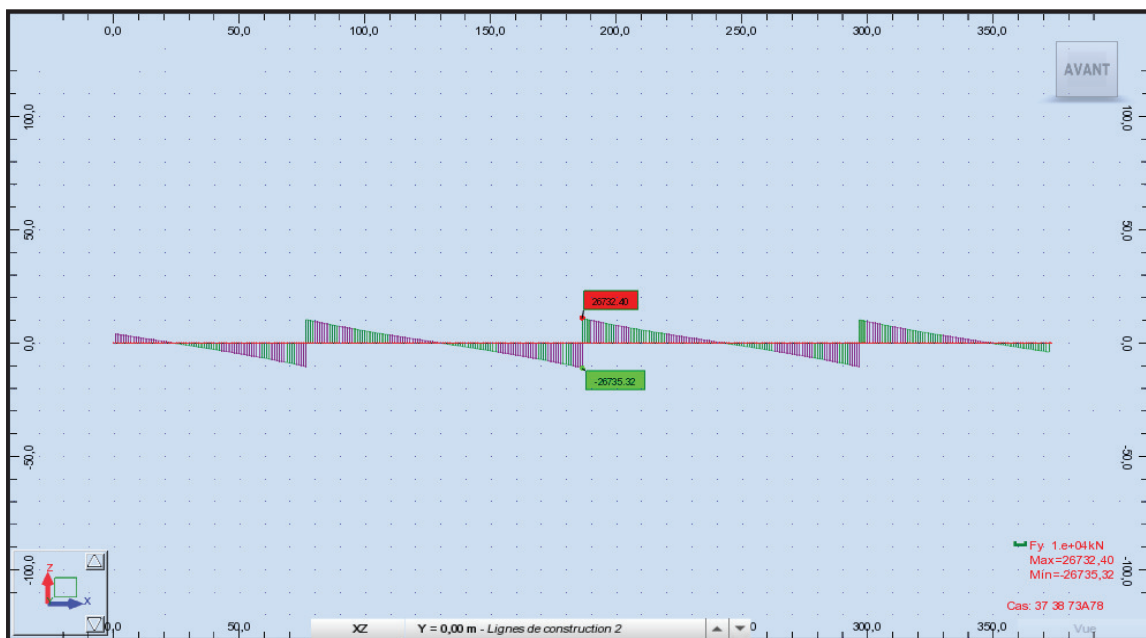


Annexe B.65. Effort tranchant maximal sous la combinaison  $1,35G+1,6(Bc+St)$ .

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

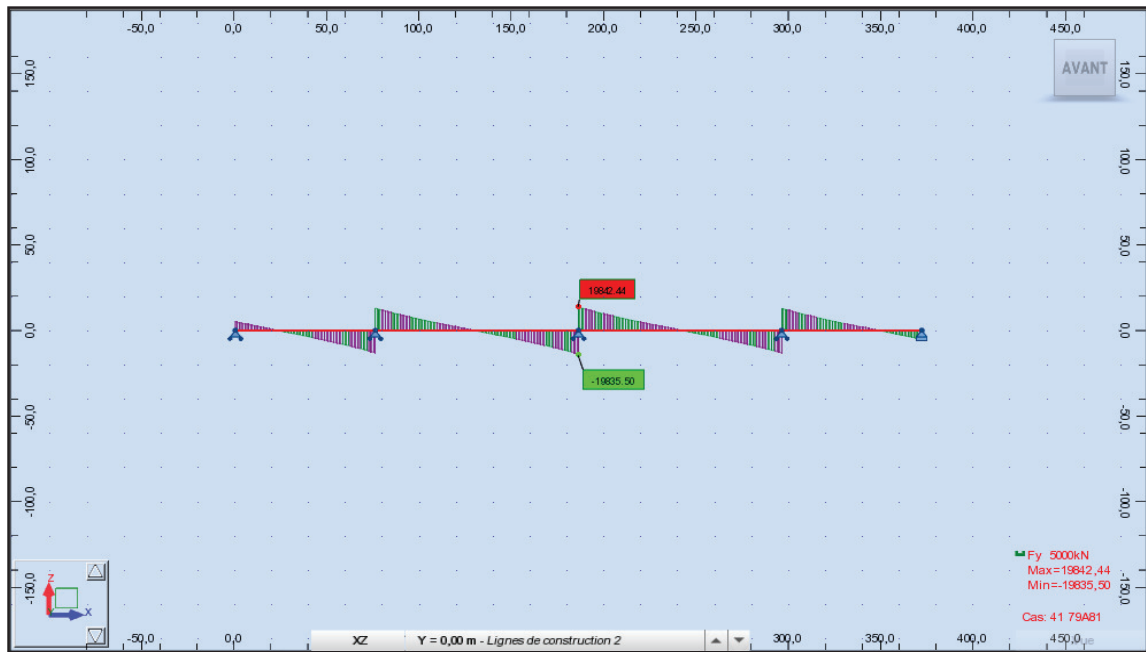


Annexe B.65. Effort tranchant maximal sous la combinaison  $G+1,2(Bt+St)$ .

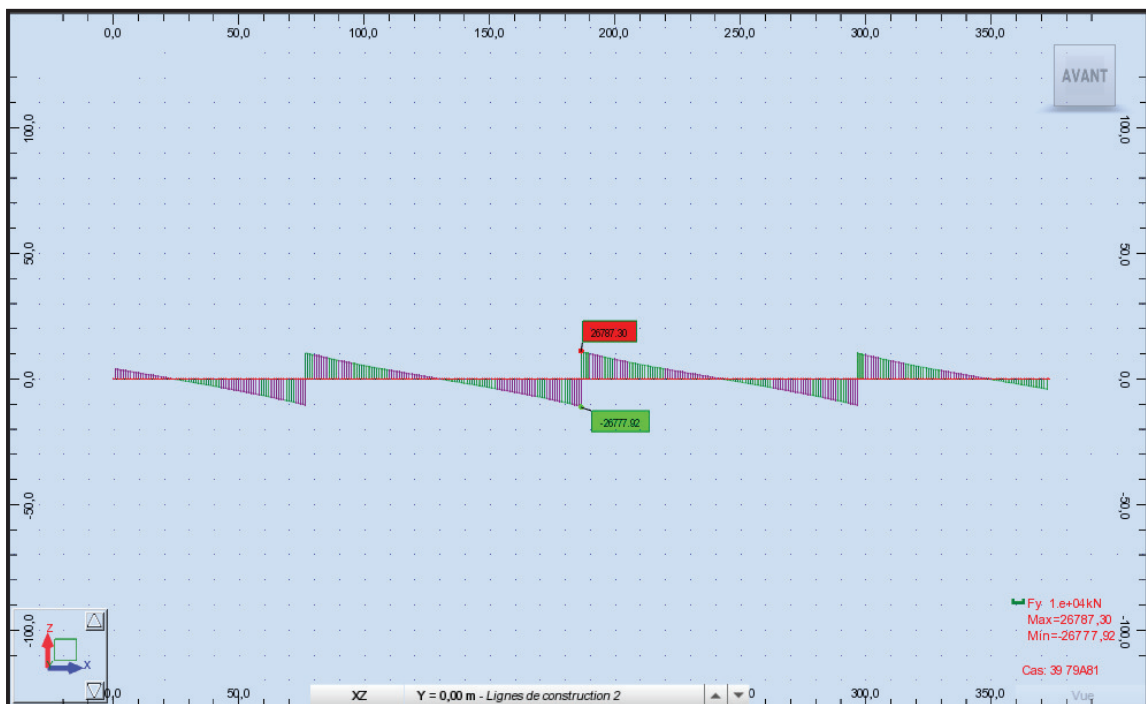


Annexe B.66. Effort tranchant maximal sous la combinaison  $1,35G+1,6(Bt+St)$ .

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

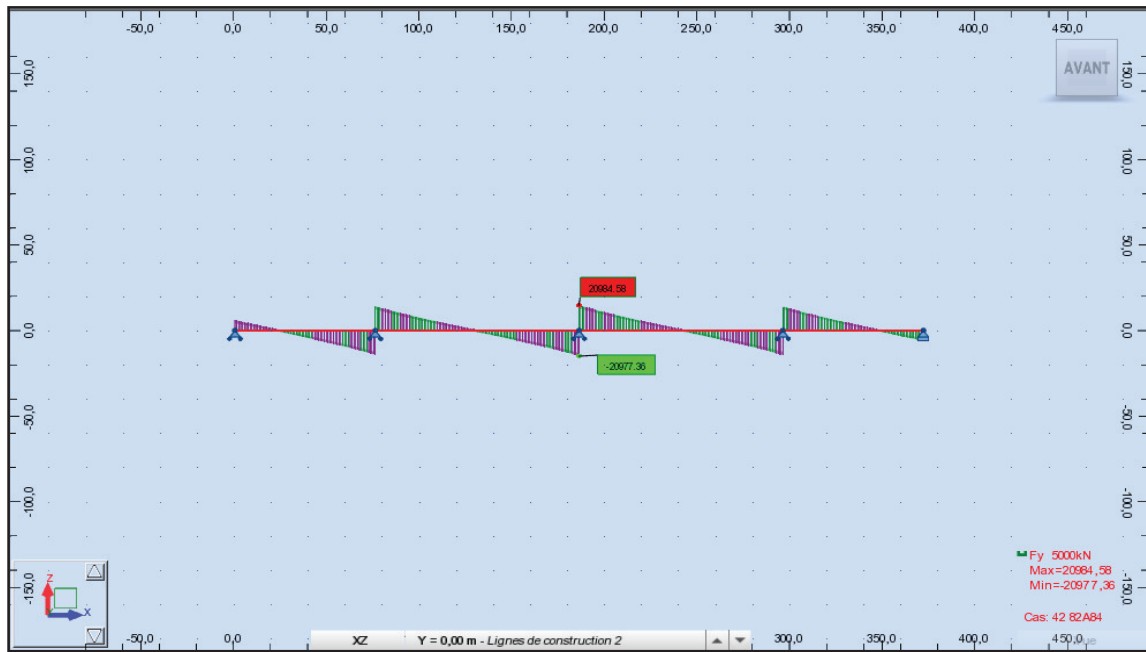


Annexe B.67. Effort tranchant maximal sous la combinaison  $G+1,2Mc120$ .

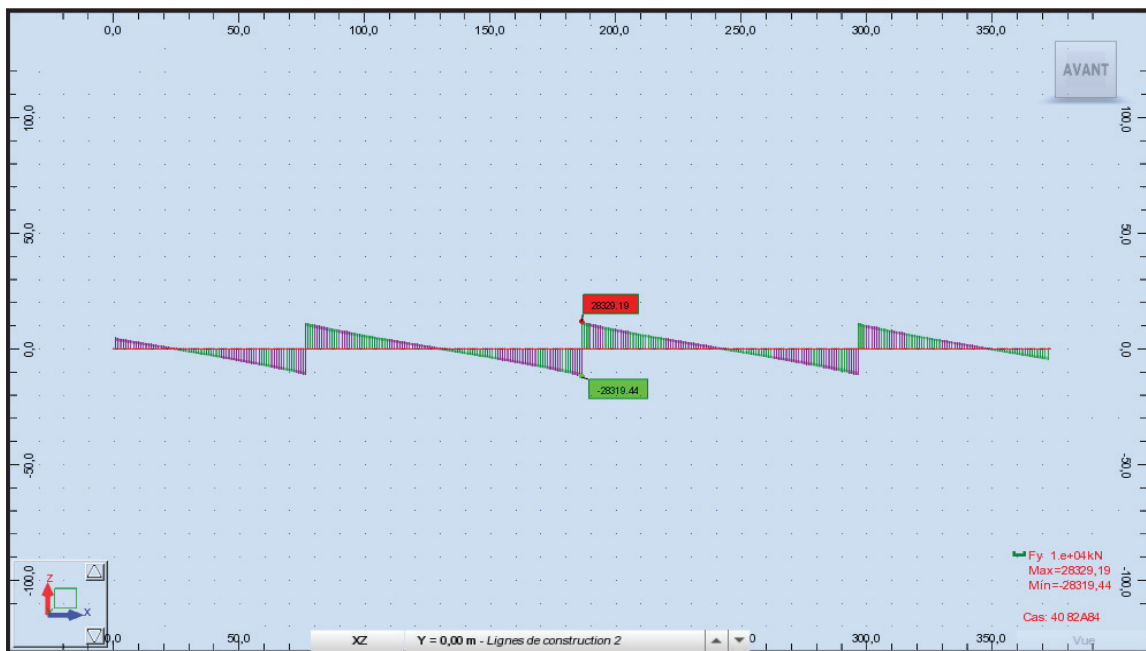


Annexe B.68. Effort tranchant maximal sous la combinaison  $1,35G+1,6Mc120$ .

## Annexe B. Résultats de calcul numérique

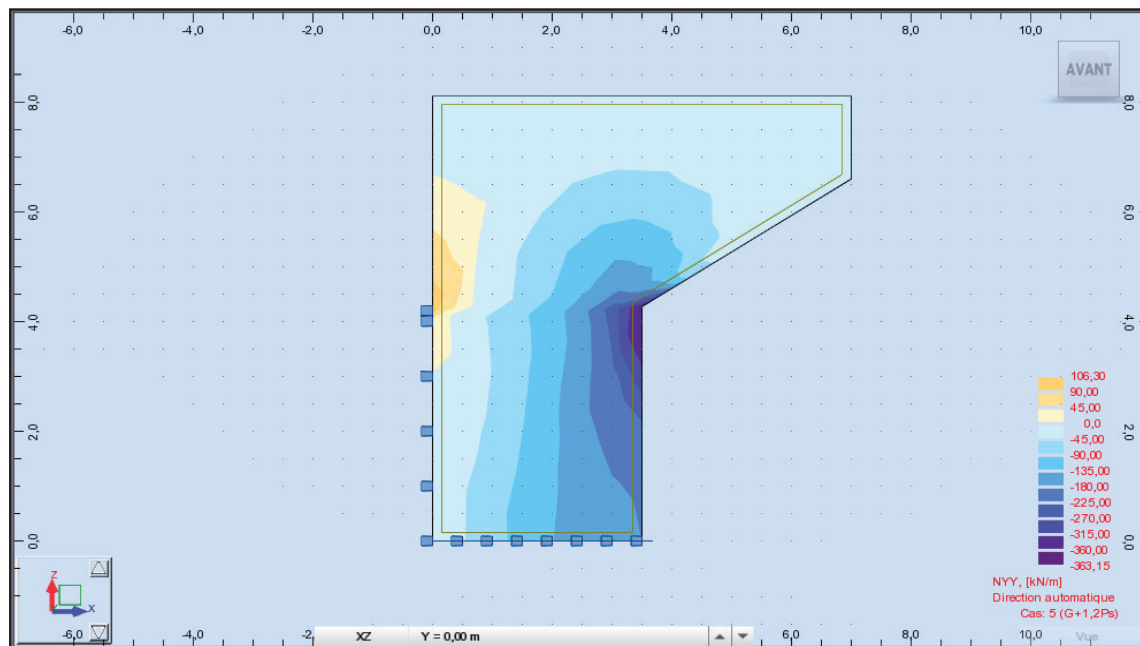


Annexe B.69. Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1,2 D240.

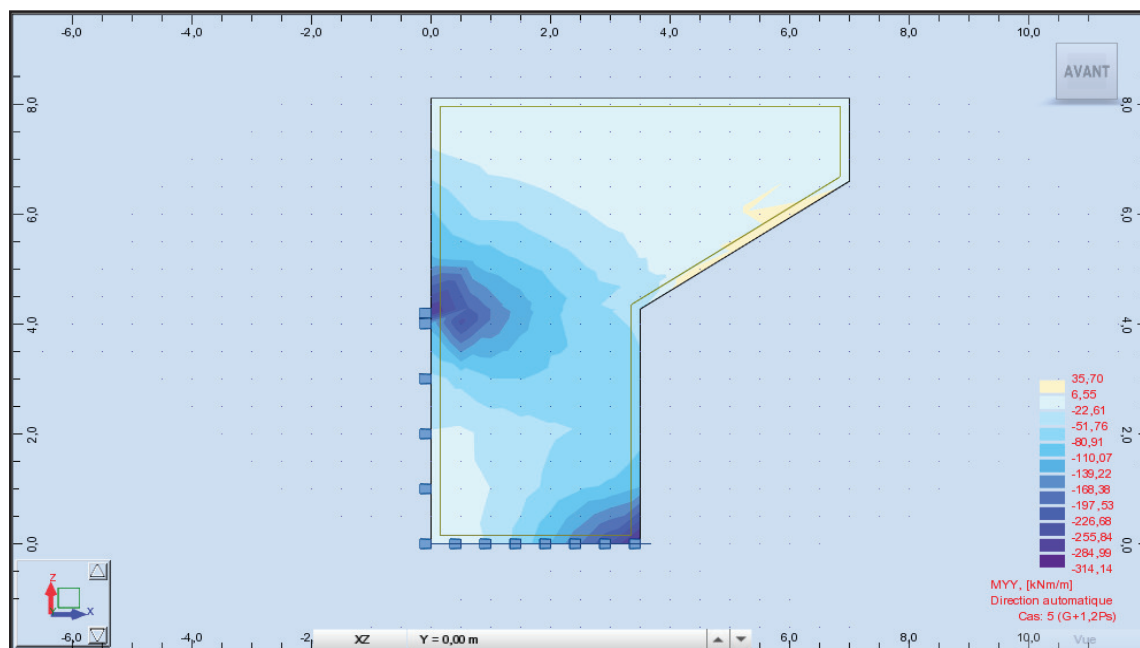


Annexe B.69. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G+1,6D240.

## Annexe B. Résultats de calcul numérique



Annexe B.70. Cartographie de l'effort normal sollicitant le mur en retour.



Annexe B.71. Cartographie de moment sollicitant le mur en retour provoqué par le chargement vertical.





## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.1 – Evaluation de l'effort de freinage du système de chargement A(L).

Cas de charge	L(m)	A(l) (KN/m <sup>2</sup> )	F en fonction de n° des voies chargées (KN)		
			1 voie	2 voies	3 voies
<b>Cas 1</b>	76,5	6,37	81,43	155,89	224,23
<b>Cas 2</b>	110	5,25	94,70	178,15	252,25
<b>Cas 3</b>	296,5	3,47	152,24	263,92	349,34
<b>Cas 4</b>	373	3,24	171,90	289,88	375,88
<b>Cas 5</b>	186,5	4,11	120,49	218,58	299,97
<b>Cas 6</b>	153	4,48	109,72	202,12	281,00
<b>Cas 7</b>	220	3,85	130,68	233,62	<b>316,81</b>

Annexe C.2 – Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc.

Cas de charge	L(m)	G <sub>tot</sub> (KN)	δ en voies chargées		
			1 voie	2 voies	3 voies
<b>Cas1</b>	76,5	27506,82	1,03	1,03	1,03
<b>Cas2</b>	110	36496,46	1,02	1,02	1,02
<b>Cas3</b>	296,5	100499,8	1,01	1,01	1,01
<b>Cas4</b>	373	128006,6	1,01	1,01	1,01
<b>Cas5</b>	186,5	64003,29	1,01	1,01	1,01
<b>Cas6</b>	153	55013,65	1,01	1,02	1,02
<b>Cas7</b>	220	72992,93	1,01	1,01	1,01

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.3 – Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt.

Cas de charge	L(m)	Gtot(KN)	$\delta$ en voies chargées	
			1 tandem	2 tandems
Cas 1	76,5	27506,82	1,03	1,03
Cas 2	110	36496,46	1,02	1,02
Cas 3	296,5	100499,8	1,01	1,01
Cas 4	373	128006,6	1,01	1,01
Cas 5	186,5	64003,29	1,01	1,01
Cas 6	153	55013,65	1,01	1,01
Cas 7	220	72992,93	1,01	1,01

Annexe C.4 – Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Mc120.

Cas de charge	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6	Cas 7
L(m)	76,5	110	296,5	373	186,5	153	220
Gtot (KN)	27506,82	36496,46	100499,8	128006,6	64003,29	55013,65	72992,93
$\delta$ Mc120	1,03	1,02	1,01	1,01	1,01	1,02	1,01

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.5 – Vérification du nombre des câbles de précontrainte avec les moments sur chaque voussoir.

Voussoirs	x (m)	M (KN.m)	v' (m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P (MN)	N câbles	N retenus
Axe VSP	0	450553,73	3,67	3,06	108,55	15,72	2,91	87,21	49,23	56
Fin VSP	3,5	499975,25	3,67	3,06	108,55	15,72	2,91	96,78	54,63	56
Fin V01	8,5	392954,57	3,66	2,67	83,02	14,79	2,52	85,01	47,99	50
Fin V02	13,5	314784,58	3,08	2,36	63,57	13,97	2,21	76,07	42,94	44
Fin V03	18,5	246051,36	2,83	2,09	48,82	13,21	1,94	66,36	37,46	38
Fin V04	23,5	186245,16	2,62	1,84	37,51	12,49	1,69	56,06	31,65	32
Fin V05	28,5	134917,89	2,44	1,64	29,49	11,90	1,49	44,96	25,38	26
Fin V06	33,5	91687,56	2,28	1,48	23,53	11,38	1,33	33,63	18,98	20
Fin V07	38,5	56259,91	2,16	1,36	19,77	11,05	1,21	22,28	12,58	16
Fin V08	43,5	28422,49	2,07	1,28	17,10	10,76	1,13	11,99	6,77	12
Fin V09	48,5	8002,47	2,02	1,22	15,55	10,55	1,07	3,51	1,98	8
Fin V10	53,5	0,00	2,00	1,20	15,11	10,51	1,05	0,00	0,00	4

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.6 – Pertes dues aux frottements (Mpa).

X	Câbles	L(m)	θ	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
3,5	C1	3,50	0,167	60,80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,5	C2	3,50	0,132	51,43	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,5	C3	3,50	0,132	51,43	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,5	C4	5,00	0,117	67,61	53,38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,5	C5	5,00	0,170	81,90	67,81	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,5	C6	5,00	0,170	81,90	67,81	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13,5	C7	5,00	0,159	98,71	84,81	64,69	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13,5	C8	5,00	0,299	135,18	121,66	102,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13,5	C9	5,00	0,299	135,18	121,66	102,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18,5	C10	5,00	0,159	118,33	104,63	84,81	64,69	-	-	-	-	-	-	-	-
18,5	C11	5,00	0,142	113,97	100,23	80,34	60,15	-	-	-	-	-	-	-	-
18,5	C12	5,00	0,142	113,97	100,23	80,34	60,15	-	-	-	-	-	-	-	-
23,5	C13	5,00	0,159	137,65	124,15	104,63	84,81	64,69	-	-	-	-	-	-	-
23,5	C14	5,00	0,201	148,32	134,94	115,58	95,93	75,98	-	-	-	-	-	-	-
23,5	C15	5,00	0,201	148,32	134,94	115,58	95,93	75,98	-	-	-	-	-	-	-
28,5	C16	5,00	0,159	156,68	143,39	124,15	104,63	84,81	64,69	-	-	-	-	-	-
28,5	C17	5,00	0,316	195,67	182,79	164,15	145,23	126,03	106,53	-	-	-	-	-	-
28,5	C18	5,00	0,316	195,67	182,79	164,15	145,23	126,03	106,53	-	-	-	-	-	-
33,5	C19	5,00	0,000	135,39	121,87	102,32	82,46	62,31	41,85	21,08	-	-	-	-	-
33,5	C20	5,00	0,000	135,39	121,87	102,32	82,46	62,31	41,85	21,08	-	-	-	-	-
38,5	C21	5,00	0,000	154,46	141,14	102,32	82,46	62,31	41,85	21,08	21,08	-	-	-	-
38,5	C22	5,00	0,000	154,46	141,14	121,87	102,32	82,46	62,31	41,85	21,08	-	-	-	-
43,5	C23	5,00	0,000	173,24	160,12	121,87	102,32	82,46	62,31	41,85	21,08	21,08	-	-	-
43,5	C24	5,00	0,000	173,24	160,12	141,14	102,32	82,46	62,31	41,85	41,85	21,08	-	-	-
48,5	C25	5,00	0,000	191,74	178,82	141,14	121,87	102,32	82,46	62,31	41,85	21,08	21,08	-	-
48,5	C26	5,00	0,000	191,74	178,82	160,12	121,87	102,32	82,46	62,31	41,85	41,85	21,08	-	-
53,5	C27	5,00	0,000	209,97	197,24	160,12	141,14	102,32	82,46	62,31	62,31	41,85	21,08	21,08	-
53,5	C28	5,00	0,000	209,97	197,24	178,82	141,14	121,87	102,32	82,46	62,31	41,85	41,85	21,08	-

## Annexe C. Tableau de Calcul

Voussoirs	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
Moyenne	136,510	132,94	119,76	101,95	88,54	72,30	45,82	39,18	31,47	26,27	21,08	0
En (%)	9,64	9,39	8,46	7,20	6,25	5,11	3,24	2,77	2,22	1,86	1,49	0,00

Annexe C.7 – Pertes dues au recul d'encrage (MPa).

X	Câbles	L (m)	θ	k	d (m)	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
3,50	C1	3,50	0,17	0,013	4,63	39,99	164,28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,50	C2	3,50	0,13	0,011	5,04	46,06	150,83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,50	C3	3,50	0,13	0,011	5,04	46,06	150,83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,50	C4	8,50	0,12	0,006	6,83	-	29,80	111,30	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,50	C5	8,50	0,17	0,007	6,19	-	23,58	122,82	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,50	C6	8,50	0,17	0,007	6,19	-	23,58	122,82	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13,50	C7	13,50	0,16	0,005	7,08	-	-	31,54	107,34	-	-	-	-	-	-	-	-
13,50	C8	13,50	0,30	0,007	6,01	-	-	21,24	126,48	-	-	-	-	-	-	-	-
13,50	C9	13,50	0,30	0,007	6,01	-	-	21,24	126,48	-	-	-	-	-	-	-	-
18,50	C10	18,50	0,159	0,005	7,54	-	-	-	33,97	100,76	-	-	-	-	-	-	-
18,50	C11	18,50	0,142	0,005	7,69	-	-	-	34,58	98,80	-	-	-	-	-	-	-
18,50	C12	18,50	0,14	0,005	7,69	-	-	-	34,58	98,80	-	-	-	-	-	-	-
23,50	C13	23,50	0,16	0,004	7,85	-	-	-	-	35,16	96,78	-	-	-	-	-	-
23,50	C14	23,50	0,20	0,005	7,55	-	-	-	-	34,00	100,67	-	-	-	-	-	-
23,50	C15	23,50	0,20	0,005	7,55	-	-	-	-	34,00	100,67	-	-	-	-	-	-



## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.8 – Pertes dues au non simultanéité de la mise en tension (MPa).

Voussoirs	N° câbles	v (m)	d (m)	e <sub>moy</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	Mg (MN.m)	σ <sub>ins</sub> (%)	P (MPa)	Pertes (MPa)	En (%)
Axe VSP	56	3,06	0,23	2,83	108,55	15,72	450,55	9,97	2,13	12,19	0,86
FIN VSP	56	3,058	0,25	2,80	108,55	15,720	499,98	10,76	2,12	8,30	0,59
FIN V01	50	2,67	0,23	2,44	83,02	14,79	392,95	9,67	2,13	8,75	0,62
FIN V02	44	2,36	0,23	2,14	63,57	13,97	314,78	8,69	2,16	7,99	0,56
FIN V03	38	2,09	0,23	1,86	48,82	13,21	246,05	7,75	2,18	7,29	0,51
FIN V04	32	1,84	0,24	1,60	37,51	12,49	186,25	6,86	2,20	6,58	0,46
FIN V05	26	1,64	0,26	1,38	29,49	11,90	134,92	5,31	2,24	6,14	0,43
FIN V06	20	1,48	0,24	1,24	23,53	11,38	91,69	4,44	2,26	5,50	0,39
FIN V07	16	1,36	0,26	1,10	19,77	11,05	56,26	4,31	2,26	6,22	0,44
FIN V08	12	1,28	0,29	0,98	17,10	10,76	28,42	4,64	2,25	6,35	0,45
FIN V09	8	1,22	0,37	0,86	15,55	10,55	8,00	5,66	2,23	5,51	0,39
FIN V10	4	1,20	0,58	0,62	15,11	10,51	0,00	5,67	2,23	2,84	0,20

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.9 – Pertes dues au fluage (MPa).

Voussoirs	N° câbles	v (m)	d (m)	e <sub>moy</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	Mg (MN.m)	$\sigma_{ins}$ totales (%)	P (MPa)	Pertes Moy (MPa)	En (%)
Axe VSP	56	3,06	0,23	2,83	108,55	15,72	450,55	10,83	2,11	58,87	4,16
FIN VSP	56	3,06	0,25	2,80	108,55	15,72	499,98	11,34	2,09	40,10	2,83
FIN V1	50	2,67	0,23	2,44	83,02	14,79	392,95	10,29	2,12	42,41	2,99
FIN V2	44	2,36	0,23	2,14	63,57	13,97	314,78	9,25	2,14	38,82	2,74
FIN V3	38	2,09	0,23	1,86	48,82	13,21	246,05	8,26	2,17	35,54	2,51
FIN V4	32	1,84	0,24	1,60	37,51	12,49	186,25	7,33	2,19	32,23	2,28
FIN V5	26	1,64	0,26	1,38	29,49	11,90	134,92	5,74	2,23	30,18	2,13
FIN V6	20	1,48	0,24	1,24	23,53	11,38	91,69	4,83	2,25	27,15	1,92
FIN V7	16	1,36	0,26	1,10	19,77	11,05	56,26	4,75	2,25	30,79	2,17
FIN V8	12	1,28	0,29	0,98	17,10	10,76	28,42	5,09	2,24	31,48	2,22
FIN V9	8	1,22	0,37	0,86	15,55	10,55	8,00	6,05	2,22	27,42	1,94
FIN V10	4	1,20	0,58	0,62	15,11	10,51	0,00	5,88	2,22	14,19	1,00

Annexe C.10 – Pertes dues à la relaxation des câbles.

Voussoirs	N° câbles	$\sigma_{pi}$ (MPa)	$\mu$	$\mu_0$	Pertes Moy (MPa)	en (%)
Axe VSP	56	1262,59	0,713	0,43	53,66	3,79
FIN VSP	56	1255,37	0,709	0,43	52,58	3,71
FIN V1	50	1270,25	0,718	0,43	54,81	3,87

## Annexe C. Tableau de Calcul

<b>FIN V2</b>	44	1285,00	0,726	0,43	57,05	4,03
<b>FIN V3</b>	38	1299,04	0,734	0,43	59,22	4,18
<b>FIN V4</b>	32	1312,23	0,741	0,43	61,29	4,33
<b>FIN V5</b>	26	1334,67	0,754	0,43	64,88	4,58
<b>FIN V6</b>	20	1347,68	0,761	0,43	66,99	4,73
<b>FIN V7</b>	16	1348,75	0,762	0,43	67,17	4,74
<b>FIN V8</b>	12	1343,97	0,759	0,43	66,39	4,69
<b>FIN V9</b>	8	1330,29	0,752	0,43	64,17	4,53
<b>FIN V10</b>	4	1332,80	0,753	0,43	64,57	4,56

Annexe C.11 – Pertes totales.

	<b>Axe VSP</b>	<b>FIN VSP</b>	<b>FIN V1</b>	<b>FIN V2</b>	<b>FIN V3</b>	<b>FIN V4</b>	<b>FIN V5</b>	<b>FIN V6</b>	<b>FIN V7</b>	<b>FIN V8</b>	<b>FIN V9</b>	<b>FIN V10</b>
<b>PERTES DIFFEREES</b>	10,00	8,62	9,50	9,25	8,68	8,57	8,63	8,54	8,81	8,81	8,40	7,49
<b>PERTES INSTANTANES</b>	10,83	11,32	8,18	7,51	8,26	7,33	5,74	4,83	4,75	5,09	6,05	5,88
<b>Total (%)</b>	20,83	19,94	17,68	16,76	16,94	15,90	14,38	13,37	13,56	13,90	14,45	13,36

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.12 – Contrainte des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

Voussoirs	X (m)	M (MN.m)	N CF	N CC	P F (MN)	P C (MN)	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
début VC 01	-	0,00	0	0	0,00	0,00	10,51	15,11	1,20	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	✓
début VC 02	5,00	-25,24	0	2	0,00	5,92	10,51	15,11	1,20	2,00	0,00	1,61	1,82	-1,51	✓
début VC 03	10,00	-48,70	0	6	0,00	17,76	10,51	15,11	1,20	2,00	0,00	1,75	3,10	-0,65	✓
début VC 04	15,00	-64,88	0	10	0,00	29,60	10,51	15,11	1,20	2,00	0,00	1,77	3,80	1,18	✓
début VSC C01-P01	20,00	-73,78	0	14	0,00	41,44	10,51	15,11	1,20	2,00	0,00	1,79	3,92	3,97	✓
début V 01	23,00	-75,63	0	14	0,00	41,44	10,51	15,11	1,20	2,00	0,00	1,79	4,07	3,73	✓
début V 02	28,00	-72,89	4	14	7,48	41,44	10,55	15,55	1,22	2,02	1,07	1,81	5,10	3,87	✓
début V 03	33,00	-62,85	8	14	14,96	41,44	10,76	17,10	1,28	2,07	1,13	1,69	5,96	4,09	✓
début V 04	38,00	-45,45	12	10	22,44	29,60	11,05	19,77	1,36	2,16	1,21	1,71	6,22	2,31	✓
début V 05	43,00	-20,54	16	6	29,92	17,76	11,38	23,53	1,48	2,28	1,33	1,65	6,13	1,19	✓
début V 06	48,00	12,09	20	2	37,40	5,92	11,90	29,49	1,64	2,44	1,49	1,66	5,52	0,84	✓
début V 07	53,00	52,69	26	0	48,62	0,00	12,49	37,51	1,84	2,62	1,69	0,00	5,34	1,83	✓
début V 08	58,00	101,61	32	0	59,84	0,00	13,21	48,82	2,09	2,83	1,94	0,00	5,14	3,70	✓
début V 09	63,00	159,23	38	0	71,06	0,00	13,97	63,57	2,36	3,08	2,20	0,00	4,98	5,23	✓
début V 10	68,00	226,02	44	0	82,28	0,00	14,79	83,02	2,67	3,66	2,49	0,00	4,88	6,51	✓
début VSP P 01	73,00	302,46	50	0	93,50	0,00	15,72	108,55	3,06	3,67	2,85	0,00	4,93	7,16	✓
AXE VSP P 01	76,50	362,00	56	0	104,71	0,00	15,72	108,55	3,06	3,67	2,83	0,00	4,81	8,88	✓
début V 11	80,00	301,74	56	0	104,71	0,00	15,72	108,55	3,06	3,67	2,80	0,00	6,43	6,94	✓
début V 12	85,00	224,26	50	0	93,50	0,00	14,79	83,02	2,67	3,66	2,43	0,00	6,42	6,18	✓

## Annexe C. Tableau de Calcul

début V 13	90,00	156,44	44	0	82,28	0,00	13,97	63,57	2,36	3,08	2,14	0,00	6,60	4,96	✓
début V 14	95,00	97,78	38	0	71,06	0,00	13,21	48,82	2,09	2,83	1,86	0,00	6,84	3,39	✓
début V 15	100,00	47,83	32	0	59,84	0,00	12,49	37,51	1,84	2,62	1,60	0,00	7,14	1,45	✓
début V 16	105,00	6,19	26	0	48,62	0,00	11,90	29,49	1,64	2,44	1,38	0,00	7,46	<b>-0,94</b>	✓
début V 17	110,00	-27,47	20	4	37,40	11,84	11,38	23,53	1,48	2,28	1,24	2,10	7,40	<b>-0,42</b>	✓
début V 18	115,00	-53,43	16	8	29,92	23,68	11,05	19,77	1,36	2,16	1,10	1,98	7,57	0,53	✓
début V 19	120,00	-71,86	12	12	22,44	35,52	10,76	17,10	1,28	2,07	0,98	1,89	7,39	2,13	✓
début V 20	125,00	-82,93	8	16	14,96	47,36	10,55	15,55	1,22	2,02	0,86	1,78	6,80	4,42	✓
début VSC P01-P02	130,00	-86,71	4	16	7,48	47,36	10,51	15,11	1,20	2,00	0,62	1,76	5,87	4,13	✓
début V 21	133,00	-85,48	0	16	0,00	47,36	10,51	15,11	1,20	2,00	0,00	1,76	4,69	4,20	✓
début V 22	138,00	-77,62	4	16	7,48	47,36	10,55	15,55	1,22	2,02	1,07	1,78	5,30	5,03	✓
début V 23	143,00	-62,46	8	16	14,96	47,36	10,76	17,10	1,28	2,07	1,13	1,75	5,52	6,23	✓
début V 24	148,00	-39,94	12	12	22,44	35,52	11,05	19,77	1,36	2,16	1,21	1,85	5,35	5,08	✓
début V 25	153,00	-9,90	16	8	29,92	23,68	11,38	23,53	1,48	2,28	1,33	1,93	4,96	4,32	✓
début V 26	158,00	27,86	20	4	37,40	11,84	11,90	29,49	1,64	2,44	1,49	1,99	4,38	3,78	✓
début V 27	163,00	73,58	26	0	48,62	0,00	12,49	37,51	1,84	2,62	1,69	0,00	4,31	3,29	✓
début V 28	168,00	127,62	32	0	59,84	0,00	13,21	48,82	2,09	2,83	1,94	0,00	4,03	5,21	✓
début V 29	173,00	190,37	38	0	71,06	0,00	13,97	63,57	2,36	3,08	2,20	0,00	3,82	6,73	✓
début V 30	178,00	262,28	44	0	82,28	0,00	14,79	83,02	2,67	3,66	2,49	0,00	3,71	8,10	✓
début VSP P 02	183,00	343,84	50	0	93,50	0,00	15,72	108,55	3,06	3,67	2,85	0,00	3,77	8,56	✓
AXE VSP P 02	186,50	406,97	56	0	104,71	0,00	15,72	108,55	3,06	3,67	2,83	0,00	3,55	10,39	✓

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.13 – Contrainte des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

Voussoirs	X (m)	M <sub>1</sub> (MN.m)	M <sub>2</sub> (MN.m)	N CF	N CC	P F (MN)	P C (MN)	e <sub>f</sub> (m)	e <sub>c</sub> (m)	σ <sub>Sup-1</sub> (MPa)	σ <sub>Inf-1</sub> (MPa)	σ <sub>Sup-2</sub> (MPa)	σ <sub>Inf-2</sub> (MPa)	Obs
début VC 01	-	-	-	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	✓
début VC 02	5,00	- 22,90	-33,58	0	2	0,00	5,92	0,00	0,39	1,63	-1,21	2,48	-2,62	✓
début VC 03	10,00	- 43,53	-60,09	0	6	0,00	17,76	0,00	0,25	2,69	0,04	4,01	-2,15	✓
début VC 04	15,00	- 56,83	-80,76	0	10	0,00	29,60	0,00	0,22	3,16	2,25	5,07	-0,91	✓
début VSC C01-P01	20,00	- 62,81	-92,94	0	14	0,00	41,44	0,00	0,21	3,05	5,42	5,45	1,44	✓
début V 01	23,00	- 62,88	-96,17	0	14	0,00	41,44	0,00	0,21	3,06	5,41	5,71	1,02	✓
début V 02	28,00	- 57,13	-94,77	4	14	7,48	41,44	1,07	0,21	3,86	5,92	6,82	1,03	✓
début V 03	33,00	- 44,04	-84,87	8	14	14,96	41,44	1,13	0,37	4,55	6,36	7,60	1,43	✓
début V 04	38,00	- 23,54	-66,40	12	10	22,44	29,60	1,21	0,45	4,72	4,70	7,66	0,02	✓
début V 05	43,00	- 39,20	4,53	16	6	29,92	17,76	1,33	0,63	7,30	-0,62	4,55	3,63	✓
début V 06	48,00	- 3,08	40,36	20	2	37,40	5,92	1,49	0,78	6,36	-0,41	3,95	3,18	✓
début V 07	53,00	42,22	84,21	26	0	48,62	0,00	1,69	0	5,85	1,10	3,79	4,04	✓
début V 08	58,00	92,96	136,42	32	0	59,84	0,00	1,94	0,00	5,51	3,20	3,65	5,72	✓
début V 09	63,00	150,14	197,39	38	0	71,06	0,00	2,20	0,00	5,32	4,79	3,56	7,07	✓
début V 10	68,00	216,52	267,58	44	0	82,28	0,00	2,49	0,00	5,18	6,09	3,54	8,34	✓
début VSP PILE 1	73,00	292,61	347,46	50	0	93,50	0,00	2,85	0,00	5,21	6,83	3,67	8,68	✓
AXE VSP P 01	76,50	351,93	409,44	56	0	104,71	0,00	2,83	0,00	5,10	8,53	3,48	10,48	✓
début V 11	80,00	292,58	340,33	56	0	104,71	0,00	2,80	0,00	6,69	6,63	5,35	8,24	✓
début V 12	85,00	216,45	251,15	50	0	93,50	0,00	2,43	0,00	6,67	5,84	5,56	7,37	✓
début V 13	90,00	150,03	177,70	44	0	82,28	0,00	2,14	0,00	6,84	4,65	5,81	5,99	✓

## Annexe C. Tableau de Calcul

début V 14	95,00	92,81	116,70	38	0	71,06	0,00	1,86	0,00	7,06	3,10	6,04	4,49	✓
début V 15	100,00	40,78	64,47	32	0	59,84	0,00	1,60	0,00	7,48	0,96	6,32	2,61	✓
début V 16	105,00	-4,95	20,60	26	0	48,62	0,00	1,38	0,00	8,08	-1,86	6,66	0,25	✓
début V 17	110,00	-15,25	-42,37	20	4	37,40	11,84	1,24	0,18	6,63	0,76	8,33	-1,87	✓
début V 18	115,00	-43,35	-73,34	16	8	29,92	23,68	1,10	0,18	6,88	1,63	8,94	-1,64	✓
début V 19	120,00	-63,87	-95,68	12	12	22,44	35,52	0,98	0,18	6,80	3,10	9,17	-0,74	✓
début V 20	125,00	-76,98	-109,54	8	16	14,96	47,36	0,86	0,24	6,34	5,20	8,89	0,97	✓
début VSC P01-P02	130,00	-80,18	-114,99	4	16	7,48	47,36	0,62	0,24	5,35	5,00	8,13	0,40	✓
début V 21	133,00	-77,86	-114,24	0	16	0,00	47,36	0,00	0,24	4,08	5,21	6,98	0,40	✓
début V 22	138,00	-68,13	-106,27	4	16	7,48	47,36	1,07	0,24	4,56	6,26	7,55	1,31	✓
début V 23	143,00	-51,06	-89,89	8	16	14,96	47,36	1,13	0,31	4,67	7,61	7,57	2,92	✓
début V 24	148,00	-26,57	-65,04	12	12	22,44	35,52	1,21	0,36	4,54	6,37	7,19	2,16	✓
début V 25	153,00	-5,48	31,56	16	8	29,92	23,68	1,33	0,45	4,82	4,55	2,49	8,14	✓
début V 26	158,00	10,75	45,30	20	4	37,40	11,84	1,49	0,72	5,50	2,11	3,58	4,96	✓
début V 27	163,00	62,15	93,13	26	0	48,62	0,00	1,69	0	4,87	2,49	3,35	4,66	✓
début V 28	168,00	118,03	154,37	32	0	59,84	0,00	1,94	0,00	4,44	4,66	2,88	6,76	✓
début V 29	173,00	179,20	227,24	38	0	71,06	0,00	2,20	0,00	4,24	6,19	2,46	8,52	✓
début V 30	178,00	249,59	310,31	44	0	82,28	0,00	2,49	0,00	4,12	7,54	2,16	10,22	✓
début VSP PILE 2	183,00	329,68	404,08	50	0	93,50	0,00	2,85	0,00	4,17	8,08	2,07	10,59	✓
AXE VSP PILE 2	186,50	391,80	476,37	56	0	104,71	0,00	2,83	0,00	3,97	9,88	1,59	12,74	✓

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.14 – Evaluation des efforts statiques agissant sur la pile la plus sollicitée.

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
$G_{max}$ Pile	7477,09	-	-
$G_{max}$ Tablier	35689,42	-	-
A(I) 3 Voies	3263,80	-	-
D240	2422,00	-	-
Bc 3Voies	1739,74	-	-
Bt 2Voies	783,99	-	-
Mc 120	1122,55	-	-
St	208,19	-	-
Freinage Bc 3Vs	-	72,32	1545,55
Freinage A(I) 3Vs	-	90,62	1936,48
$H_T$	-	3,75	80,23
$H_{flv}$ (Ret + flu)	-	8,45	180,52

Annexe C.15 – Combinaison des efforts statiques agissant sur la pile la plus sollicitée.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	$M_H$ (KN.m)	$M_V$ (KN.m)	M (KN.m)
ELS	G	43166,51	10,70	228,66	0,00	228,66
	$G + 1,2 (A(I)+St) + 0,6H_T + H_{flv}$	47332,90	119,44	2552,44	0,00	2552,44
	$G + 1,2 (Bc+St) + 0,6H_T + H_{flv}$	45504,03	97,49	2083,32	0,00	2083,32
	$G + 1,2 Mc 120 + 0,6H_T + H_{flv}$	44289,06	10,70	228,66	0,00	228,66
	$G + 1,2 D240 + 0,6H_T + H_{flv}$	45588,51	10,70	228,66	0,00	228,66
ELU	1,35G	58274,79	11,83	252,73	0,00	252,73
	$1,35G + 1,6(A(I)+St) + 0,9 H_T + H_{flv}$	63829,97	156,81	3351,10	0,00	3351,10
	$1,35G+1,6(Bc+St) + 0,9 H_T + H_{flv}$	61391,48	127,54	368,44	0,00	368,44
	$1,35G+1,35Mc120+0,9 H_T + H_{flv}$	59790,23	11,83	252,73	0,00	252,73
	$1,35G+1,35D240+0,9 H_T + H_{flv}$	61544,49	11,83	252,73	0,00	252,73

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.16 – Evaluation des efforts sismiques agissant sur la pile la plus sollicitée.

Désignation	Efforts verticaux N (KN)	Efforts longitudinaux H <sub>L</sub> (KN)	Efforts transversaux H <sub>T</sub> (KN)	Levier <H> (m)	Levier <V> (m)	M <sub>FV</sub> /° (KN.m)	M <sub>FHL</sub> /° (KN.m)	M <sub>FHT</sub> /° (KN.m)
PILE 3	448,63	1495,42	1495,42	0,00	10,69	0,00	15978,54	15978,54
Séisme Tablier	2574,63	5375,53	5781,21	0,00	21,37	0,00	114875,16	123544,48

Annexe C.17 – Cumul des efforts sismiques sur la pile la plus sollicitée.

Sollicitations	N(KN)	H <sub>L</sub> (KN)	H <sub>T</sub> (KN)	M <sub>FV</sub> /° (KN.m)	M <sub>FHL</sub> /° (KN.m)	M <sub>FHT</sub> /° (KN.m)	M (KN.m)
F <sub>psi</sub>	448,63	1495,42	1495,42	0	15978,54	15978,54	31957,08
F <sub>psi</sub>	448,63	1495,42	1495,42	0	15978,54	15978,54	31957,08
F <sub>sTablier</sub>	2574,63	2574,63	5375,53	5781,21	0	114875,16	123555,48
F <sub>résultante</sub>	2613,43	5579,66	5971,49	0	115981,10	124573,48	240554,58
F <sub>résultante</sub>	2613,43	5579,66	5971,49	0	115981,10	124573,48	240554,58

Annexe C.18 – Evaluation des efforts statiques agissant sur la pile suivant les coefficients des combinaisons sismiques.

Combinaisons	N(KN)	H <sub>L</sub> (KN)	H <sub>T</sub> (KN)	M <sub>FV</sub> /° (KN.m)	M <sub>FHL</sub> /° (KN.m)	M <sub>FHT</sub> /° (KN.m)	M (KN.m)
G+0,2(A(0)+St) + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	35689,42	6,95	0,00	0,00	148,43	0,00	148,43
G + 0,2 (Bc+St) + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	36383,82	25,07	0,00	0,00	535,72	0,00	535,72
G + 0,2 Mc 120 + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	36079,01	21,41	0,00	0,00	457,54	0,00	457,54
G + 0,2 D240 + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	35913,93	6,95	0,00	0,00	148,43	0,00	148,43

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.19– Combinaisons des efforts sismiques agissant sur la pile la plus sollicitée.

	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6
<b>H<sub>L</sub>(KN)</b>	5604,73	1698,97	1698,97	-5572,72	-1666,95	-1666,95
<b>H<sub>T</sub>(KN)</b>	1791,45	5971,49	1791,45	-1791,45	-5971,49	-1791,45
<b>M<sub>FHL/o</sub>(KN.m)</b>	116516,83	35330,05	35330,05	-115832,68	-34645,90	-34645,90
<b>M<sub>FHT/o</sub>(KN.m)</b>	37372,04	124573,48	37372,04	-37372,04	-124573,48	-37372,04
<b>N(KN)</b>	44644,94	44644,94	46474,34	42606,99	42606,99	40777,59

Annexe C.20–Evaluation des efforts statiques agissant sur les fondations de la pile la plus sollicitée

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
<b>G<sub>max</sub> Pile</b>	7477,09	-	-
<b>G<sub>max</sub> Tablier</b>	35689,42	-	-
<b>Semelle</b>	10091,40	-	-
<b>A(l) 3 Voies</b>	3263,80	-	-
<b>D240</b>	2422,00	-	-
<b>Bc 3Voies</b>	1739,74	-	-
<b>Bt 2Voies</b>	783,99	-	-
<b>Mc 120</b>	1122,55	-	-
<b>St</b>	208,19	-	-
<b>Freinage Bc 3Vs</b>	-	72,32	1704,66
<b>Freinage A(l) 3Vs</b>	-	90,62	2135,84
<b>H<sub>T</sub></b>	-	3,75	88,49
<b>H<sub>nv</sub> (Ret + flu)</b>	-	8,45	199,10

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.21 – Evaluation des efforts statiques agissant sur les fondations de la pile la plus sollicitée

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M <sub>H</sub> (KN.m)	M <sub>V</sub> (KN.m)	M (KN.m)
ELS	G	53357,91	10,70	252,20	0,00	252,20
	G + 1,2 (A(0)+St) + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	57424,30	119,44	2815,21	0,00	2815,21
	G + 1,2 (Bc+St) + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	55595,43	97,49	2297,79	0,00	2297,79
	G + 1,2 Mc 120 + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	54380,46	10,70	252,20	0,00	252,20
	G + 1,2 D240 + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	55679,91	10,70	252,20	0,00	252,20
ELU	1,35G	71898,18	11,83	278,74	0,00	278,74
	1,35G + 1,6(A(0)+St) + 0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	77453,36	156,81	3696,09	0,00	3696,09
	1,35G+1,6(Bc+St)+ 0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	75014,87	127,54	394,46	0,00	394,46
	1,35G+1,35Mc120+ 0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	73413,62	11,83	278,74	0,00	278,74
	1,35G+1,35D240+ 0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	75167,88	11,83	278,74	0,00	278,74

Annexe C.22 – Evaluation des efforts agissant sur la fondation de la pile la plus sollicitée.

Désignation	Efforts verticaux N (KN)	Efforts longitudinaux H <sub>L</sub> (KN)	Efforts transversaux H <sub>T</sub> (KN)	Levier <H> (m)	Levier <V> (m)	M <sub>FV</sub> /° (KN.m)	M <sub>FHL</sub> /° (KN.m)	M <sub>FHT</sub> /° (KN.m)
PILE 3	448,63	1495,42	1495,42	0,00	12,89	0,00	19268,46	19268,46
Semelle	605,48	2018,28	2018,28	0,00	1,10	0,00	2220,11	2220,11
Séisme Tablier	2574,63	5375,53	5781,21	0,00	23,57	0,00	126701,33	136263,14

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.23 – Cumul des efforts sismiques agissant sur la fondation de la pile la plus sollicitée.

Sollicitations	N(KN)	H <sub>L</sub> (KN)	H <sub>T</sub> (KN)	M <sub>FV</sub> /o (KN.m)	M <sub>FHL</sub> /o (KN.m)	M <sub>FHT</sub> /o (KN.m)	M (KN.m)
<b>F<sub>psi</sub></b>	1054,11	3513,70	3513,70	0,00	21488,57	21488,57	42977,14
<b>F<sub>psi</sub></b>	1054,11	3513,70	3513,70	0,00	21488,57	21488,57	42977,14
<b>F<sub>sTablier</sub></b>	2574,63	5375,53	5781,21	0,00	126701,33	136263,14	262964,47
<b>F<sub>résultante</sub></b>	<b>Horizontal +↓ Vertical</b>	2782,06	6422,03	6765,24	0,00	128510,65	137947,10
<b>F<sub>résultante</sub></b>	<b>Horizontal +↑ Vertical</b>	2782,06	6422,03	6765,24	0,00	128510,65	137947,10

Annexe C.24 – Evaluation des efforts statiques agissant sur la fondation suivant les coefficients des combinaisons sismiques.

Combinaisons	N(KN)	H <sub>L</sub> (KN)	H <sub>T</sub> (KN)	M <sub>FV</sub> /o (KN.m)	M <sub>FHL</sub> /o (KN.m)	M <sub>FHT</sub> /o (KN.m)	M (KN.m)
<b>G+0,2(A(0)+St) + 0,4H<sub>T</sub> + H<sub>nV</sub></b>	36383,82	25,07	0,00	0,00	590,87	0,00	590,87
<b>G + 0,2 (Bc+St) + 0,4H<sub>T</sub> + H<sub>nV</sub></b>	36079,01	21,41	0,00	0,00	504,64	0,00	504,64
<b>G + 0,2 Mc 120 + 0,4H<sub>T</sub> + H<sub>nV</sub></b>	35913,93	6,95	0,00	0,00	163,71	0,00	163,71
<b>G + 0,2 D240 + 0,4H<sub>T</sub> + H<sub>nV</sub></b>	36173,82	6,95	0,00	0,00	163,71	0,00	163,71

Annexe C.25 – Combinaisons des efforts sismiques agissant sur la fondation de la pile la plus sollicitée

	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6
<b>H<sub>L</sub>(KN)</b>	5604,73	1698,97	1698,97	-5572,72	-1666,95	-1666,95
<b>H<sub>T</sub>(KN)</b>	1791,45	5971,49	1791,45	-1791,45	-5971,49	-1791,45
<b>M<sub>FHL</sub>/o (KN.m)</b>	116516,83	35330,05	35330,05	-115832,68	-34645,90	-34645,90
<b>M<sub>FHT</sub>/o (KN.m)</b>	37372,04	124573,48	37372,04	-37372,04	-124573,48	-37372,04
<b>N(KN)</b>	44644,94	44644,94	46474,34	42606,99	42606,99	40777,59

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.26 – Combinaisons des efforts sismiques agissant sur la fondation de la pile la plus sollicitée.

	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6
N (KN)	54786,93	54786,93	56734,37	52647,80	52647,801	50700,36
H <sub>max</sub> (KN)	6759,01	7041,13	2815,71	6728,48	7032,324	2793,61
M <sub>max</sub> (KN.m)	135572,30	143393,37	56964,06	134853,93	143189,23	56448,20

Annexe C.27 – Réaction des pieux de la fondation de la pile la plus sollicitée à l'E.L.S.

Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	1ère file R <sub>1</sub> (KN)	2ème file R <sub>2</sub> (KN)	3ème file R <sub>3</sub> (KN)	4ème file R <sub>4</sub> (KN)
G + 1,2 (A0)+St) + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	57424,30	2815,21	3530,37	3569,47	3608,57	3647,67
G + 1,2 (Bc+St) + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	55595,43	2297,79	3426,84	3458,76	3490,67	3522,58
G + 1,2 Mc 120 + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	54380,46	252,20	3393,52	3397,03	3400,53	3404,03
G + 1,2 D240 + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	55679,91	252,20	3474,74	3478,24	3481,75	3485,25

Annexe C.29 – Réaction des pieux de la fondation de la pile la plus sollicitée à l'E.L.U.

Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	1ère file R <sub>1</sub> (KN)	2ème file R <sub>2</sub> (KN)	3ème file R <sub>3</sub> (KN)	4ème file R <sub>4</sub> (KN)
1,35G+1,6(A0)+St)+0,9H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	77453,36	3696,09	4763,83	4815,17	4866,50	4917,84
1,35G+1,6(Bc+St)+ 0,9 H <sub>T</sub> +H <sub>flv</sub>	75014,87	127,54	4680,21	4685,69	4691,17	4696,65
1,35G+1,35Mc120+0,9H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	73413,62	11,83	4582,54	4586,42	4590,29	4594,16
1,35G+1,35D240+ 0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	75167,88	11,83	4692,19	4694,12	4699,93	4703,80

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.30 – Réaction des pieux de la fondation sous la pile la plus sollicitée dans les conditions sismiques.

Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	Réaction des pieux (KN)			
			1ère file R <sub>1</sub> (KN)	2ème file R <sub>2</sub> (KN)	3ème file R <sub>3</sub> (KN)	4ème file R <sub>4</sub> (KN)
COMB 01	54786,93	135572,30	599,76	2482,71	4365,66	6248,61
COMB 02	54786,93	143393,37	436,82	2428,40	4419,97	6411,54
COMB 03	56734,37	56964,06	2359,15	3150,31	3941,48	4732,65
COMB 04	52647,80	134853,93	481,03	2354,00	4226,97	6099,94
COMB 05	52647,80	143189,23	307,38	2296,12	4284,86	6273,60
COMB 06	50700,36	56448,20	1992,77	2776,77	3560,77	4344,78

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.3.1 – Evaluation des efforts agissants sur la culée.

Sollicitations	Efforts verticaux N (KN)	Efforts horizontaux H (KN)	Levier <H> (m)	Levier <V> (m)	M <sub>FV</sub> /o	M <sub>FH</sub> /o	Stabilisant (S)	Renversant (R)
Mur garde grève	624,00	/	0,05	8,35	31,20	/	✓	
Corbeau	120,00	/	0,44	8,67	52,80	/	✓	
Mur frontal	2956,80	/	0,80	4,30	2365,44	/		✓
Mur en retour	942,00	/	2,88	6,90	2712,96	/	✓	
Semelle	10091,40	/	0,00	1,10	00	/		✓
Dalle de transition	487,50	/	2,80	9,23	1365,00	/	✓	
Poids des terres sur talon	7084,80	/	2,09	6,07	14771,81	/	✓	
Poussées des terres	/	3938,06	/	3,43	/	13520,68		✓
Poussées 1t/m <sup>2</sup>	/	382,34	/	5,15	/	1969,03		✓
Poids des surcharges	550,40	/	1,58	9,84	869,63	/	✓	
G <sub>max</sub> tablier	6874,53	/	1,05	6,40	7218,26	/		✓
Surcharge (Al)	1959,26	/	1,05	6,40	2057,22	/		✓
Surcharge (Bc)	1531,02	/	1,05	6,40	1607,57	/		✓
Surcharge Mc120	1065,20	/	1,05	6,40	1118,46	/		✓
Surcharges D240	1743,53	/	1,05	6,40	1830,71	/		✓
St	45,69	/	1,05	6,40	47,98	/		✓
F <sub>R+FI</sub>	/	769,10	/	6,40	/	4922,21		✓
F <sub>T°</sub>	/	341,72	/	6,40	/	2187,00		✓
Freinage Al	/	47,97	/	6,40	/	307,00		✓
Freinage Bc	/	38,28	/	6,40	/	245,02		✓

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.32 – Combinaisons de charges statiques agissantes sur la cuîlée.

Cas	combinaisons	N (KN)	H (KN)	M <sub>H</sub> (KN.m)	M <sub>V</sub> (KN.m)	M (KN.m)
<b>ELS</b>	<b>G+Q</b>	29841,51	5370,99	22117,92	8306,51	13811,41
	<b>G + 1,2 (A(I)+St) + 0,6H<sub>T</sub> + H<sub>flv</sub></b>	31586,97	4969,75	20123,48	6881,40	13242,08
	<b>G + 1,2 (Bc+St) + 0,6H<sub>T</sub> + H<sub>flv</sub></b>	31073,08	4958,13	20049,11	7420,99	12628,12
	<b>G + 1,2 Mc 120 + 0,6H<sub>T</sub> + H<sub>flv</sub></b>	30246,23	4912,19	19755,08	8231,61	11523,47
	<b>G + 1,2 D240 + 0,6H<sub>T</sub> + H<sub>flv</sub></b>	30924,56	4912,19	19755,08	7519,37	12235,72
<b>ELU</b>	<b>1,35G + 1,5Q</b>	40963,03	6966,53	28096,97	11318,15	16778,82
	<b>1,35G + 1,6(A(I)+St) + 0,9 H<sub>T</sub> + H<sub>flv</sub></b>	43345,35	6469,77	25634,61	9536,76	16097,85
	<b>1,35G+1,6(Bc+St)+ 0,9 H<sub>T</sub> + H<sub>flv</sub></b>	42660,17	6454,28	25535,45	10211,24	15324,21
	<b>1,35G+1,35Mc120+ 0,9 H<sub>T</sub> + H<sub>flv</sub></b>	41575,45	6393,02	25143,42	11504,14	13639,28
	<b>1,35G+1,35D240+ 0,9 H<sub>T</sub> + H<sub>flv</sub></b>	42491,20	6393,02	25143,42	10791,89	14351,53

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.33 – efforts sismique agissant sur le mur frontal.

Désignation	P (KN)	Cas	kh × P (KN)	(1+kv) × P (KN)	Levier <H> (m)	Levier <V> (m)	M <sub>FH</sub> /%	S	R	M <sub>FV</sub> /%	S	R
<b>Mur garde grève</b>	624,00	CN	0,00	624,00	0,85	6,15	0,00		✓	530,40	✓	
		Cas n°1	124,80	661,44			767,52	✓	562,22	✓		
		Cas n°2	124,80	624,00			767,52	✓	530,40	✓		
		Cas n°3	124,80	586,56			767,52	✓	498,58	✓		
<b>Corbeau</b>	120,00	CN	0,00	120,00	1,24	6,47	0,00		✓	148,80	✓	
		Cas n°1	24,00	127,20			155,28	✓	157,73	✓		
		Cas n°2	24,00	120,00			155,28	✓	148,80	✓		
		Cas n°3	24,00	112,80			155,28	✓	139,87	✓		
<b>Mur frontal</b>	2284,00	CN	0,00	2284,00	0,00	2,10	0,00		✓	0,00	/	
		Cas n°1	456,80	2421,04			959,28	✓	0,00	/		
		Cas n°2	456,80	2284,00			959,28	✓	0,00	/		
		Cas n°3	456,80	2146,96			959,28	✓	0,00	/		
<b>Mur en retours</b>	942,00	CN	0,00	942,00	3,68	4,70	0,00		✓	3466,56	✓	
		Cas n°1	188,40	998,52			885,48	✓	3674,55	✓		
		Cas n°2	188,40	942,00			885,48	✓	3466,56	✓		
		Cas n°3	188,40	885,48			885,48	✓	3258,57	✓		
<b>Dalle de transition</b>	487,50	CN	0,00	487,50	3,60	7,03	0,00		✓	1755,00	✓	
		Cas n°1	97,50	516,75			685,43	✓	1860,30	✓		
		Cas n°2	97,50	487,50			685,43	✓	1755,00	✓		
		Cas n°3	97,50	458,25			685,43	✓	1649,70	✓		

## Annexe C. Tableau de Calcul

<b>Poids des terres sur talon</b>	7084,80	CN	0,00	7084,80	2,89	3,87	0,00	✓	20475,07	✓	
		Cas n°1	1416,96	7509,89			5483,64		✓	21703,58	✓
		Cas n°2	1416,96	7084,80			5483,64		✓	20475,07	✓
		Cas n°3	1416,96	6659,71			5483,64		✓	19246,57	✓
<b>Poussée des terres</b>	-	CN	1160,94		-	2,70	3134,55	✓	-	✓	
		Cas n°1	1640,22	-			4428,59	✓	-	✓	
		Cas n°2	1674,77				4521,88	✓	-	✓	
		Cas n°3	1714,70				4629,69	✓	-	✓	
<b>Poussée des surcharges</b>	-	CN	112,71		-	4,05	456,49	✓	-	✓	
		Cas n°1	159,24	-			644,94	✓	-	✓	
		Cas n°2	162,60				658,53	✓	-	✓	
		Cas n°3	166,50				674,23	✓	-	✓	
<b>Poids des surcharges</b>	588,80	CN	0,00	588,80	3,84	7,63	0,00	✓	1718,63	✓	
		Cas n°1	117,76	624,13			898,51	✓	1821,75	✓	
		Cas n°2	117,76	588,80			898,51	✓	1718,63	✓	
		Cas n°3	117,76	553,47			898,51	✓	1615,51	✓	
<b>Poids du tablier</b>	6874,53	CN	0,00	6874,53	0,25	4,20	0,00	✓	0,00	✓	
		Cas n°1	1374,91	7287,00			5774,61	✓	530,40	✓	
		Cas n°2	1374,91	6874,53			5774,61	✓	562,22	✓	
		Cas n°3	1374,91	6462,06			5774,61	✓	530,40	✓	
<b>Effort de freinage</b>	38,28	CN	38,28	-	0,25	4,20	✓	498,58	✓		

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.34 – Evaluation des efforts statiques de la culée suivant les coefficients des combinaisons sismiques.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M <sub>H</sub> (KN)	M <sub>V</sub> (KN)	M (KN)
ELA	G	29181,03	4843,84	2749,36	0	2749,36
	G + 0,2 (A(0)+St) + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	29582,02	4853,44	2810,76	0	2810,76
	G + 0,2 (Bc+St) + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	29496,37	4851,50	2798,36	0	2798,36
	G + 0,2 Mc 120 + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	29394,07	4843,84	2749,36	0	2749,36
	G + 0,2 D240 + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	29529,74	4843,84	2749,36	0	2749,36

Annexe C.35 – Evaluation des efforts sismiques agissant sur la fondation de la culée.

Désignation	Efforts verticaux N (KN)	Efforts horizontaux H (KN)	Levier <H> (m)	Levier <V> (m)	M <sub>FV</sub> /o (KN.m)	S	R	M <sub>FH</sub> /o (KN.m)	S	R
MGG	37,44	124,80	-0,05	8,35	1,87	✓		1042,08		✓
Corbeau	7,20	24,00	-0,44	8,67	3,168	✓		208,08		✓
Mur frontal	177,41	591,36	0,80	4,30	141,93		✓	2542,85		✓
Mur en retour	56,52	188,40	-2,88	6,90	162,78	✓		1299,96		✓
Semelle	605,48	2018,28	0,00	1,10	0,00	-		2220,11		✓
Dalle de transition	29,25	97,50	-2,80	9,23	81,90	✓		899,93		✓
Poids des terres sur talon	425,09	1416,96	-2,085	6,07	886,31	✓		8596,70		✓
<b>Somme</b>	<b>1338,39</b>	<b>4461,30</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>994,10</b>	<b>✓</b>		<b>16809,70</b>		<b>✓</b>

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.36 – Réaction des pieux de la fondation de la pile la plus sollicitée à l'E.L.S.

Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	1ère file R <sub>1</sub> (KN)	2ème file R <sub>2</sub> (KN)	3ème file R <sub>3</sub> (KN)
<b>G+Q<sub>surcharges</sub></b>	29841,51	13811,41	2007,23	2486,79	2966,36
<b>G + 1,2 (A(I)+St) + 0,6H<sub>T</sub> + H<sub>flv</sub></b>	31586,97	13242,08	2172,45	2632,25	3092,04
<b>G + 1,2 (Bc+St) + 0,6H<sub>T</sub> + H<sub>flv</sub></b>	31073,08	12628,12	2150,95	2589,42	3027,90
<b>G + 1,2 Mc 120 + 0,6H<sub>T</sub> + H<sub>flv</sub></b>	30246,23	11523,47	2120,40	2520,52	2920,64
<b>G + 1,2 D240 + 0,6H<sub>T</sub> + H<sub>flv</sub></b>	30924,56	12235,72	2152,20	2577,05	3001,90

Annexe C.37 – Réaction des pieux de la fondation de la pile la plus sollicitée à l'E.L.U.

Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	1ère file R <sub>1</sub> (KN)	2ème file R <sub>2</sub> (KN)	3ème file R <sub>3</sub> (KN)
<b>1,35G+1,5Q</b>	40963,03	16778,82	2830,99	3413,59	3996,18
<b>1,35G+1,6(A(I)+St)+0,9H<sub>T</sub>+ H<sub>flv</sub></b>	43345,35	16097,85	3053,16	3612,11	4171,07
<b>1,35G+1,6(Bc+St)+ 0,9 H<sub>T</sub> +H<sub>flv</sub></b>	42660,17	15324,21	3022,92	3555,01	4087,11
<b>1,35G+1,35Mc120+0,9H<sub>T</sub> + H<sub>flv</sub></b>	41575,45	13639,28	2991,04	3464,62	3938,21
<b>1,35G+1,35D240+ 0,9 H<sub>T</sub> + H<sub>flv</sub></b>	42491,20	14351,53	3042,62	3540,93	4039,25

## Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C.38 – Réaction des pieux de la fondation de la pile la plus sollicitée à l'E.L.U.

Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	1ère file R <sub>1</sub> (KN)	2ème file R <sub>2</sub> (KN)	3ème file R <sub>3</sub> (KN)
P max + H + 0,3V	29983,537	-37532,936	1132,75	2498,63	3864,51
P min - H - 0,3V	28992,553	-37748,334	1040,69	2416,05	3791,40
P max + V - 0,3H	30920,410	-10196,983	2067,21	2576,70	3086,19
P min - V - 0,3H	28055,680	-8461,018	1888,76	2337,97	2787,19

Annexe C.39 – Moments des poussées des terres.

Conditions	Notation	K <sub>ad</sub>	γ <sub>r</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	H (m)	L (m)	P (KN)	M <sub>p</sub> (KN.m)
Conditions normales	CN	0,29	20	3,9	1	44,84	58,291
Conditions sismiques	Horizontal +↓ Vertical	0,417	20	3,9	1	63,35	82,355
	Horizontal	0,43	20	3,9	1	64,68	84,090
	Horizontal +↑ Vertical	0,44	20	3,9	1	66,23	86,095

Annexe C.40 – Charges sollicitant la dalle de transition

Type de charge	G (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN)
Poids propre	7,5	23,4375	18,75
Revêtement	1,92	6	4,8
Remblai	18	56,25	45
Surcharges	10	31,25	25

## Annexe C. Tableau de Calcul

---

## Ferrailage du voussoir sur pile

### Hourdi supérieur nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

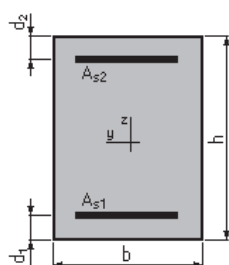
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	626,89	0,00
Etat Limite de Service	464,36	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 92,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 3,6$ (cm <sup>2</sup> )
	$\rho = 5,33$ (%)
minimum	$\rho_{min} = 0,14$ (%)

Section théorique  $A_{s2} = 41,3$  (cm<sup>2</sup>)

##### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{max} = 626,89$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,26 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 13,9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 19,4$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 2,80$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

comprimée:  $\sigma'_s = 434,8$  (MPa)

## Annexe D. Ferrailage Passif

**Cas ELS**  $M_{\max} = 464,36$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 13,9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 20,4$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 21,0$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 201,9$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

### Hourdi supérieur nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

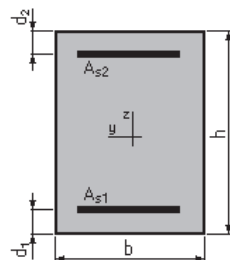
#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 30,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	626,89	0,00
Etat Limite de Service	464,36	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 92,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 41,3$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 3,6$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 5,33$  (%)

## Annexe D. Ferrailage Passif

minimum  $\rho_{\min} = 0,14$  (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 626,89$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,26 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 13,9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 19,4$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 2,80$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

comprimée:  $\sigma'_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 464,36$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 13,9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 20,4$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 21,0$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma'_s = 201,9$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## Hourdi inférieur nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

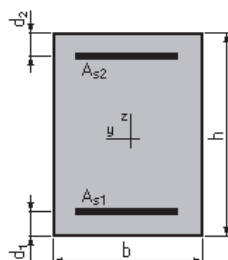
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (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)

$h = 70,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

## Annexe D. Ferrailage Passif

---

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	300,42	0,00
Etat Limite de Service	225,18	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique	$A_{s\min} = 7,5$ (cm <sup>2</sup> )		
	$\rho = 0,23$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 300,42$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,38	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 63,4$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,68$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

**Cas ELS**  $M_{\max} = 225,18$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 15,0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 60,0$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,0$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)	

## Hourdi inférieur nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

### 1. Hypothèses:

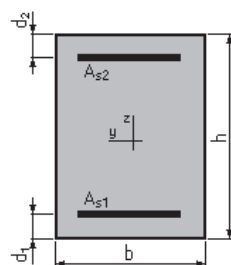
**Béton:**  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

**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:

## Annexe D. Ferrailage Passif



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	280,72	0,00
Etat Limite de Service	210,68	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 14,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 7,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,22 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 280,72 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 3,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 63,5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,63 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{\max} = 210,68 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 14,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 60,1 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 30,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

## Ferrailage de l'âme VSP (Calcul de Section en Flexion Composée)

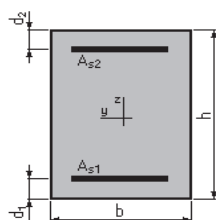
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (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:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 48,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	770,29	300,42
2.	ELS	575,69	225,18

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 12,4$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 11,8$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,52$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,25$  (%)

Section théorique  $A_{s2} = 12,4$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s \max} = 240,0$  (cm<sup>2</sup>)

maximum  $\rho_{\max} = 5,00$  (%)

#### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU  $N = 770,29$  (kN)  $M = 300,42$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,46 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 8,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 39,5$  (cm)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 2,57$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa) comprimée:  $\sigma'_s = 221,1$  (MPa)

Cas N° 2: Type ELS  $N = 575,69$  (kN)  $M = 225,18$  (kN\*m)

## Annexe D. Ferrailage Passif

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 15,8$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 37,7$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 9,7$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 99,0$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

### Ferrailage du voussoir à la clef Hourdi supérieur nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

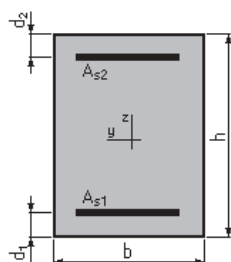
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 30,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	646,73	0,00
Etat Limite de Service	479,06	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 94,8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 44,8$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,6$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 5,58$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,14$ (%)		

## Annexe D. Ferrailage Passif

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 646,73$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,26 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 13,7$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 19,5$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 2,90$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 479,06$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 13,9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 20,4$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 21,0$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 202,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 250,0$  (MPa)

## Hourdi supérieur nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

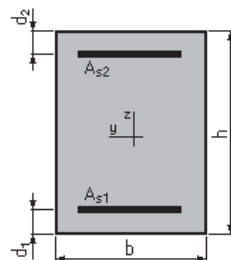
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 30,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	443,64	0,00
Etat Limite de Service	328,62	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 64,7$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 7,6$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 3,6$ (cm <sup>2</sup> )		
	$\rho = 2,89$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,14$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{max} = 443,64$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,19 Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 15,5$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 18,8$  (cm)  
Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 2,15$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 430,8$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma'_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 328,62$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 13,9$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 20,4$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 21,0$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma'_s = 202,0$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

## Hourdi inférieur nappé supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

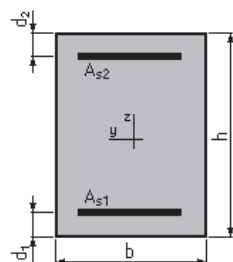
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 35,0$  (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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

## 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	207,61	0,00
Etat Limite de Service	150,03	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,15 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{min} = 0,12 \text{ (\%)}$		

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{max} = 207,61 \text{ (kN*m)}$   $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,32 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 2,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 63,9 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,43 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{max} = 150,03 \text{ (kN*m)}$   $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 12,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 60,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 22,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

## Hourdi inférieur nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

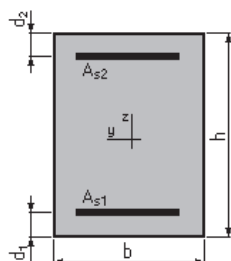
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (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)

$h = 70,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	180,32	0,00
Etat Limite de Service	134,78	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 7,5$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,14$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,12$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{max} = 180,32$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 2,4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 64,0$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,39$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 134,78$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 11,9$  (cm)

## Annexe D. Ferrailage Passif

Bras de levier:  $Z = 61,0$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,6$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 20,0$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s,lim} = 250,0$  (MPa)

### Ferrailage de l'âme VSC (Calcul de Section en Flexion Composée)

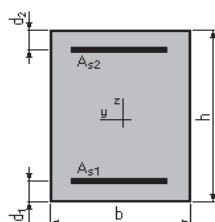
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (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)

$h = 48,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^0$	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	706,60	207,61
2.	ELS	528,36	155,35

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 5,9$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s, min} = 11,8$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,25$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0,25$  (%)

Section théorique  $A_{s2} = 5,9$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s, max} = 240,0$  (cm<sup>2</sup>)

maximum  $\rho_{max} = 5,00$  (%)

##### Analyse par Cas:

Cas  $N^0$  1: Type ELU  $N = 706,60$  (kN)  $M = 207,61$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,64 Pivot: A

## Annexe D. Ferrailage Passif

---

Position de l'axe neutre:  $y = 8,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 39,7$  (cm)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,37$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)      comprimée:  $\sigma_s' = 185,5$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS     $N = 528,36$  (kN)     $M = 155,35$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,03

Position de l'axe neutre:  $y = 14,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 38,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 8,4$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

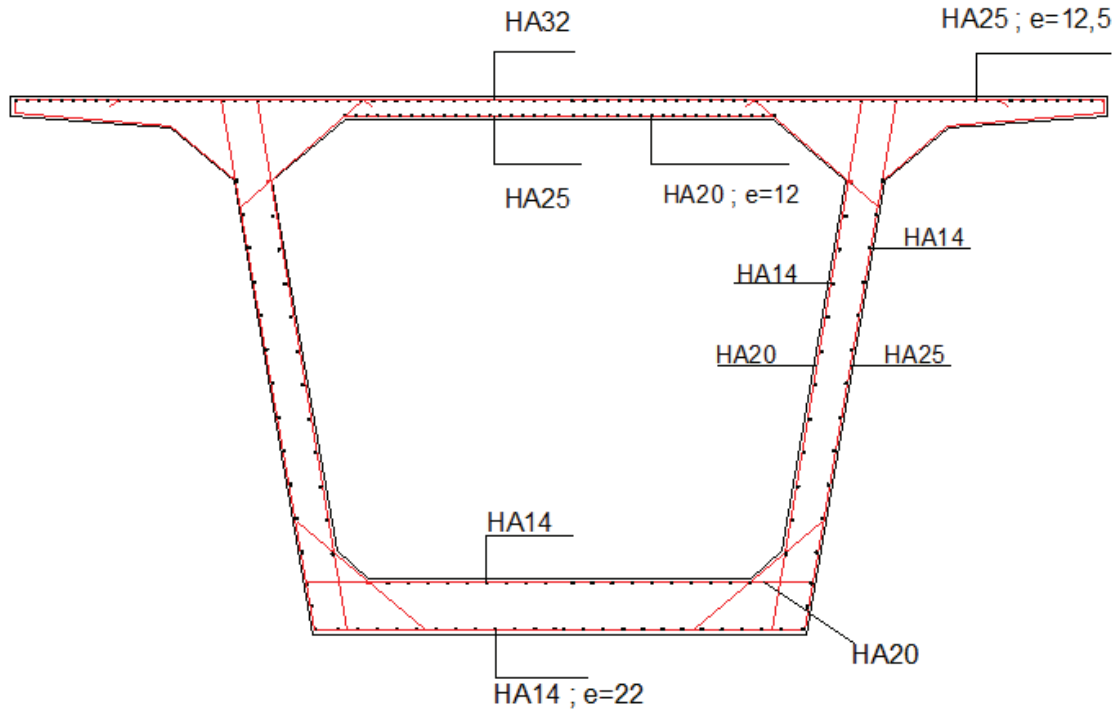
Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 242,1$  (MPa)

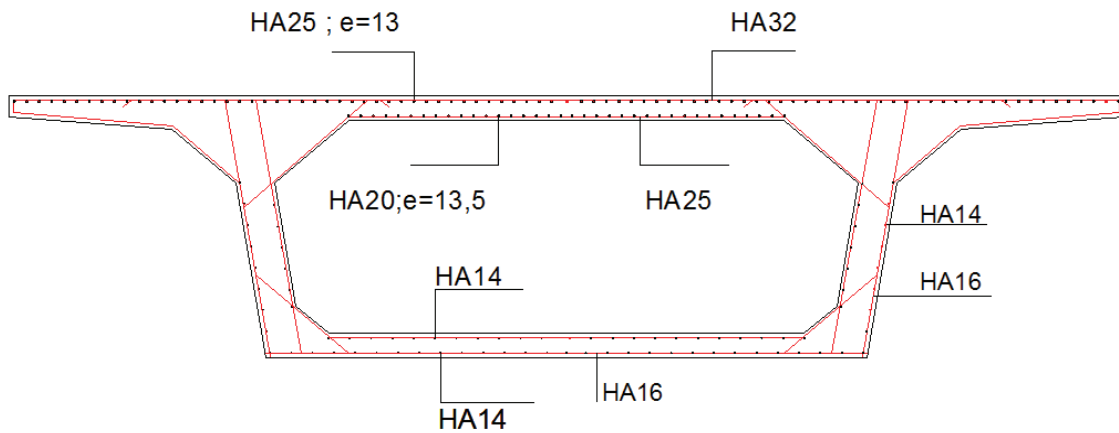
comprimée:  $\sigma_s' = 83,6$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## Annexe D. Ferrailage Passif



Annexe D.1 – Ferrailage passif du VSP.



Annexe D.2 – Ferrailage passif du VSC.

## Ferrailage de la culée

### Mur frontal (calcul du ferrailage vertical en flexion composée)

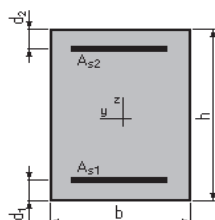
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 220,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	3386,36	1257,64
2.	ELS	2467,73	1034,54

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 22,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 22,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 44,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s \text{ max}} = 1100,0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,20$  (%)

minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,20$  (%)

maximum  $\rho_{\text{max}} = 5,00$  (%)

##### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU  $N = 3386,36$  (kN)  $M = 1257,64$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 7,16 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 191,9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 138,3$  (cm)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,42$  (‰)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 84,4$  (MPa)

comprimée:  $\sigma'_s = 434,8$  (MPa)

## Annexe D. Ferrailage Passif

Cas N° 2: Type ELS     $N = 2467,73$  (kN)     $M = 1034,54$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 7,11  
Position de l'axe neutre:  $y = 210,3$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 144,9$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2,3$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 0,6$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 33,3$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

### Mur frontal (calcul du ferrailage horizontal en flexion simple)

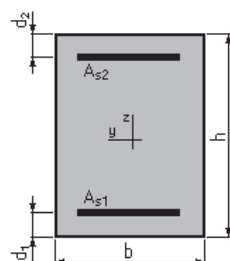
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 220,0$  (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 )	1257,64	0,00
Etat Limite de Service	1034,54	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21,5$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 21,5$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

## Annexe D. Ferrailage Passif

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 1257,64$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,58 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 7,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 211,9$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,37$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 1034,54$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,06

Position de l'axe neutre:  $y = 34,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 203,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,3$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 17,4$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## Mur garde grève « MGG » (Calcul de Section en Flexion Simple)

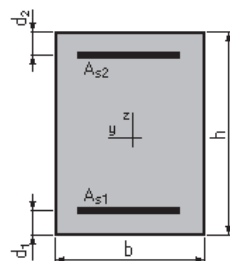
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 50,0$  (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 )	222,95	0,00
Etat Limite de Service	166,48	0,00

## Annexe D. Ferrailage Passif

Etat Limite Ultime ( Accidentel ) 0,00 0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,36 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\text{max}} = 222,95 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 5,8 \text{ (cm)}$   
Bras de levier:  $Z = 42,7 \text{ (cm)}$   
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,48 \text{ (\%)}_0$   
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$   
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 166,48 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 12,6 \text{ (cm)}$   
Bras de levier:  $Z = 40,8 \text{ (cm)}$   
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 6,5 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$   
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

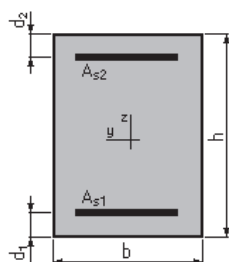
### Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$  Acier:  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



## Annexe D. Ferrailage Passif

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 30,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	165,08	0,00
Etat Limite de Service	125,06	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,1$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 3,0$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,93$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 165,08$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,32      Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 8,2$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 21,7$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 7,14$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 125,06$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 10,2$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 21,6$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 11,4$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\lim} = 250,0$  (MPa)

## Corbeau (Calcul d'une Section Comprimée)

### 1. Hypothèses:

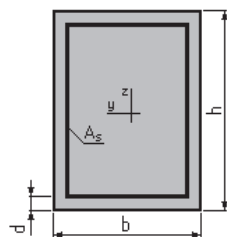
Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## Annexe D. Ferrailage Passif

### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	144,72
Etat Limite de Service	109,43
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00

### 4. Résultats:

#### Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 3000,0	(cm <sup>2</sup> )	Section réduite	B <sub>r</sub> = 2744,0	(cm <sup>2</sup> )
Long flambement	I <sub>fy</sub> = 3,0	(m)	Long flambement	I <sub>fz</sub> = 3,0	(m)
Inertie	I <sub>y</sub> = 225000,0	(cm <sup>4</sup> )	Inertie	I <sub>z</sub> = 2500000,0	(cm <sup>4</sup> )
Rayon de giration	i <sub>y</sub> = 8,7	(cm)	Rayon de giration	i <sub>z</sub> = 28,9	(cm)
Elancement	λ <sub>y</sub> = 34,6		Elancement	λ <sub>z</sub> = 10,4	
	α = 0,71		N <sub>u</sub> (béton seul)	= 3900,60	(kN)

#### Béton:

$$\sigma \text{ ( ELS )} = 0,4 \text{ (MPa)}$$

$$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$$

#### Acier:

Section théorique	A <sub>s</sub> = 10,4	(cm <sup>2</sup> )
Section minimum	A <sub>s min</sub> = 10,4	(cm <sup>2</sup> )
Section maximum	A <sub>s max</sub> = 150,0	(cm <sup>2</sup> )
théorique	ρ = 0,35	(%)
minimum	ρ <sub>min</sub> = 0,35	(%)
maximum	ρ <sub>max</sub> = 5,00	(%)

## Annexe D. Ferrailage Passif

---

### Mur En Retour (note de calcul complète)

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 3.500 (m)

Y = 0.000 (m)

Z = 4.050 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 2.553 (m)

Y = 0.000 (m)

Z = 4.702 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 261752.760 (kg\*m<sup>2</sup>)

Iy = 400641.789 (kg\*m<sup>2</sup>)

Iz = 138889.029 (kg\*m<sup>2</sup>)

Masse = 47122.569 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds:	80
Nombre de barres:	0
Eléments finis linéiques:	0
Eléments finis surfaciques:	63
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	0
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	13
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	5
Combinaisons:	1

Liste de cas de charges/types de calculs

**Cas 1** : **Poids Propre**

**Type d'analyse: Statique linéaire**

Energie potentielle : 9.95901e-03 (kN\*m)

Précision : 9.14447e-06

**Cas 2** : **CORNICHE+Glissière de S2curité**

**Type d'analyse: Statique linéaire**

Energie potentielle : 6.38449e-04 (kN\*m)

Précision : 7.07171e-06

## Annexe D. Ferrailage Passif

---

**Cas 3 : Poussée des terres**  
**Type d'analyse: Statique linéaire**

Energie potentielle : 4.63899e-01 (kN\*m)  
Précision : 3.71766e-13

**Cas 4 : Poussé des surcharges**  
**Type d'analyse: Statique linéaire**

Energie potentielle : 4.77142e-02 (kN\*m)  
Précision : 7.02811e-13

**Cas 5 : G+1,2Ps**  
**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

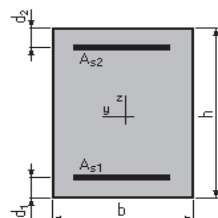
### Mur en retour (Calcul du ferrailage vertical en flexion composée)

#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 50,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	363,15	314,14

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 24,4$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 24,4$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 12,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \max} = 250,0$ (cm <sup>2</sup> )

## Annexe D. Ferrailage Passif

théorique  $\rho = 0,98$  (%)  
minimum  $\rho_{\min} = 0,24$  (%) maximum  $\rho_{\max} = 5,00$  (%)

### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS  $N = 363,15$  (kN)  $M = 314,14$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 16,0$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 39,7$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 9,2$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 95,3$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## Mur en retour (calcul du ferrailage horizontal en flexion simple)

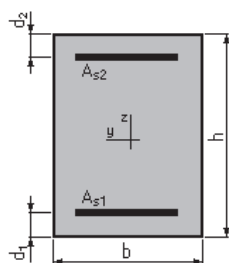
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 50,0$  (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 )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	703,88	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

## Annexe D. Ferrailage Passif

Section théorique  $A_{s1} = 74,7 \text{ (cm}^2\text{)}$   
 Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 4,6 \text{ (cm}^2\text{)}$   
 théorique  $\rho = 1,74 \text{ (\%)}\br/>
 minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}\br/>$$

Section théorique  $A_{s2} = 3,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 703,88 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 22,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 37,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

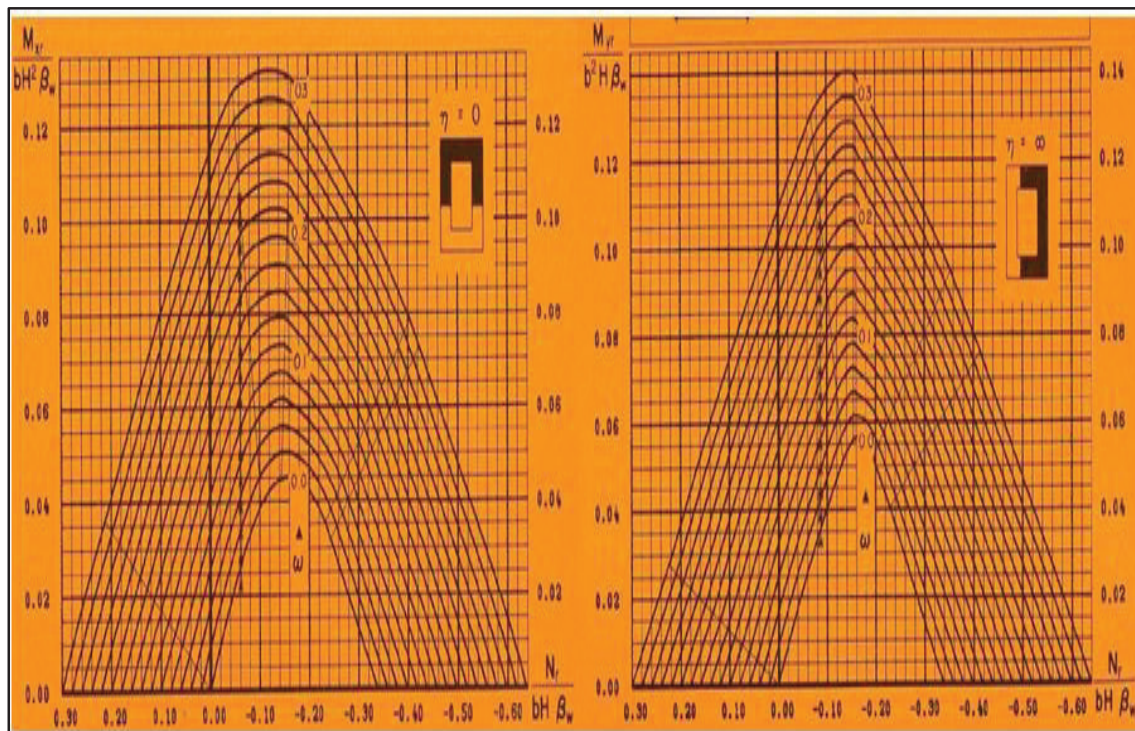
tendue:  $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

comprimée:  $\sigma_s' = 188,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

### ABAQUES DE WALTHER



# Annexe E. Ferrailage Actif

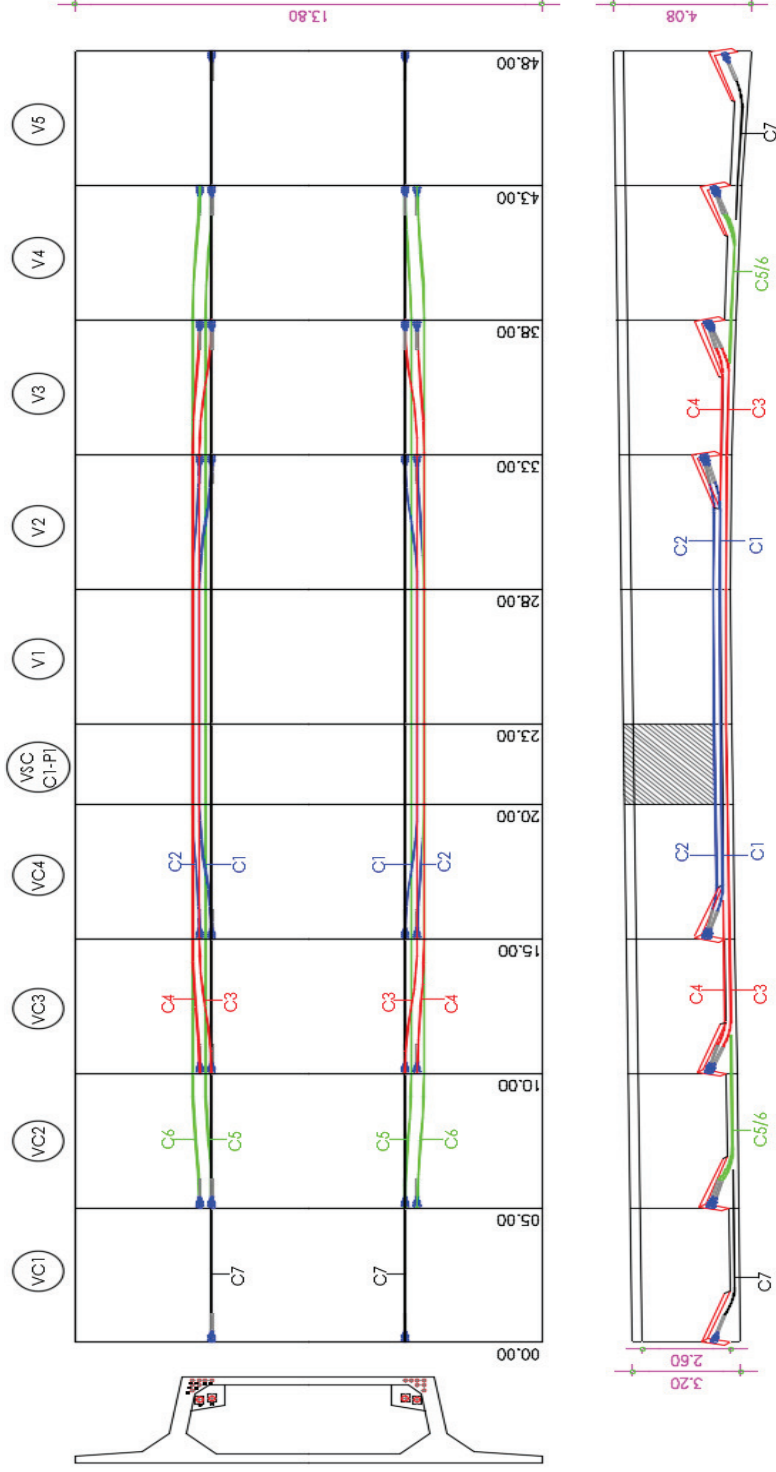
Annexe E. L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées principales.

Câbles	L (m)	L <sub>dév</sub> (m)	d <sub>0</sub> (m)	d <sub>1</sub> (m)	R (m)	$\alpha$ (rad)	y(x)
C1	18,00	5,00	0,33	0,81	26,04	0,15	0,33+0,48 x <sup>2</sup>
C2	18,00	5,00	0,51	0,87	34,72	0,12	0,51+0,36 x <sup>2</sup>
C3	28,00	5,00	0,15	0,81	18,94	0,18	0,15+0,66 x <sup>2</sup>
C4	28,00	5,00	0,33	0,87	23,15	0,16	0,33+0,54 x <sup>2</sup>
C5	38,00	5,00	0,15	0,81	18,94	0,18	0,15+0,66 x <sup>2</sup>
C6	38,00	5,00	0,15	0,87	17,36	0,19	0,15+0,72 x <sup>2</sup>
C7	48,00	5,00	0,15	0,81	18,94	0,18	0,15+0,66 x <sup>2</sup>

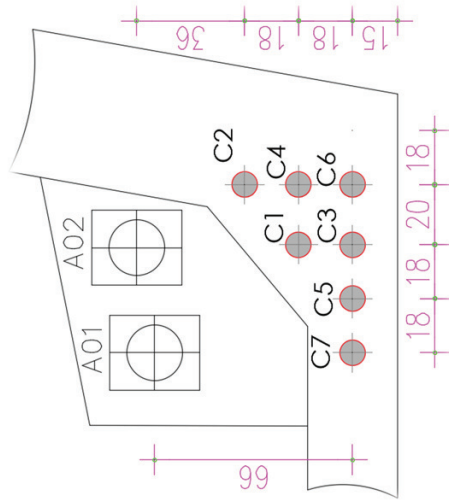
Annexe E. L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées principales.

Câbles	L (m)	Z <sub>i</sub> (m)	Z <sub>i+1</sub> (m)	X <sub>i</sub> ; X <sub>i+1</sub> (m)	R (m)	$\beta$ (rad)	Z(x)
C1	18,00	0,36	0,18	2,5	17,36	0,14	0,36-0,029 x <sup>2</sup>
C2	18,00	0,21	0,11	2,5	29,76	0,08	0,21-0,017 x <sup>2</sup>
C3	28,00	0,36	0,18	2,5	17,36	0,14	0,36-0,029 x <sup>2</sup>
C4	28,00	0,21	0,11	2,5	29,76	0,08	0,21-0,017 x <sup>2</sup>
C5	38,00	0,18	0,09	2,5	34,72	0,07	0,18-0,014 x <sup>2</sup>
C6	38,00	0,21	0,11	2,5	29,76	0,08	0,21-0,017 x <sup>2</sup>
C7	48,00						

Rectiligne



Annexe E. Disposition des câbles de continuité au niveau desclavages P1-P2/P2-P3.



Annexe E. Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau desclavages P1-P2/P2-P3.

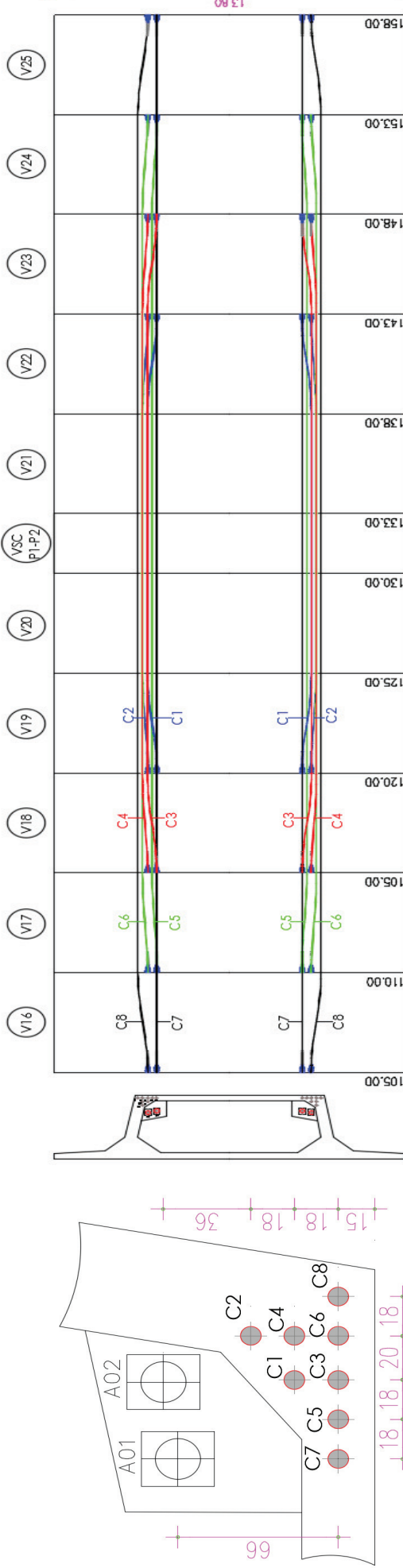
## Annexe E. Ferrailage Actif

Annexe E. L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées principales.

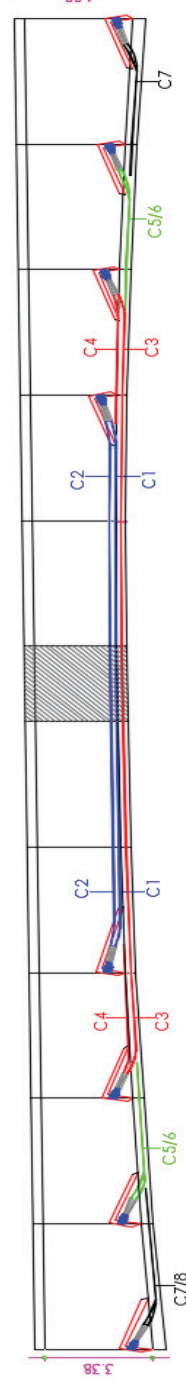
Câbles	L (m)	L <sub>dév</sub> (m)	d <sub>0</sub> (m)	d <sub>i</sub> (m)	R (m)	$\alpha$ (rad)	Y(x)
C1	23,00	5,00	0,33	0,81	26,04	0,15	$0,33+0,48x^2$
C2	23,00	5,00	0,51	0,87	34,72	0,12	$0,51+0,36x^2$
C3	33,00	5,00	0,15	0,81	18,94	0,18	$0,15+0,66x^2$
C4	33,00	5,00	0,33	0,87	23,15	0,16	$0,33+0,54x^2$
C5	43,00	5,00	0,15	0,81	18,94	0,18	$0,15+0,66x^2$
C6	43,00	5,00	0,15	0,87	17,36	0,19	$0,15+0,72x^2$
C7	53,00	5,00	0,15	0,81	18,94	0,18	$0,15+0,66x^2$
C8	53,00	5,00	0,15	0,87	17,36	0,19	$0,15+0,72x^2$

Annexe E. L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées principales.

Câbles	L (m)	Z <sub>i</sub> (m)	Z <sub>i+1</sub> (m)	X <sub>i</sub> ; X <sub>i+1</sub> (m)	R (m)	$\beta$ (rad)	Z(x)
C1	23,00	0,36	0,18	2,5	17,36	0,14	$0,36-0,029x^2$
C2	23,00	0,21	0,11	2,5	29,76	0,08	$0,21-0,017x^2$
C3	33,00	0,36	0,18	2,5	17,36	0,14	$0,36-0,029x^2$
C4	33,00	0,21	0,11	2,5	29,76	0,08	$0,21-0,017x^2$
C5	43,00	0,18	0,09	2,5	34,72	0,07	$0,18-0,014x^2$
C6	43,00	0,21	0,11	2,5	29,76	0,08	$0,21-0,017x^2$
C7	53,00				Rectiligne		
C8	53,00	0,39	0,20	2,5	16,03	0,15	$0,39-0,031x^2$



Annexe E. Disposition des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3-P4.



Annexe E. Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3-P4.

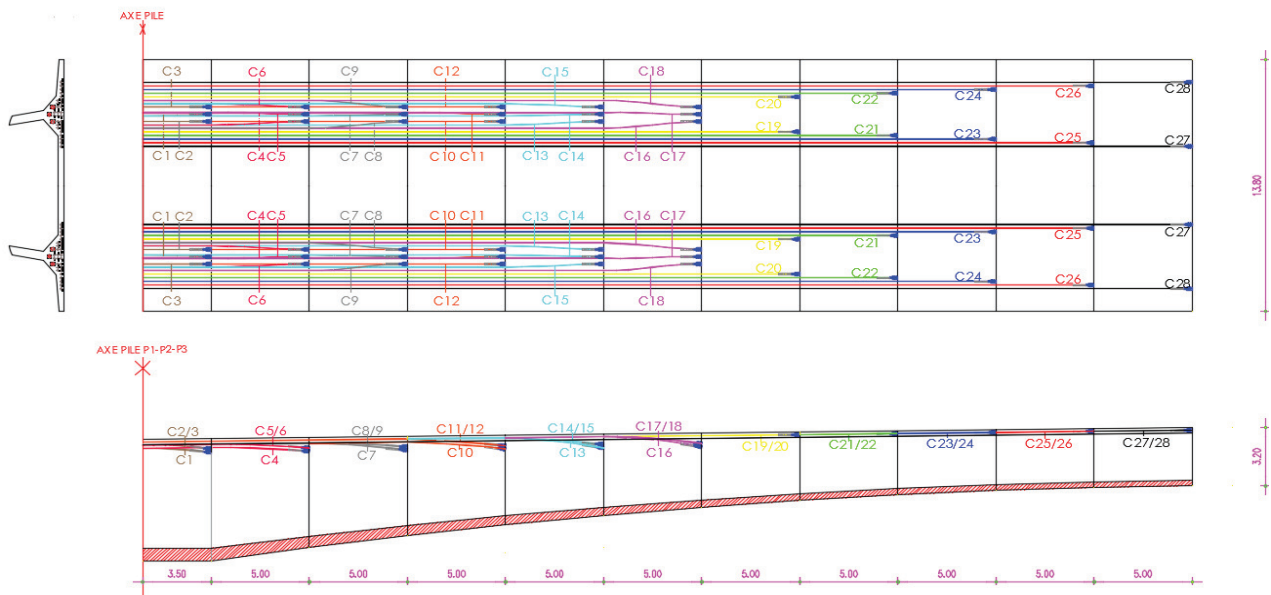
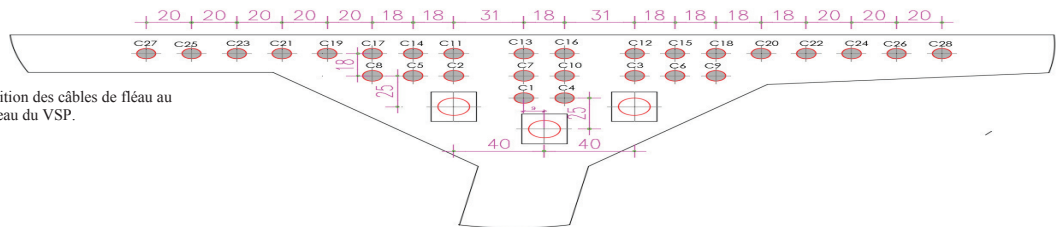
Annexe E. L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Câbles	Z <sub>i</sub> (m)	Z <sub>i+1</sub> (m)	X <sub>i</sub> ; X <sub>i+1</sub> (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
C1	0,09	0,045	1,75	34,03	0,05	0,09 - 0,0037 x <sup>2</sup>
C2 – C3	Rectiligne					
C4	0,09	0,045	2,5	69,44	0,04	0,09 - 0,0072 x <sup>2</sup>
C5 – C6	0,18	0,09	2,5	34,72	0,07	0,18 - 0,0144x <sup>2</sup>
C7	0,09	0,045	2,5	69,44	0,04	0,09 - 0,0072 x <sup>2</sup>
C8– C9	0,36	0,18	2,5	17,36	0,14	0,36 – 0,0288 x <sup>2</sup>
C10	0,09	0,045	2,5	69,44	0,04	0,09 - 0,0072 x <sup>2</sup>
C11-C12	Rectiligne					
C13	0,09	0,045	2,5	69,44	0,04	0,09 - 0,0072 x <sup>2</sup>
C 14-C 15	0,18	0,09	2,5	34,72	0,07	0,18 - 0,0144x <sup>2</sup>
C16	0,09	0,045	2,5	69,44	0,04	0,09 - 0,0072 x <sup>2</sup>
C17 - C18	0,36	0,18	2,5	17,36	0,14	0,36 – 0,0288 x <sup>2</sup>
C19-C20-C21-C22-C23-C24-C24-C25-C26-C27-C28	Rectiligne					

Annexe E. L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

Câbles	L <sub>dév</sub> (m)	d <sub>0</sub> (m)	d <sub>1</sub> (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C1	3,50	0,51	0,76	24,50	0,132	0,51 + 0,0204x <sup>2</sup>
C2- C3	5	0,33	0,58	24,5	0,13	0,33 + 0,0204x <sup>2</sup>
C4	5	0,51	0,76	50	0,09	0,15 + 0,01x <sup>2</sup>
C5-C6	5	0,33	0,58	50	0,09	0,33+0,01 x <sup>2</sup>
C7	5	0,33	0,76	29,07	0,14	0,33+0,0172 x <sup>2</sup>
C8-C9	5	0,33	0,58	50	0,09	0,33+0,01 x <sup>2</sup>
C10	5	0,33	0,76	29,07	0,14	0,33+0,0172 x <sup>2</sup>
C11-C12-C13-C14-C15-C16-C17-C18	5	0,15	0,58	29,07	0,14	0,15+0,0172 x <sup>2</sup>
C19- C20 - C21 - C22 - C23 - C24 - C25 - C26 – C27– C28	Rectiligne					

Annexe E. Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP.



Annexe E. Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux P1/P2/P3/P4.