

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République algérienne démocratique et populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
المركز الجامعي لعين تموشنت  
Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent  
Institut de Technologie  
Département de Génie civil



Projet de fin d'études  
Pour l'obtention du diplôme de Master en :  
Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE  
Département : GENIE civil  
Filière : travaux public  
Spécialité : voie et ouvrage d'art  
Thème

*Conception parasismique d'un viaduc arché à  
poutre-caisson*

**Présenté Par :**

- 1) HAMADOU MOUMOUNI Abdoul Aziz
- 2) BENMANSOUR Mourad

**Devant les jurys composés de :**

Dr KHALED Amara	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Président
Mr MUSTAPHA Guellil	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Examineur
Mr DERBAL Rachid	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Encadrant
Mr BENNACEUR Sidi Mohamed	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Co-Encadrant

*Année universitaire 2017/2018*

## **Dédicace :**

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ Mes parents.
- ✓ Toute ma famille.
- ✓ Tous ceux qui m'ont aidé à l'élaboration de ce travail.

**Hamadou Moumouni Abdoul Aziz**

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma femme qui m'a donné un soutien et de m'avoir encouragé à Poursuivre mes études universitaires.*

*Mon très cher binôme monsieur **Hamadou Moumouni Abdoul Aziz** qui m'a supporté  
Tout au long de notre PFE.*

*Mes enfants ; **Mohamed el Amine** et ma fille **NOUR El Houda**.  
A tous la famille **BENMANSOUR**.*

*Mes amis : **Khalil, Nabil, Ahmed, Abdelaziz, Kamel, et Anis***

*A vous merci.*

***Mourad***

## REMERCIEMENTS

Nous remercions, en premier lieu, ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage d'élaborer ce travail.

En seconde lieu, nous adressons nos vifs chaleureux remerciement à nos encadreurs Monsieur **DERBAL Rachid** et Monsieur **BENNACEUR Sid Ahmed** pour leurs précieux conseils et orientations.

Nous remerciment s'adressent également aux membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.

Nous remerciment à Monsieur le Directeur des travaux publics de la wilaya d'Ain Témouchent Monsieur **SI CHAIB Said** et Monsieur **BENCHORAB Tayeb** Chef de service Développement des infrastructures routières.

Tous le personnel de la **direction de l'Urbanisme et de la Construction** de la Wilaya d'Ain Témouchent et le bureau d'étude **SERROR- Tlemcen**.

Enfin nous remercions toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce travail.

## Résumé

Ce travail porte sur une étude d'un viaduc à poutre-caisson au PK 1+510 de la liaison autoroutière reliant Béni-Saf à l'autoroute EST- OUEST. Une analyse multicritère des trois variantes est établie. A l'issue de cette analyse, la variante la plus avantageuse est retenue et a fait l'objet d'un pré-dimensionnement. Le calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation a été menée. Afin d'aboutir à une représentation fidèle du comportement réel de la variante choisie, un modèle tridimensionnel en éléments finis a été réalisé en adoptant le code de calcul CSI Bridge 2017. Une étude de la précontrainte, ainsi que l'évaluation des pertes dues à la précontrainte ont été établi. En utilisant le modèle 3D, une étude statique et dynamique a été présentée suivi de l'interprétation de ses résultats. Finalement, la stabilité de la culée est vérifiée.

**Mots clés :** viaduc, poutre-caisson, câble de fléau, charges et surcharges, analyse statique et dynamique.

## **Abstract**

This work is about a survey of a viaduct to beam-caisson in the PK 1+510 of the freeway link joining Béni-Saf in the freeway is - WEST. An analysis multi criterion of the three variants is established. To the descended of this analysis, the most advantageous variant is kept and made the object of a pre-dimensionality. The calculation of the permanent loads and overcharges of exploitation have been led. In order to succeed to a faithful representation of the real behavior of the chosen variant, a three-dimensional model in finished elements has been achieved while adopting the code of calculation CSI Bridge 2017. A study of the prestressing, as well as the evaluation of the losses due to prestressing have been established. While using the model 3D, a static and dynamic survey has been presented follow-up of the interpretation of his/her/its results. Finally, the stability of the abutment is verified.

**Key words:** viaduct, hollow box, flail cable, load and overload, static and dynamic analysis.

## ملخص

هذا العمل مندرج في إطار دراسة جسر يبنى بالتتابع عند النقطة الكيلومترية 1+510 لمشروع الطريق الرابط بين مدينة بني صاف ( مدخل القطب الصناعي الجديد) والطريق السيار شرق-غرب والذي يتضمن تحديد الخيار المناسب وذلك بعد عرض ثلاث 03 خيارات مختلفة، و من تم الشروع في وضع الأبعاد المبدئية، ثم حساب الحمولات والحمولات الزائدة، أيضا إجراء نموذج ثلاثي الأبعاد للجسر باستخدام الرموز الحسابية للعناصر المحدودة (CSI Bridge 2017) ، وقد أجري حساب ديناميكية لهذا الجسر، دراسة مسبقة للإجهاد وتقييم فقدان للإجهاد المسبق وأخيرا حساب استقرار دعامة الجسر.

**كلمات مفتاحية:** جسر، روافد على شكل صندوق، كابل الاجهاد المسبق، الحمولات والحمولات الزائدة، دراسة حساب ديناميكية.

# Table des matières

<b>Introduction générale :</b>	1
<b>Chapitre I : Revue bibliographique</b>	
1 Introduction :	3
2 Aperçu sur les travaux antérieurs :	3
3 Conclusion :	7
<b>Chapitre II : Généralités sur les ponts</b>	
1 Introduction :	8
2 Les éléments constitutifs d'un pont :	8
2.1 Superstructure :	8
2.1.1 Le tablier :	8
2.1.2 Dalle de transition :	9
2.2 L'infrastructure :	9
2.2.1 La fondation :	10
2.2.2 Les appuis :	10
3 Règle générale pour l'établissement d'un projet de pont :	10
3.1 Direction du tracé par rapport à celle de l'obstacle :	11
3.2 Débit maximum des eaux :	11
3.3 La nature du terrain du fond du cours d'eau ou du de la rivière :	11
3.4 Hauteur disponible :	12
3.5 Servitudes :	12
3.6 Aspect esthétique :	12
3.7 Economie et possibilité d'exécution :	12
4 Choix du type d'ouvrage :	12
5 Classification des ponts :	13
5.1 Leur destination :	13

5.2	La nature de leurs matériaux employés : .....	13
5.3	Suivant leur disposition en plan : .....	15
5.4	Leur niveau de passage : .....	16
5.5	La mobilité de leurs tabliers : .....	17
5.6	Leur schéma transversal : .....	18
6	Conclusion : .....	18

### **Chapitre III : Présentation du projet**

1	Présentation de l'ouvrage : .....	19
2	Les données géotechniques : .....	20
3	Les données topographiques : .....	21
4	Les données sismiques : .....	21
5	Les données fonctionnelles : .....	22
5.1	Tracé en plan : .....	22
5.2	Profil en travers : .....	22
5.3	Profil en long : .....	23
6	Conclusion : .....	23

### **Chapitre IV : Caractéristiques des matériaux**

1	Introduction : .....	24
2	Le béton : .....	24
2.1	Résistance de béton : .....	24
2.2	Le coefficient de poisson : .....	25
2.3	Les modules de déformation du béton : .....	25
3	Acier passifs : .....	26
4	Aciers de précontrainte : .....	27
5	Conclusion : .....	28

## Chapitre V : Conception générale de l'ouvrage

1	Introduction : .....	29
2	Etudes des variantes : .....	29
2.1	Variante 1 : poutre-caisson en béton précontraint .....	29
2.2	Variante 2 : pont mixte. ....	30
2.3	Variante 3 : pont à poutre précontraint. ....	30
3	Notions historiques de la construction par encorbellement :.....	31
4	Pré dimensionnement de la variante choisie : .....	32
4.1	Dimensionnement des voussoirs: .....	32
4.1.1	Section longitudinale : .....	32
4.1.2	Section Transversale :.....	32
5	Hypothèses de calcul : .....	35
6	Modèles de calcul :.....	35
7	Conclusion :.....	36

## Chapitre VI : charges permanentes et surcharges d'exploitations

1	Introduction : .....	37
2	Charges permanentes : CP .....	37
2.1	Charge du tablier : CT .....	37
2.2	Les charges complémentaires permanentes : CCP .....	37
3	Les surcharges routières : .....	39
3.1	La charge AL : .....	40
3.2	Système de charge B : .....	41
3.2.1	Le système de <b>Bc</b> :.....	41
3.2.2	Le système de charge Bt :.....	43
3.2.3	Le système de charge Br :.....	45
4	Le système de charge Mc : Convois Mc 120.....	45

5	La charge exceptionnelle : Convois D240 t : .....	46
6	Surcharge des trottoirs : .....	47
7	Le vent : .....	47
8	La température : .....	48
9	Force de freinage : .....	48
10	Sismicité : .....	49
11	La combinaison d'action : .....	49
12	Conclusion : .....	51

### **Chapitre VII: Modélisation en éléments finis du pont**

1	Introduction : .....	52
2	Hypothèses de modélisation : .....	52
3	Présentation du logiciel : .....	53
4	Etapas de modélisation : .....	54
4.1	Détermination de l'axe principale du pont : .....	54
4.2	Le choix de type d'ouvrage : .....	54
4.3	La modélisation du tablier : .....	55
4.4	Modélisation de la pile. ....	57
4.5	Les appareils d'appuis : .....	57
5	Détermination des charges et leurs combinaisons : .....	57
6	Présentation de logiciel CS Bridge : .....	62
6.1	Modélisation du pont : .....	62
7	La modélisation du tablier avec CSI Bridge : .....	63
8	Modélisation de la pile : .....	65
9	Modélisation des appareils appuis : .....	66
10	Détermination des charges : .....	66
11	Intégration des spectres RPOA : .....	69

12	L'intégration de la charge routière : .....	70
13	Conclusion : .....	72

## **Chapitre VIII : Etude de la précontrainte**

1	Introduction : .....	73
1.1	L'objectif de ce chapitre est : .....	73
2	Types de câbles.....	73
2.1	Acier précontrainte « Actifs ». .....	73
2.3	La valeur maximale de la section : .....	74
2.4	Gaines : .....	74
2.5	Frottement.....	74
3	Disposition des câbles et modalité de la précontrainte : .....	74
3.1	Câble de fléau : .....	74
3.2	Câble de continuité : .....	75
3.3	Câble de solidarisation : .....	75
4	Détermination des efforts de précontrainte et schémas de câblages : .....	75
4.1	La précontrainte de fléaux : .....	75
4.2	Détermination du nombre des câbles de fléau : .....	76
5	Etude de tracé du câble en élévation : .....	78
5.1	Etude de câblage du voussoir sur pile : .....	79
6	Etude de la précontrainte de continuité : .....	82
6.1	Calcul de la section de précontrainte : .....	82
6.2	Calcul de la section d'armature passive : .....	82
6.3	Tracé des câbles de continuité de la précontrainte : .....	83
7	Calcul des pertes de tension de précontrainte : .....	83

7.1	Perte de tension instantanée :.....	84
7.2	Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine :.....	84
7.3	Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages :.....	85
7.4	Pertes dues au raccourcissement élastique du béton : .....	88
7.5	Pertes de tension différées : .....	88
7.5.1	Pertes dus au retrait du béton :.....	88
7.5.2	Pertes dus au fluage du béton : .....	89
7.5.3	Pertes dus à la relaxation de l'acier de précontrainte : .....	89
8	Contraintes finales : .....	92
9	Vérification des contraintes en phase de construction : .....	92
9.1	Vérification des contraintes supérieures pour le demi-fléau : .....	93
9.2	Vérification des contraintes inférieures pour le demi-fléau : .....	94
10	Conclusion : .....	96

## **Chapitre IX : Etude statique et dynamique du viaduc**

1	Etude statique : .....	97
1.1	Introduction : .....	97
1.2	Les efforts internes au niveau tablier :.....	97
1.2.1	Les efforts internes dus au poids propre :.....	97
1.2.2	Les efforts internes dus à la surcharge D240 :.....	98
1.2.3	Les efforts internes dus à l'ELU :.....	98
1.2.4	Les efforts internes dus à l'ELS : .....	99
1.3	Les efforts internes au niveau des piles :.....	100
1.3.1	Les efforts internes dus au D240 : .....	100
1.3.2	Les efforts internes dus à l'ELU :.....	101
1.3.3	Les efforts internes dus à l'ELS : .....	102
2	Etude dynamique : .....	103

2.1	Introduction : .....	103
2.2	L'objectif : .....	103
2.3	Classification des ponts : RPOA 2008 .....	103
2.4	Le coefficient d'accélération A : .....	103
2.5	Classification des sites : .....	103
2.6	Détermination des actions sismiques : .....	104
2.7	Les combinaisons de composantes de l'action sismique : .....	107
2.8	Analyse Modale : .....	107
2.9	Les efforts internes des combinaisons accidentelles : .....	112
2.9.1	Les efforts internes de la combinaison sismique SISM1 : .....	112
2.9.2	Les efforts internes de la combinaison sismique SISM2 : .....	113
2.9.3	Les efforts internes de la combinaison sismique SISM3 : .....	114
2.9.4	Les efforts internes au niveau des piles : .....	115
2.10	Comparaison entre l'analyse statique et dynamique : .....	116
3	Conclusion : .....	118

## **Chapitre X : Etude des culées**

1	La culée : .....	118
1.1	pré-dimensionnement de la culée : .....	118
1.2	Calcul des sollicitations : .....	120
1.2.1	Généralité : .....	120
1.2.2	Condition de charges : .....	120
1.2.3	Hypothèse de section : .....	121
1.2.4	Calcul des efforts horizontaux : .....	121
1.2.5	Poussée des terres : .....	123
1.3	Récapitulatif des charges : .....	124
1.4	Combinaison d'action : .....	124

1.5	Vérification de la stabilité : .....	125
1.5.1	Stabilité au renversement : .....	126
1.5.2	Stabilité au glissement : .....	126
1.5.3	La capacité portante .....	126
2	Conclusion : .....	127

## Liste des figures

### Chapitre I : Revue bibliographique

Figure 1.1. Vue en élévation du viaduc.....	3
Figure 1.2. Vue en élévation des câbles dans l'axe de l'âme.....	3
Figure 1.3. Vue en élévation des câbles de fléau .....	4
Figure 1.4. Modèle 3D en éléments finis du pont ferroviaire .....	5
Figure 1.5. Modèle finale en élément finis de l'échangeur .....	6
Figure 1.6. Modèle 3D en éléments finis du pont à haubans .....	7

### Chapitre II : Généralité sur les ponts

Figure 2.1. Tablier d'un pont à poutre caisson.....	9
Figure 2.2. Pont de Tarragone (Espagne).....	14
Figure 2.3. Tablier voussoir en béton précontraint .....	14
Figure 2.4. Pont de merle France [9].....	15
Figure 2.5. Pont droit.....	16
Figure 2.6. Pont biais.....	16
Figure 2-7 : passage supérieur.....	17
Figure 2.8. Exemple d'un pont levant .....	17
Figure 2.8. Coupe transversale d'un pont à poutre précontraint .....	18

### Chapitre III : Présentation du projet

Figure 3.1. Situation de l'ouvrage. Source : DTP Ain-Temouchent.....	19
figure 3.2. Plage de sidi Bousif Source : DTP Ain-Temouchent .....	20
Figure3.2. Tracé en plan.....	22
Figure 3.3. Profil en travers du pont.....	23

### Chapitre IV : Caractéristiques des matériaux

Figure 4.1. Diagramme de contrainte déformation .....	26
-------------------------------------------------------	----

### Chapitre V : Conception générale

Figure 5.1. La variation de la section .....	32
Figure 5.2. La section transversale du tablier.....	33
Figure 5.3. Section caractéristique du voussoir.....	35

### Chapitre VI : charges et surcharges

Figure 6.1. Dispositif de retenu .....	48
Figure 6.2. Disposition de camion de charge Bc.....	42

Figure 6.3. Disposition de la charge Bt.....	44
Figure 6.4. Disposition de la charge Mc 120 .....	46
Figure 6.5. Disposition de la charge D240.....	47
Figure 6.6. Zonage sismique du territoire national .....	49

## **Chapitre VII : Modélisation**

Figure 7.1. Présentation de logiciel SAP2000.....	53
Figure 7.2. Présentation de la trajectoire du tablier sur AUTOCAD2016 .....	54
Figure 7.3. Icone du choix de modèle .....	55
Figure 7.4. Choix de l'unité et du modèle .....	55
Figure 7.5. Représentation de la longueur du tablier.....	56
Figure 7.6. Choix des matériaux .....	56
Figure 7.7. Section transversale importé sur sap2000v14 .....	57
Figure 7.8. Définition des charges.....	58
Figure 7.9. Types des charges .....	58
Figure 7.10. Combinaison des charges.....	59
Figure 7.11. Classe des véhicules.....	59
Figure 7.12. Spectres de réponses .....	60
Figure 7.13. Types de spectres .....	60
Figure 7.14. Réponse Spectrum .....	61
Figure 1.15. Premier model 3D .....	62
Figure 7.16. Choix du modèle de tablier .....	63
Figure 7.17. Choix la courbure de tablier.....	64
Figure 7.18. Description de la section de voussoir.....	65
Figure 7.19. la section des piles .....	66
Figure 7.20. Détermination des charges .....	67
Figure 7.21. Combinaison des charges.....	67
Figure 7.22. Détermination de la ligne de circulation .....	68
Figure 7.23. Définition des charges roulante.....	68
Figure 7.24. Intégration des spectres RPOA .....	69
Figure 7.25. Définition du spectre de réponse.....	69
Figure 7.26. Affectation des réponses Spectrum aux charges sismique.....	70
Figure 7.27. Modélisation de la charge routière D240.....	71
Figure 7.28. Deuxième modèle 3D en éléments finis .....	71
Figure 7.29. Vue en plan .....	72

## Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Figure 1	Figure 8.1. Répartition des câbles de fléau dans le voussoir sur pile. ....	77
Figure 2	Figure 8.2. Les câbles en élévation.....	79
Figure 3	Figure 8.3. Câblage d'un voussoir en élévation.....	80
Figure 4	Figure 8.4. Diagramme des tensions.....	86

## Chapitre IX : Etude statique et dynamique

Figure 9.1.	Diagramme des moments fléchissant due au poids propre.....	97
Figure 9.2.	Diagramme des efforts tranchants Due au poids propre.....	97
Figure 9.3.	Diagramme des moments fléchissant Max et Min dû à la surcharge D240. ....	98
Figure 9.4.	Diagramme des efforts tranchants Max et Min dû à la surcharge D240 .....	98
Figure 9.5.	Diagramme des moments fléchissant Max et Min dû à l'ELU.....	98
Figure 9.6.	Diagramme des efforts tranchants Max dû à l'ELU .....	99
Figure 1.7.	Diagramme des moments fléchissant Max et min due à l'ELS. ....	99
Figure 9.8.	Diagramme des efforts tranchants Max due à l'ELS .....	99
Figure 9.9.	Diagramme de l'effort normal dû D240 .....	100
Figure 9.10.	Diagramme des moment fléchissant dû au D240. ....	100
Figure 9.11.	Diagramme de l'effort tranchant dû D240.....	100
Figure 9.12.	Diagramme des efforts normales dû à l'ELU .....	101
Figure 9.13.	Diagramme des moments fléchissant dû à l'ELU. ....	101
Figure 9.14.	Diagramme des efforts tranchants dû à l'ELU .....	101
Figure 1.15.	Diagramme de l'effort normal dû à l'ELS.....	102
Figure 9.16.	Diagramme du moment fléchissant dû à l'ELS .....	102
Figure 9.17.	Diagramme de l'effort dû à l'ELS .....	105
Figure 9.18 :	Spectre de réponse élastique - composante horizontale .....	105
Figure 9.19. :	Spectre de réponse élastique - composante verticale.....	106
Figure 9.20. :	Spectre de dimensionnement. ....	106
Figure 9.21.	Mode 1 .....	107
Figure 9.22.	Mode 2 .....	108
Figure 9.23.	Mode 3 .....	108
Figure 9.24.	Mode 4 .....	109
Figure 9.25.	Mode 5 .....	109
Figure 9.26.	Torsion au niveau du tablier 2 .....	110
Figure 9.28.	Diagramme des moments fléchissant de la combinaison sismique SISM1 .....	112

Figure 9.29. Diagramme des efforts tranchants de la combinaison sismique SISM1 .....	112
Figure 9.30. Diagramme des moments fléchissant de la combinaison sismique SISM2.....	113
Figure 9.32. Diagramme des efforts tranchants de la combinaison sismique SISM2.....	113
Figure 9.33. Diagramme des moments fléchissant de la combinaison sismique SISM3 .....	114
Figure 9.34. Diagramme des efforts tranchants de la combinaison sismique SISM3.....	114
Figure 9.35. Diagramme de l'effort normal de la combinaison SISM1 .....	116
Figure 9.10. Diagramme des moments fléchissant de la combinaison SISM1. ....	116
Figure 9.11. Diagramme de l'effort tranchant de la combinaison SISM1 .....	116

### **Chapitre X : Etude des culées**

Figure 10.1. Vue frontale de la culée. ....	121
Figure 10.2. Diaphragme des sections .....	122
Figure 10.3. Poussée des terres et surcharges de remblais.....	123

## Liste des tableaux

### Chapitre I : Revue bibliographique

Tableau 1.1. Périodes et fréquences des trois premiers modes .....	5
--------------------------------------------------------------------	---

### Chapitre II : Généralité sur les ponts

Tableau 2.1. Type de pont suivant la destination .....	13
--------------------------------------------------------	----

### Chapitre III : Présentation du projet

Tableau 3.1 Résultats géotechnique.....	21
-----------------------------------------	----

### Chapitre IV : Caractéristique des matériaux

Tableau 4.1. Contrainte de traction admissible de l'acier .....	27
-----------------------------------------------------------------	----

Tableau 4.2. Caractéristique des câbles toronné .....	28
-------------------------------------------------------	----

### Chapitre V : Conception générale

Tableau 5.1. Comparaison des variantes .....	30
----------------------------------------------	----

### Chapitre VI: Charges et surcharges

Tableau 6.1. Poids propre du tablier .....	37
--------------------------------------------	----

Tableau 6.2. Poids du dispositif de retenu .....	39
--------------------------------------------------	----

Tableau 6.3. Valeurs de $a_1$ en fonction de $N_v$ et de la classe du pont .....	40
----------------------------------------------------------------------------------	----

Tableau 6.4. Coefficient $b_c$ .....	42
--------------------------------------	----

Tableau 6.5. Valeur de $\delta_{bc}$ et $S$ pour $L=110m$ .....	43
-----------------------------------------------------------------	----

Tableau 6.5. Valeur de $\delta_{bc}$ et $S$ pour $L=70m$ .....	43
----------------------------------------------------------------	----

Tableau 6.6. Coefficient de majoration $B_t$ .....	43
----------------------------------------------------	----

Tableau 6.7. Valeur de $\delta_{bt}$ et $S$ pour $L=110m$ .....	44
-----------------------------------------------------------------	----

Tableau 6.8. Valeur de $\delta_{bt}$ et $S$ pour $L=70m$ .....	45
----------------------------------------------------------------	----

Tableau 6.9. Les coefficients de combinaisons d'actions .....	50
---------------------------------------------------------------	----

Tableau 6.10. Les combinaisons d'actions.....	50
-----------------------------------------------	----

### Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Tableau 8.1. Les caractéristiques du câble T15 selon Eugène Freyssinet.....	74
-----------------------------------------------------------------------------	----

Tableau 8.2. Les résultats des autres voussoirs .....	78
-------------------------------------------------------	----

Tableau 8.3. Tableau récapitulatif des câbles.....	78
----------------------------------------------------	----

Tableau 8.4. Pertes de tension dues au frottement .....	81
---------------------------------------------------------	----

Tableau 8.5. Nombre de câbles à mi- travée – armatures de précontrainte .....	82
-------------------------------------------------------------------------------	----

Tableau 8.5. Pertes de tension dues aux frottements.....	85
----------------------------------------------------------	----

Tableau 8.6. Pertes de tension dues aux recule d'ancrage .....	87
----------------------------------------------------------------	----

Tableau 8.7. Pertes de tension dues à la relaxation des câbles de précontraintes .....	91
Tableau 8.8. Valeurs des contraintes supérieures.....	93
Tableau 8.9. Valeurs des contraintes supérieures.....	94
Tableau 8.10. Vérification des contraintes en phase de service.....	95

### **Chapitre IX : Etude statique et dynamique du viaduc**

Tableau 9.1. Enveloppe Max et Min due au poids propre. ....	97
Tableau 9.2. Enveloppe Max et Min Due à la surcharge D240 .....	98
Tableau 9.3. Enveloppe Max et Min des efforts internes due à l'ELU.....	99
Tableau 9.4. Enveloppe Max et Min due à l'ELS .....	100
Tableau 9.5. Enveloppe Max et Min due à D240.....	101
Tableau 9.6. Enveloppe Max et Min due à l'ELU. ....	101
Tableau 9.7. Enveloppe Max et Min due à l'ELS.....	102
Tableau 9.8. Classification des ponts. ....	103
Tableau 9.9. Coefficient d'accélération de la Zone.....	103
Tableau 9.10. Valeurs de T1, T2 et S pour la Composante horizontale.....	104
Tableau 9.11. Valeurs de T1, T2 et S pour les composantes verticales. ....	105
Tableau 9.12. Périodes et Fréquences des six premiers modes.....	106
Tableau 9.13. Périodes, déplacements et facteurs de participations modales. ....	111
Tableau 9.14. Enveloppe des efforts internes Max et Min due à SISM1.....	112
Tableau 9.15. Enveloppe des efforts internes Max et Min due à SISM2.....	113
Tableau 9.16. Enveloppe des efforts internes Max et Min due à SISM3.....	114
Tableau 9.17. Moments fléchissant Max et Min des combinaisons d'action accidentelles (KN.m). 115	
Tableau 9.18. Efforts tranchants Max et Min des combinaisons d'actions accidentelles (KN). 115	
Tableau 9.19. Effort normal Max et Min des combinaisons d'action accidentelles (KN)....	115
Tableau 9.20. Comparaison des combinaisons d'action fondamentale et accidentelle.....	117
Tableau 9.21. Comparaison des combinaisons d'action fondamentale et accidentelle.....	117

### **Chapitre X : Etude des culées.**

Tableau 10.1. Efforts verticaux et horizontaux. ....	122
Tableau 10.2. Moment fléchissant par rapport à x et z .....	123
Tableau 10.3. Charges normales à ELS .....	125
Tableau 10.4. Charges normales à ELU.....	125
Tableau 10.5. Combinaison d'action ELU et ELS .....	125

# Introduction Générale

## Introduction Générale

---

### Introduction Générale :

Les infrastructures semblent susciter un nouvel intérêt pour les économistes du développement, cela fait au récent retour des infrastructures en tête de l'agenda de nombreux gouvernements et donateurs. A cet effet, l'Algérie est devenue une zone commerciale importante il est à signaler que 90 % du volume des échanges de personnes et de marchandises se font par transport routier d'où les actions de développement du réseau routier ont permis à l'Algérie de disposer actuellement d'un réseau enviable de l'ordre de 112 039 Km. Suite à la construction de ces réseaux routiers, des ouvrages d'arts sont réalisés pour répondre aux conditions de tracé et compléter les fonctionnalités de ce dernier.

L'objectif principal du présent travail consiste à établir la conception et le dimensionnement d'un viaduc courbé à poutre-caisson. Cet ouvrage d'art va permettre le franchissement de la vallée de la plage de Sidi Boucif et faciliter par conséquent la liaison du nouveau pôle industriel de Beni Saf wilaya d'Ain-Temouchent à l'autoroute EST-OUEST. Il consiste aussi à établir un fondement de la stratégie de développement durable de la wilaya et à contribuer au développement de l'économie du pays en répondant à la volonté de la wilaya d'Ain-Temouchent.

Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est la famille des ouvrages d'art, les ponts constituent une partie assez grande dans cette famille vu sa présence un peu partout que ça soit en milieu maritime ou terrestre.

Généralement, un viaduc se réfère à un pont qui présente une hauteur ou une longueur parfois les deux plus grande que celle qu'exigerait la seule traversée de la rivière ou la voie à franchir.

Dans un premier temps, l'étude sera basée sur une quête de conception de qualité pour ce viaduc, en considérant les conditions locales, les conditions de la traversée du tracé, l'efficacité économique et la constructibilité. Une solution concevable sera proposée pour retenir la variante optimale. Cette dernière répondra aux critères de conception de ce viaduc courbé.

Ensuite, un prédimensionnement de la variante retenue sera établi et comportera l'ensemble des justifications nécessaires à cette étude. Un calcul des charges permanentes et des surcharges d'exploitation sera entamé afin de les incorporer dans le modèle du viaduc.

## Introduction Générale

---

Le calcul des sollicitations sera conduit principalement moyennant le logiciel de dimensionnement des structures « Csi Bridge2017 ». Une étude de la précontrainte, ainsi que l'évaluation des pertes dues à la précontrainte seront établies.

Une étude statique et dynamique du viaduc courbé sera conduite. Ensuite, les résultats issus de cette étude seront interprétés en faisant des comparaisons entre les différents cas de chargement.

Finalement ce travail s'achève par une étude de la stabilité des culées qui englobe entre autre la vérification de la stabilité au renversement, la stabilité au glissement et enfin la plus importante la capacité portante de la culée.

### **Structure du mémoire :**

Ce mémoire est réparti en dix(10) chapitres, qui sont comme suit :

- ✓ Chapitre 1 : Revue bibliographique sur les travaux antérieurs.
- ✓ Chapitre 2 : Généralité sur les ponts.
- ✓ Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage.
- ✓ Chapitre 4 : Caractéristiques des matériaux.
- ✓ Chapitre 5 : Conception générale de l'ouvrage.
- ✓ Chapitre 6 : charges et surcharges.
- ✓ Chapitre 7 : Modélisation.
- ✓ Chapitre 8 : Etudes de la précontrainte.
- ✓ Chapitre 9 : Etude statique et dynamique du viaduc.
- ✓ Chapitre 10 : Etude des culées.

# **CHAPITRE I:**

## **Revue bibliographique**

## 1 Introduction :

Pour débiter notre projet de fin d'étude, une recherche bibliographique a été effectuée.

Ce chapitre a pour but de procéder à une investigation des différents travaux au quel nous avons eu recours. A travers cette revue bibliographique, les grandes lignes de ce mémoire seront tracées.

## 2 Aperçu sur les travaux antérieurs :

### ✚ KHELLOUFI & TOUATI Mouloud (2008)

Ce mémoire est intitulé « conception et étude d'un viaduc en encorbellement sur le barrage de TAKSEBT ». Cela comprend le choix de la variante, le pré-dimensionnement, le calcul des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte ainsi le dimensionnement de l'infrastructure.

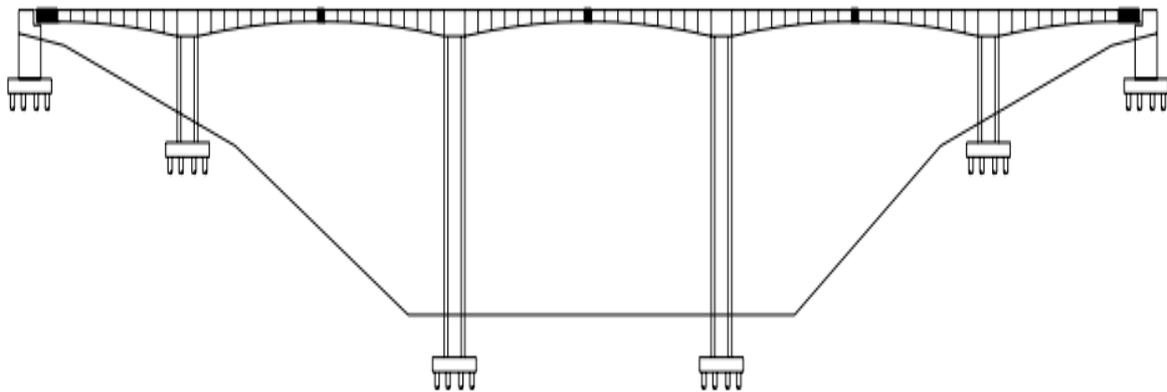


Figure 1.1. Vue en élévation du viaduc

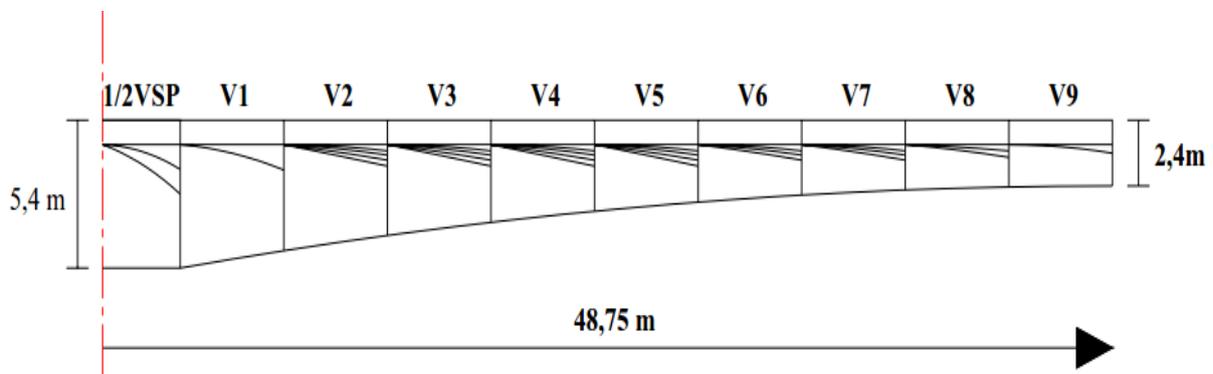


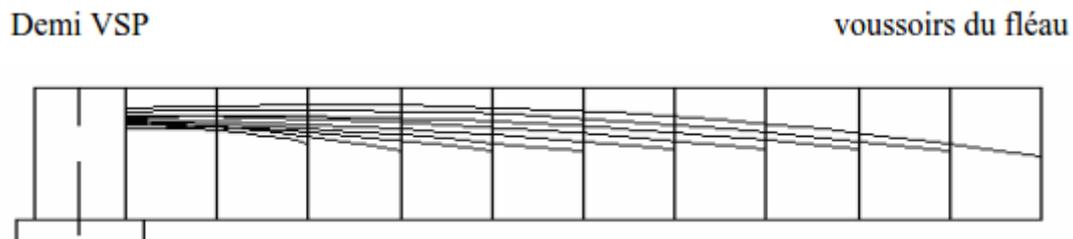
Figure 1.2. Vue en élévation des câbles dans l'axe de l'âme

Dans ce travail le nombre des câbles de fléau trouvé est de 56 câbles. Et l'effort de précontrainte initiale P trouvé est de 11023.06t.

✚ **BENALI-Amar Mehdi & BOUCHAMA Mourad**

Ce mémoire est intitulé « étude et la conception d'un pont sur la rocade sud d'Alger ».

Le travail consiste à élaborer un pré-dimensionnement du tablier, le calcul des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte, les différentes évaluations des pertes dues à la précontrainte et l'étude de l'infrastructure.

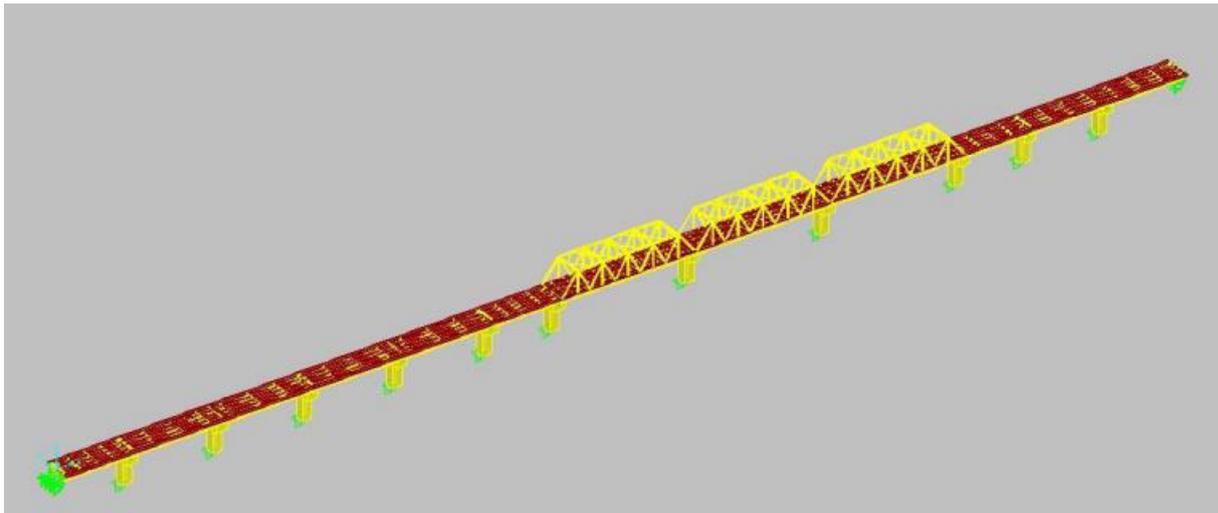


**Figure 1.3. Vue en élévation des câbles de fléau**

Dans ce travail pour un Moment fléchissant de 4808.5t.m, l'effort de précontrainte P est estimé à 6088.16t soit un nombre de câble de fléau total de 22, reparti en 11 câbles par âme.

✚ **HADJIRI Mustapha (2017)**

Ce mémoire de fin d'études porte sur l'analyse statique et dynamique d'un viaduc ferroviaire mixte. Le viaduc localisé au PK 32+575 est de longueur de 501,4 m. il est constitué de 12 travées continues et traversant une autoroute sur la nouvelle ligne ferroviaire électrifiée à grande vitesse reliant Oued Tlelat à Tlemcen. Un modèle tridimensionnel de ce viaduc est réalisé à l'aide du code de calcul en éléments finis CSI Bridge 2017. Le calcul dynamique de ce viaduc a été effectué conformément aux Règles parasismiques appliquées aux domaines des ouvrages d'art (RPOA 2008).



**Figure 1.4. Modèle 3D en éléments finis du pont ferroviaire**

Les résultats de l'analyse modale pour les trois premiers modes sont énumérés dans le tableau suivant :

**Tableau 1.1. Périodes et fréquences des trois premiers modes**

	<b>Période (s)</b>	<b>Fréquence (Hz)</b>
Mode 1	1.464	0.683
Mode2	1.240	0.806
Mode3	1.081	0.924

D'après les résultats de l'analyse statique et dynamique des piles, chevêtres et tablier dans cette étude sont comme suite :

- les efforts internes issus des combinaisons d'action fondamentales sont supérieurs à ceux développés par les combinaisons d'action accidentelles.
- Les moments fléchissant dus à la combinaison d'action accidentelle SISM2 (suivant l'axe Y) sont les plus importants par rapport aux résultats des autres combinaisons d'action accidentelles.

✚ **SADALLAH Mohamed. & BOUKACEM Hadjer (2013)**

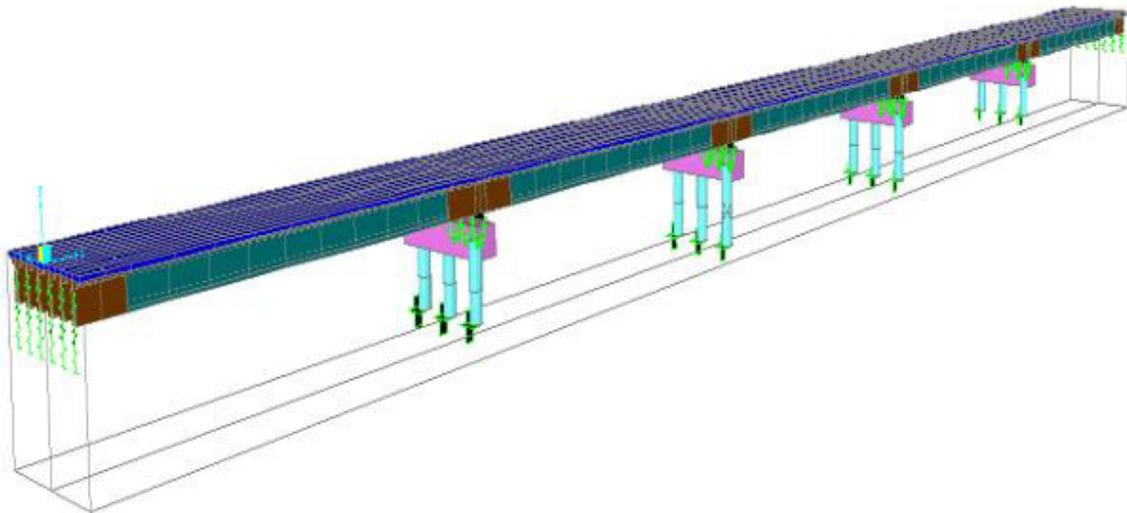
Ce mémoire est intitulé « étude statique et dynamique d'un pont isostatique de l'échanger sur l'intersection de RN22 avec RN35 »

L'objectif de ce projet de fin d'étude est de réaliser une étude statique et dynamique de cet ouvrage. Une comparaison entre les deux cas, en distinguant le plus défavorable.

L'ouvrage d'art en question est un pont à poutre préfabriquées en béton précontrainte de cinq travées isostatique, reposant sur des fondations semi-profondes.

Un pré-dimensionnement et une étude complète (étude des charges et surcharge, étude appareils d'appuis) étaient réaliser.

La modélisation de cet échangeur a été établie à l'aide de logiciel SAP2000. Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec cinq (5) travées indépendantes, une seule travée (une dalle de 25cm d'épaisseur avec 6 poutres) a été étudiée.



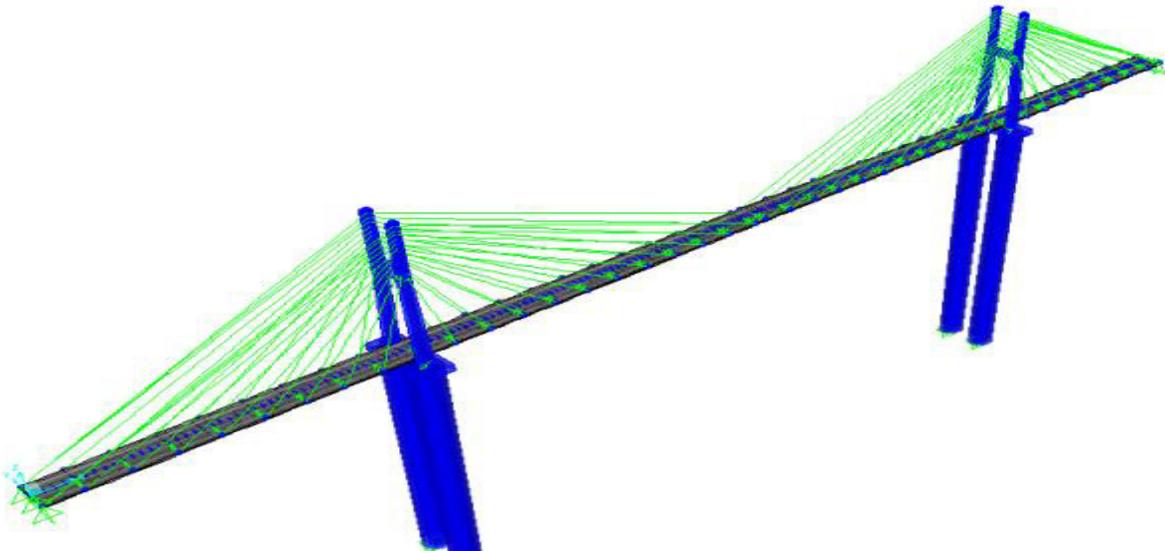
**Figure 1.5. Modèle finale en élément finis de l'échangeur**

Dans ce travail la sollicitation la plus défavorable en termes de moment fléchissant au niveau des poutres est issue de la combinaison fondamentale  $1.35G+1.5Q+1.6Bc$  avec une valeur de 7616.62 KN.m

**✚ BENKHEDDA & BENAYAD (2017):**

Ce mémoire est intitulé « Analyse du comportement dynamique d'un viaduc à haubans implanté sur oued Dib à Mila »

Le travail présenté dans ce mémoire porte sur l'analyse statique et dynamique d'un viaduc à haubans, le premier du genre réalisé en Algérie sur l'Oued Dib (Wilaya de Mila). Pour aboutir à une représentation fidèle du comportement réel du viaduc à haubans, une modélisation tridimensionnelle en éléments finis a été menée en utilisant le code de calcul CSI Bridge 2017.



**Figure 1.6. Modèle 3D en éléments finis du pont à haubans**

On constate que dans ce projet la combinaison la plus défavorable pour le tablier en termes de moment fléchissant est la combinaison accidentelle SISM1 avec une valeur de 105579 par rapport la combinaison fondamentale ELU (93068.42). Mais en termes d'effort tranchant la combinaison fondamentale est la plus défavorable avec un léger surplus (SISM1= 6656.71KN ; ELU= 7856.02)

### **3 Conclusion :**

Dans ce chapitre, une revue bibliographique des principaux travaux qui traitent l'étude des ponts en générale a été effectuée. Nous avons eu à consulter les études de précontrainte dans un premier temps et enfin sur les études statique et dynamique de quelques travaux.

Grace à la consultation de ces mémoires nous avons pu élaborer un plan de travail conformément à notre cas d'étude.

# CHAPITRE II: GÉNÉRALITÉ SUR LES PONTS

## 1 Introduction :

L'étude d'un pont est un travail d'attention de réflexion de synthèse et de discipline, elle requière aussi une bonne connaissance de plusieurs ouvrages et leurs pré-dimensionnement.

Ce travail nécessite de la part de l'ingénieur un choix judicieux et adéquat du type de l'ouvrage, un choix qui tient compte des conditions environnementales, économiques, en respectant l'aspect architectural et le développement local.

Ce présent chapitre fait part de terminologie des ouvrages en général et les paramètres de choix pour l'établissement d'un projet de pont.

## 2 Les éléments constitutifs d'un pont :

En général le pont est constitué de deux partie la superstructure et l'infrastructure quel que soit sa classe et le type de l'ouvrage.

### 2.1 Superstructure :

La superstructure est la partie supérieur d'un pont, elle constituée par tous les éléments du tablier qui n'intervient pas à la résistance mécanique de l'ouvrage. C'est un poids mort qu'il faut porter en permanence. Il s'agit :

- La chaussée ;
- Les dispositifs de sécurités (le garde-corps, glissière) ;
- Les corniches ;
- Les joints de chaussée...
- Les lampadaires.

#### 2.1.1 Le tablier :

Le tablier est la partie supérieur de l'ouvrage qui sert a supporté la chaussée au déçu de l'obstacle à franchir. Le mot tablier désigne aussi la partie d'un pont-levis qui s'abaisse pour former le passage. Il est formé à partir des dalles, des entretoises et parfois des longerons.

#### Dalle :

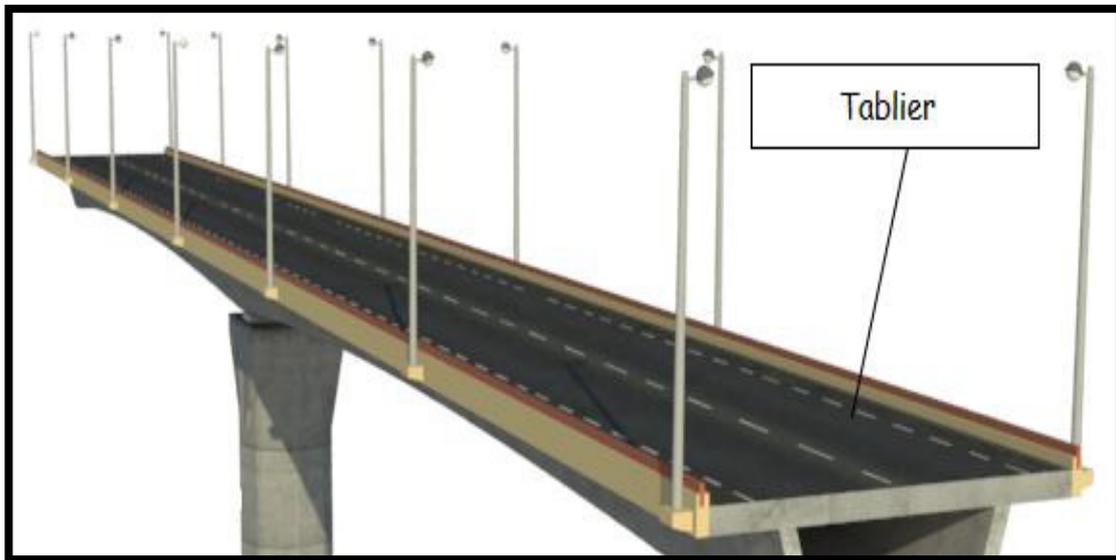
Dalle est un ouvrage en béton armé liée à l'ossature de manière à intervenir dans la flexion générale du tablier. Elle reçoit les différentes charges transmises par la chaussée et les transmette aux appuis.

### Entretoise :

L'entretoise est un élément transversal qui réunit les poutres entre elles pour assurer la stabilité des poutres et du tablier.

Il existe plusieurs types de tablier :

- Les tabliers en dalle ;
- Les tabliers à poutres sous chaussée ;
- Les tabliers latéraux ;
- Les tabliers en caisson ;
- Les tabliers métalliques ;



**Figure 2.1. Tablier d'un pont à poutre caisson**

#### **2.1.2 Dalle de transition :**

La dalle de transition est un ouvrage d'art construit en béton armé situé aux extrémités d'un pont et appuyée à la fois sur l'arrière de la culée et sur le remblai.

Dans la zone délicate que constitue l'approche d'un ouvrage d'art, la dalle de transition est un équipement de confort pour l'utilisateur, de protection du remblai et de protection de l'ouvrage en diminuant les sollicitations verticales induites par le trafic au passage de cette zone.

#### **2.2 L'infrastructure :**

L'infrastructure est la partie inférieure du pont, elle est constituée de la fondation, des appuis (culées et piles), et des appareils d'appuis.

### 2.2.1 La fondation :

Les efforts de toute nature agissant sur l'ouvrage se trouvent reportés sur les poutres qui les transmettent aux appuis constitué par les piles et les culées qui, elles, à leur tour ont pour mission de les reporter au sol par l'intermédiaire des fondations.

On distingue trois (3) types de fondation en fonction du rapport de leurs longueurs d'encastrement  $D$  par rapport à la largeur ou le diamètre  $B$  de la fondation qui sont donc :

- Fondation superficielle (semelle filante, radier)  $D/B < 4$  ;
- Fondation semi profonde (puits)  $4 < D/B < 10$  ;
- Fondation profonde  $D/B > 10$ .

### 2.2.2 Les appuis :

Les deux appuis qu'on trouve au niveau d'un pont sont les appuis de rive appelée culée et les appuis intermédiaires appelés pile.

Les piles d'un pont, appuis intermédiaire, sont destinées à transmettre les charges de la superstructure au sol support et doivent être conçus pour représenter l'esthétique d'un pont en harmonie avec son tablier.

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales d'un projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature et le mode construction du tablier,
- Les contraintes naturelles du terrain,
- Les contraintes fonctionnelles du site.

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type du mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnement liées au site. Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles ou bien partiellement ou totalement encastéré. Il en résulte que leur implantation ne peut résulter que d'une étude globale de la structure assurant le franchissement.

Les piles sont classées en deux (2) types qui sont : les piles de type caisson et les piles de type poteau.

Les culées d'un pont assurent la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), transmettent les charges du tablier aux fondations et au sol support. Elles doivent être stables vis-à-vis des efforts verticaux mais aussi des efforts horizontaux sous le séisme.

### **3 Règle générale pour l'établissement d'un projet de pont :**

La conception d'un pont dépend de plusieurs facteurs qui influencent la solution à adopter. Les principaux facteurs qui influencent le type et les dimensions du pont sont :

#### **3.1 Direction du tracé par rapport à celle de l'obstacle :**

En général, il est préférable que le point soit normal. Cependant si un changement du tracé produit des inconvénients du point de vue circulation, le pont sera projeté biais ou courbe selon le cas.

#### **3.2 Débit maximum des eaux :**

Le régime des eaux ne doit pas être modifié par la construction d'un pont, ce qui produirait des changements du lit susceptibles d'avoir des conséquences pour les bénéficiaires d'amont: inondations, dégâts aux ouvrages existants. Pour cela, il faut que le débit maximum des eaux puisse passer sous le pont à la vitesse qu'elles avaient avant la construction. Pour les ouvrages importants, il faudra donc:

- déterminer le débit maximum  $Q$  de la rivière à l'endroit où sera construit le pont;
- déterminer la vitesse d'écoulement  $v$  des eaux.

Une fois  $Q$  et  $v$  connus, ce qui ne peut se faire que de façon approximative, la surface comprise entre le fond de la rivière et le niveau des grandes eaux sera  $S=Q/v$ . La longueur du pont doit être telle que son débouché soit au moins égal à la valeur trouvée pour  $S$ .

#### **3.3 La nature du terrain du fond du cours d'eau ou du de la rivière :**

Il faudra faire des sondages le long du tracé afin de trouver la nature des couches et déterminer la profondeur à laquelle on doit fonder les piles et les culées. Cette profondeur dépend de deux facteurs :

- Résistance du terrain: en effet il faut que le terrain soit capable de supporter les charges transmises sans subir des tassements inadmissibles.
- Possibilité d'affouillement: il se peut que le terrain de fondation soit assez résistant mais qu'il soit affouillable aux grandes vitesses. Il faudra fonder à Une profondeur qui dépasse la profondeur maximale d'affouillement possible.

### **3.4 Hauteur disponible :**

Quand la hauteur de la voie de communication au-dessus de l'obstacle est grande il faut envisager la possibilité d'une solution en arc qui a l'avantage de l'économie et permet d'adopter de grandes portées. Si la hauteur est réduite, on a recourt aux solutions à poutres.

Dans tous les cas, une attention particulière sera accordée au tirant d'air surtout lorsque la rivière est navigable.

### **3.5 Servitudes :**

La construction du pont ne doit pas créer de préjudices à d'autres intérêts publics. On veillera à prendre contact avec les institutions qui peuvent avoir des intérêts dans la région pour établir les servitudes que le projet doit respecter.

### **3.6 Aspect esthétique :**

Tous les ouvrages doivent avoir un aspect extérieur esthétique et plus spécialement à l'intérieur des villes. L'aspect esthétique est souvent décisif dans le choix du matériau, du type et des dimensions des travées.

### **3.7 Economie et possibilité d'exécution :**

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux à toutes les exigences.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages envisageables. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront par la suite l'objet d'études approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait appel au jugement et à l'expérience du concepteur.

## **4 Choix du type d'ouvrage :**

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux à toutes les exigences.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages envisageables.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront par la suite l'objet d'études

approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait appel au jugement et à l'expérience du concepteur.

## 5 Classification des ponts :

Les ponts sont classés suivant :

### 5.1 Leur destination :

Tableau 2.1. Type de pont suivant la destination

PASSAGE DE	DÉSIGNATION DU PONT
ROUTE	Pont-route
UNE VOIE PIETON	Passerelle
UNE VOIE FÉRRE	Pont-rail
UN CANAL	Pont-canal
EAU D'ADDUCTION	aqueduc

### 5.2 La nature de leurs matériaux employés :

Ce classement tient compte des matériaux utilisés pour les éléments porteurs principaux (tablier). Et comprendre l'évolution de ces matériaux utilisés au cours du temps.

- ✚ **Pont en maçonnerie :** C'est un pont voute en pierre ou en brique généralement des petites ouvertures ( $L < 10m$ ) que l'on utilise lorsqu'on dispose des carrières et gisements de bonne pierre de taille dans le milieu. C'est aussi une technique de construction qui a été mise en œuvre de l'antiquité jusqu'au début XXe siècle.



Figure 2.2. Pont de Tarragone (Espagne)

- ✚ **Pont en BA** : c'est un pont dont un des éléments de la structure porteuse (tablier, poutre...) est en béton armé. Ce genre de pont est recommandé pour des moyens portés.
- ✚ **Pont en béton précontraint** : comme le nom l'indique c'est pont dont la structure porteuse est construite en béton précontraint.

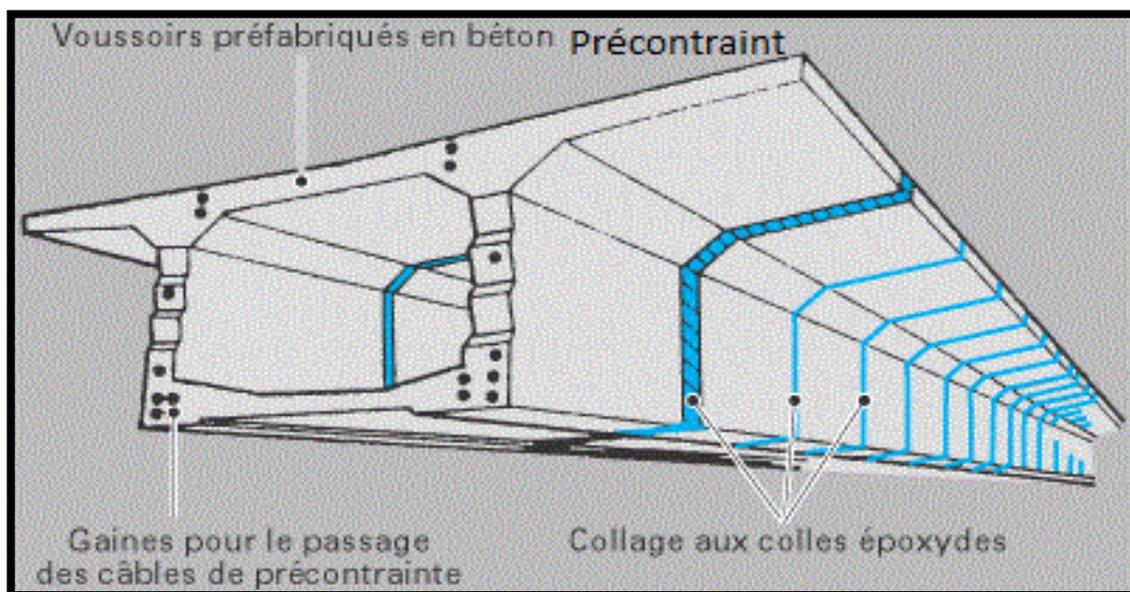


Figure 2.3. Tablier voussoir en béton précontraint

- ✚ **Pont mixte** : C'est un pont dont le tablier est constitué des matériaux différents (poutres métalliques, dalle ou hourdis en B.A, poutres métallique et tablier en bois).

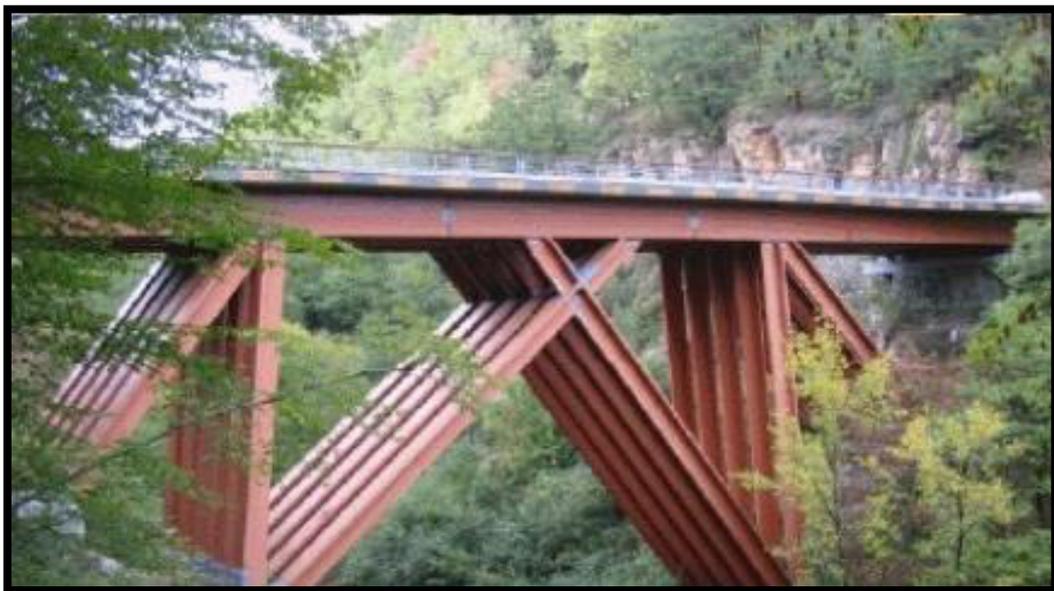
C'est pour éviter l'échafaudage des poutres en B.A, leur mise en place étant plus compliquée pour les rivières profondes ou en grande vitesse.

✚ **Pont en bois :** Ces genres des ponts sont fragiles et ne peut supporter que des charges limitée.

Ils ne résistent aux crues sauf si leurs piles sont en maçonnerie. au cour de XVIII et XIXe siècles, une grande variété de pont à voutes en bois ont été construit car ce matériau de construction était sans doute le plus économique.

Ce matériau a le grand avantage de rapidité d'exécution, mais il nécessite une protection contre l'eau.

De nos jours, le bois est parfois utilisé pour construire des petits ponts réservé au piéton dans les zones montagneuses.



**Figure 2.4. Pont de merle France**

### **5.3 Suivant leur disposition en plan :**

Ce classement tient compte de réimplantation par rapport aux lignes d'appuis transversales.

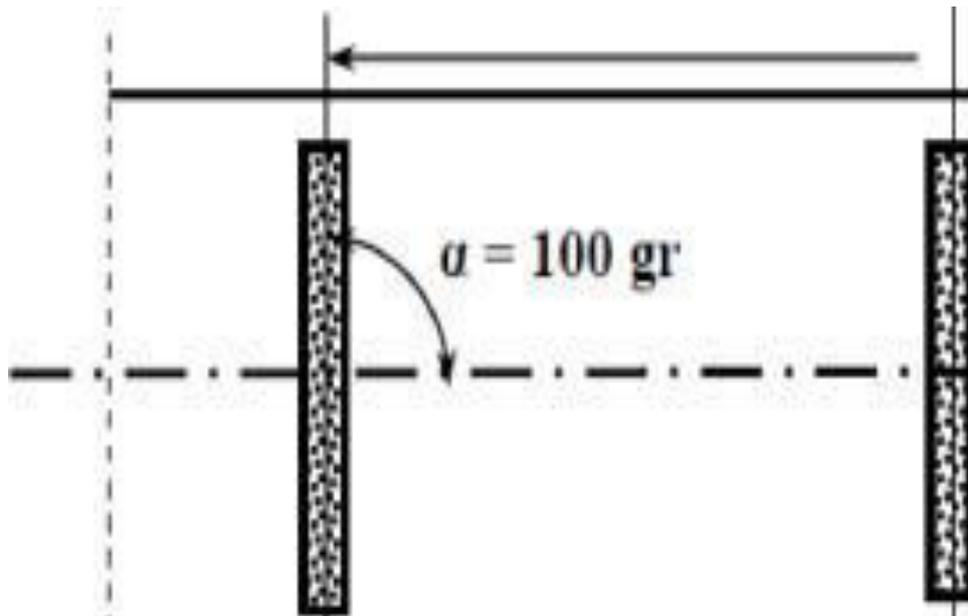


Figure 2.5. Pont droit

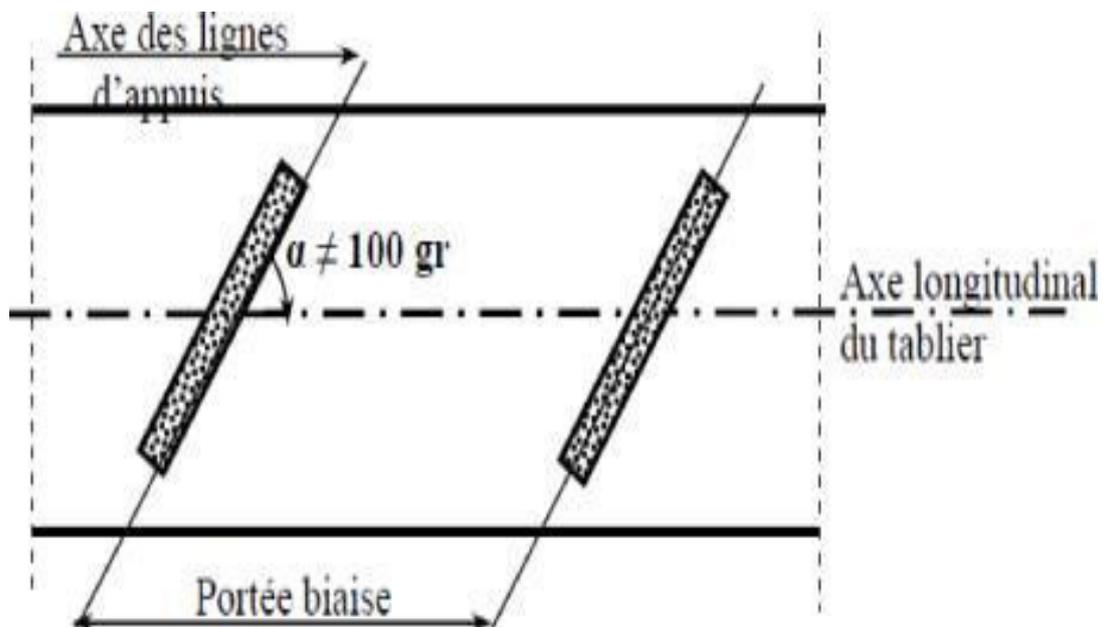


Figure 2.6. Pont biais

#### 5.4 Leur niveau de passage :

Il existe deux ((2)) niveau de passage, le pont de passage supérieur PS c'est-à-dire que le pont est placé en dessous de la voie de référence et le pont de passage inférieur PI ici le pont est placé en dessus de la voie de référence.

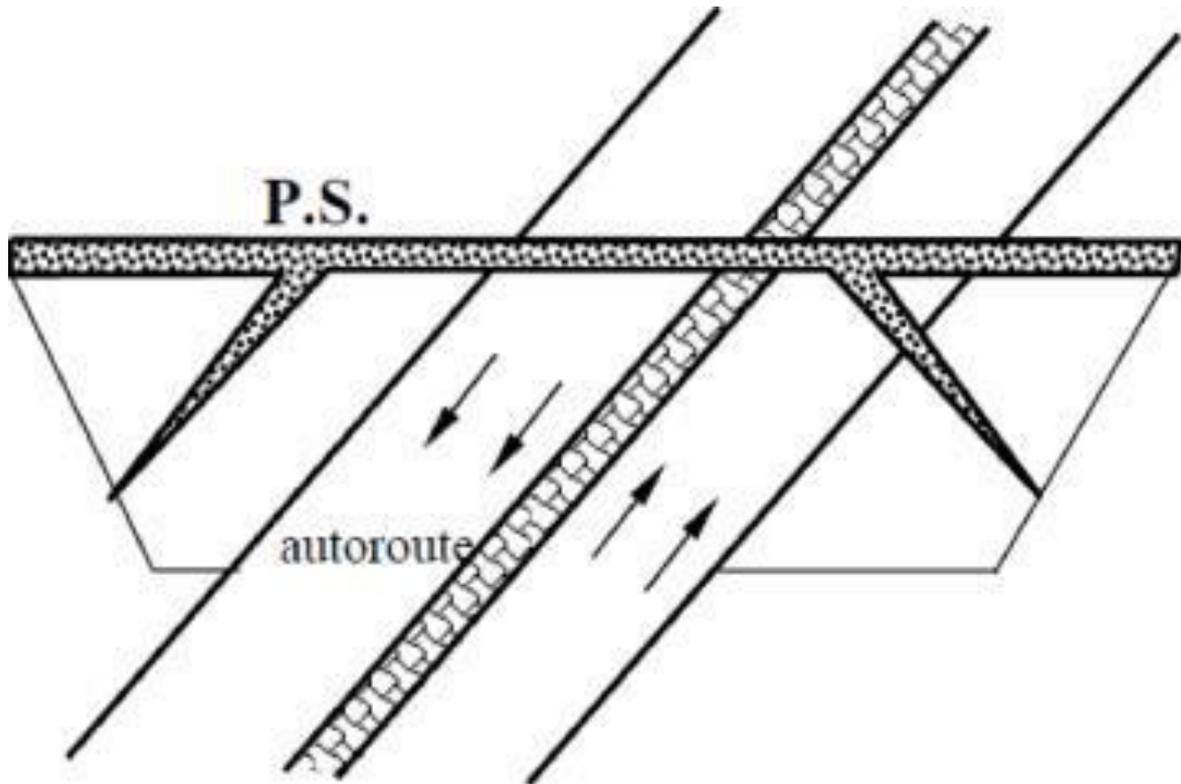


Figure 2-7 : passage supérieur.

### 5.5 La mobilité de leurs tabliers :

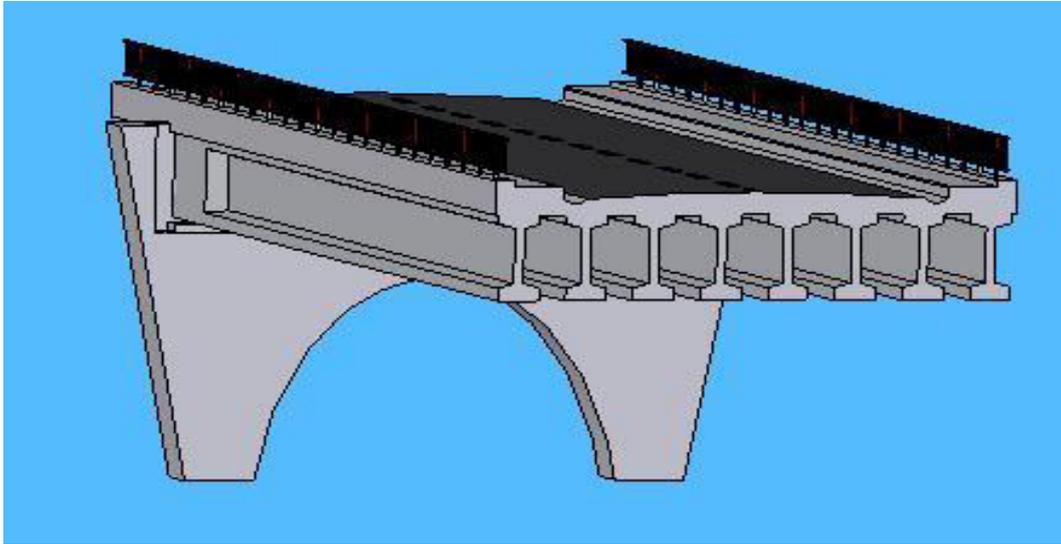
Les ponts mobiles sont généralement construits dans une zone de forte navigabilité. Les différents types de pont mobiles qui existe sont : le pont levant, le pont tournant et le pont basculant.



Figure 2.8. Exemple d'un pont levant

### 5.6 Leur schéma transversal :

Le schéma transversale des ponts varie en fonction de son tablier et du types de ponts, il y'a des ponts à poutre précontraint en forme triangulaire, poutre caisson...



**Figure 2.8. Coupe transversale d'un pont à poutre précontraint**

## 6 Conclusion :

A la suite de tous ceux qui précède il nous a été bénéfique de comprendre les éléments que compose un pont, les règle généralement pour l'établissement d'un projet de pont, le choix du type de l'ouvrage et leur classification.

Toutes ces informations seront exploitées pour établir un choix judicieux et situer notre ouvrage parmi tant d'autre.

# **CHAPITRE III:**

## **Présentation de l'ouvrage**

## 1 Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de l'étude de la liaison autoroutière reliant l'autoroute est-ouest au nouveau pôle industriel de Beni Saf wilaya d'Ain-Temouchent, conformément au Schéma National d'Aménagement du Territoire (SNAT-2025) et au Schéma Directeur Routier et Autoroutier 2005/2025 structurant auto route des hauts plateaux, liaison autoroutière reliant aux principaux centre urbains ainsi que les aéroports et ports... La localité de notre projet se trouve dans un terrain accidentel qui présente une forte pente. Cet obstacle majeur nécessite la construction d'un ouvrage d'art d'où l'étude d'un pont à poutre-caisson.

L'ouvrage situé au PK 1+510, ce dernier est en forme arc de cercle avec un rayon de 150 m est en alignement droit, et sa pente longitudinale est de 6%, il s'agit d'un pont routier a 2\*2 voies (largeur 21,00 m) avec un dévers de (- 3%).

Il se compose de deux (02) travées de rives de 70 m et deux (02) travées intermédiaires de 110 m alors que l'ouvrage fait une longueur totale de 360m.



Figure 3.1. Situation de l'ouvrage. Source : DTP Ain-Temouchent



**Figure 3.2. Plage de sidi Bousif      Source : DTP Ain-Temouchent**

## **2 Les données géotechniques :**

La géotechnique joue un rôle essentiel dans un projet de construction dans le génie civil. Un projet ne peut être viable que lorsqu'elle arrive à tenir sur le sol qui est destiné à la supporter.

Un programme géotechnique a été défini par le bureau d'étude du groupement SAMAN-KYONGDONG. Ce programme est constitué de :

- De trois (3) sondage carottés (BB-1~3)
- Et un essai préssiométrique SPT (BB-1)

Tableau 3.1. Résultat géotechnique

	BB-1 (C1et P2)	BB-2 (P3)	BB-3 (C5)
<b>Sondage carotté</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ Sable limono-graveleux</li> <li>✚ Limon argileux</li> <li>✚ Limon sableux</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ Gravier sableux</li> <li>✚ Sable limoneux</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ Sable fin</li> <li>✚ Limon sablo-graveleux</li> <li>✚ Sable limoneux</li> </ul>
<b>N de SPT de chaque couche.</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ 14/30</li> <li>✚ 11/30</li> <li>✚ 21/30~50/4</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ 10/30</li> <li>✚ 50/12~50/6</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ 37/30</li> <li>✚ 50/15~50/13</li> <li>✚ 50/11~50/4</li> </ul>
<b>Module de déformation de chaque couche en MPA</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ 46</li> <li>✚ 89~606</li> <li>✚ 69</li> </ul>		

### 3 Les données topographiques :

Les données topographiques nous procure les coordonnées d'implantation de notre ouvrage, la vue en plan, les aires disponible pour les installations du chantier, les stockages...

### 4 Les données sismiques :

La conséquence d'un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

La zone d'étude de la liaison autoroutière reliant l'autoroute est-ouest au nouveau pôle industriel de Béni Saf correspond à la zone IIa. Et est classé comme une zone de moyenne sismicité selon le règlement parasismique algérien.

### 5 Les données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles rassemble l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement a sa mise en service et à terme continu de

phasage fonctionnel éventuel pour cela, il est nécessaire de définir les caractéristique des voies portés et des voies ou obstacle franchis.

### 5.1 Tracé en plan :

Le tracé en est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portés, désignée sur un plan de situation et repérée par les cordonnée de ce point caractéristique.

Notre présente un tracé en plan se forme en C de manière à compenser la différence entre la cote projet au point de départ et celle au point d'arriver de l'ouvrage.

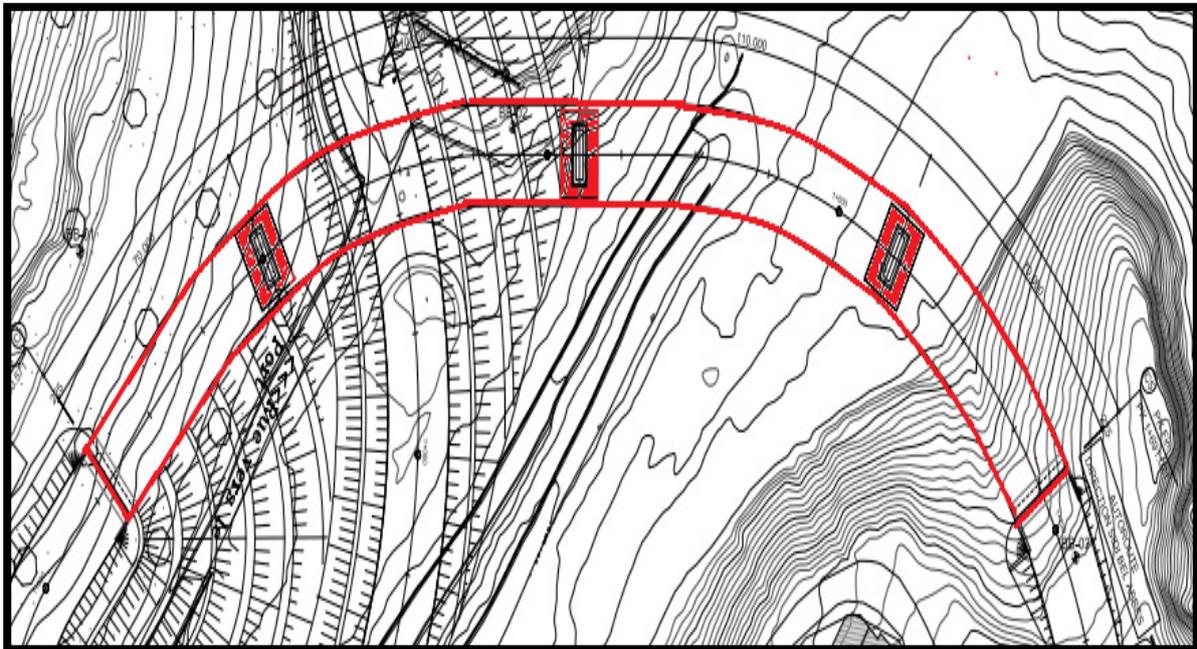


Figure 3.3. Tracé en plan

### 5.2 Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissant la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Les tabliers est large de 21m, pour contenir les 2x2voies ( $2 \times 2 @ 3.5 = 14\text{m}$ ), le TPC (0.5m), la bande d'arrêt d'urgence BAU ( $2 \times 2\text{m}$ ), le trottoir ( $2 \times 1.25\text{m}$ ) comprenant les barrières de sécurité.

Les poutres à caissons en béton précontrainte mesurent 110 m maximum de long et de 6.00m de hauteur avec un élancement de 1/18.3 à 1/36.7 (le rapport entre H et L).

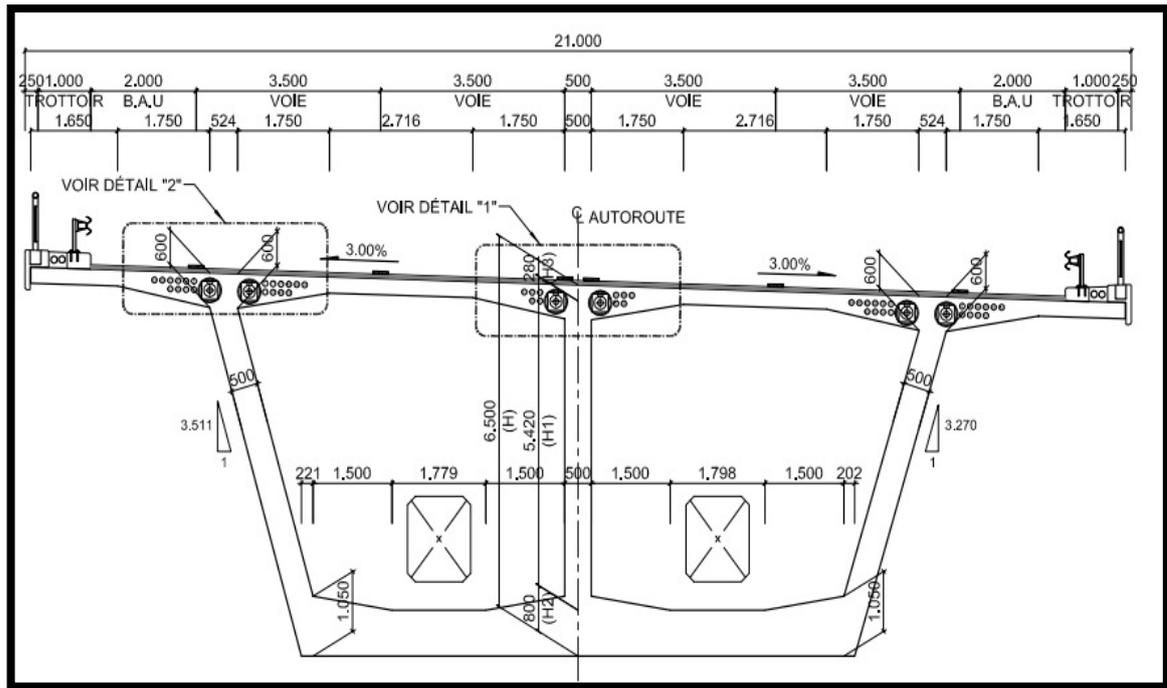


Figure 3.4. Profil en travers du pont

### 5.3 Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte des exigences fonctionnelles, naturelles.

## 6 Conclusion :

L'ensemble des données (géotechnique, topographique, sismique, fonctionnelle) sont indispensables pour une bonne conception de l'ouvrage. Notons que l'ouvrage de l'étude se situe dans un terrain accidentel et qu'au niveau de résultats de l'étude géotechnique le sol présente un sol sableux au niveau de tous les sondages. Toutes ces données seront utilisées plus tard dans la suite de l'étude.

# **CHAPITRE IV:**

## **Caractéristiques des matériaux**

## 1 Introduction :

Les matériaux de construction les plus utilisés dans la construction des ouvrages d'art sont le béton et l'acier. Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

Dans ce chapitre nous allons développer les caractéristiques de ces deux matériaux utilisés tel que le béton et l'acier.

Les normes utilisées sont le BAEL et le fascicule 62.

## 2 Le béton :

Le béton est un matériau qui est constitué à partir d'autre matériau minéral tel que le l'eau le ciment et les agrégats.

Le dosage d'un béton précontraint peut aller de 400kg/m<sup>3</sup> à 450kg/m<sup>3</sup>, elle peut atteindre souvent les 500kg/m<sup>3</sup>.

### 2.1 Résistance de béton :

Béton précontrainte en phase de construction :  $f_{cj} = 35\text{MPa}$

Béton précontrainte en phase d'exploitation :  $f_{c28} = 45\text{MPa}$

- **La résistance caractéristique obtenue à j jour**, tel que  $j < 28$ , est donnée par :

$$f_{c28} > 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28}$$

J= 28jours.

Soit pour  $f_{c28} = 45\text{MPa}$        $f_{cj} = 45\text{MPa}$

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

- **La résistance caractéristique du béton à la traction est définie par :**

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Donc on a pour  $f_{c28} = 45\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 3.3\text{MPa}$

Et pour  $f_{c28} = 35\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.7\text{Mpa}$

- **La résistance du béton à la compression est définie par :**

$$f_c = 0.5 f_{c28} \quad (\text{En service})$$

$$\begin{array}{lll} \text{Soit pour} & f_{c28} = 45\text{MPa} \rightarrow & f_c = 22.5\text{MPa} \\ & f_{c28} = 35\text{MPa} \rightarrow & f_c = 17.5\text{MPa} \end{array}$$

$$f_c = 0.6 f_{c28} \quad (\text{En construction})$$

$$\begin{array}{lll} \text{Soit pour} & f_{c28} = 45\text{MPa} \rightarrow & f_c = 27\text{MPa} \\ & f_{c28} = 35\text{MPa} \rightarrow & f_c = 21\text{MPa} \end{array}$$

## 2.2 Le coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient de poisson  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0.3**, mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0.2**. Quant au cas d'un béton fissuré,  $\nu$  devient nul. Et pour les calculs de béton précontraint la valeur de  $\nu$  est :

$$\nu=0.20 \quad (\text{E.L.S})$$

$$\nu=0.00 \quad (\text{E.L.U})$$

## 2.3 Les modules de déformation du béton :

- **Le module de déformation instantané du béton est :**

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

$$\text{Soit pour } f_{c28} = 45\text{MPa} \rightarrow E_{i28} = 39130\text{MPa}$$

$$f_{c28} = 35\text{MPa} \rightarrow E_{i28} = 35980\text{MPa}$$

- **Le module de déformation longitudinale différé du béton est défini comme suite :**

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

$$\text{Soit pour } f_{c28} = 35\text{MPa} \rightarrow E_{v28} = 12100\text{MPa}$$

$$f_{c28} = 45\text{MPa} \rightarrow E_{v28} = 13160\text{MPa}$$

- **Contrainte de calcul pour l'ELU :**

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

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

D'où :

En situation accidentelle :

$$f_{c28} = 45\text{MPa} \rightarrow f_{bu} = 25.5\text{MPa}$$

$$f_{c28} = 35\text{MPa} \rightarrow f_{bu} = 18.83\text{MPa}$$

En situation durable ou transitoire :

$$f_{c28} = 45\text{MPa} \rightarrow f_{bu} = 33.26\text{MPa}$$

$$f_{c28} = 35\text{MPa} \rightarrow f_{bu} = 25.87\text{MPa}$$

### 3 Acier passifs :

- Les armatures passives sont des aciers à hautes adhérence de nuance FeE400  
La limite d'élasticité garantie est  $f_e = 400\text{MPa}$   
Le module d'élasticité est  $E_s = 200000\text{MPa}$

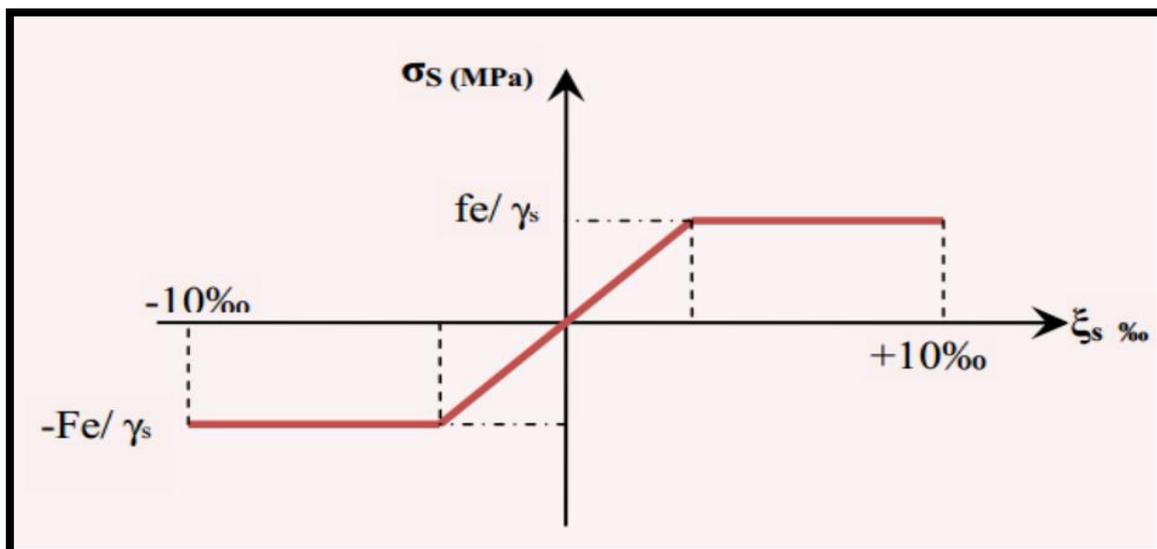


Figure 4.1. Diagramme contrainte déformation

- Les contraintes de traction admissible :

Tableau4.1. Contrainte de traction admissible du l'acier

<b>ELU</b>		<b>ELS</b>
$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$		$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e, 150)$
<b>Combinaison fondamentale</b> $\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ $f_{ed} = 348 \text{ MPa}$	<b>Combinaison accidentelle</b> $\gamma_s = 1.00 \rightarrow$ $f_{ed} = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$

#### 4 Aciers de précontrainte :

Les aciers de précontraints adoptés pour les ouvrages sont des torons standards T15S conforme à l'euro norme 138-6/79.

- Limite de rupture garantie :  $f_{prg} = 1800 \text{ MPa}$
- Limite d'élasticité garantie :  $f_{peg} = 1600 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité :  $E_{i28} = 200000 \text{ MPa}$
- Aire de la section :  $A_p = 150 \text{ mm}^2$

Pour le calcul des pertes de précontrainte

- Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0.2 \text{ rd}^{-1}$
- Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$
- Glissement par recul d'ancrage :  $g = 6 \text{ mm}$
- Aire de la section :  $A_p = 150 \text{ mm}^2$

- Torons

**Tableau 4.2. Caractéristique des câbles toronné**

Câbles toronné	Supérieur	Diamètre de gaine : 105/110mm
	inférieur	Diamètre de gaine : 105/110mm
Aire nominale de la section (22T-15S)		$A_p = 150\text{mm}^2$
Limite élastique garantie		$f_{peg} = 1600\text{MPa}$
Limite de rupture garantie		$f_{prg} = 1800\text{MPa}$
Module d'élasticité		$E_p = 200000\text{MPa}$

## 5 Conclusion :

Il est indispensable de définir les caractéristiques des matériaux dans une phase d'études d'un ouvrage. Ces matériaux seront choisis en fonction de l'importance de l'ouvrage et des contraintes auquel il est exposé. C'est dans cette optique que nous avons calculé les caractéristique du béton en premier lieu et enfin celui de l'acier passif et de précontrainte. Toutes ces résultats seront utilisés pour élaborer notre model d'étude.

# CHAPITRE V:

## Conception générale de l'ouvrage

## 1 Introduction :

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

Dans ce chapitre nous allons faire l'étude de différentes variantes puis passé au pré-dimensionnement de la variante choisie.

## 2 Etudes des variantes :

### 2.1 Variante 1 : poutre-caisson en béton précontraint

Il s'agit d'un pont à poutre-caisson en béton précontraint comportant deux (2) travées centrales de 110 m et deux travées latérales de 70 m, qui se réalise par méthode en porte à faux (FCM). La construction se réalise, segment par segment, sur une pile ou sur une culée à l'aide d'un voyageur de forme (Form traveller) sans plate-forme d'échafaudage. Lors de chaque phase de construction, il est possible de corriger les différences entre la conception et les résultats de mise en œuvre, et la grande longueur des travées permettent de minimiser le nombre de piles, par conséquent le coût de construction est moins élevé et la construction est plus simple par rapport à la variante 2.

#### ✓ Les avantages :

- La durée d'utilisation est plus longue.
- La structure de pont donne une belle forme esthétique.
- La portée de ce type de pont est assez élevée.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs coulé sur place dont la vitesse d'avancement est courte.
- La torsion est très faible.
- Adapté aux courbes.
- Moins de gêne pendant la réalisation.

#### ✓ Les inconvénients :

- Etude laborieuse.
- Nécessite un matériel spécifique.
- Main d'œuvre de qualifié.
- Hauteur de la structure.

## 2.2 Variante 2 : pont mixte.

Il s'agit d'un pont mixte acier-béton comportant cinq (5) travées centrales de 55 m et deux (2) travées latérales de 42,5 m, qui se réalise par lanceur de poutres (Beam launcher). Les poutres métalliques fabriquées en usine assurent une qualité uniforme, mais nécessitent leur transport au chantier et un lieu de déchargement ainsi que leur entretien continu. De plus, le coût de construction est plus élevé.

### ✓ Les avantages :

- Les possibilités de franchissement des portées assez importantes.
- La légèreté, donc la diminution des nombres des piles.

### ✓ Les inconvénients :

- Le problème majeur de ce type de pont reste la maintenance contre la corrosion.
- Le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Le risque de voilement.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Le coût est plus élevé.
- Le comportement en courbe.

## 2.3 Variante 3 : pont à poutre précontrainte.

Il s'agit d'un pont à poutre précontrainte dont le tablier est porté par une ou plusieurs poutres. Les ponts à poutre n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémité et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexions.

Les poutres en béton précontrainte sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 30 à 40m.

**Tableau 5.1. Comparaison des variantes**

	<b>Poutre à caisson</b>	<b>Pont mixte</b>	<b>Pont à poutres</b>
<b>Economie</b>	+	-	+
<b>Entretien</b>	-	+	-
<b>Esthétique</b>	+	+	+
<b>Exécution</b>	+	-	-

+ : favorable

- : défavorable

Compte tenu de l'harmonie entre d'un grand espace inférieur de l'ouvrage et les poutres, du coût de construction, de la durée de construction et des conditions de chantier, il a été retenu le pont à poutre-caisson en béton précontraint, car cette technique est en concurrence favorable avec les différentes autres solutions.

### 3 Notions historiques de la construction par encorbellement :

L'idée de construire un ouvrage en porte-à-faux à partir de ses appuis n'est pas nouvelle et a germé très tôt dans l'esprit des constructeurs. Les premiers ponts en encorbellement furent en effet édifiés en bois. César parle dans ses écrits d'ouvrages Gaulois construits avec des troncs d'arbres posés orthogonalement par rangées horizontales, entre lesquelles étaient placés des blocs de rocher formant contrepoids. On trouve encore des ouvrages de ce type en Chine, aux Indes et au Tibet. On peut citer le projet d'un pont en bois de 550m de portée établi en 1811 par l'ingénieur américain THOMAS POPE. Il s'agissait d'un arc très surbaissé, encastré sur deux culées en maçonnerie à partir desquelles il était construit en encorbellement par assemblage d'éléments préfabriqués. Avec l'avènement du pont métallique au début du XIX<sup>ème</sup> siècle, on retrouve cette idée dans certains ponts construits par voussoirs avec haubannage provisoire ou définitif. Elle fut également utilisée dans le domaine du béton armé : ce type d'ouvrage ne connut pas un grand développement vu l'encombrement des armatures et fissuration de l'extrados des consoles. L'apparition de la technique du béton précontraint due à FREYSSINET (1930) allait donner à la construction des ponts par encorbellement successifs une place de choix dans le domaine de portées allant de 70m à 250m. C'est en 1950 que le docteur FUTERENRALDER qui a conçu le pont sur la LAHN inaugure véritablement la technique de l'encorbellement avec les ouvrages en béton précontraint.

En Algérie le premier pont construit par encorbellement par bétonnage en place des voussoirs est le pont de MASCARA constitué de 03 travées de 55m – 100m – 55m de portées.

Enfin l'utilisation de la préfabrication a marqué une nouvelle étape dans l'évolution du procédé d'exécution qui c'est très vite généralisé et a entraîné à l'étranger la réalisation d'ouvrages spectaculaires.

#### 4 Pré dimensionnement de la variante choisie :

##### 4.1 Dimensionnement des voussoirs:

##### 4.1.1 Section longitudinale :

##### ✓ Hauteur des voussoirs :

$$\frac{L}{20} \leq H_p$$

L : désigne la portée la plus longue de travée adjacente à la pile considérée. On prend  $H_p = 6.5$  m pour L est égal à 110 m.

##### 4.1.2 Section Transversale :

Les tabliers construits en encorbellement sont des poutres caissons. Les conceptions les plus variées furent adoptées pour leurs sections transversales, en fonction de la largeur effective du hourdis supérieur. Pendant une longue période, l'usage voulait qu'on réservât le caisson unicellulaire à deux âmes à des largeurs totales inférieures à 12 ou 13 m.

En pratique, on emploie un seul caisson à deux âmes si la largeur du tablier est inférieure à 13m, deux caissons à deux à deux âmes si cette largeur dépasse 18m.

Entre 12 et 18m, soit on opte pour un seul caisson à deux âmes (solution économique et acceptable techniquement), soit deux caissons, et plus rarement, un caisson à âmes.

Les âmes de caisson peuvent être verticales ou inclinées.

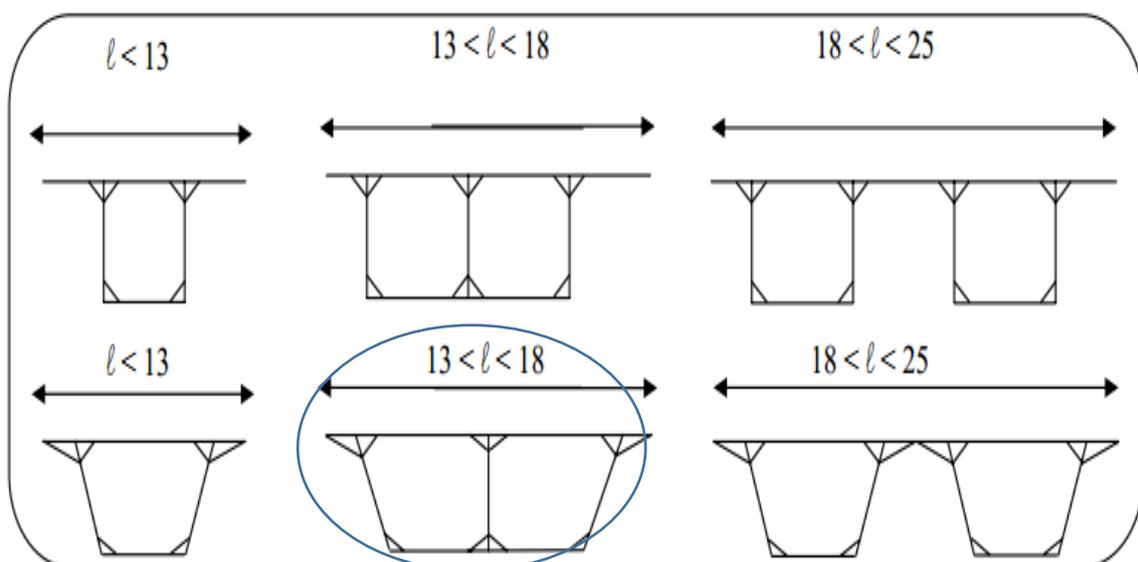


Figure 5.1. La variation de la section

Bien que la largeur de la voie fasse 21 m le choix de la section transversale s'est porté sur une poutre-caisson bicellulaire à âme inclinée avec une largeur comprise entre 13 et 18m. Car ce type de voussoir répond plus à la condition du site, de l'exécution et présente plus aussi l'aspect économique et esthétique. Il faut noter que nous gardons une largeur de 21m pour ce type de voussoir en prenant en compte de coefficient de sécurité.

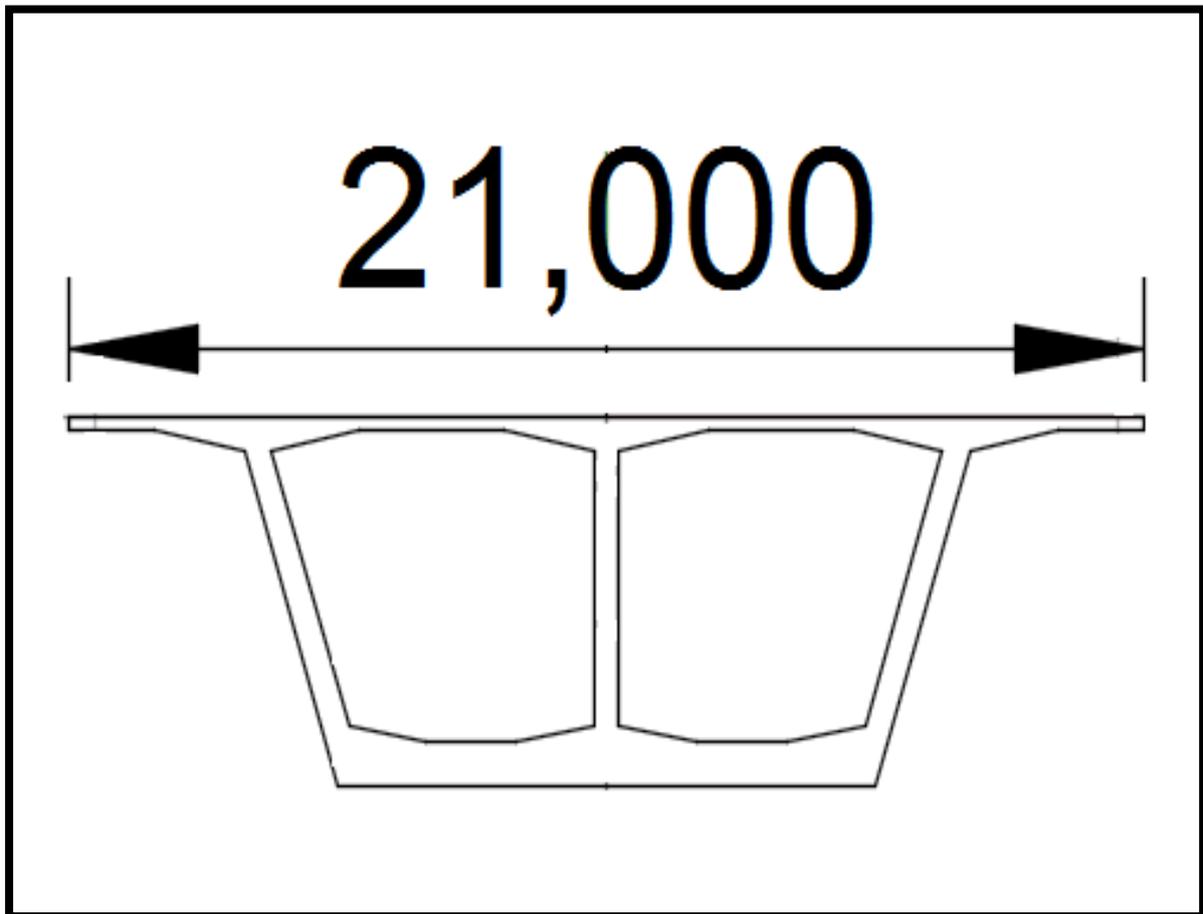


Figure 5.2. La section transversale du tablier.

- **Distance entre les axes des âmes :**

Si  $B$  est largeur total du tablier et  $b$  la distance entre les axes des âmes au niveau des leur enracinement sur ce hourdis, on adopte généralement une disposition tel que  $B = 2b$ .

Donc : l'écartement entre les deux est  $b = 10.5\text{m}$ .

- **L'épaisseur de l'âme :**

L'âme doit assurer la résistance aux efforts de cisaillement et permet la bonne mise en place de béton ainsi que, dans des nombreux cas, l'encrage des câbles de précontraints.

L'épaisseur minimale est de 30cm.

On peut fixer, au stade du pré-dimensionnement, en partant de la formule statique suivante :

$$e_a \geq \frac{L}{5} + 26$$

L : portée principale :

$$e_a \geq \frac{110}{5} + 26 = 48cm$$

Pour des raisons de sécurité on adopte une épaisseur de 500mm pour les trois (3) âmes.

- **Epaisseur de l'hourdi supérieur :**

L'hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par la résistance à la flexion transversale sous l'effet des charges concentrées.

Généralement l'épaisseur de la houri supérieur est de l'ordre de 22 à 25cm tel que :

$$es = \frac{L}{36} + 10$$

L : longueur total du pont.

Donc on a

$$es = \frac{360}{36} + 10 = 20cm$$

On prend  $es = 28cm$ .

- **Epaisseur de l'hourdi inférieur :**

L'épaisseur de hourdi inférieur en travée est généralement fixée par la condition d'enrobage des câbles de solidarisation qui s'y trouve placés. Au voisinage des appuis intermédiaires, l'épaisseur du hourdi inférieur est déterminée par la contrainte de compression admissible sous charge de service sur la fibre inférieur.

Donc on prend  $ei = 80cm$ .

- **Les goussets :**

Les goussets du hourdi supérieur doivent être dimensionnés de telles sortes qu'ils permettent au premier lieu le logement des câbles des fléaux, ainsi la facilité de la mise en place du béton et l'amélioration de l'encastrement du hourdi sur les âmes.

Les goussets du hourdi inférieur trouvent leur utilité soit pour placer l'ancrage des câbles des fléaux soit pour disposer tout ou une partie des câbles de continuités.

- **Caractéristiques géométriques de la section transversale :**

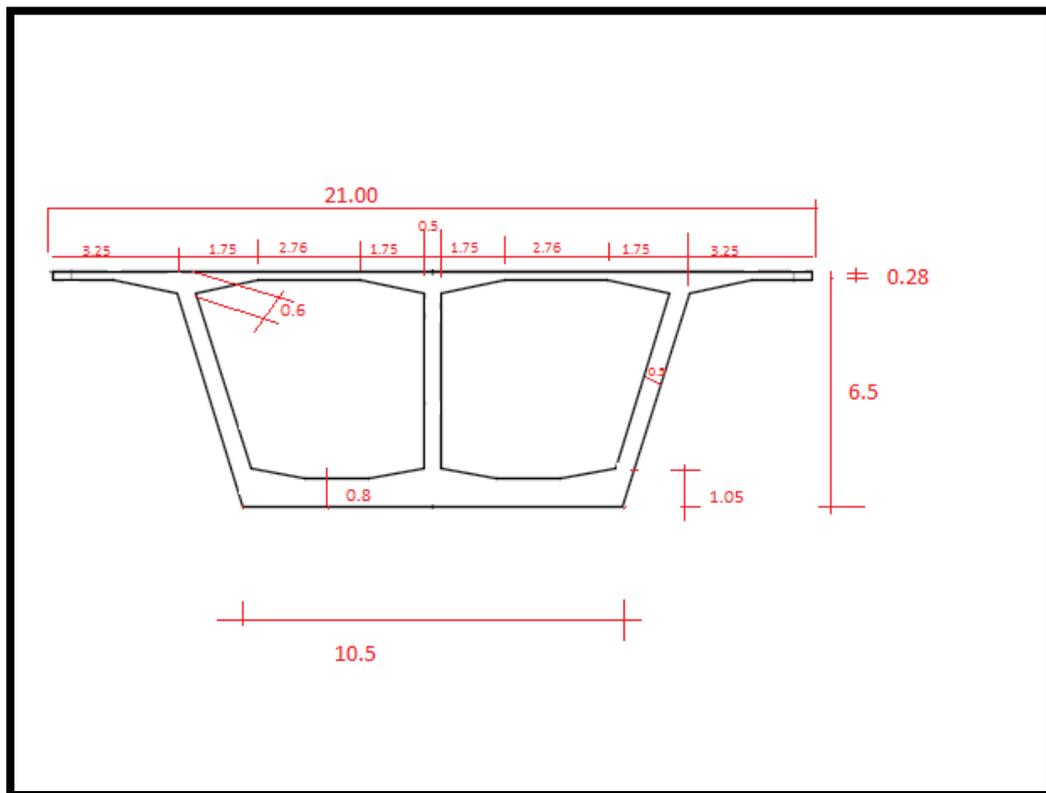


Figure 5.3. Section caractéristique du voussoir

## 5 Hypothèses de calcul :

- **Normes :**

Les calculs effectués dans notre étude seront conformes aux :

- 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 ;
- RPOA 2008 : règles parasismiques des ouvrages d'Art ;

- Cahier des prescriptions communes ; fascicule 61 titre II (texte 195-rédition 1981) : programme de charges et épreuves des ponts routiers ;
- SETRA : service d'étude technique des routes et autoroutes, pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs.

## **6 Modèles de calcul :**

Notre travail porte un calcul qui se base sur des logiciels à éléments finis, donc nous avons choisi le code de calcul en éléments finis Sap2000 v14 et CSI Bridge 2017.

## **7 Conclusion :**

Après la proposition des variantes, une analyse multicritère a été effectuée. Notre choix s'est porté sur la première variante. Notons que cette dernière répond mieux aux critères. Un pré-dimensionnement cette variante a été élaborée conformément au tracé de la route.

Nous nous intéressons dans toute la suite à l'étude détaillée de la variante retenue ; « Pont en béton précontraint construit à poutre-caisson avec un tablier de hauteur constante et de portée centrale de 110 m ».

# **CHAPITRE VI:**

## **charges et surcharges**

## 1 Introduction :

L'ouvrage doit résister en phase de service pour l'effet des différents actions (surcharge routière, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre en phase final.

## 2 Charges permanentes : CP

Les charges permanentes se composent du poids propre de la structure porteuse, des éléments non porteurs et des dispositifs fixes (revêtement, les glissières de sécurité charges de trottoirs).

### 2.1 Charge du tablier : CT

Notre étude est portée sur une poutre-caisson à hauteur constante, donc le calcul du poids dépendra d'un seul et unique section tout au long des travées considérées.

**Tableau 6.1. Poids propre du tablier**

	Section (m <sup>2</sup> )	Largeur (m)	Nombre (m)	Volume (m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids total (KN)
<b>V sur pile</b>	24.897	4	3	298.764	25	7469.1
<b>V courant</b>	24.897	4	62	6174.456	25	154361.4
	24.897	3	24	1792.584	25	44814.6
<b>Clavage centrale</b>	24.897	4	4	398.352	25	9958.8
	24.897	2	2	99.588	25	2489.7
<b>Clavage de rive</b>	24.897	4	2	199.176	25	4979.4
	24.897	2	2	99.588	25	2489.7
						<b>226</b>
						<b>562.70</b>
<b>Q tablier KN/ml</b>						<b>622.43</b>

### 2.2 Les charges complémentaires permanentes : CCP

- **Couche de roulement :**

$$g_b = e_b \times \gamma_b \times L_r$$

Epaisseur de la couche de roulement est  $e_b = 80\text{mm}$ , son poids volumique est  $\gamma_b = 23\text{KN/m}^3$  et la largeur roulable est  $L_r = 18.50\text{m}$

Donc on a une charge  $g_b = 0.08 \times 23 \times 18.5 = 34.04\text{KN/ml}$

$$g_b = 34.04 \text{KN/ml}$$

- Dispositif de retenu :

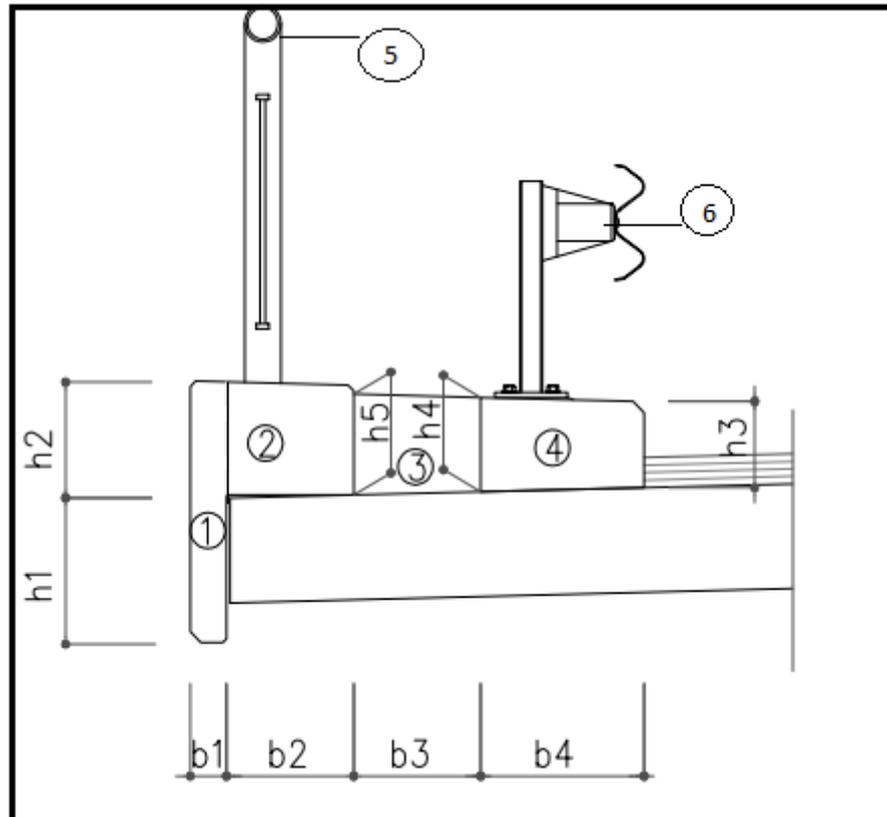


Figure 6.1. Dispositif de retenu

$$H1=0.400\text{m}$$

$$b1=0.100\text{m}$$

$$H2=0.300\text{m}$$

$$b2=0.350\text{m}$$

$$H3=0.230\text{m}$$

$$b3=0.350\text{m}$$

$$H4=0.250\text{m}$$

$$b4=0.450\text{m}$$

$$H5=0.270\text{m}$$

$$\gamma = 25 \text{KN/m}^3$$

Tableau 6.2. Poids du dispositif de retenu

Numéros	Operations	Totaux (KN/ml)
1	$0.400 \times 0.100 \times 25$	1
2	$0.200 \times 0.350 \times 25$	1.75
3	$0.270 \times 0.350 \times 25$	2.3625
4	$0.250 \times 0.450 \times 25$	2.8125
5	/	1.070
6	/	1.070
Total (KN/ml)	/	$10.065 \times 2 = 20.13$

$$CCP = 20.13 + 34.04 = 68.17 \text{KN/ml.}$$

$$CP = CT + CCP = 622.43 + 68.17 = 690.6 \text{KN/ml}$$

### 3 Les surcharges routières :

- **Classe de pont**

$L_r \geq 7.00\text{m}$  Pont de première classe.

$5.50\text{m} < L_r < 7.00\text{m}$  Pont de deuxième classe.

$5.50\text{m} \geq L_r$  Pont de troisième.

La largeur de notre pont est de 18.50 m donc le pont est de première classe.

- **Largeur chargeable**

La largeur droite  $LT = 21.00\text{m.}$

La largeur roulable  $L_r = 18.5\text{m.}$

La largeur chargeable

$$L_{ch} = (l_r - n * 0.50)$$

$n \leq 2$  dispositif de retene.

Donc  $L_{ch} = 17.50\text{m}$

Le nombre de voie de circulation

$$N = E\left(\frac{L_{ch}}{3}\right).$$

$N=5$

Largeur d'une voie

$$V = \frac{L_{ch}}{N}$$

$$V=3.5$$

**3.1 La charge AL :**

Le système de charge A est une charge uniforme dont l'intensité Al dépend de la largeur chargée (L) et les facteurs a<sub>1</sub> et a<sub>2</sub> dépendent des nombres de voie chargées et de la classe du pont.

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{(L+12)}$$

Pour L=110m :

On a 
$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{(110+12)} = 5.203 \text{ KN/m}^2$$

$$A(l) = 5.203 \text{ KN/m}^2$$

$$A1(l) = \max\{(a_1 A(l)); (4 - 0.002L)\}$$

**Tableau 6.3. Valeurs de a<sub>1</sub> en fonction de Nv et de la classe du pont**

Nombres de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 <sup>ème</sup>	1	0.9	---	---	---
	3 <sup>ème</sup>	0.9	0.8	---	---	---

On a<sub>1</sub>=0.7 selon le tableau

$$A1(l) = \max\{(0.7 \times 5.203); (4 - 0.002 \times 112)\}$$

$$A1(l) = \max\{(3.642); (3.776)\}$$

$$A1(l) = 3.776 \text{ KN/m}^2$$

$$A_2(l) = a_2 \times A(l) \text{ or } a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec V<sub>0</sub> = 3.5 m.....pont de 1<sup>ère</sup> classe.

$$a_2 = 1 \quad \Rightarrow A2(l) = 1 \times 3.776 \text{ KN/m}^2$$

$$A_2(l) = 3.776 \text{ KN/m}^2$$

Pour  $L = 70 \text{ m}$  :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{(70+12)} = 6.6902 \text{ KN/m}^2$$

$$A_1(l) = \max\{(0.7 \times 6.6902); (4 - 0.002 \times 70)\}$$

$$A_1(l) = \max\{(4.683); (3.86)\}$$

$$A_1(l) = 4.683 \text{ KN/m}^2$$

$A_2(l) = a_2 \times A(l)$  or  $a_2 = \frac{v_0}{V}$  avec  $v_0 = 3.5 \text{ m}$ .....pont de 1<sup>er</sup> classe.

$$a_2 = 1 \quad \Rightarrow A_2(l) = 1 \times 4.683 \text{ KN/m}^2$$

$$A_2(l) = 4.683 \text{ KN/m}^2$$

### 3.2 Système de charge B :

Le système de charge B comprend trois types de système distincts :

- Le système Bc qui se compose de camions types (30t).
- Le système Bt qui se compose des groupes de deux essieux tandems (32t).
- Le système Br qui se compose d'une roue isolée de (10t)

#### 3.2.1 Le système de Bc :

Ce système de charge est disposé sur la chaussée ; cette charge vérifie la stabilité locale de la structure. On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camion que des nombres de voies de circulation, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré. Dans le sens longitudinal, le nombre de camion par file est limité à deux (2). Tous les camions sont orientés dans le même sens, les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient donné par le tableau 6.4.

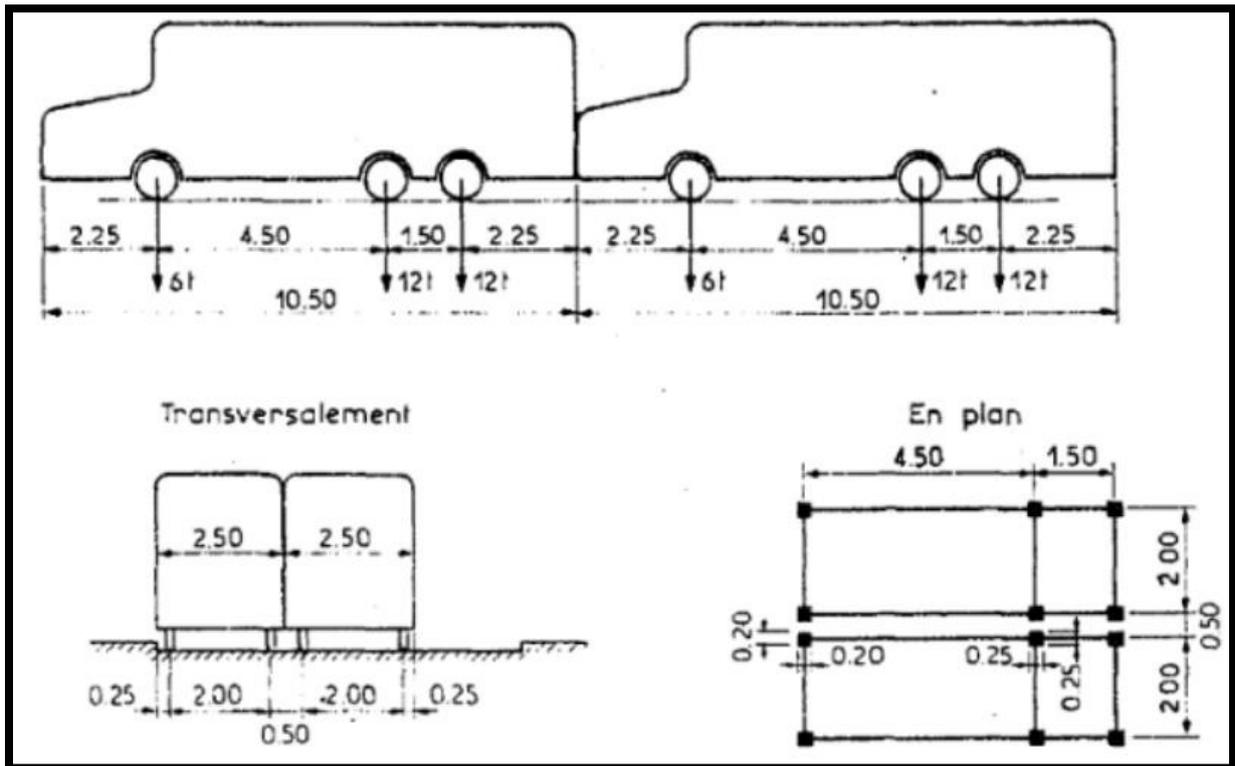


Figure 6.2. Disposition de camion de charge Bc

#### Calcul de coefficient de majoration dynamique :

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par coefficient bc en fonction de la classe du pont et du nombre de files considéré selon le fascicule 61 titre II.

Tableau 6.4. Coefficient de bc

Nombres de fils de camions		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 <sup>ere</sup>	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	2 <sup>eme</sup>	1	1	---	---	---
	3 <sup>eme</sup>	1	0.8	---	---	---

Pour L= 110 m :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{(1+0.2*L)} + \frac{0.6}{1+4*\frac{G}{S}}$$

G = 69711.6 KN.

$$S = n \times 30 \times b_c$$

**Tableau 6.5. Valeur de  $\delta_{bc}$  et S pour L=110m**

n	1	2	3	4
S	720	1320	1710	1920
$\delta$	1.01893655	1.0202182	1.02104832	1.02149436

Pour L= 70 m :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{(1+0.2*L)} + \frac{0.6}{1+4*\frac{G}{S}}$$

$$G = 43569 \text{ KN.}$$

$$S = n \times 30 \times b_c$$

**Tableau 6.5. Valeur de  $\delta_{bc}$  et S pour L=70m**

n	1	2	3	4
S	720	1320	1710	1920
$\delta$	1.02913529	1.03117702	1.03249668	1.03320484

### 3.2.2 Le système de charge Bt :

Ce système de charge est applicable qu'au pont de première et deuxième classe. Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues simple munies de pneumatiques pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies deux tandem au plus sont disposé de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable.

**Tableau 6.6. Coefficient de majoration Bt**

Classe de pont.....	Première.	Deuxième.
Coefficient.....	1.00	0.90

Selon la classe de notre pont bt est égal à 1.

Les dimensions du système Bt est données par la figure suivante :

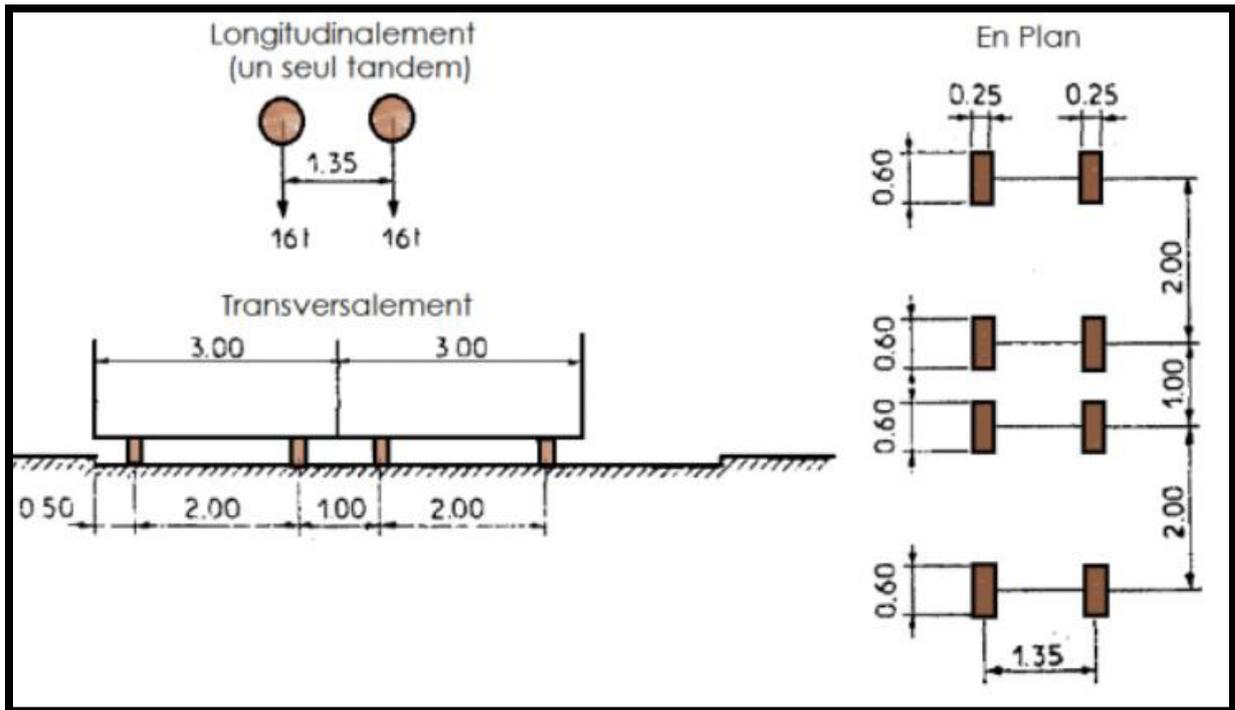


Figure 6.3. Disposition de la charge Bt

Calcul de coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{(1+0.2*L)} + \frac{0.6}{1+4*\frac{G}{S}}$$

Pour L= 110 m:

G = 69711.6 KN

S = NV × 32 × bt

Tableau 6.7. Valeur de  $\delta_{bt}$  et S pour L=110m

Nv	1	2	3	4
S	320	640	960	1280
$\delta$	1.01807907	1.01876525	1.01944987	1.02013292

Pour L= 70 m :

G = 43569 KN

$$S = NV \times 32 \times bt$$

**Tableau 6.8. Valeur de  $\delta_{bt}$  et S pour L=70m**

Nv	1	2	3	4
S	320	640	960	1280
$\delta$	1.02776635	1.02886201	1.02995366	1.03104134

### 3.2.3 Le système de charge Br :

La charge Br est une roue de 100 KN qui peut être placée partout sur la chaussée de notre pont donc moins défavorable que les autres charges.

## 4 Le système de charge Mc : Convois Mc 120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires de type Mc 120 susceptible d'être dans certains cas les plus défavorables que celles définies précédemment A et B. Les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois.

Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité.

Poids totale : 1100 KN.

Longueur d'une chenille : 6,10 m

Largeur d'une chenille : 1,00 m.

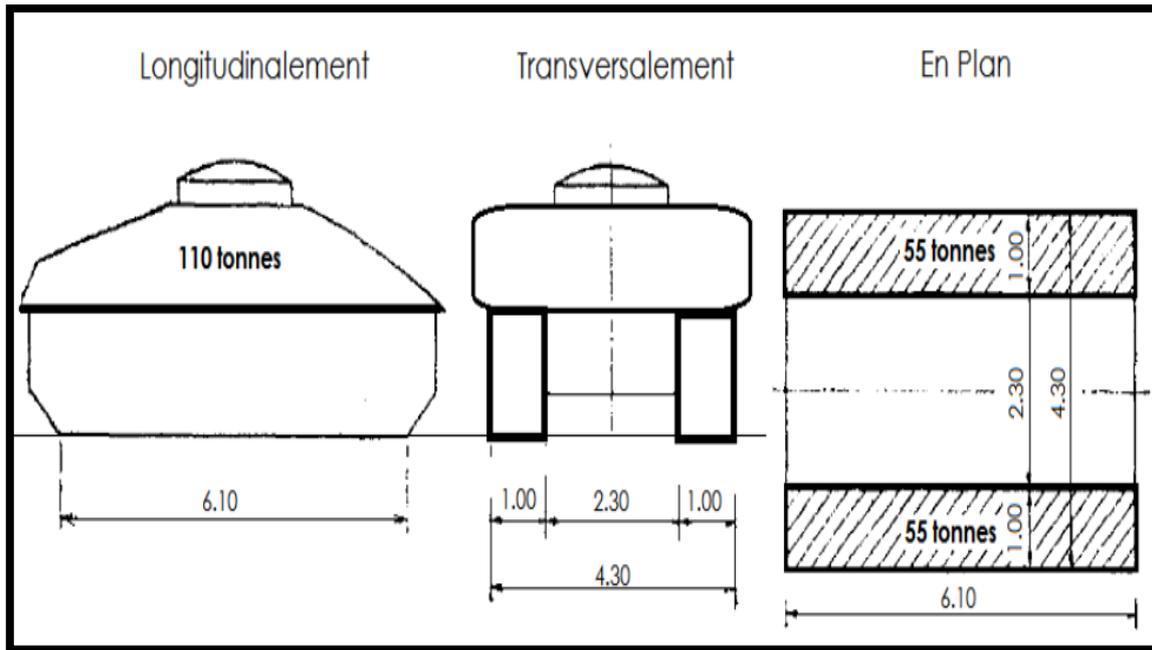


Figure 6.4. Disposition de la charge Mc 120

Calcul des coefficients dynamique :

Pour  $L = 110$  m.

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{(1 + 0.2 * 110)} + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{69711,6}{1100}}$$

$$\delta = 1.019$$

$$P = 1100 * 1.019 = 1120.9 \text{ KN}$$

$$P_{Mc120} = \frac{1120,9}{6,1} = 183.75 \text{ KN/ml.}$$

## 5 La charge exceptionnelle : Convois D240 t :

Le convoi type D240 Comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes a deux essieux de 2400 KN de poids total.

Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur u rectangle uniformément charge de 3,20 m de large et de 18,60 m de long.

$$P_{D240} = \frac{2400}{18,6} = 129 \text{ KN/ml.}$$

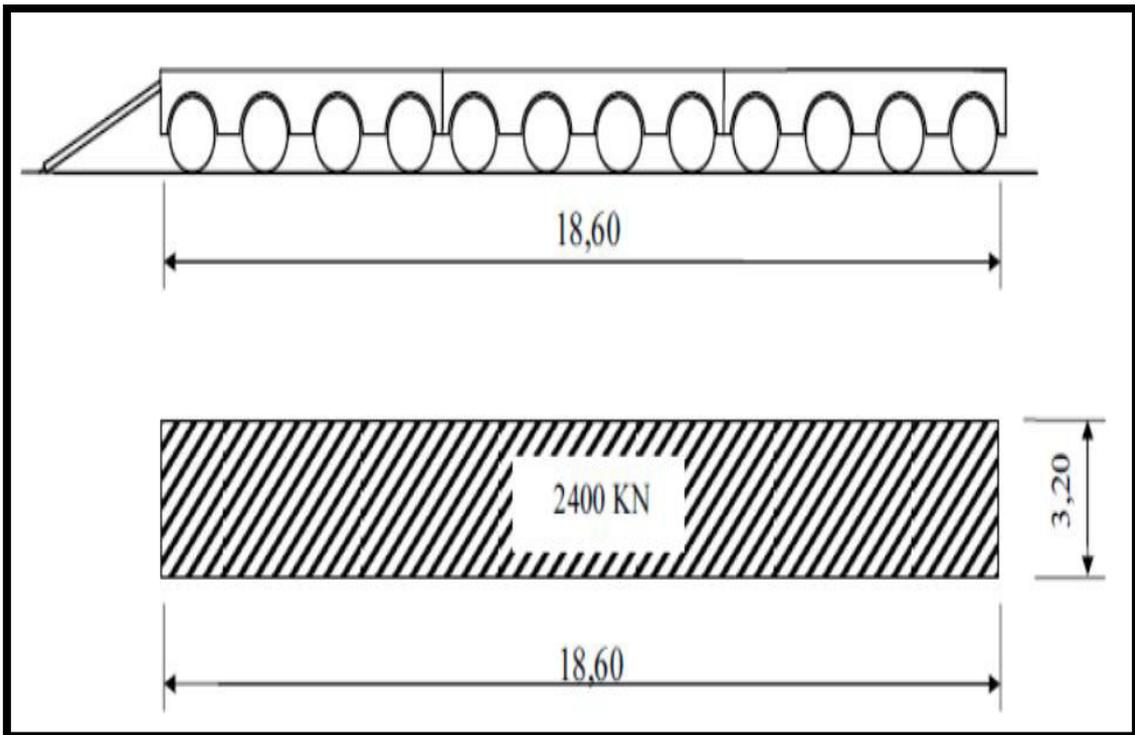


Figure 6.5. Disposition de la charge D240

## 6 Surcharge des trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de  $150 \text{ Kg/m}^2$  réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles d'une façon de produire l'effet maximale envisagé.

Première trottoir chargé :  $P = 0.15 \times 1.25 = 1.875 \text{ KN/ml}$ .

Deuxième trottoir chargé :  $P = 0.15 \times 1.25 = 1.875 \text{ KN/ml}$ .

Les deux trottoirs chargés :  $P_t = 3.75 \text{ KN/ml}$ .

## 7 Le vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée, la répartition et la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. En générale la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à  $2 \text{ KN/m}^2$ .

### 8 La température :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se refaire à la température moyenne de lieu.

$$\Delta T = \pm 25 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ (+35 } \sim \text{ - 15 } ^\circ\text{C)}.$$

### 9 Force de freinage :

**A** : c'est la charge de freinage qui correspond à la charge A(l)

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.0035S} \times A(l)$$

S : surface chargée par m<sup>2</sup>

**Pour L=110m**

$$S = 110 \times 17.5 = 1925\text{m}^2$$

$$A_2(L) = 3.776\text{KN/m}^2$$

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.0035 \times 1925} \times 3.776$$

$$F_A = 0.043\text{KN}$$

**Pour L=70m**

$$S = 70 \times 17.5 = 1225\text{m}^2$$

$$A_2(L) = 4.683\text{KN/m}^2$$

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.0035 \times 1225} \times 4.683$$

$$F_A = 0.074\text{KN}$$

**B** : c'est l'effort de freinage qui correspond à la charge Bc.

Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur courte durée de la résultante totale de la force totale de freinage vaut 300KN. Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

## 10 Sismicité :

Les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008) subdivisent le territoire national en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone IIa : moyenne.

Zone IIb : élevé.

Zone III : très élevé.

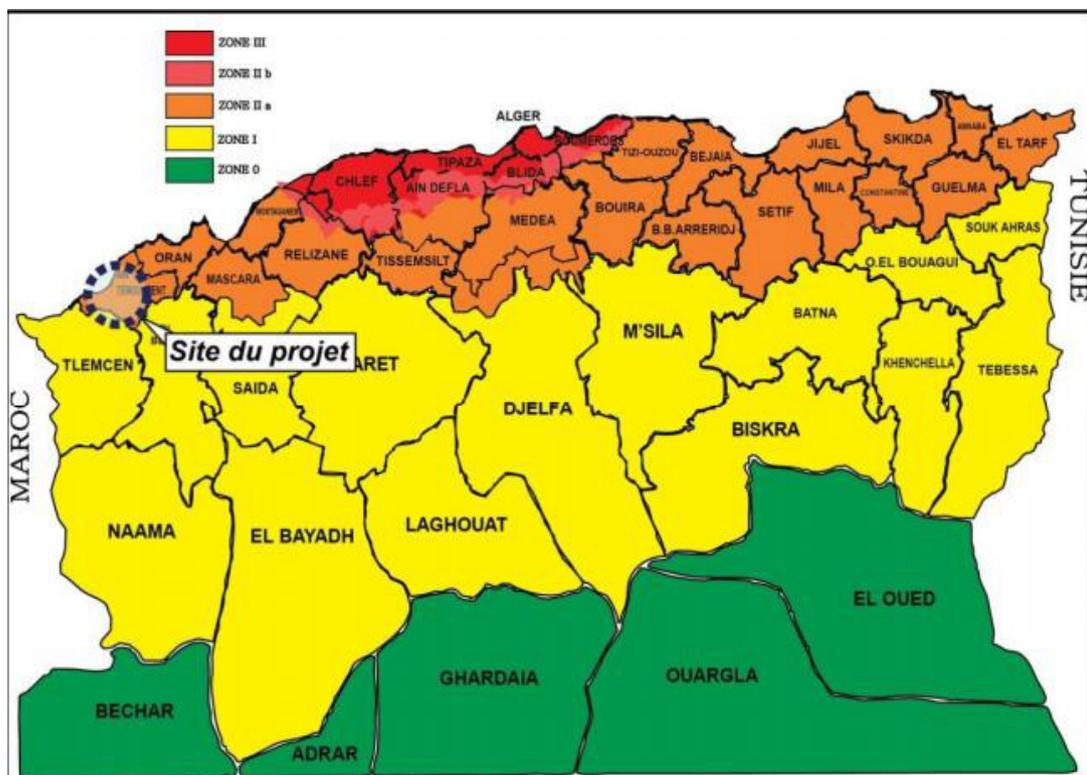


Figure 6.6. Zonage sismique du territoire national

Le site étudié entre dans la catégorie de la zonella. Le séisme le plus fort jamais enregistré la bas est celui 1999 avec une magnitude ( $M=5.8$ ) sur l'échelle de Richter.

## 11 La combinaison d'action :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Tableau 6.9. Les coefficients de combinaisons d'actions

actions	ELU	ELS
Poids propre	1.35	1
Surcharge A(L)	1.6	1.2
Système Bc	1.6	1.2
M <sub>c</sub> 120	1.35	1
D240	1.35	1
Température ΔT	0	0.5
Vent (W)	1.5	1
Surcharge du trottoir.	1.6	1.2
freinage	1.6	1.2

Tableau 6.10. Les combinaisons d'actions

Action prépondérante	Combinaison	Numéro
ELU	$1.35G + 1.6(A(l) + ST)$	1
	$1.35G + 1.6(Bc + ST)$	2
	$1.35G + 1.35M_{c120}$	3
	$1.35G + 1.35D240$	4
	$1.35G + 1.5W$	5
ELS	$G + 1.2(A(l) + ST)$	6
	$G + 1.2(Bc + ST)$	7
	$G + M_{c120}$	8
	$G + D240$	9
	$G + 1.2(A(l) + ST) + 0.5\Delta T$	10
	$G + 1.2(Bc + ST) + 0.5\Delta T$	11
	$G+W$	12
	$G+T$	13

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives, les notations utilisées sont définies comme suit :

G : les charges permanentes.

Qr: charges d'exploitation des ponts routes sans caractère particulier.

W : action du vent.

$\Delta T$  : gradient thermique.

## **12 Conclusion :**

Après avoir calculé les différents cas de charges et de surcharges, un tableau des combinaisons a été donné.

Notons que les combinaisons mentionnées dans le tableau ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives. Nous allons voir plus tard l'effet de ces derniers sur l'ouvrage.

# **CHAPITRE VII:**

# **Modélisation**

## 1 Introduction :

Pour simplifier les caractéristiques d'un ouvrage nous devons d'abord passer par la modélisation c'est-à-dire (unité géométrique mécanique ou cinématique) et à soumettre toutes les conditions théoriques de liaison et de changement toute fois on est limiter en ce qui concerne la modélisation les composantes de cette structure puis que cette analyse est séparée.

La modélisation a pour but d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) ne permet généralement l'économie de temps.

Elle a pour rôle aussi d'organiser les diverses géométries et configurations d'un ouvrage afin d'évaluer dans le temps et de remplacer l'espace en associant diverses composantes de la structure.

Avec la diversité des logiciels qui existent dans le monde de génie civil nous avons opté pour le logiciel SAP2000V14, parce qu'il nous permet le passage fiable de l'état physique à l'état numérique.

## 2 Hypothèses de modélisation :

Les ponts peuvent être modélisés à l'aide de différents logiciels permettant des analyses numériques par élément finis. La modélisation peut être plus ou moins complexe et prise selon la qualité de détails présentés dans le modèle et la justesse des hypothèses émises.

Pour modéliser le tablier, plusieurs choix sont possibles. On peut le faire avec des éléments « plaques » par de simples éléments « poutre » ayant des propriétés équivalentes ou bien par un grillage de poutres, qui ont, elle aussi, des propriétés équivalentes.

Pour la modélisation des piles, la plupart des logiciels proposent une modélisation par élément « poutre » (domaine linéaire seulement) ou par élément fibrés (domaine linéaire ou non linéaire). Les éléments fibrés permettent une présentation très fiable de comportement non linéaire. La section est divisée en fibres et une loi de comportement du matériau est assignée à chacune d'entre elles (plus il y'a des fibres plus le modèle est précis). Tout au long de l'analyse, le modèle s'assure de respecter la compatibilité des déformations entre chacune des fibres.

Un certain nombre des hypothèses peuvent être utilisées pour construire le modèle numérique d'un pont qui fait l'objet de ce mémoire. Les principales hypothèses sont les suivantes :

- Pour une analyse sismique, le tablier de notre viaduc peut être considéré comme élément rigide et évoluant dans le domaine élastique.
- Il n'est pas nécessaire de modéliser le tablier du pont avec des plaques en 3D pour une analyse sismique. Un modèle 2D avec un grillage correspondant à la géométrie du pont suffit.

### 3 Présentation du logiciel :

Le SAP2000v14 est un logiciel de conception et de calcul des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique dans un environnement à trois (3) dimensions des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément qui donne une approche de comportement du type de structure choisie.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facile considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

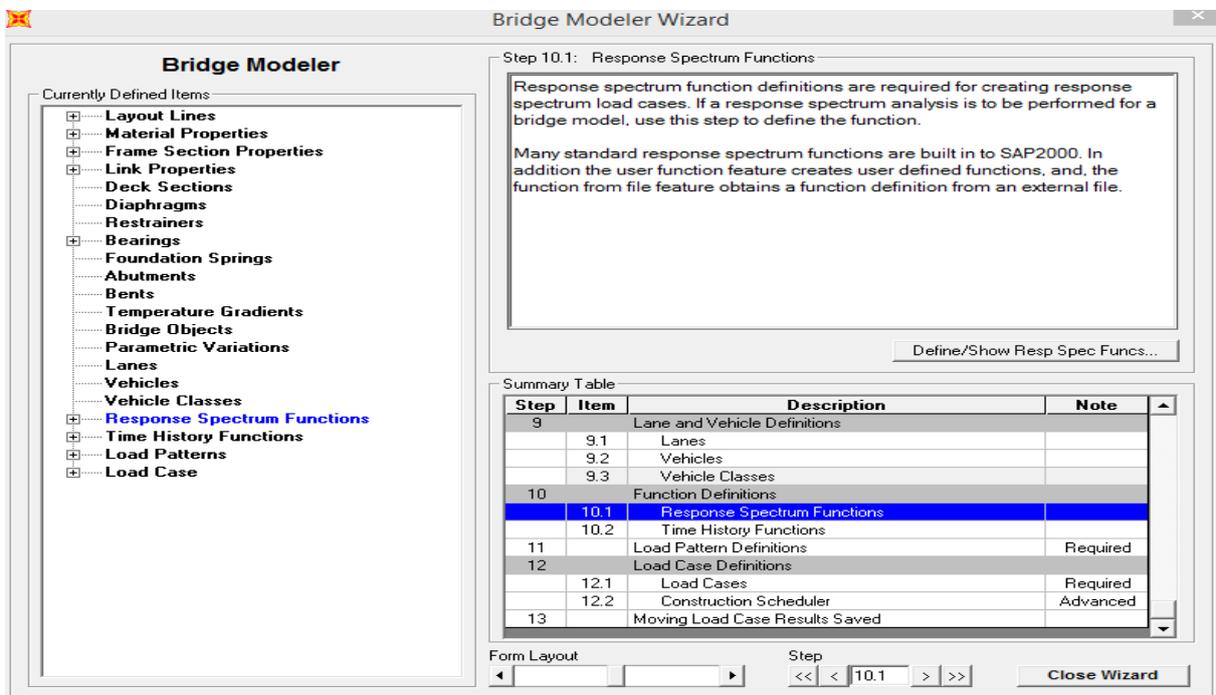


Figure 7.1. Présentation de logiciel SAP2000V14

## 4 Etapes de modélisation :

Pour modéliser un pont SAP2000V14 te propose quelques étapes à suivre. Dans notre cas il nous a fallu passer par AUTOCAD2016 pour pouvoir modélisé l'axe et dessiné la section du voussoir du tablier. Enfin nous avons pu modéliser notre ouvrage tout au long de la portée en assemblant les 93 voussoirs que nous avons.

### 4.1 Détermination de l'axe principale du pont :

L'axe de notre ouvrage a été défini pour respecter le tracé routier concerné. Nous avons tracé l'axe sur AUTOCAD2016 pour l'exporté sur sap2000V14 avec ces dimension exacte. En même tant l'emplacement des appuis ont été aussi défini.

Ce travail effectué sur AUTOCAD2016 se justifie par le fait de la complexité d'avoir un tracé bien défini sur sap2000V14.

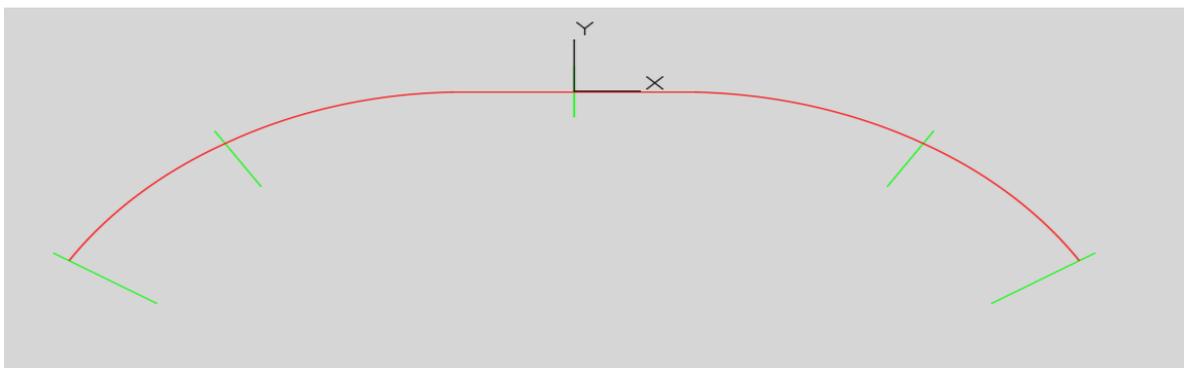


Figure 7.2. Présentation de la trajectoire du tablier sur AUTOCAD2016

### 4.2 Le choix de type d'ouvrage :

L'ouvrage a été réalisé en choisissant le modèle « **blank** », les étapes suivies pour la modélisation sont indiquées comme suit :

Avant de commencer a travaillé sur SAP2000V14 il est primordiale de choisir l'unité de « **KN, m, C** » et ensuite le choix du modèle « **blank** » est choisi est sélectionner dans la barre des taches en cliquant sur « **file** » → « **New Model** ».

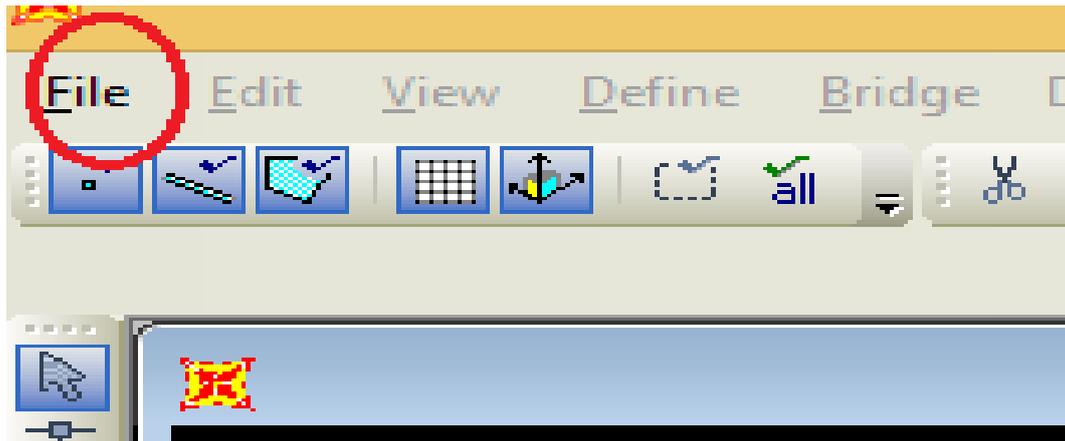


Figure 7.3. Icône du choix de modèle

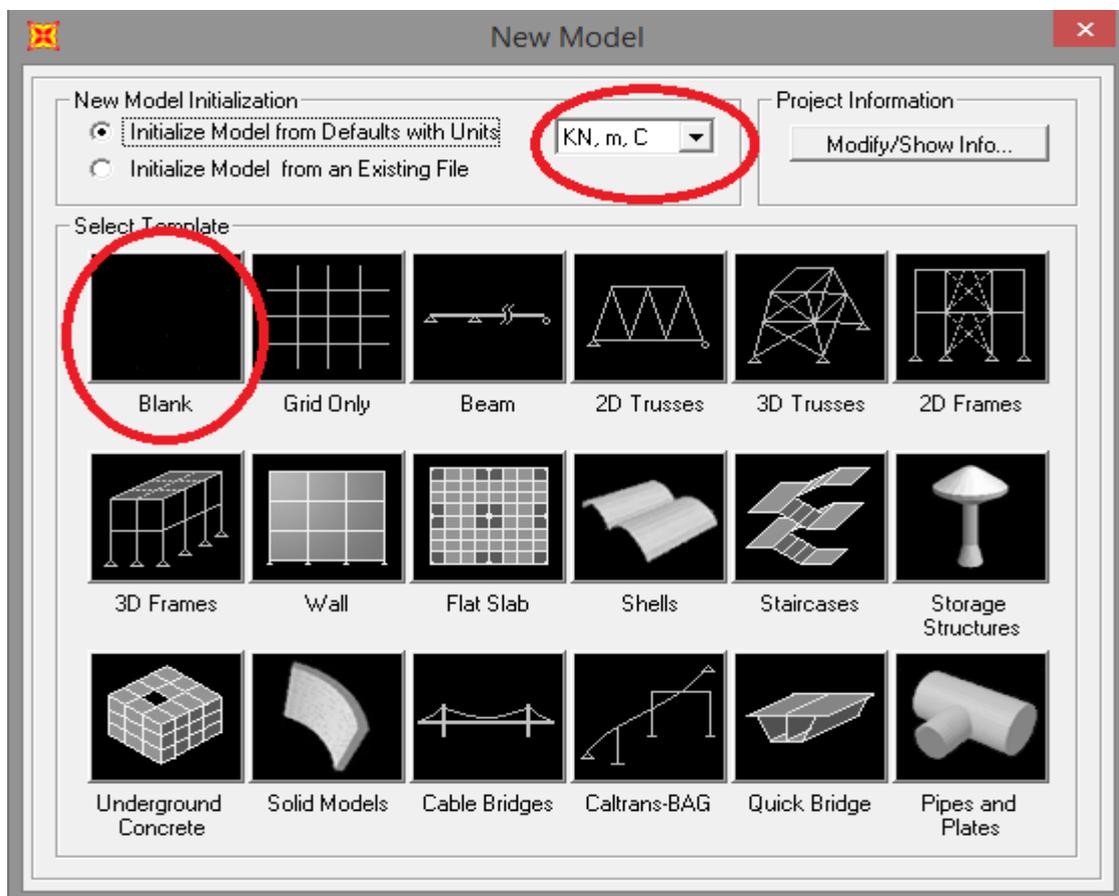


Figure 7.4. Choix de l'unité et du modèle

#### 4.3 La modélisation du tablier :

Comme nous l'avons énoncé au tout début qu'on avait définie toute les longueurs du tablier à partir de l'AUTOCAD puis exporté vers sap2000V14.

La trajectoire du tablier sera représentée dans la figure comme suit :

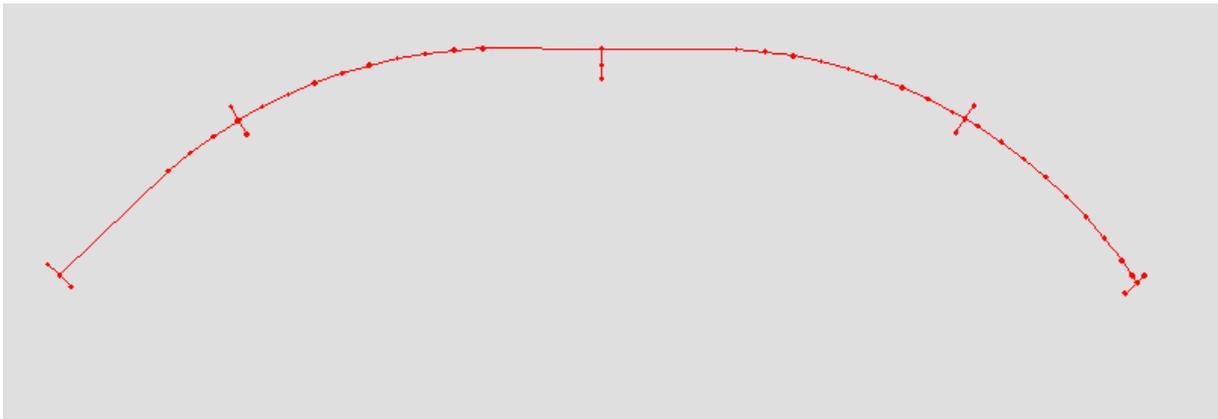


Figure 7.5. Représentation de la longueur du tablier

L'étape qui suit, est de définir les caractéristiques des matériaux nécessaires pour l'étude en choisissant la description « **Materials** ».

**Material Property Data**

General Data

Material Name and Display Color: **BETON** (Nom)

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: **25** (poids volumique)

Mass per Unit Volume: 2.5493

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: **39124429.00618** (module d'élasticité E)

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 16301845

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: **45000** (Fc28)

Lightweight Concrete

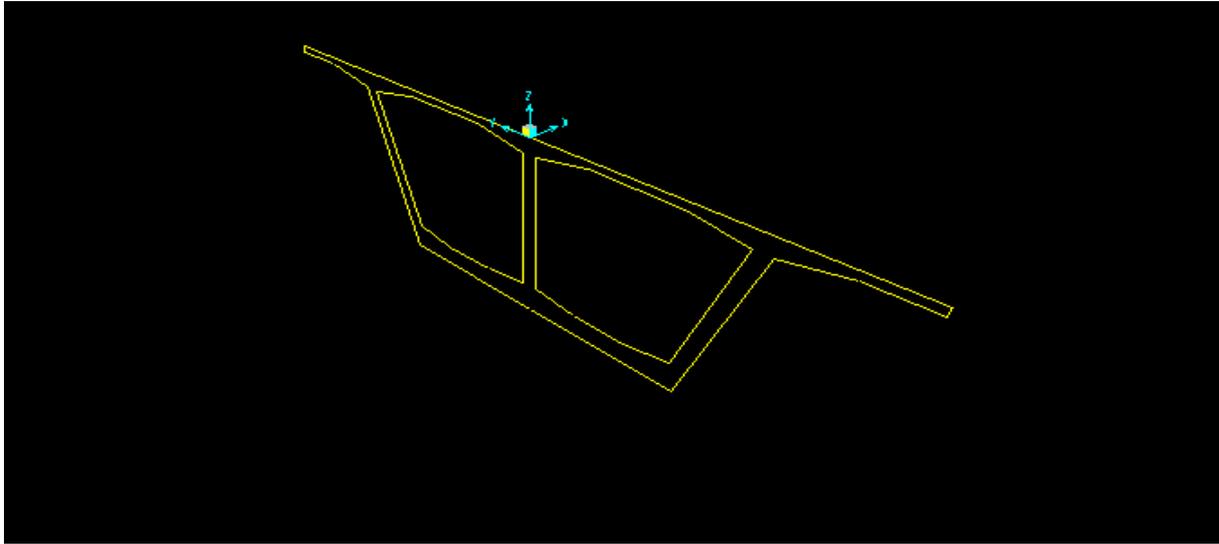
Shear Strength Reduction Factor: [ ]

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figure 7.6. Choix des matériaux

Et par la suite on définit les propriétés des sections du tablier, poutres bi-caisson tout au long de la trajectoire avec une hauteur constante.



**Figure 7.7. Section transversale importé sur sap2000v14**

Enfin après avoir importer la section transversale un changement de repere est nécessaire pour que les axes coïncident. Une fois qu'on a notre premier model de voussoir, on fait « **extrude** » qui nous permet de dupliquer le voussoir tout au long de la trajectoire en respectant évidemment la longueur de chaque voussoir.

#### **4.4 Modélisation de la pile.**

Les piles sont modélisées comme étant des éléments élastiques. Ils ont les mêmes caractéristiques de matériau que le tablier.

Pour les analyses avec la méthode statique linéaire, chaque pile a été divisée en plusieurs éléments verticaux (column).

#### **4.5 Les appareils d'appuis :**

Les appareils d'appuis ont été modélisés en élément « Link » en définissant leurs rigidités à plus infini suivant les deux directions (XY).

### **5 Détermination des charges et leurs combinaisons :**

Pour bien analyser le tablier, il nous faut des combinaisons dans l'Etat Limite Ultime (ELU) et autres dans l'Etat limite de Service (ELS), et pour les définir on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaires dans l'étude, calculé dans le Chapitre précédent (chapitre

6) Pour cela, on choisit la description « **Load Pattern Définitions** » du tableau indiqué dans la figure suivante et ajouter à chaque fois la charge et son type en cliquant sur « **Add New load pattern** », représenté comme suit :

Step	Item	Description	Note
9		Lane and Vehicle Definitions	
	9.1	Lanes	
	9.2	Vehicles	
	9.3	Vehicle Classes	
10		Function Definitions	
	10.1	Response Spectrum Functions	
	10.2	Time History Functions	
11		Load Pattern Definitions	Required
12		Load Case Definitions	
	12.1	Load Cases	Required
	12.2	Construction Scheduler	Advanced
13		Moving Load Case Results Saved	

Figure 7.8. Définition des charges

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
Bc	OTHER	0	
DEAD	DEAD	1	
G	DEAD	1	
Ex	QUAKE	0	None
Bc	OTHER	0	

Figure 7.9. Types des charges

Les combinaisons sont définies en choisissant « **Define** » de la barre des tâches, et puis « **Load combinations** » (ces derniers sont représentés dans le Chapitre 6), et puis définir le cas de chargements dans « **Load Cases** », soit linéaire et statique, ou pour certains surcharges, comme ceux de camion, on choisit le type « **Moving Load** ».

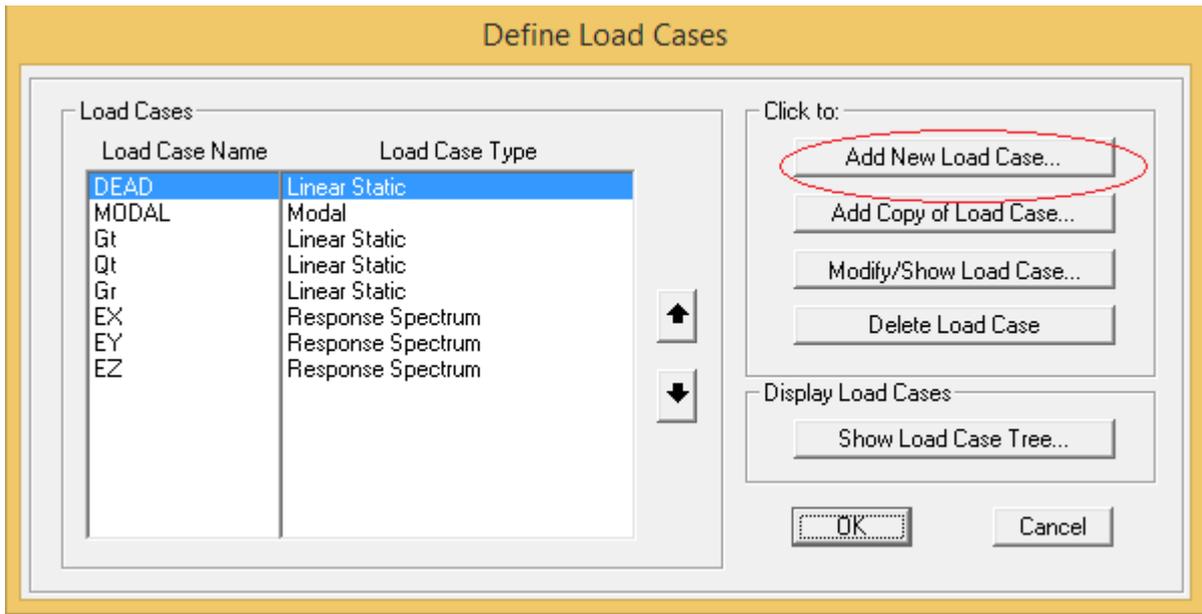


Figure 7.10. Combinaison des charges

Ensuite, On représente les lignes de voie sur la travée, par la sous-tâche « **Lanes** » qui est adoptée soit par la description « **Lanes** » de même tableau de la figure (3.3), ou par passant de « **Define** » « **Bridge Loads** » « **Lanes** ».

Donc par la suite on peut faire entrer la valeur de chaque surcharge et sa classe de véhicule, soit directement du tableau de « **Bridge Wizard** » ou par la tâche « **Define** », comme représente la figure si après :

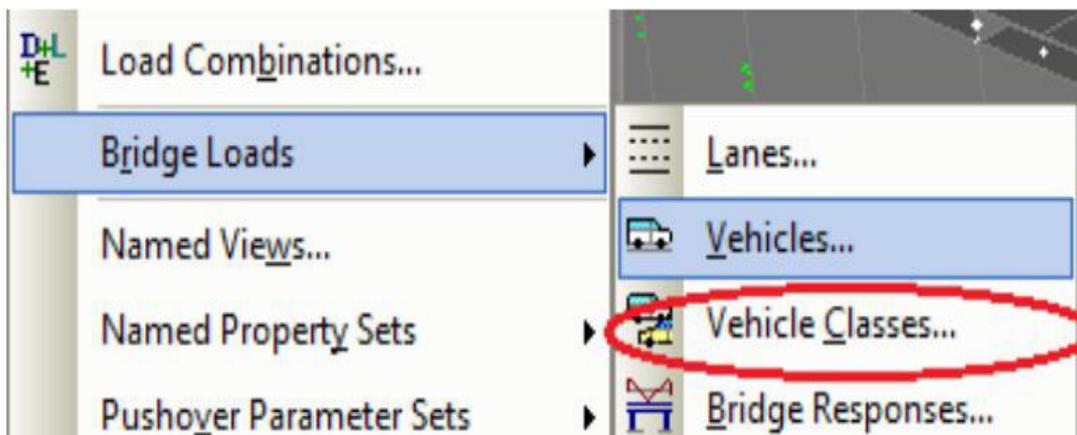


Figure 7.11. Classe des véhicules

- **L'intégration des spectres RPOA :**

L'étude dynamique comporte uniquement les combinaisons sismiques, et pour cette raison on doit définir les spectres de réponses horizontal et vertical comme suit :

Dans un premier temps on fait recours au logiciel de RPOA pour avoir le graphe de la période en fonction du déplacement puis l'intégré dans Sap2000.

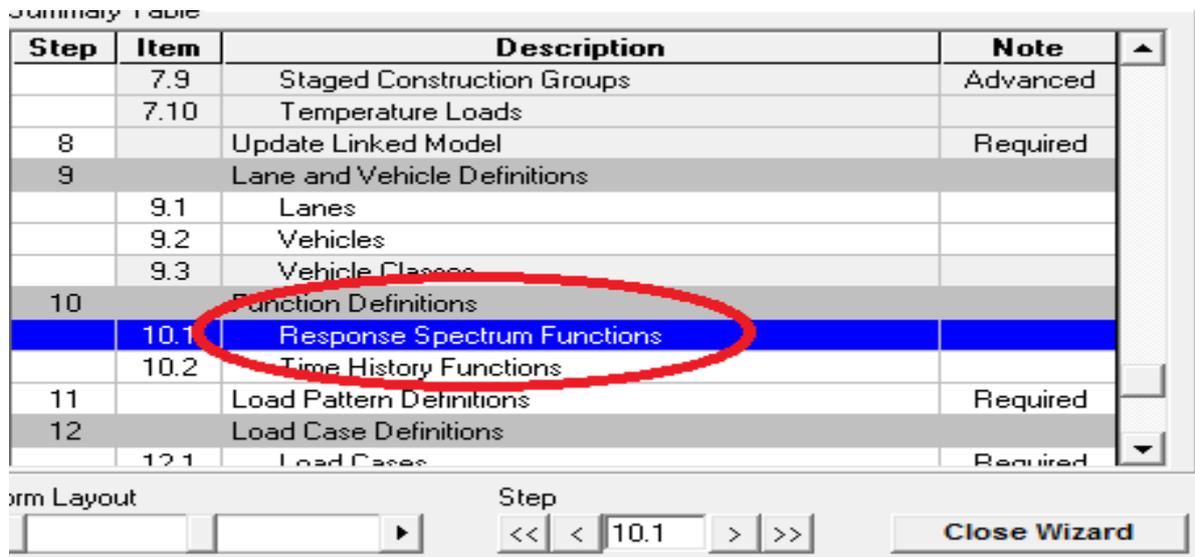


Figure 7.12. Spectres de réponses

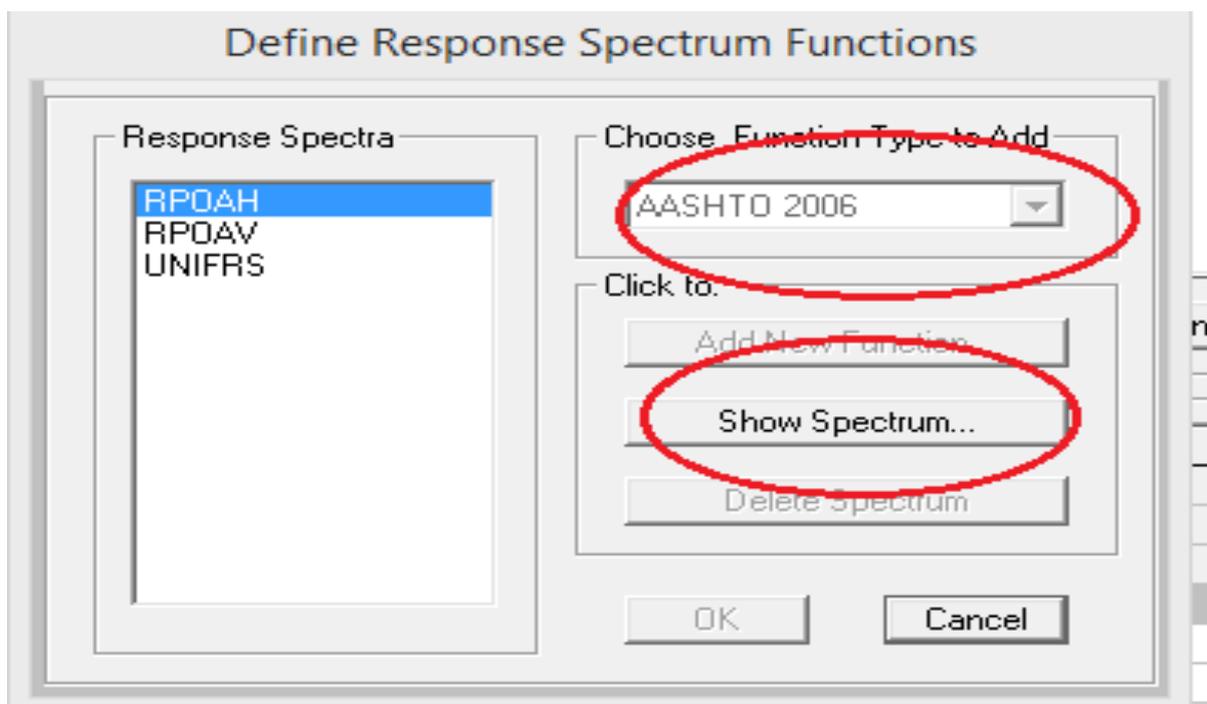
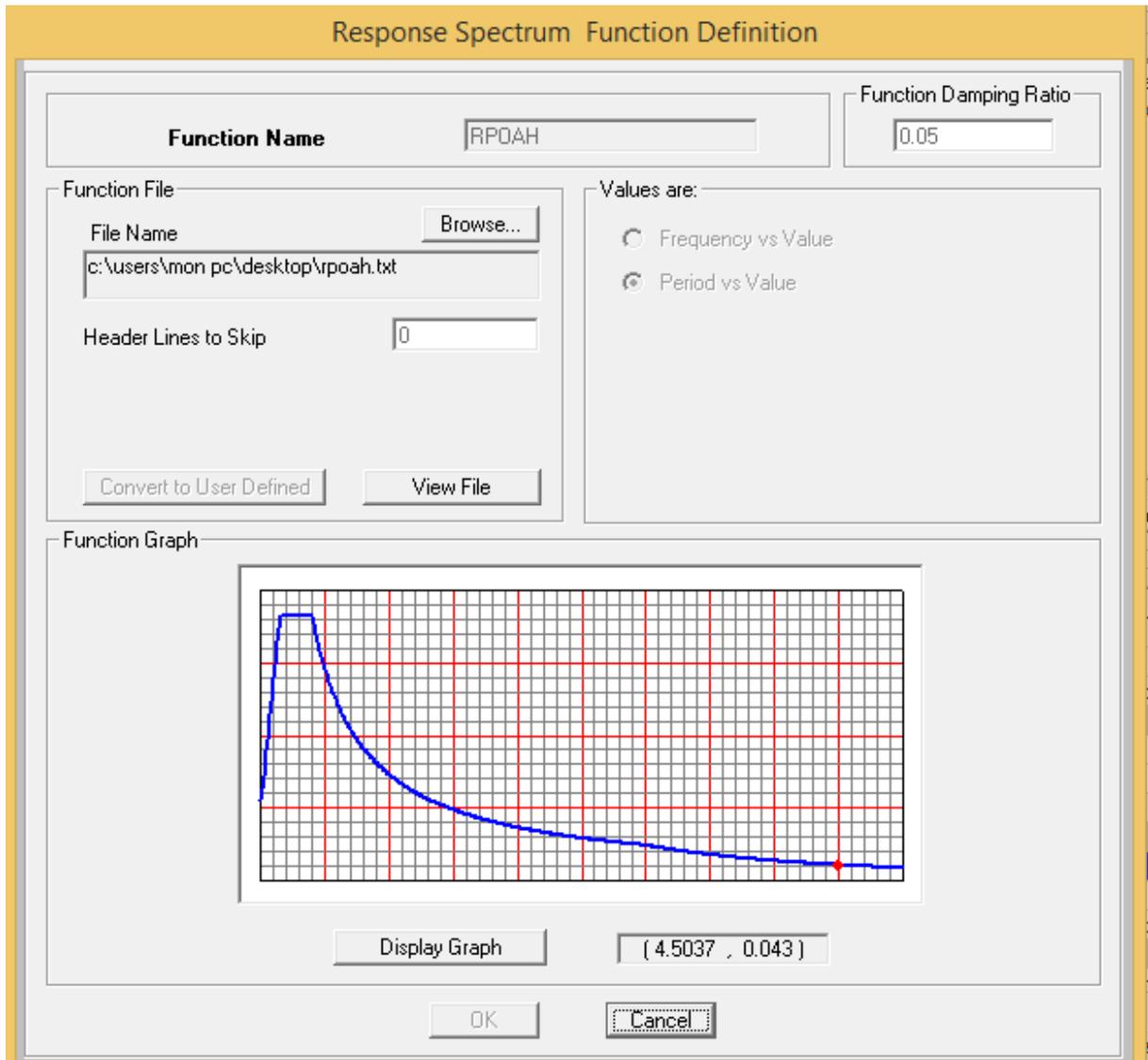


Figure 7.13. Types de spectres



**Figure 7.14. Réponse Spectrum**

Les valeurs des spectres horizontal et vertical doivent être enregistrés déjà sous un fichier, pour pouvoir les ajoutés en utilisant la signification « **Browse** ».

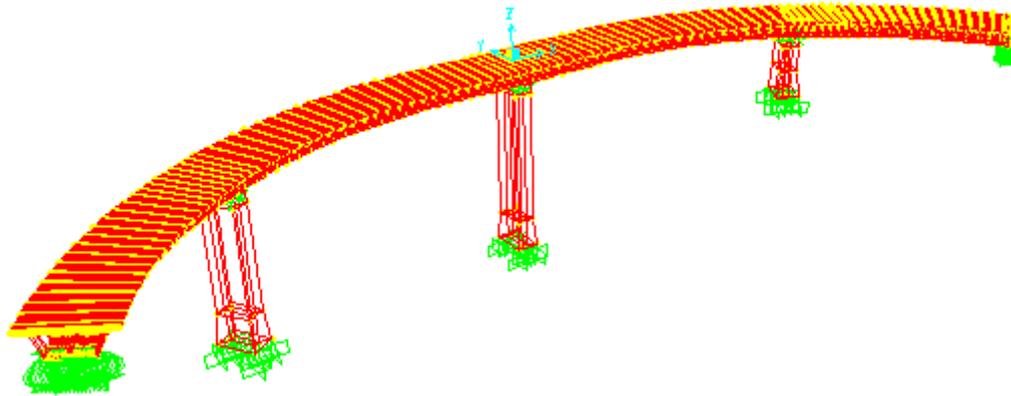
Les combinaisons sismiques Ex, Ey et Ez sont définies également dans « **Load Cases** » en modifiant leur type par « **Response Spectrum** », et choisir leur combinaisons Modale et directionnelles (CQC) et (SRSS), ensuite changer la fonction de chaque déplacement et multiplions par le facteur qui est égale à 1.

#### **Interprétation SAP2000V14 :**

Dans cette partie de modélisation Nous avons élaboré un premier modèle avec le logiciel SAP2000V14. Pour ce modèle toute la structure est considérée comme un élément solide.

Le fichier de ce dernier est très volumineux et nos outils informatiques sont vulnérables pour l'analyser.

Vu l'incapacité de nos matériels informatique a traité ce premier modèle, nous avons opté pour élaborer un deuxième modèle avec le code de calcul en élément fini CSI Bridge2017. Ce dernier est un logiciel évolué de SAP2000.



**Figure 1.15. Premier model 3D**

## **6 Présentation de logiciel CS Bridge :**

CSI Bridge 2017 est un logiciel de calcul des ponts particulièrement adapté aux ouvrages en béton, béton précontraint comme aux ouvrages mixtes. C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc....) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

### **6.1 Modélisation du pont :**

Un modèle numérique du spécimen a été créé avec le logiciel CSI Bridge 2017. Ce logiciel a été créé par Computers & Structures pour l'analyse des structures et permet une représentation très détaillée de leur comportement. En effet, CSI Bridge 2017 permet de faire des analyses « par batch », des analyses non linéaires précises et permet d'inclure dans le modèle des éléments très spécialisés (pour représenter les joints, le sol et le glissement des barres, par exemple). Pour l'application de la méthode modale, un modèle du pont

entièrement élastique a été utilisé, puisque la méthode suppose un comportement linéaire de la structure. Les voussoirs sont considérés comme des éléments SHELL.

## 7 La modélisation du tablier avec CSI Bridge :

Le tablier du pont a été modélisé en « **poutre-caisson** » selon la méthode exposée dans la figure 7-15 Les éléments « poutre-voussoir » sont de type élastique (**élastique Beam**) et la masse a été distribuée sur tous les éléments du modèle. Tel que recommandé par Bridge « **wizard** », l'inertie des voussoirs n'a pas été modifiée pour tenir compte des caractéristiques mécanique. Une masse volumique de 2500 kg/m<sup>3</sup> a été considérée pour le béton. En premier lieu on choisit d'abord la trajectoire du pont avec la commande « **layout line** » qui se trouve dans « **bridge wizard** » voir la figure 7-16.

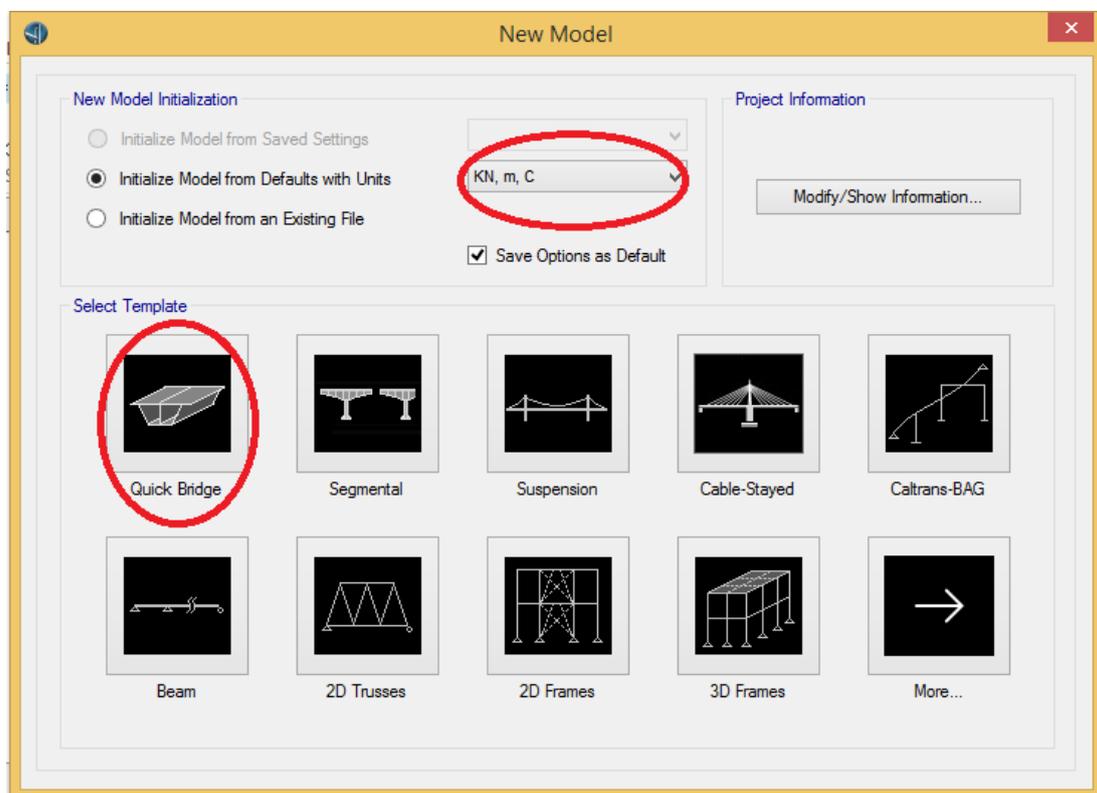


Figure 7.16. Choix du modèle de tablier

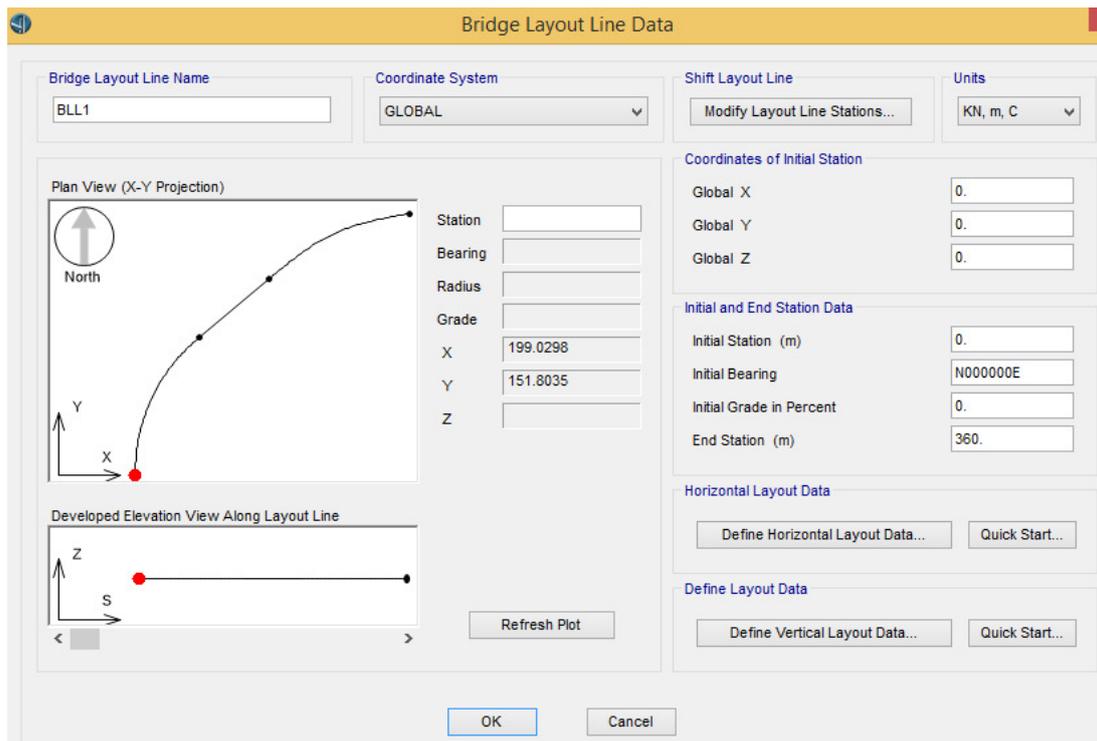


Figure 7.17. Choix la courbure de tablier

On passe à la description « **Deck section** » qui nous permet de définir les valeurs des dimensions du voussoir dans les cases approprier.

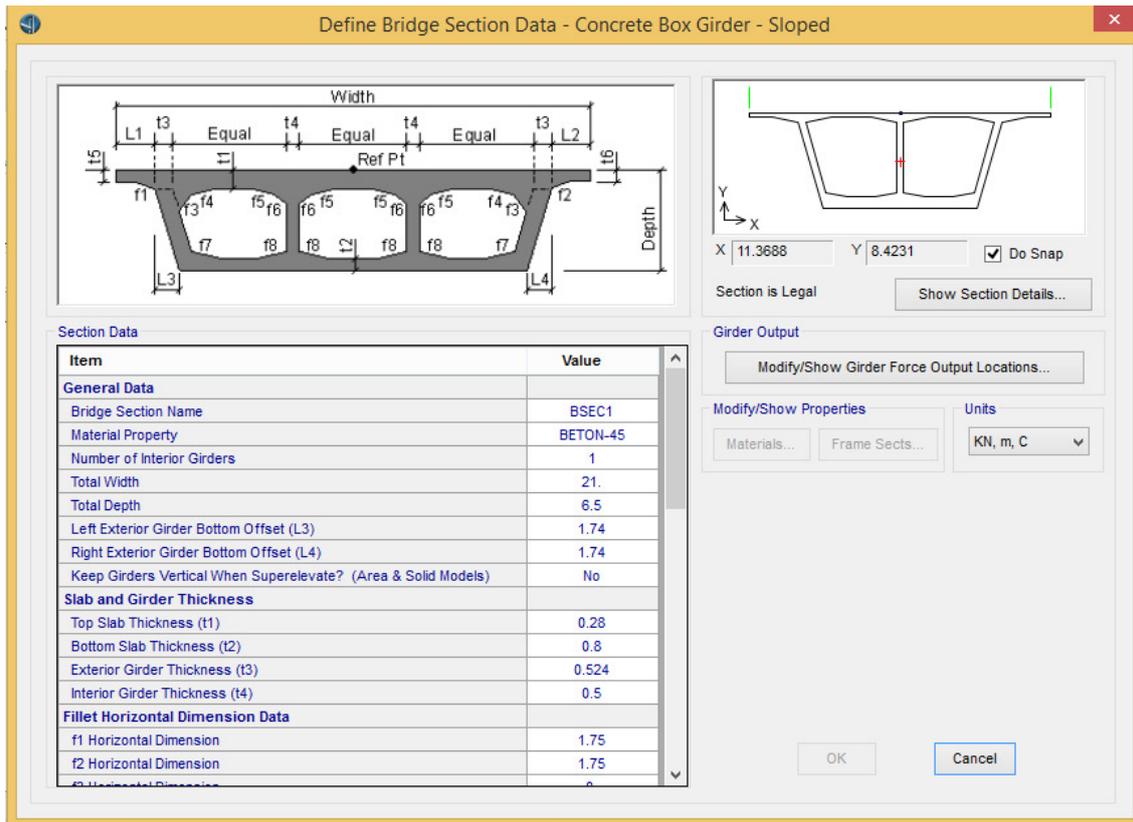


Figure 7.18. Description de la section de voussoir

## 8 Modélisation de la pile :

Les piles sont modélisées par des éléments (**elastic Column**) et sont caractérisés par une inertie qui tient compte de la fissuration. La section type d'une pile est montrée à la figure 7-18 Le béton des piles du viaduc a été modélisé par le matériel « **Concrete** », qui a un comportement linéaire. Le béton utilisé a une résistance à la compression de 27 MPa.

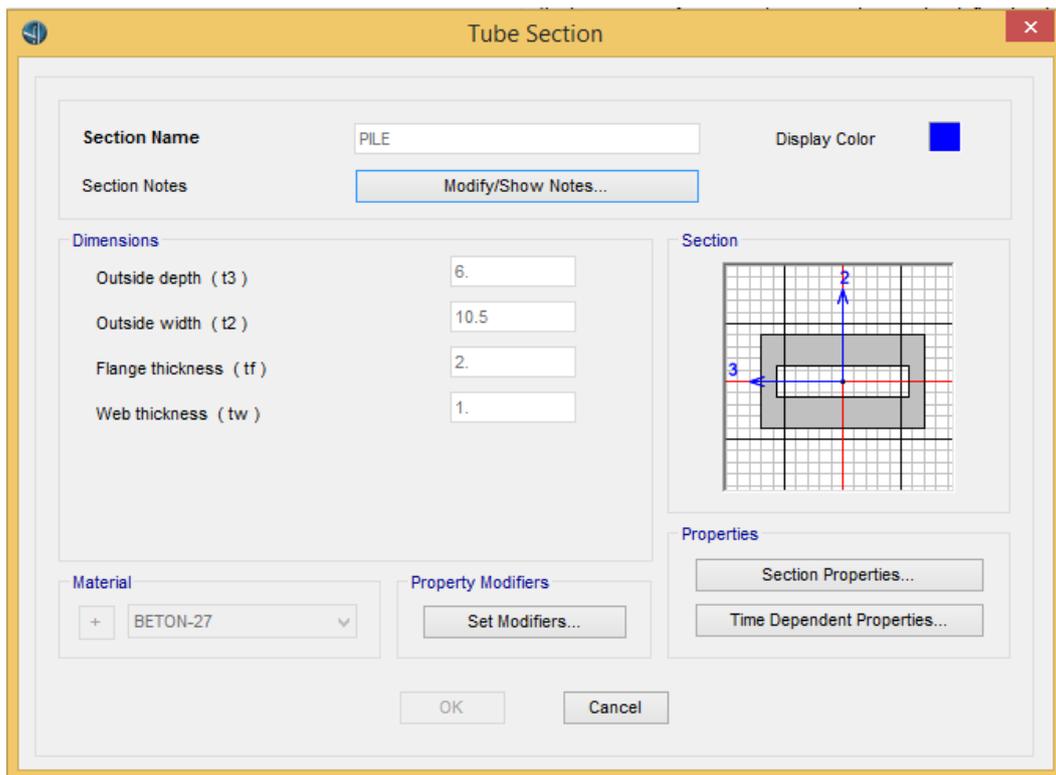


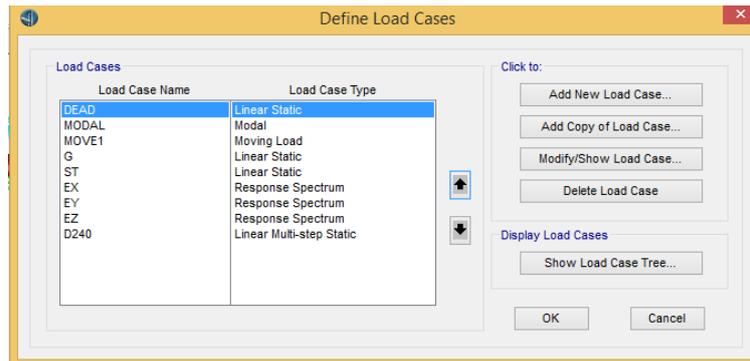
Figure 7.19. la section des piles

## 9 Modélisation des appareils appuis :

Les appareils d'appuis ont été modélisés en élément « **Link** » en définissant leurs déplacements bloqués dans les trois (X, Y, Z) sens et laissé les rotations libre.

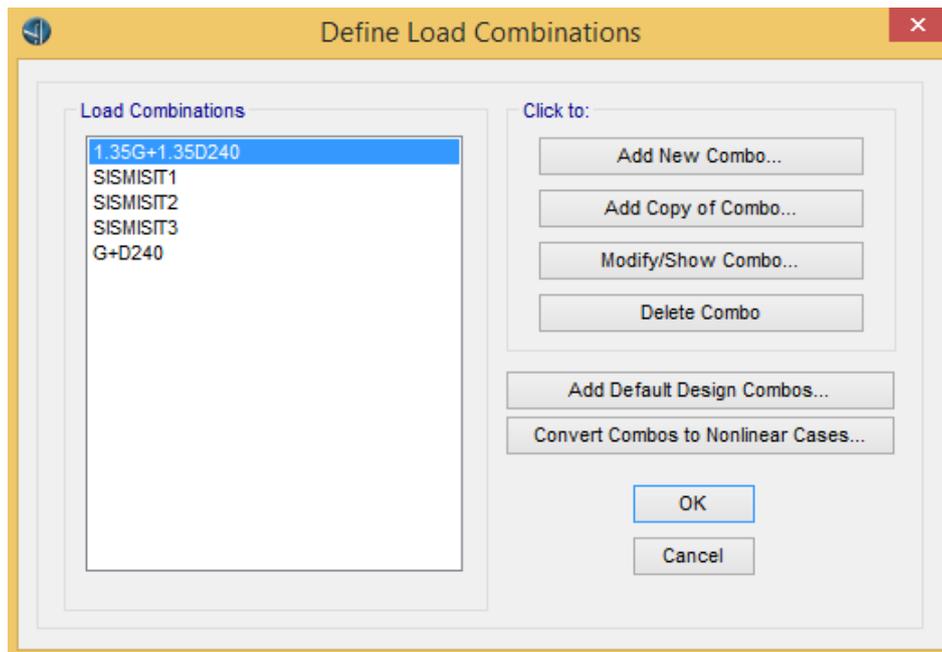
## 10 Détermination des charges :

Il faut noter que cette se fait à peu près de la même façon sur CSI BRIDGE. Pour cela, on choisit la description « **Load Pattern Definitions** » du tableau indiqué dans la figure et on ajoute à chaque fois la charge et son type en cliquant sur « **Add New Load Case**», représenté comme suit :



**Figure 7.20. Détermination des charges**

Les combinaisons sont définies en choisissant « Design Rating » de la barre des tâches, et puis « Load combinations » (ces derniers sont représentés dans la figure 7.20), et puis définir le cas de chargements dans « Load Cases », soit linéaire et statique, ou pour certaines surcharges, comme les charges mobiles dans « Moving Load ».



**Figure 7.21. Combinaison des charges**

Ensuite, On représente les lignes de voie sur la travée, par la sous-tâche « Lanes » qui est adoptée soit par la description des trajectoires dans le même tableau de la figure, ou en passant par « Define » « Bridge Loads » « Lanes ».

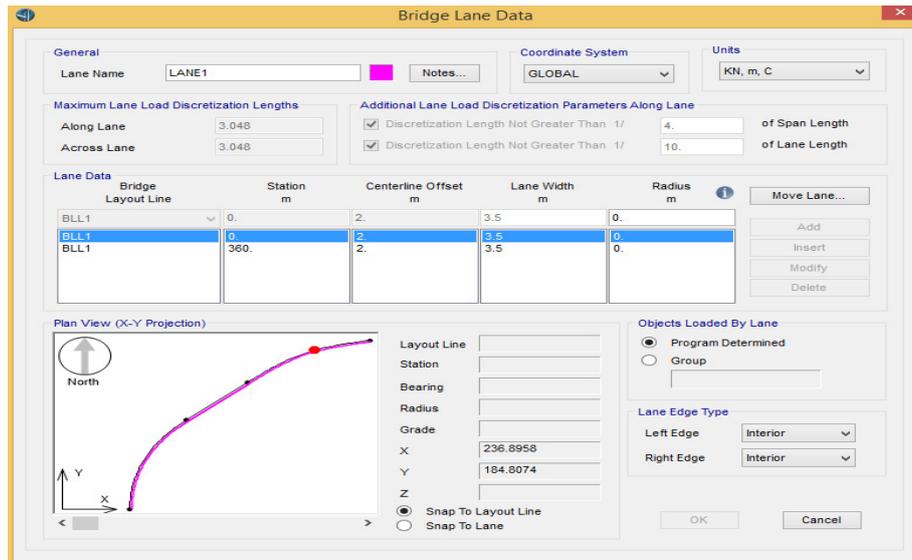


Figure 7.22. Détermination de la ligne de circulation

Ensuite on peut introduire la valeur de chaque surcharge et sa classe roulante, soit directement du tableau de « Bridge Wizard » ou par la tâche « Define », comme représente la figure si après :

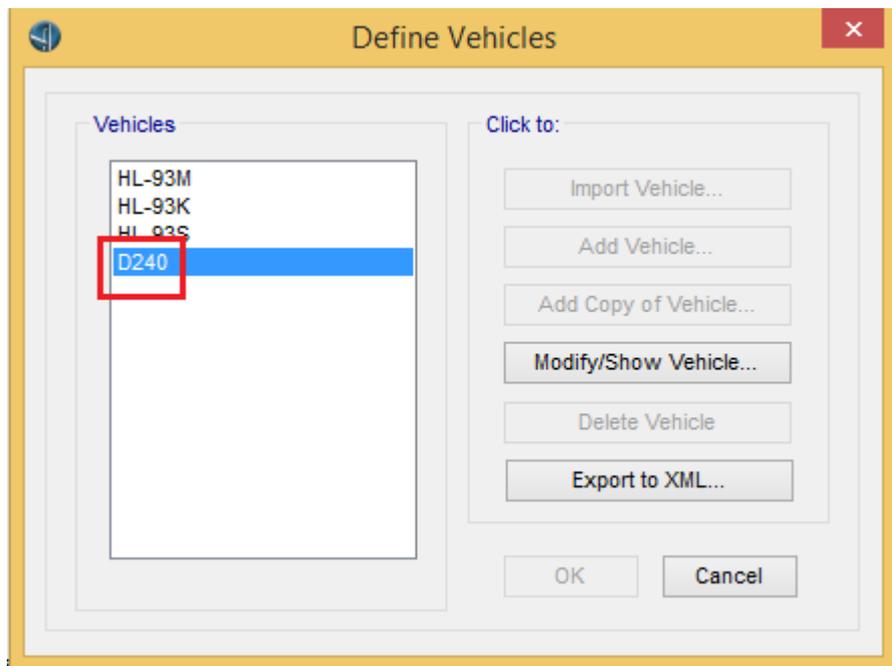


Figure 7.23. Définition des charges roulante

## 11 Intégration des spectres RPOA :

Après avoir paramétrer le logiciel fournis RPOA on va dans le logiciel CSI Bridge 2017 puis bridge Wizard case Réponse Spectrum Fonctions.

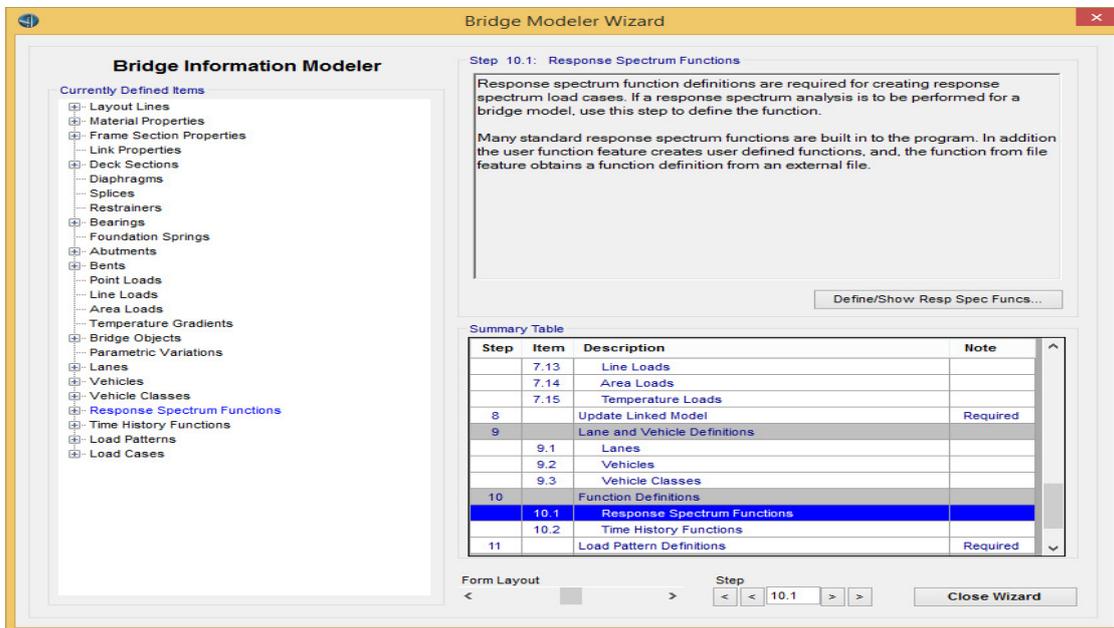


Figure 7.24. Intégration des spectres RPOA

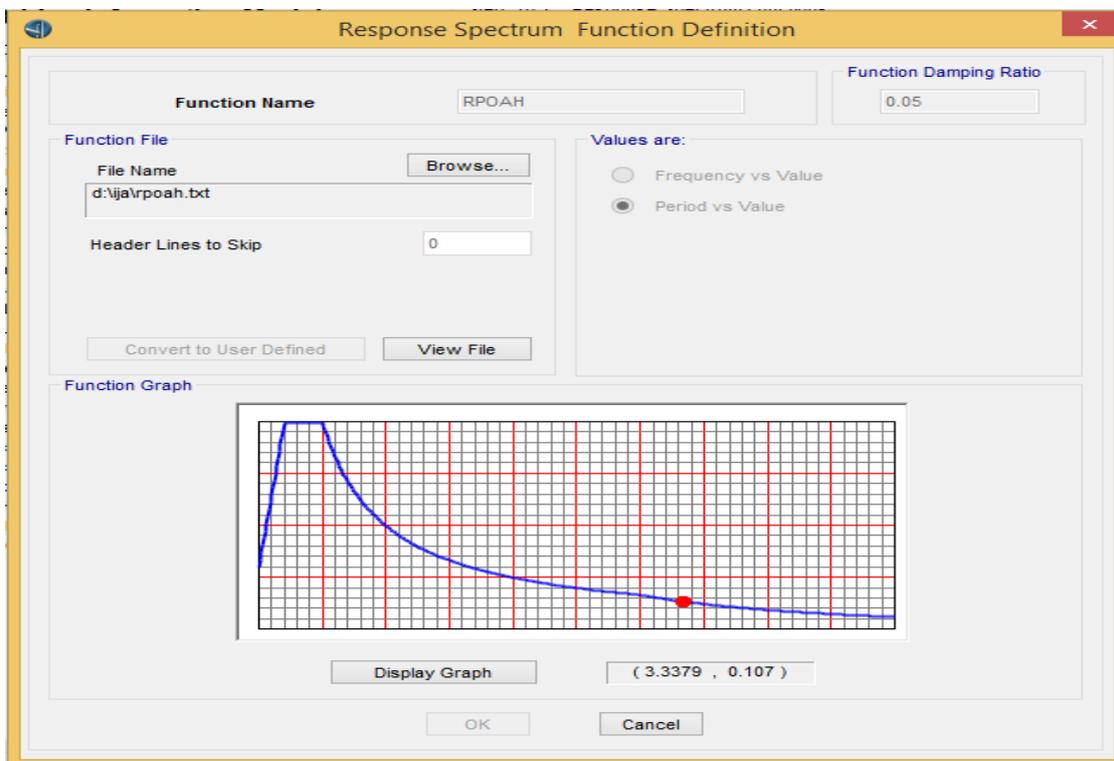


Figure 7.25. Définition du spectre de réponse

Dans un premier temps on doit introduire les fichiers Txt trouvé à partir d'une application de RPOA, ces fichiers consiste à calibrer le logiciel afin d'intégrer une période par rapport à une valeur. A la fin on fait « display graph » pour voir les graphes du spectre.

La prochaine étape consiste à rendre les charges sismiques en réponse Spectrum.

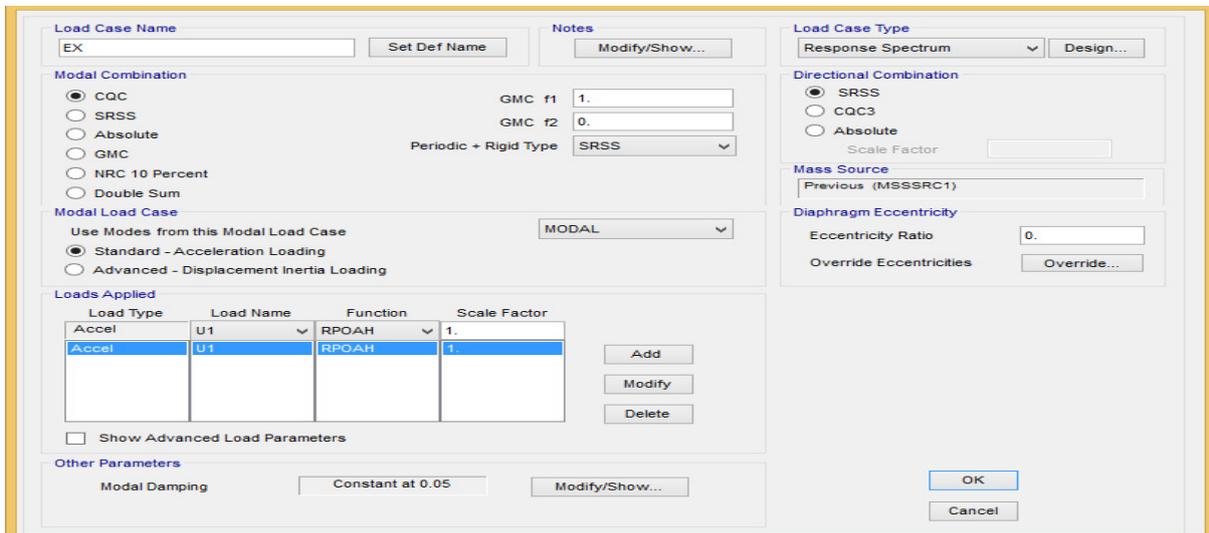


Figure 7.26. Affectation des réponses Spectrum aux charges sismique

## 12 L'intégration de la charge routière :

La charge routière n'existe pas dans le logiciel CSI Bridge, et nous a fallu modéliser et l'introduire nous-même. Cette charge et la charge  $D_{240}$ .

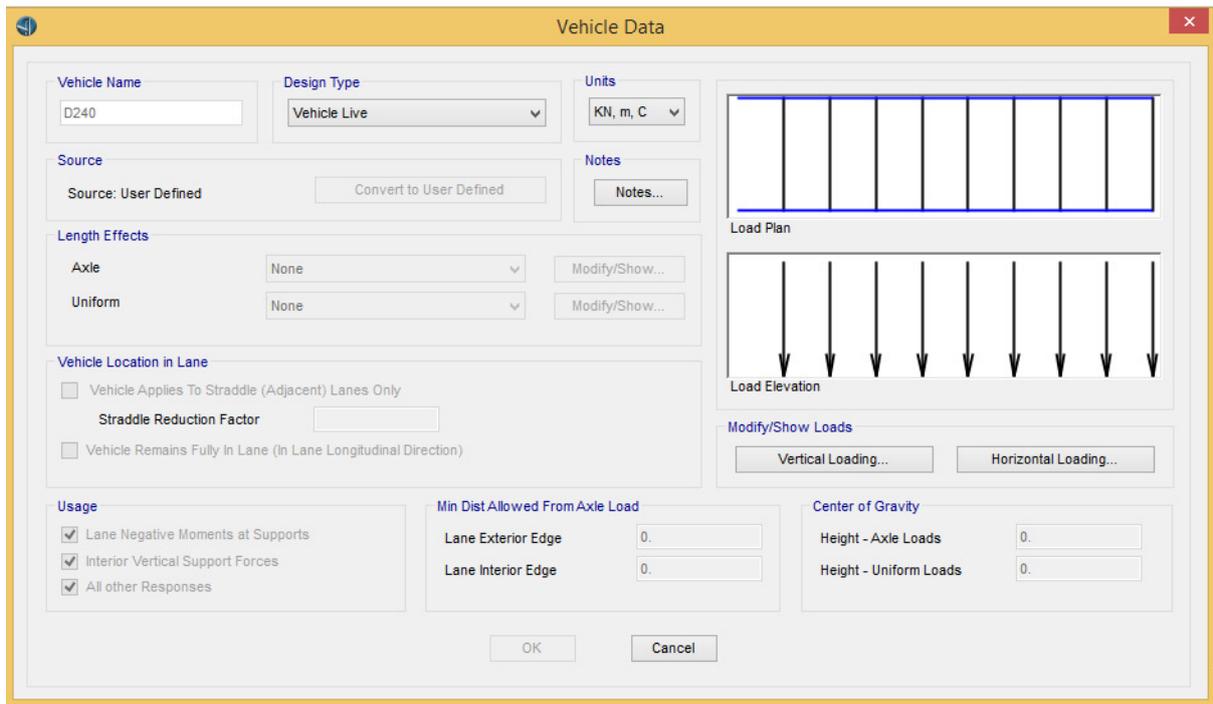


Figure 7.27. Modélisation de la charge routière D240

Le deuxième modèle faite à partir du logiciel CSI Bridge2017.

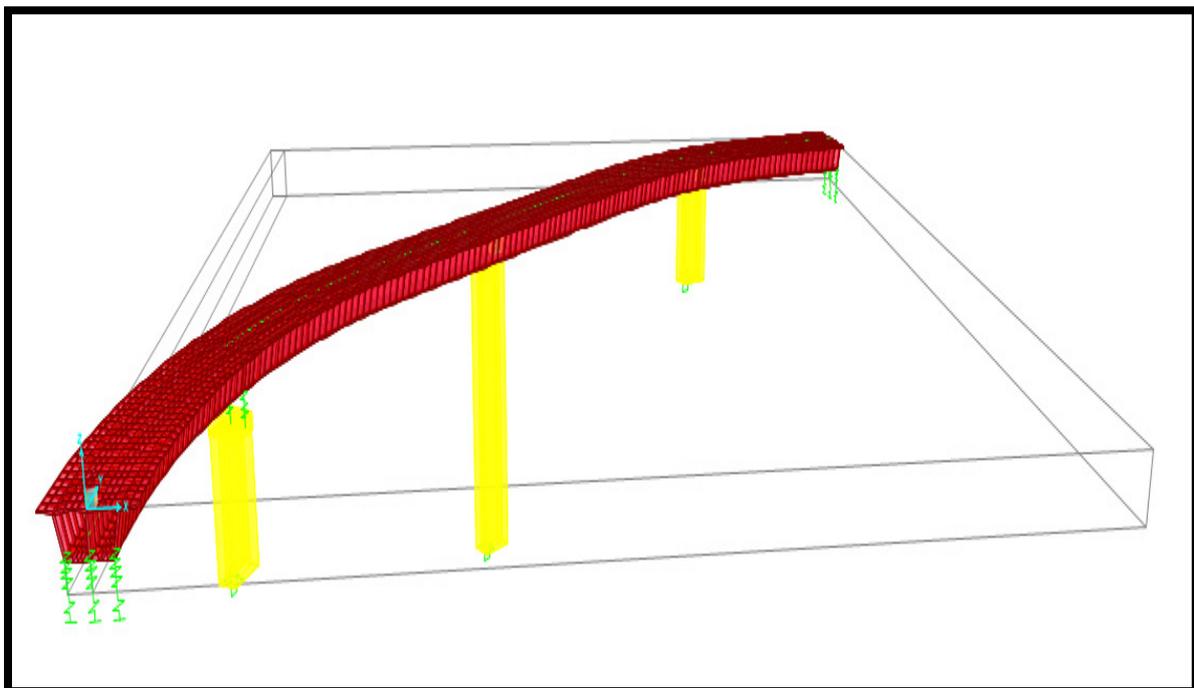


Figure 7.28. Deuxième modèle 3D en éléments finis

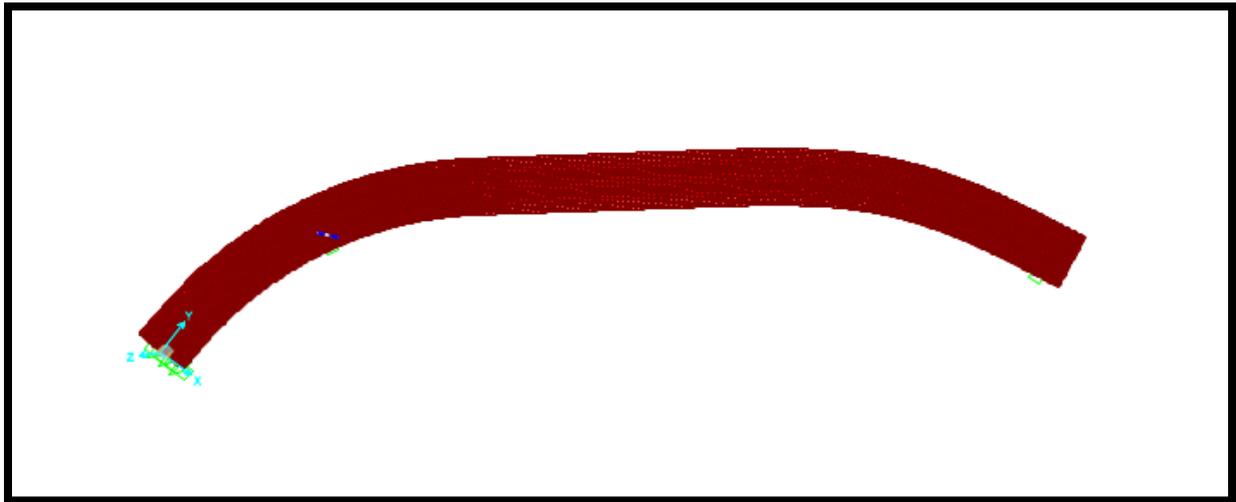


Figure 7.29. Vue en plan

### 13 Conclusion :

La modélisation est une étape indispensable, dans l'étude statique et dynamique. Dans ce chapitre deux (2) modèles ont été réalisés le premier avec le code de calcul en élément fini sap2000v14 et le deuxième avec SCI bridge2017. Notons que le modèle établi avec sap2000v14 ne nous a pas procuré des résultats à cause de la vulnérabilité de nos outils informatiques. Nous estimons que cela est dû au fait que le tablier est considéré comme un élément solide et rendait le fichier très volumineux. A cet effet un deuxième modèle a été élaboré par le code de calcul en élément fini CSI bridge2017. Contrairement au premier le tablier de celui-ci est considéré comme un élément Shell. Ce deuxième modèle a atteint un niveau optimal avec des résultats satisfaisants dans un court délai.

Les résultats issus de cette dernière modélisation seront interprétés un peu plus tard dans la suite.

# CHAPITRE VIII:

## Etudes de la précontraintes

## 1 Introduction :

Dans le domaine de la construction, le béton précontraint est l'invention la plus importante du siècle passé, à nos jours il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil. Certains ouvrages tels que les ponts de grandes portées seraient inimaginables aujourd'hui sans l'utilisation du béton précontraint.

### 1.1 L'objectif de ce chapitre est :

- Détermination des efforts de précontrainte et schémas de câblage.
- Calcul des pertes de précontrainte.
- Vérification des contraintes.

## 2 Types de câbles.

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux (02) familles de câbles : les câbles de fléaux (phase isostatique), et les câbles de continuité, mis en œuvre lors de clavage des fléaux entre eux ou avec des parties coulées sur cintre des travées de rive. Dans les câbles traditionnels, tous les câbles des deux familles sont noyés dans le béton, tandis que les câbles récents, seuls les câbles de fléau et quelques câbles de continuité sont placés à l'intérieur du béton ; la plupart des câbles de continuité sont à l'extérieur du béton.

### 2.1 Acier précontraint « Actifs ».

Les aciers de précontraint adoptés pour ce type d'ouvrage sont des torons qu'on appelle aciers durs et qui ont une teneur en carbone moyenne. Alors on utilise des câbles 12T15Standart car ce type de câbles est réservé aux ouvrages des moyennes portées.

## 2.2. Caractéristiques des câbles :

Selon FREYSSINET on a les caractéristiques suivantes :

**Tableau 8.1. Les caractéristiques du câble T15 selon Eugène Freyssinet**

Unité de précontrainte :	12 torons.
Section de 1T15S :	1.12 (kg/m).
Section de 19 T15 :	1668(mm <sup>2</sup> ).
Force de rupture minimale :	295.2 (KN) 12T15
Force maximale au vérin :	2362 (KN).
fpeg :	1583 (Mpa).
fprg :	1770 (Mpa).
fpeg :	limite élastique conventionnelle à 0.1%.
fprg :	contrainte de rupture garantie.

## 2.3 La valeur maximale de la section :

Les valeurs maximales de la tension à l'origine  $\sigma_0$  doivent être comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_0 < \text{Min} (0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg}). \\ \sigma_0 < \text{Min} (1416, 1424, 7). \end{cases}$$

$$\sigma_0 = 1416 \text{ Mpa.}$$

## 2.4 Gaines :

$$\begin{cases} \varnothing_{\text{int}} = 105/110 \text{ min} \\ \varnothing_{\text{ext}} = 105/110 \text{ min} \end{cases}$$

## 2.5 Frottement

$$\begin{cases} \text{Coefficient de frottement} = 0.2 \text{ rad} \\ \text{déviation parasitaire} = 0.03 \text{ m}^{-1} \end{cases}$$

## 3 Disposition des câbles et modalité de la précontrainte :

### 3 Disposition des câbles et modalité de la précontrainte :

On distingue 03 familles des câbles, en fonction de la modalité de construction adoptée :

#### 3.1 Câble de fléau :

Ce sont des câbles qu'on doit mettre en cours de construction. Ils sont destinés à s'opposer aux moments de flexion négatifs provoqués par la construction des consoles et à rendre chaque voussoir solidaire à la partie du tablier déjà exécutée. Ces câbles sont mis en tension de façon symétrique de chaque côté de la pile.

En pratique, on arrête au minimum un câble par âme à l'extrémité de chaque voussoir. Ces câbles de fléau n'engendrent pas de moments hyperstatiques, ils sont mis en tension sur un fléau isostatique.

### 3.2 Câble de continuité :

Câble rectilignes située au bord inférieur dans les parties centrales des travées construites par encorbellement successifs. Ils sont enfilés dans les gaines et tendus après que le pont ait été rendue continue par phase successives. Ces câbles provoquent deux effets :

- Un effet initial qui consiste en des sollicitations d'effort normale et en moment fléchissant à calculer sur le schéma hyperstatique propre de la phase de construction.
- Une redistribution des moments fléchissant par effet du fluage et la variation de schéma statique (d'un schéma hyperstatique provisoire à un schéma statique final).

### 3.3 Câble de solidarisation :

Câble de jointure des sections autour de la jetée de clavage disposer au bord supérieur. Ces câbles sont très courts, et provoquent des effets hyperstatiques d'entité modeste.

**Nota :** Pour le dimensionnement des câbles de fléaux, on étudie seulement le demi-fléau en raison de sa symétrie par rapport à l'axe de la pile.

## 4 Détermination des efforts de précontrainte et schémas de câblages :

### 4.1 La précontrainte de fléaux :

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure et ils sont mise en place au fur et à mesure de l'avancement de la construction.

Le décroissement des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

$$\sigma_{p\ sup} = \frac{p}{s} + \frac{pev}{I} : \text{sur fibre supérieur}$$

$$\sigma_{p\ inf} = \frac{p}{s} + \frac{pev'}{I} : \text{sur fibre inférieur.}$$

Avec

$\sigma_{p\ sup}$  : contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

$\sigma_{p\ inf}$  : contrainte de traction au niveau des fibres inférieure générée par l'application de l'effort de précontrainte.

P : effort de la précontrainte.

V : la distance de centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.

V' : la distance de centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

I : le moment d'inertie longitudinale de section.

e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

$$\frac{p}{s} + \frac{PeV}{I} = \frac{MV}{I} \Rightarrow P \left( \frac{1}{S} + \frac{eV}{I} \right) = \frac{MV}{I} \Rightarrow P = \frac{M \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

Avec :

M : le moment maximal dû au poids propre et les surcharges supplémentaires.

S : section droite du voussoir.

'P' et 'e' sont des inconnues, pour cela on fixe e et on détermine P.

#### 4.2 Détermination du nombre des câbles de fléau :

$$N \geq \frac{P}{0.8 \cdot P_0}$$

Avec :

$P_0$  : Effort de précontrainte limite.

L'acier des torons a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} F_{prg} = 1770 \text{ Mpa} \\ F_{peg} = 1583 \text{ Mpa} \\ E_p = 1.09 \cdot 10^5 \text{ Mpa} \end{cases}$$

- **La tension d'origine :**

$$\sigma_{p0} < \text{Min} (0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg})$$

$$\sigma_{p0} < \text{Min} (1416, 1424,7) = 1416 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{S} \Rightarrow P_0 = \sigma_{p0} \cdot S$$

Donc :

$$P_0 = 1416 * 16680 * 10^{-6} = 2.36 \text{ MN} = 236 \text{ t.}$$

La détermination de nombre du câble pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques :

Section droite du voussoir :  $24.897 \text{ m}^2$

Inertie :  $241,198 \text{ m}^4$

Distance du centre de gravité à la fibre supérieure :  $V=3.25 \text{ m}$

$e = V - d$  On prendre l'enrobage  $d = 0.15 \text{ m} \Rightarrow e = 3.25 - 0.15 = 3.1 \text{ m}$ .

Pour  $M = 71\,700 \text{ t.m}$

$\Rightarrow$

$$P = \frac{71\,700 \times \frac{3.25}{241.198}}{\frac{1}{24.897} + \frac{3.1 \times 3.25}{241.198}} = 11731 \text{ t}$$

$\Rightarrow$

$$N \geq \frac{11731}{0.8 * 236} = 62.4 \text{ câble}$$

Donc on arrondit à 63 câbles de 19 T15 répartis à raison de 21 par âme.

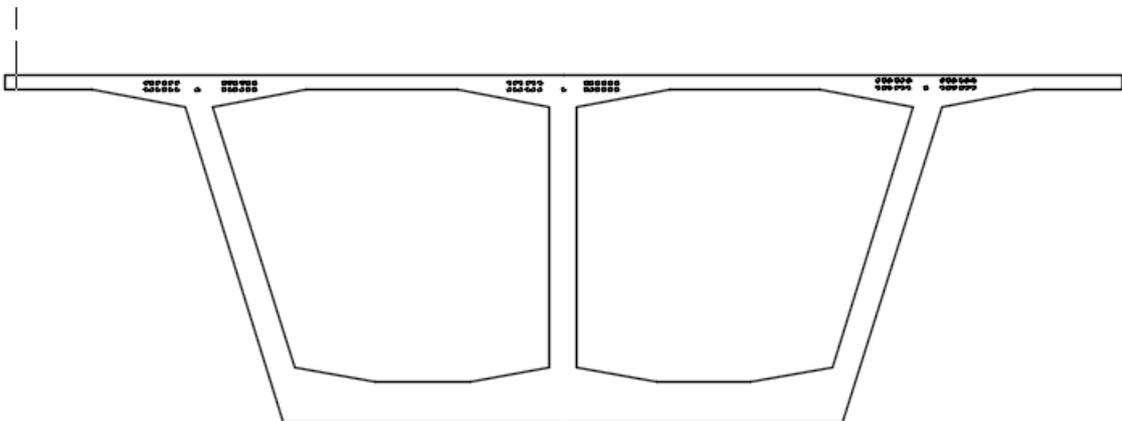


Figure 8.1. Répartition des câbles de fléau dans le voussoir sur pile.

Tableau 8.2. Les résultats des autres voussoirs

section	x	M (t.m)	I (m4)	S (m2)	V (m)	e (m)	P (t)	N
0	48	0.00	241,198	24.897	3.25	3.1	0	0
1	45	280	241,199	24.897	3.25	3.1	46	0
2	42	1 120	241,200	24.897	3.25	3.1	183	1
3	39	2 520	241,201	24.897	3.25	3.1	412	2
4	36	4 481	241,202	24.897	3.25	3.1	733	4
5	32	7 966	241,203	24.897	3.25	3.1	1303	7
6	28	12 448	241,204	24.897	3.25	3.1	2037	11
7	24	17 925	241,205	24.897	3.25	3.1	2933	16
8	20	24 398	241,206	24.897	3.25	3.1	3992	21
9	16	31 866	241,207	24.897	3.25	3.1	5214	28
10	12	40 331	241,208	24.897	3.25	3.1	6599	35
11	8	49 792	241,209	24.897	3.25	3.1	8147	43
12	4	60 248	241,210	24.897	3.25	3.1	9857	52
13 (sur pile)	0.00	71 700	241,211	24.897	3.25	3.1	11731	63

Tableau 8.3. Tableau récapitulatif des câbles

section	0	4	8	12	16	20	24	28	32	36	39	41	45	48
Nbr de câbles	63	52	43	35	28	21	16	11	7	4	2	1	1	1
Nbr de câbles/âme	21	17	14	11	9	7	5	3	2	1	1	1	1	1
Nbr de câbles arrêtés/âme	0	4	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1

## 5 Etude de tracé du câble en élévation :

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments de flexion négatifs engendrés pendant la construction de la console, de façon à rendre chaque voussoir solidaire avec la partie du tablier déjà exécuté.

Pour l'encrage des câbles dans les âmes, on laissera une distance de 0.5 m entre axe des câbles. Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrer à 0.25 m de part et d'autre du centre de gravité de la section.

Le câble est suit une parabole dont l'équation est de forme.

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \times \frac{x^2}{L^2}$$

Le rayon minimal de courbure  $R_{\min}$  est de 6m, ce dernier sera calculé selon la formule suivante :

$$R = \frac{x^2}{2y}$$

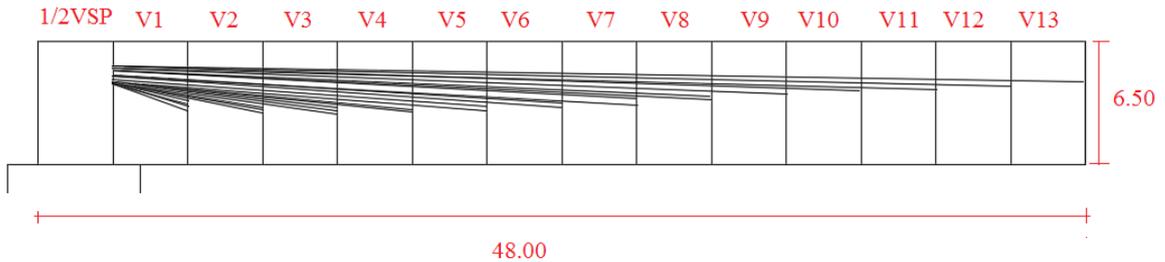
L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale :

$$\tan \alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{2y}{x}$$

$d_1$  : distance à la face supérieure du point d'ancrage.

$L$  : longueur sur la laquelle s'effectue la courbure.

$d_0$  : distance à la face supérieure du câble filant.



**Figure 8.2. Les câbles en élévation**

### 5.1 Etude de câblage du voussoir sur pile :

#### ➤ Exemple de calcul pour le câble N°01 :

Dans ce voussoir en arrêté 04 câbles, soit 2 câbles par âme de rive.

Le câble est ancré à une distance de 0.25m.

$$\left\{ \begin{array}{l} X=3\text{m} \\ V=3.25 \\ d_0=0.37 \end{array} \right.$$

$$d_1 = V - 0.25 \Rightarrow 2.75 \text{ m} \quad \text{donc } y = d_1 - d_0 = 2.38$$

$$R = \frac{3^2}{2 \times 2.75} = 1.63\text{m}$$

$$= 1.63\text{m} < R_{\min}.$$

$$R > 6\text{m} \Rightarrow 3^2/2y > 6\text{m} \longrightarrow y < 0.75\text{m}$$

$$d_1 = y + d_0 = 1.12\text{m}.$$

$$R = \frac{3^2}{2 \times 0.75} = 6\text{m}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{2}{3} = 0.66 \Rightarrow \alpha = 11.51^\circ$$

L'équation de la parabole :

$$d(x) = 0.37 + 0.38 x^2$$

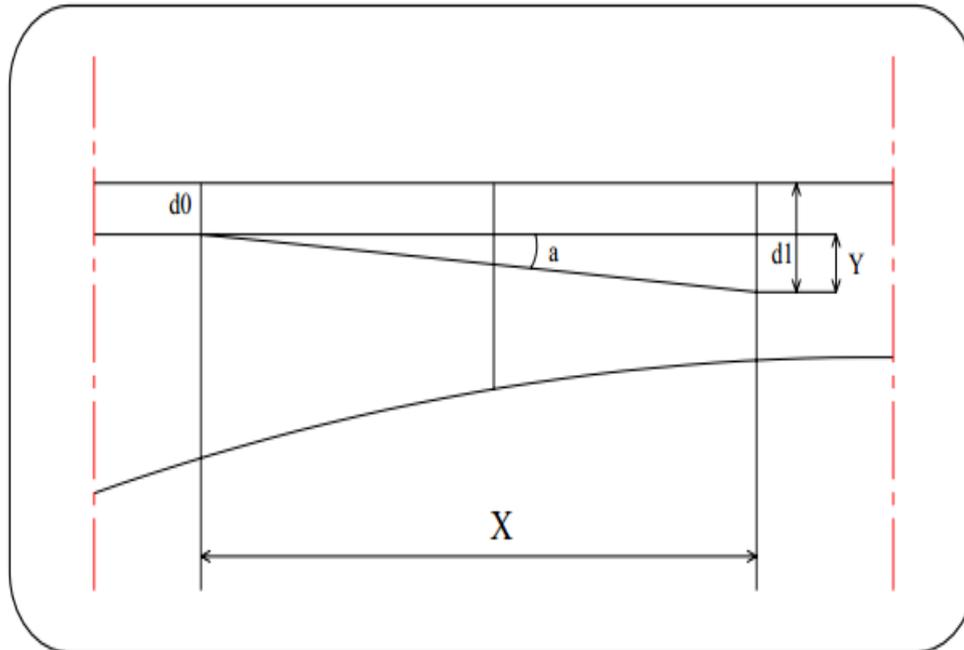


Figure 8.3. Câblage d'un voussoir en élévation.

Pour le calcul des câbles pour chaque câble on donne le tableau suivant :

**Tableau 8.4. Pertes de tension dues au frottement**

N° du voussoir	N° du câble	V (m)	d0 (m)	Y (m)	R (m)	a en degré	Eq. de la courbure(m)
1	1	3,25	0,37	1,12	6,00	11.51	$0,37+0.38 x^2$
	2	3,25	0,37	1,17	7,00	31,96	$0,37+0.38 x^2$
	3	3,25	0,37	1,17	12.83	28.06	$0,37+0.38 x^2$
	4	3,25	0,37	1,17	15.08	22.36	$0,37+0.38 x^2$
2	5	3,25	0,37	1,93	19,83	23,74	$0,37+0.38 x^2$
	6	3,25	0,24	1,93	21,23	23,74	$0,37+0.38 x^2$
	7	3,25	0,24	1,93	32,65	23,74	$0,37+0.38 x^2$
3	8	3,25	0,24	1,45	65,19	11,85	$0,37+0.38 x^2$
	9	3,25	0,24	1,45	65,19	11,85	$0,37+0.38 x^2$
	10	3,25	0,24	1,95	48,48	15,64	$0,37+0.38 x^2$
4	11	3,25	0,24	1,17	150,24	6,84	$0,37+0.38 x^2$
	12	3,25	0,24	1,17	150,24	6,84	$0,37+0.38 x^2$
5	13	3,25	0,11	1,09	258,74	5,14	$0,37+0.38 x^2$
	14	3,25	0,11	1,09	258,74	5,14	$0,37+0.38 x^2$
6	15	3,25	0,11	0,9	459,20	3,43	$0,37+0.38 x^2$
	16	3,25	0,11	0,9	459,20	3,43	$0,37+0.38 x^2$
7	17	3,25	0,11	0,77	739,65	2,86	$0,37+0.38 x^2$
	18	3,25	0,11	1,02	558,36	3,43	$0,37+0.38 x^2$
8	19	3,25	0,11	0,67	1120,57	1,71	$0,37+0.38 x^2$
	20	3,25	0,11	0,92	816,07	2,86	$0,37+0.38 x^2$
9	21	3,25	0,11	0,61	1568,90	1,71	$0,37+0.38 x^2$
10	22	3,25	0,11	0,84	1414,62	1,71	$0,37+0.38 x^2$
11	23	3,25	0,24	0,84	1512.32	1,71	$0,37+0.38 x^2$
12	24	3,25	0,24	0,84	1614.52	1,71	$0,37+0.38 x^2$
13	25	3,25	0,24	0,84	1719.68	1,71	$0,37+0.38 x^2$

$$\Sigma\Delta_{p0} = 2411,14 \text{ Mpa}$$

## 6 Etude de la précontrainte de continuité :

La précontrainte ne devra pas être surdimensionnée, car en absence des surcharges nous risquerons d'obtenir des moments négatifs à mi-travée. Pour cela les câbles de continuités seront dimensionnés avec des valeurs de moment fléchissant :

$M_f = 80\%$  du moment dû au poids propre majoré ( $1.35 M_G$ ).

Les 20% qui restent et les surcharges seront repris par les armatures passives.

### 6.1 Calcul de la section de précontrainte :

Nous allons calculer les sections de précontrainte nécessaires pour répondre au moment fléchissant du au poids propre  $M_f$  selon la formule :

$$M_f = A_p f_p Z_p$$

- $M_f$  : 80% du moment fléchissant dû à la charge permanente majorée.
- $A_p$  : l'air de la section d'armature active.
- $f_p$  : la résistance ultime de l'acier de précontrainte ( $1770 \text{ N/mm}^2$ )
- $Z_p$  : bras de levier des armatures active  $Z_p = (0.9 d_p)$
- $d_p$  : 0.9 de hauteur de la section considérée.

**Tableau 8.5. Nombre de câbles à mi- travée – armatures de précontrainte**

Désignation	Mf (t.m)	Ap (mm <sup>2</sup> )	nombre de cables
Travées intermediares	2577.95	150	19 Câble de 19 T15
Travées de rives	1388.13	/	/

Le moment sur la travée de rives en service est inférieur à celui en phase de construction donc on n'a pas besoin de câbles de continuité sur pile.

### 6.2 Calcul de la section d'armature passive :

Les armatures passives reprennent les surcharges telle que :

Le trafic routier, température, vent.

Les armatures passives reprennent 20% de la charge permanente et les surcharges.

La section d'armature est donnée par :

$$M_f = 0.20(1.35 M_G) + 1.5 M_{D240} = A_s \cdot f_s Z_s$$

Armature Minimal :

Une section minimale doit être assurée afin d'éviter la fissuration due à la flexion.

$$\frac{A_{s \min}}{A_b} = 0.6 \%$$

$A_s$ : Section minimale de l'armature passive.

$A_b$ : Section du béton.

### 6.3 Tracé des câbles de continuité de la précontrainte :

Le tracé câble doit être conforme aux calculs statique. Il faut éviter en général des déviations brusques de courbures. Les câbles doivent être correctement posés et fixés sur l'armature passive afin de garder leurs positions lors du bétonnage.

Une pose incorrecte peut créer des courbures parasites, et par conséquent augmenter les pertes de tension par frottement.

L'injection par un coulis de ciment suit la pose des câbles afin de garantir la protection des aciers contre la corrosion et assurer une homogénéité de l'ensemble acier, gaine et béton.

## 7 Calcule des pertes de tension de précontrainte :

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble. Cette force doit tenir compte des pertes de tension de long du câble qui se traduisent par une diminution de la force de précontrainte.

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés d'écoulement du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

Les effets différés qui sont à l'origine de ces pertes sont le fluage et le retrait du béton et la relaxation des aciers de précontraintes.

Quant au mode de précontrainte par pose-tension, le frottement de l'acier de précontrainte sur sa gaine lors de la mise en tension produit une perte instantanée. Par ailleurs, le relâchement des câbles introduit une perte de tension instantanée à l'ancrage.

### 7.1 Perte de tension instantanée :

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes :

- ✓ Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- ✓ Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- ✓ Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

### 7.2 Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine :

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine le frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble.

Selon les règles de BPEL 91, la section  $\sigma_{p0}(x)$  (contrainte exercée lors de la mise en tension) d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtient, compte tenu des frottements, à partir de la section  $\sigma_{p0}$  à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante ;

$$\Delta\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} * e^{-(f\alpha + \Phi x)}$$

Dans la quelle :

$X(m)$  : est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.

$e$  : est la base des logarithmes népériens.

$\alpha$  (rad) : est La déviation angulaire totale du câble sur la distance indépendamment de leur direction et de leur signe considérant son tracé dans l'espace

$$(\alpha = \alpha_{\text{élévation}} + \alpha_{\text{plan}}).$$

$f$  (rd<sup>-1</sup>) = 0.2 : est le coefficient de frottement en courbe.

$\Phi$  (m<sup>-1</sup>) = 0.001 : Est le coefficient de perte de tension par unité de longueur

$$\sigma_{p0} = 1416 \text{ Mpa.}$$

Donc on a

$$\Delta\sigma_{p0}(x) = 1416 * e^{-(0.2\alpha + 0.0016x)}$$

Tableau 8.5. Pertes de tension dues aux frottements

x (m)	N° du câble	$\alpha$ élévation	$\alpha$ plan	$\alpha$ (Rad)	$1 - e^{-(0.2\alpha + 0.0016x)}$	$\Delta\sigma_0(x)$
4,00	1	0.22	0	0.22	0,0473	83,72
	2	0.22	0	0.22	0,0473	83,72
	3	0.22	0	0.22	0,0473	83,72
	4	0.22	0	0.22	0,0473	83,72
8,00	5	0.23	0	0.23	0,055	97,37
	6	0.23	0	0.23	0,055	97,37
	7	0.23	0	0.23	0,055	97,37
12,00	8	0.23	0	0.23	0,055	97,37
	9	0.23	0	0.23	0,055	118,59
	10	0.23	0	0.23	0,055	118,59
16,00	11	0.26	0	0.26	0,067	104,43
	12	0.26	0	0.26	0,067	104,43
20,00	13	0.19	0	0.19	0,059	102,66
	14	0.19	0	0.19	0,059	102,66
24,00	15	0.20	0	0.20	0,058	102,66
	16	0.20	0	0.20	0,058	102,66
28,00	17	0.153	0	0.153	0,061	104,40
	18	0.153	0	0.153	0,061	104,40
32,00	19	0.127	0	0.127	0,064	104,40
	20	0.127	0	0.127	0,064	104,40
36,00	21	0.103	0	0.103	0,066	107,97
39,00	22	0.103	0	0.103	0,066	107,97
42,00	23	0.102	0	0.102	0,068	113,28
48,00	24	0.102	0	0.102	0,068	113,28

La somme des pertes dues aux frottements est  $(24 \times 1416) - 36976,83 = 2992,83 \text{ Mpa}$

### 7.3 Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages :

L'effort appliqué au vérin et la pression correspondante sont déterminés en tenant compte des pertes dans les équipements de mise en tension et dans les têtes d'ancrage (environ 4%). Lors du relâchement des câbles, une perte d'allongement au blocage de l'ancrage (4 à 6 mm) se produit et se traduit par une tension sur une certaine longueur à partir de l'ancrage mobile.

Dans ce mouvement, les clavettes se déplacent d'une longueur constante qu'on note  $\Delta l_a$ .

donnée par les fabricants des aciers de précontraintes.

En raisonnant sur un diagramme basé sur l'équation :  $\sigma = \sigma_0 (1 - \mu\alpha - kx)$ , la tension sous vérin vaut  $\sigma_0$ , après le blocage des clavettes et le glissement à l'encrage la tension devient  $\sigma_2$ .

Le glissement à l'ancrage ( $g$  en m) se répercute jusqu'à l'abscisse  $d$  de tension  $\sigma_3$ .

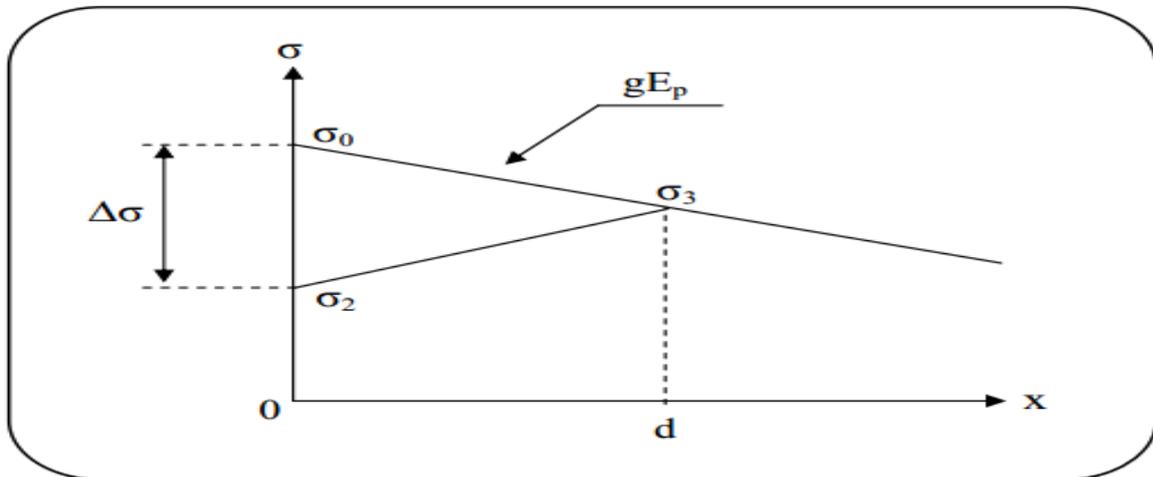


Figure 8.4. Diagramme des tensions.

Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature, effet de rentrée d'ancrage les pertes dues au recul d'ancrage sont :

$$\Delta\sigma = 2 \cdot d \cdot k$$

Avec :

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_0 \times k}} \begin{cases} d < x \text{ les pertes existent} \\ d > x \text{ les pertes sont nul} \end{cases} \text{ tel que : } k = \frac{\alpha f}{1} + \phi$$

$$\{g = 6mm\}$$

Application :

Les résultats de calcul des pertes pour chaque câble sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau 8.6. Pertes de tension dues aux recule d'ancrage**

<b>x (m)</b>	<b>N° du câble</b>	<b>k</b>	<b><math>\alpha</math> (rad)</b>	<b>d (m)</b>	<b><math>\Delta\sigma_0</math> (MPa)</b>
<b>4,00</b>	1	0,014	0,48	7,68	/
	2	0,014	0,55	7,68	/
	3	0,014	0,55	7,68	/
	4	0,014	0,55	7,68	/
<b>8,00</b>	5	0,006	0,2	11,67	0,14
	6	0,006	0,2	11,67	0,14
	7	0,006	0,27	11,67	0,14
<b>12,00</b>	8	0,005	0,11	12,52	0,13
	9	0,005	0,11	12,52	0,13
	10	0,005	0,17	12,52	0,13
<b>16,00</b>	11	0,005	0,08	13,11	0,12
	12	0,005	0,08	13,11	0,12
<b>20,00</b>	13	0,004	0,06	13,54	0,12
	14	0,004	0,06	13,54	0,12
<b>24,00</b>	15	0,004	0,05	13,87	0,12
	16	0,004	0,06	13,87	0,12
<b>28,00</b>	17	0,004	0,03	14,13	0,11
	18	0,004	0,05	14,13	0,11
<b>32,00</b>	19	0,004	0,03	14,34	0,11
	20	0,004	0,05	14,34	0,11
<b>36,00</b>	21	0,004	0,03	14,54	0,11
<b>39,00</b>	22	0,004	0,03	14,56	0,11
<b>42,00</b>	23	0,004	0,03	14,58	0,11
<b>48,00</b>	24	0,004	0,03	14,59	0,11

La somme des pertes due aux reculs d'ancrage est  $\Sigma \Delta \sigma_{p0} = 2.29\text{MPa}$

#### 7.4 Pertes dues au raccourcissement élastique du béton :

Les pertes de précontrainte engendrées par le raccourcissement instantané de l'ouvrage, dues à l'action de l'effort transmis par les câbles de précontrainte et aux autres actions permanentes, sont de faibles importance. Elles peuvent être assimilées à une perte moyenne agissant sur chaque armature dans une section donnée, est égale selon le BAEL 91 à :

$$E_p = \Sigma \frac{k \Delta \sigma_{bj}}{E_{lj}}$$

$\sigma_{bj}$  : désignant la variation de contrainte dans le béton agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j.

En pratique. Quand les variations de contrainte demeurent limitées, une approximation suffisante de la perte par déformation instantanées du béton peut généralement être obtenue en la prenant égale à  $6 k \sigma_b$ , tel que  $\sigma_b$  désignant la contrainte finale du béton.

$$K = \frac{(n-1)}{2n}, n : \text{nombre des câble.}$$

On a 63 cable

$$E_p = 6 \times \left( \frac{63-1}{2} \times 63 \right) \times 35 = 410130.00 \text{ Mpa}$$

Donc Les pertes instantanées sont égales à :

$$\Delta \sigma_{inst} = 2992,83 + 3.6 + 410130,00 = 413126,43 \text{ Mpa.}$$

#### 7.5 Pertes de tension différées :

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans les calculs de l'ouvrage.

##### 7.5.1 Pertes dus au retrait du béton :

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton adjacent.

Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte. La perte de tension à l'instant t sera :

$$\Delta \sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r(t) \quad \varepsilon_r(t) = \varepsilon_r r(t)$$

Tel que :

$s_r$  : est le retrait total du béton. ( $2 \cdot 10^{-4}$  en climat humide selon BPEL)

$r(t)$  : Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

$E_p$  : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte ( $E_p = 190 \text{ KN/mm}^2$ ).

#### Application :

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 2 \cdot 10^{-4}$$

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

#### 7.5.2 Pertes dus au fluage du béton :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le BPEL la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_n = \frac{E_p}{E_{ij}} \times (\sigma_b + \sigma_{Max})$$

Où :

$E_p$  : Module d'élasticité de l'acier.

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du béton à l'Age j jours.

$\sigma_{Max}$  et  $\sigma_b$  sont respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau de centre de gravité des armatures de précontrainte.

Comme  $\sigma_{max} \leq 1,5 \sigma_b$  et nous avons;

$$\Delta\sigma_n = 2,5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\Delta\sigma_n = 2,5 \times 30,5 \times 6$$

$$\Delta\sigma_n = 457,5 \text{ Mpa}$$

#### 7.5.3 Pertes dus à la relaxation de l'acier de précontrainte :

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

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

- à la relaxation normale : RN

- à très basse relaxation : TBR

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

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

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

Le BPEL91 propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

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

$\sigma_{pi}(x)$ : est la contrainte initiale de l'armature, c'est-à-dire après pertes instantanées.

$f_{prg}$  : Contrainte limite de rupture garantie = 1770 MPa.

$\mu_0$  : est égal à 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

D'où :

$$\sigma_{pi(x)} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{inst}$$

\*\* Pour calculer les pertes dues à la relaxation des câbles on donne le tableau mentionné dans la page suivante.

**Application :**

Les résultats du calcul des pertes pour chaque câble sont donnés par le tableau suivant

**Tableau 8.7. Pertes de tension dues à la relaxation des câbles de précontraintes**

<b>x (m)</b>	<b>N° du câble</b>	<b><math>\Delta\sigma_0</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_0</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{pi}</math> (x)</b>	<b><math>\Delta\sigma_{pi(x)}</math> (MPa)</b>
<b>4,00</b>	1	/	1770	1770	151,33
	2	/	1770	1770	151,33
	3	/	1770	1770	151,33
	4	/	1770	1770	151,33
<b>8,00</b>	5	0,14	1770	1770	151,33
	6	0,14	1770	1770	151,33
	7	0,14	1770	1770	151,33
<b>12,00</b>	8	0,13	1770	1770	151,33
	9	0,13	1770	1770	151,33
	10	0,13	1770	1770	151,33
<b>16,00</b>	11	0,12	1770	1770	151,33
	12	0,12	1770	1770	151,33
<b>20,00</b>	13	0,12	1770	1770	151,33
	14	0,12	1770	1770	151,33
<b>24,00</b>	15	0,12	1770	1770	151,33
	16	0,12	1770	1770	151,33
<b>28,00</b>	17	0,11	1770	1770	151,33
	18	0,11	1770	1770	151,33
<b>32,00</b>	19	0,11	1770	1770	151,33
	20	0,11	1770	1770	151,33
<b>36,00</b>	21	0,11	1770	1770	151,33
<b>39,00</b>	22	0,11	1770	1770	151,33
<b>42,00</b>	23	0,11	1770	1770	151,33
<b>48,00</b>	24	0,11	1770	1770	151,33

La somme des pertes dues aux relaxations est de **3480,410 Mpa**.

Il faut tenir compte de l'interaction de tous les phénomènes précédents. Pour tenir compte de cette interaction, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relaxation par le coefficient ( $5/6=0,83$ ).

La perte différée finale devient ainsi :

$$38 + 457,5 + \frac{5}{6} 2199,92 = 2328,76 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{inst}} = 2328,76 \text{ Mpa}$$

## 8 Contraintes finales :

Les pertes totales dues aux pertes instantanées et pertes différées sont égale à :

$$2777,48 + 2328,76 = 5106,24 \text{ MPa}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à :  $100 \times 5106,24 = 12,87 \% \sim 13 \%$

### Remarque :

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 20% (qu'on a supposé lors du calcul), donc les 63 câbles reprennent largement les charges considérées. Mais en pratique il faut recalculer en utilisant 13% de pertes.

Pour notre projet on maintient le nombre de câbles précédent (24 câbles de 22T15s par âme).

## 9 Vérification des contraintes en phase de construction :

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

On distingue deux phases :

➤ **Phase de construction** : Dans cette phase on doit vérifier que

$$\sigma_{p \text{ sup}} = \frac{p}{s} + \frac{pev}{I} : \leq \bar{\sigma}_{ci} \text{ sur fibre supérieur}$$

$$\sigma_{p \text{ inf}} = \frac{p}{s} + \frac{pev'}{I} \sigma_{ts} \text{ Sur fibre inferieur.}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sup}$ : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section par application de  
L'effort de précontrainte.

$\bar{\sigma}_{inf}$ : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section par application de l'effort de  
précontrainte.

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment généré par application de l'effort de précontrainte excentré de  $e$  par rapport au  
centre de gravité.

$v$  : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

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

$\bar{\sigma}_{ts}$ : Contrainte admissible de traction = 2,7 MPa.

$\bar{\sigma}_{ci}$ : Contrainte admissible de compression = 0,6  $f_{c28}$  = 21 MPa

Les résultats de chaque section sont groupés dans les tableaux suivant :

### 9.1 Vérification des contraintes supérieures pour le demi-fléau :

**Tableau 8.8. Valeurs des contraintes supérieures**

X(m)	S(m <sup>2</sup> )	P(t)	M(t.m)	V(m)	I(m <sup>4</sup> )	e(m)	$\sigma_{sup}$ (Mpa)
0,00	24,897	6224,25	71700	3.25	141.39	3.1	11,07
4,00	24,897	6224,25	60248	3.25	141.39	3.1	9,15
8,00	24,897	6224,25	49792	3.25	141.39	3.1	6,61
12,00	24,897	6224,25	40331	3.25	141.39	3.1	5,15
16,00	24,897	6224,25	31866	3.25	141.39	3.1	3,51
20,00	24,897	6224,25	24398	3.25	141.39	3.1	2,17
24,00	24,897	6224,25	17925	3.25	141.39	3.1	1,16
28,00	24,897	6224,25	12448	3.25	141.39	3.1	0,47
32,00	24,897	6224,25	7966	3.25	141.39	3.1	0,11
36,00	24,897	6224,25	4481	3.25	141.39	3.1	0,09
39,00	24,897	6224,25	2520	3.25	141.39	3.1	0,06
42,00	24,897	6224,25	1120	3.25	141.39	3.1	0,05
45,00	24,897	6224,25	280	3.25	141.39	3.1	0,03
48,00	24,897	6224,25	0,00	3.25	141.39	3.1	0,00

## 9.2 Vérification des contraintes inférieures pour le demi-fléau :

Tableau 8.9. Valeurs de contraintes inférieures

X(m)	S(m <sup>2</sup> )	P(t)	M(t.m)	V(m)	I(m <sup>4</sup> )	e(m)	$\sigma_{sup}$ (Mpa)
0,00	24,897	6224,25	71700	3.25	141.39	3.1	-1,68
4,00	24,897	6224,25	60248	3.25	141.39	3.1	-1,39
8,00	24,897	6224,25	49792	3.25	141.39	3.1	-1
12,00	24,897	6224,25	40331	3.25	141.39	3.1	-1,79
16,00	24,897	6224,25	31866	3.25	141.39	3.1	-1,22
20,00	24,897	6224,25	24398	3.25	141.39	3.1	-0,75
24,00	24,897	6224,25	17925	3.25	141.39	3.1	-0,40
28,00	24,897	6224,25	12448	3.25	141.39	3.1	-0,16
32,00	24,897	6224,25	7966	3.25	141.39	3.1	-0,03
36,00	24,897	6224,25	4481	3.25	141.39	3.1	-0,029
39,00	24,897	6224,25	2520	3.25	141.39	3.1	-0,025
42,00	24,897	6224,25	1120	3.25	141.39	3.1	-0,019
45,00	24,897	6224,25	280	3.25	141.39	3.1	-0,015
48,00	24,897	6224,25	0,00	3.25	141.39	3.1	0,00

**Remarque :**

On remarque, d'après le tableau précédent que les contraintes trouvées sont largement inférieures aux contraintes admissibles, ce qui signifie que notre ouvrage travaille dans la sécurité.

➤ **Phase de service : Dans cette phase il y a deux vérifications à faire :**

- 1er cas où l'ouvrage ne subit aucune surcharge il est calculé sous l'effet des charges permanentes, c'est-à-dire la vérification à vide.
- 2eme cas où l'ouvrage est sollicité par son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation.

**Fibre supérieur :**

$$\sigma_{sup} = \frac{p}{s} + \frac{PeV}{I} = \frac{MV}{I} \leq \bar{\sigma}_{sup}:$$

$$\sigma_{sup} = \frac{p}{s} + \frac{PeV}{I} + \frac{MV}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

**Fibre inférieur :**

$$\sigma_{inf} = \frac{p}{s} + \frac{PeV'}{I} - \frac{MV'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ti}$$

On désigne par :

$M_{min}$  : Moment engendrer par les charges permanentes.

$M_{max}$  : Moment engendrer par les charges permanentes et toutes les surcharges.

S : Aire du voussoir.

$e_0$  : L'excentricité.

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

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

**Tableau 8.10. Vérification des contraintes en phase de service**

X(m)	S(m <sup>2</sup> )	P(t)	M(t.m)	V(m)	V'(m)	I(m <sup>4</sup> )	e <sub>0</sub> (m)	$\sigma_{ci}$ (Mpa)	$\sigma_{ts}$ (Mpa)
0,00	24,897	6224,25	71700	3.25	3,1	141.39	3.12	24,53	-1.65
4,00	24,897	6224,25	60248	3.25	3,1	141.39	3.12	25,29	-1,39
8,00	24,897	6224,25	49792	3.25	3,1	141.39	3.12	28,45	-1,15
12,00	24,897	6224,25	40331	3.25	3,1	141.39	3.12	21,97	-2,89
16,00	24,897	6224,25	31866	3.25	3,1	141.39	3.12	31,79	-2,29
20,00	24,897	6224,25	24398	3.25	3,1	141.39	3.12	24,01	-1,75
24,00	24,897	6224,25	17925	3.25	3,1	141.39	3.12	59,21	-1,29
28,00	24,897	6224,25	12448	3.25	3,1	141.39	3.12	20,47	-8,99
32,00	24,897	6224,25	7966	3.25	3,1	141.39	3.12	11,23	-5,78
36,00	24,897	6224,25	4481	3.25	3,1	141.39	3.12	33,05	-3,28
39,00	24,897	6224,25	2520	3.25	3,1	141.39	3.12	49,79	-1,87
42,00	24,897	6224,25	1120	3.25	3,1	141.39	3.12	59,65	-8,7
45,00	24,897	6224,25	280	3.25	3,1	141.39	3.12	65,59	-2,98
48,00	24,897	6224,25	0,00	3.25	3,1	141.39	3.12	67,57	-6,9

Remarque :On remarque d'après le tableau précédent que les contraintes trouvées sont admissibles est notre pont sera travailler en sécurité.

## 10 Conclusion :

Les nombres des câbles de fléau sont déterminés de façon approximative avec un moment issu d'un calcul manuel en considérant le demi-fléau comme une poutre consol. Ensuite nous

avons calculé les différentes pertes de précontrainte. Et enfin une justification des contrainte a été effectuée. Notons que les valeurs de l'effort de précontrainte seront utilisées dans le chapitre suivant.

# **CHAPITRE IX:**

## **Etude statique et Dynamique**

# 1 Etude statique :

## 1.1 Introduction :

L'analyse statique de pont est réalisée en adoptant les charges et surcharges déterminés auparavant. Les résultats de cette analyse sont illustrés par les figures et tableaux ci-dessous.

## 1.2 Les efforts internes au niveau tablier :

### 1.2.1 Les efforts internes dus au poids propre :

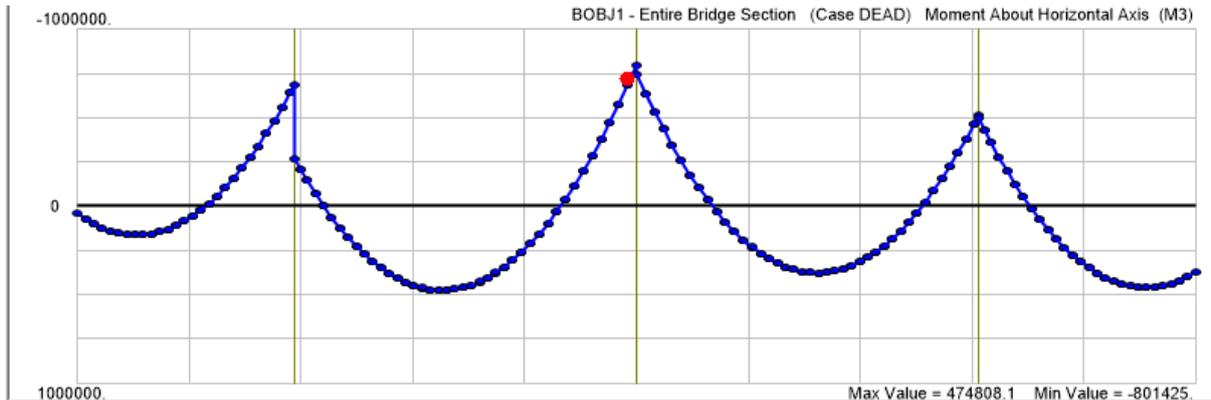


Figure 9.1. Diagramme des moments fléchissant due au poids propre

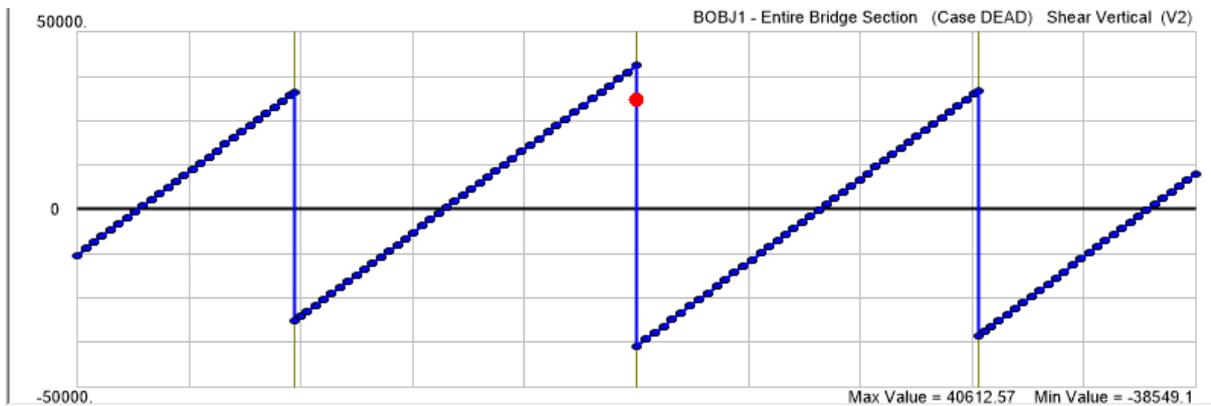


Figure 9.2. Diagramme des efforts tranchants Due au poids propre.

Tableau 9.1. Enveloppe Max et Min due au poids propre.

Effort internes	Valeur Max	Valeur Min
Moment fléchissant (KN. m)	474808.1	-801425
Effort tranchant (KN)	40612.57	-38549.1

1.2.2 Les efforts internes dus à la surcharge D240 :

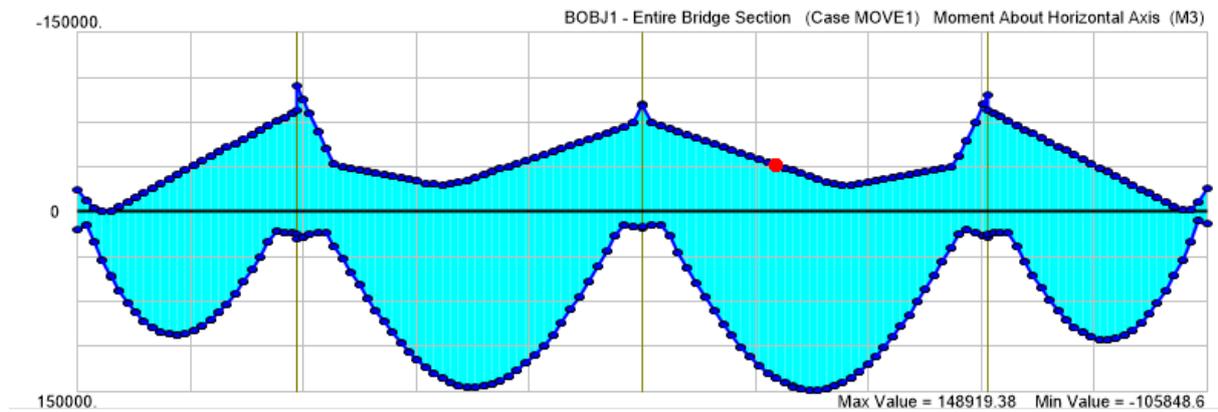


Figure 9.3. Diagramme des moments fléchissant Max et Min dû à la surcharge D240.

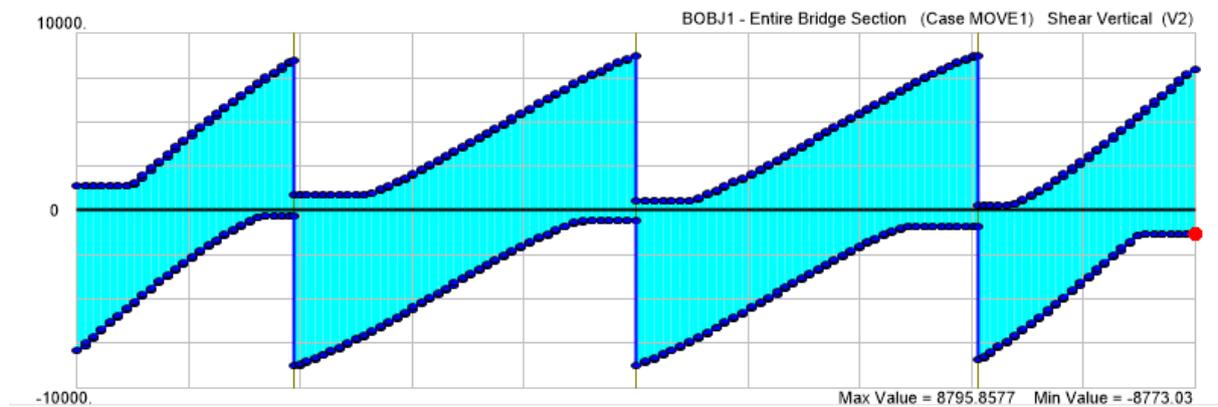


Figure 9.4. Diagramme des efforts tranchants Max et Min dû à la surcharge D240

Tableau 9.2. Enveloppe Max et Min Due à la surcharge D240

Effort internes	Valeur Max	Valeur Min
Moment fléchissant (KN. m)	148919.38	-105848.6
Effort tranchant (KN)	8795.8577	-8773.03

1.2.3 Les efforts internes dus à l'ELU :

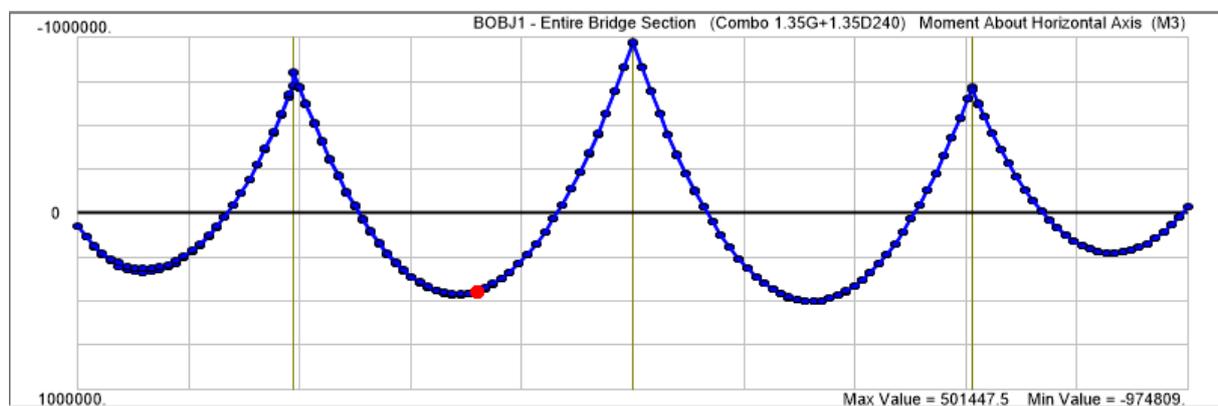


Figure 9.5. Diagramme des moments fléchissant Max et Min dû à l'ELU.

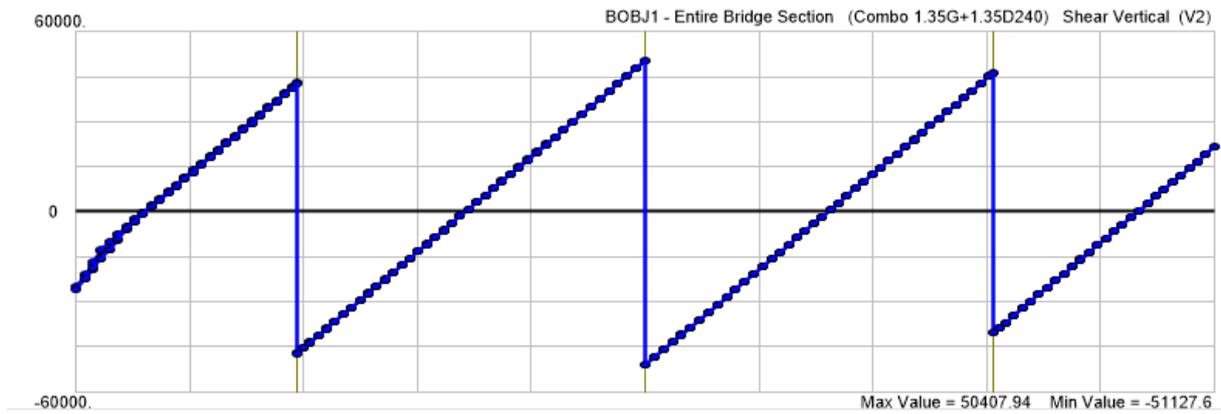


Figure 9.6. Diagramme des efforts tranchants Max dû à l'ELU

Tableau 9.3. Enveloppe Max et Min des efforts internes due à l'ELU.

Effort internes	Valeur Max	Valeur Min
Moment fléchissant (KN.m)	501447.5	-974809
Effort tranchant (KN)	50407.94	-51127.6

1.2.4 Les efforts internes dus à l'ELS :

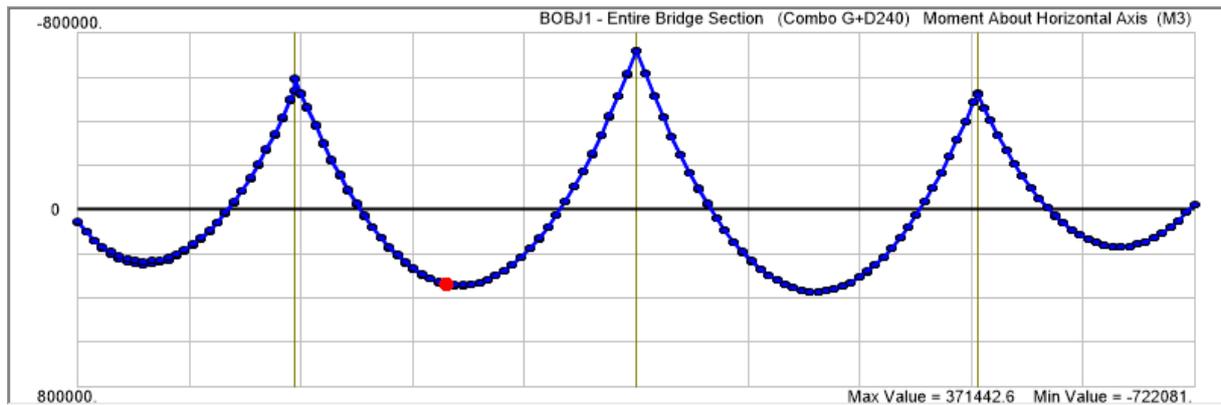


Figure 1.7. Diagramme des moments fléchissant Max et min due à l'ELS.

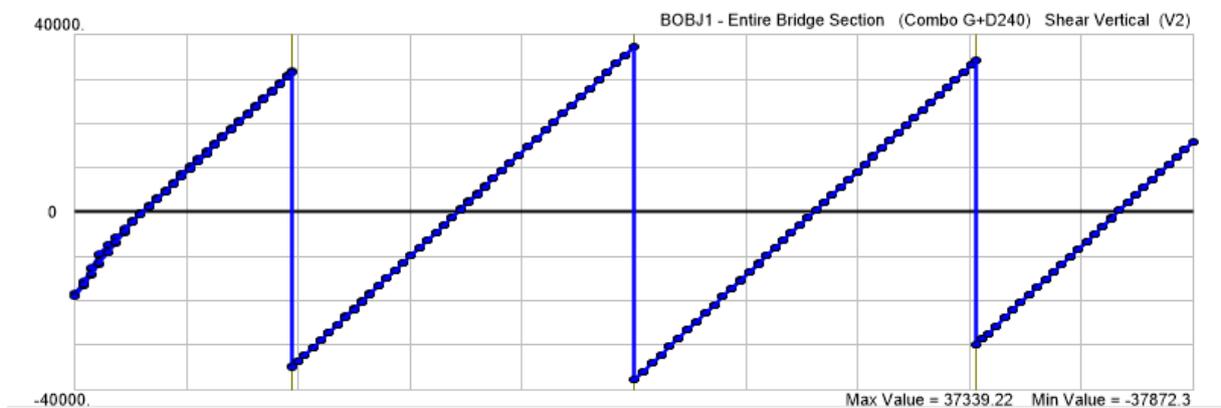


Figure 9.8. Diagramme des efforts tranchants Max due à l'ELS

Tableau 9.4. Enveloppe Max et Min due à l'ELS

Effort internes	Valeur Max	Valeur Min
Moment fléchissant (KN.m)	371442.6	-722081
Effort tranchant (KN)	37339.2	-37872.3

On observe que les combinaisons d'action fondamentales (ELU et ELS) produisent des moments fléchissant et efforts tranchants considérables. La valeur maximale du moment fléchissant est de 501447.5KN.m pour l'ELU. Notons que la charge mobile D240, toute seule, a généré un moment fléchissant considérable d'une valeur de 148919.38KN.m d'où la participation de ce dernier dans la combinaison d'actions ELU.

### 1.3 Les efforts internes au niveau des piles :

#### 1.3.1 Les efforts internes dus au D240 :

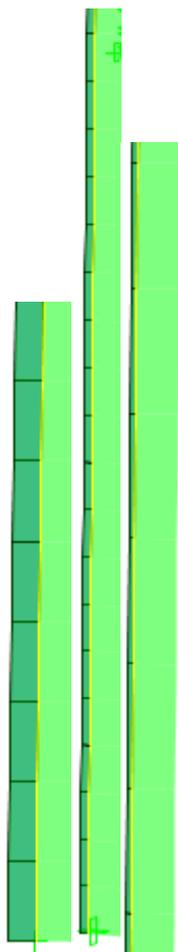


Figure 9.9. Diagramme de l'effort normal dû au D240

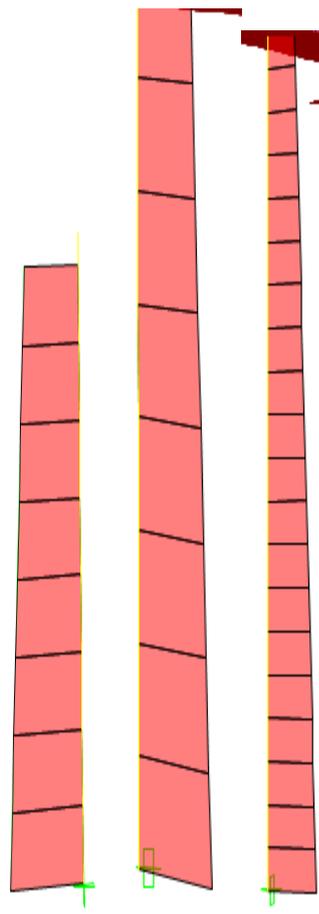


Figure 9.10. Diagramme de moment fléchissant dû au D240

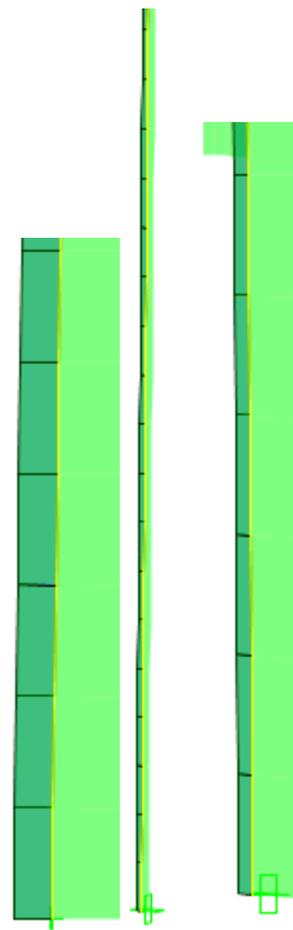


Figure 9.11. Diagramme de l'effort tranchant dû au D240

Tableau 9.5. Enveloppe Max et Min due à D240.

Effort interne	Valeur Max	Valeur Min
Effort normal(KN)	170.613	-916.368
Moment fléchissant (KN.m)	2319.714	-11768.2389
Effort tranchant (KN)	942.518	-276.272

1.3.2 Les efforts internes dus à l'ELU :

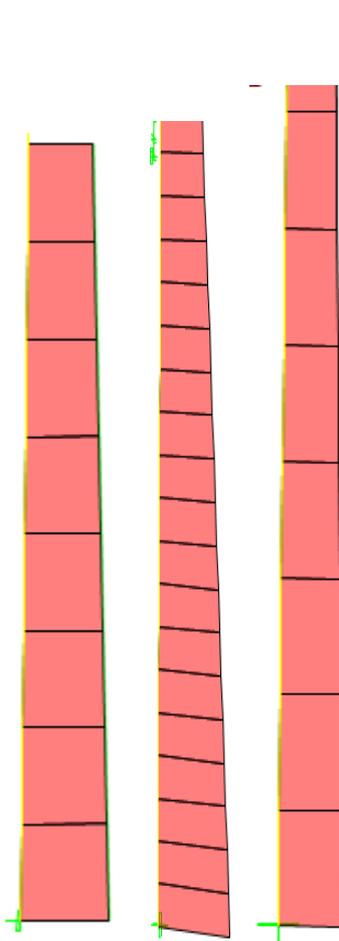


Figure 9.12. Diagramme de l'effort normal dû à l'ELU

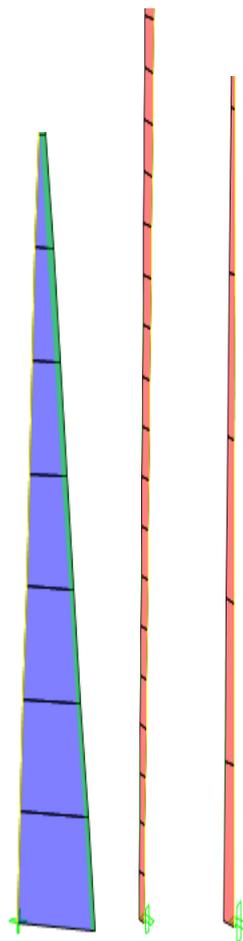


Figure 9.13. Diagramme du moment fléchissant dû à l'ELU

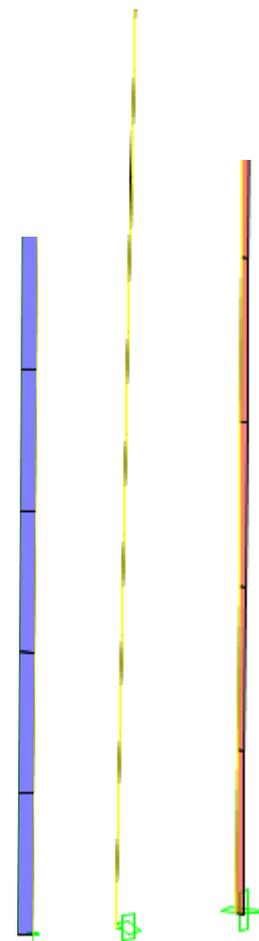


Figure 9.14. Diagramme de l'effort tranchant dû à l'ELU

Tableau 9.6. Enveloppe Max et Min due à l'ELU.

Effort interne	Valeur Max	Valeur Min
Effort normal	561.134	-203393.05
Moment fléchissant	73142	-180286
Effort tranchant	37014.5	-29684.35

1.3.3 Les efforts internes dus à l'ELS :

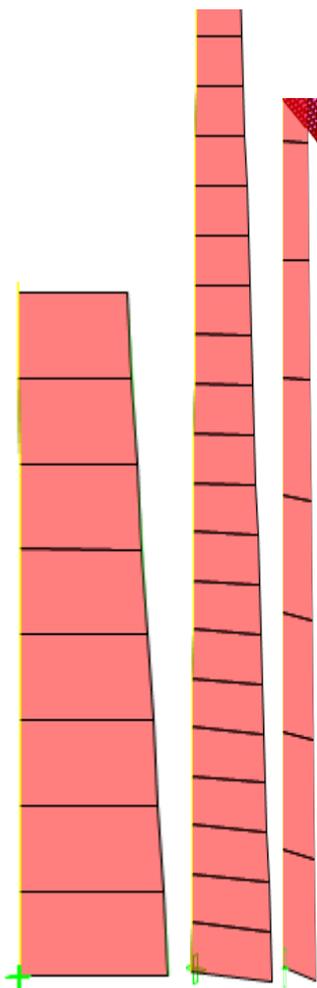


Figure 9.15. Diagramme De l'effort normal dû à L'ELS



Figure 9.16. Diagramme dû moment fléchissant à l'ELS

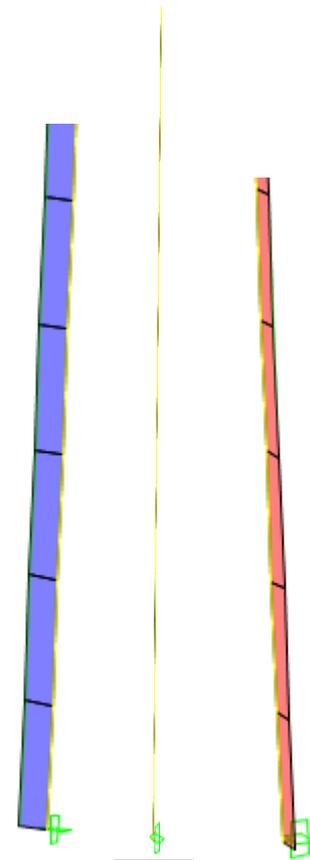


Figure 9.17. Diagramme de l'effort tranchant dû à l'ELS

Tableau 9.7. Enveloppe Max et Min due à l'ELS.

Effort interne	Valeur Max	Valeur Min
Effort normal	415.65	-150661.51
Moment fléchissant	54199.21	-13567.36
Effort tranchant	27418.13	-21988.41

Nous remarquons que l'effort normal issu de la combinaison d'action ELU est supérieur à celui développé par la charge mobile D240. La variation est de l'ordre de 76 %.

La combinaison d'action ELU donne un moment fléchissant supérieur à celui de la charge mobile D240 avec une différence de 93.92%. Notons que la charge mobile D240, toute seule, donne un moment fléchissant considérable, de l'ordre de 50% de celui issu de l'ELS.

## 2 Etude dynamique :

### 2.1 Introduction :

Le Règlement Parasismique Ouvrages d'Art Algérien (RPOA 2008) comporte des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité au dommage dus aux actions sismiques.

### 2.2 L'objectif :

L'objectif de cette étude est consacré à :

- Analyse modale (Modes propres de vibration).
- Analyse dynamique spectrale.
- Evaluation des sollicitations sous différentes combinaisons.

### 2.3 Classification des ponts : RPOA 2008

**Tableau 9.8. Classification des ponts.**

Groupe d'usage	importance
Groupe 1	Pont stratégique
<b>Groupe 2</b>	<b>Pont important</b>
Groupe 3	Pont d'importance moyenne.

Selon la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie, ce projet est implanté à Ain-Temouchent est en zone IIa.

### 2.4 Le coefficient d'accélération A :

Le coefficient A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

**Tableau 9.9. Coefficient d'accélération de la Zone.**

Groupe du pont	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	<b>0.20</b>	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.20

### 2.5 Classification des sites :

D'après le rapport géotechnique, le sol de fondation est classé dans la catégorie S3 (site meuble).

**2.6 Détermination des actions sismiques :**

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, les deux composantes horizontales et verticales sont considérées :

- **Composantes horizontales :**

Le spectre de réponse élastique Sae pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement ( $\zeta$ ) de l'ouvrage.

$$Sae(T, \zeta) \left( \frac{m}{s^2} \right) = \begin{cases} Ags \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta - 1) \right) & T \leq T_1 \\ 2.5 \eta Ags & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta Ags \left( \frac{T_2^2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3_s \\ 2.5 \eta Ags \left( \frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3_s \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur (g=9.81m/s<sup>2</sup>).

A : Coefficient d'accélérations (A=0.20)

S : Coefficient de site (donné dans le tableau 9.10)

T1, T2 : Période caractéristique associées à la catégorie de site (est donnée dans le tableau4)

$\zeta$  : Taux d'amortissement ; Pour le béton  $\zeta = 5$

$\eta$  : facteur de correction de l'amortissement ( $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)}$ ).

**Tableau 9.10. Valeurs de T1, T2 et S pour la Composante horizontale.**

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

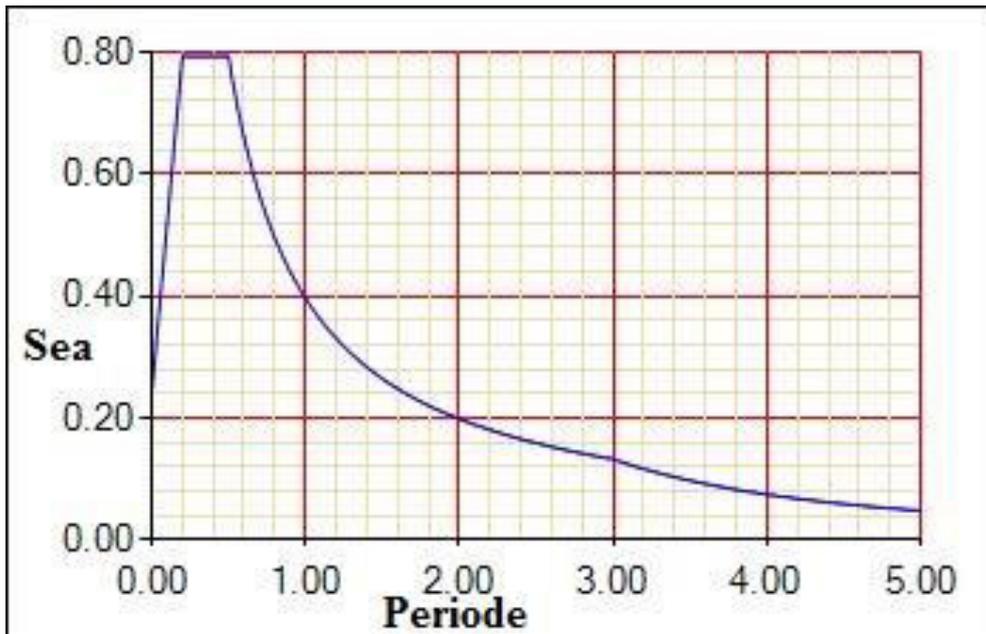


Figure 9.18 : Spectre de réponse élastique - composante horizontale

- Composantes verticales :

$$S_{ae}(T, \zeta)_{(M/s)} = \begin{cases} Ag\alpha \left(1 + \frac{1.5 T}{T_1}\right) & 0 \leq T \leq T_1. \\ 2.5 \alpha Ag & T_1 \leq T \leq T_2. \\ 2.5 \alpha Ag \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0_s \\ 2.5 \alpha Ag \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0_s \end{cases}$$

Tableau 9.11. Valeurs de T1, T2 et S pour les composantes verticales

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1	1	1

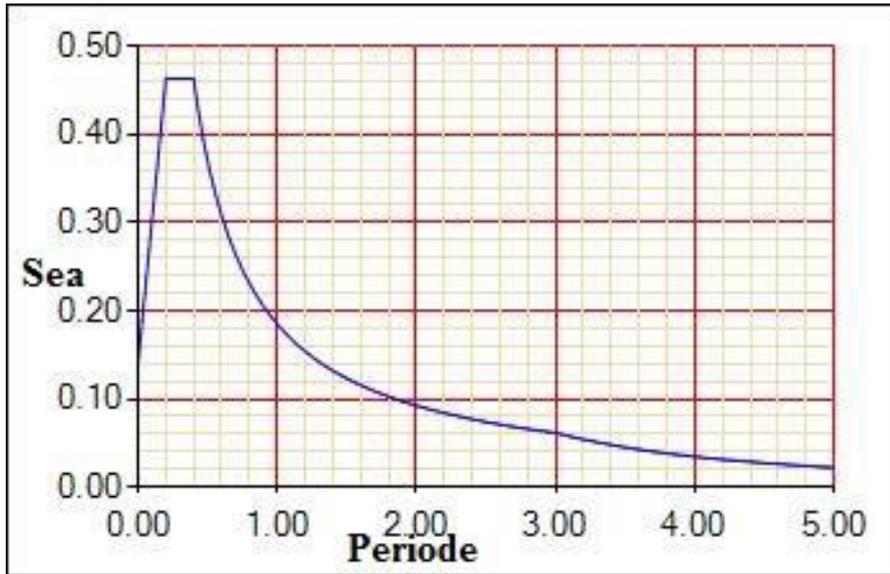


Figure 9.19. : Spectre de réponse élastique - composante verticale.

• Spectre de dimensionnement :

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique par un calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement (q) est donnée par :

$$S_{ae}(T, \zeta)_{(M/s)^2} = \begin{cases} 2.5 \eta A g s & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta A g s \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5 \eta A g s \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{5}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

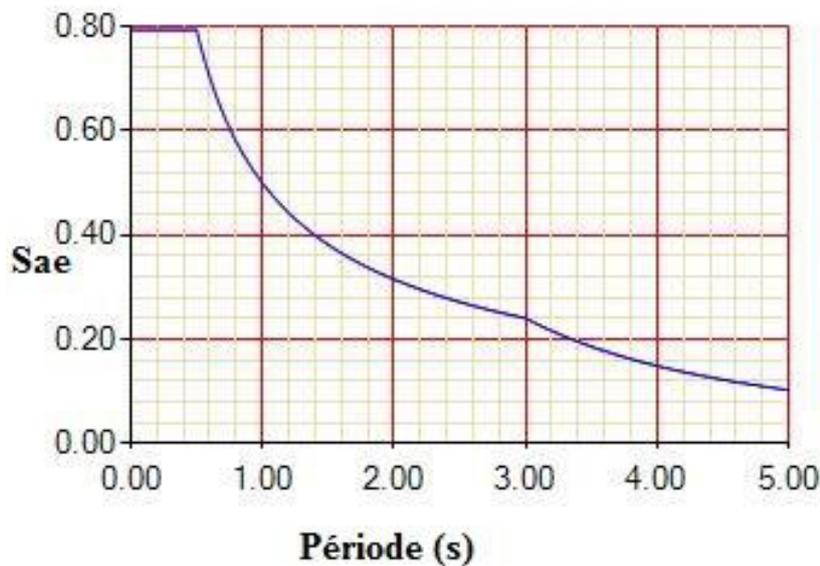


Figure 9.20. : Spectre de dimensionnement.

## 2.7 Les combinaisons de composantes de l'action sismique :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

- $SISM1 = G + E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$
- $SISM2 = G + E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$
- $SISM3 = G + E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$

## 2.8 Analyse Modale :

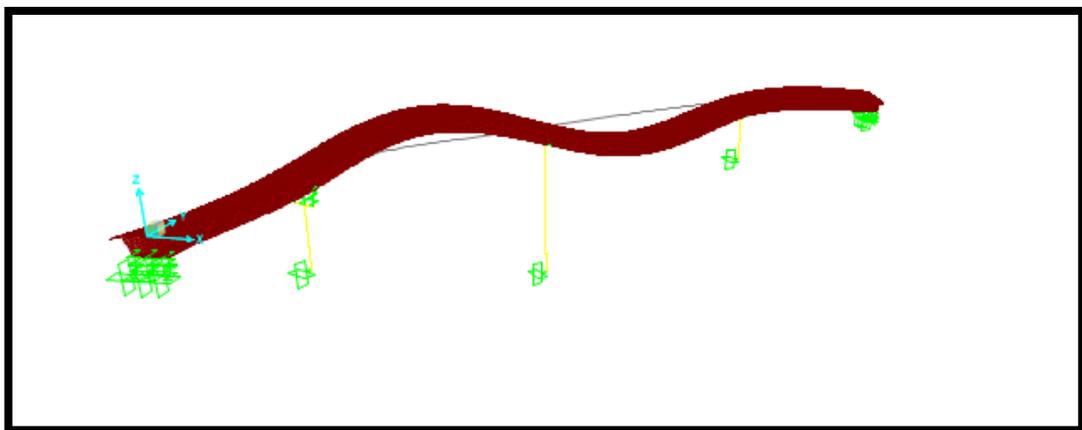
L'analyse modale permet d'identifier les paramètres structuraux dynamiques ou paramètres modaux d'une structure tels que : les fréquences de résonance, l'amortissement et les déformées modales.

L'analyse modale du viaduc étudié a été menée, en considérant 300 modes. Elle a ressorti les six premiers modes propres montrés par les figures ci-dessous. Le tableau 9.11 donne les périodes et les fréquences de ces six modes.

**Tableau 9.12. Périodes et Fréquences des six premiers modes**

	Périodes	Fréquences
<b>Mode 1</b>	0.642	0.025
<b>Mode 2</b>	0.581	0.251
<b>Mode 3</b>	0.464	0.259
<b>Mode 4</b>	0.419	2.386
<b>Mode 5</b>	0.318	3.143
<b>Mode 6</b>	0.304	3.283

 **Mode 01 : T=0.642s.**



**Figure 9.21. Mode 1**

Mode 02 :  $T=0.581s$ .

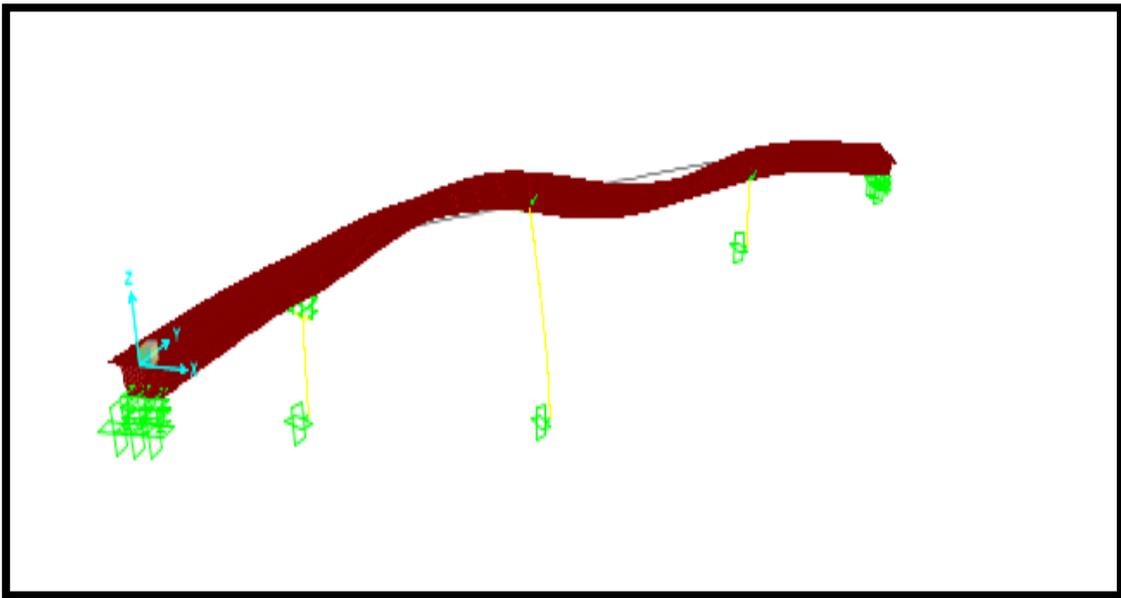


Figure 9.22. Mode 2

Mode 03 :  $T=0.464s$

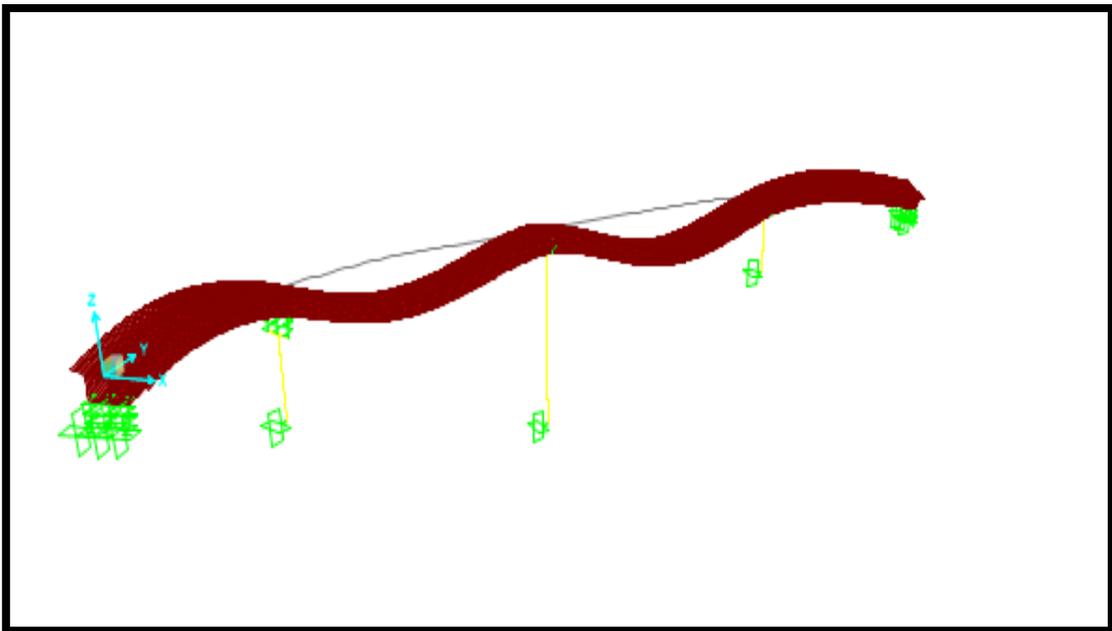


Figure 9.23. Mode 3

Mode 04 :  $T=0.419s$

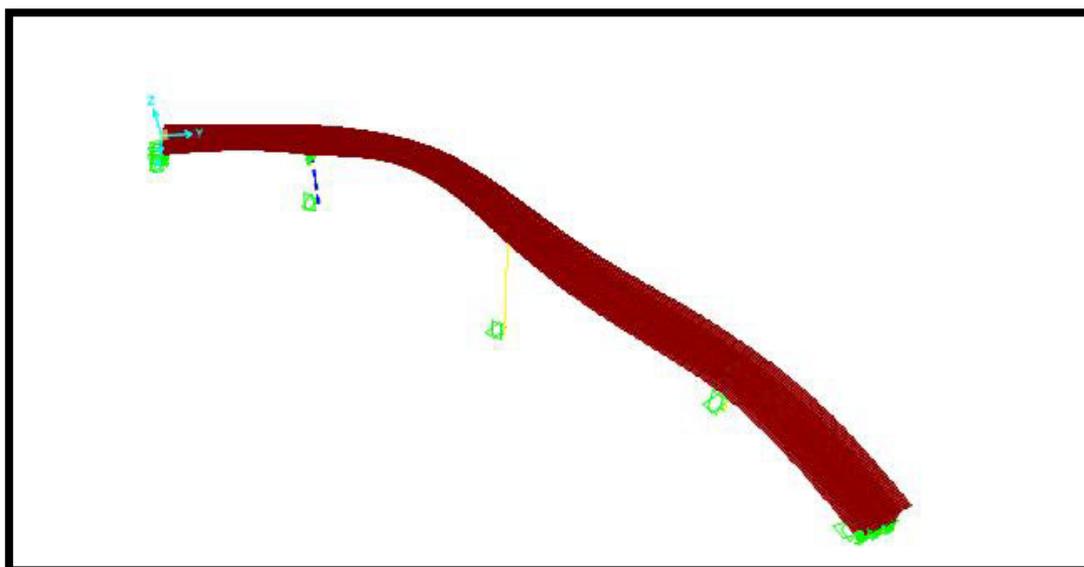


Figure 9.24. Mode 4

Mode 05 :  $T=0.318s$

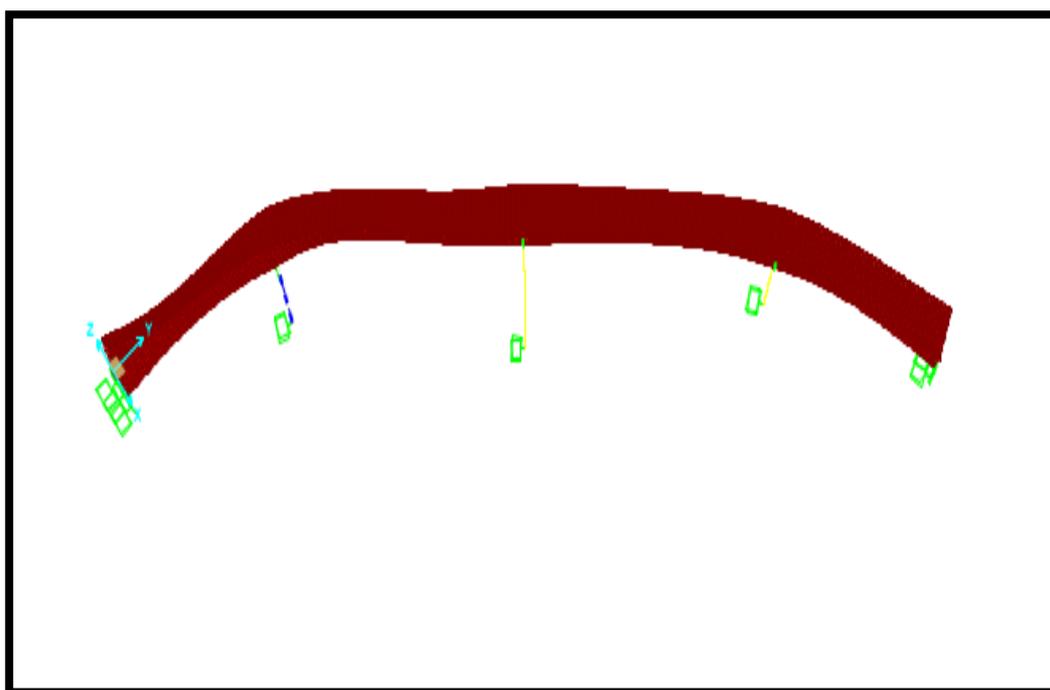


Figure 9.25. Mode 5

Mode 06 :  $T=0.304s$

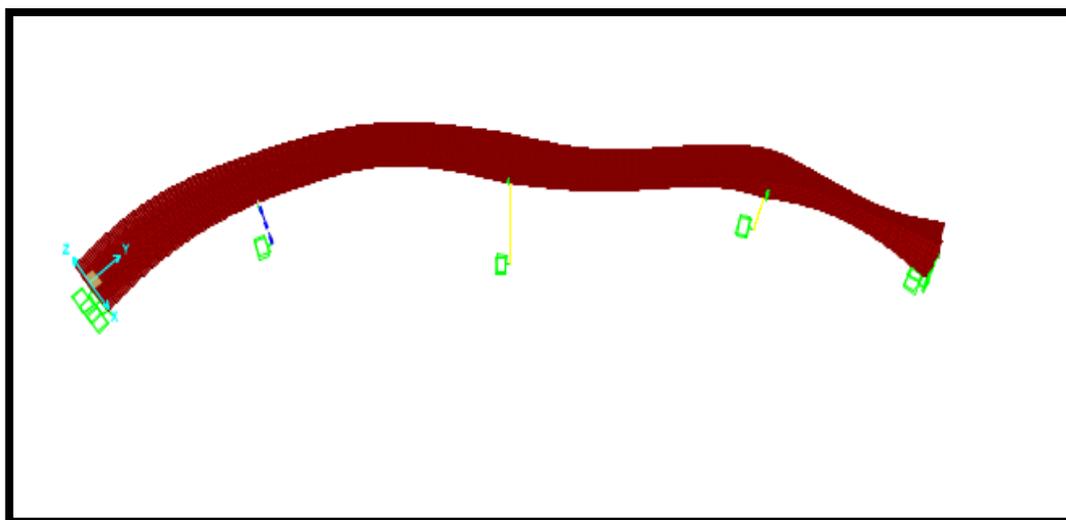


Figure 9.26. Mode 6

Conformément au règlement RPOA 2008, la condition de la participation massique par rapport à la masse totale de structure doit être vérifiée. Le tableau suivant donne pour chaque mode, la période, les déplacements horizontaux suivant X et Y, le déplacement vertical suivant Z et la participation massique pour les trois directions principales à savoir suivant les axes X, Y et Z.

**Tableau 9.13. Périodes, déplacements et facteurs de participations modales.**

N° Mode	période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.642558	0.00378	0.02552	0.00025	0.00378	0.02552	0.00025
2	0.581778	0.14988	0.22634	0.00172	0.15366	0.25186	0.00198
3	0.464474	0.00703	0.00784	0.14079	0.1607	0.25971	0.14277
.....							
269	0.029106	0.00832	0.00618	0.00003738	0.90021	0.89619	0.65067
270	0.029083	0.01002	0.00708	0.00003946	0.91023	0.90327	0.65071
271	0.028991	0.00013	0.00003203	0.00000231 7	0.91036	0.90331	0.65071
272	0.028854	0.00063	0.00005081	0.00116	0.91099	0.90336	0.65187
273	0.028778	9.776E-07	1.276E-07	0.00000073 6	0.91099	0.90336	0.65187
274	0.028745	0.000004743	0.000001247	0.00003681	0.911	0.90336	0.65191
.....							
291	0.027768	0.00001044	0.00006338	4.353E-08	0.91174	0.90588	0.65343
292	0.027616	9.046E-10	0.00176	0.00008811	0.91174	0.90764	0.65352
293	0.027603	7.139E-09	0.00007413	0.00000259 7	0.91174	0.90771	0.65352
294	0.02756	0.00000309	0.00001823	0.00000155 5	0.91174	0.90773	0.65352
295	0.027523	7.759E-08	3.111E-07	2.416E-08	0.91174	0.90773	0.65352
296	0.027459	4.644E-07	0.000001511	0.00000144 7	0.91174	0.90773	0.65352
297	0.027258	0.00001251	0.0000596	0.00025	0.91175	0.90779	0.65377
298	0.02723	4.011E-07	0.000000103	8.156E-08	0.91175	0.90779	0.65377
299	0.027185	0.00012	0.00003317	0.00001426	0.91188	0.90783	0.65379
300	0.027159	0.00001562	0.000008053	3.069E-07	0.91189	0.90783	0.65379

En effet, on distingue d’après le tableau 9.12 que :

- Les masses modales suivant Y à partir du mode 270 > 0.9 → **Condition vérifiée.**
- Les masses modales suivant X à partir du mode 269 > 0.9 → **Condition vérifiée.**

2.9 Les efforts internes des combinaisons accidentelles :

2.9.1 Les efforts internes de la combinaison sismique SISM1 :

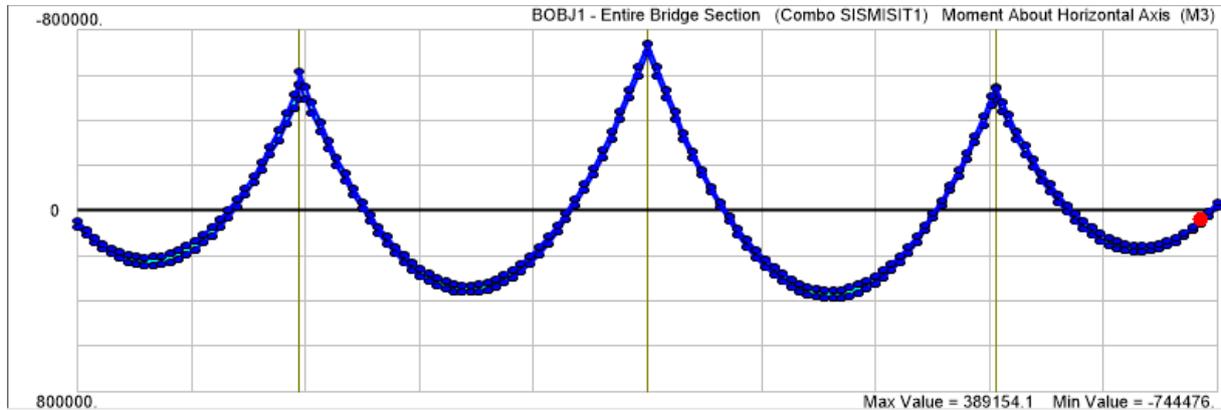


Figure 9.28. Diagramme des moments fléchissant de la combinaison sismique SISM1

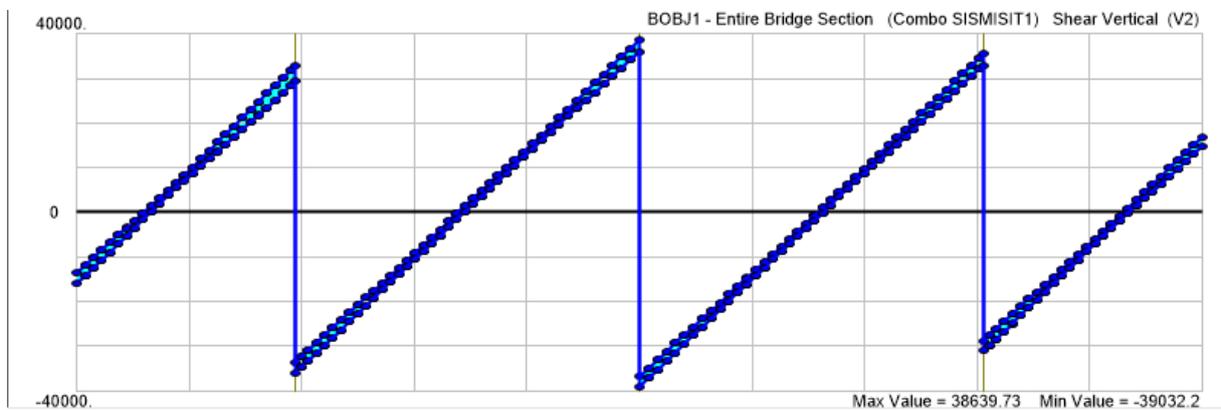


Figure 9.29. Diagramme des efforts tranchants de la combinaison sismique SISM1

Tableau 9.14. Enveloppe des efforts internes Max et Min due à SISM1.

Effort internes	Valeur Max	Valeur Min
Moment fléchissant (KN. m)	389154.1	-744476
Effort tranchant (KN)	38639.73	-39032.2

2.9.2 Les efforts internes de la combinaison sismique SISM2 :

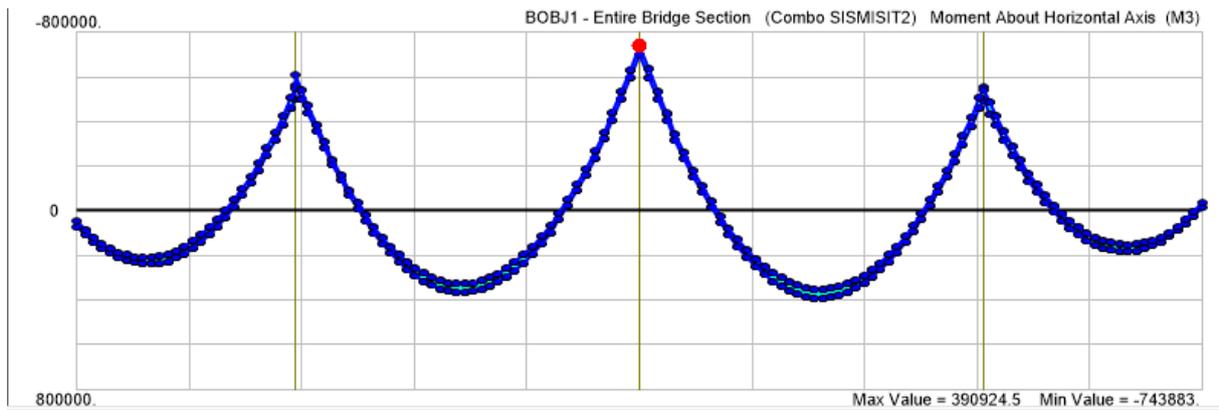


Figure 9.30. Diagramme des moments fléchissant de la combinaison sismique SISM2

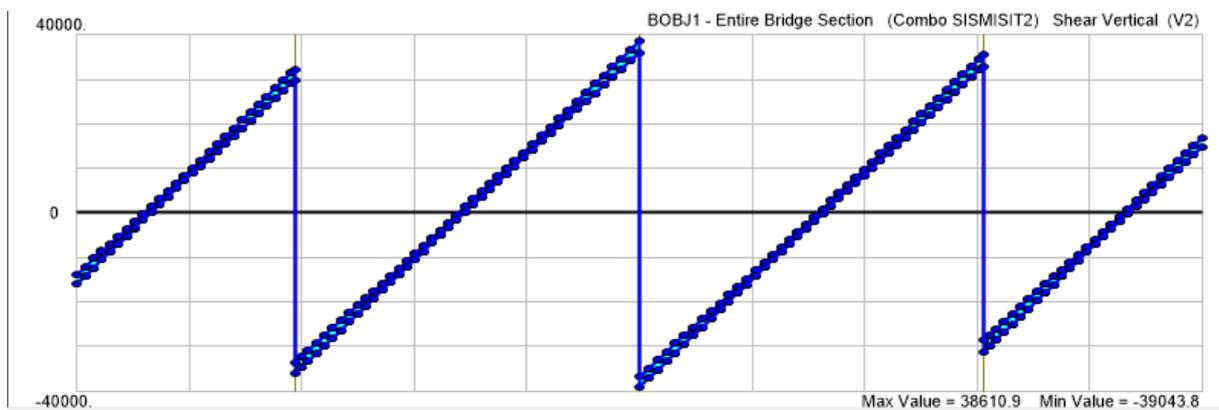


Figure 9.32. Diagramme des efforts tranchants de la combinaison sismique SISM2

Tableau 9.15. Enveloppe des efforts internes Max et Min due à SISM2

Effort internes	Valeur Max	Valeur Min
Moment fléchissant (KN. m)	390924.5	-743883
Effort tranchant (KN)	38610.9	-39043.8

2.9.3 Les efforts internes de la combinaison sismique SISM3 :

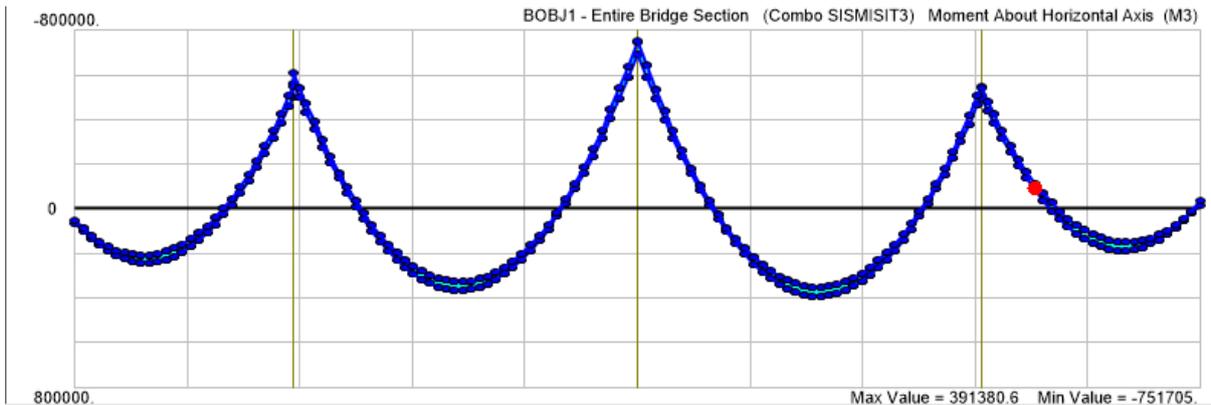


Figure 9.33. Diagramme des moments fléchissant de la combinaison sismique SISM3

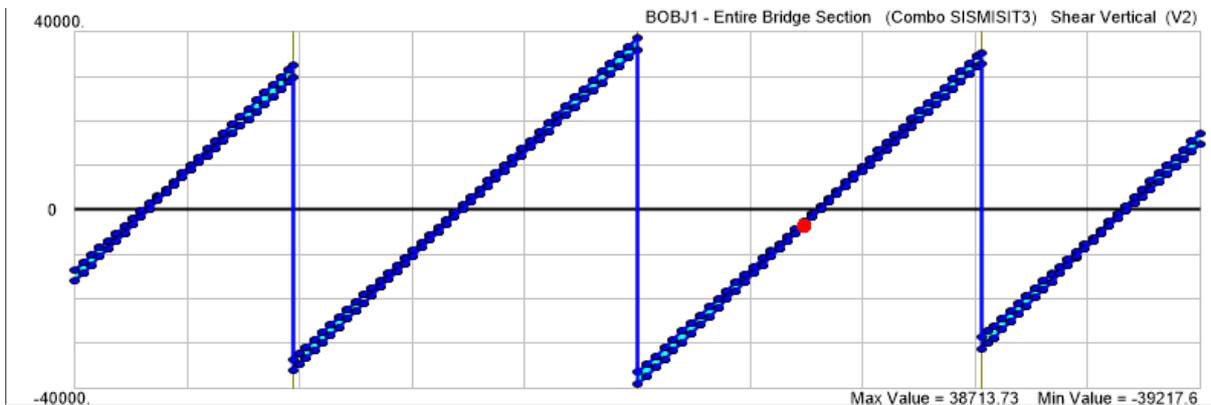


Figure 9.34. Diagramme des efforts tranchants de la combinaison sismique SISM3.

Tableau 9.16. Enveloppe des efforts internes Max et Min due à SISM3

Effort internes	Valeur Max	Valeur Min
Moment fléchissant (KN. m)	391380.6	-751705
Effort tranchant (KN)	38713.73	-39217.6

On remarque que les efforts internes des trois (3) combinaisons d'action accidentelle (SISM1, SISM2, SISM3) sont presque identiques.

D'après les résultats des analyses sismiques suivant les trois directions principales (suivant l'axe X, Y et Z), il s'est avéré que la combinaison accidentelle la plus défavorable pour le tablier est la combinaison SISM3.

Notons que la combinaison d'action qui prend en considération la composante verticale, à savoir SISM3 ( $G+0.3E_x+0.3E_y+E_z$ ), donne des efforts internes considérables par rapport au deux autres combinaisons d'action horizontales. Cela est dû à la longueur des travées.

#### 2.9.4 Les efforts internes au niveau des piles :

Il y a lieu de noter que l'allure des diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants au niveau des trois piles est identique, seules les valeurs changent. Par conséquent, nous nous limiterons à présenter un exemple graphique de diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants pour la combinaison d'action SISMI1 qui prend en considération la composante horizontale suivant l'axe X (SISMI1 :  $G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$ ).

Les valeurs maximales (positives et négatives) des moments fléchissant et efforts tranchants au niveau des piles sont donnés par les tableaux suivants :

**Tableau 9.17. Moments fléchissant Max et Min des combinaisons d'action accidentelles (KN.m).**

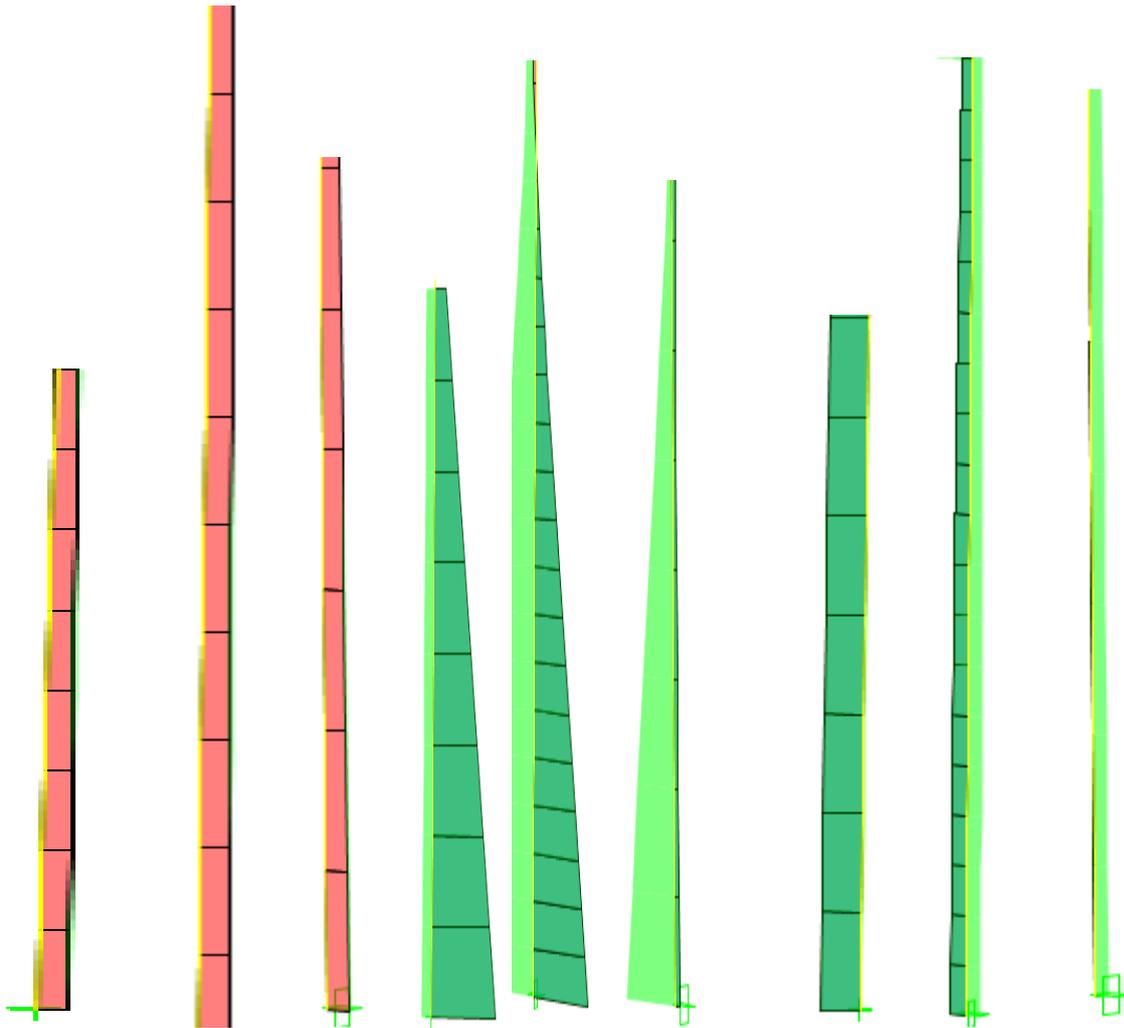
Combinaison d'action	Moment fléchissant Max	Moment fléchissant Min
SISMI1	238984.00	-178988.372
SISMI2	268866.02	-305297.098
SISMI3	127394.20	-163825.278

**Tableau 9.18. Efforts tranchants Max et Min des combinaisons d'actions accidentelles (KN).**

Combinaison d'action	Effort tranchant Max	Effort tranchant Min
SISMI1	28828.028	-23282.312
SISMI2	28758.323	-23216.785
SISMI3	28676.663	-23087.728

**Tableau 9.19. Effort normal Max et Min des combinaisons d'action accidentelles (KN).**

Combinaison d'action	Effort normal Max	Effort normal Min
SISMI1	1035.029	-152492.473
SISMI2	916.937	-152403.288
SISMI3	753.54	-153090.179



**Figure 9.35. Diagramme des efforts normaux de la combinaison SISM1**

**Figure 9.36. Diagramme des moments fléchissant de la combinaison SISM1**

**Figure 9.38. Diagramme des efforts tranchants de la combinaison SISM1**

D'après les résultats obtenus par le code de calcul CSI Bridge 2017, on déduit que le moment fléchissant maximum est donné par la combinaison d'action sismique SISM2 ( $G + 0.3E_x + E_y + 0.3E_z$ ) et l'effort tranchant maximum au niveau des piles est donné par la combinaison d'action sismique SISM1 ( $G + E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$ ). On constate que les valeurs de l'effort tranchant issu des deux (2) combinaisons d'action horizontale SISM1 et SISM2 se rapprochent. Donc on peut conclure que la direction de l'excitation sismique suivant l'axe Y est la plus défavorable au niveau des piles.

## 2.10 Comparaison entre l'analyse statique et dynamique :

Suite aux résultats des analyses statique et dynamique du pont étudié, nous dressons des tableaux comparatifs entre les efforts internes issus de la combinaison d'action fondamentale la plus défavorable, à savoir ELU et celle accidentelle et cela pour le tablier (voir tableau 9.19) et les piles (voir tableau 9.20).

**Tableau 9.20. Comparaison des combinaisons d'action fondamentale et accidentelle**

<b>Efforts internes</b>	<b>ELU</b>	<b>SISM3</b>
<b>Moment fléchissant</b>	501447.5	391380.6
<b>Effort tranchant</b>	50407.94	38713.73

Au niveau tablier, la combinaison d'action fondamentale ELU génère des efforts internes supérieurs que ceux développés par la combinaison d'action accidentelle SISM3 ( $G+0.3E_x+0.3E_y+E_z$ ). Ce surplus est de l'ordre de 22% pour les moments fléchissant. Nous estimons que cette différence est due principalement à l'effet de la charge mobile D240.

**Tableau 9.21. Comparaison des combinaisons d'action fondamentale et accidentelle**

<b>Efforts internes</b>	<b>ELU</b>	<b>SISM2</b>
<b>Moment fléchissant</b>	73142	268866.0198
<b>Effort tranchant</b>	37014.5	28758.323
<b>Effort normal</b>	561.134	916.937

Au niveau des piles, la combinaison d'action accidentelle SISM2 ( $G+0.3E_x+E_y+0.3E_z$ ) donne des moments fléchissant et efforts normaux supérieurs que ceux développés par la combinaison d'action fondamentale ELU ( $1.35G+1.35D_{240}$ ) avec un rapport de l'ordre de 4 pour les moments fléchissant. Par contre l'effort tranchant de la combinaison fondamentale ELU est plus importante que la combinaison accidentelle SISM2.

Nous estimons que cette différence est dû à la Hauteur des piles qui varie d'une à l'autre. Notons que pour les piles, l'effet de la charge mobile D240 n'est pas significatif. Cette cause donne que les efforts normaux développés pour les combinaisons d'action fondamentales et accidentelles sont très proches.

### 3 Conclusion :

L'analyse statique et dynamique du pont au PK 1+510 à la sortie du port de Beni SAF a été réalisée. Les résultats de ces deux analyses conduisent aux conclusions suivantes :

- La combinaison fondamentale la plus défavorable pour le tablier est la combinaison ELU (1.35G+1.35D240).
- Les efforts internes développés par le tablier en adoptant les combinaisons fondamentales sont très influencé par la charge mobile D240.
- La combinaison accidentelle la plus défavorable pour le tablier est la combinaison SISM3.
- Au niveau du tablier, les trois (3) combinaisons d'action accidentelle génèrent des efforts internes presque identiques.
- La combinaison d'action sismique suivant Y est la plus défavorable pour les piles, particulièrement en termes de moments fléchissant.
- Comparativement la combinaison d'action fondamentale ELU est plus importante que celle de la combinaison d'action accidentelle. Cela est dû à la participation de la charge mobile D240.
- Au niveau des piles, une différence importante est constatée entre les résultats des combinaisons d'action accidentelle et fondamentale. Cela est dû à la hauteur des piles.

# **CHAPITRE X:**

## **Etude des culées**

## 1 La culée :

Les culées d'un pont assurent la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), transmettent les charges du tablier aux fondations et au sol support. Elles doivent être stables vis-à-vis des efforts verticaux mais aussi des efforts horizontaux sous le séisme.

Les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux. La stabilité externe de la structure de la culée est beaucoup plus importante que le calcul des sollicitations de la section.

Nos deux culées seront remblayées, car ce type de culé présente des avantages en terme de la constructibilité et de stabilité structurale.

Pour la culée de départ un mode de fondation profonde a été choisi et pour la culée d'arrivée une fondation superficielle est prévue en raison de la bonne portance du sol support.

### 1.1 pré-dimensionnement de la culée :

- **Mur de garde grève :**

Hauteur :  $H = \text{hauteur (dernier caisson)} + \text{hauteur (appareil d'appuis + dés d'appuis)}$ .

$$H = 6.5 + 0.6 = 7.1 \text{ m}$$

$$\text{Épaisseur : } e = \max(0.3 ; h/8) = \max(0.3 ; 0.88) = 0.88 \text{ m}$$

La longueur  $L$  correspond à la largeur du tablier, donc  $L = 21 \text{ m}$

- **Dalle de transition :**

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage)

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève.

$$\text{Longueur : } L = \min(6.00 \text{ m} ; \max(4 \text{ m} ; 0.6H)) = 5 \text{ m}$$

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de 0.4m, elle est ancrée dans le corbeau d'appuis par l'intermédiaire des goujons. Elle est mise en place avec une pente de 4.00%.

- **Le corbeau :**

$H_1 = 0.8\text{m}$

Epaisseur :  $e = 0.4\text{m}$

Longueur  $L_1 = 20.5\text{m}$ .

- **Mur en retour :**

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf en parti supérieur pour l'accrochage des corniches. L'épaisseur des murs en retour sont dimensionné en tenir en compte de la résistance mécanique.

L'épaisseur du mur en retour varie entre 30 et 40 cm. Donc on retient  $e = 40\text{cm}$

Sa longueur varie entre 7 et 8 m, on opte pour  $L = 8\text{m}$ .

- **Mur frontal :**

Le mur frontal est voile épais dont l'épaisseur varie courante varie selon sa hauteur. Cette hauteur épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans des bonnes conditions, on cherchera autant que possible à centrer les descentes de charges du tablier dans l'axe du mur de front. [1k]

Hauteur :  $H = \text{hauteur de la culée} - \text{hauteur de (la dalle + appareil d'appuis + dés d'appuis)}$ .

$H = 10.5 - (6.5 + 0.6 + 1.5) = 1.9\text{m}$ .

Epaisseur  $e = 2.3\text{m}$ .

La longueur :  $c'$  est la largeur du tablier  $L = 21\text{m}$ .

- **Semelle :**

La semelle est fonction de la rigidité.

La largeur  $l = 6\text{m}$ .

La longueur  $L = 26.780\text{m}$

- **Le sommier d'appuis :**

Le sommier d'appuis est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils

d'appuis et la mise en place des vérins pour changer ces derniers. Les dés d'appareils d'appuis ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier, on laisse au moins 20cm.

Epaisseur : varie entre 0.60 à 1.40m on retient donc  $e=1.2m$ .

Longueur : la largeur du tablier  $L=21m$ .

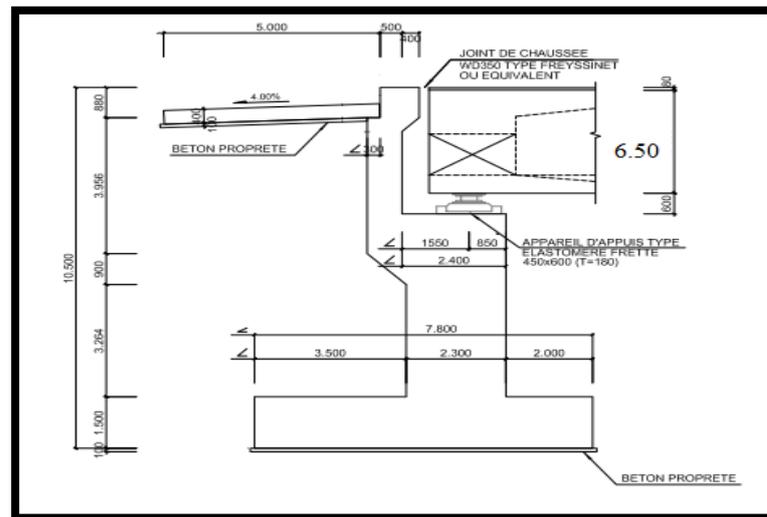


Figure 10.1. Vue frontale de la culée.

## 1.2 Calcul des sollicitations :

### 1.2.1 Généralité :

- Type de pont : Pont à poutre-caisson en béton précontraint.
- Portée :  $L = 70.000 m$ .
- Largeur de culée :  $B = 21 m$ .
- Hauteur de culée :  $H = 10.500 m$ .
- Type de fondation : Fondation superficielle.

### 1.2.2 Condition de charges :

- Poids volumique du béton armé :  $\gamma_b = 25.00 KN/m^3$ .
- Poids volumique des terres de remblaiement :  $\gamma_t = 18.00 KN/m^3$  avec  $\varphi = 35^\circ$
- Charges sur remblais :  $q_s = 10.00 KN/m^2$ .
- Le poids propre de la superstructure appliqué  $G = 518.67KN$ .
- Charges variable  $QR = 223.067 KN$ .

1.2.3 Hypothèse de section :

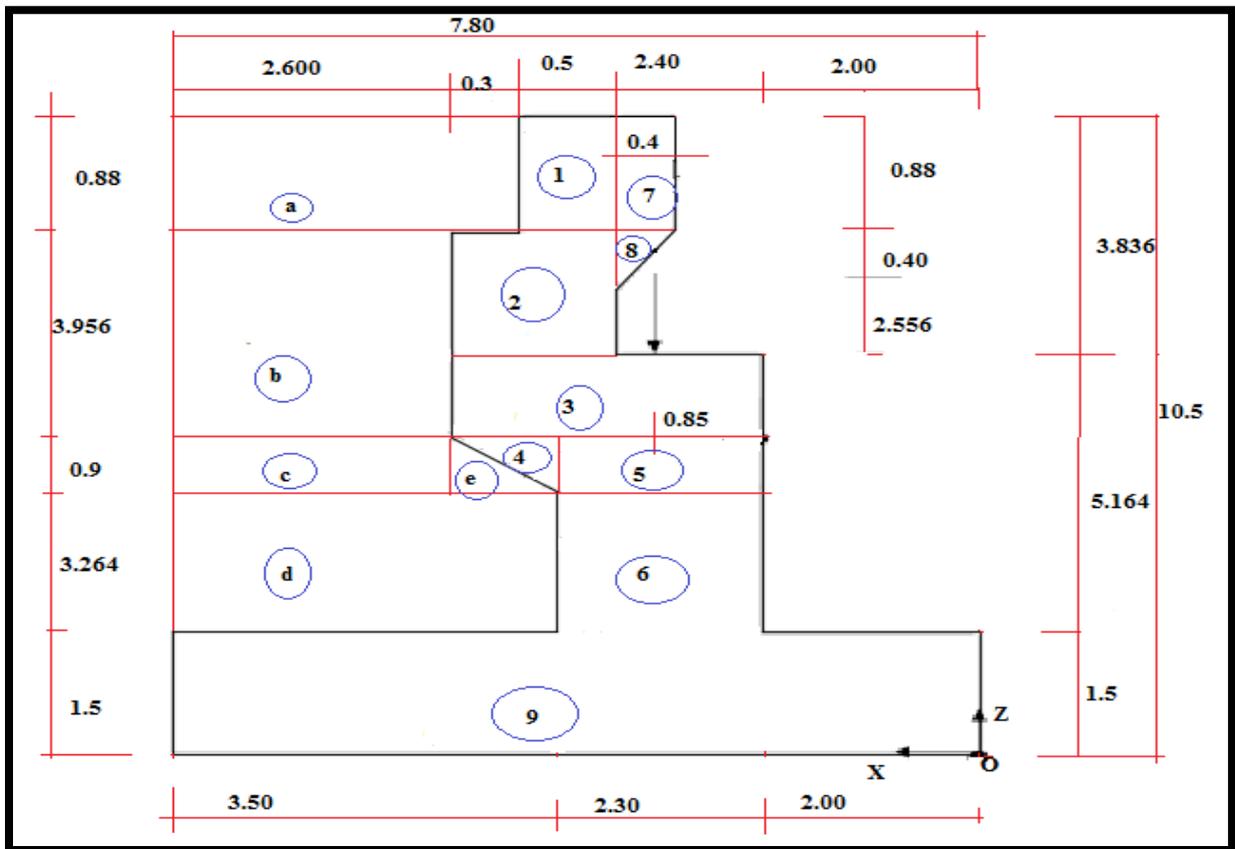


Figure 10.2. Diaphragme des sections

1.2.4 Calcul des efforts horizontaux :

Tableau 10.1. Efforts verticaux et horizontaux.

types	Numéro	Volume	Poids volumique	Effort normal	effort normal
		Ai	Y	Vi	$H_i = V_i \times A$
		KN	KN/m <sup>3</sup>	KN	KN
culées	1	$0.500 \times 0.880 = 0.440$	25	11	2.2
	2	$0.800 \times 2.956 = 2.365$	25	59.125	11.825
	3	$3.200 \times 1.000 = 3.200$	25	80	16
	4	$0.900 \times 0.900 \times 1/2 = 0.405$	25	10.125	2.025
	5	$2.300 \times 0.900 = 2.070$	25	51.75	10.35
	6	$2.300 \times 3.264 = 7.507$	25	187.675	37.535
	7	$0.400 \times 0.880 = 0.352$	25	8.8	1.76
	8	$0.400 \times 0.400 \times 1/2 = 0.080$	25	2	0.4
	9	$7.800 \times 1.500 = 11.700$	25	292.5	58.5
	total	27.687		702.975	140.595
Remblaiements	a	$2.900 \times 0.88 = 2.552$	18	45.9	9.18

	b	$2.600 \times 3.956 = 10.289$	18	185.202	37.0404
	c	$2.600 \times 0.900 = 2.340$	18	42.12	8.424
	d	$3.500 \times 3.264 = 11.424$	18	205.632	41.1264
	e	$0.900 \times 0.900 \times 1/2 = 0.405$	18	7.29	1.458
	total	27.007		486.144	97.2288
<b>Total</b>				<b>1189.11</b>	<b>237.8238</b>

Avec A : coefficient d'accélération = 0.20

**Tableau 10.2. Moment fléchissant par rapport à x et z**

Types	Numéro	Efforts normaux		Moment	
		Horizontal	Vertical	Mix	Miz
		Xi(m)	Zi(m)	KN. m	KN. m
Culées	1	4.65	10.06	51.15	22.132
	2	4.8	8.142	283.8	96.279
	3	3.6	6.164	288	98.624
	4	4.6	5.364	46.575	10.862
	5	3.15	5.214	163.013	53.965
	6	3.15	3.132	591.176	117.56
	7	4.2	10.06	36.96	17.706
	8	4.267	9.487	8.533	3.795
	9	3.9	0.75	1140.75	43.875
	<b>Total</b>			1609.304	464.798
Remblaiements	a	6.35	10.06	291.465	102.692
	b	6.5	7.642	1203.813	314.422
	c	6.5	5.214	273.78	48.803
	d	6.05	3.132	1244.037	143.12
	e	0.9	5.064	6.65	8.204
	<b>Total</b>			3019.745	617.241
<b>Total</b>				<b>4629.049</b>	<b>1082.039</b>

## 1.2.5 Poussée des terres :

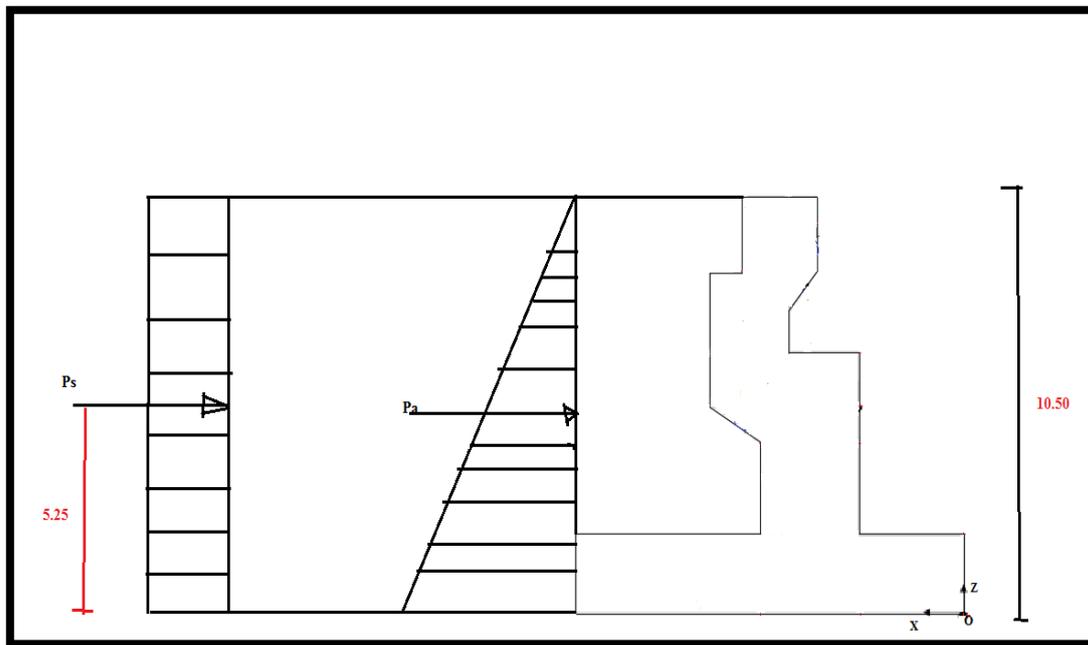


Figure 10.3. Poussée des terres et surcharge de remblais

- Coefficient de poussée de terre  $K_a$  :

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin 35}{1 + \sin 35} = 0.271$$

- Calcul de  $P_a$  et  $P_s$  :

$$P_a = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma_t \times H^2$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 0.271 \times 18 \times 10.5^2 = 269 \text{ KN/m}$$

$$P_s = K_a \times q_s \times H$$

$$P_s = 0.271 \times 10 \times 10.50 = 28.455 \text{ KN/m} \text{ avec } q_s = 10 \text{ KN/m}^2$$

- Charges sur remblais  $Q_1$  :

$$Q_1 = 2.90 \times 10.00 = 29.00 \text{ KN/m}$$

- Freinage :

Système Bc  $Fr(Bc) = 300KN$

Charges appliquée est =  $\frac{300}{21} = 14.28KN/m$ .

### 1.3 Récapitulatif des charges :

- Sous les charges normales :

ELS :

**Tableau 10.3. Charges normales à ELS**

charges			V (KN)	H (KN)	X (m)	Y (m)	Mr (KN. m)	Mo (KN. m)
<b>G</b>	G (superstructure)	1	518.67	/	2.664	/	1381.73	/
	Poids propre	1.06	745.15	/	3.71	/	2764.73	/
		1.05	510.54	/	6.271	/	3201.03	/
	poussée des terres	1.05	/	282.45	/	3.5		988.575
<b>G</b>			1774.36	282.45			7347.49	988.575
<b>Qr</b>	Système	1.2	267.68	/	2.85	6.664	762.888	/
	charges sur remblais	1.2	34.8	34.146	6.35	5.25	220.98	179.2665
	freinage	1.2	/	17.136	/	6.664	/	114.194304
<b>Qr</b>			302.48	51.282			983.868	293.460804

ELU :

**Tableau 10.4. Charges normales à ELU**

charges			V (KN)	H (KN)	X (m)	Y (m)	Mr (KN. m)	Mo (KN. m)
<b>G</b>	G (superstructure)	1	518.67	/	2.664	/	1381.73	/
	Poids propre	1.06	745.15	/	3.71	/	2764.73	/
		1.05	510.54	/	6.271	/	3201.03	/
	poussée des terres	1.05	/	282.45	/	3.5		988.575
<b>G</b>			1774.36	282.45			7347.49	988.575
<b>Qr</b>	Système	1.07	238.68	/	2.85	6.664	680.238	/
	charges sur remblais	1.07	31.03	30.44	6.35	5.25	197.0405	159.81
	freinage	1.07	/	15.28	/	6.664	/	101.82592
<b>Qr</b>			269.71	45.72			877.2785	261.63592

### 1.4 Combinaison d'action :

**Tableau 10.5. Combinaisons d'action ELU et ELS**

	ELS				
type	V (KN)	H (KN)	Mr (KN.m)	Mo (KN.m)	Rémarques
Cas 1	1774.36	282.45	7347.49	988.575	G
Cas 2	1955.84	313.21	793.781	1164.65	G+0.6Qr
Cas 3	2076.84	333.732	8331.35	1282.03	G+Qr
	ELU				
Cas 1	2799.95	449.88	11235	1727.02	1.35G+1.5Qr

Cas 1 : combinaison quasi-permanent ;

Cas 2 : combinaison fréquente ;

Cas 3 : combinaison rare ;

Cas 1 à l'ELU est une combinaison fondamentale.

### 1.5 Vérification de la stabilité :

La culée doit être vérifiée sous trois (3) conditions qui suivent :

- Renversement,
- Glissement,
- Capacité portante.

Dans notre étude on va vérifier la stabilité vis-à-vis du renversement et de glissement :

#### 1.5.1 Stabilité au renversement :

$$\frac{M_r}{M_o} \geq 1.5$$

$$\frac{11235}{1727.02} = 6.5 \geq 1.5$$

Condition est vérifiée.

#### 1.5.2 Stabilité au glissement :

$$\frac{V}{H} \cdot \text{tg}35 \geq 1.5$$

$$\frac{2799.95}{449.88} \cdot \text{tg}35 = 4.35 \geq 1.5$$

Condition vérifiée aussi.

#### 1.5.3 Capacité portante :

$$e = \frac{B}{2} - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / \Sigma v$$

Soit la répartition des contraintes :

$$X = 3 * \left(\frac{B}{2} - e\right) < B \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$X = 3 * \left(\frac{B}{2} - e\right) > B \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdal.}$$

- Cas de répartition trapézoïdal :

$$e \leq \frac{B}{6} = 1.30$$

$$q_{max} = (V * (1 + (6e + B)))/BL$$

$$q_{min} = (V * (1 - (6e + B)))/BL$$

- Cas de répartition triangulaire :

$$e \geq \frac{B}{6} = 1.30 \text{ m.}$$

$$q_{max} = (2V/L)/(Lx).$$

$$q_{min} = (2V/L)/(Lx).$$

Nous avons trouvé X = 10.74 m supérieur à B qui égal à 7.80 donc

On prendre la répartition trapézoïdale.

#### Vérification à ELU :

Type	e	x	qmax	qmin	q' ref	répartition	qa	remarque
<b>Cas 1</b>	<b>3.9</b>	<b>10.74</b>	<b>392.258</b>	<b>235.28</b>	<b>353.01</b>	<b>trapézoïdal</b>	<b>818</b>	<b>CV</b>

## 2 Conclusion :

D'après le calcul de tous les charges la vérification de la stabilité de la culé est primordial à cela une vérification de stabilité a été mener vis-à-vis de renversement, glissement et la capacité portante. Notant que ces vérifications sont établies sous les charge normal.

# Conclusion Générale

## Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude portait sur une étude d'un viaduc courbé à poutre-caisson au pk 1+510 à l'entrée du port de Béni-Saf wilaya d'Ain-Temouchent.

Bien que les délais furent relativement courts pour permettre une étude plus détaillée du viaduc, nous avons élaboré et présenté un travail dans la meilleure forme possible.

Dans une première phase, une recherche bibliographique détaillée des travaux récents est menée qui touche l'étude de précontrainte et du comportement des viaducs vis-à-vis des actions statiques et dynamiques. Une généralité sur les ponts est présentée qui donne l'accent sur la terminologie, le critère de choix et la classification des ponts. Puis une présentation de projet a été effectuée. Cette présentation nous renseigne sur les différentes données (géotechniques, topographiques, fonctionnelles...etc.) de l'ouvrage.

La deuxième phase de ce travail est consacrée au choix de la meilleure variante et à sa conception. Nous avons conduit une analyse multicritères qui a permis de retenir la variante «Viaduc courbé à poutre-caisson construit en béton précontraint » au regard des grandes portée qu'elle procure, d'une vitesse d'avancement courte, de l'aspect esthétique, d'un cout moins élevé et surtout adapté aux courbes. Puis un calcul des charges et surcharges de cette variante a été effectué.

Un modèle tridimensionnelle en éléments finis a été élaboré et optimisé dans le but d'approcher le plus possible le comportement réel du viaduc vis-à-vis des chargements statique et dynamique. Notons que deux modèles ont été réalisés avec deux codes de calcul en éléments finis différent. Un premier modèle est établi à partir de sap2000 V14 avec un temps de calcul illimité. Nous estimons que cela est dû au fait que le tablier est considéré comme un élément solide et rendait le fichier très volumineux. A cet effet un deuxième modèle a été élaborer par le code de calcul en éléments finis Csi bridge2017. Contrairement au premier le tablier de celui-ci est considéré comme un élément Shell. Ce deuxième modèle a atteint un niveau optimal avec des résultats satisfaisants dans moins de temps.

Une étude de la précontrainte a été effectué pour déterminer les câble de fléau et leurs effort de précontrainte. Ces valeurs sont ensuite introduites dans le code de calcul Csi

Bridge 2017 pour déterminer les efforts internes du deuxième modèle (effort normal, l'effort tranchant et le moment fléchissant) dans l'étude statique et dynamique.

A l'issue de l'analyse statique du modèle tridimensionnel du viaduc courbé, il en ressort qu'au niveau du tablier, les combinaisons d'action fondamentales produisent des efforts internes considérables. Ainsi, la combinaison fondamentale la plus défavorable est la combinaison ELU (1.35G+1.35D240). Il y a lieu de noter que la participation importante de la charge mobile D240 dans la combinaison d'actions ELU.

L'étude sismique du viaduc courbé a donné Au niveau du tablier, les trois combinaisons d'action accidentelles génèrent des efforts internes presque identiques avec une légère prépondérance pour la combinaison d'action qui prend en considération la composante verticale. En effet, la combinaison d'action accidentelle la plus défavorable pour le tablier est la combinaison d'action SISM3 ( $G+0.3E_x+0.3E_y+E_z$ ). Cela est dû la longueur des travées et probablement à la forme arquée du viaduc.

A la suite de ce qui précède, une comparaison entre les résultats de l'analyse statique et celle sismique s'impose. En effet, La combinaison d'action fondamentale ELU génère des efforts internes supérieurs que ceux développés par les combinaisons d'action accidentelles. Cela est dû principalement à l'effet de la charge mobile D240 et la moyenne sismicité de la zone où l'ouvrage est implanté.

Pour les piles, le calcul statique du viaduc génère des efforts internes importants pour la combinaison d'action fondamentale ELU (1.35G+1.35D240). Notons que la charge mobile D240, toute seule, procure un moment fléchissant considérable, de l'ordre de la moitié de celui issu de l'ELS (G+D240). En plus, l'effort normal issu de la combinaison d'action ELU est supérieur de l'ordre de trois quart à celui développé par la charge mobile D240.

Au niveau des piles, la combinaison d'action sismique la plus défavorable en termes de moment fléchissant est celle qui prend en considération l'action sismique dans la direction de l'axe Y. Tandis que pour l'effort tranchant, la valeur la plus élevée est issue la combinaison d'action accidentelle SISM1 ( $G +E_x+0.3E_y+0.3E_z$ ).

Contrairement au tablier, la combinaison d'action accidentelle prenant en compte la composante horizontale suivant l'axe Y est plus défavorable par rapport à la combinaison

d'action fondamentale ELU au niveau des piles. Cela est dû à la hauteur non uniforme des piles. Ces derniers ne sont pas affectés par la charge mobile D240.

Un modèle en éléments finis doit représenter le plus fidèlement possible le comportement réel de la structure étudiée. En effet, le choix du modèle numérique dépend des types d'élément à considérer pour la structure (Shell, ou solide). Un élément Shell est un élément surfacique qui atteint un modèle optimal avec un temps de calcul moins couté.

A l'issus de l'étude de la culée, toutes les conditions des stabilités à savoir le renversement, le glissement et la capacité portante sont vérifiées.

L'élaboration de ce modeste travail nous a été bénéfique, et nous a apporté de nouvelles connaissances en matière de modélisation et analyse statique et dynamique d'un viaduc courbé à poutre-caisson.

Finalement nous osons espérer que ce modeste travail constituera une réelle proposition pratique d'étude du viaduc et qu'il ne restera pas uniquement au stade d'étude, mais sera pris en considération par les organismes concernés et servira en outre à l'élaboration de prochains projets de fin d'études.

# Références bibliographiques

## Références Bibliographiques

[1] : <https://www.cair.info>

Consulter le 06/03/2018 à 9heure 30 minute.

[2] : <https://fr.wikipedia.org/wiki/pont>

Consulter le 07/03/2018 à 15heure 27 minute.

[3] : <https://trid.trb.org/view/1034754>

Consulter le 14/03/2018 à 15h19 minutes.

[4] : **BENHELLAL Hocine et ZANE Chouaib (2017)**. « Etude d'un viaduc à poutres multiple de la voie expresse reliant Ain EL Hammam-Draa EL Mizan Wilaya de Tizi – Ouzou » Département de génies civil, Université Kasdi Merbah Ouargla.

[5] : **BOIRO Abdoulaye (2007)** « Dimensionnement du nouveau pont mixte de gouloumbou ». Département de génie civil université cheik anta diop de Dakar.

[6] : **MAHAMADOU Sacko Juin (2013)** « Construction d'un pont dans le cadre de projet de construction et des réhabilitations de la route BAMAKO-Segou ». Universitaire de 2IE Burkina-Faso.

[7] : **HARMOUCHE Abderrahmane, LAOFI Abdelghani Juin (2008)** « Etude d'un Pont Voussoirs Préfabriqués Sur la Deuxième Rocade D'ALGER OA 44.2 » Ecole Nationale des Travaux Publics. Kouba-Alger.

[8] : **BOUTERFASE Abdelkrim. (Septembre 2015)** « étude d'un pont en poutre précontrainte sur Oued Essam Wilaya de Naâma » Département de génies civil, Centre Universitaire BELHADJ BOUCHAIB d'Ain Témouchent.

[9] : **KHELLOUFI et TOUATI Mouloud (2008)** « conception et étude d'un viaduc en encorbellement sur le barrage de TAKSEBT » Ecole Nationale des Travaux Publics. Kouba-Alger.

[10] : **BENALI-Amar Mehdi et BOUCHAMA Mourad** « étude et la conception d'un pont sur la rocade sud d'Alger » Ecole Nationale des Travaux Publics. Kouba-Alger.

[11] : **HADJIRI Mustapha (Juin 2017)** « l'analyse statique et dynamique d'un viaduc ferroviaire mixte. Le viaduc localisé au PK 32+575 est de longueur de 501,4 m »

Département de génies civil, Centre Universitaire BELHADJ BOUCHAIB d'Ain Témouchent.

[12] : **SADALLAH Mohamed et BOUKACEM Hadjer (juin 2013)** « étude statique et dynamique d'un pont isostatique de l'échanger sur l'intersection de RN22 avec RN35 »

Département de génies civil, Université Abou BEKR BELKAID Tlemcen.

[13] : **BENKHEDDA et BENAYAD (2017)** « Analyse du comportement dynamique d'un viaduc à haubans implanté sur oued Dib à Mila »

Département de génies civil, Centre Universitaire BELHADJ BOUCHAIB d'Ain Témouchent.

[14] : **BAATOUT Mohamed (2011)** « conception et étude d'un viaduc de franchissement construit par encorbellement successifs en côte d'ivoire »

Département de génies civil, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis.

[15] **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.

[16] **RPOA 2008** : règles parasismiques des ouvrages d'Art.

[17] **Cahier des prescriptions communes ; fascicule 61 titre II** (texte 195-réédition 1981) programme de charges et épreuves des ponts routiers ;

[15] **SETRA** : service d'étude technique des routes et autoroutes, pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs.

