



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par :

- ***Guellouma Ilyes***
- ***Jaavar Moulay Zeine***

DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

FILIERE : TRAVAUX PUBLICS

OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ARTS

Thème

***Conception parasismique d'un pont à
plusieurs travées***

Soutenu le : 07 Juillet 2022

Devant le jury composé de :

Merrah Ahmed
Bellakehal Hizia
Attia Bachiri
Nouari Rachidi

MCA Université de laghouat
MCA Université de laghouat
MCB Université de laghouat
MAA Université de laghouat

Président
Examineur
Encadreur
Co-Encadreur

Promotion : 2021-2022

الملخص

الغرض من هذه الأطروحة هو عمل تصميم زلزالي ودراسة وسطية (بارامتريّة) لجسر متعدد الإمتدادات ، يقع بمنطقة زلزالية عالية الشدة فوق أرضية ضعيفة الخصائص . تم إعداد نمذجة رقمية باستخدام برنامج CSI-BRIDGE.

تم إعداد هذا العمل وفق محورين ، في المحور الأول ، قدمت دراسة تفصيلية تم تنفيذها على سلوك عناصر هذا المنشأ الفني وفقاً للضغوطات المختلفة: الأحمال الدائمة ، الأحمال الناتجة عن القوى الزائدة بسبب الازدحام المروري والمعدات ، والحوادث المفاجئة من النوع الزلزالي ...

في المحور الثاني ، أجرينا دراسة بارامتريّة لإستخلاص أمثل تصميم زلزالي ، تظهر النتائج التي تم الحصول عليها في هذا العمل أن الجسر ذو الركيزة الأساسية الممتد عرضياً مكون من جدار من الخرسانة المسلحة والجسر ذو ستة روافد ثانوية أكثر فائدة من حيث المقاومة الزلزالية.

الكلمات المفتاحية: جسر ; تصميم مضاد للزلازل بوشوفر; تحليل شكلي ; النظام المضاد للزلازل الخاص بالمنشآت الفنية 2008

Résumé

Le but de ce mémoire est de faire une conception sismique et une étude paramétrique d'un pont à plusieurs travées. Il s'agit d'une structure située dans une zone de sismicité élevée et un site meuble.

Nous avons poursuivi le dimensionnement de cet ouvrage et avons finalement obtenu un pont répondant dans la mesure du possible à toutes les conditions imposées. Dans ce travail on a élaboré, en première partie, une étude détaillée qui a été effectuée sur le comportement des éléments de cet ouvrage suivant les différentes sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et l'équipement, et les actions accidentelles de type sismiques... Dans la deuxième partie, nous avons mené une étude paramétrique pour dériver la meilleure variante. Les résultats obtenus dans ce travail montrent que la variante pile voile et 6 entretoises sont plus avantageuses en termes de demande sismique Pushover.

Mots clefs : Pont ; Conception parasismique ; Pushover ; Analyse modale ; RPOA 2008

Abstract

The purpose of this memory is to make a earthquake design and parametric study of a multi-span bridge. It is a structure located in a zone of high seismicity and a loose site.

We continued the design of this structure and finally obtained a bridge that met as far as possible all the conditions imposed. In the first part of this work, we carry out a detailed study of the behavior of the elements of the bridge according to various requirements: Dead loads, traffic actions and equipment overloads, and accidental actions of seismic type; In second part., we carried out a parametric study to derive the best design. The results obtained reveal that the variant rectangular bent and 6 diaphragms are more advantageous in terms of seismic demand.

Key words: Bridge; Seismic Design; Pushover; Modal Analysis; RPOA2008

Dédicace

A ma Chère Mère Fatiha

A mon Père Ben Youcef Dont le mérite, les sacrifices et les qualités humaines m'ont permis de vivre ce jour.

A ma Grand-mère Gaouta que Dieux paix a son âme .

A mon Frères et mes sœurs Achref ,Kaouthar,

A tous les gens m'aiment et mes amis.

Ilyes Guellouma

Je dédie ce modeste travail à : A mes parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour Dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A celui que j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet :et bien sur A mes frères, sans oublier mes grands-parents.

A toute ma famille, et mes amis, A mon binôme Ilyes et toute la famille Guellouma. Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

Jaavar Moulay Zeine

Remerciements

Tout d'abord nous remercions le bon ALLAH, tout Puissant, de la bonne santé, de la volonté et de la patience qu'il nous a accordé tout au long de nos études.

*Nous tenons à remercier cordialement, Notre cher encadreur Monsieur **ATIA Bachiri** et Notre cher co encadreur **NOUARI Rachidi** pour leur précieuse collaboration et leur pertinent conseil, qu'il n'ait cessé de nous donner tout au long de l'élaboration de ce modeste travail.*

*Nos plus vifs remerciements vont aux membres du jury. À monsieur **MERAH Ahmed**, de Nous avoir fait l'honneur de présider ce jury. À mademoiselle **Hizia Bellakehal** d'avoir accepté de juger ce travail et nous avoir fait l'honneur de participer au jury de ce mémoire.*

Enfin, nous remercions aussi tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Guellouma Ilyes et JAANVAR Moulay zeïne

Table des matières

المخلص	I
Résumé	II
Abstract	II
Dédicace	III
Table des matières	V
Liste des figures	VIII
Liste des tableaux	X
Liste des symboles et abréviations	XI
Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : Effets des seismes sur les ponts	2
I.1. Introduction :.....	3
I.2. Catégories des dommages subis par les ponts :.....	3
I.2.1. La perte d'assise :.....	3
I.2.2. La fragilité.....	6
I.2.3. La liquéfaction et tassement des sols.....	8
I.3. Philosophie de conception et critères de performances sismiques	9
I.3.1. Conception conventionnelle	9
I.3.2. Conception avec des technologies parasismiques	9
I.4. Conclusion.....	11
CHAPITRE II : Présentation du règlement parasismique algérien des ouvrages d'arts.....	12
II.1. Introduction	13
II.2. La structure du code parasismique des ouvrages d'art (RPOA 2008).....	13
II.3. Classification des ponts	14
II.4. Critères de performance structurale	14
II.4.1. Exigence de non effondrement (ELU)	14
II.4.2. Minimisation des dommages (ELS).....	14
II.4.3. Conception sismique des ponts	14
II.5. Détermination des actions sismiques	15
II.6. Méthodes d'analyses	16
II.6.1. Analyse spectrale monomodale (mode fondamental)	16
II.6.2. Analyse dynamique linéaire — Méthode du spectre de réponse	16

II.6.3.	Autres méthodes d'analyse.....	16
II.7.	Coefficient de comportement pour l'analyse non linéaire	16
II.8.	Procédure de dimensionnement d'un ouvrage multitravée	17
II.9.	Dimensionnement en capacité.....	22
II.10.1.	Choix du comportement	22
II.10.2.	Coefficient de comportement	22
II.10.3.	Ductilité globale et locale.....	23
II.10.4.	Dimensionnement.....	23
II.10.5.	Comportement ductile	24
II.10.6.	Dimensionnement en capacité d'une pile.....	24
II.10.	Conclusion.....	26
CHAPITRE III : Modélisation.....		27
III.1.	Introduction :	28
III.2.	Caractéristiques des matériaux	28
III.3.	Pré dimensionnement de tablier	29
III.3.1.	Largeur de tablier	29
III.3.2.	Longueur de travées	29
III.3.3.	L'épaisseur de la dalle.....	29
III.4.	Pré dimensionnement des poutres	29
III.4.1.	Espacement des poutres	29
III.5.	Evaluation des charges	29
III.5.1.	Charge Permanent	29
III.5.1.1.	Les éléments porteurs.....	29
III.5.1.2.	Les éléments non porteurs	30
III.5.2.	Calcul des surcharges routiers.....	32
III.5.2.1.	Système de charge A(1)	32
III.5.2.2.	Système de charge B	33
III.5.2.3.	Les charges militaires.....	36
III.5.2.4.	Vent	39
III.5.2.5.	Température	39
III.5.2.6.	Charge sismique :	39
III.5.2.7.	Les combinaisons de charges :	41
III.5.2.8.	Combinaison des composantes des actions sismiques :	42

III.6.	Modélisation CSI Bridge.....	42
III.6.1.	Modélisation du pont :.....	43
III.6.2.	Evaluation des efforts internes :.....	43
III.6.3.	Les moments fléchissant :.....	43
III.6.4.	Effort tranchant	47
	CHAPITRE IV : Etude paramétrique	52
IV.1.	Introduction.....	53
IV.2.	L'effet des entretoises	55
IV.2.1.	La variation de période :.....	55
IV.2.2.	Le déplacement	56
IV.3.	L'effet des piles.....	58
IV.3.1.	Sur la période :.....	59
IV.3.2.	Sur le déplacement	60
IV.5.	Conclusion :	65
	CONCLUSION GENERALE	66
	REFERENCES	67
	Annexe	69

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1: Déplacements transversaux des tabliers et destruction des butées lors des séismes de Boumerdès 2003 et El Asnam 1980	03
Figure I.2: Effondrement des tabliers lors des séismes de Northridge 1994 et San Fernando 1971	04
Figure I.3: Déplacements et effondrements des tabliers lors des séismes de Niigata 1964 et Kobé 1995.....	04
Figure I.4: Endommagement des piles lors des séismes de Northridge 1994 et Loma Prieta 1989.....	06
Figure I.5: Endommagement des piles lors du séisme de Kobé 1995	06
Figure I.6: La liquéfaction et tassement des sols lors des séismes de Niigata 1964, Loma Prieta 1989 et Northridge 1994	06
Figure I.7: Schéma d'un isolateur à base d'appui en élastomère avec noyau de plomb	07
Figure I.8: Schémas d'isolateurs à base de glissement	07
Figure I.9: Image d'amortisseurs sismiques.....	10
Figure I.10: Image de transmetteurs de chocs sismiques (TCS)	11

Chapitre II

Figure II.1: Procédure de dimensionnement d'un ouvrage multi travée.....	18
Figure II.2: Diagramme des combinaisons sismiques.	19
Figure II.3: Diagramme de la combinaison ELU-ACCIDENTEL	19
Figure II.4: Diagramme des déplacements différentiels	20
Figure II.5: Diagramme de combinaison – Effets inertiels-.....	21
Figure II.6: Diagramme des tassements	21
Figure II.7: Définition de la ductilité	23
Figure II.8: Zone critique	25
Figure II.9: Moments de dimensionnement en capacité	25

Chapitre III

Figure III.1: les sections des poutres.	29
Figure III.2: Coupe transversale du trottoir avec corniche.	30
Figure III.3: Disposition de système Bc.	34
Figure III.4: Disposition de système Bt.	35
Figure III.5: Disposition de système Mc120.	35

Figure III.6: Dimension système D.	38
Figure III.7: Représentation des étapes.	40
Figure III.8: Composante horizontale.	41
Figure III.10: CSI Bridge 23.	42
Figure III.11: Diagramme de Moment Max Due à la surcharge Bc+St.	44
Figure III.12: Diagramme de Moment Max Due à la surcharge Bc+St à L'ELS.	46
Figure III.13: Diagramme de Moment Max Due à l'action de séisme	47
Figure III.14: Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge Bc+St à l'ELU	48
Figure III.15: Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge Bc+St à l'ELS	50
Figure III.16: Diagramme de l'effort tranchant Due à l'action de séisme	51

Chapitre IV

Figure IV.1: Pile a 2 Fut.	54
Figure IV.2: Pile a trois fut.	54
Figure IV.4: Pile voile.	54
Figure IV.5: Variation de période en mode 1.	55
Figure IV.6: Variation de période en mode 2.	55
Figure IV.7: Variation de période en mode 3.	56
Figure IV.8: Variation du déplacement selon U_x	57
Figure IV.9: Variation de déplacement selon U_y	57
Figure IV.10: Variation de déplacement selon U_z	58
Figure IV.11: Variation de période en mode 1.	59
Figure IV.12: Variation de période en mode 2.	59
Figure IV.13: Variation de période en mode 3.	60
Figure IV.14: Variation de déplacement selon U_x	61
Figure IV.15: Variation de déplacement selon U_y	61
Figure IV.16: Variation de déplacement selon U_z	62
Figure IV.17: Courbes push-over effort tranchant à la base-déplacement au sommet	63
Figure IV.18: Courbes de fragilité	64

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II.1 : Classification des ponts	14
--	----

Chapitre III

Tableau III.1: Les charges des éléments porteurs	30
Tableau III.2: Les charges des éléments non porteurs	31
Tableau III.3: Les valeurs de coefficient a_1	34
Tableau III.4: Détermination de coefficient V_0 (RCPR)	34
Tableau III.5: Détermination de coefficient b_c	36
Tableau III.6: Le poids d'un essieu tandem	36
Tableau III.7: Détermination de coefficient b_t	37
Tableau III.8: Le poids d'un essieu tandem	38
Tableau III.9: Le chargement par chenille	39
Tableau III.10: Le chargement par remorque.....	40
Tableau III.11: Les combinaison des charges	45
Tableau III.12: Moment fléchissant dans les poutres en (MN.m).....	47
Tableau III.13: Moment fléchissant dans les poutres à ELU en (MN.m)	47
Tableau III.14: Moment fléchissant dans les poutres à ELS en (MN.m)	48
Tableau III.15: Moments fléchissant maximum à l'action sismique (MN.m)	49
Tableau III.16: Les efforts tranchants dans les poutres en (MN)	50
Tableau III.17: Les efforts tranchants dans les poutres à ELU en (MN).....	51
Tableau III.18: Effort tranchant maximum à l'ELS en MN	52
Tableau III.19: Effort tranchant maximum à l'action sismique en MN	53

Liste des symboles et abréviations

RPOA : Règles Parasismiques Applicables au domaine des ouvrages d'art

TCS : Transmetteur de choc sismique

A : Coefficient d'accélération de zone

ξ : Taux d'amortissement critique

ELA : Etat limite ultime

ELS : Etat limite de service

η : Facteur de correction d'amortissement

q : Coefficient de comportement

U_{tot} : Déformation totale

Sad(T) : Spectre de dimensionnement

Sae(T) : Spectre élastique

L_c : Longueur critique

h : Hauteur de la section

L : Longueur de l'élément

γ₀ : Coefficient de surcapacité

RP : Rotule plastique

N : Effort normal

M_{Rd} : Moment résistant de calcul

δ : Coefficient de majoration dynamique 3D : Trois dimensions

IO : Immediate Occupancy

Introduction générale

L'expérience des séismes anciens ou récents a mis en évidence les principales causes d'effondrement et de rupture des ponts, qui se traduisent par un déplacement relatif du tablier et des appuis, ainsi que par une rupture fragile de certains composants par manque de ductilité ou de confinement du béton.

Cela met en évidence la nécessité de prendre en compte le risque sismique dans le développement de projets structurels d'ingénierie.

De plus, la plupart des pays développés situés dans des zones sismiquement actives ont leurs propres codes sismiques pour les ouvrages d'arts.

A ce jour, les calculs sismiques des ouvrages d'arts algériens ont utilisé une méthode forfaitaire simplifiée. Récemment, le projet de code sismique de structure d'ingénierie RPOA a été développé pour une application en Algérie.

Il faut s'assurer que sous de telles contraintes déterminées, les parties fragiles de la structure sont bien protégées par la formation de rotules plastiques ductiles.

Le but de ce mémoire est de présenter d'abord le projet de code et de le relier aux développements récents d'autres codes qui existent dans certains pays. Évaluation qualitative des simulations informatiques des 7 ponts les plus courants pour quantifier l'effet des entretoises et l'effet de forme de la pile introduire des méthodes informatiques.

Par conséquent, notre travail est principalement divisé en deux parties :

La première section fournit un résumé des types de dommages subis par les ponts à partir des commentaires et des constatations lors de l'enquête post-séisme, aborde l'évolution des codes sismiques et met en évidence le projet de code sismique pour les œuvres d'art algériennes.

La deuxième partie est consacrée à la modélisation, l'analyse et l'étude paramétrique.

Donc dans ce travail nous utilisons directement les résultats de ce mémoire. Le contenu de ce mémoire est réparti en quatre chapitres :

Chapitre I Présente des post investigation d'effet des séismes sur les ponts. La conception avec des technologies parasismiques.

Chapitre II est consacré à la présentation du règlement parasismique des ouvrages d'arts algérien.

Dans le **Chapitre III** la modélisation, l'analyse de structure et présentation du logiciel **CSI-BRIDGE**

Chapitre IV traite une étude paramétrique entre 7 exemples des ponts pour quantifier l'effet de pile et l'effet des entretoises et l'analyse Pushover pour le tablier de 6 entretoises. En fin ce mémoire sera achevé par une conclusion générale

CHAPITRE I

EFFETS DES SÉISMES SUR LES PONTS

I.1. Introduction :

Les séismes peuvent gravement compromettre la fonctionnalité des ponts et causer de graves dommages à leurs principaux composants structurels, ce qui peut entraîner une défaillance structurelle.

Les tremblements de terre tels que celui de Loma Prieta (San Francisco, 1989), Northridge (Californie, 1994), et Kobé (Japon, 1995) ont touché aussi bien les structures d'habitation, que les ouvrages d'art tels que les ponts, dont certains sont considérés comme ouvrages stratégiques qui doivent en principe rester fonctionnels en cas de séisme.

Les différentes campagnes d'investigations post-sismiques réalisées sur les ponts, ont permis de constater que ceux construits dans des zones à forte sismicité continuent d'être vulnérables aux séismes et ce malgré les ajustements considérables apportés dans les normes de conception, ayant permis de corriger les lacunes majeures des éditions précédentes [1].

I.2. Catégories des dommages subis par les ponts :

Les informations collectées des séismes précédents ont aidé les ingénieurs à identifier et classer les types de dommages subis par les ponts en trois grandes catégories :

- La perte d'assise.
- La fragilité.
- Liquéfaction et tassement des sols.

I.2.1. La perte d'assise :

Sous une sollicitation sismique élevée causant la rupture des appareils d'appui, les butées de sécurité et de blocage s'engagent en jeu afin d'éviter les déplacements entre le tablier et ses appuis. Pourtant, il arrive que ces déplacements soient tellement importants qu'ils mènent à la ruine des butées qui stimule ainsi l'effondrement du tablier.

On peut citer comme exemples les différents cas suivants :

• En Algérie

Ces images présentent les dommages subis par les ponts lors des séismes, celui d'El Asnam en 1980 et celui de Boumerdes 2003. Ils sont réalisés en béton armé ou mixte (constitué de poutres métalliques) comme c'est le cas du pont El Harrach.



Pont Sur L'Oued Sebaou [12], Séisme de Boumerdes –Algérie 2003[27]



Séisme El Asnam –Algérie 1980 [26]

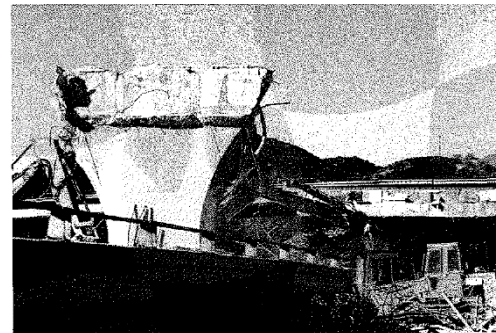
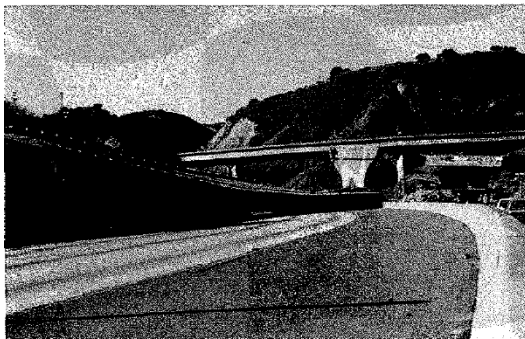


Pont Sur L'Oued Isser [12], Séisme de Boumerdes –Algérie 2003

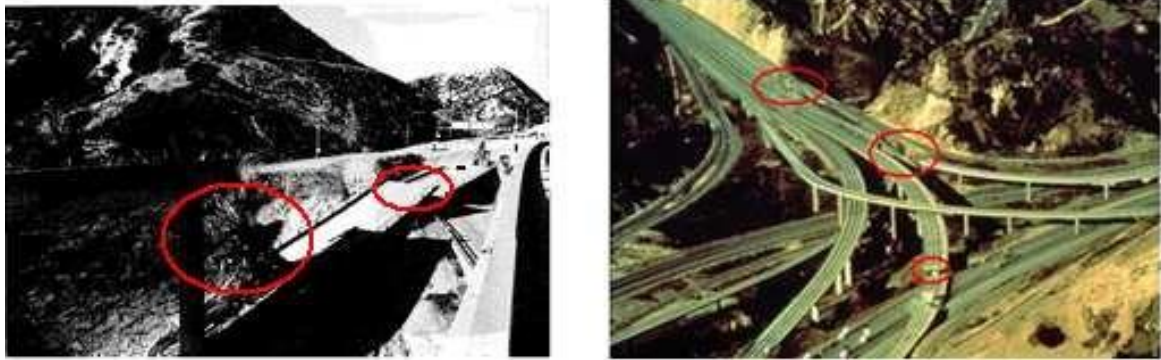
Figure I.1: Déplacements transversaux des tabliers et destruction des butées lors des séismes de Boumerdes 2003 et El Asnam 1980

• **Au Etats Unis**

On observe ici les dommages subis par trois ponts lors des séismes de San Fernando 1971 et Northridge 1994. Ces ouvrages ont été réalisés en béton précontraint.



Pont 14 South Connector [11], Séisme de Northridge –Los Angeles 1994



Pont 14 North Connector [11], Séisme de Northridge –Los Angeles 1994



Séisme de San Fernando –Californie 1971 [26]

Figure I.2: Effondrement des tabliers lors des séismes de Northridge 1994 et San Fernando 1971

• **Au Japon :**

Les dommages ci-dessous mis en évidence ont été constatés sur deux ponts lors des séismes. Celui de Niigata 1964 réalisé en béton précontraint et celui de Kobé 1995 conçu en charpente métallique.



Kobé 1995



Niigata 1964

Figure I.3: Déplacements et effondrements des tabliers lors des séismes de Niigata 1964 et Kobé 1995

I.2.2. La fragilité

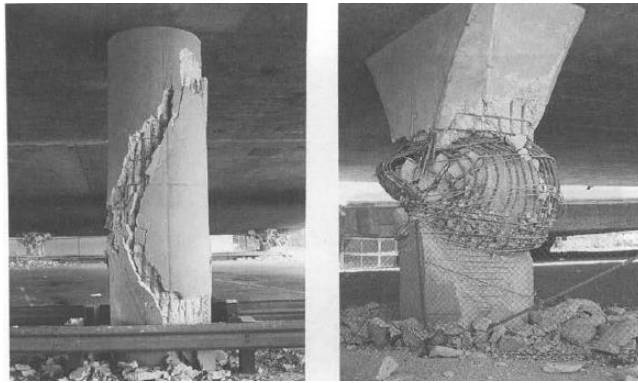
Lors des tremblements de terre, les piles sont les éléments structuraux les plus gravement endommagés, caractérisés par une série de défaillances dues à la combinaison de deux facteurs de flexion-cisaillement.

Le ferrailage transversal insuffisant des piles signifie qu'une bonne circonférence et une bonne ductilité ne peuvent être garanties. Ceci entraîne un éclatement du béton et un flambement des armatures longitudinales. [27]

On peut citer comme exemples les différents cas suivants :

• Au Etats Unis

Voici quelques ponts endommagés lors de Loma Prieta 1989, Northridge 1994 et San Fernando-California 1971. Ils ont une structure composée d'un tablier avec des poutres en post-tension supportées par des piles en béton armé.



Endommagement du poteau dû à une rupture par cisaillement séisme de San Fernando-California 1971



Pont 118/Bull Creek [11], Séisme de Northridge –Los Angeles 1994



Pont Cypress [26], Séisme de Loma Prieta–San Francisco 1989

Figure I.4: Endommagement des piles lors des séismes de Northridge 1994 et Loma Prieta 1989[27]

• **Au Japon**

Ces ponts ont été endommagés lors du séisme de Kobé 1995 sont en béton précontraint avec des piles en béton armé.



Séisme de Kobé –Japon 1995 [26]



Séisme de Kobé –Japon 1995 [26]

Figure I.5: Endommagement des piles lors du séisme de Kobé 1995

I.2.3. La liquéfaction et tassement des sols

Dans certains sols, une perte transitoire de résistance au cisaillement accompagnée d'une déformation de grande amplitude se produit sous l'influence de plusieurs cycles de déformation alternés à l'origine du séisme.

Les relevés post-séisme des ponts construits sur les sites touchés par ce phénomène ont révélé qu'ils avaient subi des dommages très importants, entraînant parfois leur destruction. [27]

On cite comme exemples les différents cas suivants :

- **Au Japon**



Séisme de Niigata –Japon 1964 [26]

- **Au Etats Unis**



Séisme de Loma Prieta–San Francisco 1989 [26]



Pont State 118/Mission Gothic [11], Séisme de Northridge –Los Angeles 1994

Figure I.6: La liquéfaction et tassement des sols lors des séismes de Niigata 1964, Loma Prieta 1989 et Northridge 1994

I.3. Philosophie de conception et critères de performances sismiques

Dans la conception sismique des ponts il est important d'avoir une vision claire sur leurs performances sismiques [3]. Le concept de base de la philosophie de conception et les critères de performances sismiques sont plus ou moins similaires pour tous les codes, selon lesquels sous des séismes faibles ou modérés, les ponts doivent résister en restant toujours dans le domaine élastique sans subir de dommages significatifs, et ceux exposés à des séismes majeurs ne doivent en aucun cas s'effondrer [4].

On peut classer les stratégies de conception parasismique des ponts en deux catégories : une conception conventionnelle et une conception utilisant des technologies parasismiques.

I.3.1. Conception conventionnelle

La méthode conventionnelle de conception parasismique consiste à assurer à la structure et à sa fondation une résistance suffisante pour reprendre les charges sismiques de façon sécuritaire et économique. Pour y arriver, les structures sont conçues de façon à dissiper l'énergie induite par le séisme de calcul à travers les déformations inélastiques concentrées dans des zones préalablement sélectionnées et détaillées à cet effet. Les zones de dissipation d'énergie par déformations inélastiques sont dites rotules plastiques. Elles sont typiquement situées à la base des unités de fondation au-dessus du niveau du sol et sont détaillées pour avoir un comportement ductile (avoir une bonne capacité de déformation inélastique sans dégradation importante de la résistance ou de la rigidité). Parce qu'elles sont difficiles à inspecter et à réparer, les parties des fondations situées sous le niveau du sol sont calculées pour demeurer élastique [9].

De cette façon, la structure y compris les éléments de fondation accessibles est conçue à un niveau de résistance de plusieurs fois inférieur aux forces sismiques élastiques (Demande en force si la structure est assez résistante pour demeurer élastique). Ceci revient à transformer la demande en force en une demande en ductilité qui se veut plus économique à assurer. Dans tous les Codes parasismiques, la réduction des forces élastiques est représentée par le coefficient de modification de réponse R . Ce coefficient, varie en fonction du type des éléments de fondation (redundance structurale, performance passée) et est directement et explicitement relié à des exigences concernant les détails des zones critiques de ces éléments de sorte à leur assurer un niveau de ductilité consistant avec la valeur de R utilisée [1].

I.3.2. Conception avec des technologies parasismiques

Le développement des techniques de calcul sur support informatique beaucoup plus puissantes qu'auparavant, la disponibilité d'installations d'essais tel que les simulateurs sismiques (tables vibrantes) ont favorisé l'émergence de ces technologies innovatrices dont les premières applications aux ponts rapportées en Amérique du Nord remontent seulement à la fin des années 80 et pour lesquelles des normes de calcul leur sont désormais mises en place.

Par ailleurs, la fin de la guerre froide vers le début des années 1990, a rendu possible le transfert de la technologie d'amortisseurs hydrauliques, initialement développé pour des besoins militaires, vers des applications en génie civil qui se voit soudainement profiter de progrès technologiques, accumulés pendant presque un demi-siècle [1].

Trois principales technologies parasismiques sont des plus utilisées sur les ponts, soit :

1- L'isolation sismique de la base à savoir les systèmes à base d'élastomère et à base de glissement (voir Figure I.7 et Figure I.8) [7].

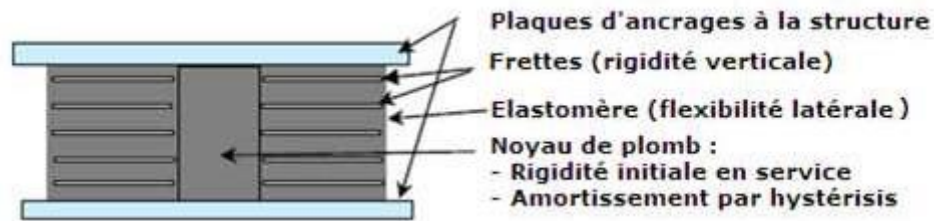


Figure I.7: Schéma d'un isolateur à base d'appui en élastomère avec noyau de plomb

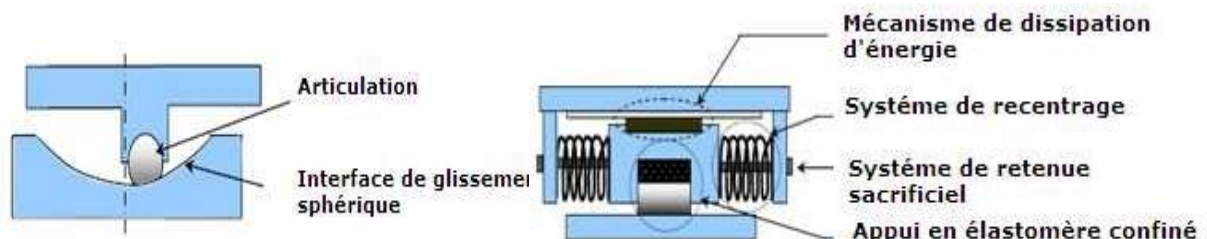


Figure I.8: Schémas d'isolateurs à base de glissement[27]

2- L'usage d'amortisseurs sismiques: Il s'agit d'ajouter à la structure qui comprend des appuis conventionnels (avec appuis fixes) un système de mécanisme de dissipation d'énergie afin d'absorber une partie importante de l'énergie sismique induite par le séisme et ainsi réduire l'étendue et la sévérité des dommages inélastiques dans celle-ci [7]. On distingue trois familles principales d'amortisseurs à savoir les amortisseurs hydrauliques ayant un amortissement visqueux, les amortisseurs à base de friction et les amortisseurs à base de comportement hystérétique dont l'amortissement est généralement de nature élasto-plastique [8].



Figure I.9: Image d'amortisseurs sismiques

3- L'usage de transmetteurs de chocs sismiques (TCS) : Même s'ils s'apparentent à la famille des amortisseurs hydrauliques visqueux, ils présentent un comportement fondamentalement différent et doivent être considérés comme une catégorie à part. L'idée derrière l'utilisation des

TCS consiste à augmenter la résistance de la structure aux forces sismiques en faisant participer les unités de fondation comportant des appuis mobiles. Pour ce faire, le TCS est installé parallèlement aux appuis mobiles du pont. Il se comporte comme un appui mobile, en opposant une faible résistance aux mouvements lents tel que ceux induits par les variations thermiques ou le fluage mais en transmettant les forces, à la manière d'un appui fixe, lorsqu'il est sollicité par un mouvement rapide tel que celui engendré par un séisme [8].



Figure I.10: Image de transmetteurs de chocs sismiques (TCS)

I.4. Conclusion

Les dommages aux ponts lors de séismes majeurs permettent aux ingénieurs de mieux comprendre leur comportement sismique et d'identifier les différentes pathologies et leurs causes. Ces dommages se répartissent en trois grandes catégories :

- La perte d'appuis,
- La fragilité,
- La liquéfaction et tassement des sols.

Pour répondre à cette problématique, de nouvelles méthodes de conception et des règles de calcul et de raffinement plus fines ont été introduites dans le code parasismique pour assurer une protection parasismique efficace de ces ouvrages.

CHAPITRE II

PRESENTATION DU REGLEMENT
PARASISMIQUE DES OUVRAGES
D'ARTS ALGERIEN

II.1. Introduction

Les ponts sont des structures vitales pour les systèmes de transport routier et ferroviaire d'un pays. Comme tous les ouvrages de génie civil, les ponts sont affectés par les séismes, et la construction de ces ouvrages en Algérie a longtemps été exemptée de la réglementation parasismique, permettant aux concepteurs d'ajuster la taille de ces ouvrages à leur juste valeur face aux séismes.

Par ailleurs, les experts ont mis en garde contre les dangers qui en découlent, compte tenu du grand nombre de cas de destructions et de débris observés en Algérie et dans le monde.

C'est dans ce contexte que le Département des Travaux Publics a lancé une initiative visant à développer un système de référence pour les applications sismiques afin de s'assurer que l'action sismique prévue de la structure est vérifiée, réduisant ainsi le risque de défaillance avec des séismes potentiels suffisamment faibles.

II.2. La structure du code parasismique des ouvrages d'art (RPOA 2008)

La structure du code sismique RPOA2008 est simple et on peut distinguer trois (03) grandes parties, à savoir : les ponts neufs, les tunnels et les ponts existants. Dans le cadre de ce travail, nous nous limiterons à étudier la première partie du code, le « nouveau pont », qui est structuré comme suit :

Des règles générales de conception sont données pour guider les ingénieurs dans la prise en compte du risque sismique dès la phase de conception du projet et dans la classification des ponts en fonction de leur importance et des exigences de base pour éviter l'effondrement et minimiser les dommages à rencontrer.

La deuxième partie traite des critères de classification des zones sismiques, et les facteurs d'accélération régionaux sont déterminés en fonction des groupes de ponts. Les sites d'implantation sont répartis en quatre catégories selon leurs caractéristiques géotechniques.

Pour le mouvement sismique de conception, la translation globale est définie par le coefficient d'accélération régional A , le spectre de réponse horizontale efficace pour les deux composantes horizontales du mouvement et le spectre de réponse verticale efficace pour la composante verticale du mouvement.

Le spectre ou dimension de réponse élastique y est défini et dépend de la classe de chantier, des coefficients de la zone A et du taux d'amortissement (ξ).

Déterminer le déplacement horizontal et vertical absolu selon le site, et déterminer le déplacement différentiel maximum selon le coefficient d'accélération de la zone A . La troisième partie traite des méthodes d'analyse d'ingénierie utilisant des calculs de spectre de réponse. Dans le cas de la conception élastique, le spectre élastique est utilisé et les forces ainsi obtenues sont directement utilisées pour déterminer les dimensions de la section.

Pour certains systèmes de contreventement, avec des dispositions structurelles spéciales, des calculs inélastiques peuvent être effectués pour réduire les forces sur une base fixe en utilisant une approche linéaire équivalente du spectre de conception.

II.3. Classification des ponts

Compte tenu du risque sismique, les ponts sont divisés en trois groupes, comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.1. Classification des ponts

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

II.4. Critères de performance structurale

II.4.1. Exigence de non effondrement (ELU)

Après un séisme, le pont doit maintenir son intégrité structurale et une résistance résiduelle adéquate, malgré le fait qu'en certaines parties du pont des dommages considérables puissent s'être produits.

Le pont doit pouvoir tolérer des dégâts, c'est-à-dire que les parties du pont susceptibles d'être endommagées par leur contribution à la dissipation d'énergie durant l'événement sismique, doivent être dimensionnées de manière que la structure puisse supporter les actions d'un trafic d'urgence et que l'inspection et les réparations puissent être effectuées facilement.

Dans ce but, la plastification en flexion de certaines sections (c'est-à-dire la formation de rotules plastiques) est permise dans les piles. Elle est en général nécessaire dans les régions de forte sismicité, afin de réduire l'action sismique de calcul à un niveau qui n'entraîne que des coûts de construction supplémentaires raisonnables.

Le tablier doit cependant se trouver prémuni vis-à-vis de la formation de rotules plastiques ainsi que de la perte d'appuis sous les déplacements sismiques extrêmes [24].

II.4.2. Minimisation des dommages (ELS)

Sous l'influence des séismes de projet (intensité plus faible mais fréquence plus élevée), l'ouvrage doit rester dans le domaine élastique (ELS) pour reprendre la circulation après une brève inspection.

Pour les ouvrages courants, les critères ELS sont couverts par les critères ELU.

Les parties du pont destinées à contribuer à la dissipation de l'énergie durant l'événement sismique de calcul, doivent subir uniquement des dégâts mineurs. Ceux-ci ne doivent entraîner ni réduction du trafic, ni nécessité d'effectuer des réparations immédiates [24].

II.4.3. Conception sismique des ponts

La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à sismicité faible ou modérée. Dans les zones à sismicité modérée ou forte, le choix du comportement ductile est en général approprié [24].

Son application doit être réalisée en fournissant une formation de mécanisme plastique fiable, ou en utilisant des dispositifs d'isolation et de dissipation d'énergie au fond. Si un comportement malléable est choisi, les points suivants doivent généralement être pris en compte :

- Le nombre d'éléments de support (piles et culées) pour résister aux forces sismiques longitudinales et transversales doit être sélectionné.
- En général, les structures continues fonctionnent mieux dans des conditions sismiques que les ponts avec de nombreux joints de dilatation
- La meilleure performance sismique post-élastique est obtenue si des rotules plastiques sont formées dans autant de piles que possible presque simultanément.
- Le nombre de piles résistant aux séismes peut être réduit en utilisant des connexions flexibles unidirectionnelles ou bidirectionnelles entre le tablier et les piles. L'utilisation de ces composants permet d'éviter des réactions significatives dues à une déformation contrainte, une distribution indésirable de l'action sismique et/ou des effets de conception de capacité.
- Il devrait généralement y avoir un équilibre entre les exigences de résistance et de déformation pour le contreventement horizontal. Une déformabilité élevée réduit le niveau d'action sismique de conception, mais augmente le mouvement des joints mobiles et des supports, et peut entraîner des effets de second ordre significatifs.
- L'emplacement du point de dissipation d'énergie doit être choisi de manière à pouvoir être inspecté et entretenu.
- Pour les ponts de grande longueur ou les ponts enjambant des sols hétérogènes, le nombre et l'emplacement des joints de dilatation intermédiaires doivent être déterminés.
- Dans le cas de ponts traversant une faille tectonique active potentielle, les discontinuités possibles dans le déplacement du sol doivent généralement être évaluées et prises en compte par une flexibilité appropriée de la structure ou par le placement approprié des joints de dilatation.
- La possibilité d'une liquéfaction du sous-sol devrait être étudiée.

II.5. Détermination des actions sismiques

L'action sismique est causée par le mouvement du sol et est considérée sous deux aspects :

- Translation globale dans chacune des trois directions de l'espace (tous les points au sol se déplacent en phase) ;
- Le déplacement différentiel d'un point au sol dans chacune des trois directions de l'espace.

Ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et des caractéristiques géotechniques et topographiques du site. Pour le mouvement sismique de calcul, la translation d'ensemble est définie par le coefficient d'accélération de zone A, un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse verticale valable pour la composante verticale du mouvement.

Le déplacement différentiel entre points du sol est défini par le même coefficient d'accélération de zone A.

Les spectres de réponses, élastiques ou de dimensionnement, dépendent de la catégorie du site de l'ouvrage, du coefficient d'accélération de zone (A) et du taux d'amortissement critique (ξ) par le biais du facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)}$ [24].

II.6. Méthodes d'analyses

II.6.1. Analyse spectrale monomodale (mode fondamental)

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodale. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle [24].

II.6.2. Analyse dynamique linéaire — Méthode du spectre de réponse

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multi modale spectrale et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales. Les effets de l'action sismique doivent être déterminés à partir d'un modèle linéaire dynamique complet, en accord avec les lois de la mécanique et avec les principes de l'analyse structurale. Pour les types de ponts, qui sont définis comme ponts spéciaux, il y a lieu de prendre en compte certaines recommandations : ponts haubanés, ponts en arc, ponts à béquilles inclinées, ponts ayant une géométrie très particulière, ponts dont les plastifications dans les piles sont sensiblement différentes [24].

II.6.3. Autres méthodes d'analyse

D'autres méthodes d'analyse sont utilisées et doivent faire l'objet de justifications scientifiquement validées, ces méthodes sont les suivantes :

- Analyse par le spectre de puissance
- Analyse temporelle
- Analyse temporelle non linéaire.

II.7. Coefficient de comportement pour l'analyse non linéaire

Lorsque le tablier de l'ouvrage est fixé sur une ou plusieurs piles, on peut admettre un comportement non linéaire de celle(s)-ci par plastification alternée des aciers longitudinaux dans des zones bien délimitées appelées rotules plastiques. Les efforts obtenus par l'analyse linéaire élastique peuvent ainsi être réduits, ce qui peut être bénéfique en particulier pour le dimensionnement des fondations.

Pour réduire les efforts de dimensionnement, la notion de coefficient de comportement q est utilisée. Les efforts obtenus par un calcul élastique, en utilisant le spectre de dimensionnement S_{ad} , sont divisés par ce coefficient " q " pour le dimensionnement de la structure. Seuls les efforts sont divisés et non les déplacements.

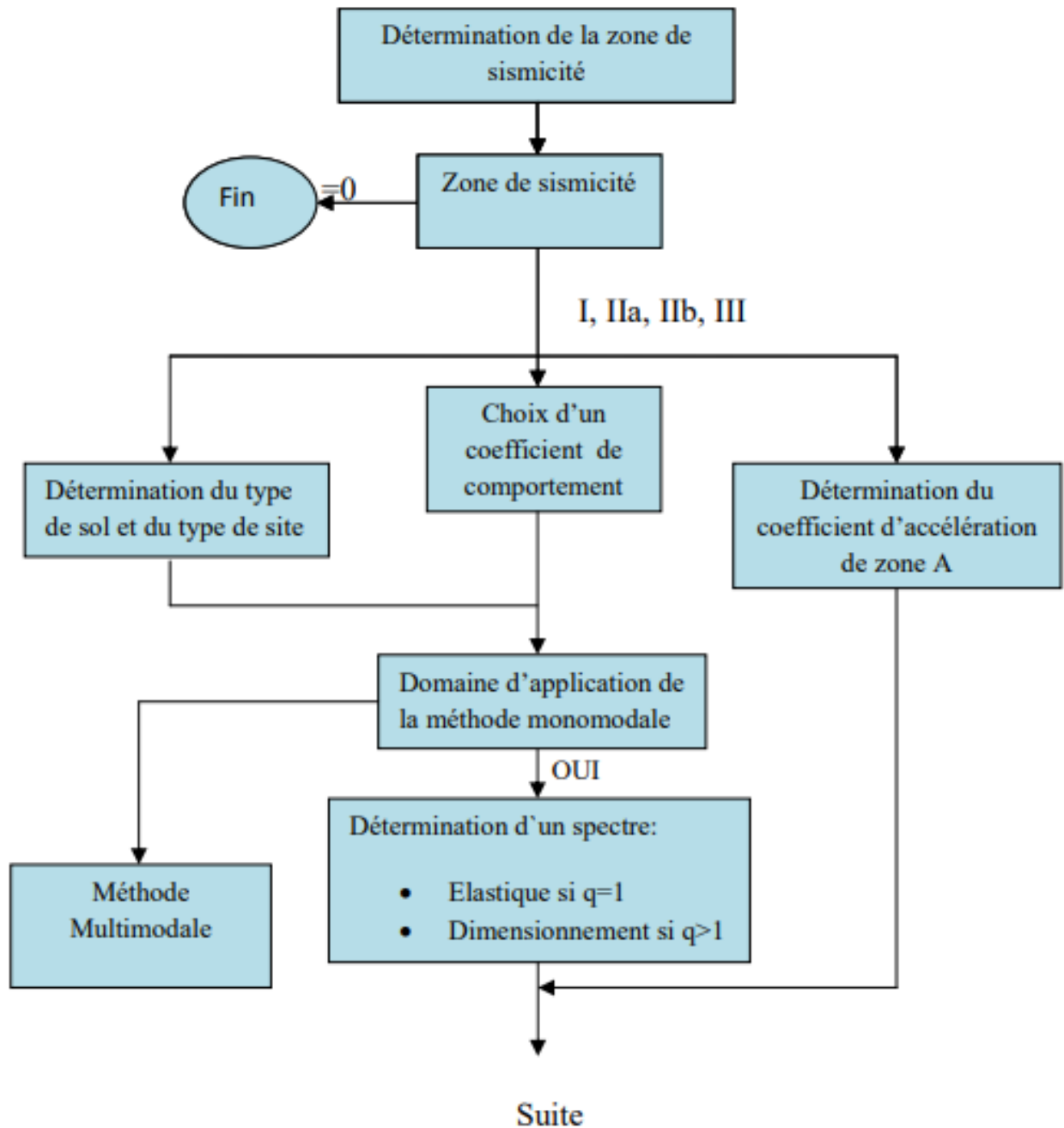
La formation de rotules plastiques de flexion dans les éléments ductiles est une exigence essentielle pour l'application des valeurs du coefficient q pour le comportement ductile.

Si la formation de rotules plastiques dans les piles n'est pas probable, il ne faut pas utiliser de coefficients de comportement supérieurs à 1 sans motivation particulière, puisque les piles n'arrivent pas à la plastification sous l'action sismique de calcul. Ceci est susceptible de se produire lorsque pratiquement la totalité de l'action sismique est supportée par un ou deux éléments très raides et résistants (culées ou piles) qui demeurent dans le domaine élastique.

Dans des zones de forte sismicité, lorsque la dissipation est concentrée aux culées, il convient de disposer sur celles-ci des dispositifs qui absorbent l'énergie [24].

II.8. Procédure de dimensionnement d'un ouvrage multitravée

de dimensionnement d'un ouvrage multitravée est présentée ci-dessous sous forme d'un diagramme telle qu'elle est décrite dans le règlement (RPOA2008).



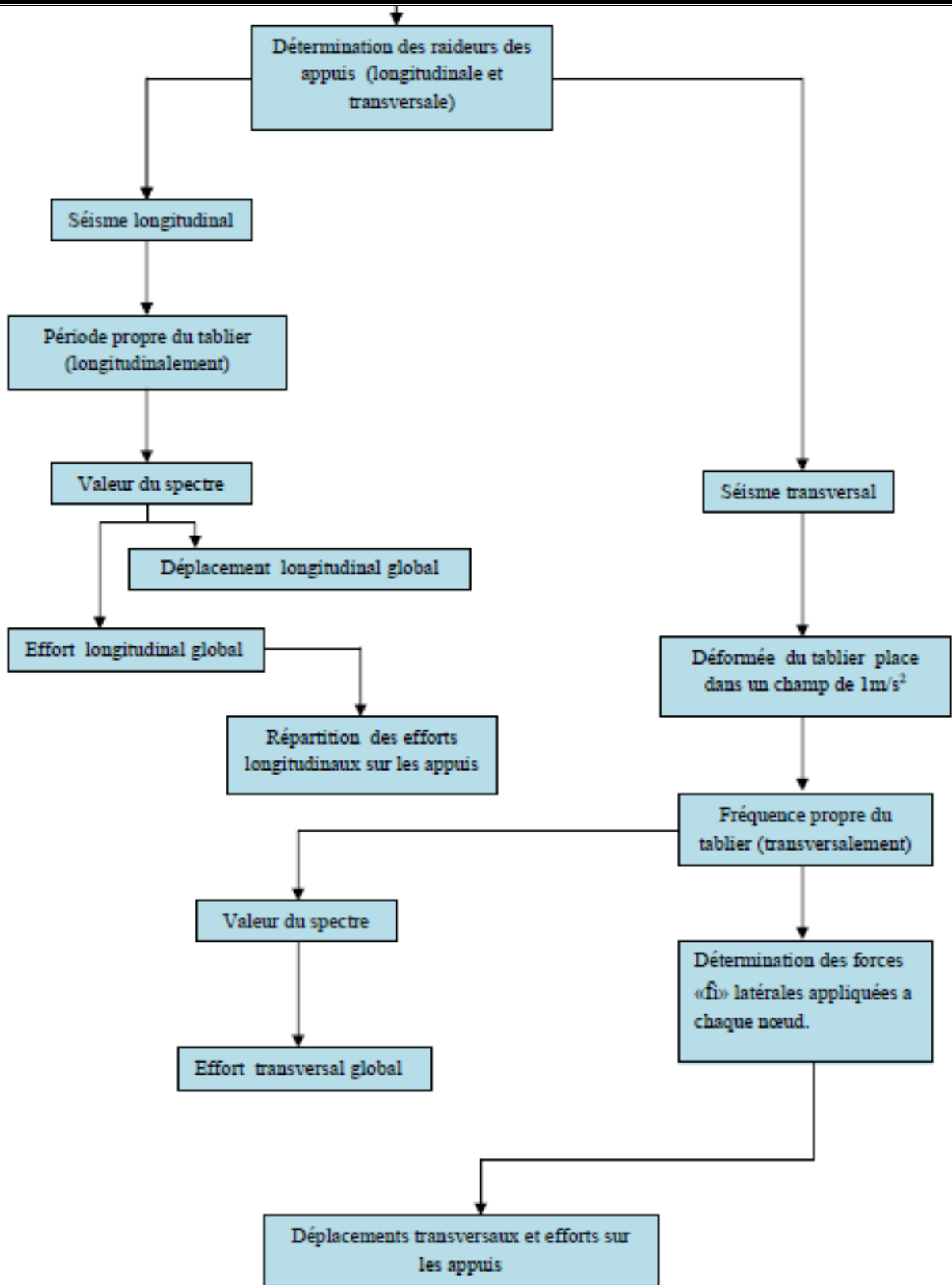


Figure II.1: Procédure de dimensionnement d'un ouvrage multitravée.

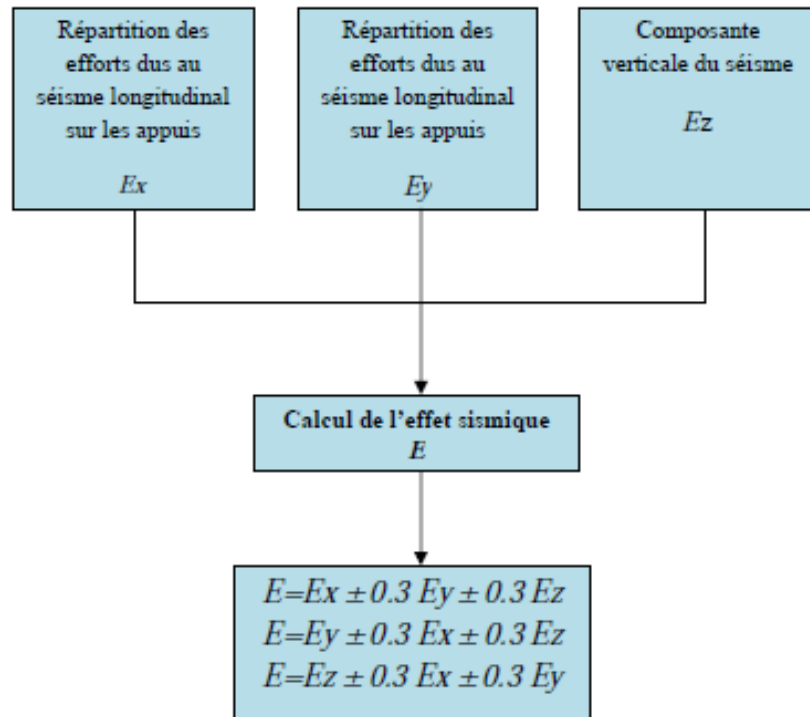


Figure II.2: Diagramme des combinaisons sismiques [25].

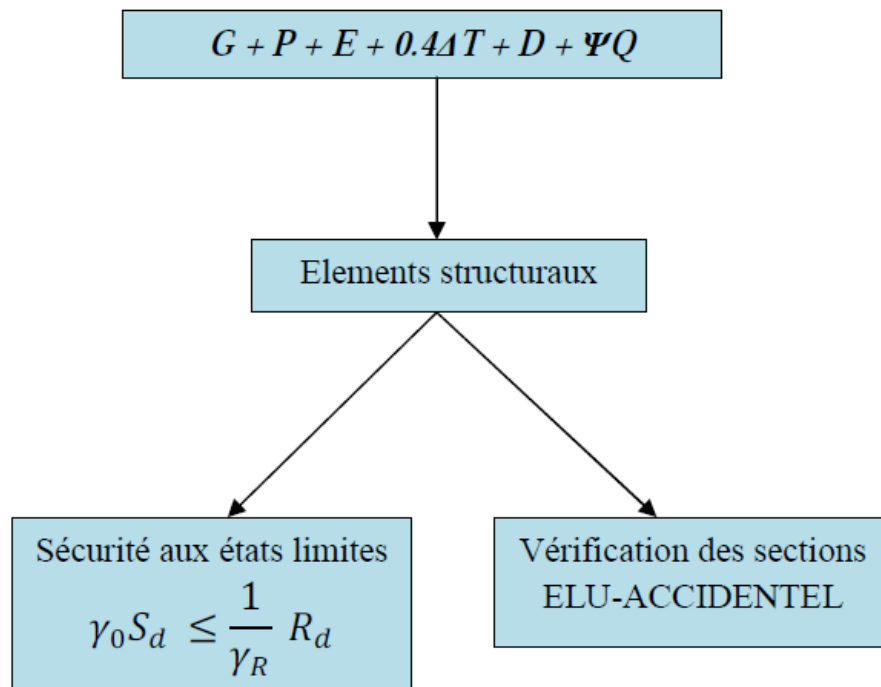


Figure II.3: Diagramme de la combinaison ELU-ACCIDENTEL [25].

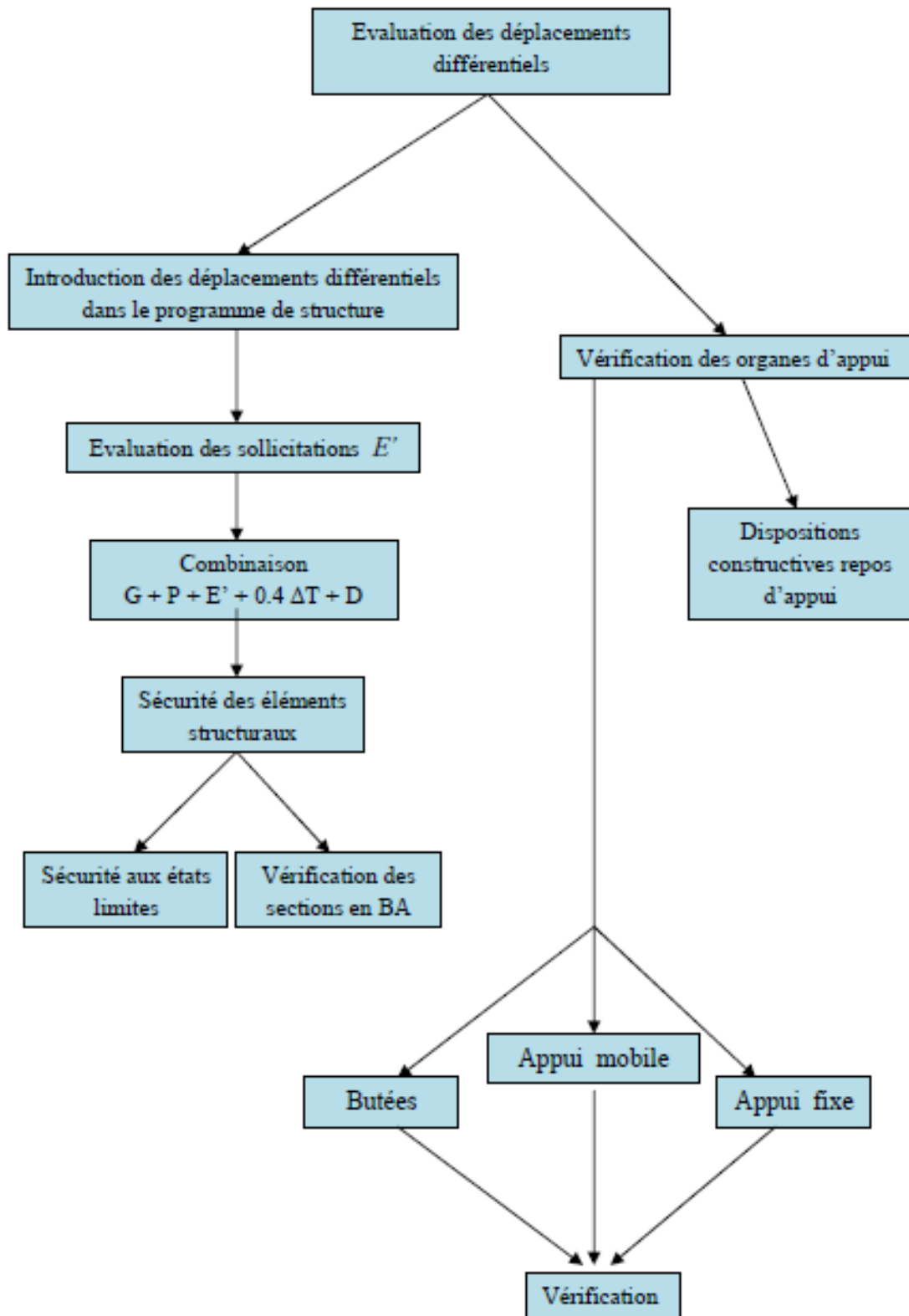


Figure II.4: Diagramme des déplacements différentiels [25].

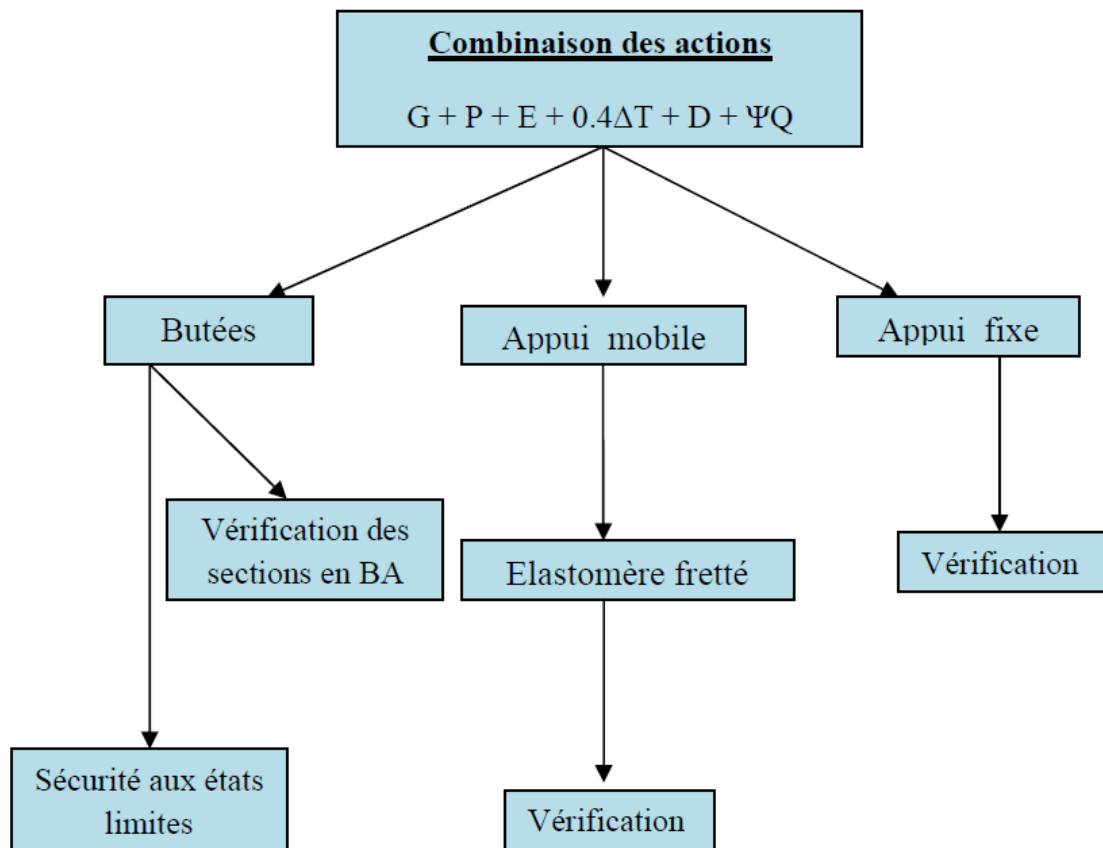


Figure II.5: Diagramme de combinaison – Effets inertiels- [25].

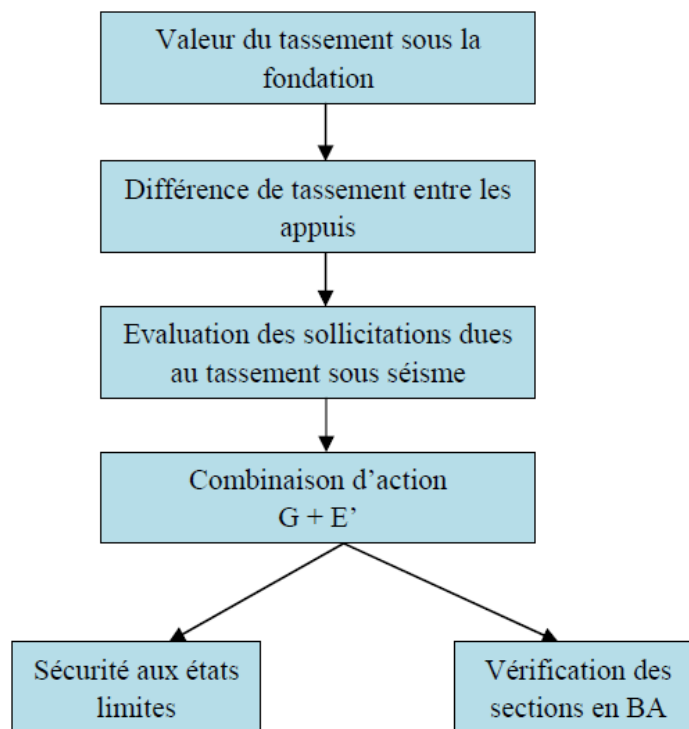


Figure II.6: Diagramme des tassements [25].

II.9. Dimensionnement en capacité

L'action sismique impose aux structures des déformations horizontales, cycliques et dynamiques. Dans le cas d'un séisme important, le caractère cyclique de la sollicitation conduit à l'éclatement du béton de couverture dans les zones de grandes déformations plastiques. Quand au caractère dynamique de l'action sismique, il implique notamment que la rigidité de la structure influence le niveau de sollicitation.

Lorsqu'une structure se déforme plastiquement pendant un séisme, la diminution de sa rigidité entraîne généralement une réduction de la sollicitation. Une ductilité suffisante permet le développement de ce phénomène favorable [21].

II.10.1. Choix du comportement

Lors des calculs spectraux, on suppose que la structure a un comportement linéaire et élastique. Cependant, dans certains cas, notamment pour les ouvrages comportant une ou plusieurs piles fixes et soumis à des séismes de forte intensité, il n'est pas pratique de considérer que le comportement de l'ouvrage reste dans le domaine élastique.

La détermination de la réponse d'un système non linéaire par des calculs pas à pas permet de mieux décrire le comportement de la tâche, mais la complexité de cette analyse ne se justifie que dans des cas particuliers par rapport à l'analyse spectrale des systèmes linéaires.

Dans les cas où il est admis un comportement inélastique de la structure, il est accepté que les déformations réelles (avec comportement non linéaire) soient sensiblement égales à celles calculées sur un modèle linéaire correspondant à l'état initial.

Les efforts réels se trouvent alors écrêtés par la formation de "rotules plastiques" dans la structure. Le calcul dit "pseudo élastique" est donc mené en supposant la structure parfaitement élastique, et la prise en compte des zones plastifiées se fait par l'introduction d'un coefficient de comportement venant réduire les efforts calculés [20].

II.10.2. Coefficient de comportement

Au lieu d'appliquer une force, l'action sismique agit sur une structure en lui "appliquant" un flux d'énergie. Cette énergie absorbée par la structure doit être dissipée par amortissement ou déformation plastique.

Le coefficient de comportement « q » prend en compte l'effet bénéfique de la capacité de la structure à dissiper l'énergie introduite sous forme de déformation plastique.

Un coefficient de comportement $q=1.0$ correspond à un comportement élastique dans lequel l'énergie est dissipée par l'amortissement seul. Plus la structure est capable de dissiper l'énergie sous forme de déformations plastiques, plus le coefficient de comportement est élevé. Dans le dimensionnement, le coefficient de comportement est utilisé pour réduire la force sismique de remplacement élastique et, par conséquent, les efforts de dimensionnement [21].

II.10.3. Ductilité globale et locale

La ductilité est un paramètre clé du comportement sismique. En général, la ductilité (U_{tot}/U_y) est définie comme le rapport entre la déformation totale (U_{tot}) et la déformation au début de la plastification (U_y), en supposant le comportement idéalisé selon la Figure II.7. Cette définition s'applique à la déformation au sens large, c'est-à-dire déplacement, courbure, rotation, allongement, etc.

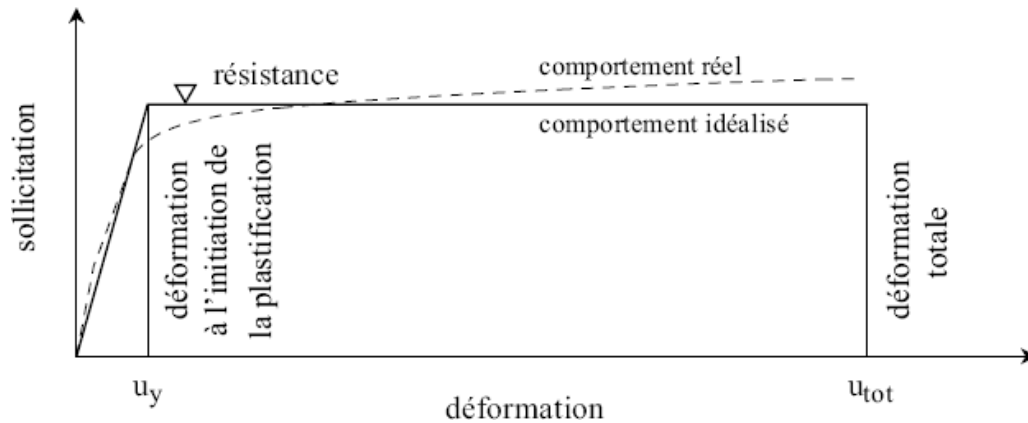


Figure II.7: Définition de la ductilité

Cependant, il faut distinguer la ductilité globale correspondant au taux de déformation horizontale supérieure et au taux de déformation horizontale structurale. Il peut déterminer le coefficient de comportement "q".

La ductilité locale considère les déformations au niveau des zones plastiques. Elle correspond aux sollicitations effectives des matériaux et ses valeurs sont nettement plus élevées que celles de la ductilité globale [22].

II.10.4. Dimensionnement

Etant donné que les sollicitations sismiques entraînent les matériaux loin dans le domaine plastique, des méthodes de dimensionnement particulières sont nécessaires. Le dimensionnement en capacité (capacity design) est l'une de ces méthodes [20]. Le principe de base du dimensionnement en capacité peut s'énoncer comme suit : l'ingénieur choisit les endroits où les déformations plastiques doivent se concentrer (rotules plastiques) en cas de séisme pour un comportement ductile de la structure [23].

Il conçoit ces zones de manière à ce qu'elles puissent supporter ces déformations, sans menacer la capacité de la structure à supporter les charges gravitaires. Le reste de la structure, en particulier les zones adjacentes aux rotules plastiques, est renforcé pour garantir son maintien dans le domaine élastique. De cette manière, une hiérarchie claire des résistances est établie.

Cette hiérarchie prévient les plastifications intempestives et garantit un comportement sismique favorable de la structure. En d'autres termes, l'ingénieur impose à la structure où elle "doit" se plastifier et où elle ne "doit" pas [21].

II.10.5. Comportement ductile

L'ingénieur dimensionne une structure en admettant qu'en cas de séisme son comportement sera ductile. Dans ce cas, le dimensionnement doit être effectué conformément aux règles du dimensionnement en capacité [22].

Les concepts de base du dimensionnement en capacité doivent être respectés, en particulier il faut :

- Distinguer entre zones plastiques et élastiques de la structure.
- Optimiser la dissipation d'énergie en choisissant la localisation des zones plastiques.
- Assurer une grande capacité de déformation des zones plastiques en soignant les détails constructifs.

II.10.6. Dimensionnement en capacité d'une pile

M_d est le diagramme des moments dans les appuis issu du calcul utilisant le spectre de dimensionnement $S_d(T)$. Dans la conception en capacité, pour les structures à comportement ductile, on divise ces moments par le coefficient de comportement q [24].

La valeur M_{Rd} à utiliser dans le calcul de la résistance à la flexion, dans la direction et le sens choisis du séisme est donnée par l'expression :

$$M_{Rd} = \frac{M_d}{q} \quad (2.1)$$

Les rotules plastiques se forment en pied de pile, ou éventuellement en tête (en cas d'encastrement dans le tablier), là où la valeur du moment fléchissant atteint son maximum.

Des " zones critiques " englobent les zones de rotule plastique et qui s'étendent à partir de l'encastrement sur une longueur l_c qui est la plus grande des deux valeurs :

$$l_c = \lambda \cdot h \quad (2.2)$$

où :

$$\lambda = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{l}{h} \right) \quad \text{avec : } 1 \leq \lambda \leq 2 .$$

- l : est la longueur de l'élément en béton.
- h : est la hauteur de sa section transversale.
- La longueur sur laquelle le moment (résultant du calcul élastique avec spectre de dimensionnement) est compris entre $0,8 M_{\max}$, et M_{\max} .

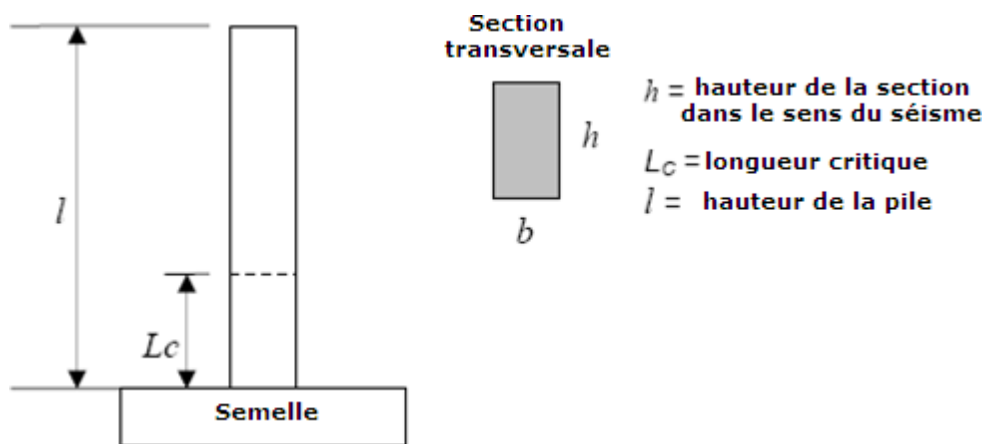


Figure II.8: Zone critique

En particulier, les dispositions constructives concernant les armatures transversales garantissent un comportement non linéaire correct dans cette zone.

Dans cette zone critique, l'armature longitudinale est dimensionnée en fonction de la valeur M_{Rd} et de l'effort normal d'accompagnement le plus défavorable.

Il est important de ne pas surdimensionner le renfort longitudinal afin que la rotule plastique se produise dans les zones critiques et non ailleurs.

En dehors de la zone critique, il existe moins de réglementations de construction conçues pour garantir qu'aucune charnière en plastique ne puisse s'y former. C'est pourquoi il faut multiplier le M_{Rd} en dehors de la zone critique par le coefficient de « surcapacité » (γ_0), qui est d'autant plus grand que le comportement inélastique prévisible (q) est grand :

- $\gamma_0 = 0.8 + 0.2q$ pour le béton
- $\gamma_0 = 1.2$ si $q > 1$ pour la charpente métallique.

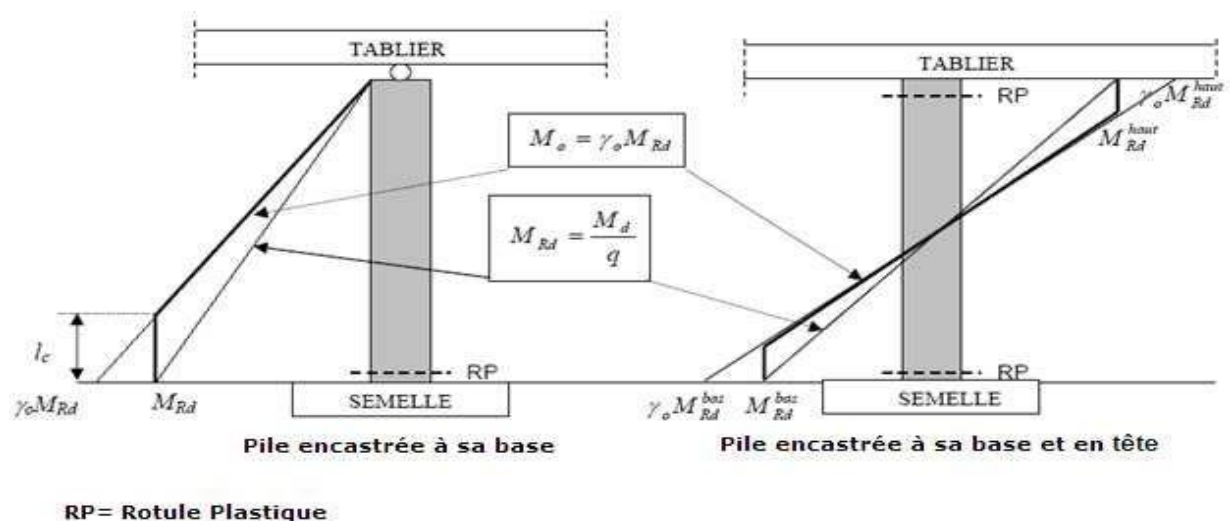


Figure II.9: Moments de dimensionnement en capacité

On dimensionne le ferrailage longitudinal de la rotule plastique pour M_{Rd} à partir l'encastrement jusqu'à l'intersection avec la courbe M_0 . Au-delà la surcapacité en moment d'une section doit être calculé pour :

$$M_0 = \gamma_0 M_{Rd} \quad (2.3)$$

L'armature longitudinale doit rester constante et pleinement efficace sur une longueur d'au moins l_c .

La figure ci-dessus montre les diagrammes des moments utilisés pour le dimensionnement des pieux enterrés simples ou doubles, respectivement.

Il faut volontairement se limiter à un moment de traînée de calcul égal à M_{Rd} dans la zone critique : si l'on dépasse cette valeur, sans augmenter simultanément le moment de traînée ailleurs, on peut développer une rotule plastique hors de la zone critique, là où les dispositions constructives ne le permettent pas. Interdit.

Le surdimensionnement peut modifier le mode de défaillance, qui peut basculer vers un mode fragile, présentant un danger pour la structure.

Pour les dimensions de l'armature longitudinale, on utilise les règles habituelles du béton armé, notamment le décalage de la ligne de moment sur une longueur environ égale à 0,8 fois la hauteur de la section.

Les effets de la conception capacitaire doivent généralement être calculés dans chaque direction d'action sismique, ainsi que longitudinalement et latéralement.

II.10. Conclusion

La méthode de conception et de dimensionnement du code RPOA est basée sur la résistance sismique du pont, c'est-à-dire que les communications d'urgence doivent maintenir une fiabilité adéquate et des dommages qui pourraient entraîner une défaillance des bâtiments et des installations environnants. Contrôlée.

Il n'y a pas de protection absolue et de risque zéro, mais une protection relative et un risque acceptable, de plus, certaines structures peuvent supporter des déformations situées dans le domaine post-élastique, conduisant à des détériorations : fissuration, rupture de certains éléments non structuraux est reconnue.

Les règles de calcul du code sont basées sur les principes de calcul de capacité, qui nécessitent un concept en couches de formation de charnière plastique et la validation de méthodes d'analyse non linéaire appropriées, qui n'ont été utilisées que récemment par d'autres codes et réglementations.



CHAPITRE III

MODELISATION NUMERIQUE DU PONT PAR
LE PROGRAMME CSI-BRIDGE

III.1. Introduction :

Ce projet de construction a pour objet de dimensionner des différentes parties de pont à poutres précontraintes à 9 poutres. Le but de ce chapitre est de pré dimensionner des poutres et le tablier de ce pont, ainsi que calculer les charges et surcharge appliquées sur ce pont.

III.2. Caractéristiques des matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

Béton précontrainte :

Le béton précontraint exige une connaissance du matériau béton plus approfondie que celle requise en béton armé. En effet, étant donné que la précontrainte est une sollicitation permanente de grande intensité, il est essentiel de considérer non seulement les propriétés fondamentales du béton, comme sa résistance caractéristique à la compression, mais aussi certaines propriétés dont les effets ne sont pas instantanés mais apparaissent avec le temps.

. Les dosages en ciment utilisés pour les bétons de précontrainte se situent entre 350 et 450 kg/m³ et les rapports E/C entre 0,30 et 0,45. Selon la résistance, les classes de l'Eurocode varient entre un béton C12-15 (non utilisé en béton précontraint) à C50-60. Au-delà de ces résistances, le béton est associé aux BHP (béton à haute performance). A titre d'exemple, un béton C40-50 possède une résistance caractéristique de 40 MPA. En béton précontraint, la résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours varie entre 30, 35, 40 MPA, et jusqu'à 45 MPA pour les pieux préfabriqués.

Béton 35

E=33GPa

U=0,2

Masse volumique : 2,54 Kg.m³ ; Fc28 : 35MPa

Câblage de précontrainte :

Câbles : T15 Super Classe 1860TBR ; Contrainte Limite de rupture FPRG : 1860MPa

Contrainte limite élastique FPRG : 1600MPa

Béton Armé :

Qu'est-ce que le **béton armé** ? Utilisé pour des ouvrages demandant une résistance élevée à la traction, le **béton armé** est le mélange de deux matériaux : le **béton** et l'acier. Par définition, il s'agit d'un matériau dans lequel des armatures métalliques ont été ajoutées afin d'obtenir un **béton** renforcé.

Béton 27 ; E=33GPa ; Fc28=27MPa.

III.3. Pré dimensionnement de tablier

III.3.1. Largeur de tablier

Le tablier est composé de 4 voies de 3m et 2 trottoirs de 1,5m de largeur chacun la largeur totale de tablier est de 15m.

III.3.2. Longueur de travées

Le tablier est composé de 4 travées de 25,7m 102,8m

III.3.3. L'épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle (h_0) doit être $h_0 \geq 0,15m$ on prend $h_0 = 0,25m$

III.4. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont préfabriquées sur mesure par une usine

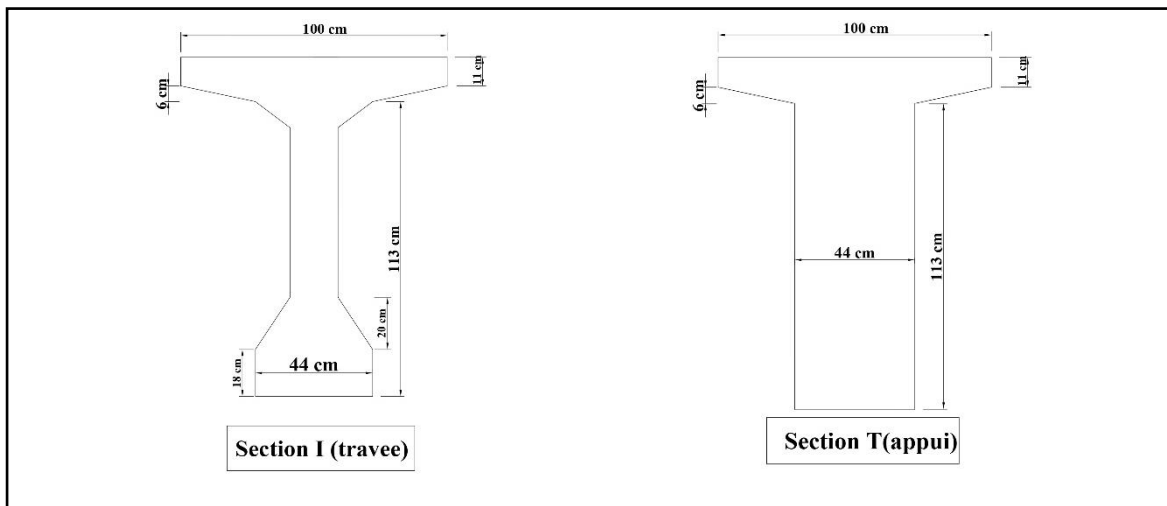


Figure III.1: les sections des poutres.

III.4.1. Espacement des poutres

D'après le plan d'implantation donne l'espacement entre les poutres est de $E=1,75m$

III.5. Evaluation des charges

III.5.1. Charge Permanent

La charge permanente comprend la structure porteuse ainsi que les éléments non porteurs

- Les éléments porteurs : Ces charges concernent le tablier seul (Charges permanent)
- Les éléments non porteurs : telle que : Le revêtement, étanchéité trottoirs, corniches garde-corps, glissières de sécurité, terre-plein centrale (complément des charges permanentes).

III.5.1.1. Les éléments porteurs

Les éléments porteurs (poids propre).

Tableau III.1: Les charges des éléments porteurs

L'élément	La charge
Poids propre de la poutre section : $P=0,44 \times 25$ $g_p=9 \times P$	$g_p=99 \text{KN/ml}$
Poids propre de la dalle : $G_d=h_d \times h_d \times \gamma_b$ γ_b : poids volumique de béton=25KN/m ³ h_d : épaisseur de l'hourdis = 0,25 l_d : largeur de la dalle=15m $g_d=0,25 \times 15 \times 25$	$g_d=93,75 \text{KN/ml}$

III.5.1.2. Les éléments non porteurs

Elle contient le poids de la superstructure. A ce dernier contient les éléments suivants :

- Bordure (1)
- Contre bordure (2)
- Trottoir (3)
- Corniches (4)
- Glissières de sécurité (5)
- Gardes corps (6)
- Revêtement (7)

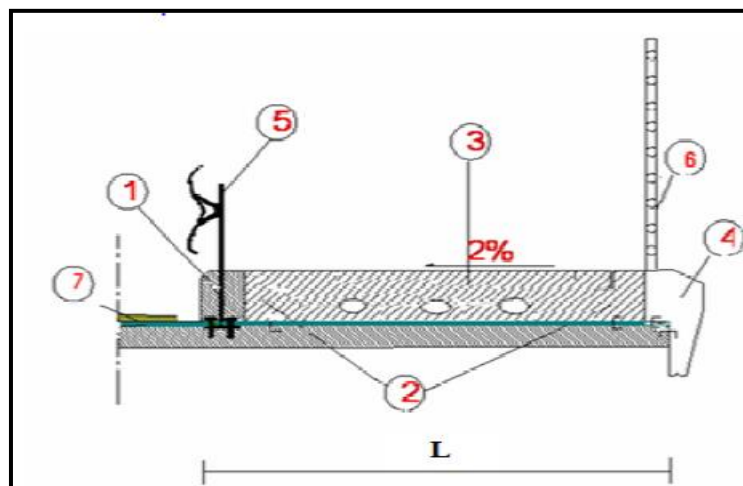


Figure III.2: Coupe transversale du trottoir avec corniche

Tableau III.2: Les charges des éléments non porteurs

L'élément	La charge
<p>Revêtement de la chaussée :</p> $G_{rev}=e_r \times L_r \times \gamma_{be}$ <p>e_r ; épaisseur de revêtement=0,08m L_r :la larguer rouable=12 m γ_{be} : masse volumique de revêtement=22KN /m³ $g_s=0,08 \times 12 \times 22=21,12\text{KN/ml}$</p>	<p>$g_s=21,12\text{KN/ml}$</p>
<p>Corniches :</p> <p>Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne leur poids $g_{corniche}=5\text{kn /ml}$ $g_{corn}= g_{corniche} \times 2=10\text{KN/ml}$</p>	<p>$g_{corn}=10\text{KN/ml}$</p>
<p>Glissière de sécurité :</p> <p>Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne leur poids $g_{glissiere}=0,6\text{KN/ml}$ $g_{gliss}=0.6 \times 2=1,2\text{KN/ml}$</p>	<p>$g_{gliss}=1,2\text{KN/ml}$</p>
<p>Les trottoirs :</p> $g_t=L_{tr} \times E_{tr} \times \gamma_b$ <p>E_t : épaisseur de l'hourdis=0,25m L_{tr}=Largeur de la dalle=1,4m $G_t=1,4 \times 0,25 \times 25=8,75\text{KN/ml}$ $g_t=8,75 \times 2=17,5\text{KN/ml}$</p>	<p>$g_t=17,5 \text{ KN/ml}$</p>
<p>Garde-corps :</p> $g_{gs}=1\text{KN/ml}$ $g_{gs}=g_{gs} \times 2=2\text{KN/ ml}$	<p>$g_{gc}=2\text{KN/ ml}$</p>

La somme des charges porteurs et non porteurs :

$$G = \sum (g_i)$$

$$G = g_p + g_d + g_s + g_{\text{corn}} + g_{\text{gliss}} + g_t + g_{\text{gc}} \times L = 27573,016 \text{KN}$$

III.5.2. Calcul des surcharges routiers

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les surcharges suivantes :

- ✓ La surcharge de charges A(L).
 - ✓ Système des charges B (système Bc et système Bt).
 - ✓ La surcharge militaire (système Mc (Mc120)).
 - ✓ La Charge exceptionnelle (convoi type D).
 - ✓ Efforts de freinage.
 - ✓ Les surcharges sur trottoirs.
- La largeur roulable :

La largeur roulable calculée est donc : $L_R = 15 - (2 \times 1,5) = 12 \text{m}$

- Classe des ponts :

Les ponts sont rangés en trois classes suivant leur largeur roulable, LR, et leur destination :

- Pont de la 1ère classe : $LR \geq 7 \text{m}$ ou exceptionnelle.
- Pont de la 2ème classe : $5,5 < LR < 7 \text{m}$.
- Pont de la 3ème classe : $LR \leq 5,5$.

Dans le cas étudié $L_R = 12 \text{m}$. Donc il s'agit d'un pont de classe 1

Par convention, Le nombre de voies de chaussée est :

$$N_V = \frac{L_R}{3} = \frac{12}{3} = 4 \quad \longrightarrow \quad \text{Donc la chaussée est de 4 voies}$$

- La largeur d'une voie :

Par convention, la largeur d'une voie de circulation est donnée par :

$$V = \frac{L_R}{4} = \frac{12}{4} = 3 \text{m}$$

III.5.2.1. Système de charge A(l)

Le poids de A(L), exprimé en (KN/m²), est donnée en fonction de la longueur chargée L_{ch} par la formule suivant :

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{L+12}$$

Pour le projet étudié $L = 25,7 \text{m}$

$$A(l) = 11,84 \text{KN/m}^2$$

$$A(l) = \max \begin{cases} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0,002L = 3,9486 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

a_1 est en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées données par le tableau suivant :

Tableau III.3: Les valeurs de coefficient a_1

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	Premier	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	2	0,9	-	-	-
	Troisième	0,9	0,8	-	-	-

Le pont est de première classe comprend 4 voies chargées d'où : $a_1=0,75$

La valeur de a_2 sont définies par la formule suivante :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec : V largeur d'une voie.

Les valeurs V_0 sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4: Détermination de coefficient V_0 (RCPR)

Classe du pont	1 ^{ere}	3,5
	2 ^{eme}	3
	3 ^{eme}	2,75

Donc la valeur obtenue est : $a_2=1$

$$A(l) = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

$$A(l) = 0,75 \times 0,933 \times 11,8 = 8,25 \text{ KN/m}^2$$

III.5.2.2. Système de charge B

Le système de charge B comprend 2 systèmes de charges sont :

Le système B_c : ce compose de camion type 30T.

Sous système B_t : ce compose d'une roue isolée.

a. Système Bc :

Le convoi Bc se compose d'un ou au maximum de deux camions types par file. Dans le sens transversal le nombre de files est inférieur ou égale au nombre de voies. Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. Aussi, on peut disposer de 2 files de camions dans le sens longitudinal et en fonction du nombre de voies (1 voie), d'une seule file de camion dans le sens transversal.

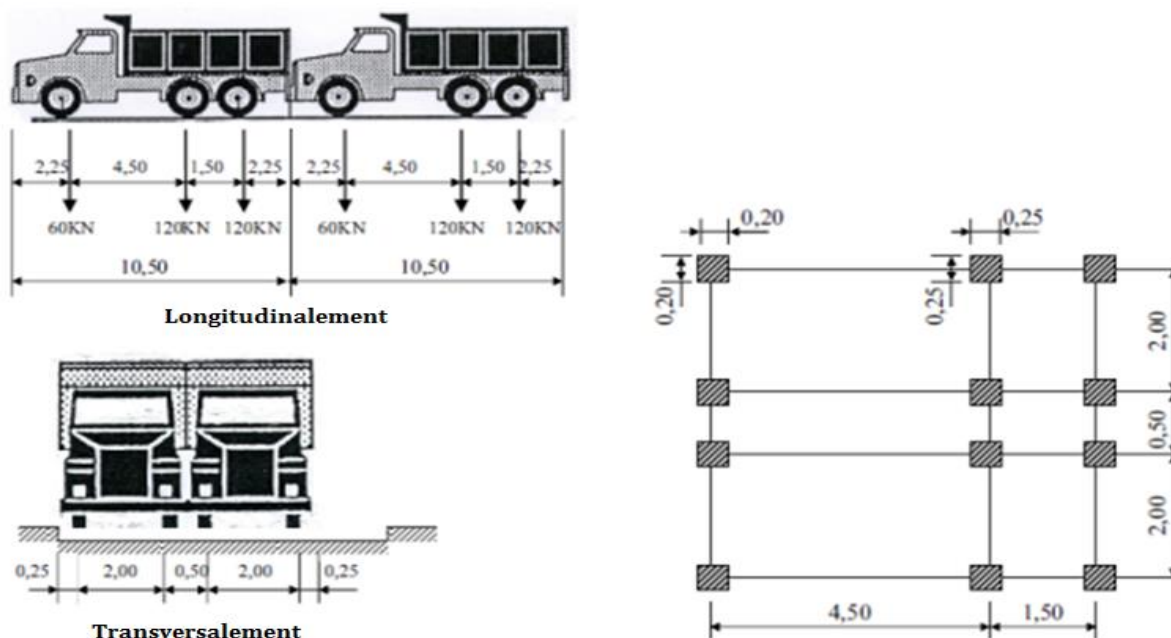


Figure III.3: Disposition de système B_c

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

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge BC

L : longueur de la travée

Les charges du système **Bc** sont multipliées par le coefficient **bc** qui dépend de la classe du pont et du nombre de files de camions disposées transversalement.

Tableau III.5: Détermination de coefficient bc

Nombre de files considérées		1	2	3	4	5
Classe du pont	Première	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	Deuxième	1	1	-	-	-
	Troisième	1	0,8	-	-	-

Dou Bc=0,8 parce que on a 4 files

$$S=2 \times 300 \times 2 \times bc$$

$$S=1920 \text{ KN}$$

G=poids propre du tablier+ poids total des éléments non porteurs

$$G=27573,016 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 25,7} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{27573,016}{1920}} = 1,0718$$

$$\delta=1,0718$$

Tableau III.6: Le poids d'un essieu tandem

Nombre de voies chargées	bc	Chargement par essieu (KN)
4	0,8	EAV : $60 \times 0,8 \times 1,0718 = 51,446$ EAR : $120 \times 0,8 \times 1,0718 = 102,8928$

b. Système Bt :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de première et deuxième classe. Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues Simples munies de pneumatiques.

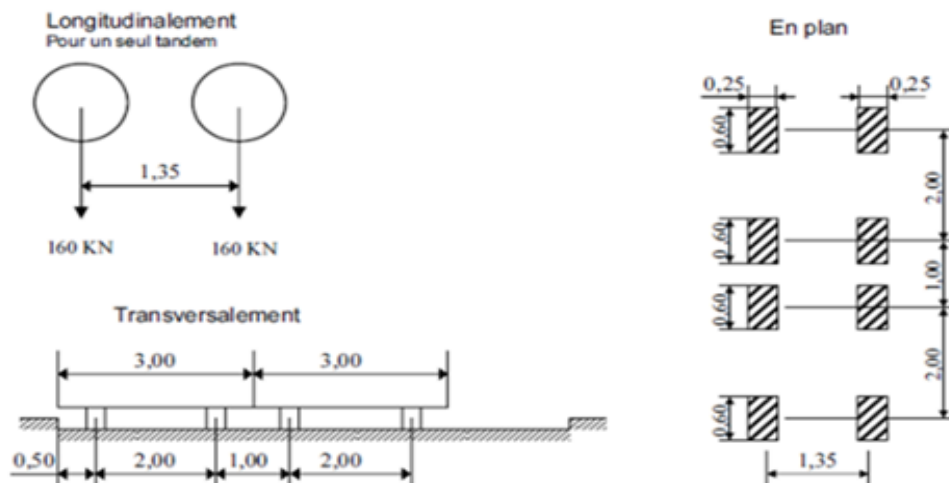


Figure III.4: Disposition de système Bt.

Tableau III.7: Détermination de coefficient bt

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient	1	0,9

Pour notre cas $b_t=1$

Les surcharges du système Bt sont multiplier par des coefficients de majoration dynamique δ

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

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge Bt

L : longueur de la travée

$$S = n \times 320 \times b_t$$

$$S = 1280 \text{KN}$$

$$G=27573,016 \text{KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 25,7} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{27573,016}{1280}} = 1,072$$

$$\delta=1,072$$

Tableau III.8: Le poids d'un essieu tandem

Nombre de voies chargées	b_t	Chargement par essieu (KN)
4	1	$160 \times 1 \times 1,072 = 171,52$

III.5.2.3. Les charges militaires

a. *Système Mc120* :

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type MC120, qui peuvent circuler en convois [13fascule] :

- Dans le sens transversal : un seul convoi.
- Dans le sens longitudinal : la distance libre entre leurs points de contact et la chaussée devant être au moins égale à 30.5m

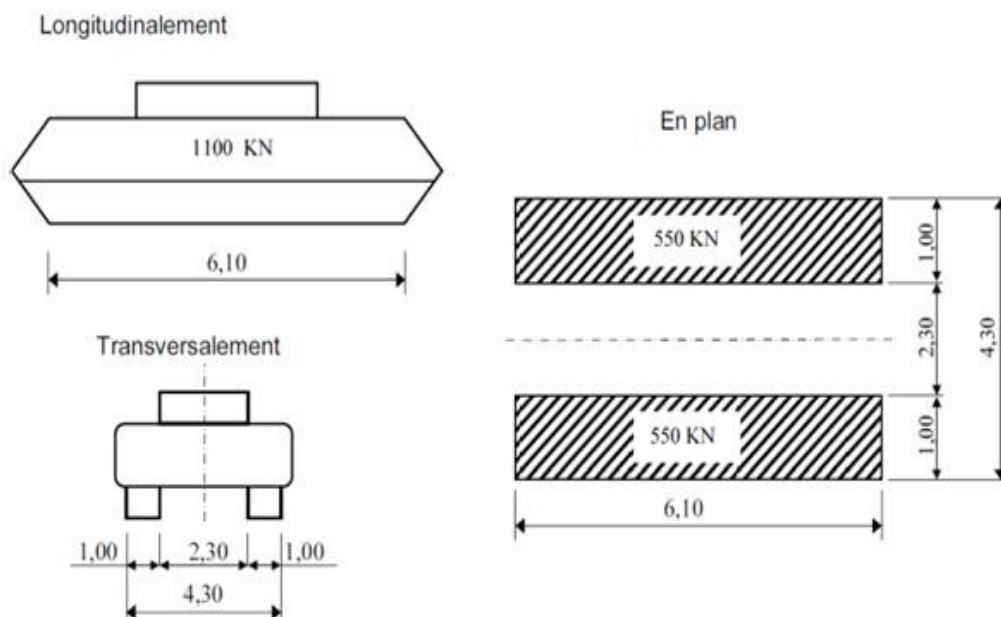


Figure III.5: Disposition de système Mc120

Les charges militaires sont pondérées d'un coefficient de majoration dynamique δ :

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

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge Mc120

L : longueur de la travée

S = 1100KN

G=27573,016KN

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 25,7} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{27573,016}{1100}} = 1,071$$

$\delta=1,071$

Tableau III.9: Le chargement par chenille

Nombre de chenille	Chargement par chenille en (KN/m ²)
2	$550 \times 1,051 / (6,1 \times 1) = 94,76$

b. Convoi D240 :

Le convoi-type D comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11 mètres de long ; la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres.

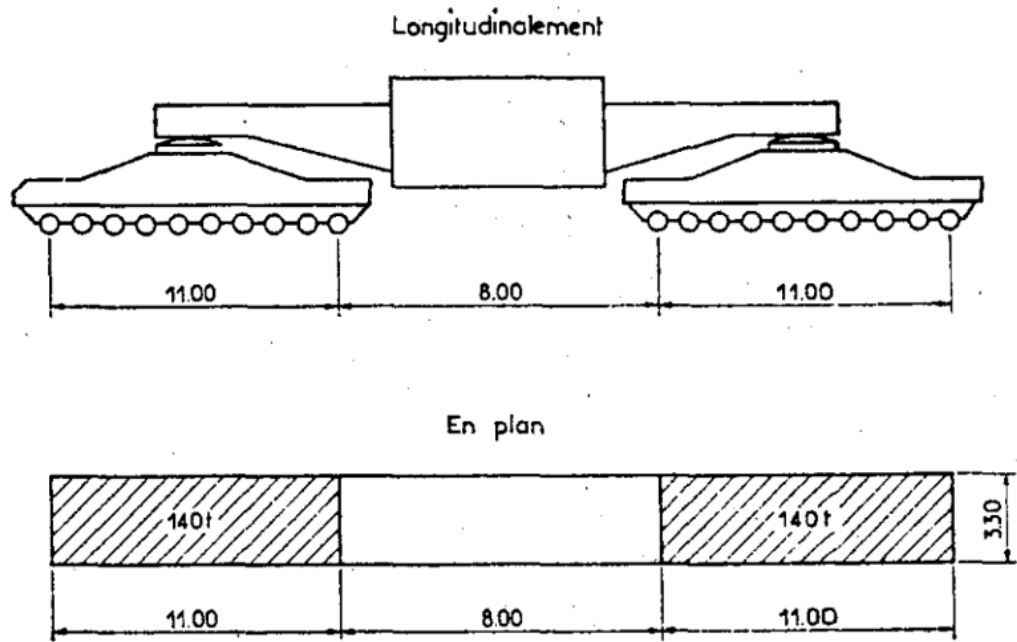


Figure III.6: Dimension système D

Les surcharges du système D sont frappées par des coefficients de majoration dynamique δ
 $S=1400 \times 2=2800 \text{KN}$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 25,7} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{27573,016}{2800}} = 1,08$$

$$\delta = 1,08$$

Tableau III.10: Le chargement par remorque

Nombre de remorque	Chargement par remorque (KN/m ²)
2	$1400 \times 1,08 / (3,3 \times 11) = 41,65$

Remarque :

Les convois lourds exceptionnels sont supposés rouler sur les ponts à une vitesse maximum de 10 km/h.

c. Surcharge sur trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme $q_{tro}=0.15 \text{t/m}^2$ de façon à produire l'effet maximal envisagé [13].

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément.

- 01 trottoir chargé : $p_1 = 1,4 \times 1,5 = 2,1 \text{ KN/m}$
- 02 trottoirs chargés : $p_2 = 1,4 \times 1,5 = 2,1 \text{ KN/m}$

III.5.2.4. Vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent ; dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. En général ; la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 2 KN/m² (selon le fascicule 61-titre II) dans le site d'ouvrage.

Remarque :

- ✓ P = 2 KN/ m² pour les ouvrages en service.
- ✓ P = 1,25 KN/ m² pour les ouvrages en cours de construction.

III.5.2.5. Température

Les gradients thermiques sont causés par des courtes périodes de chauffage ou de refroidissement unilatéral. Une variation de température uniforme signifie température moyenne du lieu.

III.5.2.6. Charge sismique :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. Il est d'usage de considérer l'action sismique sur un pont comme le résultat d'un mouvement (translation) d'ensemble du sol selon les trois directions auquel peut se superposer, si le pont est assez long ou si les conditions géotechniques sont très variables d'un point à un autre, un système de déplacements différentiels (dans les trois directions) au droit des différents appuis. Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'art "RPOA".

Classification de la zone sismique : Selon la classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie, la section W est en zone III (Sismicité élevée).

Classification de l'ouvrage : L'ouvrage est rangé en groupe I (groupe des ouvrages stratégiques).

Classification du site : Le site de l'ouvrage est un site meuble.

Classification de matériaux de construction : l'ouvrage c'est un pont de béton précontrainte.

Pour la composante horizontale et la composante vertical on vas utiliser le logicielle RPOA 2008 pour obtenir les graph de chaque composante :

➤ *Composante horizontale :*

Le spectre de réponse élastique S_{ae} pour la composante horizontale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ζ) de l'ouvrage.

Donc avec les étapes suivantes on obtient le graph de la composante horizontale.

Etape 1 : ouvrir le logiciel RPOA 2008 et choisir la composante.

Etape 2 : entrée les caractéristiques de l'ouvrage, la zone et le site et calculer.

Etape 3 : exporter les fichier texte et graph.

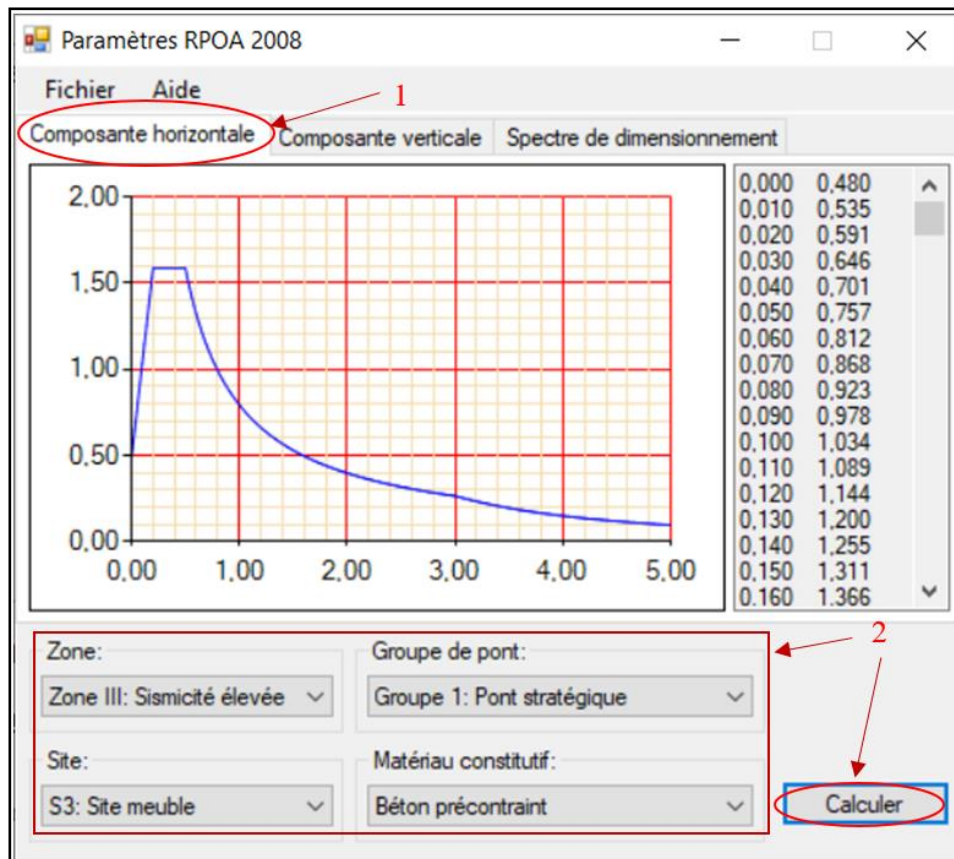


Figure III.7: Représentation des étapes.

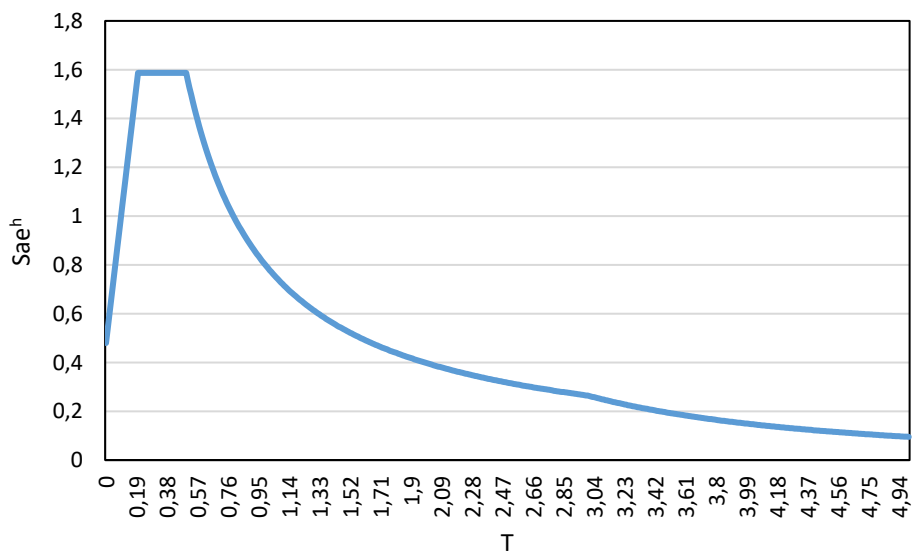


Figure III.8: Composante horizontale.

➤ **Composante verticale :**

Le spectre de réponse élastique S_{ae}^h pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ζ) de l'ouvrage.

Après avoir entré les caractéristiques de pont dans la composante horizontale il suffit de cliquer sur la composante verticale pour l'avoir

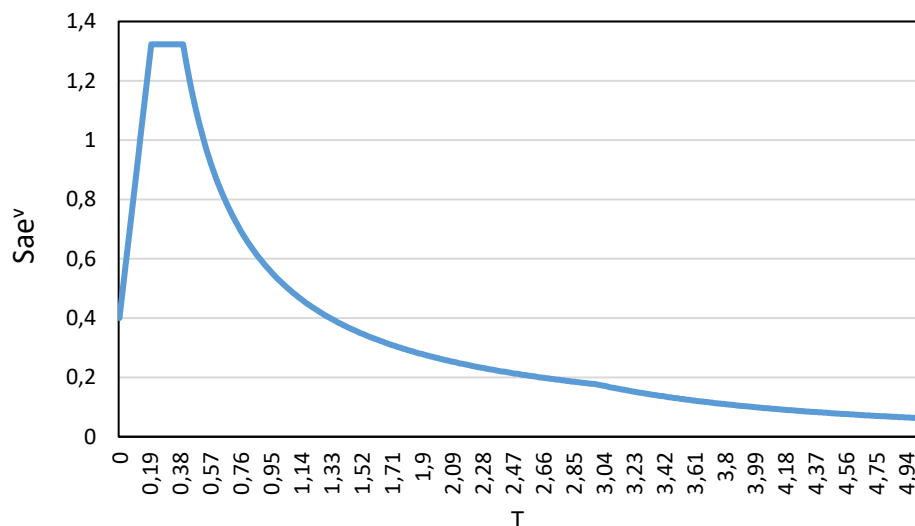


Figure III.9: Composante verticale.

III.5.2.7. Les combinaisons de charges :

Les combinaisons de charges sont un aspect critique de la conception. Il est important d'assurer que vous appliquez correctement les combinaisons de charges de conception appropriées pour vous assurer que les exigences de conception minimales de RPOA 2008 sont respectées.

Tableau III.11: Les combinaisons des charges

Action prépondérante	combinaisons
A L'E.L.U	$1,35G+1,6(A(l)+S_t)$
	$1,35G+1,6(B_c+S_t)$
	$1,35G+1,6(B_t+S_t)$
	$1,35G+1,35M_{c120}$
	$1,35G+1,35D_{240}$
A L'E.L.S	$G+1,2(A(l)+S_t)$
	$G+1,2(B_c+S_t)$
	$G+1,2(B_t+S_t)$
	$G+1,2M_{c120}$
	$G+1,2D_{240}$
	$G+1,2(A(l)+S_t)+0,5T$

	G+1,2(B _c +S _t)+ΔT
	G+M _{c120} +0,5 ΔT
	G+D ₂₄₀ +0,5 ΔT

III.5.2.8. Combinaison des composantes des actions sismiques :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour expliquer l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x, E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

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

$$E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

III.6. Modélisation CSI Bridge

On a choisi d'utiliser le logiciel CSIBRIDGE version 23, Pour notre projet de fin d'étude pour modéliser et calculer notre structure.

C'est un logiciel qui calcul les efforts interne dans une structure, en utilisant le principe des éléments finis.

Avec CSiBridge les ingénieurs peuvent facilement définir des géométries de ponts complexes et simples, des conditions aux limites et les cas de charge. Les modèles de pont sont définis paramétriquement, en utilisant des termes qui sont familiers aux ingénieurs des ponts tels que des lignes construction, voie de roulement, travées, butées, fondation, piles et tabliers etc...



Figure III.10: CSI Bridge Version 2.3.

Le but de modélisation c'est d'élaborer un modèle qui peut décrire d'une manière très approchée le fonctionnement de l'ouvrages.

La structure modéliser nous permet d'avoir une appréciation réelle du comportement d'ouvrage sur les différentes sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultant d'une analyse numérique sous les différentes charges

Présentation des commandes de logiciel CSI Bridge 2.3

- ❖ **FILE** : (Nouveau, Ouvrir, Enregistrer et Enregistrer sous, Importer, Exporter, Imprimer, Rapport, Photos, Contrôle des fichiers, Animation, Paramètres et Langue).
- ❖ **HOME** : (Utilisation de l'assistant de bridge "Bridge Wizard", options "View - Snap", "Selection", "Display" et "Quick Draw").
- ❖ **LAYOUT** : Définition des lignes de conception et des lignes de cheminement)
- ❖ **COMPONENTS** : (Propriétés des matériaux et définition des piliers, poutres, culées, fondations ; Super structure "Deck Sections", Connexions des sous-structures et types de support).
- ❖ **LOADS** : (Véhicules, Modèles de charge, Fonctions de charge, Affectation de charge).
- ❖ **BRIDGE** : (Objets de pont, Charger des données définies sur le pont)
- ❖ **ANALYSIS** : (Charger les cas, Enregistrer la réponse, Verrouiller le modèle, Options et analyse du modèle, Modifier la géométrie déformée)
- ❖ **DESIGN/RATING** : (Combinaisons de charges, conception de super structures, conception sismique, capacité de charge).
- ❖ **ADVANCED** (Editer, Définir, Dessiner, Assigner, Charger l'assignation).

III.6.1. Modélisation du pont :

Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec cinq travées indépendantes, on modélisera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 9 poutres de section variable). Dans l'annexe 2 on a fait un guide sur la modélisation sur CSI-BRIDGE

III.6.2. Evaluation des efforts internes :

III.6.3. Les moments fléchissant :

Tableau III.12: Moment fléchissant dans les poutres en (MN.m)

	Poutre Gauche	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre Droite
G	2,34	2,64	2,80	2,95	3,03	2,94	2,79	2,64	2,36
Al	0,26	0,31	0,35	0,39	0,41	0,39	0,35	0,31	0,27
BC 2 camion	0,73	0,93	1,05	1,24	1,3	1,23	1,05	0,93	0,74
Bt	0,54	0,75	0,88	1,08	1,12	1,07	0,88	0,75	0,54
D240	0,05	0,06	0,06	0,06	0,05	0,06	0,06	0,06	0,05
Mc 120	0,81	0,11	0,12	0,11	0,10	0,11	0,12	0,11	0,81

Tableau III.13: Moment fléchissant dans les poutres à ELU en (MN.m)

	Poutre Gauche	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre Droite
1,35G+1,6(A _l +S _t)	3,6	4,40	4,3	4,5	4,6	4,42	4,12	3,84	3,38
1,35G+1,6(B _c +S _t)	5,2	5,95	6,4	6,9	7,1	6,9	6,22	5,75	4,96
1,35G+1,6(B _t +S _t)	4,84	5,66	6,12	6,63	6,80	6,55	5,96	5,46	4,64
1,35G+1,35M _{c120}	3,3	3,71	3,93	4,13	4,23	4,12	3,92	3,37	3,3
1,35G+1,35D ₂₄₀	3,22	3,64	3,86	4,06	4,16	4,05	3,84	3,63	3,25

Après avoir déterminé les moments maximums à l'Etat Limite Ultime (ELU), on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

$$1,35G+1,6(B_c+S_t)$$

$$M_{max}=7,1MN.m$$

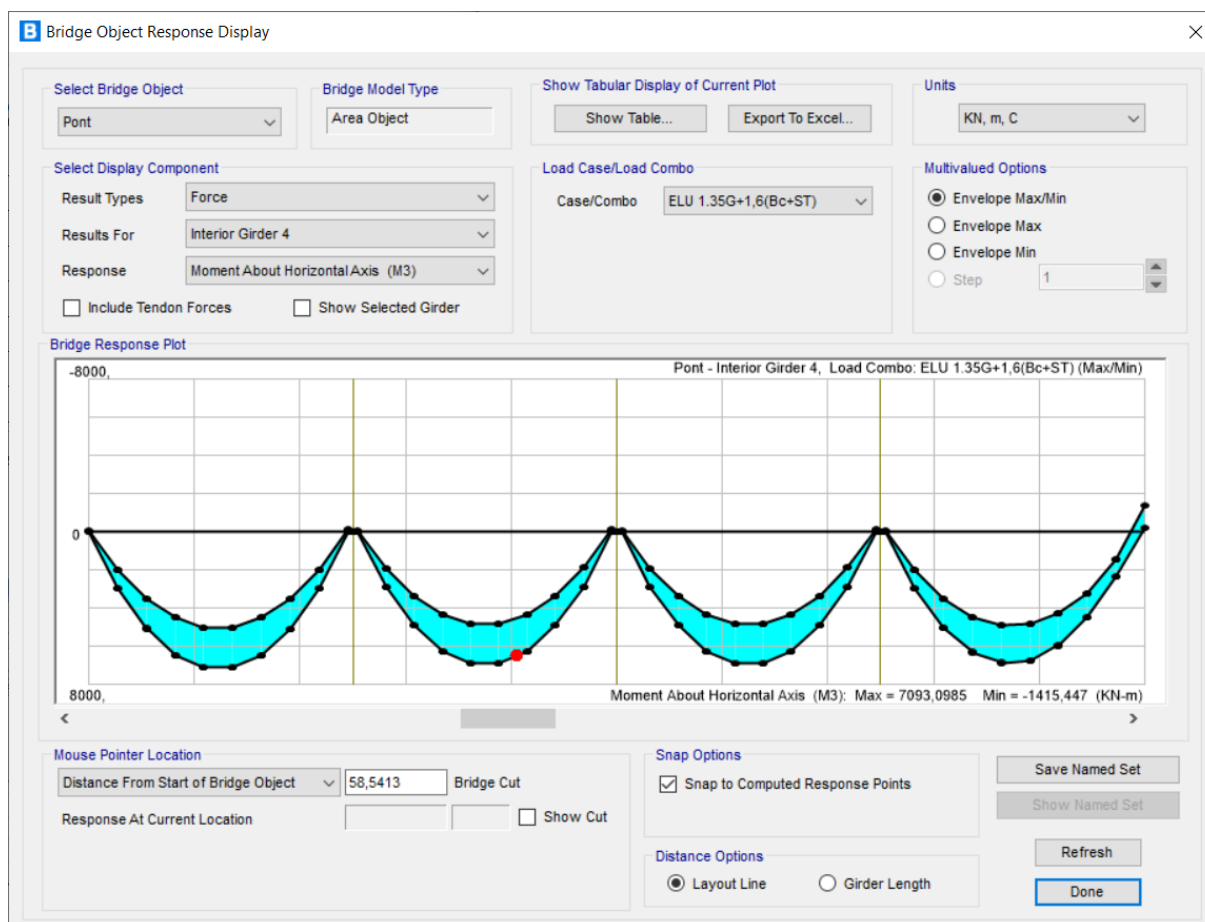


Figure III.11: Diagramme de Moment Max Due à la surcharge B_c+S_t

Tableau III.14: Moment fléchissant dans les poutres à ELS en (MN.m)

	Poutre Gauche	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre Droite
G+1,2(A(l)+S _t)	3,28	3,68	3,90	4,11	4,21	4,05	3,78	3,54	3,13
G+1,2(B _c +S _t)	3,84	4,31	4,75	5,13	5,28	5,06	4,63	4,28	3,69
G+1,2(B _t +S _t)	3,60	4,22	4,55	4,93	5,06	4,87	4,43	4,07	3,45
G+1,2M _{c120}	2,43	2,77	2,94	3,08	3,16	3,07	2,93	2,76	2,45
G+1,2D ₂₄₀	2,36	2,71	2,873	3,02	3,09	3,01	2,863	2,70	2,42
G+1,2(A(l)+S _t)+0,5T	3,28	3,68	3,90	4,11	4,21	4,05	3,78	3,54	3,13
G+1,2(B _c +S _t)+ΔT	3,60	4,22	4,55	4,93	5,06	4,87	4,43	4,07	3,45
G+M _{c120} +0,5 ΔT	2,43	2,77	2,94	3,08	3,16	3,07	2,93	2,76	2,45
G+D ₂₄₀ +0,5 ΔT	2,36	2,71	2,873	3,02	3,09	3,01	2,863	2,70	2,42

Après avoir déterminé les moments maximums à l'Etat Limite de Service (ELS), on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

G+1,2(B_c+S_t).

M_{max}=5,28MN.m

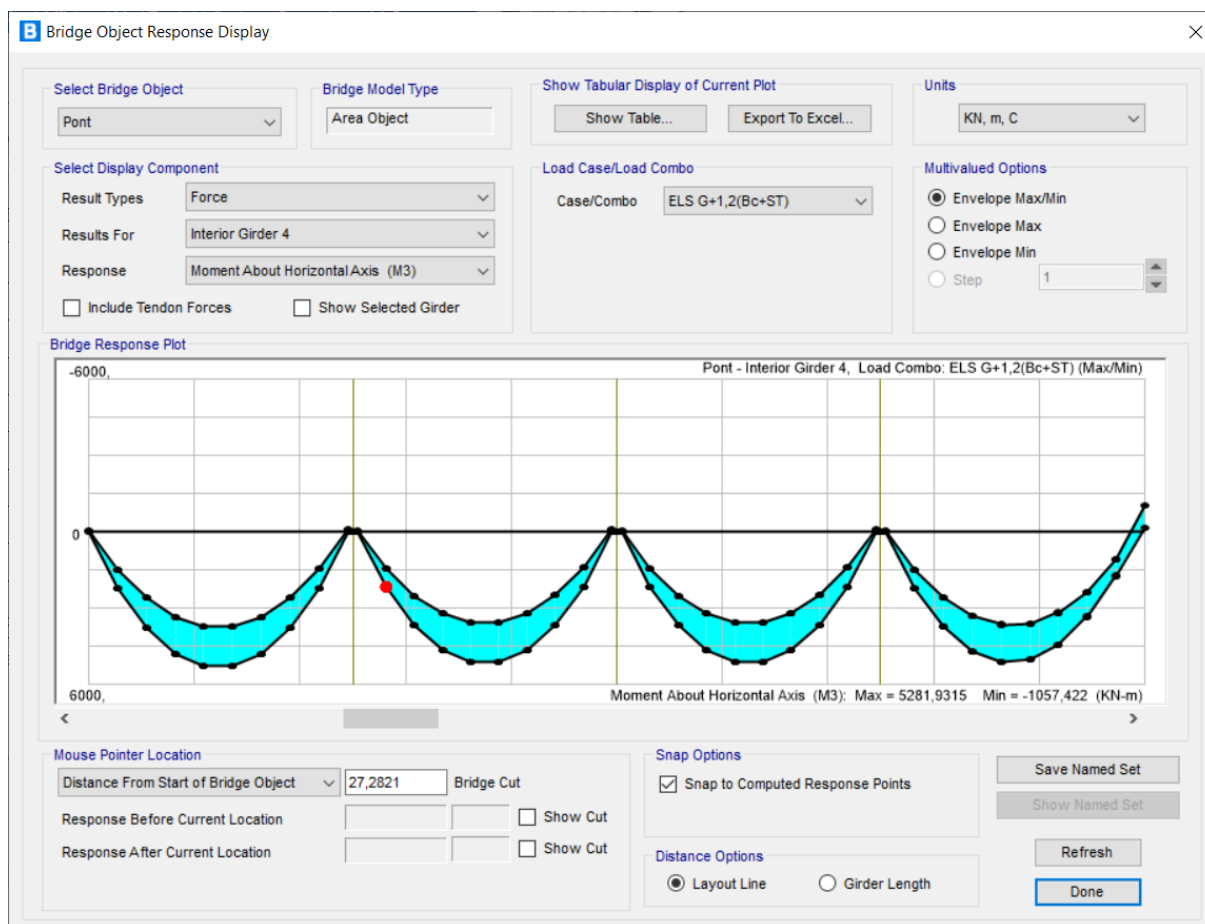


Figure III.12: Diagramme de Moment Max Due à la surcharge B_c+S_t à L'ELS.

Tableau III.15: Moments fléchissant maximum à l'action sismique (MN.m)

	Poutre Gauche	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre Droite
Suivant X	1,08	1,19	1,28	1,37	3,34	1,37	1,28	1,18	1,07
Suivant Y	0,48	0,34	0,24	0,15	0,05	0,15	0,25	0,35	0,48
Suivant Z	0,24	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,24

Après avoir déterminé les moments maximum sous l'action de séisme, on déduit que l'effort le plus défavorable est suivant la direction X .

$$M_{\max} = 3,34 \text{ MN.m}$$

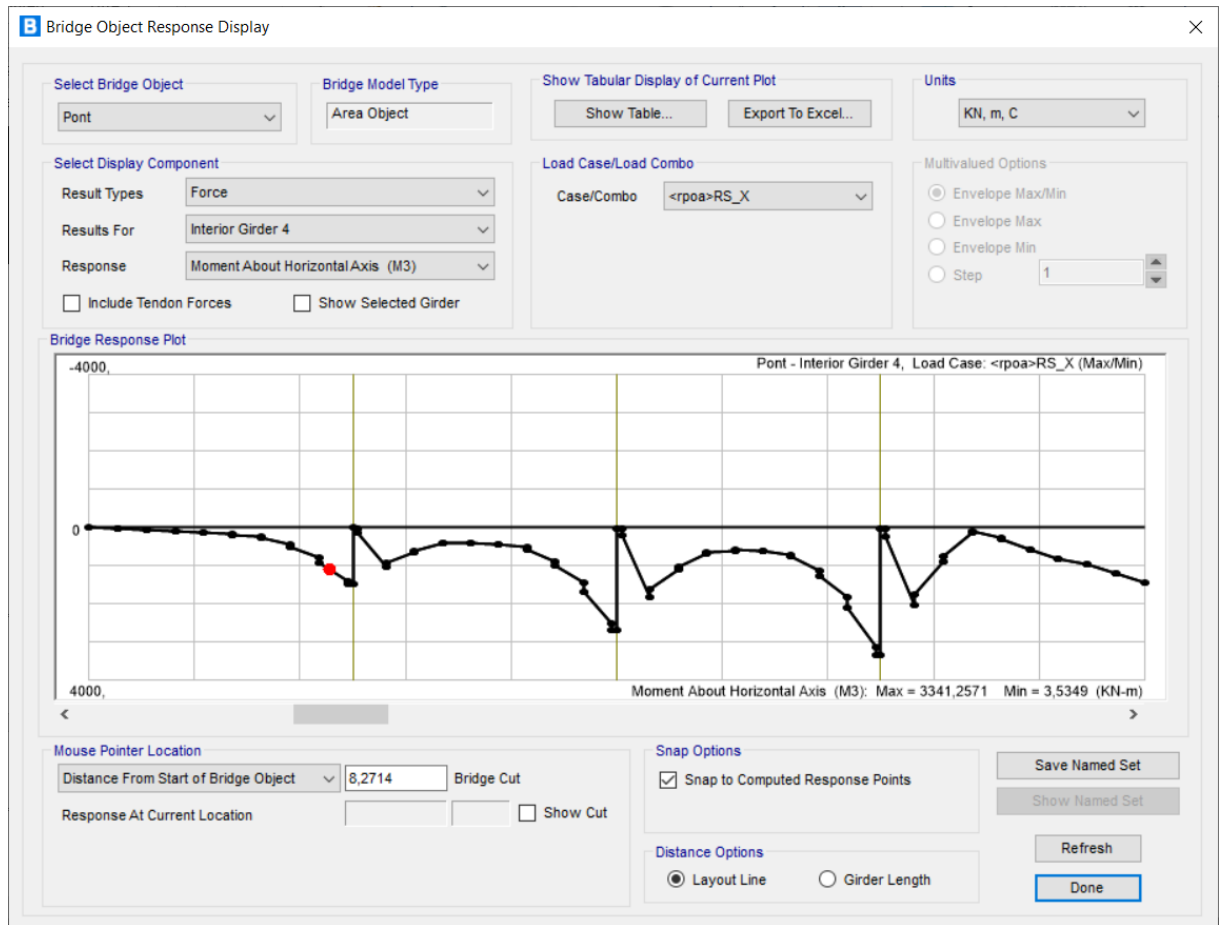


Figure III.13: Diagramme de Moment Max Due à l'action de séisme

III.6.4.Effort tranchant

Tableau III.16: Les efforts tranchants dans les poutres en (MN)

	Poutre Gauche	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre Droite
G	0,33	0,405	0,46	0,49	0,50	0,49	0,46	0,405	0,33
Al	0,032	0,055	0,078	0,10	0,103	0,10	0,078	0,055	0,032
BC 2 camion	0,076	0,16	0,23	0,32	0,32	0,32	0,23	0,16	0,076
Bt	0,054	0,14	0,18	0,27	0,25	0,27	0,18	0,14	0,054
D240	0,005	0,010	0,014	0,016	0,013	0,016	0,014	0,010	0,005
Mc 120	0,009	0,023	0,027	0,024	0,029	0,024	0,027	0,023	0,009

Tableau III.17: Les efforts tranchants dans les poutres à ELU en (MN)

	Poutre Gauche	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre Droite
1,35G+1,6(A _l +S _t)	0,50	0,63	0,73	0,80	0,82	0,79	0,72	0,60	0,45
1,35G+1,6(B _c +S _t)	0,69	0,95	1,12	1,33	1,34	1,33	1,11	0,92	0,63
1,35G+1,6(B _t +S _t)	0,65	0,92	0,10	1,25	1,24	1,24	1,02	0,88	0,59
1,35G+1,35M _{c120}	0,45	0,58	0,65	0,70	0,72	0,70	0,65	0,58	0,45
1,35G+1,35D ₂₄₀	0,44	0,56	0,64	0,68	0,68	0,68	0,64	0,56	0,44

Après avoir déterminé les efforts tranchants à l'Etat Limite ultime (ELU), on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

1,35G+1,6(B_c+S_t).

$T_{max}=1,34MN$

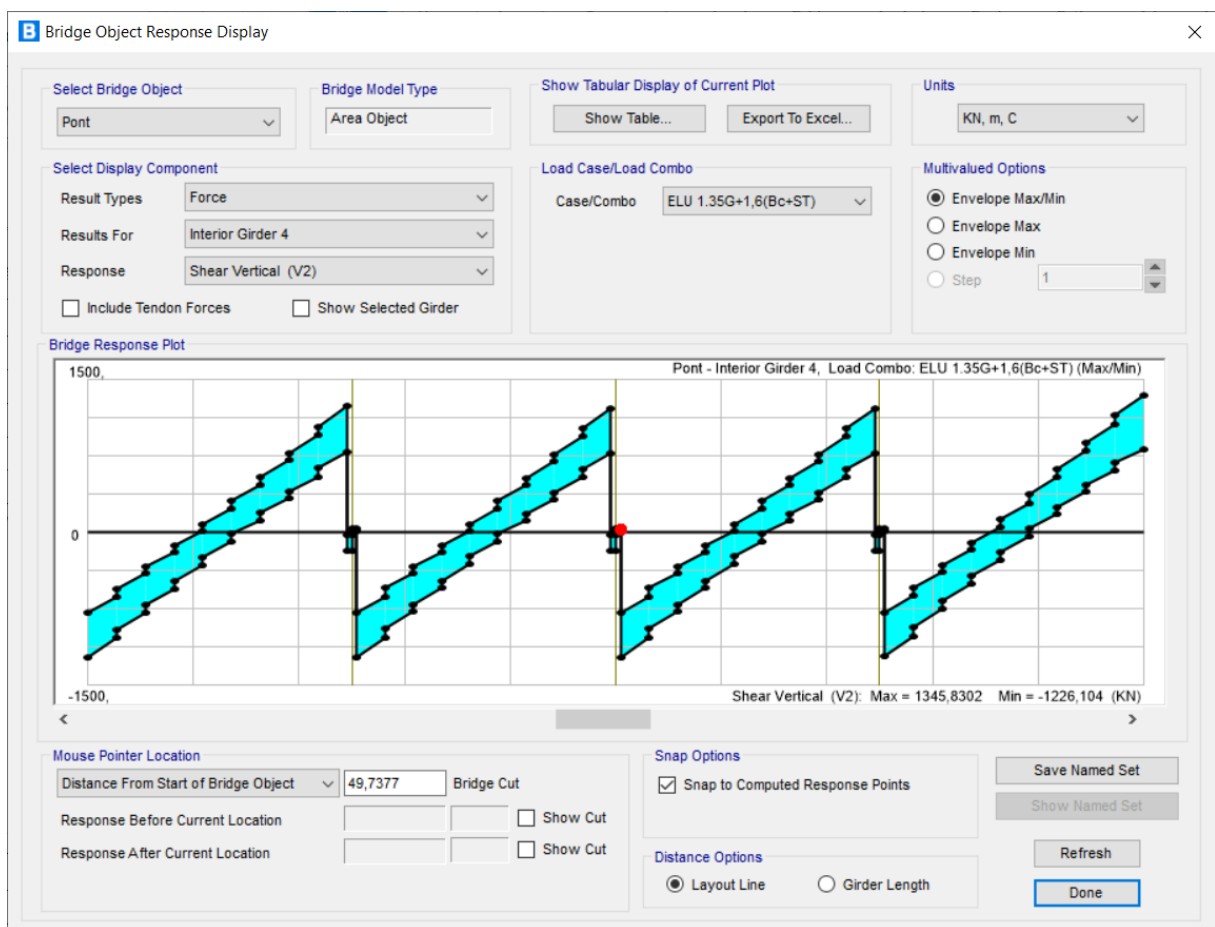


Figure III.14: Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge B_c+S_t à l'ELU

Tableau III.18: Effort tranchant maximum à l'ELS en MN

	Poutre Gauche	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre Droite
G+1,2(A(l)+S _t)	0,46	0,57	0,66	0,72	0,74	0,72	0,65	0,55	0,42
G+1,2(B _c +S _t)	0,51	0,71	0,84	0,99	1,00	0,99	0,84	0,71	0,51
G+1,2(B _t +S _t)	0,48	0,68	0,78	0,93	0,93	0,93	0,77	0,66	0,44
G+1,2M _{c120}	0,34	0,43	0,49	0,52	0,54	0,52	0,49	0,43	0,34
G+1,2D ₂₄₀	0,33	0,42	0,47	0,51	0,52	0,51	0,47	0,47	0,33
G+1,2(A(l)+S _t)+0,5T	0,46	0,57	0,66	0,72	0,74	0,72	0,65	0,55	0,42
G+1,2(B _c +S _t)+ΔT	0,51	0,71	0,84	0,99	1,00	0,99	0,84	0,71	0,51
G+M _{c120} +0,5 ΔT	0,33	0,43	0,49	0,52	0,54	0,52	0,49	0,43	0,34
G+D ₂₄₀ +0,5 ΔT	0,33	0,41	0,47	0,51	0,52	0,51	0,47	0,41	0,33

Après avoir déterminé les efforts tranchants à l'Etat Limite de service (ELS), on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

$$\mathbf{G+1,2(B_c+S_t)}$$

$$\mathbf{T_{max}=1MN}$$

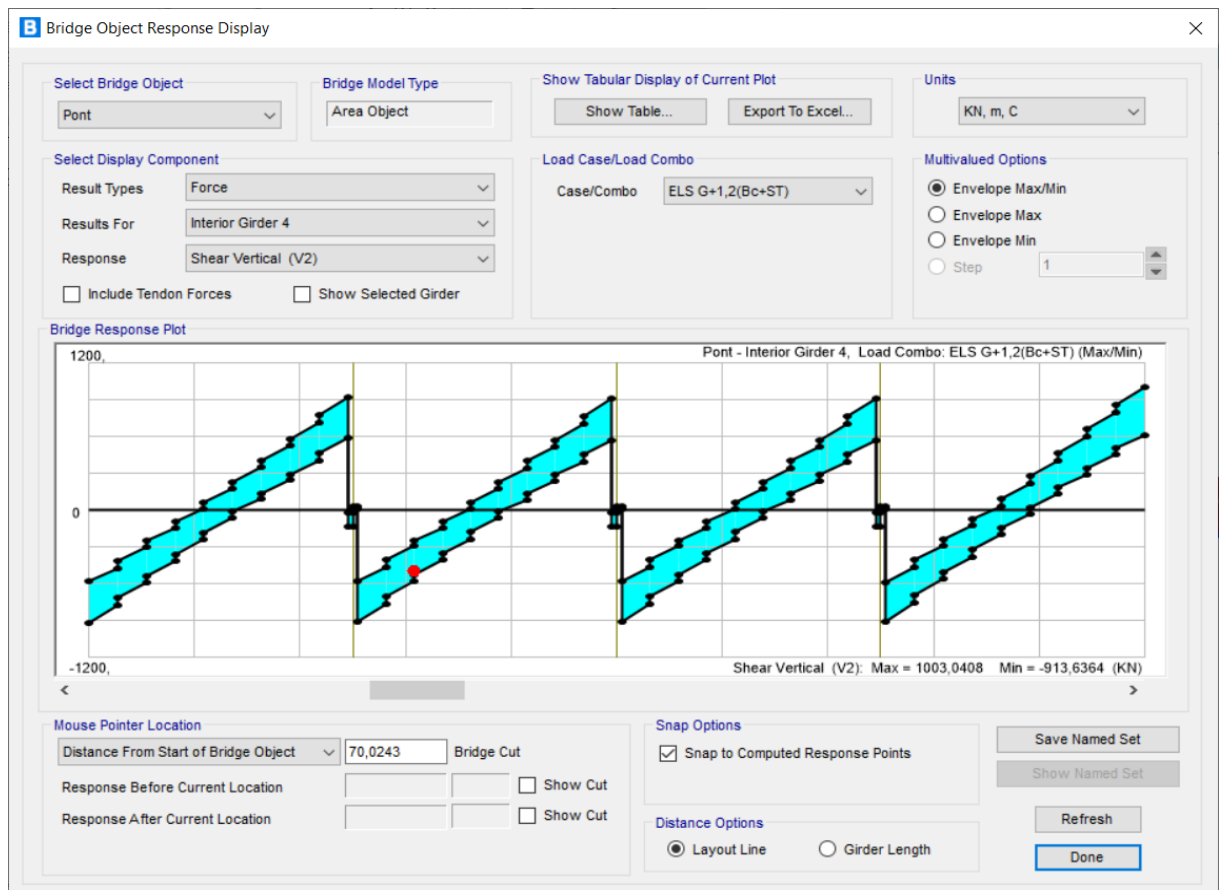


Figure III.15: Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge B_c+S_t à l'ELS

Tableau III.19: Effort tranchant maximum à l'action sismique en MN

	Poutre Gauche	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre Droite
Suivant X	0,068	0,076	0,084	0,099	0,21	0,099	0,083	0,076	0,068
Suivant Y	0,041	0,033	0,025	0,015	0,013	0,016	0,026	0,034	0,043
Suivant Z	0,032	0,033	0,032	0,032	0,033	0,032	0,032	0,033	0,032

Après avoir déterminé efforts tranchants sous l'action de séisme, on déduit que l'effort le plus défavorable est suivant la direction X.

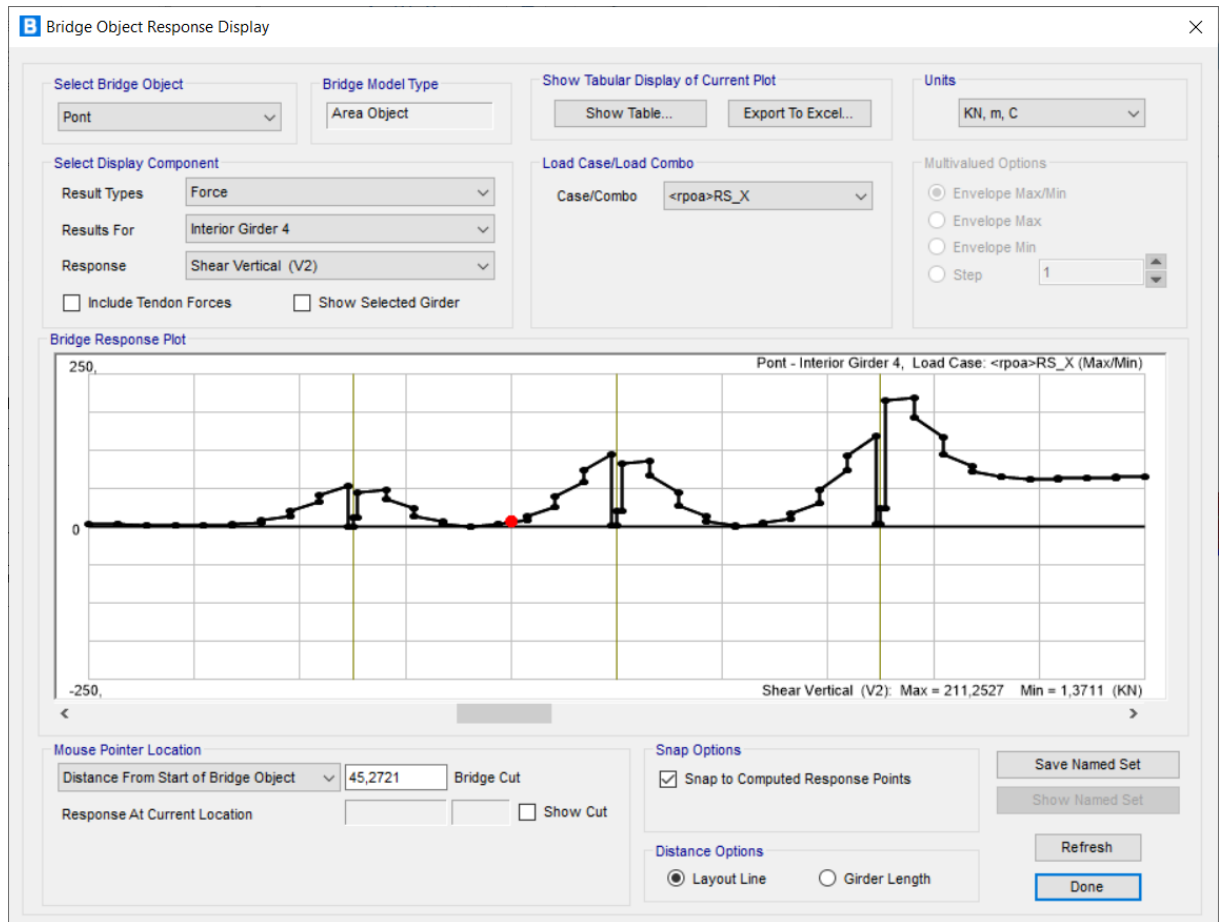


Figure III.16: Diagramme de l'effort tranchant Due à l'action de séisme.

CHAPITRE IV

ETUDE PARAMETRIQUE

IV.1. Introduction

Afin de quantifier l'impact de l'utilisation de RPOA sur la conception et le dimensionnement de tels ponts (ponts à poutres), une étude paramétrique a été réalisée.

Les variantes étudiées sont 7 pont pour avoir quantifier les changements des périodes des ouvrages et les déplacements, Les résultats obtenus sont illustrés en comparant les histogrammes de cas d'étude.

Et comme cas d'étude on a un pont de caractéristiques :

- Dimension le plan $L_x=102.8m$; $L_y=15m$.
- Travées : 4 travée de 25,7m
- Le pont est classe dans le groupe 1 : Pont stratégique.
- Le pont est localisé dans une zone de sismicité élevée zone III et un site meuble S3.
- Les piles sont en béton armée.
- Les poutres en I en béton précontrainte.

L'effet des entretoises :

On a étudié trois cas des entretoises suivants :

- 4 entretoises par travée.
- 6 entretoises par travée.
- 8 entretoises par travée.

L'effet des piles :

Quatre types de piles sont sélectionnés :

- Piles à deux (02) fut en section circulaire (Fig. IV.1).
- Piles à deux (03) fut en section circulaire (Fig. IV.2).
- Piles de type marteaux (Fig. IV.3).
- Piles de type voile (Fig. IV.4).

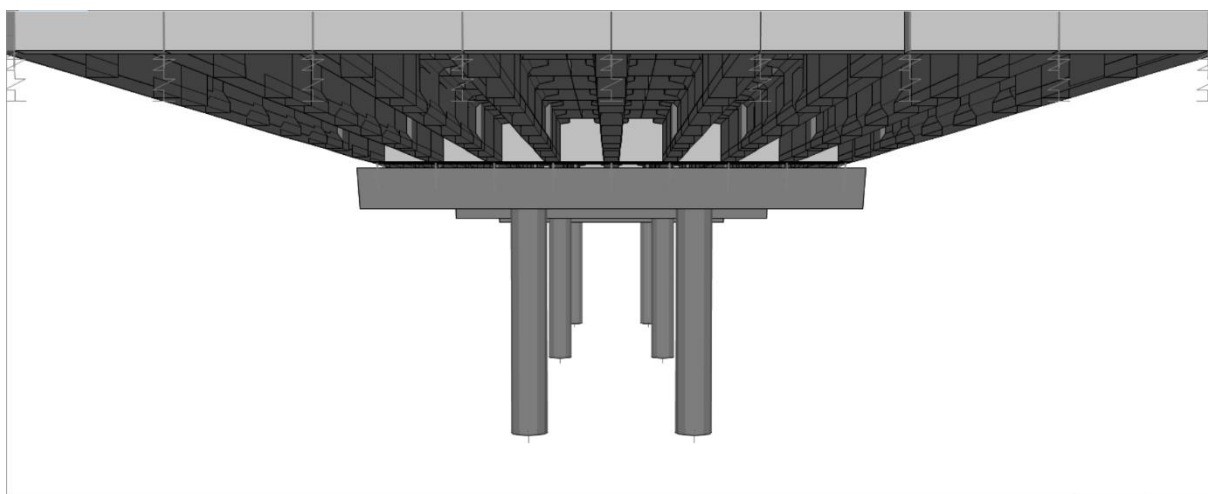


Figure IV.1: Pile à 2 Fut.

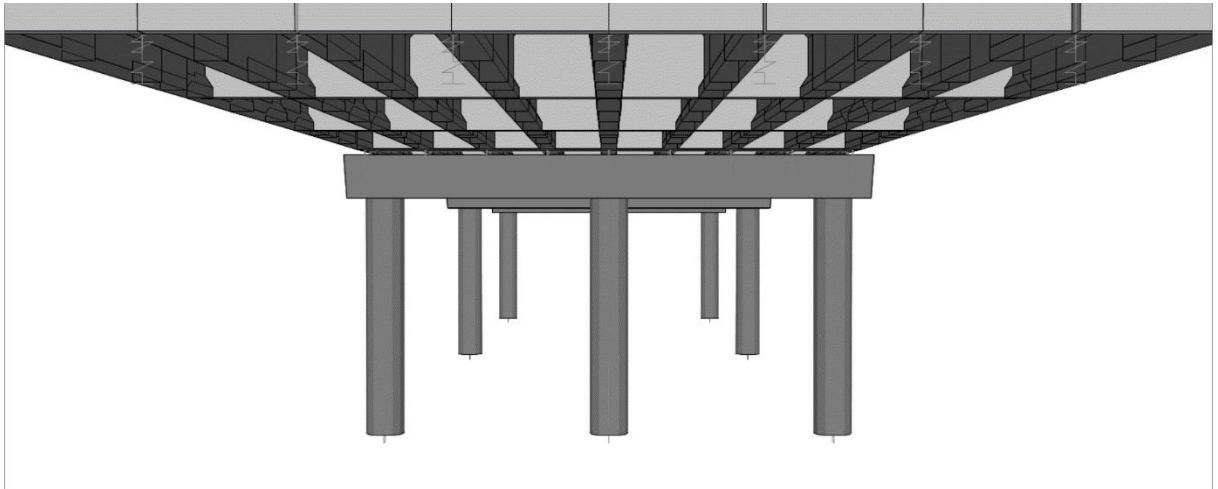


Figure IV.2: Pile à trois fut.

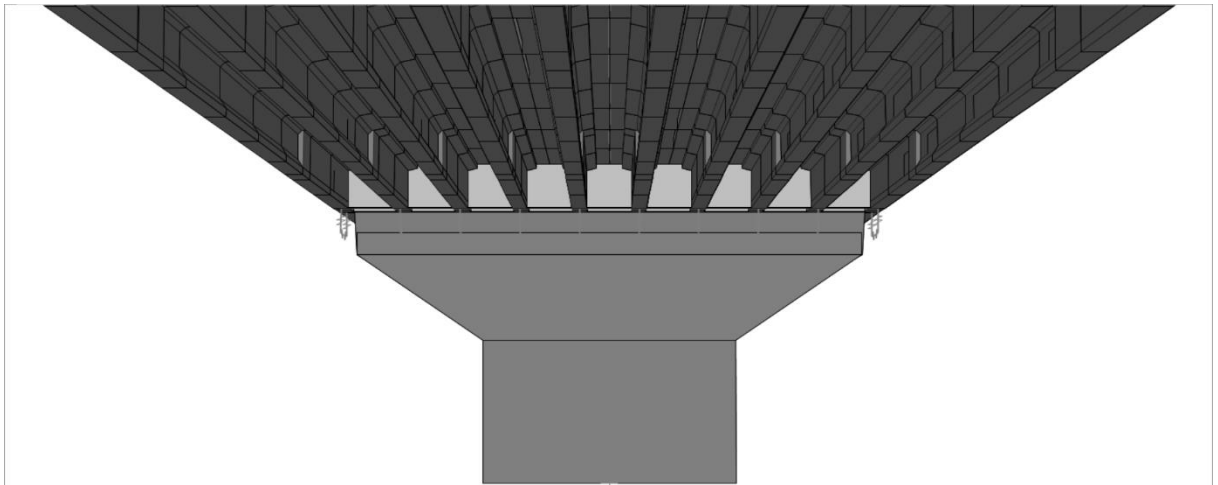


Figure IV.3: Pile Marteaux.

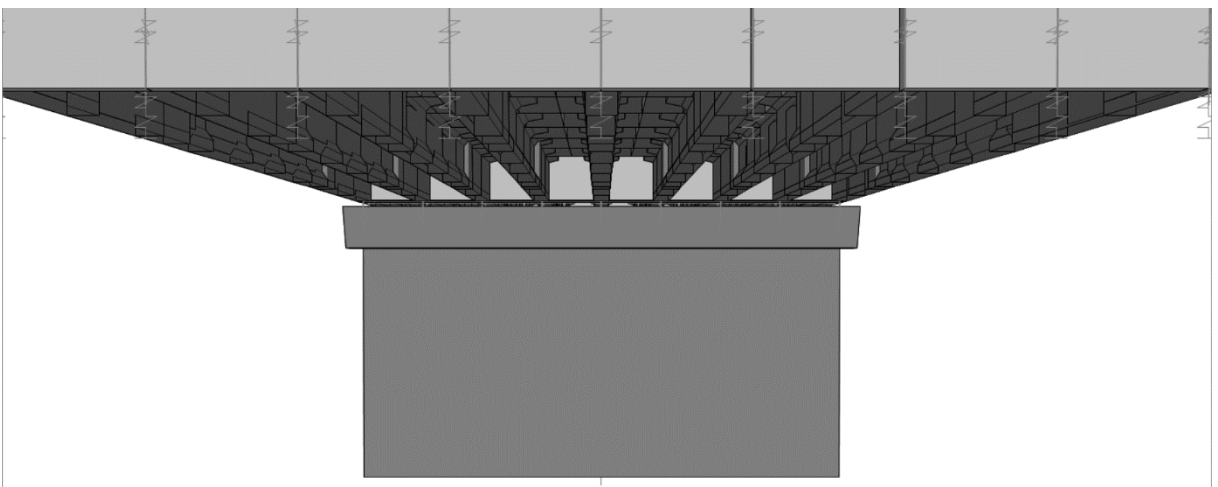


Figure IV.4: Pile voile.

IV.2. L'effet des entretoises

Dans ce cas on va étudier le nombre des entretoises et leur influence sur la période et le déplacement en faisant comparer les 3 Modes premier.

IV.2.1. La variation de période :

Mode 1 : Longitudinale

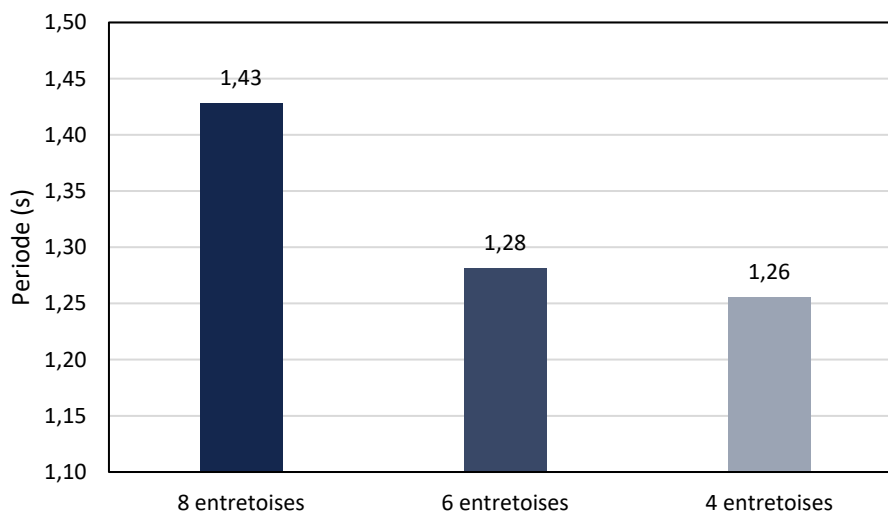


Figure IV.5: Variation de période en mode 1.

D'après cet histogramme, lorsque le nombre d'entretoises augmente de 4 à 8 on constate une évolution de 11,8% sur la période. Donc, il est clair que cette augmentation a un effet proportionnel sur la période, comme le montre la figure, la variante de 8 entretoises a la plus grande période

Mode 2 : Translation

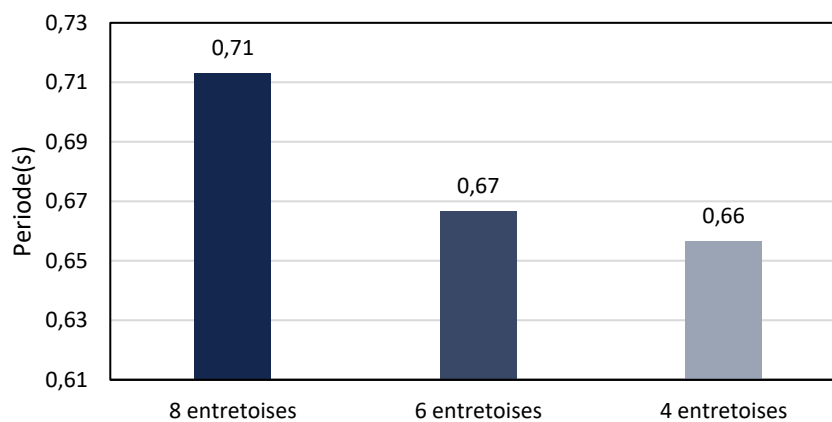


Figure IV.6: Variation de période en mode 2.

D'après la figure, lorsque le nombre d'entretoises augmente de 4 à 8 on constate une évolution de 7% sur la période, donc on, constate que cette augmentation a un effet proportionnel sur la période, comme le montre la variante de 8 entretoises ayant, la plus grande période.

Mode 3 : Verticale

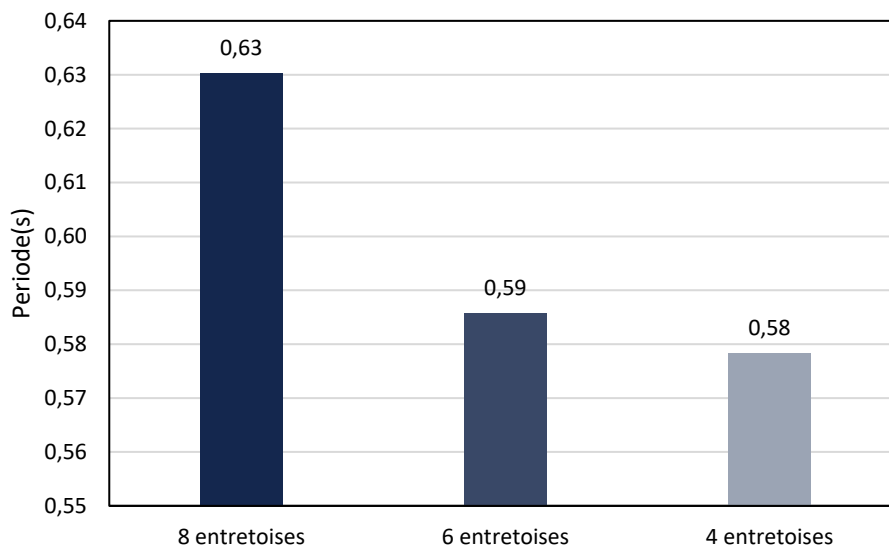


Figure IV.7: Variation de période en mode 3

D'après ces résultats, lorsque le nombre d'entretoises augmente de 4 à 8 on constate une évolution de 7,9% sur la période. La figure montre bien cette augmentation, qui a un effet proportionnel sur la période. On remarque clairement, la variante de 8 entretoises a la plus grande période. On peut justifier ce résultat par l'augmentation de la masse du tablier donc l'effet de la masse sur la période est plus dominant que la rigidité de tablier.

IV.2.2. Le déplacement

On va étudier les déplacements tel que U_x sur l'axe longitudinal U_y sur l'axe transversale et U_z sur l'axe vertical.

Déplacement suivant x (U_x)

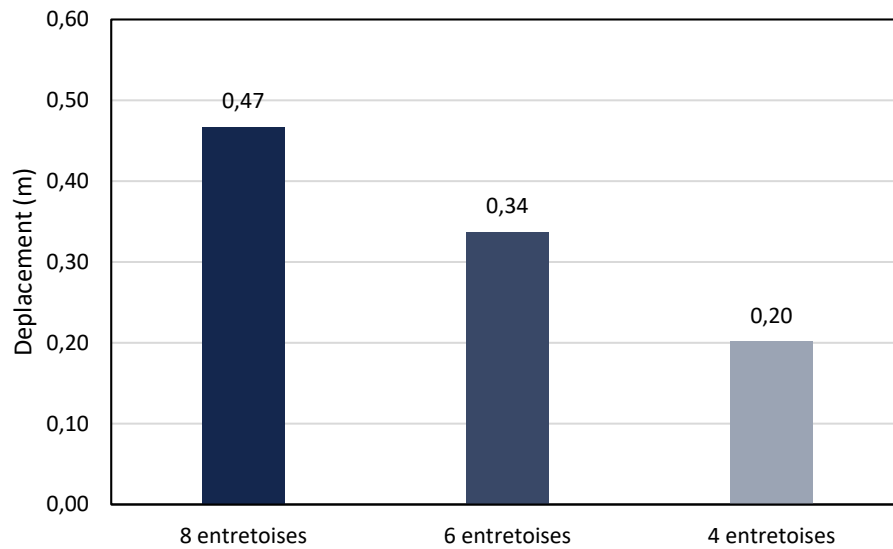


Figure IV.8: Variation du déplacement selon U_x .

La figure IV.8 représente la variation du déplacement en fonction de nombre des entretoises, On remarque que la variante de 4 entretoises a le plus petit déplacement, par contre la variante 8 entretoise a un déplacement qui est plus de 57% .

Déplacement suivant y (U_y)

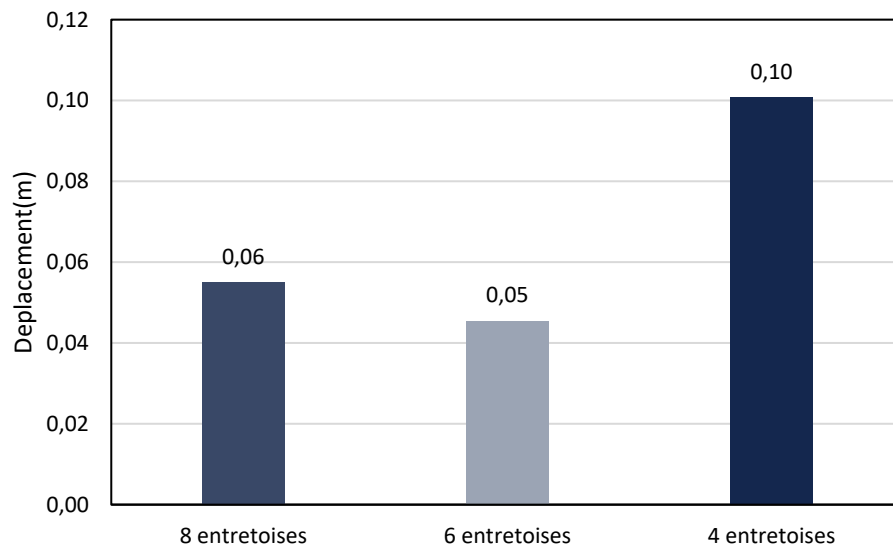


Figure IV.9: Variation de déplacement selon U_y

La figure IV.9 représente la variation du déplacement selon UY en fonction de nombre des entretoises. On remarque que la variante de 4 entretoises à un déplacement élevé par contre les autres variantes ont un faible déplacement de 50% pour 6 entretoise et 40% pour les 8 entretoises.

Déplacement suivant z (U_z)

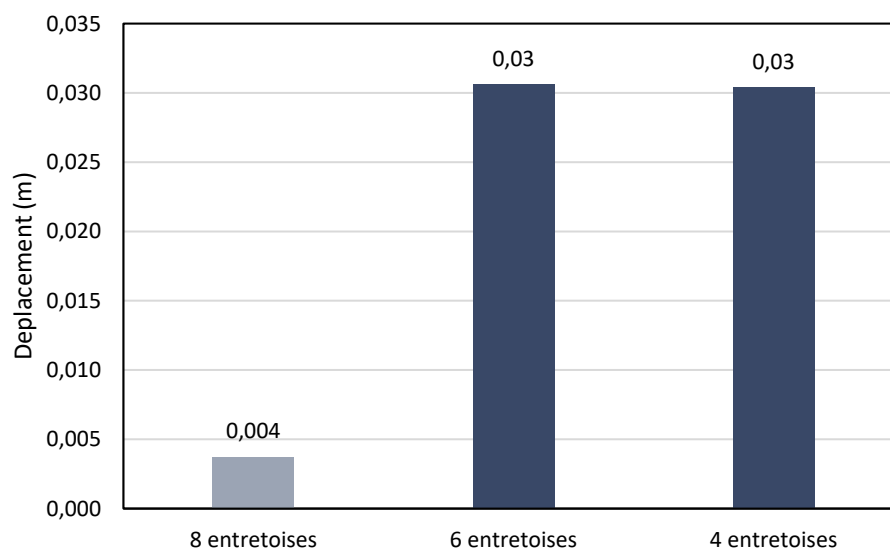


Figure IV.10: Variation de déplacement selon U_z

La figure IV.10 représente la variation du déplacement selon UZ en fonction de nombre des entretoises. On remarque que la variante de 4 et 6 entretoises ont un déplacement élevé par contre la variante de 8 entretoises a un faible déplacement de 80%. Cela peut être justifié par le poids du tablier (déplacement, qui est presque nul).

IV.3. L'effet des piles

On, étudie la forme de pile et le nombre de fut et son influence sur la période et le déplacement qu'on va les comparer avec les 3 premier Modes aux périodes et les déplacements selon U_x , U_y et U_z .

IV.3.1. Sur la période :

Mode 1 Logitudunale

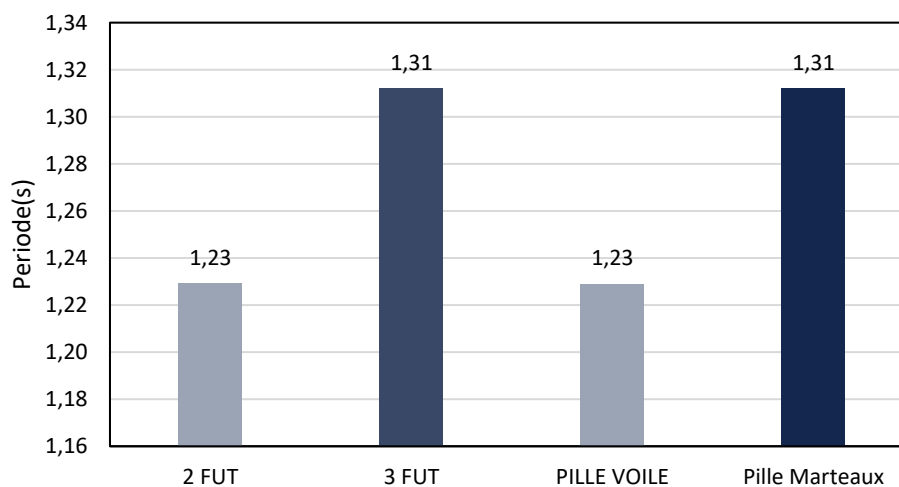


Figure IV.11: Variation de période en mode 1

D'après la figure, lorsque la forme de la pile change, on constate une évolution de 6% sur la période. On constate que ce changement a un effet sur la période comme le montre la pile de 3 fut et la pile marteau, qui ont des périodes égales, de même les autres pile de 2 fut et pile voile ont également des périodes égales.

Mode 2 Transversale

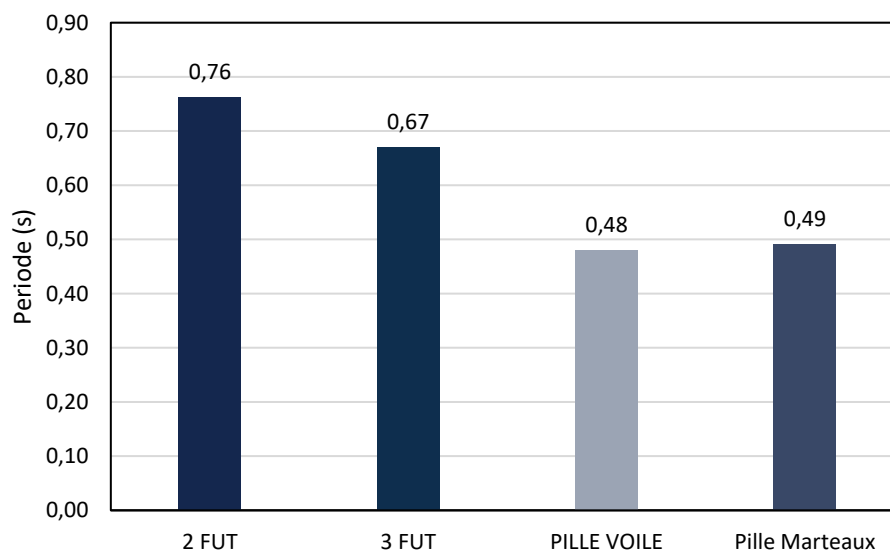


Figure IV.12: Variation de période en mode 2

D'après La figure IV 12, lorsque la forme de la pile change de la pile voile a la pile de deux futs, on constate une augmentation de 35% sur la période, donc ce changement a un effet sur la période. La pile de 2 fut a la période la plus élevée par contre les pile voile et pile marteau ont la plus petite période et qui sont égales.

Mode 3 Verticale

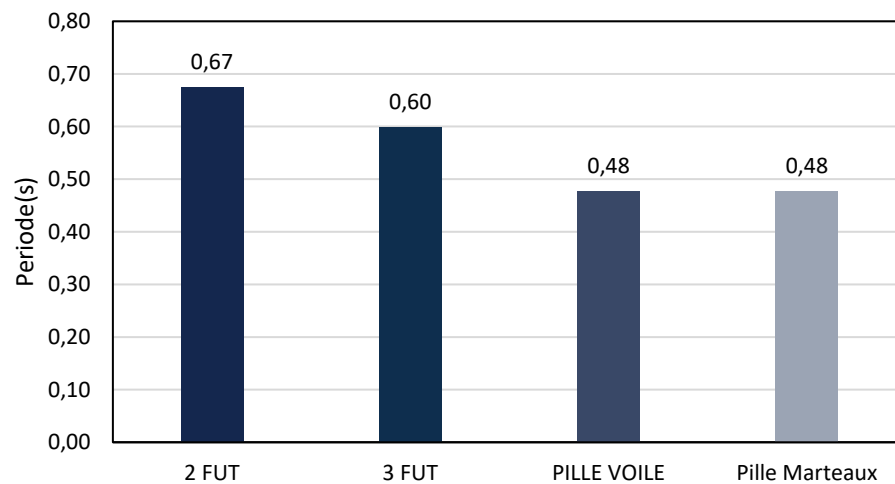


Figure IV.13: Variation de période en mode 3

D'après la figure IV.13, lorsque la forme de la pile change de la pile voile a la pile a deux futs on constate une augmentation de 28% sur la période. La pile de 2 fut a la période la plus élevée par contre les piles voile et pile marteau ont la plus petite période.

IV.3.2. Sur le déplacement

On va étudier les déplacements tel que U_x sur l'axe longitudinale U_y sur l'axe transversale et U_z sur l'axe verticale.

Déplacement suivant x (U_x)

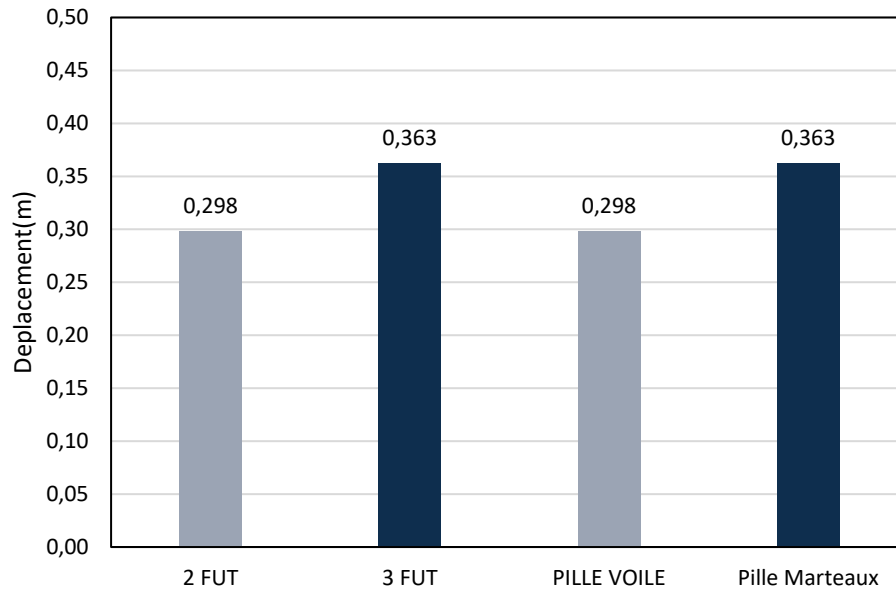


Figure IV.14: Variation de déplacement selon U_x

La figure IV.14 représente la variation du déplacement en fonction de la forme de pile.

On remarque que la pile de 3 futs et la pile de marteau ont les déplacements les plus élevés et qui sont égaux avec une augmentation de 18% par rapport aux autres, par contre, la pile de 2 fut et pile voile ont les plus petits déplacements et sont égaux.

Déplacement suivant y (U_y)

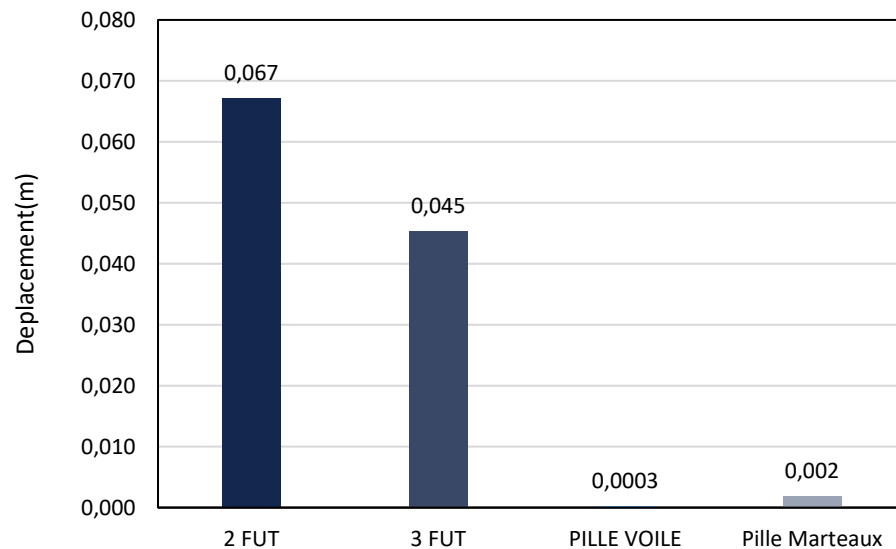


Figure IV.15: Variation de déplacement selon U_y

La figure IV.15 représente la variation du déplacement en fonction de forme de pile. On remarque que la pile de 3 fut et la pile de 2 futs ont les déplacements les plus importants et élevée de 97% par rapport aux autres piles. La pile voile a un déplacement presque nul.

Déplacement suivant z (U_z)

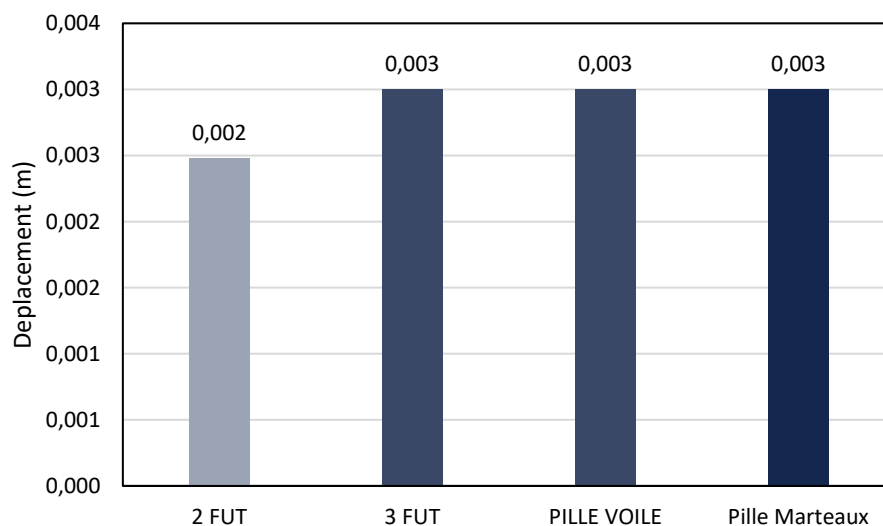


Figure IV.16: Variation de déplacement selon U_z

La figure IV.16 représente la variation du déplacement en fonction de la forme de pile.

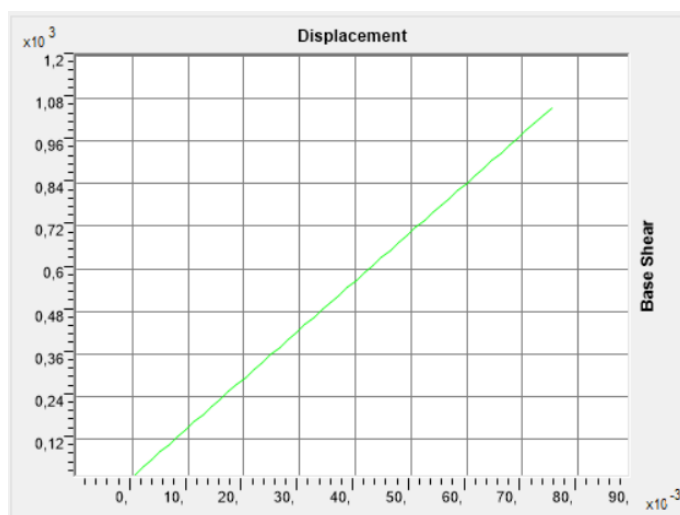
On remarque que les piles de 3 futs, pile voile et pile marteaux ont les déplacements les plus grands et élevée de 30% par rapport à la pile de 2 futs...

IV.4. Analyse Push-over

Pour déterminer le comportement de cette structure sous chargement sismique, une analyse push-over du pont de tablier à 6 entretoises sera effectuée, une étude d'évaluation des demandes sismiques sera réalisée et le niveau de performance vérifié.

Les résultats de l'analyse push-over sont affichés sous la forme d'un graphique représentant le changement de cisaillement au bas de la structure en fonction du déplacement du haut dans les deux directions (x-x) et (y-y).

Sens x-x



Sens y-y

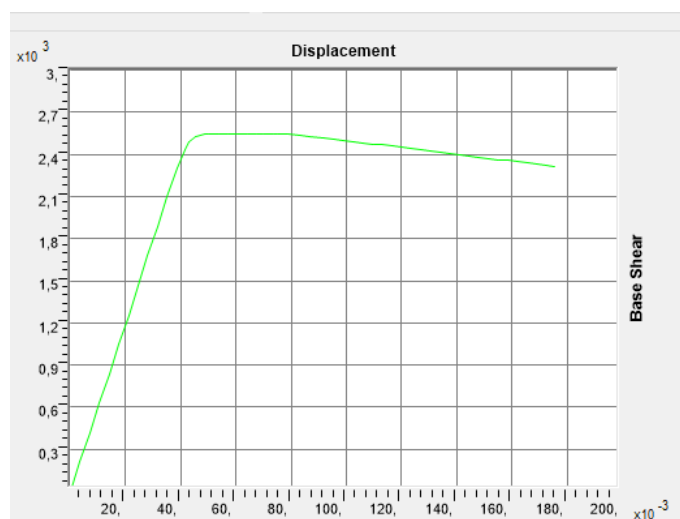


Figure IV.17: Courbes push-over effort tranchant à la base-déplacement au sommet

D'après les graphes ci-dessus on distingue clairement deux phases par lesquelles passe notre structure, la première phase étant la phase élastique caractérisé par une ligne droite qui continue jusqu'à une limite de l'effort tranchant à la base et un déplacement au sommet égale à (1045 KN,0.075m) et (2528 KN,0.049 m) pour le sens (x-x) et (y-y) respectivement.

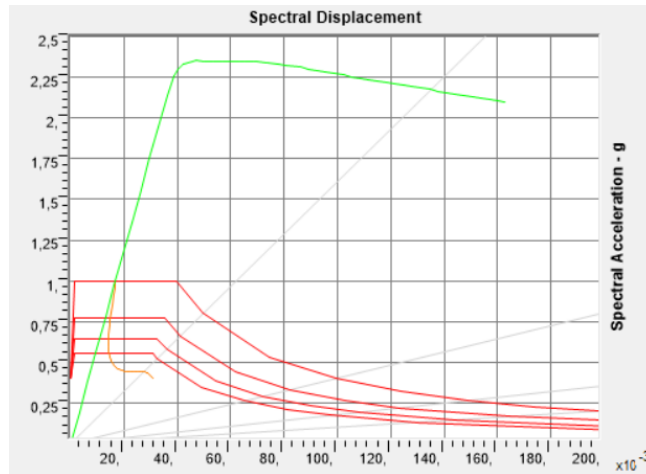
Dans le sens (y-y) on remarque que la courbe continue presque à l'horizontal, ce qui signifie que plusieurs zones atteignent leurs limites élastiques et passe dans le domaine post-élastique avec la formation des rotules plastiques.

Dans le sens (x-x) la courbe est caractérisée par un domaine élastique ce qui indique l'absence de formation des nœuds plastiques.

Dans le sens (y-y) le passage progressif vers le domaine plastique nous indique une succession dans la formation des nœuds plastiques.

En traçant les courbes de fragilité selon les deux sens (x-x) et (y-y) on détermine le niveau de performance de la structure comme suit :

Sens x-x



Sens y-y

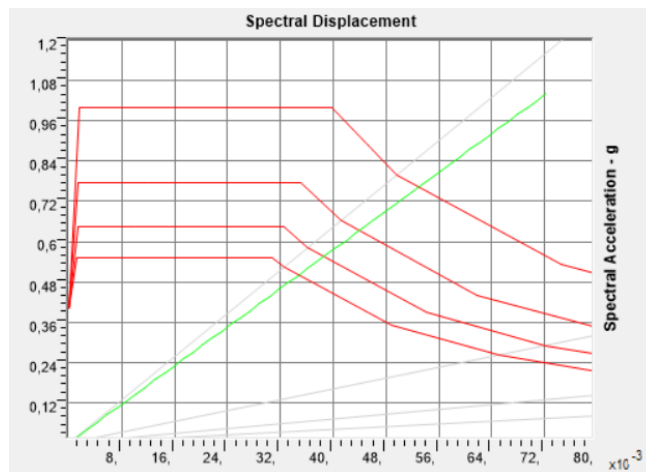


Figure IV.18: Courbes de fragilité

D'après l'analyse suivant les deux sens (x-x) et (y-y) on constate que la structure se situe dans un niveau de performance dans le premier sens, et selon le deuxième sens Immediate Occupancy «IO».

Cette analyse, nous permet de dire que la structure n'arrive pas à l'état de ruine mais il est possible que la structure a des très faibles déformations.

IV.5. Conclusion :

Les résultats obtenus confortent l'hypothèse selon laquelle l'augmentation de la masse du tablier donc l'effet de la masse sur la période est plus dominant que la rigidité de tablier.

L'analyse nous a permis de décrire le comportement réel de la structure et de suivre le développement des mécanismes de ruines dans les éléments ainsi que l'évaluation des changements des périodes des ouvrages et les déplacements.

En comparant les résultats obtenus, on a constaté que la variante de 6 entretoises a obtenus les meilleurs résultats et sur la forme de pile la pile voile a un excellent comportement avec les déplacements et périodes réduit par rapport les autres piles.

CONCLUSION GENERALE

Les ponts sont des infrastructures très importantes dans le système routier d'un pays et doivent assurer leur fonctionnement normal, ce qui nécessite d'améliorer leurs performances sismiques.

Ainsi, le ministère des Travaux Publics de l'Algérie est chargée de l'élaboration d'un référentiel de dimensionnement parasismique de ces ouvrages sous le nom de : « Code Parasismique Applicable au Domaine des Ouvrages d'Art » RPOA 2008.

Un organigramme a été développé illustrant les différentes sections du code RPOA pour les tunnels, les ponts neufs et les ponts existants pour mettre en évidence les différentes étapes de calcul et d'analyse.

Dans le cas de ce projet on a considéré trois effets des entretoises 4,6 et 8 et quatre types des piles, Pile marteaux, pile a trois fut, pile a deux fut et pile voile.

En comparant les résultats obtenus, on a constaté que la variante de 6 entretoises a obtenus les meilleurs résultats et sur la forme de pile la pile voile a un excellent comportement avec les déplacements et périodes réduit par rapport les autres piles.

L'analyse Pushover de la variante de 6 entretoises nous permet de dire que la structure n'arrive pas à l'état de ruine mais il est possible que la structure a des très faibles déformations.

Ces analyses montrent le bon comportement des ponts conçus conformément à la réglementation RPOA 2008 à travers les histogrammes qui démontrent la capacité du pont à dissiper l'énergie induite par l'excitation sismique des ponts étudiés jusqu'au développement du mécanisme de ruine.

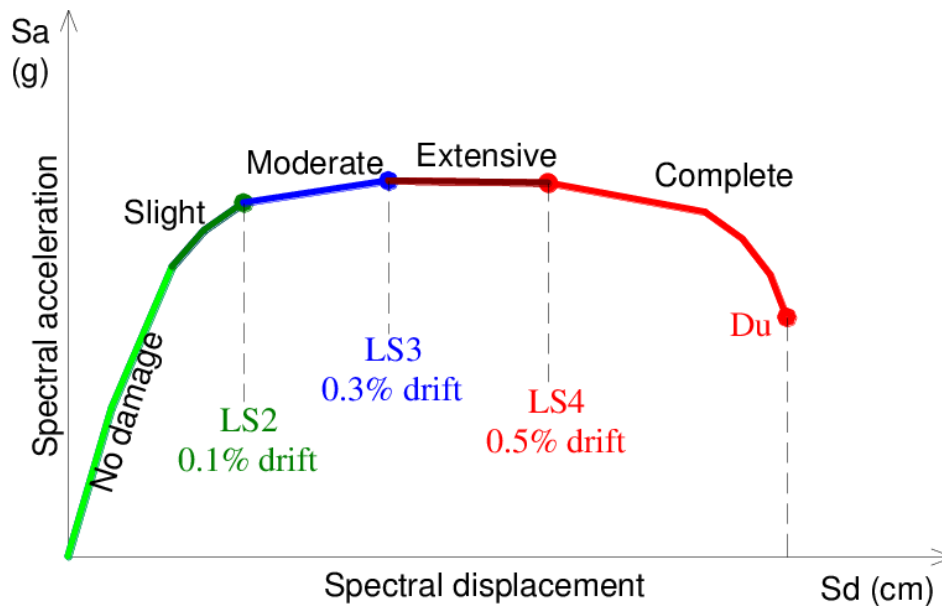
REFERENCES

- [1] L.Guizani, « Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts», ALG Groupe Conseil Inc, 2006.
- [2] Kazuhiko Kawashima, «Seismic Design and Retrofit of Bridges», 2000.
- [3] Roberts.J.E, « Optimizing Post Earthquake Lifeline System Reliability Seismic Design Details for Bridges », Taipei, Taiwan, R.O.C, 1999.
- [4] Buckle,I.A, « Overview of Seismic Design Methods for Bridges in Different Countries and Future Directions», Paper No.2113, 11WCEE, Acapulco, Mexico,1996.
- [5] Priestley, M.J.N, Seible.F and Calvi, « Seismic Design and Retrofit of Bridges », John Wiley and Sons, New York, USA, 1996.
- [6] L.Guizani, «Rapport Sommaire Préliminaire sur l'isolation sismique des ponts », Madrid, Août 2005.
- [7] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), «Guide Specifications for Seismic Isolation Design », 1998.
- [8] Canadian Highway Bridges Design Code (CAN-CSA-S6-00), Décembre 2000.
- [9] CNRC 2003, « Revue Canadienne de Génie Civil », Volume 30, Avril 2003.
- [10] Housner, G.W, «The Continuing Challenge-The Northridge Earthquake of January 17, 1994 », Sacramento, California, 1994.
- [11] Denis Mitchell, Michel Bruneau, « Performance of Bridges in the 1994 Northridge Earthquake ».
- [12] Rapport Préliminaire de la mission AFPS, Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie, Juillet 2003.
- [13] C.G.S. « Projet du Guide Définissant les Charges à Appliquer dans les Calculs et les Epreuves des Ouvrages d'Arts », Septembre 2006.
- [14] Applied Technology Council (1996), « Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building », ATC 40, Volume 1 et 2, Report No.SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA.
- [15] H.Krawinkler, « Procedure and Construction of pushover analysis of Seismic Performance Evaluation Engineering Structure », Volume 20, Edition Elsevier Science, Department of Civil Engineering Stanford University, USA, 1998.
- [16] Federal Emergency Management Agency, « NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Building and Other Structures », FEMA 273, Chapter 3, Washington, D.C.
- [17] Cosming Chiorean, « Application of pushover Analysis on Reinforced Concrete Bridge Model », Juillet 2003.
- [18] M.Inel, B.Edgar, F.Black,USEE 2001,« Utility Software for Earthquake Engineering», Report and User's Manual, Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana, 2007.

- [19] W.Edward, « Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures at Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering », University of California, USA, January 2002.
- [20] T.Paulay, Priestly, « Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building», New York, 1992.
- [21] Construction en béton, Introduction à la Norme SIA 262, « Dimensionnement parasismique », Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, Zurich, 2003.
- [22] H .Bachmann, «Dimensionnement en capacité»,2002.
- [23] R.Land, S.Post, « Seismic Design Methodology», January 1999.
- [24] C.G.S. «Projet du Règlement Parasismique des Ouvrages d'Arts Algérien», RPOA 2007.
- [25] C.G.S, RPOA 2007, « Procédures de Dimensionnement », Annexe A, 2007.
- [26] D.Amir-Mazaheri, «Résistance des ponts au séisme», Retour d'expérience, Juin 2006.
- [27] Ait Belkacem H « Modélisation Parasismique d'un ponts » Magister Thésis 2010

Annexe

Annexe 1 : Performance levels on pushover curve



Annexe 2 : Guide d'utilisation de CSI Bridge

Des mots anglaise en français

Blank : Vide.

Layout : disposition.

File : Fichier.

Layout-Line : disposition d'axe.

Lane : voie.

Components : Composantes.

Bearings : Les appuis

Bents : Pille

Cap beam : Chevêtre

Columns : Poteau fuit.

Abuments : Culée.

Height : Hauteur.

Area : Surface.

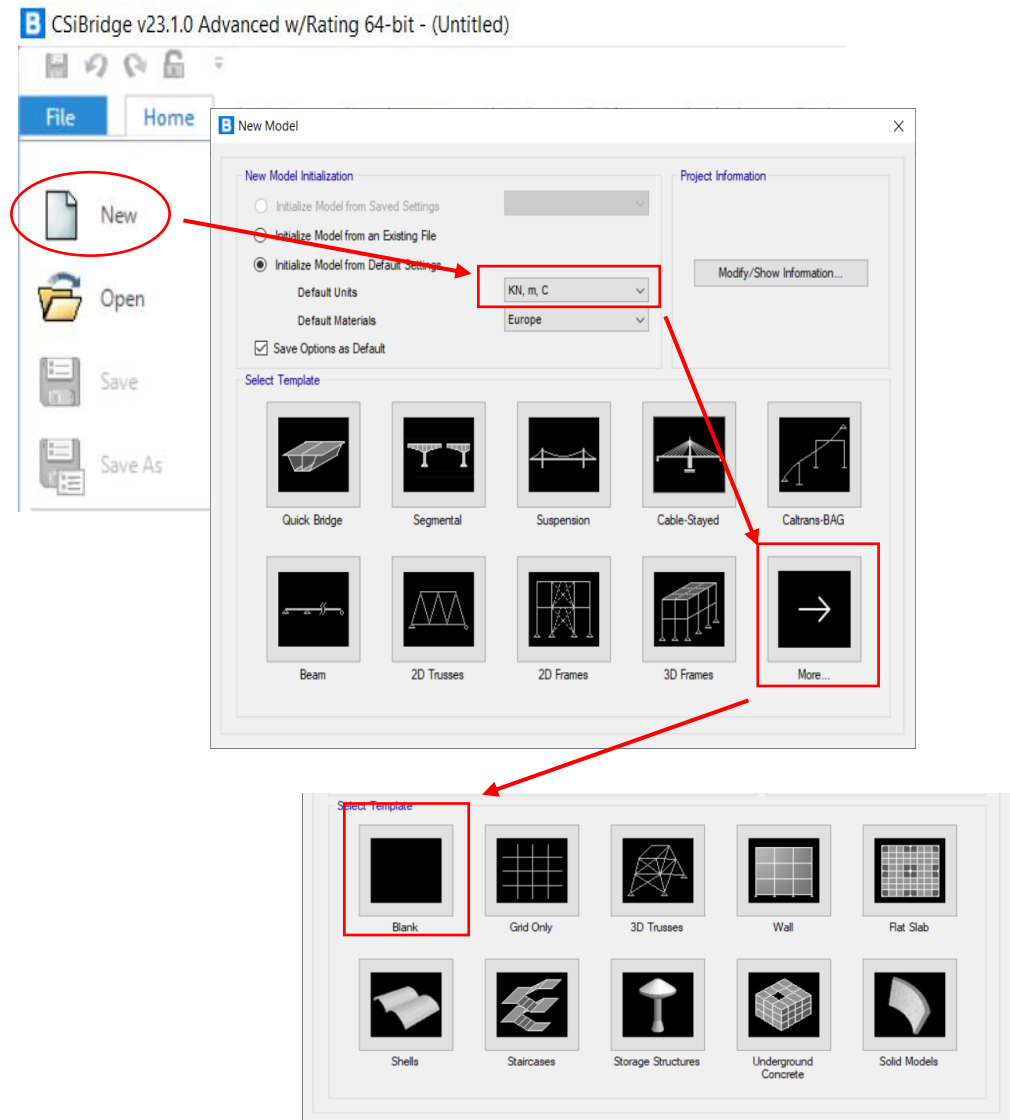
Vehicule moving: Charge roulante.

Span: Travée.

Etape 1 : Créer le fichier

Ouvrir un nouveau fichier sur CSI Bridge c'est comme afficher dans la figure il faut assurer les unités KN,m,C.

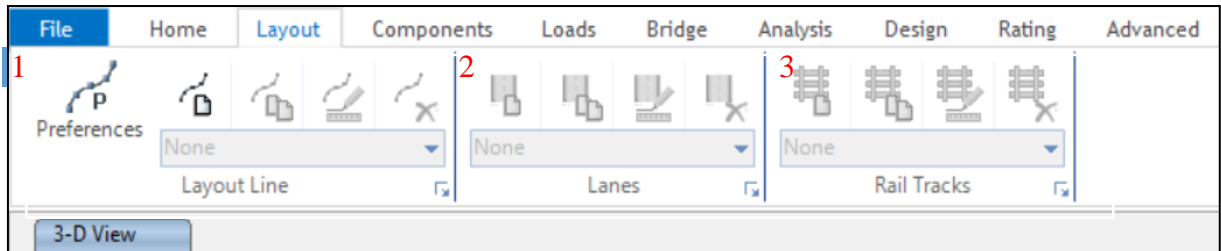
File→New→Choisir KN ,m ,C→More→Blank



Introduire un nouveau fichier.

Etape 2 : Définir les axes et les voie du pont.

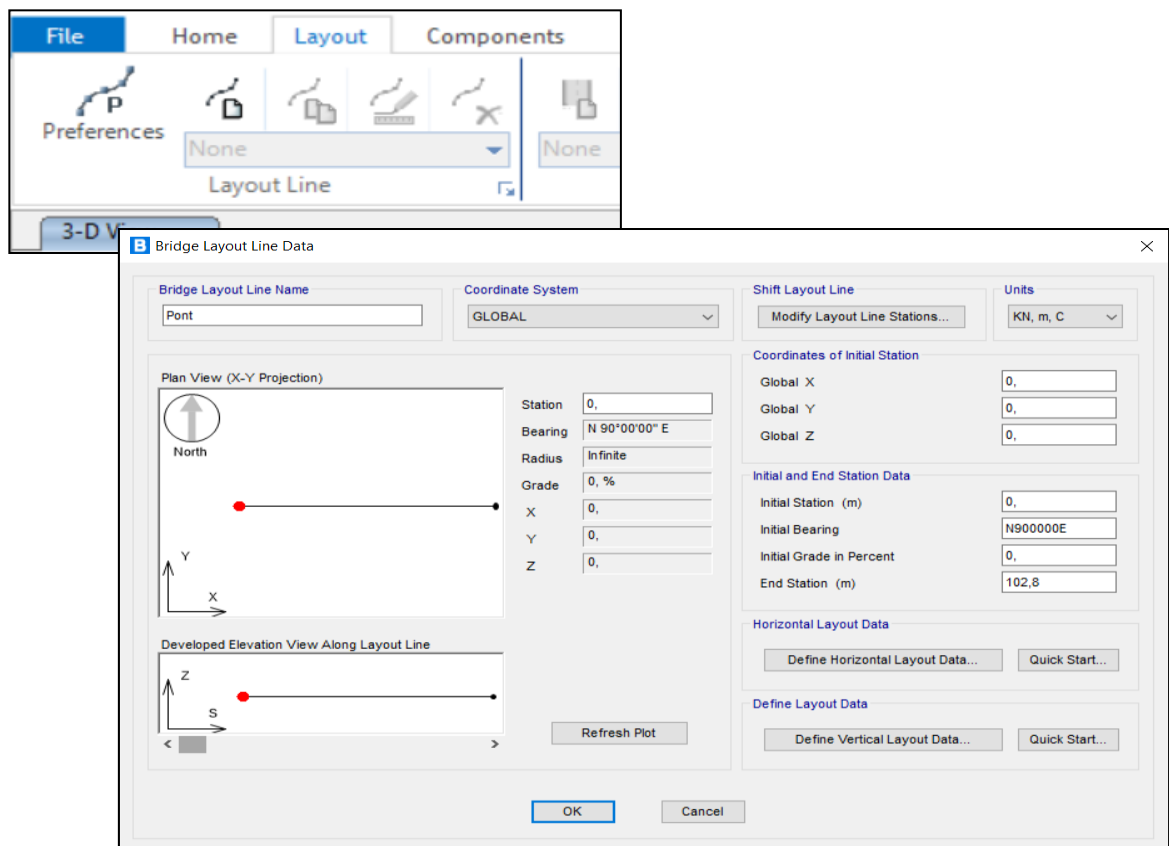
Pour les définir on utilise le Menu « Layout » .



Présentation du Menu « Layout ».

1. Cest pour definir les axes.
2. Pour les voies de la route .
3. Pour les voies ferroviaires.
- Definition d axe de la route

Layout→New Layout Line→Bridge Layout Line Name: Pont →Initial station 0→End station 102,8m→cliquer sur ok.



Définition d axe du pont.

- Définition des voies :

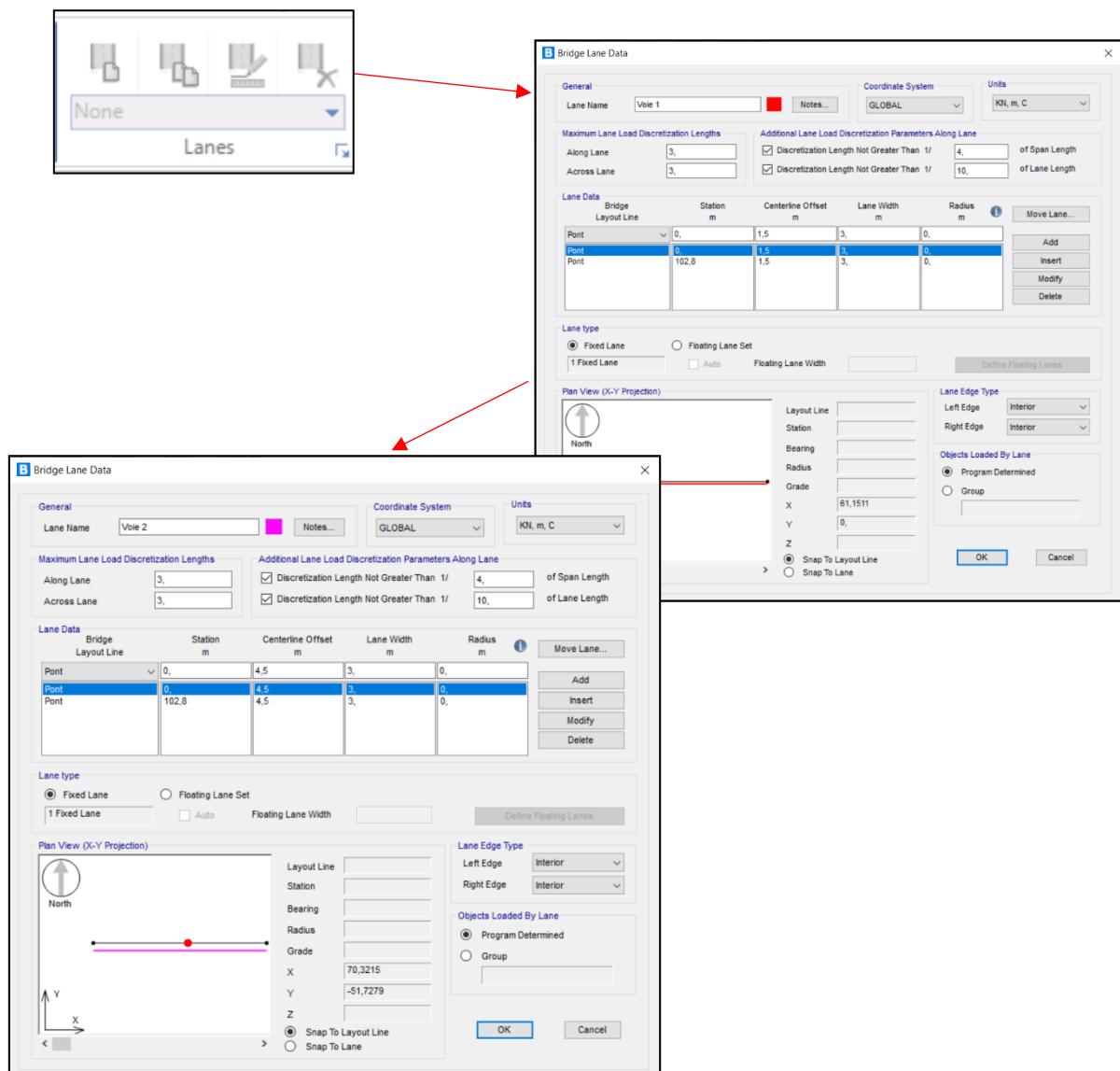
Layout→New Lane→Lane Name: Voie 1 →Station 0; Centerline offset 1,5; Lane width 3; Radius 0→Add

Et ajouter la deuxième station→ station 102,8m→Add→cliquer sur ok.

Refaire le processus pour les autres voies changer centerline offset.

Le cas étudié a 4 voies de circulation

Et 2 voies superposent sur les autres charges pour les charges exceptionnelles.



Définition du voie 1 et 2.

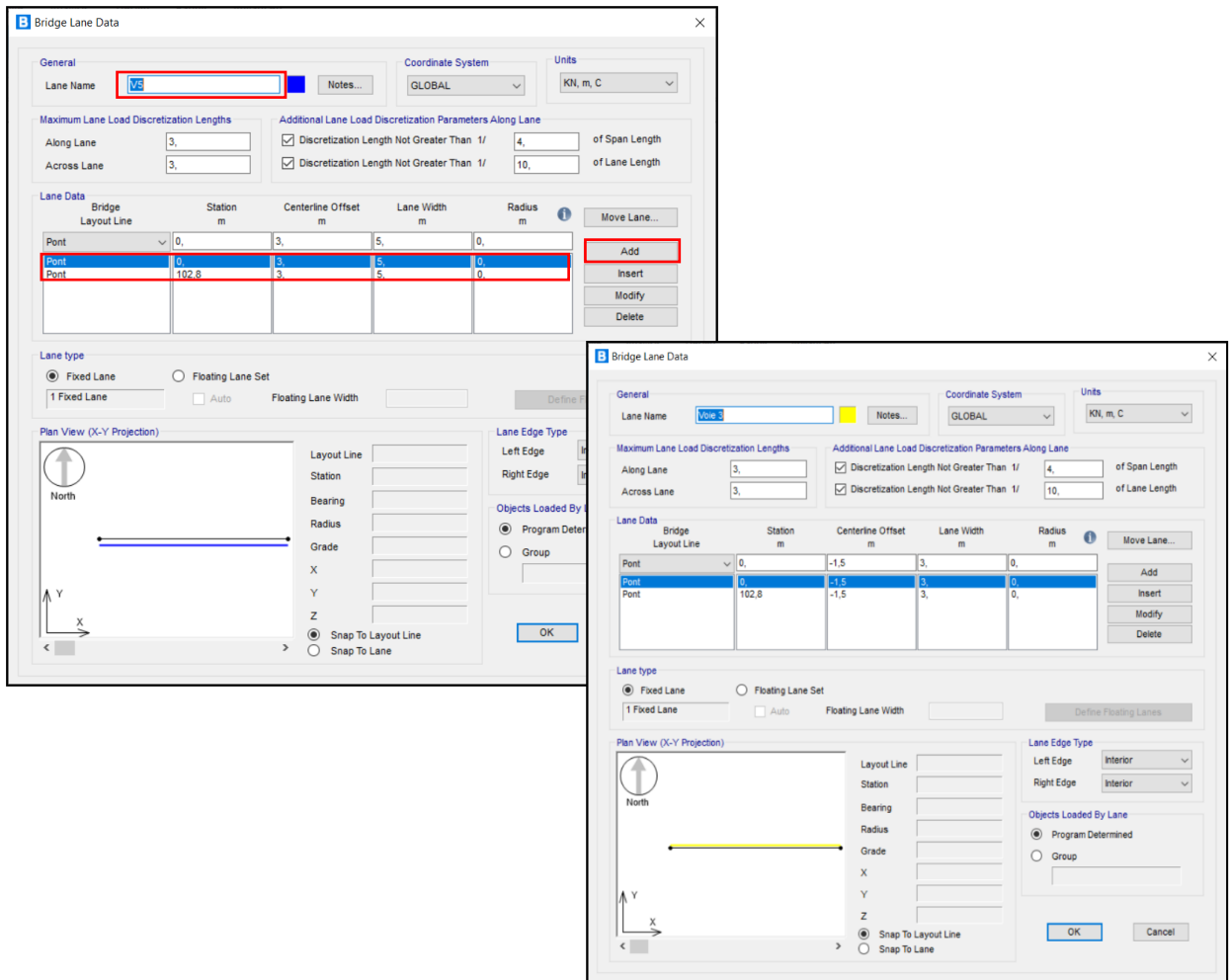
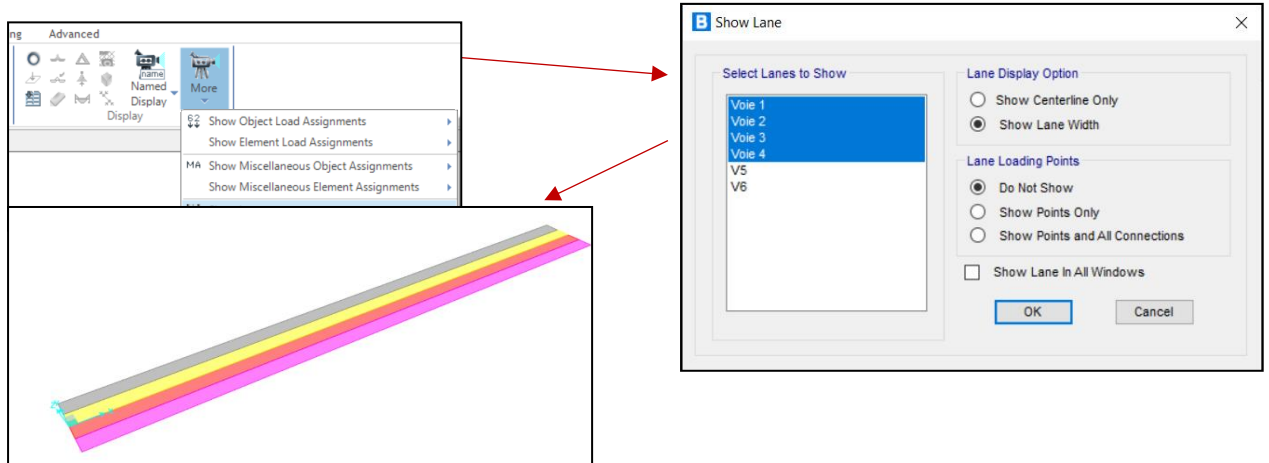


Figure III-12 : Définition du voie 3 et V5.

Pour afficher les voies :

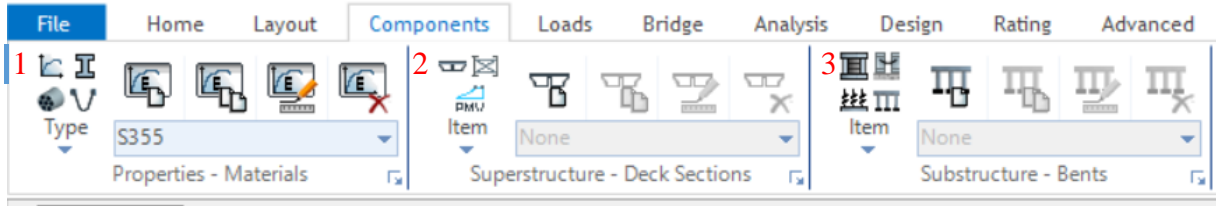
Home → More → Show Lanes → Sélectionner les voies → Show lane width



Affichage des voies.

Etape 2 : Insérer les caractéristiques des matériaux et les composants du pont .

Pour les définir on utilise le menu composants .



Présentation du menu composants.

1.c'est pour définir les matériaux et les sections...

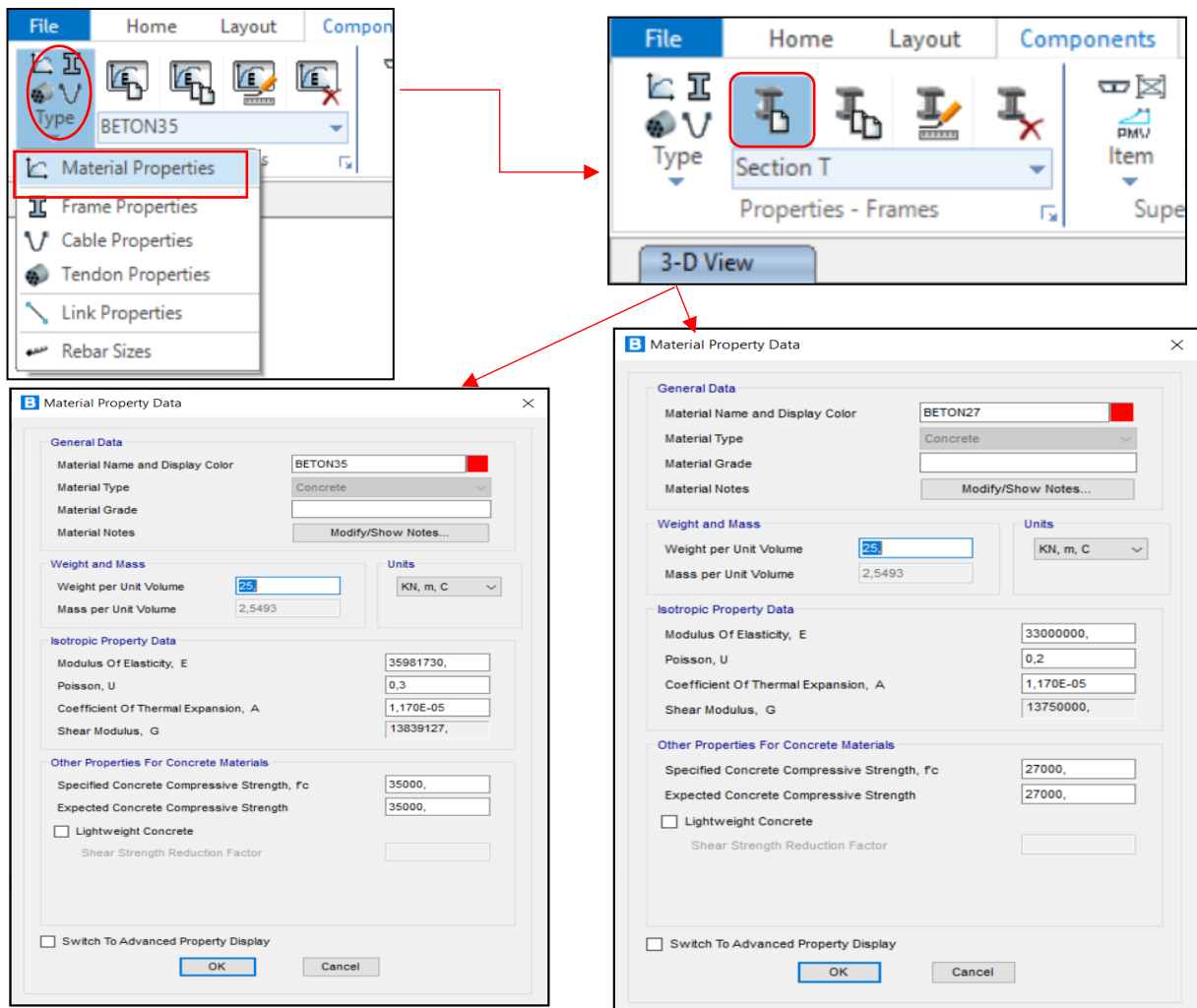
2.Pour définir les travées et les entretoises...

3.Pour définir les appuis et les piles etc...

Définir les matériaux :

Béton 35 pour la superstructure et béton 27 pour l'infrastructure.

Components →Material properties→New→Concrete



insertion des matériaux.

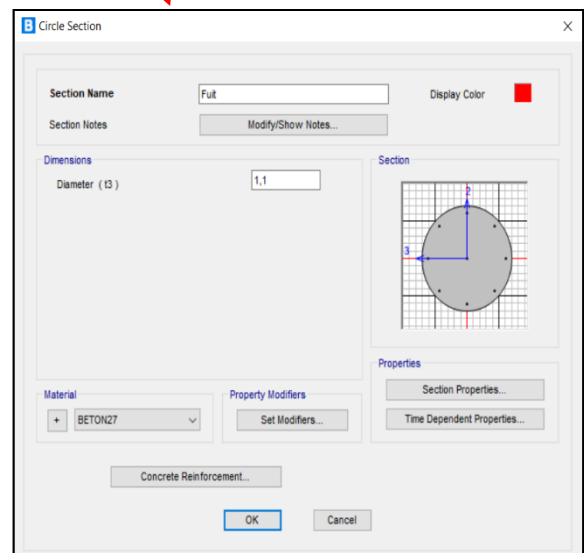
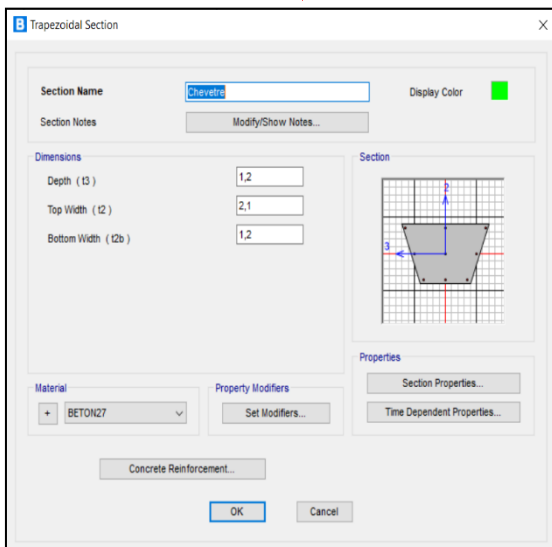
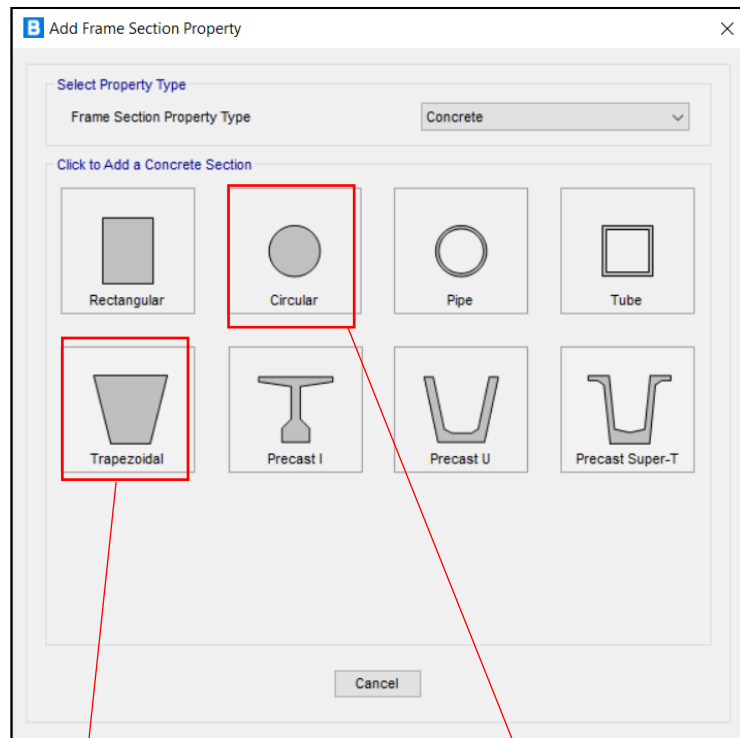
Insérer les sections :

Componets→Frame properties→New→Concrete→Precast I (pour les poutres);

The following table represents the 'Section Dimensions' data from the final dialog box:

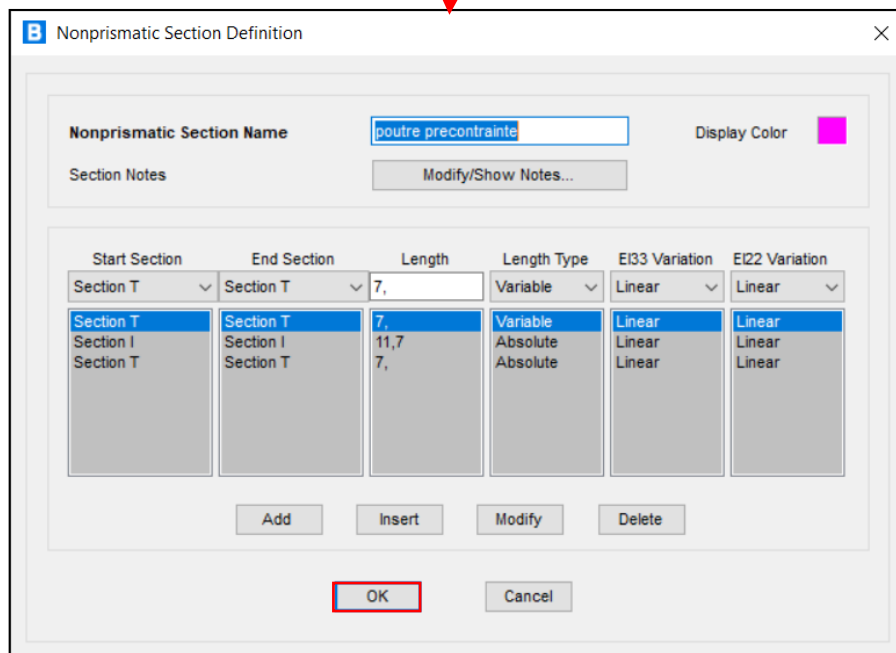
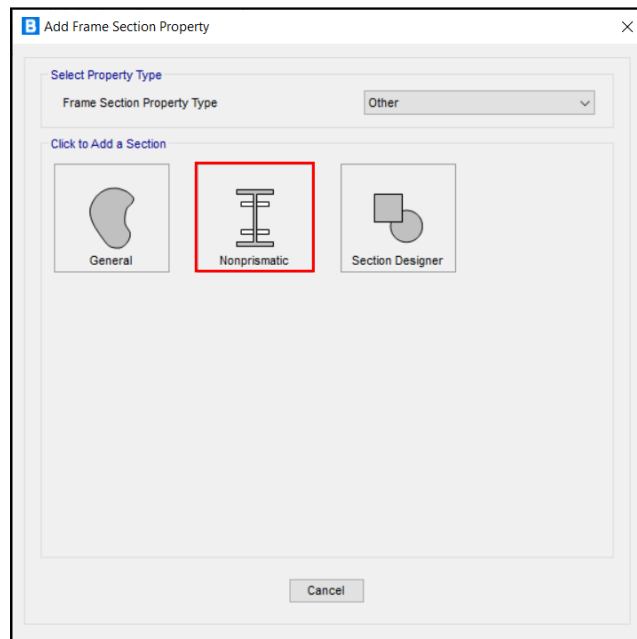
Dimension	Value
B1	1,
B2	0,44
B3	0,1
B4	0,13
D1	1,3
D2	0,11
D3	0,06
D4	0,1
D5	0,18
D6	0,
D7	0,2
T1	0,18
T2	0,18
C1	0,

Fuit et chevêtre :



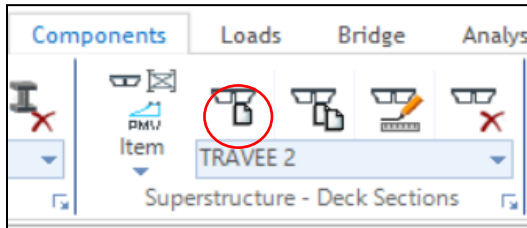
Insertion des sections des fuit et chevêtre.

Insertion du poutre précontrainte :



Insertion de poutre précontrainte.

Insertion de tablier:



B Define Bridge Section Data - Precast Concrete I Girder

The diagram shows a cross-section of a bridge with multiple girders. Dimensions include L1 (left overhang), L2 (right overhang), L3 (left overhang distance to fillet), L4 (right overhang distance to fillet), S1, S2, and S3 (girder spacing). A reference point (Ref Pt) is indicated on the top slab.

Section Data

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	TRAVEE 1
Slab Material Property	BETON35
Number of Interior Girders	8
Total Width	17,
Girder Longitudinal Layout	Along Layout Line
Constant Girder Spacing	Yes
Constant Girder Haunch Thickness (t2)	Yes
Constant Girder Frame Section	Yes
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0,25
Concrete Haunch Thickness (t2)	0,
Girder Section Properties	
Girder Section	poutre precontrainte
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0,
f2 Horizontal Dimension	0,
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	0,5
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	0,5
Right Overhang Distance to Fillet (L4)	0,5
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0,5
Insertion Point Location	
Offset X From Reference Point To Insertion Point	0,
Offset Y From Reference Point To Insertion Point	0,

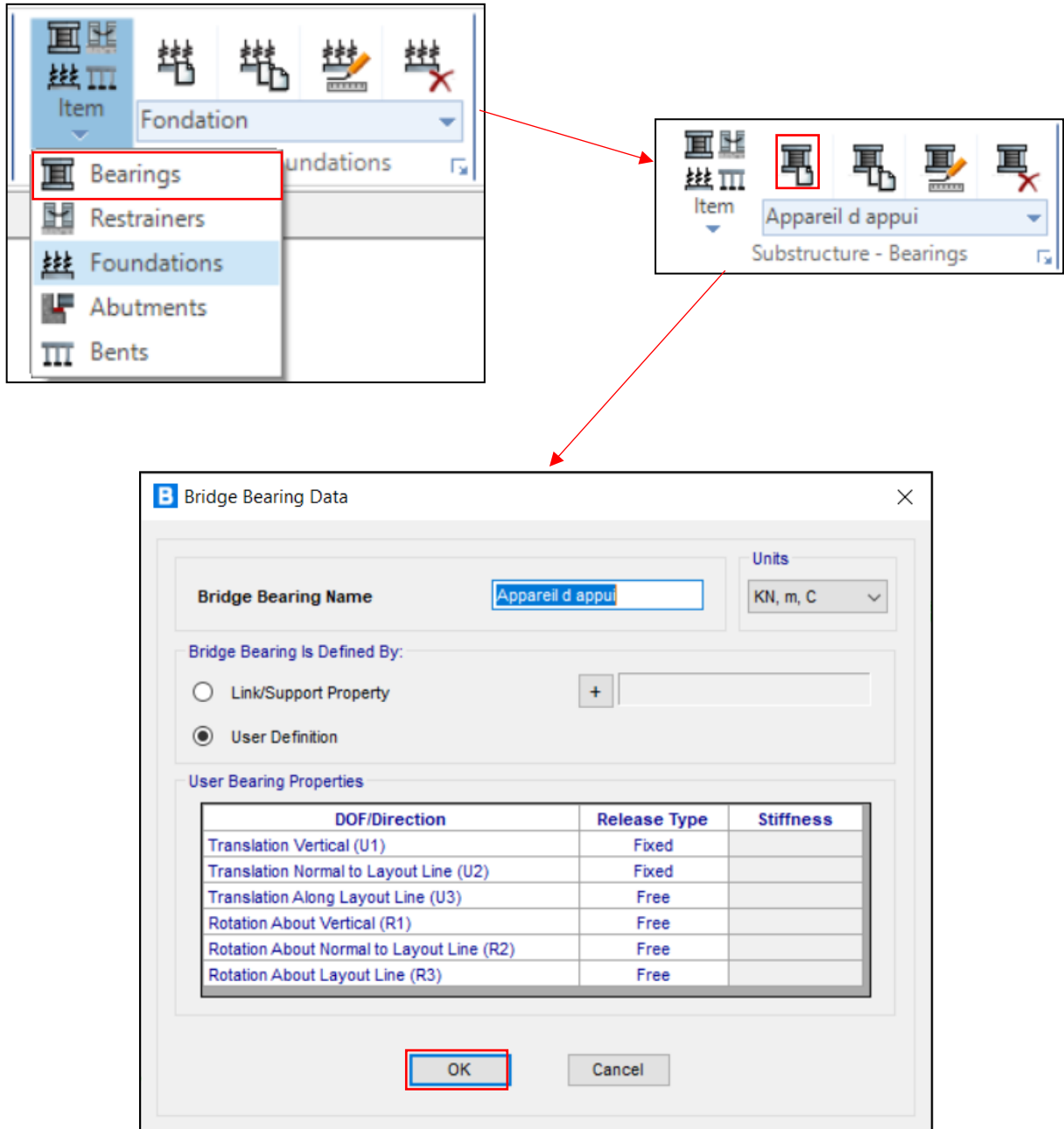
Additional Settings:

- Section is Legal:** (with 'Show Section Details...' button)
- Girder Output:**
- Modify/Show Properties:** **Units:** KN, m, C
- Modify/Show Tendons:**
- Modify/Show Load Patterns:**
-
-

insertion de tablier.

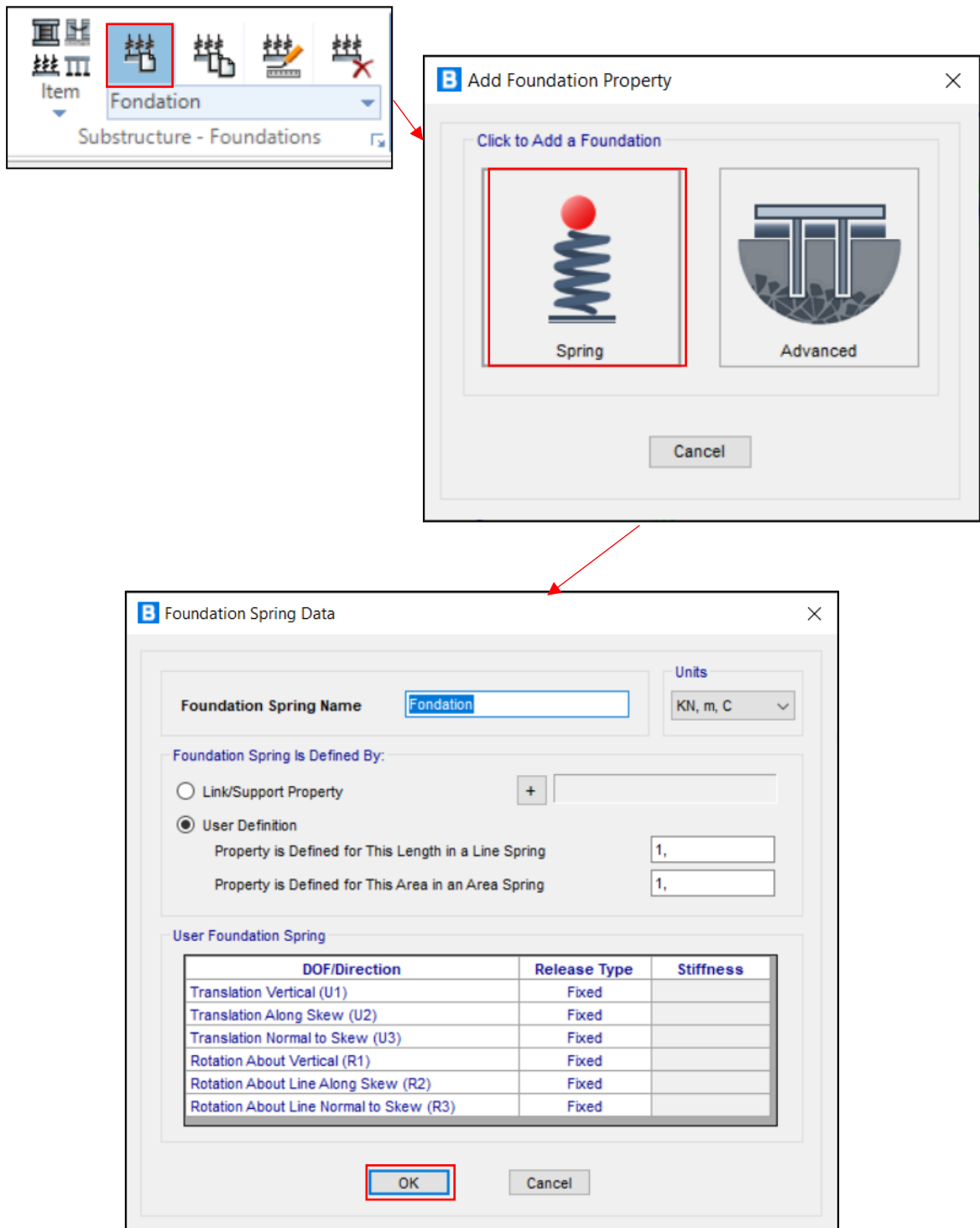
Insertion des appui fondation et piles :

Composants → Superstructure-Foundation→Bearing(Pour les appui),Foundation(pour fondation) Abutments (pour culée) Bents(pour pile)



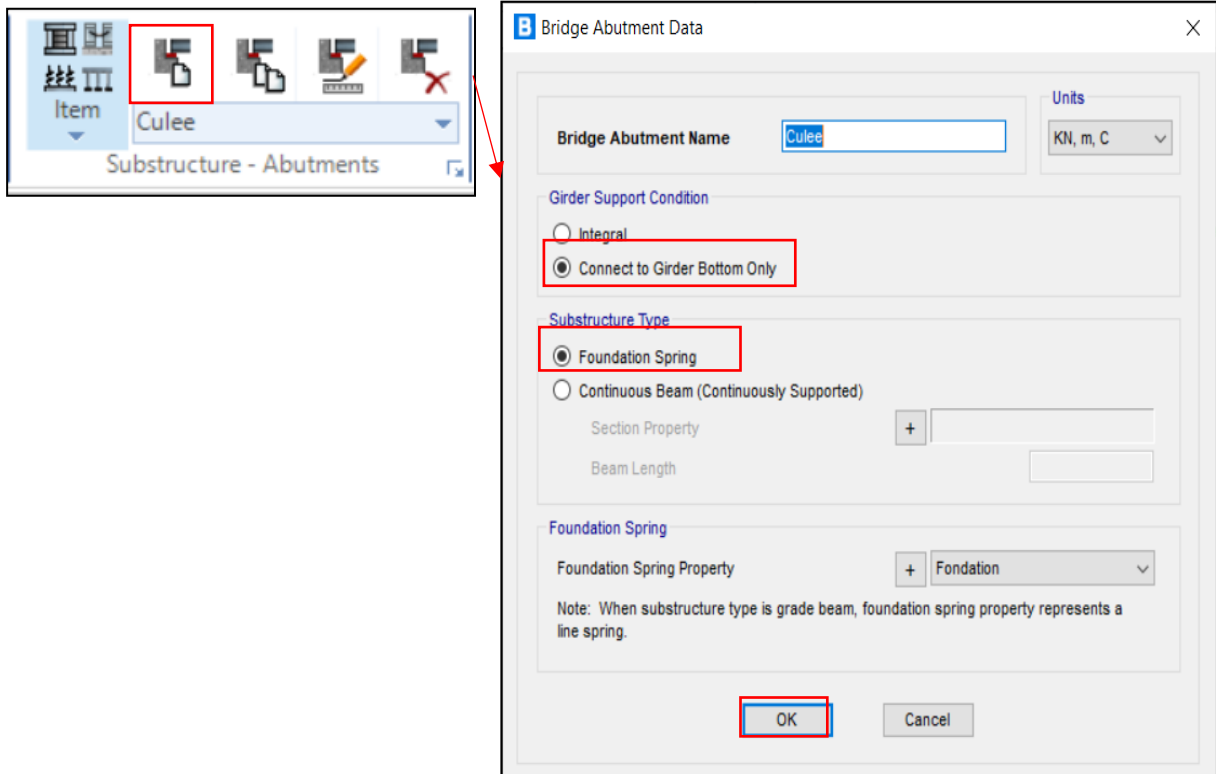
insertion d'appareil d'appuis .

Création de fondation :



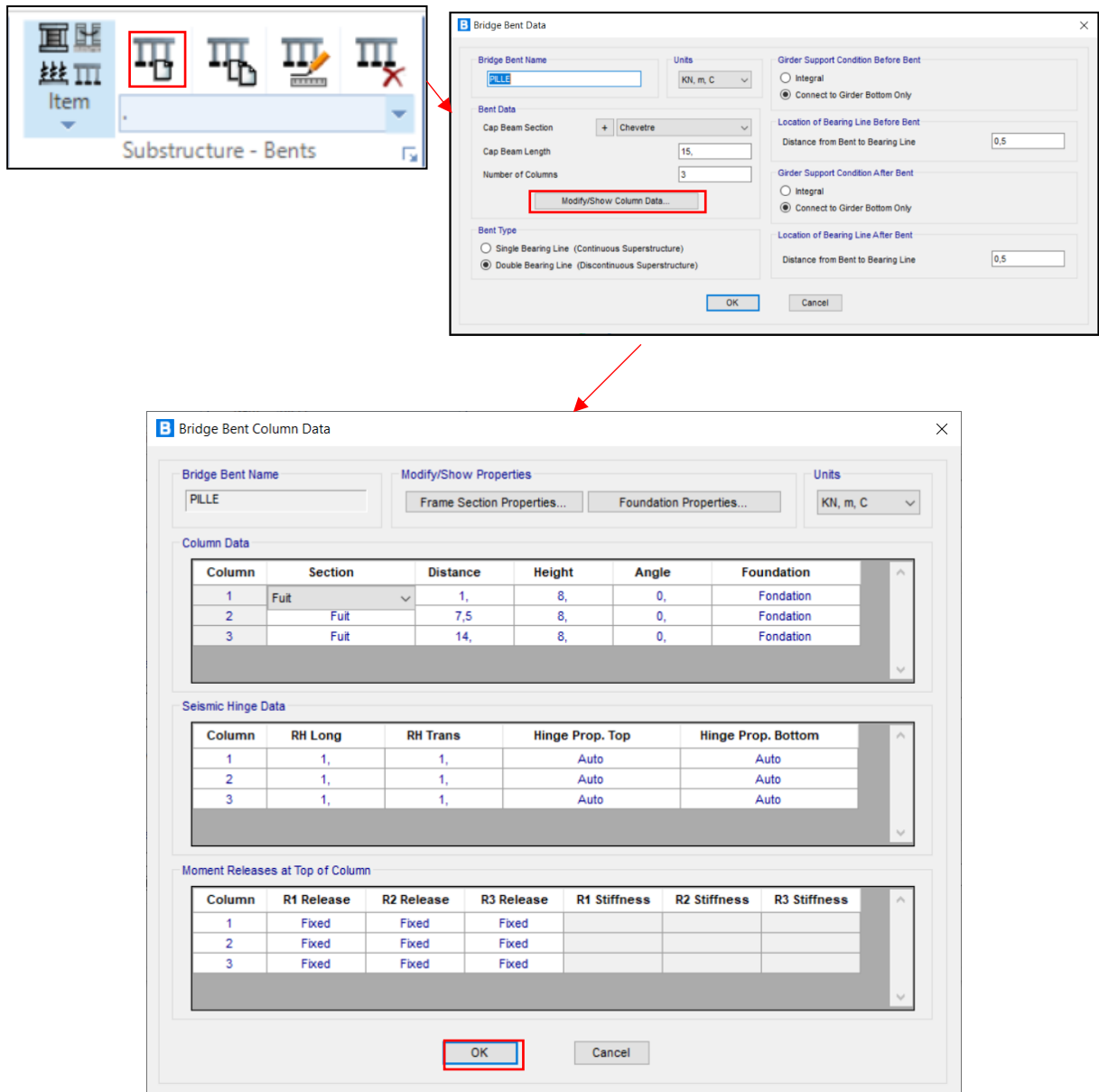
Création de fondation.

L'ajout du culée :



L'ajout de culée.

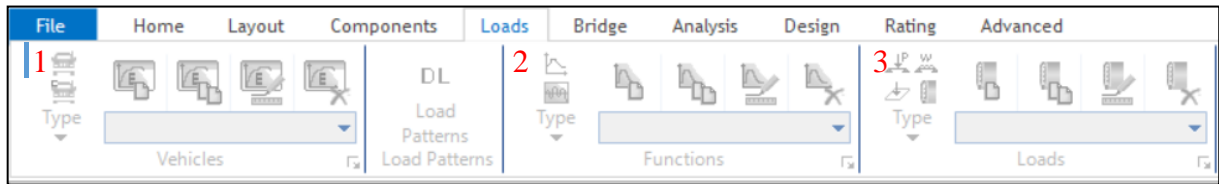
Definir la pille :



Définir la longueur de chevêtre et nombre de fuit et leur hauteur.

Définition des charges :

Le menu utilisée c'est le menu Loads



Présentation Du menu « Loads ».

1 :Vehicule : C'est utilisé pour les charges des vehicule(roulantes)

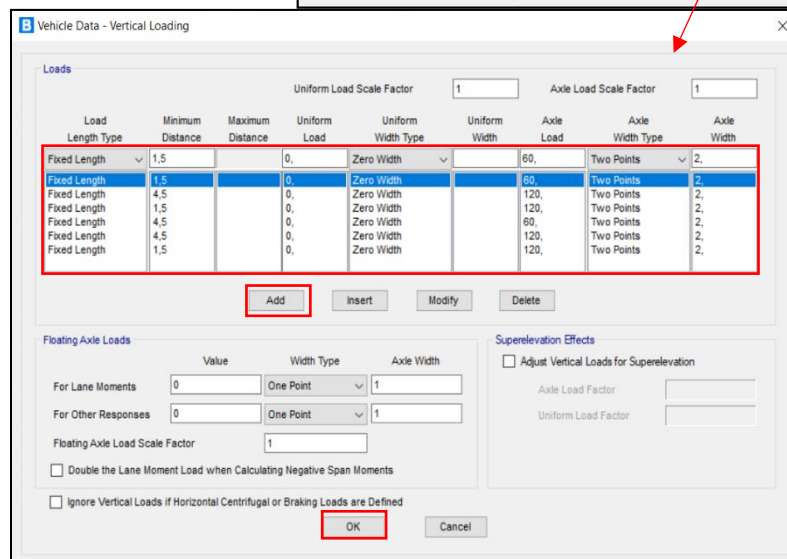
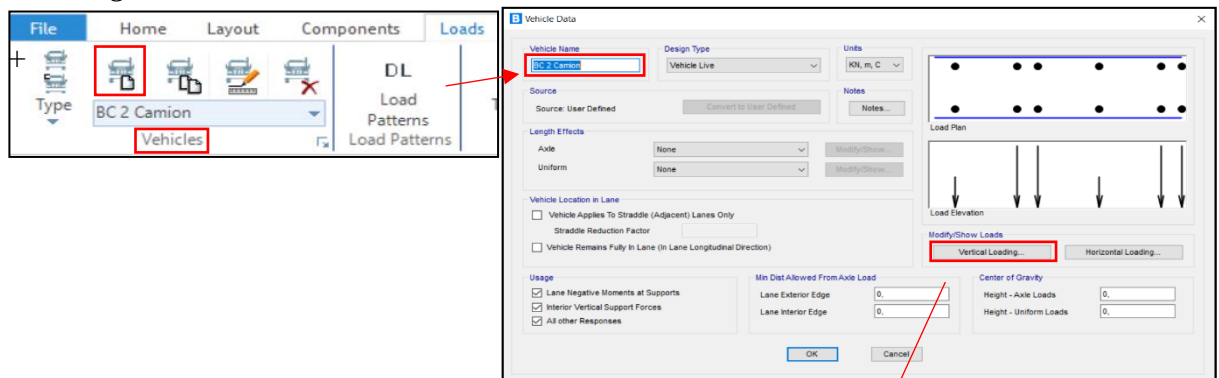
2 :Functions : C'est utilisé pour les charges sismique et time history.

3 :Loads : C'est utilisé pour les charges surfacique linéaire température etc

- **Les charges roulantes :**

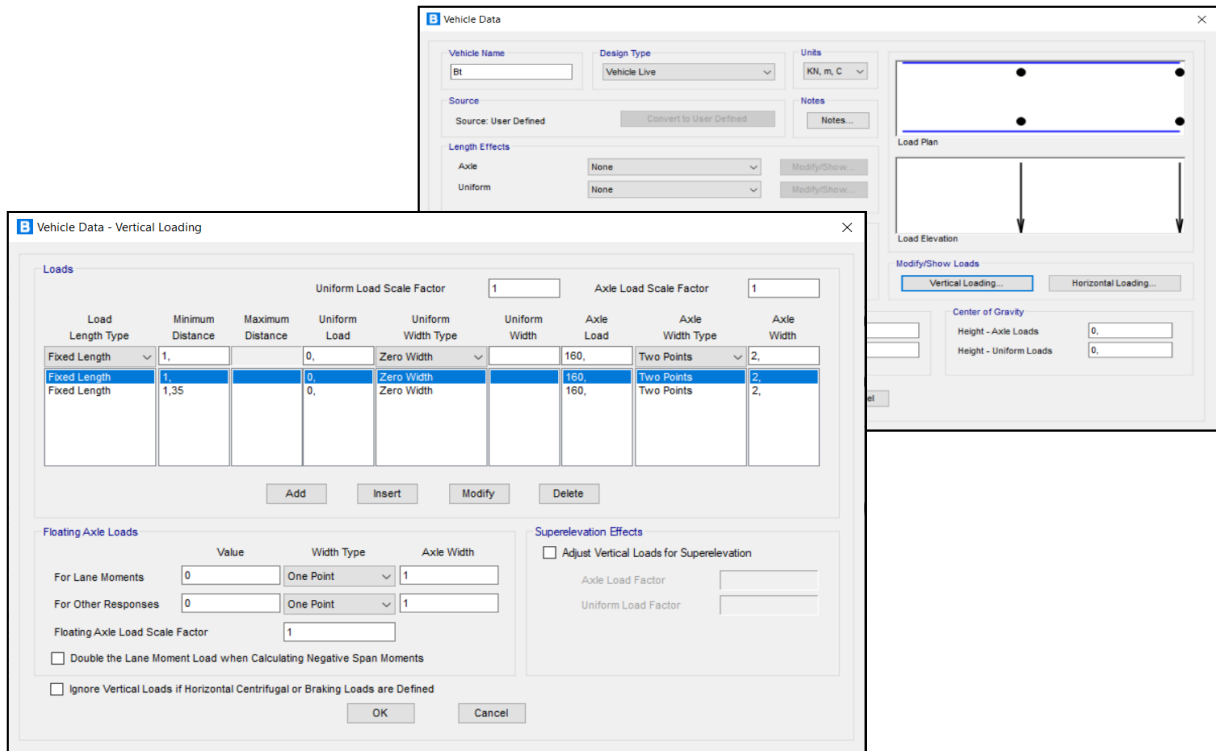
Véhicules :

La charge Bc 2 camion



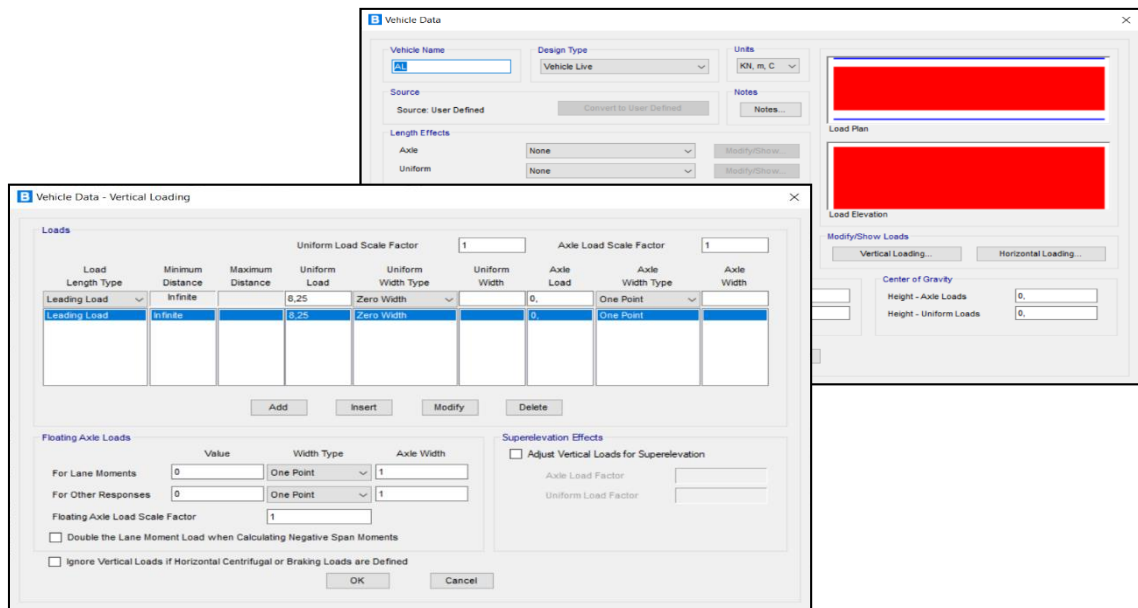
La charge Bc .

La charge Bt :



La charge Bt.

Charge A(l):



La charge A(l) .

Charges exceptionnelles :

Mc 120 :

The 'Vehicle Data' dialog shows the following configuration for 'MC 120':

- Vehicle Name: MC 120
- Design Type: Vehicle Live
- Units: KN, m, C
- Source: User Defined
- Length Effects: Axle: None, Uniform: None
- Vehicle Location in Lane: Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only, Straddle Reduction Factor: (empty)
- Usage: Lane Negative Moments at Supports, Interior Vertical Support Forces, All other Responses

The 'Vehicle Data - Vertical Loading' dialog shows the following load table:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	0,305	0,	Zero Width	Zero Width	5,14	Two Points	Two Points	3,3
Fixed Length	0,305	0,	Zero Width	Zero Width	5,14	Two Points	Two Points	3,3
Fixed Length	0,305	0,	Zero Width	Zero Width	5,14	Two Points	Two Points	3,3
Fixed Length	0,305	0,	Zero Width	Zero Width	5,14	Two Points	Two Points	3,3
Fixed Length	0,305	0,	Zero Width	Zero Width	5,14	Two Points	Two Points	3,3
Fixed Length	0,305	0,	Zero Width	Zero Width	5,14	Two Points	Two Points	3,3

La charge Mc 120.

La charge D240 :

The 'Vehicle Data' dialog shows the following configuration for 'D240':

- Vehicle Name: D240
- Design Type: Vehicle Live
- Units: KN, m, C
- Source: User Defined
- Length Effects: Axle: None, Uniform: None
- Vehicle Location in Lane: Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only, Straddle Reduction Factor: (empty)
- Usage: Lane Negative Moments at Supports, Interior Vertical Support Forces, All other Responses

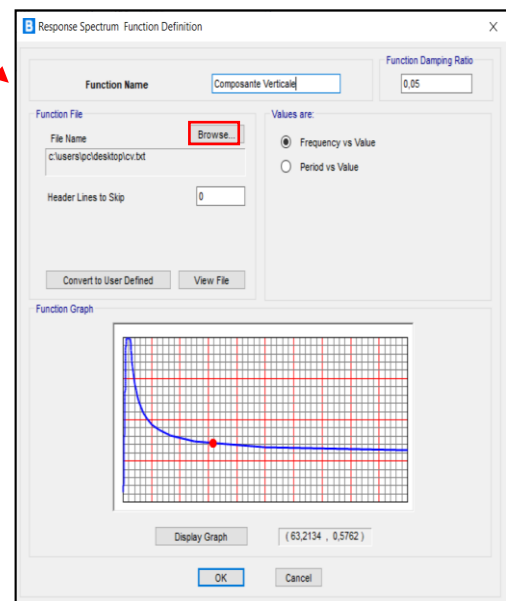
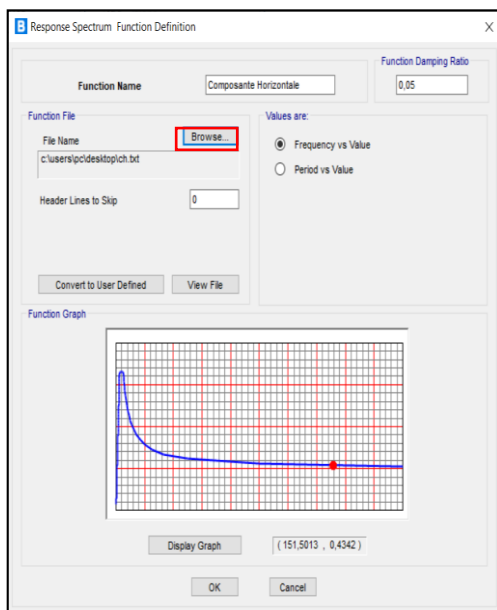
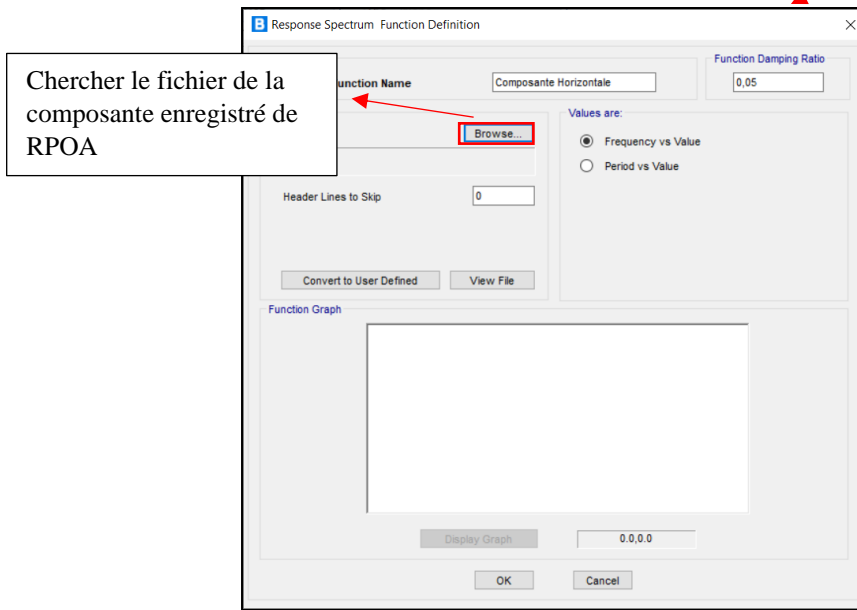
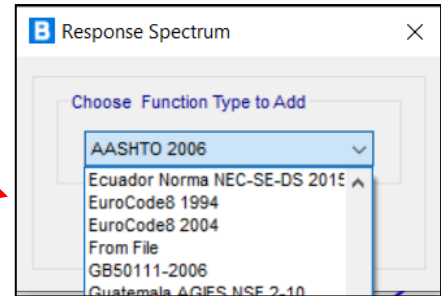
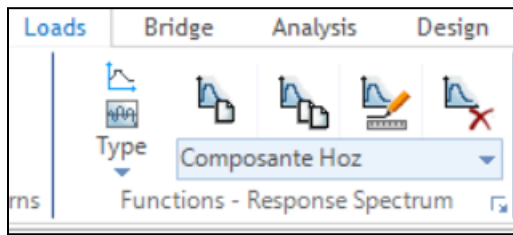
The 'Vehicle Data - Vertical Loading' dialog shows the following load table:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Initial	4,0313	Fixed Width	Fixed Width	3,2	0,	One Point	One Point
Leading Load	Initial	4,0313	Fixed Width	Fixed Width	3,2	0,	One Point	One Point
Fixed Length	16,6	4,0313	Fixed Width	Fixed Width	3,2	0,	One Point	One Point

La charge D240 .

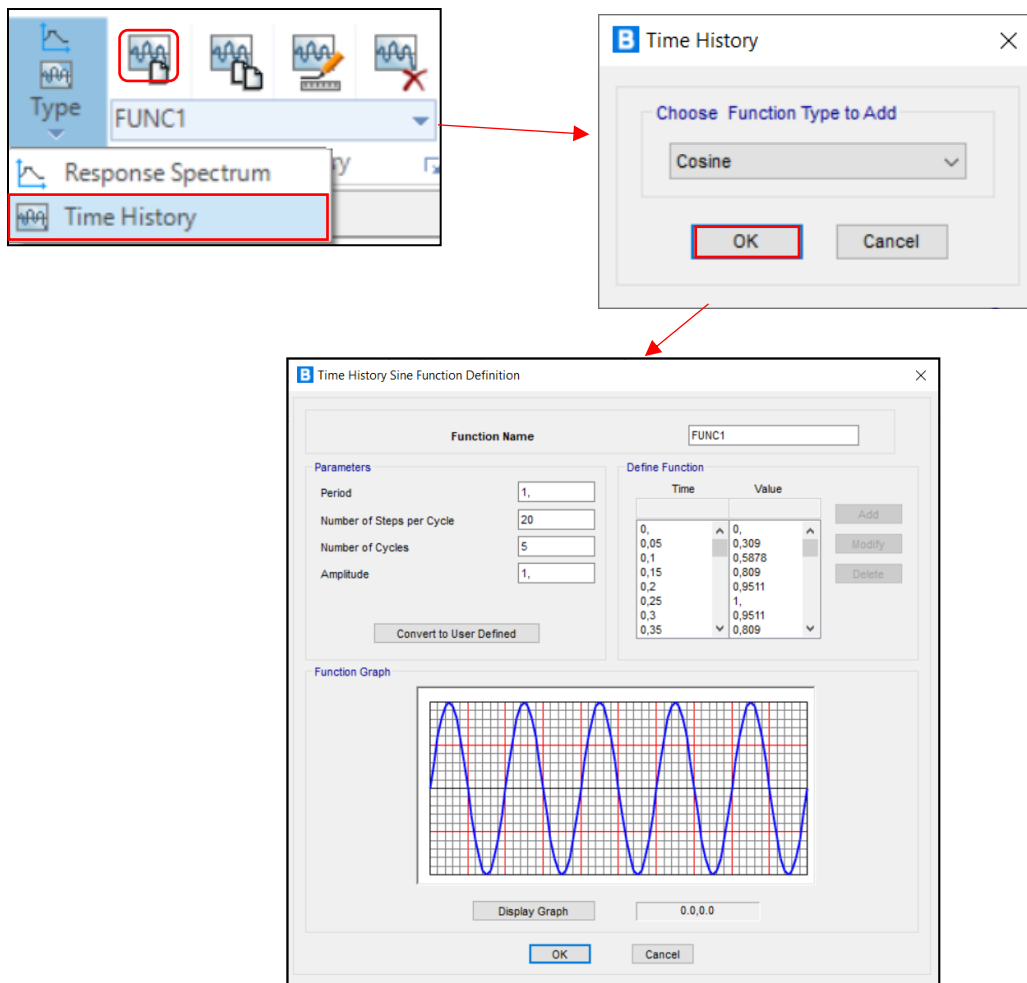
- **Charge sismique :**

Spectre de reponse :



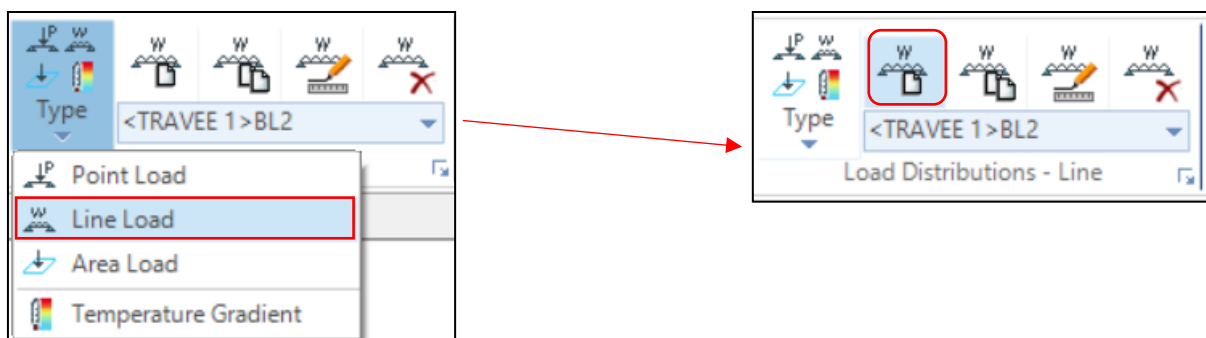
L'insertion des composantes.

Time History :



L'insertion de fonction de temps.

- **Les charges linéaires :**



Définition des Charges Linéaires.

B Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: Corniche G Units: KN, m, C

Load Direction: Load Type: Force, Coordinate System: GLOBAL, Direction: Gravity

Load Value: Value: 5,

Load Transverse Location: Reference Location: Left Edge of Deck, Load Distance from Reference Location: 0,

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

B Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: Corniche D Units: KN, m, C

Load Direction: Load Type: Force, Coordinate System: GLOBAL, Direction: Gravity

Load Value: Value: 5,

Load Transverse Location: Reference Location: Right Edge of Deck, Load Distance from Reference Location: 0,

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

B Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: Gard-C G Units: KN, m, C

Load Direction: Load Type: Force, Coordinate System: GLOBAL, Direction: Gravity

Load Value: Value: 1,

Load Transverse Location: Reference Location: Left Edge of Deck, Load Distance from Reference Location: 0,14

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

B Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: glissiere D Units: KN, m, C

Load Direction: Load Type: Force, Coordinate System: GLOBAL, Direction: Gravity

Load Value: Value: 0,6

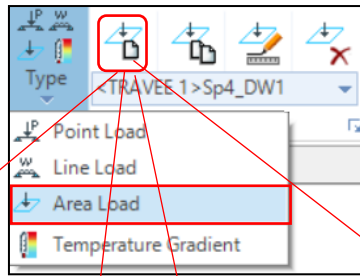
Load Transverse Location: Reference Location: Right Edge of Deck, Load Distance from Reference Location: 1,4

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Insertion des Charges Linéaires.

Les Charges surfaciques :



B Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: Units:

Load Direction
Load Type:
Coordinate System:
Direction:

Load Value
Left Edge Value:
Right Edge Value:

Load Transverse Location
Left Reference Location:
Left Load Distance from Left Ref. Location:
Right Reference Location:
Right Load Distance from Right Ref. Location:

Load Vertical Location
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

B Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: Units:

Load Direction
Load Type:
Coordinate System:
Direction:

Load Value
Left Edge Value:
Right Edge Value:

Load Transverse Location
Left Reference Location:
Left Load Distance from Left Ref. Location:
Right Reference Location:
Right Load Distance from Right Ref. Location:

Load Vertical Location
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

B Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: Units:

Load Direction
Load Type:
Coordinate System:
Direction:

Load Value
Left Edge Value:
Right Edge Value:

Load Transverse Location
Left Reference Location:
Left Load Distance from Left Ref. Location:
Right Reference Location:
Right Load Distance from Right Ref. Location:

Load Vertical Location
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

B Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: Units:

Load Direction
Load Type:
Coordinate System:
Direction:

Load Value
Left Edge Value:
Right Edge Value:

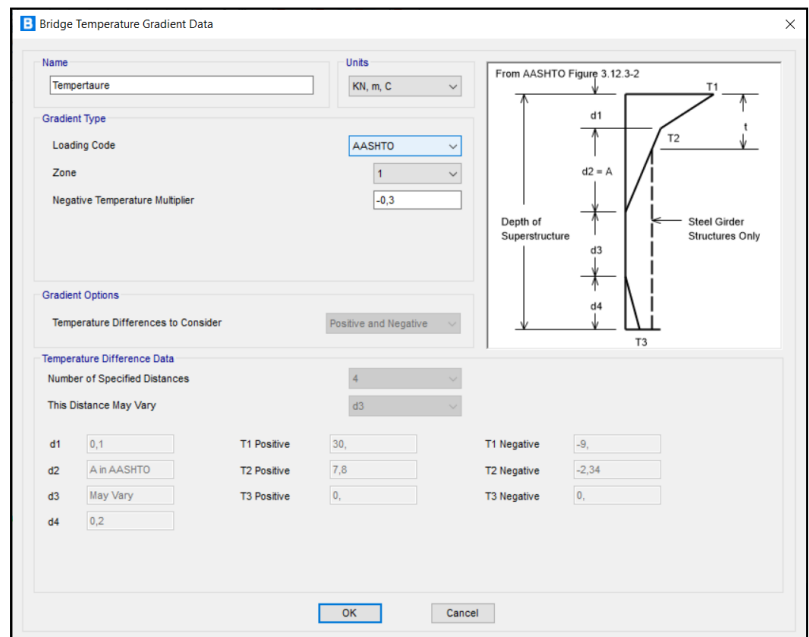
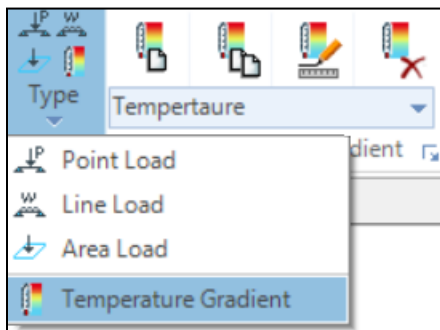
Load Transverse Location
Left Reference Location:
Left Load Distance from Left Ref. Location:
Right Reference Location:
Right Load Distance from Right Ref. Location:

Load Vertical Location
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Insertion des Charges surfaciques.

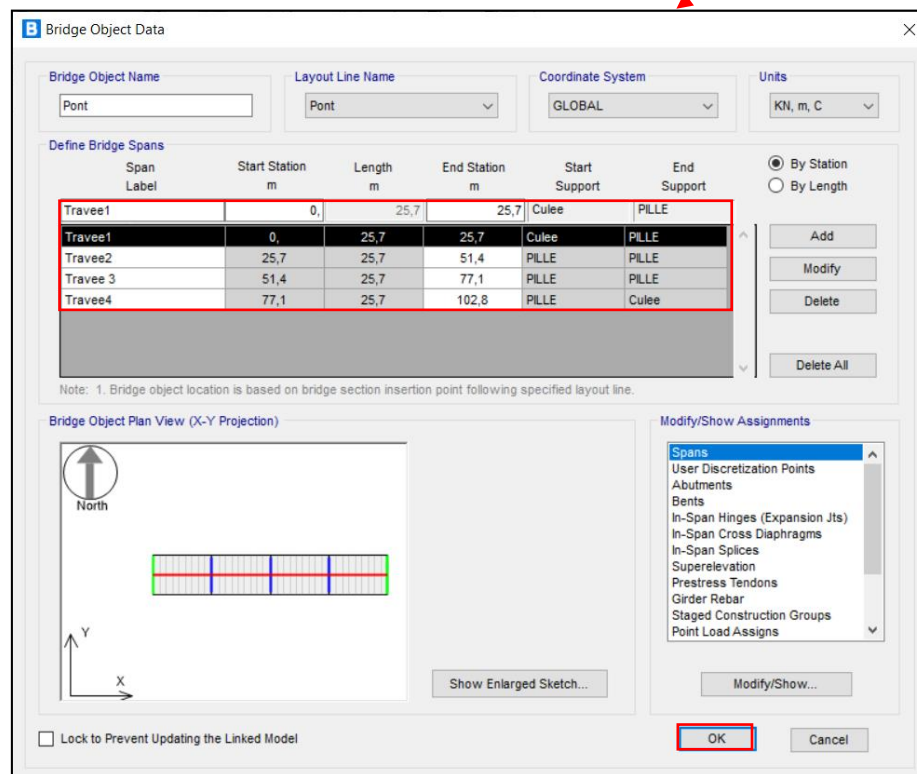
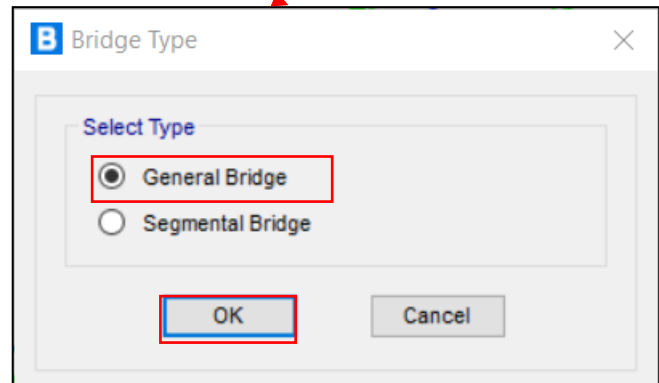
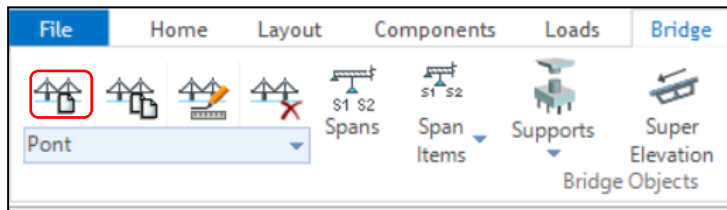
- **Charge de température :**

Après la recherche on a trouve que ASHTOO zone 1 la variation de température est tres pres de la variation du site de l'ouvrage



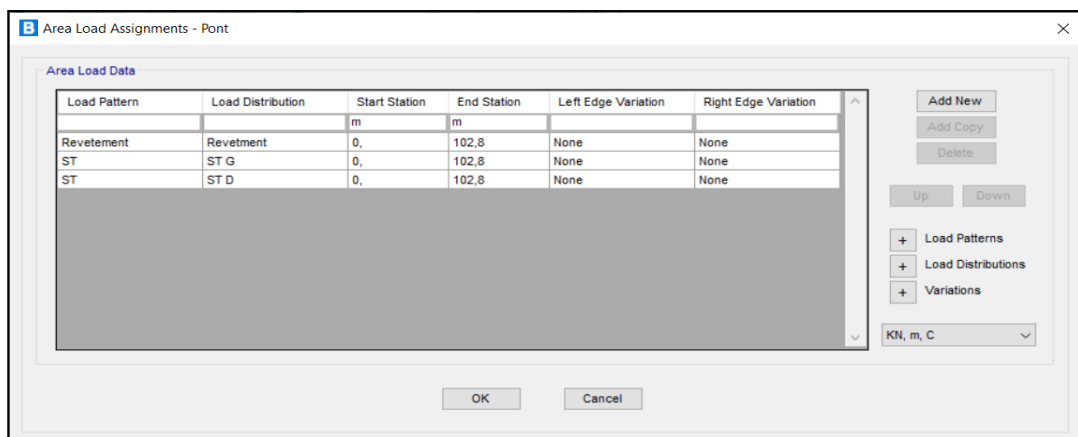
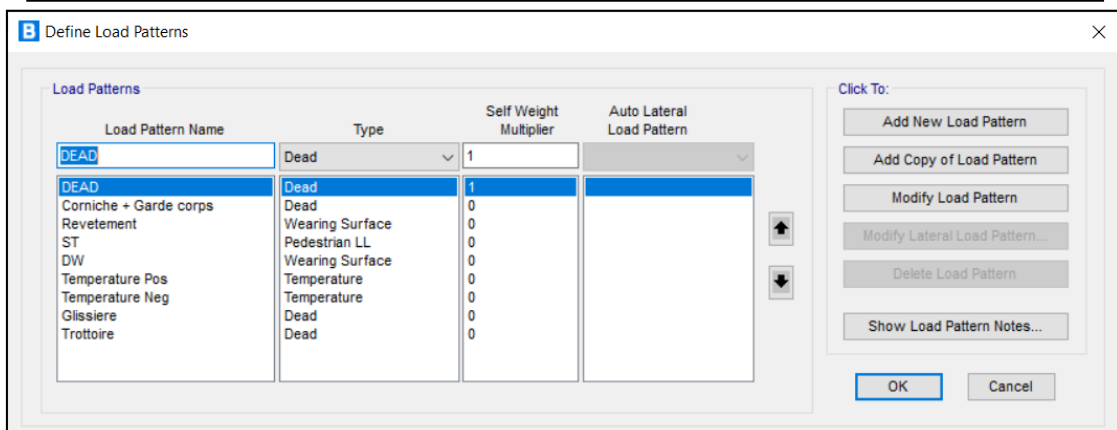
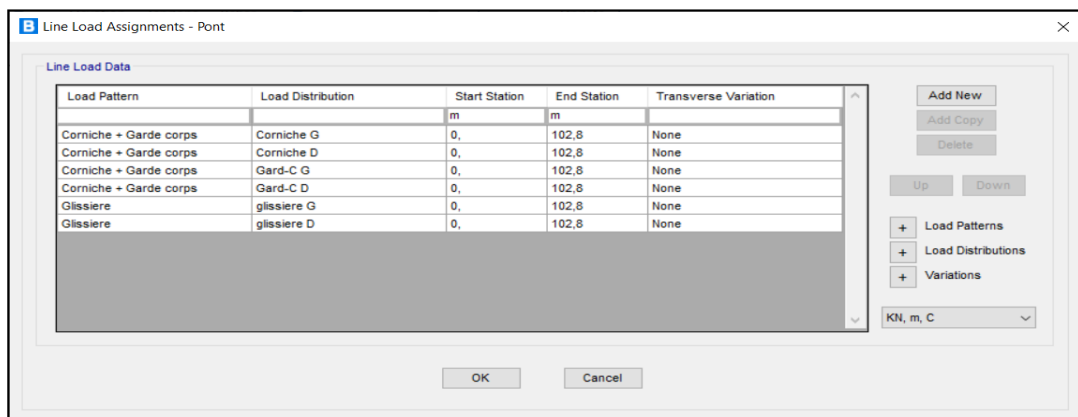
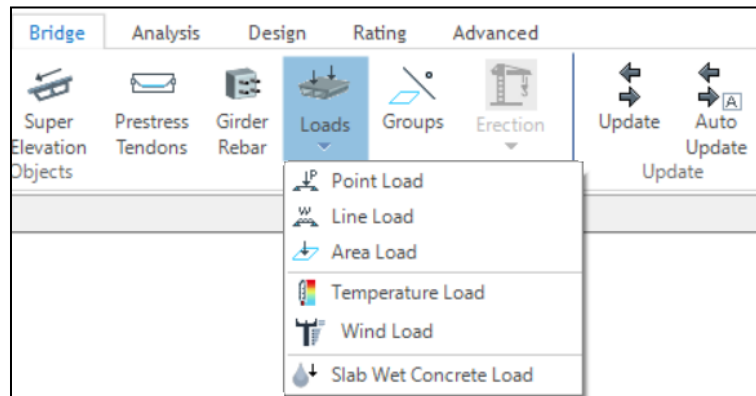
- **L'affectation du pont**

Bridge objects → New Bridge object → General Bridge → OK

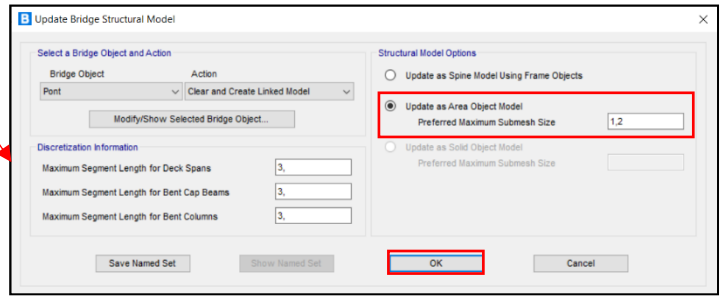
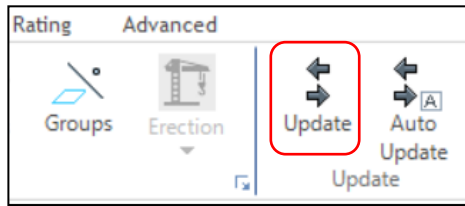


L'affectation du pont.

- L'affectation des charges :



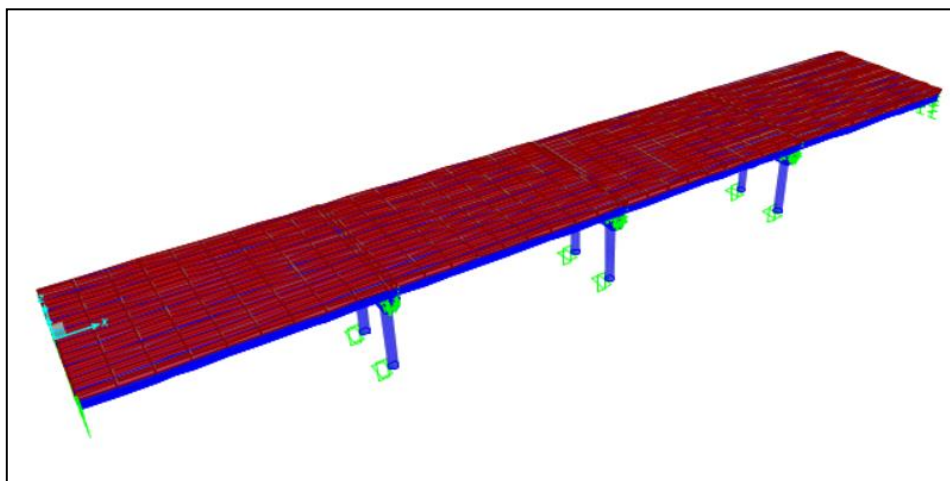
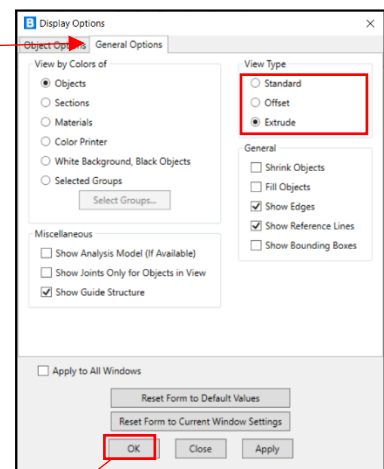
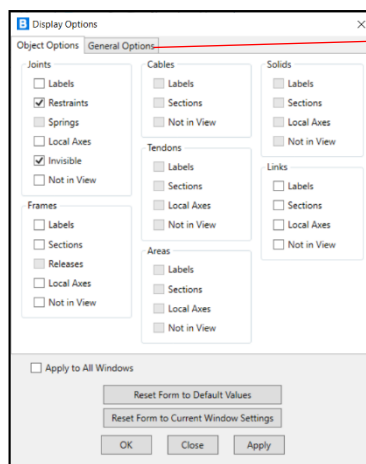
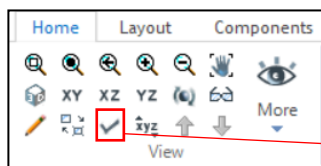
L'affectation des charges.



Update.

L'affichage de l'ouvrage :

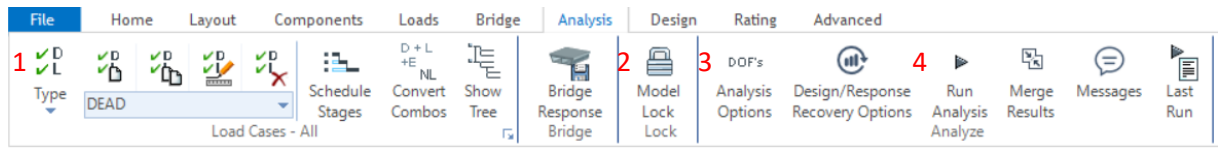
Home→Display Options→General Option→View Type:Extrude.



Display de pont.

- **Analyse de l'ouvrage :**

Pour l'analyse le menu utilise c'est le menu « Analysis » .



Présentation du menu Analysis.

1 :Load cases : pour les cas de charge et leur gabarits .

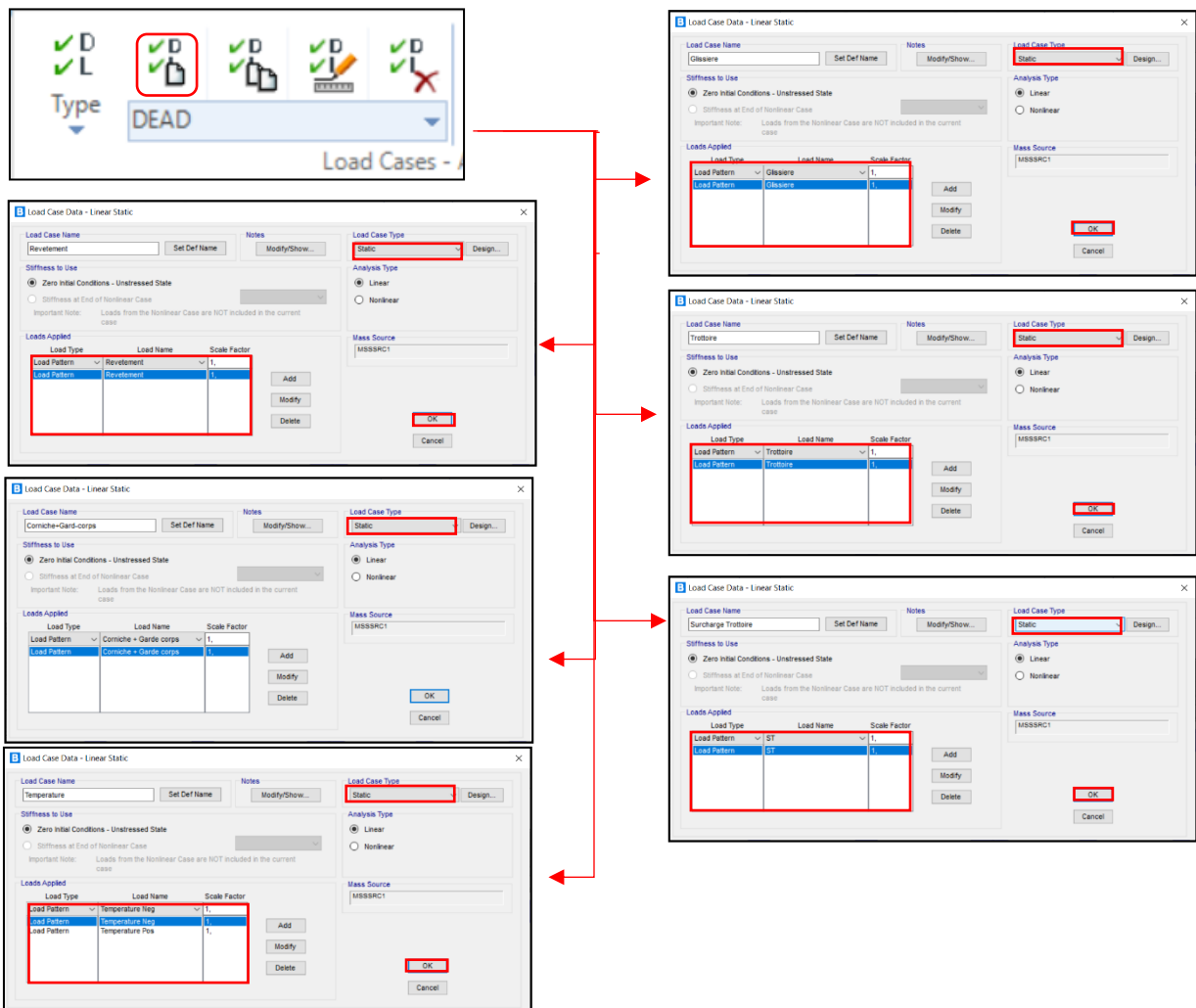
2 :Lock Model : après l'analyse s'il y'a une modification il faut débloquent le modèle .

3 :Analysis Option : les option de calcul .

4 : Run Analysis : c'est pour commencer l'analyse.

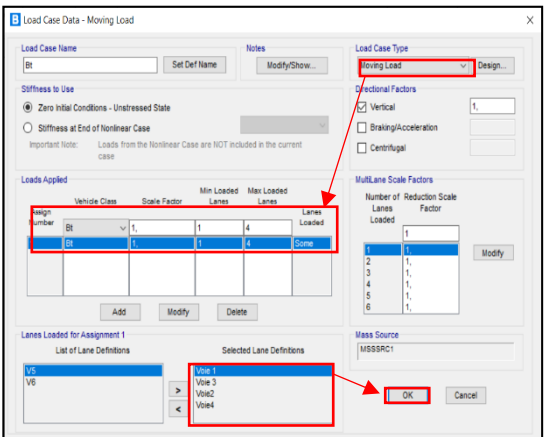
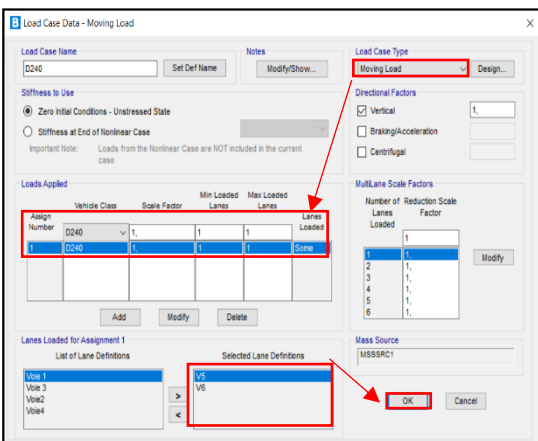
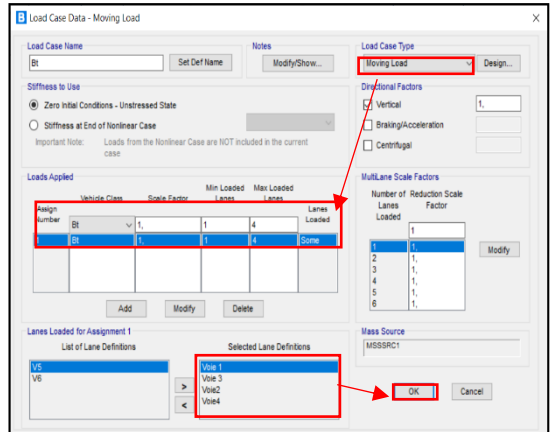
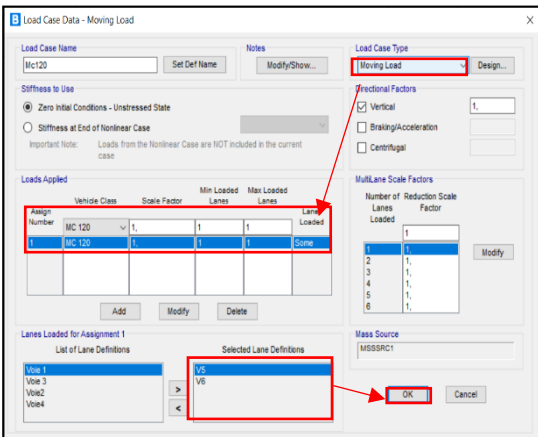
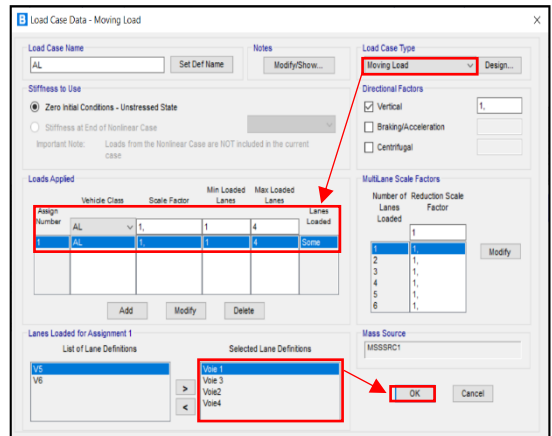
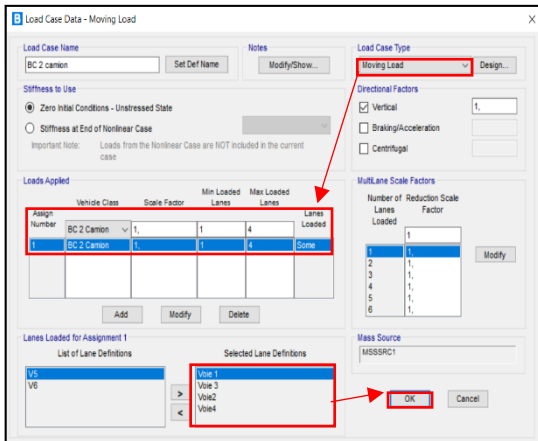
- **Définir les données des charges et vérification d'affectation :**

Les charges : Dead– Revêtement -Trottoir – Surcharge de Trottoir –Glissière-Corniche-garde-corps-température : Static



Insertion des données complémentaires des charges statique.

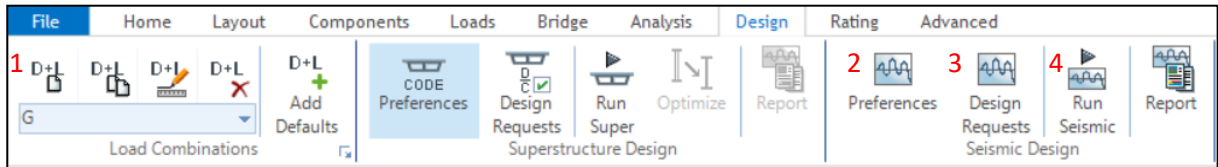
Les charges : Mc120-Bc2 camion-D240-A(L) : Moving Loads.



Insertion des données complémentaires des charges roulantes.

- **La Conception :**

Le menu « Design » est utilisé pour les combinaisons des charges et la conception parasismique des ponts.



Présentation du menu Analysis.

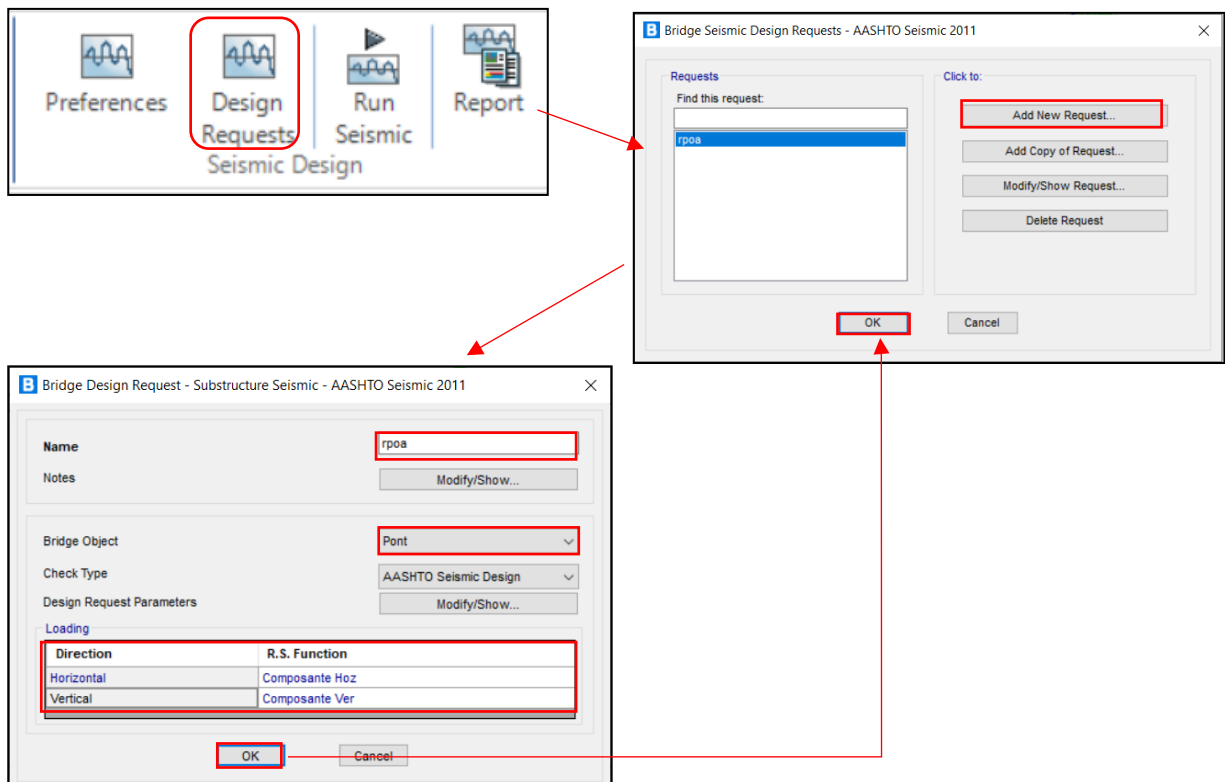
1 : Load combinations : Pour insérer les combinaisons des charges

2 : Préférences : Les préférences pour la conception parasismique.

3 : Design requête : C'est pour insérer la requête de conception.

4 : Run seismic : c'est pour commencer la conception parasismique et avoir les charges sismiques et la réponse de structure.

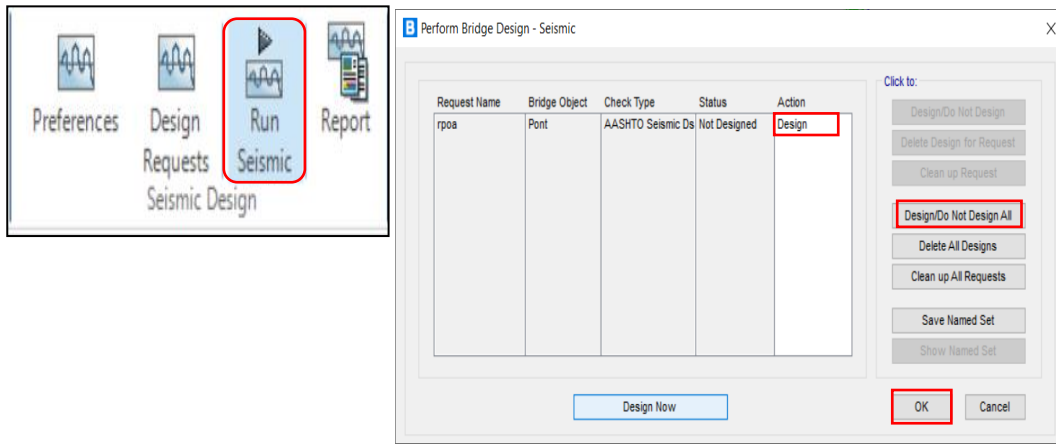
- **Insertion de la requête de conception :**



Insertion de la requête de conception.

- **Le lancement de conception :**

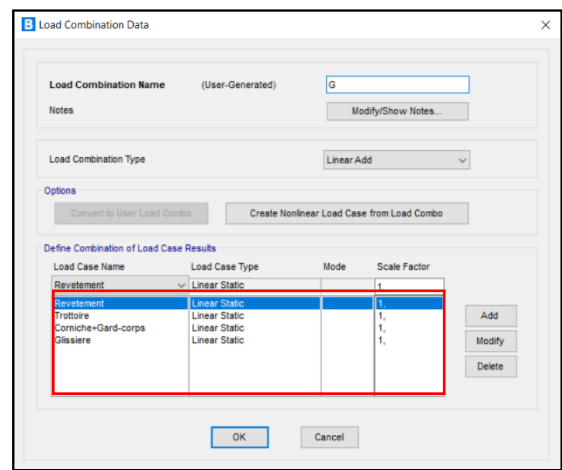
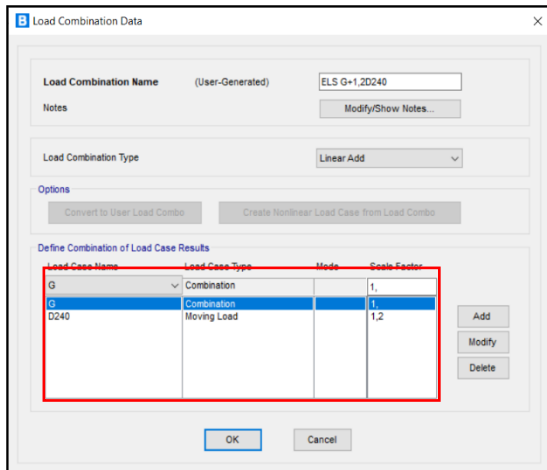
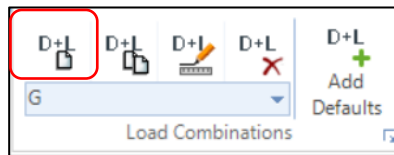
On a lancé la conception avant les combinaisons de charge pour avoir les charges sismiques dans les combinaisons



Le lancement de Conception.

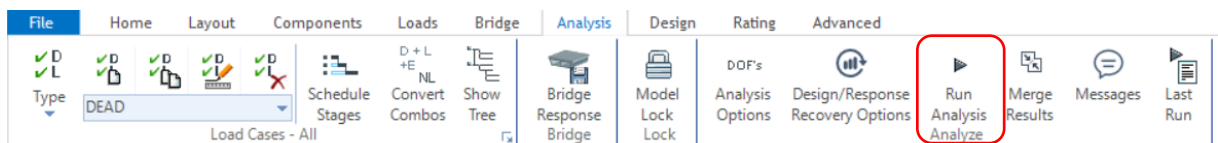
- **Les combinaisons de charges :**

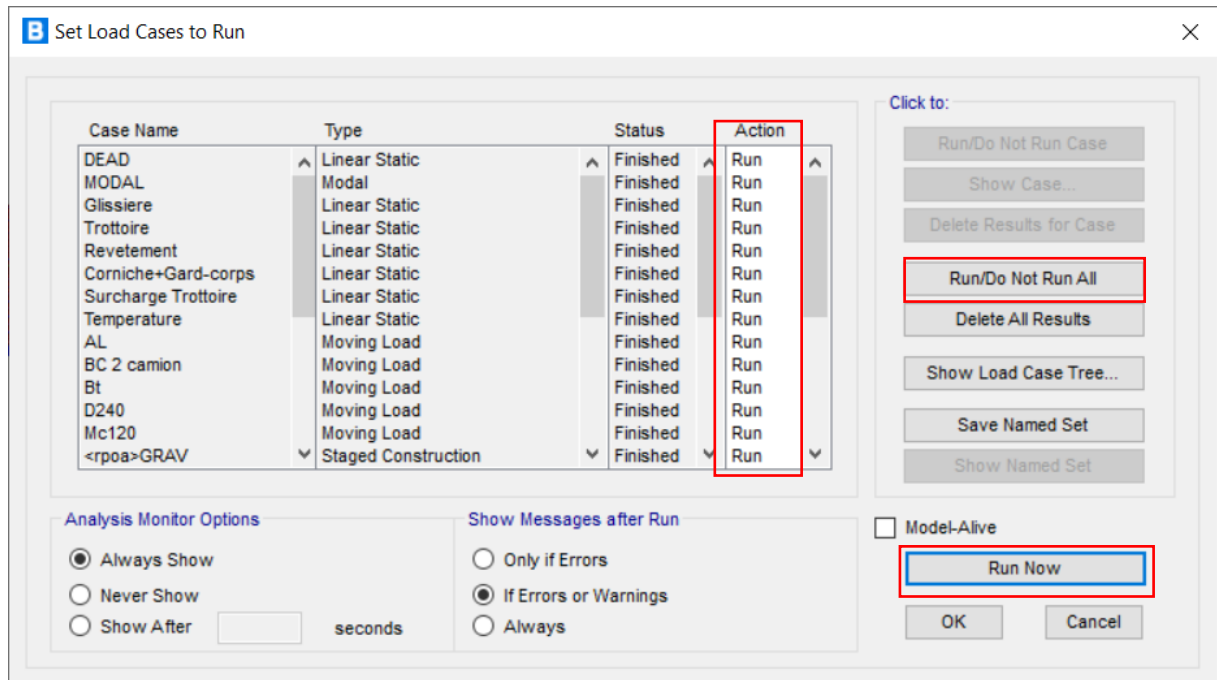
Load combinations → New



Et ainsi de suite

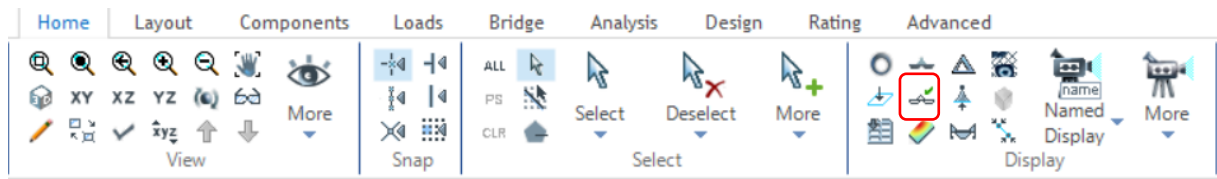
Si on finit avec les combinaisons des charges on analyse l'ouvrage pour l'obtention des résultats de calcul

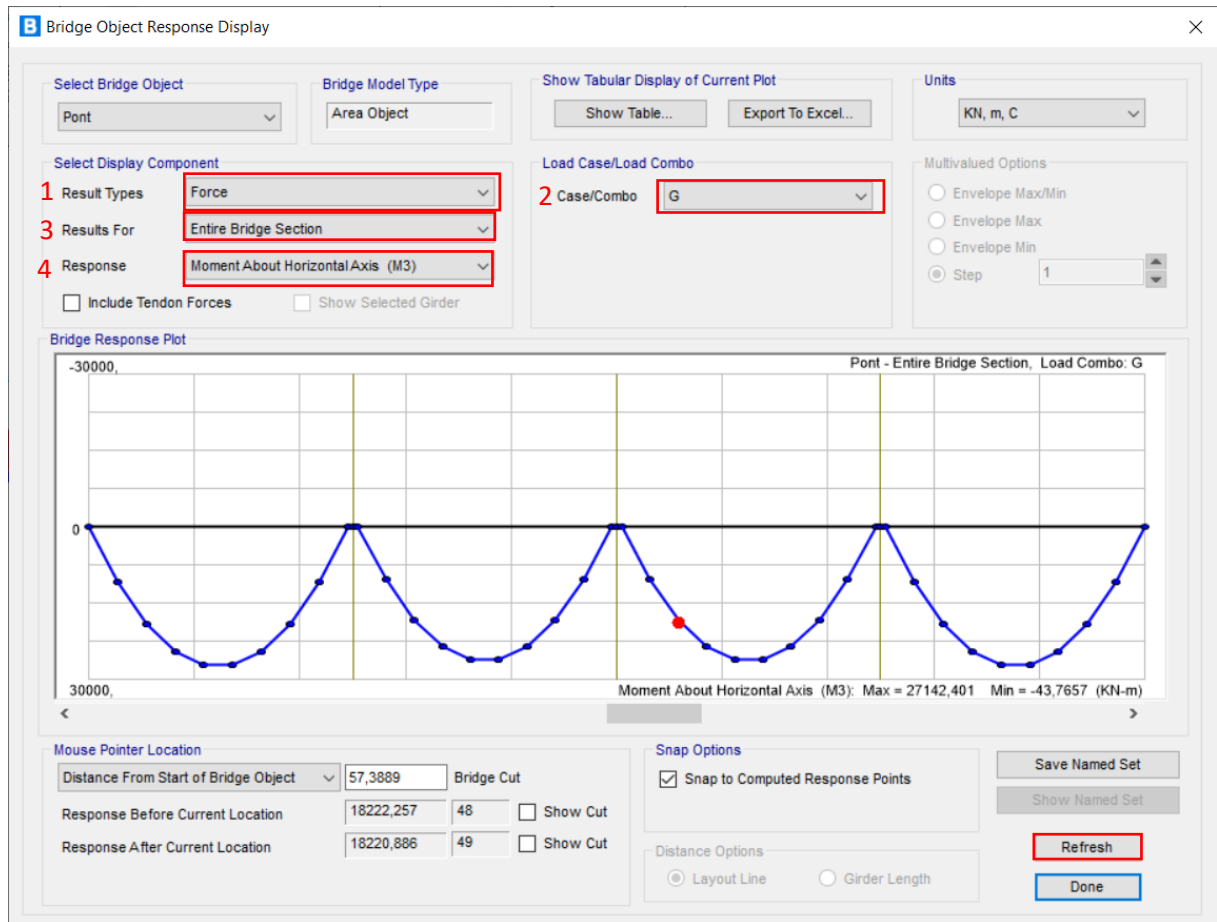




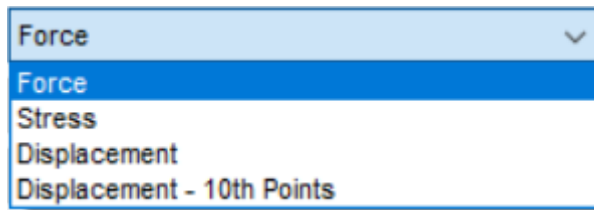
Et après l'analyse

Pour avoir les résultats de calcul on va utiliser l'option display du menu home





1. Result type.



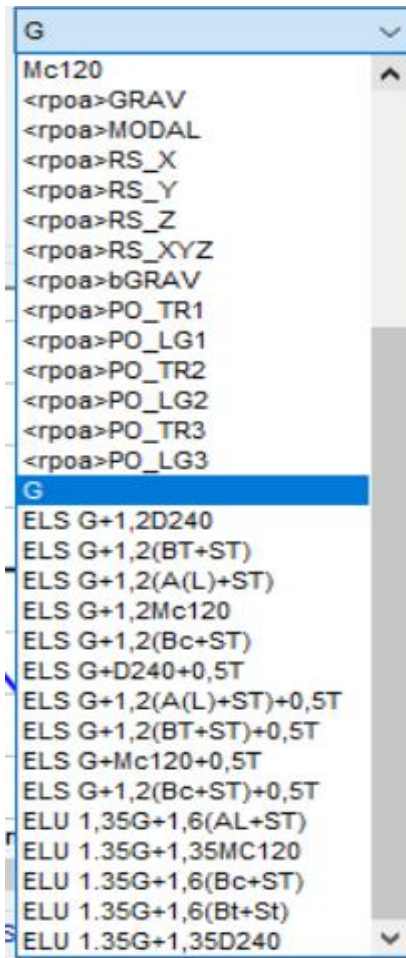
Force: La force

Stress: La Contrainte

Displacement: Le déplacement

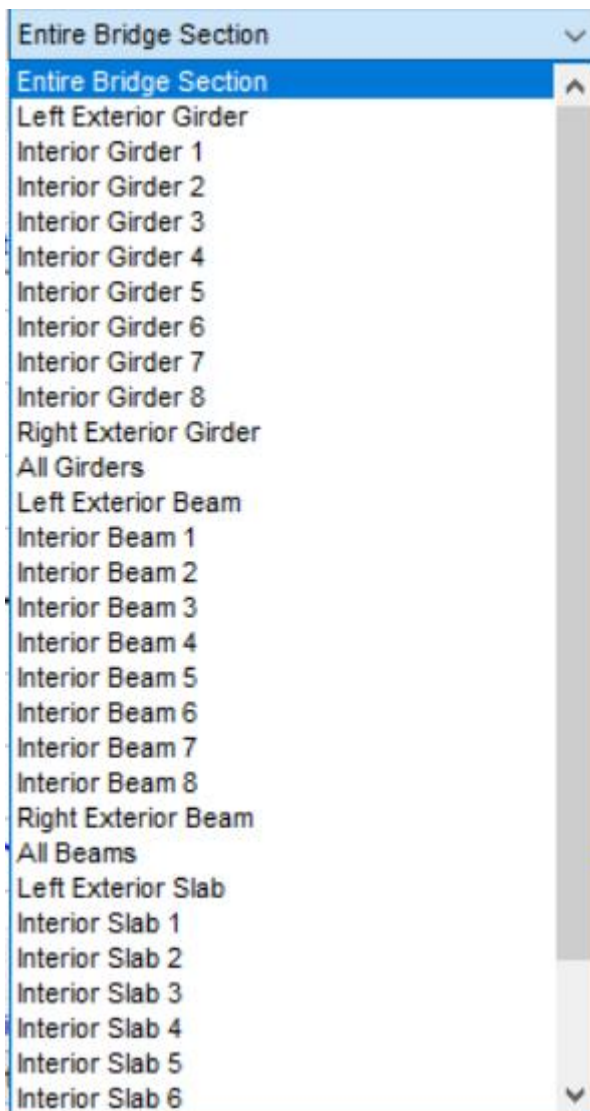
Displacement 10th points: Le déplacement en 10^{ième} Points

2. Case/Comb.



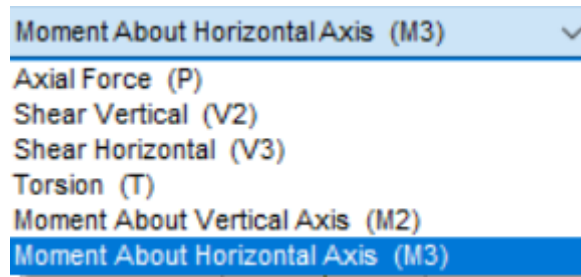
Pour choisir le cas ou combinaison des charges que l'on veut afficher

3. Results for.



Pour choisir la poutre ou la composante

4. Response.



Axial force (P) : Force Axiale

Shear Vertical : Cisaillement verticale

Shear Horizontal : Cisaillement Horizontale

Moment About Vertical Axis (M2) : Moment par rapport l'axe verticale

Moment About Horizontal Axis (M3) : Moment par rapport l'axe horizontale