



UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS

BP. 368 GOMA

www.ulpgl.net

FACULTE DE SCIENCES ET TECHNOLOGIES APPLIQUEES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**ETUDE COMPARATIVE DE LA VULNERABILITE
SISMIQUE DE DEUX VARIANTES DE SECTIONS DE
TABLIER DE PONTS A POUTRE CONTINUE**

Mémoire présenté et défendu en vue de l'obtention
du diplôme d'ingénieur civil.

Orientation : Structures et ouvrages d'arts

Option : Génie Civil

Par **FARADJA BAUNDA Lucien**

Directeur : Prof. **Alain NKIEDIEL AKWIR**

Encadreur : Msc. Ir. **Ernestine NIGENE NDEZE**

ANNEE ACADEMIQUE 2021 - 2022

EPIGRAPHE

« Les hommes construisent trop des murs et pas assez des ponts, ne tenez donc pour certain que ce qui est démontré »

Isaac Newton

DEDICACE

Nous dédions ce travail à nos très chers parents pour leur amour et guide ainsi que tous ceux qui nous font confiance et croient en nous.

FARADJA BAUNDA Lucien

REMERCIEMENTS

Nos remerciements les plus profonds s'adressent en premier lieu à l'Éternel notre Dieu de l'impossible pour son immense et doux amour qu'il n'a cessé de manifester pour nous tout au long de notre vécu et par sa grâce qui ont éclairé notre route.

La réalisation du présent travail n'est en aucun cas le fruit d'effort personnel mais la conjugaison des efforts venant de plusieurs personnes qui méritent nos sincères reconnaissances.

Nous tenons à remercier les autorités académiques et scientifiques de l'ULPGL/Goma, de manière particulière à celles de la Faculté des Sciences et des Technologies Appliquées qui n'ont cessées d'aménager multiples efforts pour nous assurer une formation de qualité.

Nos distinguées reconnaissances s'adressent au Professeur Docteur Alain NKIEDIEL AKWIR et au master Ingénieure Ernestine NIGENE NDEZE, respectivement Directeur et Encadreur de ce travail, qui malgré leurs lourdes charges et multiples responsabilités ont accepté de nous conduire et nous guider tout au long de la réalisation de cette œuvre scientifique.

A nos très chers parents, Robert BYENDA MUSHUGIZA et son épouse Noëlla BAKIRE et que toute la famille trouve ici l'expression de notre profonde reconnaissance pour leur amour, attention, sacrifices et prières en notre faveur qui n'ont cessé de nous accompagner et de nous encourager.

A tous les enseignants du département de Génie Civil et des formations extra-universitaires qui nous ont enrichi de connaissances et de savoir tout au long de notre formation. Nous ne saurons passer sans remercier nos très chers amis et camarades de classes Maurice KAMBALE, David KRAME et beaucoup d'autres pour leurs encouragements.

Enfin à tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce travail de fin d'étude et tout notre cursus universitaire.

FARADJA BAUNDA Lucien

RESUME

L'analyse des structures soumises aux actions sismiques est un domaine de recherche d'actualité et plus importante dans les régions en activité sismique. La ville de Goma n'étant pas épargnée de ce phénomène, elle s'inscrit parmi les jeunes villes en pleine construction ; C'est alors que ce travail porte sur une étude de la vulnérabilité sismique de deux variantes de tabliers dans le cadre de guider le choix des ingénieurs du type de poutre sous-chaussé à utiliser dans une région sismique. Ainsi, deux poutres ont été sélectionnées pour cette étude dont la poutre en caisson et celle en Té. Le logiciel RSAP a été utilisé pour la modélisation de ces structures dont le prédimensionnement a été fait suivant les règles du BPEL. L'analyse statique a été réalisée en vérifiant la résistance des éléments de tablier en contrainte tangentielle et en flèche. En suite l'analyse dynamique (analyse modale spectrale) sous excitation sismique fait suivant la norme de l'Eurocode 8 nous a permis de déterminer les contraintes de torsion, les flèches ainsi que les contraintes développées à la rupture. Les résultats qui en découlent révèlent que le structure en caisson présente une contrainte de torsion et une flèche respectivement de 0MPa ; 41,4cm et 70,98MPa ; 93,8cm pour celle en Té. Ces résultats ainsi que d'autres résultats en détails dans ce travail montrent que la poutre en caisson reste appréciable pour sa rigidité torsionnelle et flexionnelle.

Mots clés : Vulnérabilité, Séisme, poutre, structure, réponse, analyse, dynamique

ABSTRACT

The analysis of structures subjected to seismic actions is a field of current research and more important in the regions in seismic activity. The city of Goma is not spared from this phenomenon, it is one of the young cities under construction. Therefore, this work focuses on a study of the seismic vulnerability of two variants of decks in order to guide the choice of the engineers of the type of beam to be used in a seismic region. Thus, two beams were selected for this study, the box girder and the Tee girder. The RSAP software was used for the modeling of these structures whose pre-dimensioning was done according to the BPEL rules. The static analysis was carried out by verifying the resistance of the deck elements in tangential stress and in deflection. Then the dynamic analysis (spectral modal analysis) under seismic excitation made according to the Eurocode 8 standard allowed us to determine the torsional stresses, the deflections as well as the stresses developed at failure. The results reveal that the box structure has a torsional stress and a deflection of 0MPa; 41.4cm and 70.98MPa; 93.8cm respectively for the Tee structure. These and other results in detail in this work show that the box girder remains appreciable for its torsional and flexural stiffness.

Key words: Vulnerability, earthquake, beam, structure, response, analysis, dynamics

SOMMAIRE

EPIGRAPHE	i
DEDICACE	ii
REMERCIEMENTS	iii
RESUME	iv
ABSTRACT	v
SOMMAIRE	vi
LISTE DES ABREVIATIONS ET SIGLES	viii
LISTE DES FIGURES	ix
LISTE DES TABLEAUX	x
0. INTRODUCTION	1
0.1. Contexte	1
0.2. Problématique	2
0.3. Questions de recherche	3
0.4. Formulation des hypothèses	3
0.5. Justification du choix de sujet	4
0.6. Énoncé des objectifs de recherche	4
0.6.1. Objectif général	4
0.6.2. Les objectifs opérationnels	4
0.7. Méthodologie et délimitation du travail	4
0.8. Subdivision de travail	5
CHAPI. GENERALITES SUR LES SEISMES ET QUELQUES NOTIONS SUR LES PONTS	6
I.1. Introduction	6
I.2. Contexte sismique de l’Afrique de l’Est	9
I.3. Données quantifiant le mouvement sismique	11
I.4. Notions sur les ponts	15
I.5. Données du projet	16
I.5.3. Description des dimensions générales du tablier	17
I.5.4. Plan structural	17
I.6. Conclusion partielle	19
Chapitre II : METHODOLOGIE DE RECHERCHE ET APPROCHE MATERIELS	20
II.1 Introduction	20
II.2. Prédimensionnement des éléments structuraux	20
II.3. Analyse statique	24
II.3.1 Principe des justifications	25
II.3.2 Actions et sollicitations	25
II.3.2.3. Évaluation des charges et surcharges	25
II.3.4. Principe de vérification des sections en précontraint	31
II.4. Analyse dynamique	32
II.4.1 Calcul des actions sismiques	32
II.4.1.1 Mouvement sol-structure au passage d’un séisme	33
II.4.2 Méthode d’analyse modale spectrale	33
II.5. Présentation du logiciel RSAP	39

II.6. Conclusion partielle	39
CHAPITRE III. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS	41
III.1. Introduction	41
III.2. Résultats du prédimensionnement.....	41
III.2.1. Variante1 : tablier en caisson	41
III.2.2. Variante2 : tablier en Té.....	42
III.3. Résultats de l'analyse statique.....	42
III.4. Résultats de l'analyse dynamique	48
II.4.1. Analyse modale	48
III.4.2. Analyse sismique.....	49
III.5. Conclusion partielle.....	55
CONCLUSION GENERALE	57
Bibliographie.....	59
ANNEXES	62
ANNEXE A : ECHELLE D'INTENSITE EMS98.....	a
ANNEXE B : VERIFICATION DE L'ANALYSE MODALE SPECTRALE ET EXPLOITATION DES RESULTANTS.....	b
ANNEXE C : PLAN STRUCTURAL	b
ANNEXE D : DONNEES DE L'ANALYSE MODALE, à gauche pour le Té et à droite pour le caisson.....	c
ANNEXE E : RESULTATS DE L'ANALYSE MODALE (CAISSON/TE)	d
.....	e
.....	e
ANNEXE G : QUELQUES ELEMENTS DE LA METHODOLOGIE ET RESULTATS DE L'ANALYSE STATIQUE.....	f
ANNEXE H : QUELQUES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE	g
ANNEXE G : COMPORTEMENT DES CONTRAINTES DANS LA SECTION.....	j
ANNEXE H : MODELISATION DE LA CHARGE ROULANTE BC POUR 2 VOIES CHARGEES.....	k

LISTE DES ABREVIATIONS ET SIGLES

A : section droite

ASP : Association Scientifique pour la Précontrainte

B.A. : béton armé

B.P. : Béton Précontraint

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

BPEL : Béton Précontraint aux Etats Limites

CG : centre de gravité

CRT : Coefficient de répartition transversale

ELS : Etats Limites de Service

ELU : Etats Limites Ultimes

EMS: European Macroseismic Scale (Echelle de Medvedev, Sponheuer et Karnik)

FEMA: Federal Emergency Management Agency

MEF : Méthode des Eléments Finis

MSK: Medvedev, Sponheuer et Karnik

PGA: Peak Ground Accélération

RSAP: Robot Structural Analysis Professional

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

ULPGL : Université Libre des Pays des Grands Lacs

USGS: United State Geological Survey

LISTE DES FIGURES

Figure I-1. Carte des plaques tectoniques (source : USGS).....	6
Figure I-2. Principes de mouvements des plaques (source : Graphies/Fotolia).....	7
Figure I-3. (a)Définition du foyer et de l'épicentre (source : Graphies/Fotolia), (b)Principe de la méthode des cercles.....	8
Figure I-4. Schémas de propagation des ondes longitudinales et transversales.....	8
Figure I-5. À gauche, Schéma de propagation des ondes de Love, à droite, Schéma de propagation des ondes de Rayleigh.....	9
Figure I-6. Enregistrement du séisme de Nice (2001).....	13
Figure I-7. Exemples de sismomètres.....	13
Figure I-8. Séisme de Nice 2001 (issu de la station NALS du Réseau Accélérométrique Permanent).....	14
Figure I-9. Domaine économique d'application des matériaux (pont dalle et pont à poutre [13].....	16
Figure I-10. Plan structural du projet type, a) source : autocad2021 et b) Source : RSA2019.....	17
Figure II-1. Poutre en caisson.....	22
Figure II-2. Définitions de l_0 pour le calcul de la largeur participante de la table de compression [17].....	23
Figure II-3. Paramètre déterminant la largeur participante [16].....	24
Figure II-4. Modélisations de la charge B_c	28
Figure II-5. Oscillateur simple [21], [6].....	33
Figure II-6. Méthodologie de calcul par analyse modale [24].....	34
Figure II-7 : Forme du spectre de réponse élastique.....	36
Figure II-8. Evolution de (a) l'amplitude et (b) du déphasage.....	38
Figure III-1. Variante1, section en caisson, nième test du modèle de calcul.....	41
Figure III-2 Section en Té, deuxième itération, source RSAP.....	42
Figure III-3diagrammes des moments, caisson et Té.....	44
Figure III-4. Diagramme des efforts tranchant/Caisson.....	45
Figure III-5. Diagramme Effort tranchant, sollicitation dû au fait du vent(a), sollicitation dû à des chargement vertical(b)/Té.....	46
Figure III-9. Répartition des contraintes longitudinalement dans la poutre.....	47
Figure III-10. Graphique des contraintes (a) et répartition des contraintes dans la poutre longitudinalement(b).....	47
Figure III-11. Paramètres sismiques.....	49
Figure III-12. Diagramme des moments dans la structure, suivant la direction des masses X(a) et les masses Z(b)/ caisson.....	50
Figure III-13. Diagramme des moments fléchissant développés selon les directions de masse/ Té.....	51
Figure III-15. Diagramme $F_z(kN)$;concentration de masses X(a), concentration des masses dans la direction Z(b) /poutre en Té.....	52
Figure III-14. Diagramme efforts tranchant sous excitation sismique, suivant la direction X(a) et suivant la direction Z(b) / poutre en caisson.....	52
Figure III-16. Spectre de réponse (a)direction de masses X, (b)direction de masses Z.....	54
Figure III-17. Réponse des systèmes suivant la direction des masses Z, (a) poutre en.....	55

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 Peak ground accélération de la région de Grands Lacs.....	10
Tableau I-2. Récapitulatifs des données	17
Tableau II-1. Hauteur économique.....	20
Tableau II-2: hauteur minimum	21
Tableau II-3: vérification de l'élançement d'après le document SETRA	21
Tableau II-4: Valeurs de bc en fonction de Nf et de la classe du pont	29
Tableau II-5: combinaison des sollicitations.....	30
Tableau II-6 : coefficient d'importance des ouvrages [6]	36
Tableau III-1 : les actions intervenant dans la modélisation	43
Tableau III-2. Rendement des sections ρ	43
Tableau III-3: Flèches maximales des travées combinaison statique.....	43
Tableau III-4: moment fléchissant sur appuis dans la combinaison ELU statique	44
Tableau III-5. Moments fléchissant sur appuis dans la combinaison ELU statique.....	45
Tableau III-6. : Efforts tranchant.....	46
Tableau III-7 : Flèches maximales suivant la combinaison CQC.....	50

0. INTRODUCTION

0.1. Contexte

Ces dernières années ont été marquées par des séismes dévastateurs un peu partout dans le monde : en RDC, en Italie ; au Pérou, en Algérie et en Chine. De plus en plus, la société moderne a des inquiétudes liées aux dangers potentiels relatifs à ce phénomène naturel. Il est notoire donc qu'en plus de pertes de vie, les dommages matériels occasionnés par un séisme peuvent être sévèrement élevés, affectant en conséquence toutes les constructions, y compris les services publics vitaux, tel est le cas des structures des ponts.

En effet, les actions sismiques sont plus dangereuses face aux ouvrages de génie-civil. Elles occasionnent des effondrements des ouvrages qui peuvent causer par la suite des graves dommages, bref sujet des catastrophes naturelles ; ce qui n'est pas avantageux pour la société non plus pour l'environnement.

Des séismes de magnitude modérée ont touché la région et ont causé d'importants dommages et de nombreuses victimes par exemple, le séisme du 3 février 2008 avec une magnitude de 6,0 [1] a fait un total de 43 morts et 400 blessés dans la région du Lac Kivu, un des Grands Lacs d'Afrique ; quant à celui le plus récent après l'éruption du 22 Mai 2021 qui a été cause des plusieurs dommages en terme de démolition si pas dégradation de plusieurs structures (maison d'habitation et route) dans la ville de Goma . L'épicentre de ce séisme s'est localisé près de la frontière Bukavu (RDC) et Cyangugu (Rwanda). En raison de la forte croissance démographique, de plus en plus de personnes et d'infrastructures sont exposées à ce risque. [2]

Au Nord-Kivu en général et particulièrement dans la ville de Goma, le risque sismique est modéré, d'après les informations actuellement disponibles. Cela signifie qu'il existe une probabilité de 10% qu'un séisme susceptible de causer des dommages survienne au cours des 50 prochaines années. D'après ces informations, les conséquences d'un séisme devraient être prises en compte dans toutes les étapes du projet, en particulier lors de la conception jusqu'à l'exploitation de l'ouvrage. Les décisions relatives à la planification du projet, à sa conception et aux techniques de construction devraient tenir compte du risque sismique. [3]

Ce présent travail n'étant pas le premier qui va dans le sens de la recherche sur le thème de dynamique des structures et ouvrages d'art exploité dans le département de génie Civil/ULPGL. Il est impérieux de faire mention de deux travaux antérieurs qui sont :

1. Etude comportementale des planchers a dalle pleine et a corps creux en béton arme face aux effets sismiques : cas de la ville de Goma (Mémoire présenté et défendu par ORNELLA KAVUGHO Ornella, année 2021) dont la conclusion était que l'élément à corps creux n'aurait pas à mieux tenir qu'un élément plein. [4]
2. Etude comparative de deux variantes de ponts à poutres : cas de la variante avec poutres en béton et celle avec poutres en treillis métallique du pont KIHIRA à SAKE (Mémoire présenté et défendu par MWANCHALE MUTIMATONDA Athanase, année 2021) et dont la conclusion était que la poutre en béton armé est à conseiller et surtout qu'elle réduit le coût, elle permet une exécution facile n'exigeant pas des technologies plus complexe et des compétence élevées en terme des personnels de mise en œuvre, d'entretien et de maintenance ne demandant pas beaucoup de frais ainsi que sa durée de vie relativement élevé par rapport à la poutre en treillis [5].

De façon particulière, pour ce travail par rapport à ceux susmentionnés, celui-ci traite sur « l'étude comparative de la vulnérabilité sismique de deux variantes de sections de tabliers de ponts à poutre sous chaussée, en caisson et poutre en Té », en évaluant leurs comportements en tenant en compte les paramètres de sismicité de la région d'étude qui est la ville de Goma. Il présentera ainsi, dans le cadre du prédimensionnement, deux variantes permettant de choisir aisément avec le maximum d'informations la structure de tablier adéquate pour un projet donné.

0.2. Problématique

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Dans ce cadre, les catastrophes sismiques ont réactualisé les questions des ingénieurs, des autorités publiques et du public concernant le risque sismique et ses effets sur les structures et ouvrages d'art et cela particulièrement sur le pont qui est l'une des structures hydrauliques de grande importance dans la mobilité pour le développement économique de tout pays.

Cependant, il semble donc logique de s'attaquer encore avec plus d'ardeur à cet événement désastreux par la mise en place de mesures de protection et de prévention en cherchant à savoir quel type de section qui pourrait s'adapter (servir sans défaillir) aux risques majeures liés à des effets sismiques de la région d'étude étant donné que ces deux sections seront soumis à des mêmes paramètres d'étude liés au contexte de modélisation (pont à poutre continue), aux chargement ainsi qu'au matériau qui serait soit le béton précontraint.

0.3. Questions de recherche

De ce qui précède, une question centrale qui nous a intéressée est la suivante : “ laquelle de ces deux poutres sous chaussée entre la poutre en caisson et la poutre en T_e, doit-on adopter dans les constructions des ponts dans la ville de Goma à la vue de sa sismicité ?”

Pour bien aborder la problématique susmentionnée, nous nous sommes posés les questions spécifiques suivantes :

- En ce qui concerne la connaissance et l'application des principes de la conception des structures parasismiques, quelle résistance envisagée pour le béton ainsi que la précontrainte initiale à prendre en compte dans le cas extrême de l'action sismique sollicitant ces poutres sous-chaussées ?
- En termes de disposition constructive et de géométrie, laquelle offrirait plus d'avantages en termes de rigidité ?
- De la résistance mécanique, sollicitations maximales, la quelle serait la mieux offrant en présentant des moindres valeurs des sollicitations (moment fléchissant, moment de torsion, effort tranchant, contrainte de torsion, etc.)

0.4. Formulation des hypothèses

Aux vues des questions sus-évoquées dans la formulation du problème, les hypothèses suivantes ont été émises :

- De la connaissance et l'application des principes de la conception des structures parasismiques permettraient d'avoir des arguments scientifiques dans le choix du type de tablier le mieux adaptée pour les constructions des ponts en zones sismique.
- La poutre en caisson présenterait une bonne disposition constructive vue sa géométrie, ce qui ferait d'elle la poutre ayant plus d'avantages de rigidité pour les constructions des ponts en zones sismique.

- Du point de vue résistance mécanique, compte tenu de sa rigidité de la base à la tête et de sa forme, la poutre en caisson se comporterait mieux que la poutre en Té dans le cas des effets dynamiques tant en excitation sismique qu'en chargement sur chaussée.

0.5. Justification du choix de sujet

La thématique faisant le larron, la présente recherche s'articule sur un double intérêt ci-après :

- Sur le plan scientifique : Il met à la disposition des constructeurs et chercheurs respectivement, un ensemble de données pouvant guider leur choix de type de poutre à utiliser pour les ouvrages situés dans une zone sismique et un nouveau champ de recherche dans la caractérisation des éléments structuraux pour les ouvrages d'art à utiliser dans une zone sismique.
- Sur le plan socio-économique : Ce travail aidera dans l'optimisation de la résistance fournie par ces deux types de poutres, et ainsi guider le choix de type de poutre à utiliser tout en tenant compte de l'aspect économique de mise en œuvre.

0.6. Énoncé des objectifs de recherche

0.6.1. Objectif général

Dans ce travail nous poursuivons comme objectif général celui d'évaluer le comportement d'un tablier de pont construit avec une poutre en caisson et celui avec une poutre en Té en béton précontraint face aux effets sismiques afin d'en sortir une comparaison en termes de résistance.

0.6.2. Les objectifs opérationnels

Pour atteindre l'objectif général, nous avons pu poursuivre les objectifs spécifiques ci-après :

1. Présenter les principes de calcul et ainsi ressortir les réponses adéquates de ces poutres.
2. Appliquer une bonne disposition constructive du tablier à poutre en caisson et à poutre en Té et ainsi ressortir leur comparaison en termes des résistances aux effets statiques et dynamiques.
3. Déterminer entre une structure confectionnée au tablier à poutre en caisson et celui à poutre en Té, laquelle se comporterait le mieux sous l'action des sollicitations dynamiques.

0.7. Méthodologie et délimitation du travail

En vue d'atteindre les objectifs énumérés précédemment, il a été nécessaire de :

- Rassembler une littérature par une technique d'analyse documentaire ;

- Procéder à l'étude statique et dynamique des différentes structures types par une méthode analytique et une méthode numérique, à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis et le logiciel Revit pour la modélisation ;
- Recourir à une approche statistique pour évaluer différents paramètres mis en jeu pour le calcul de l'effet dynamique.
- La méthode comparative a été utile pour analyser les deux variantes de sections de pont.

En outre, dans cette étude, les normes étrangères serviront de référence pour les calculs ; entre autres les réglementations BPEL et les Eurocodes particulièrement l'EN 1998 et l'EN1992.

A cet effet, pour ce qui est de l'application de cette étude, nous allons travailler sur une portion de pont à poutre continue sur plusieurs appuis d'une portée de 150m reliant la ville de Goma et celle de Bukavu.

0.8. Subdivision de travail

A part l'introduction générale et la conclusion générale, ce travail comprend trois chapitres :

- Le premier présente les généralités sur les ponts en zone sismique et quelques notions sur les séismes ;
- Le second sert à présenter la méthodologie et Approches matériels
- Le troisième qui est le dernier concerne la présentation et interprétation des résultats

CHAPI. GENERALITES SUR LES SEISMES ET QUELQUES NOTIONS SUR LES PONTS

I.1. Introduction

Cette partie traitera des effets faisant naissance à des actions sismiques ainsi que quelques notions sur les ponts.

a) Origine des séismes

Parlant du séisme, il s'agit d'une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre qui sont les plaques lithosphériques représentées à la figure I.1. Lorsque les contraintes dépassent un

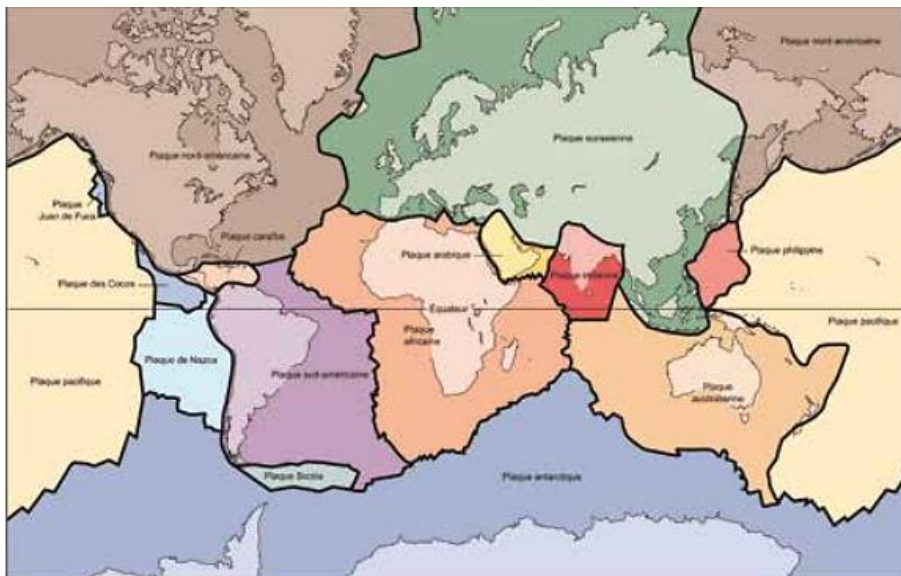


Figure I-1. Carte des plaques tectoniques (source : USGS) [6]

certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol, mettant cette dernière en vibration [6].

Ainsi, nous avons trois types de mouvements entre les plaques comme illustré à la figure I.2.:

- Les zones de divergence : remontée de magma qui durcit et forme alors la croûte océanique. La croûte nouvellement formée s'éloigne de part et d'autre de la dorsale : c'est la divergence ;
- Les zones de convergence : c'est la cause majeure des séismes ;

- Zone de subduction : convergence entre une plaque océanique et une plaque continentale, ou océanique qui conduit à l'enfoncement de la plaque la plus dense sous l'autre
- Zone de collision : convergence entre deux plaques continentales qui se traduit par le plissage de la plaque la plus faible.
- Les zones de coulissage : lors des mouvements de divergence et de convergence, les mouvements sont sensiblement perpendiculaires à la frontière des plaques. Lorsque le phénomène devient parallèle à cette frontière, il s'agit de coulissage. Cela se traduit par une forte sismicité.

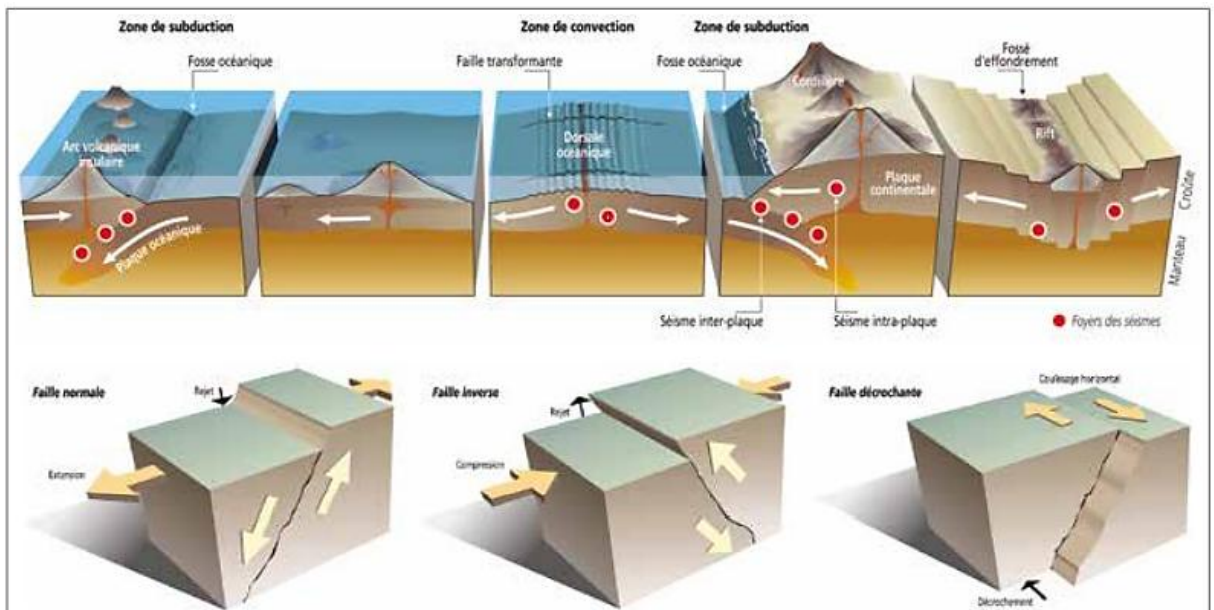


Figure I-2. Principes de mouvements des plaques (source : Graphics/Fotolia)

b) Foyer et épicentre

Le foyer ou hypocentre représente la zone de la faille où s'est produite la rupture et d'où les ondes sismiques commencent à se propager. L'épicentre correspond à la projection de l'hypocentre à la surface du sol. En général, il est associé au mouvement sismique le plus élevé. La détermination de sa position est un problème complexe et donne des résultats plus ou moins précis car la libération d'énergie n'est ni un événement ponctuel, ni instantané. Plusieurs méthodes existent pour cette dernière, par exemple la méthode des cercles (report de la distance entre les stations de mesures et l'épicentre) [6].

La figure I.3 présente le foyer ainsi que la méthode des cercles pour la détermination de la

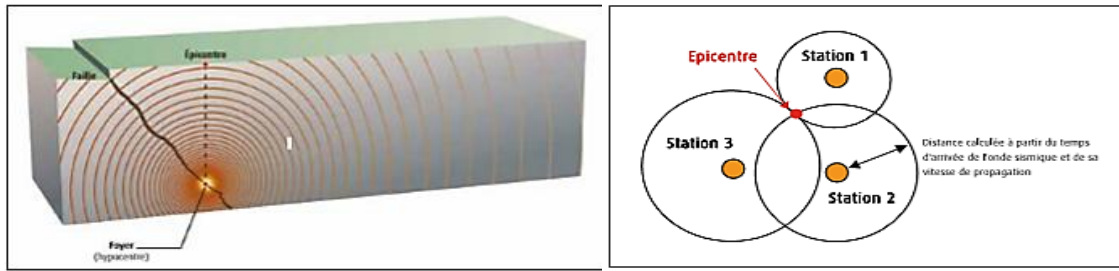


Figure I-3. (a) Définition du foyer et de l'épicentre (source : Graphies/Fotolia),
(b) Principe de la méthode des cercles

position de l'hypocentre.

c) Ondes sismiques

A partir du foyer, la secousse sismique se propage dans le sol sous forme d'ondes de divers types [18].

❖ Ondes de volume

Il existe deux types d'ondes dites de volume :

- **Ondes longitudinales ou primaires (P)** : ces ondes se propagent suivant des cycles de compression-décompression du sol. Elles se propagent plus rapidement que les autres types d'ondes et sont généralement peu destructrices ;
- **Ondes transversales ou secondaires (S)** : ces ondes s'accompagnent, sans changement de volume, d'un cisaillement dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation.

Les ondes S sont plus lentes que les ondes P dans un rapport variant de 1,5 à 2 suivant le

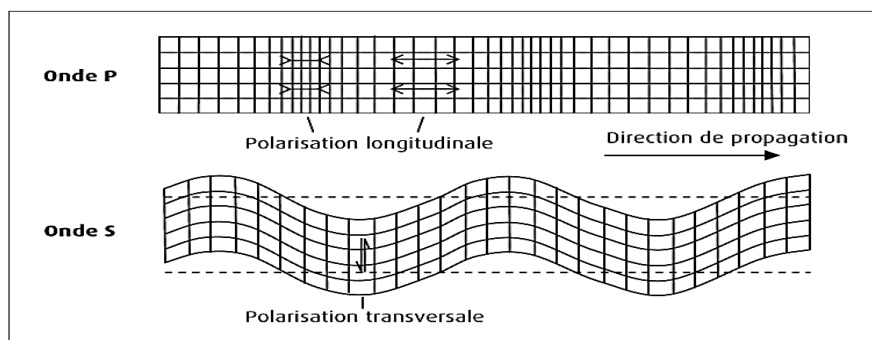


Figure I-4. Schémas de propagation des ondes longitudinales et transversales [6]

coefficient de Poisson. La figure I.4 présente les ondes de volume

❖ Ondes de surface

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre produisent des ondes de surface qui sont de deux types [19]:

- **Ondes de Love (L)** : Ce sont des ondes de cisaillement qui se produisent quand le massif comporte dans sa partie superficielle une superposition de couches horizontales de caractéristiques différentes comme présenté sur la figure I.5.
- **Ondes de Rayleigh (R)** : Elles se propagent le long de la surface libre limitant un massif semi-infini. Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation.

Les ondes de cisaillement (S) et (L) sont plus dangereuses pour les constructions que les

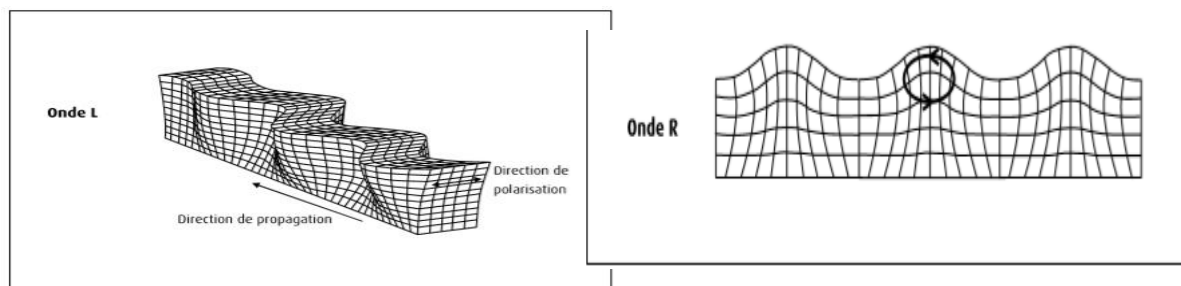


Figure I-5. À gauche, Schéma de propagation des ondes de Love, à droite, Schéma de propagation des ondes de Rayleigh

ondes P. Les ondes S et P se propagent généralement quasi-verticalement.

I.2. Contexte sismique de l'Afrique de l'Est

Le système de la vallée du Rift en Afrique de l'Est [7] est devenu une grosse des grosses régions sismiques les plus actives du continent d'Afrique ; le bassin du lac Kivu fait partie de ce Rift qui produisent les tremblements des terres qui à leur tour génèrent des éboulements versant des montagnes et des collines autour du lac Kivu. Des études et observations sismiques démontrent que, depuis 1997, le bassin du lac Kivu est devenu plus actif que d'habitude [8].

Ainsi donc, la région des Grands Lacs et particulièrement la ville de Goma connaissent des activités sismiques pour lesquelles l'ingénieur structuraliste ne peut se passer

❖ **Le bassin du Congo**

L’origine des mouvements tectoniques est inconnue dans le bassin du Congo. Aucune surface de rupture n’est documentée jusque-là pourtant bien de chocs de tremblement y sont enregistrés. Dans l’historique sismique de la région, les séismes remarquables enregistrés sont entre autres de magnitude $MS=5,4$ à $5,6$ enregistrés pendant la période allant de 1976 à 1998.

La ville de Goma située au pied du volcan Nyiragongo, c’est ainsi que les éruptions volcaniques la victimisent. La plus récente étant du 22 Mai, 2021 ; la ville s’est trouvée sous choc, victime des coulées des laves et des tremblements de terre qui ont occasionné des mouvements des terrains avec des fissurations du sol voire des destructions des maisons et décès d’hommes. La magnitude supérieure enregistrée dans cette période fut de $Ms=5,2$ en date du 25 Mai à 11h 3min heure locale, son épicentre situé dans la partie sud de la ville à $1,71S$ (Latitude) ; $29,23E$ (Longitude) ; $8Km$ de profondeur (source : données reçues de l’Observatoire Volcanologique de Goma).

❖ **Les séismes en RDC**

L’approche probabiliste qui a été utilisée pour cartographier la possibilité des activités sismiques en RD Congo et les zones environnantes, estime le niveau du risque sismique pour 14 sites sismiques dans la région. Le tableau I.1 définit les valeurs de la PGA de la région des Grands Lacs selon l’approche probabiliste.

Tableau I-1 Peak ground accélération de la région de Grands Lacs

PEAK GROUND ACCELERATION [PGA(g)]									
Ville	Latitude	Longitude	Zone	Approche probabiliste					
				T1 =2475ans		T1 = 975 ans		T3 = 475 ans	
Bujumbura	-3.378	29.363	A	0.315	0.319	0.194	0.198	0.131	0.0135
Bukavu	-2.53	28.28	B	0.274	0.318	0.177	0.198	0.123	0.1337
Bunia	1.528	30.255	B	0.272	0.318	0.170	0.198	0.134	0.1349
Butembo	0.138	29.288	B	0.271	0.318	0.169	0.198	0.115	0.1342
Goma	1.683	29.231	B	0.270	0.319	0.782	0.198	0.122	0.1347
Kalemie	-5.93	29.176	A	0.319	0.328	0.199	0.198	0.134	0.416
Kananga	-4.93	21.7	D	0.075	0.090	0.045	0.052	0.029	0.0334
Kigali	-1.953	30.059	B	0.270	0.319	0.174	0.199	0.121	0.1352

Kigoma	-4.796	30.402	-	0.319	0.319	0.199	0.199	0.135	0.1351
Kindu	-2.921	25.915	C	0.077	0.092	0.048	0.055	0.033	0.0379
Kisangani	0.425	24.029	-	0.075	0.090	0.045	0.052	0.030	0.0342
Lubumbashi	-11.66	27.485	C	0.125	0.077	0.077	0.077	0.052	0.0229
Mbujimayi	6.19	22.885	C	0.118	1.12	0.071	0.072	0.046	0.0468
Uvira	-3.407	29.134	-	0.316	0.318	0.194	0.131	0.134	0.416

Signalons à ce niveau que le PGA est l'accélération maximale du mouvement du sol. Il est un paramètre caractérisant le mouvement des sols soumis à des ondes sismiques. Il est lié à la vitesse du sol se déplaçant lors d'un séisme et il dépend de la nature géologique du sol. Le PGA s'exprime en pourcentage de g (%g), où g correspond à l'accélération de pesanteur.

Le haut niveau de risques est localisé sur le cratère du lac Tanganyika où les pics des accélérations sur la surface du sol excèdent 0.32g, 0.22g et 0.16g et sont suspectés d'arriver à 10%, 5% et 2% dans 50 ans respectivement. Cependant, dans l'ouest du Rift Valley à une distance de 450 km, la chance de dépasser 0.05g qui est le seuil de la valeur intéressant l'ingénieur est moins de 10% dans 10 ans. A partir des paramètres probabilistes des secousses sismiques en RD Congo et des zones environnantes, quatre zones de sismicité ont été établies

- ✓ **Zone A** (avec la plus grande probabilité de mouvement) : elle comprend le lac Tanganyika et la zone de crête de Moero.
- ✓ **Zone B** (la plus probable) : le bassin du lac Kivu, le Rwenzori et la région du lac Edouard.
- ✓ **Zone C** (probabilité modérée) : elle comprend le sud-est de la RD Congo, le nord-ouest Zambien et une partie du bassin du Congo refermée sur la crête ouest.
- ✓ **Zone D** (probabilité moindre) : elle comprend le reste du bassin du Congo

I.3. Données quantifiant le mouvement sismique

Les mouvements sismiques qui intéressent l'ingénieur sont ceux qui se produisent à la surface du sol ou à son voisinage immédiat.

❖ **Données relatives aux conséquences et à la représentation de l'effet sismique sur un site**

De nombreuses échelles d'intensité ont été proposées pour apprécier l'effet du séisme sur les constructions. Le tableau qui présente une description abrégée de l'échelle EMS 98 [16]

actuellement utilisée en Europe qui se substitue à l'échelle MSK (Medvedev, Sponheuer et Karnik) sera présentée en ANNEXE A.

L'EMS 98 comporte aussi 12 niveaux et prend en compte une classification plus détaillée des dégâts en fonction de la nature des constructions.

❖ Données instrumentales : Magnitudes

La magnitude, définie en 1935 par Richter, pour mesurer l'énergie des séismes, est fonction de l'amplitude maximum qu'enregistrerait un sismographe étalon placé à 100 km de l'épicentre. Cette mesure n'est fiable qu'à très courte distance et est maintenant appelée magnitude locale M_L .

Un séisme émet plusieurs ondes différentes, la magnitude dépend du type d'ondes reçues par le sismographe et lues par le sismologue. Ainsi on définit plusieurs magnitudes [6]:

- ✓ la magnitude locale M_L se calcule à partir de l'amplitude maximale des ondes P. Elle est calculée pour des séismes se produisant à proximité des stations sismologiques c'est à dire à moins de quelques centaines de kilomètres ;
- ✓ La magnitude des ondes de surface M_s se calcule à partir de l'amplitude des ondes de surface. Elle est calculée pour des séismes se produisant à plus de 2000 kilomètres des stations sismologiques ;
- ✓ La magnitude des ondes de volume M_b se calcule à partir de l'amplitude de l'onde P qui arrive au début du sismogramme. Elle est calculée pour des séismes se produisant à plus de 2000 kilomètres des stations sismologiques ;
- ✓ La magnitude de moment M_w ou de Kanamori se calcule à partir du moment sismique. Bien que moins immédiate à estimer, cette magnitude est directement reliée à une quantité physique elle-même, associée à l'énergie émise par le tremblement de terre. Cette échelle de magnitude est la plus employée de nos jours.

Les séismes de magnitude inférieure à 3 - 3,5, même proches de la surface donnent rarement, même à l'épicentre, une intensité supérieure à II et donc pas ressentis par l'homme [6].

❖ Sismographe

Cet instrument mesure les mouvements du sol lors d'un séisme. Le résultat de l'enregistrement est le sismogramme. Ce dernier est appelé accélérogramme si l'instrument de mesure est un accéléromètre. Les enregistrements donnent pour chacune des trois composantes, l'accélération en fonction du temps soit $a(t)$; les vitesses $v(t)$ et les déplacements $d(t)$ s'en déduisent par intégrations successives telle qu'illustré à la figure I.6.

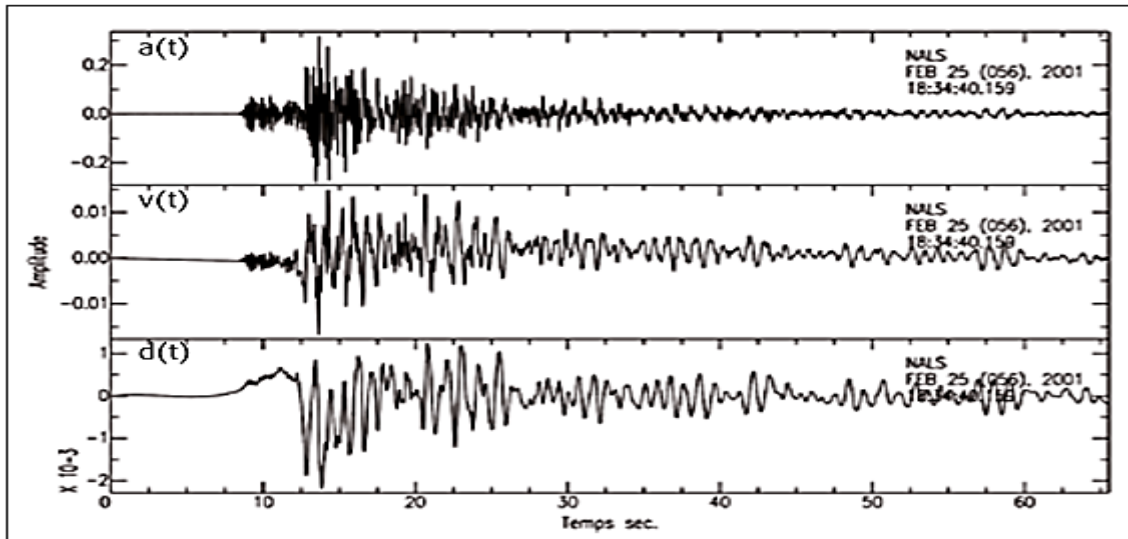


Figure I-6. Enregistrement du séisme de Nice (2001) [6]

Actuellement on utilise surtout des sismomètres électromagnétiques et des accéléromètres. Ils ne mesurent pas le mouvement du sol mais la vitesse de mouvement du sol telle que présenté à la figure I.7.

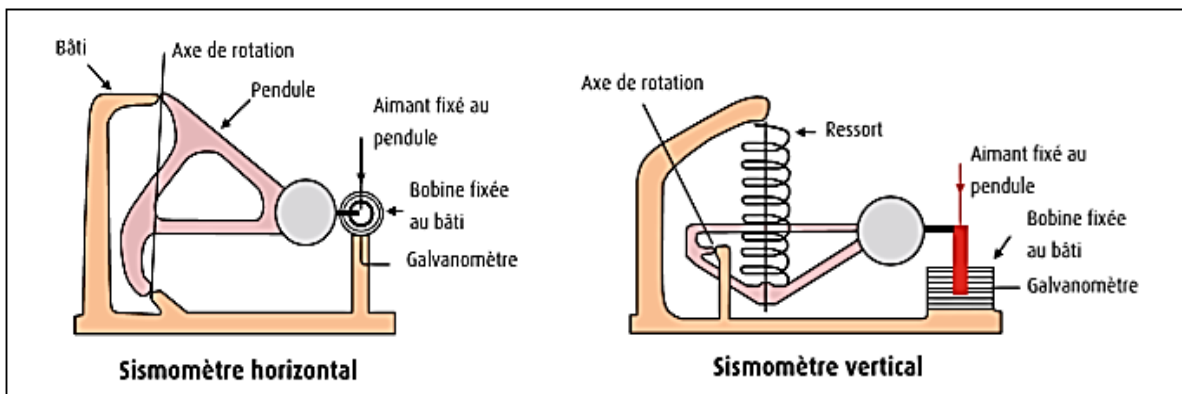


Figure I-7. Exemples de sismomètres [17]

d) Différentes représentations de l'action sismique en un site donné

- ❖ Évaluation de l'aléa sismique
- ❖ Zonage sismique
- ❖ Accélérogrammes

L'action du séisme sur une structure peut être modélisée par des accélérogrammes (enregistrements réels ou accélérogrammes artificiels construits à partir de spectres de réponses par des méthodes statistiques).

L'accélérogramme étant une représentation de l'accélération du mouvement sismique en fonction du temps, elle est définie par des courbes qui fluctuent de manière irrégulière autour de la valeur nulle et dont la durée est très variable, de l'ordre de quelques secondes à quelques

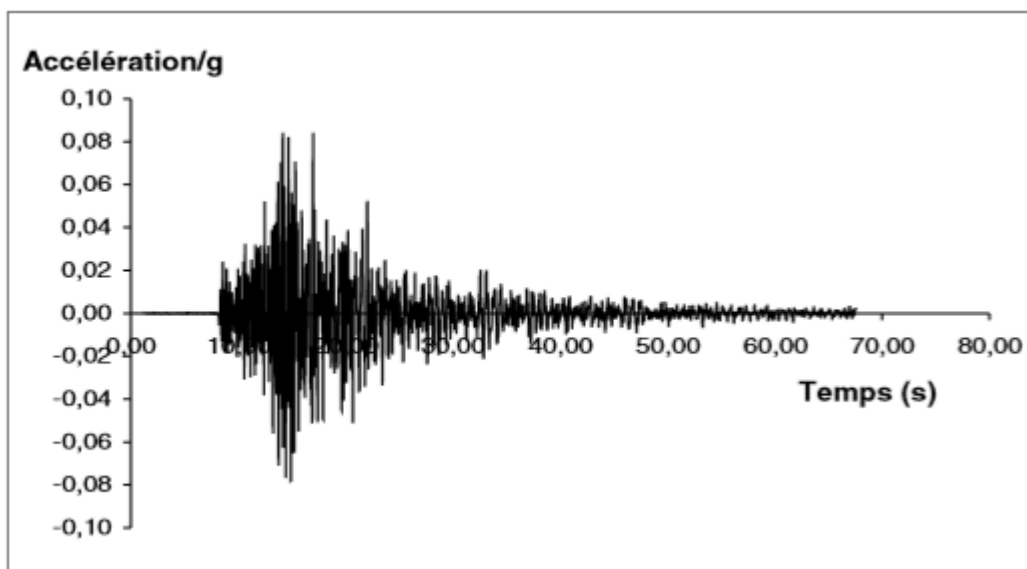


Figure I-8. Séisme de Nice 2001 (issu de la station NALS du Réseau Accélérométrique Permanent) [6]
dizaines de secondes tel que remarquable à la figure I.8 ; Elle a pour principales caractéristiques :
• sa durée totale ou plutôt la durée de la plage des mouvements significatifs ;
• ses maximas d'accélération, de vitesse et de déplacement (A_{\max} , V_{\max} , D_{\max}).

❖ Spectres de réponses

Schématiquement, les spectres de réponse sont obtenus de la façon suivante : On considère une collection d'oscillateurs viscoélastiques linéaires dont les périodes propres balayent une plage de valeurs couramment rencontrées dans les structures de génie civil. Chacun des oscillateurs simples est caractérisé par sa masse m , sa raideur k , sa pulsation propre w (ou sa

période propre T ou sa fréquence propre f) et son pourcentage d'amortissement critique ξ tels que : $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$; $T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$ et $f=1/T$.

Chaque oscillateur est soumis à une force $p(t)$, fonction du temps, et l'équation du mouvement s'écrit : $m \ddot{u}(t) + 2\omega m \xi \dot{u}(t) + m\omega^2 u(t) = p(t)$

$u(t)$ désigne l'abscisse(déplacement) de la masse de l'oscillateur relativement à sa base et $p(t) = -m \times \gamma_g$.

I.4. Notions sur les ponts

I.4.1. Définition

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).

I.4.2. Classification

D'après la destination et la portée, on distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- Ponceau ou dalot : pont de petites dimensions (quelques mètres) ;
- Viaduc : ouvrage de franchissement à grande hauteur et portée, généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;
- Passerelle : ouvrage destiné aux piétons, exceptionnellement aux canalisations. Cependant cette définition reste imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, forme ou nature d'ouvrage. La conception d'un pont doit obéir à un bon nombre d'exigences ; outre son pouvoir d'assurer des services d'utilisateurs, doit impérativement répondre à des exigences vis-à-vis de son environnement.

I.4.3. Principe de conception

En effet, les ponts à poutres en béton armé, ponts en béton précontraint, ponts en arc, ponts à câbles, ponts métalliques, ponts mixtes ; de section droite en caisson, en T, rectangulaire, en I, ..., la multiplicité et la variété des appellations sont étonnantes et entretiennent la confusion.

Que recouvrent exactement toutes ces désignations ? Pourquoi construit-on tel type de pont ici et tel autre là ?

Retenons donc que le choix du type de pont dépend de certains paramètres tel que :

- L'environnement (le type de terrain et les conditions climatiques)
- Le type d'obstacle à franchir (rivière, canyon, fleuve, bras de mer, ect.)
- Le coût de fabrication [9].

Pour remplir sa fonction, le pont est constitué d'une structure résistante capable de porter la voie et ses charges d'exploitation. Il possède par ailleurs des équipements spécifiques concourant à son bon fonctionnement, à la sécurité des usagers et à la durabilité de l'ouvrage.

Toutefois, Les ponts à poutre sous chaussée sont les cas les plus fréquents ; leurs sollicitations principales sont les efforts de flexion. Ce sont des ouvrages relativement peu déformables. Ils présentent des avantages spécifiques tels que :

- Enjamber des distances plus importantes que celles des autres types de ponts
- Il est le moins cher à construire
- Il peut être construit sur pratiquement n'importe quel type de terrain.
- La répartition des forces au niveau des piles rend inutile la réalisation des massifs d'encrage dans les berges [10].

I.5. Données du projet

I.5.1. Forme transversale

Partant de l'objectif de ce travail, un accent particulier est mis sur les sections des poutres sous chaussées dont la poutre en caisson et celle en Té.

I.5.2. Forme longitudinale

Se référant à l'intervalle de l'appartenance commune de ces deux variantes des sections de tabliers des ponts, selon le document SETRA, qui font notre étude soit $15\text{m} \leq L \leq 40\text{m}$, nous avons adopté la longueur de la portée minimale à $L=35\text{m}$ qui est aussi justifiée par le fait que telle est la longueur extrême de l'usage du béton dans la confection des tabliers à portée isostatique tel que représenté sur la figure II.1. C'est alors que le domaine matériau reste celui du BP.

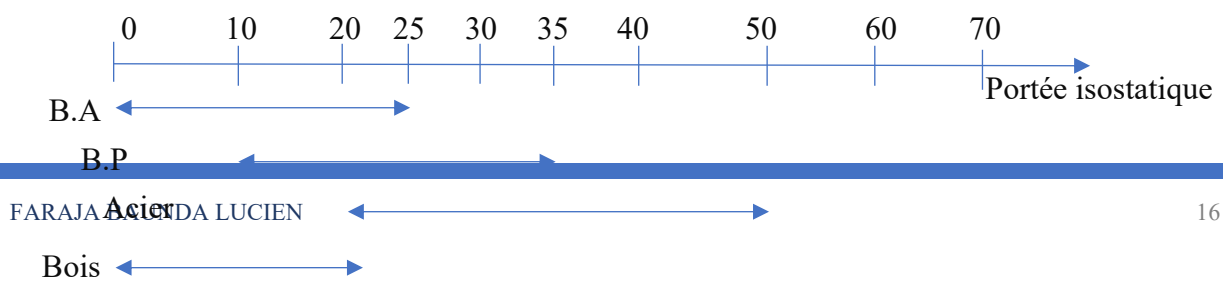


Figure I-9. Domaine économique d'application des matériaux (pont dalle et pont à poutre [13])

I.5.3. Description des dimensions générales du tablier

Le calcul structural qui achèvera l'objet de ce travail, va s'appliquer sur des poutres sous-chaussées des ponts en béton précontraint de section en T et en caisson dont les détails sont structurés comme suit :

Tableau I-2. Récapitulatifs des données

Classe du pont	1
Longueur totale de la poutre	220,00m
Hauteur du gabarit	20,00m
Largeur utile (L_u)	10,00m
Largeur trottoir (L_{tr})	1,50m
Largeur roulable (L_R)	7,00m
Largeur chargeable (L_{ch})	7,00m
Largeur d'une voie (L_v)	3,50m
Nombre de voies (N_v)	2,00m
Portée de travée de rive	35,00m
Portée des travées centrale	40,00m

I.5.4. Plan structural

Les dimensions du tablier de façon générale pour nos deux variantes sont consignées sur la

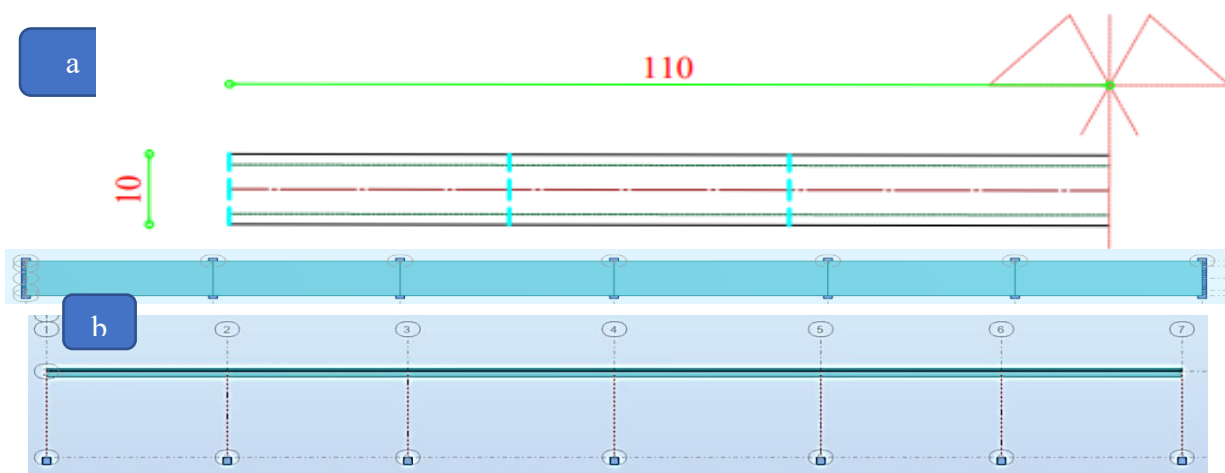


figure I.1 (a) vue en plan et (b) vue en élévation.

I.5.5. Les matériaux

Pour les calculs de ces poutres, les constituant du matériau BP ont pour caractéristiques :

Pour le béton :

- $f_{c28} = 35MPa$ Et $f_{t28} = 2,82MPa$; $\varepsilon_{bc, \max} = 2.105$ MPa. [11]
- $\sigma_{bu} = \begin{cases} 14,167MPa : \text{combinaisons fondamentale} \\ 18,478MPa : \text{combinaisons accidentelles} \end{cases}$

Pour les Aciers de précontrainte « actifs » :

Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles T15 super.

Caractéristiques des câbles : Selon FREYSSINET [12].

Limite d'élasticité : $f_{peg} = 1660$ (MPa) ; Limite de rupture : $f_{prg} = 1860$ (MPa)

Coefficient de dilatation thermique : $10^{-5}/^{\circ}C$

La précontrainte initiale : d'après le tableau 7.10, $F=0,6f_{prg} = 1116kN$, nous prenons $2000kN$;

Ainsi que les excentricités de la précontrainte définies : $e_1 = 10cm$, $e_2 = 20cm$, $e_3 = 10cm$.

I.5.6. Hypothèses sismiques

En considérant que notre portion de pont d'étude fait partie d'un pont pouvant relier la ville de Goma à celle de Bukavu, les hypothèses sismiques retenues sont :

- Zone de sismicité : (4) moyenne
- Classe de sol : A
- Catégorie d'importance de ponts : III
- Classe de ductilité : DCL (ductilité limité)
- Amortissement : 2% le béton précontraint
- Coefficient d'importance : $\gamma_1=1,2$
- Coefficient de comportement : 1,5 Pour les tabliers, piles et semelles [22]
- Zone de trafic, véhicule de poids compris entre 30kN et 160kN : Catégorie G [29]
- Ψ_{21} Pour les pont-route : 0,2

I.6. Conclusion partielle

Ce chapitre est consacré aux généralités sur les séismes et quelques notions sur les ponts, il présente de manière générale les phénomènes sismiques, leur impact sur les objets exposés notamment parmi eux la nature, les humains et les structures. Un contexte sismique de l'Afrique de l'Est a été ainsi mentionné de même qu'une brève notion sur les ponts de manière généralisée.

CHAPITRE II : METHODOLOGIE DE RECHERCHE ET APPROCHE MATERIELS

II.1 Introduction

Faisant objet d'étude à part entière, le prédimensionnement et l'analyse de chargement qui seront prises en compte pour pouvoir mener à bien ce travail seront présentés dans ce chapitre. Ainsi que de la méthodologie et matériels de recherche en termes de présentation.

II.2. Prédimensionnement des éléments structuraux

Le prédimensionnement des éléments d'une structure est basé sur le principe de la descente de charges, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément dû à la charge et surcharge. Il a pour but « le pré calcul » des différentes sections pour leur résistance première.

II.2.1. Paramètres généraux

Cette partie présentera de façon générale les paramètres de prédimensionnement des poutres et de ce fait notre attention sera focalisée sur des sections droites en caisson et celles en T.

- **De la hauteur économique des éléments des tabliers [13]**

Le facteur économique étant fonction de l'élancement pour tout type des sections de poutre, le tableau II.1 en présente les paramètres

Tableau II-1. Hauteur économique

Type de section du pont	Béton armé	Béton précontraint	Acier
Dalle	L/12	L/15	-----
Poutre en T	L/12	L/18	L/18
Caisson	L/15	L/22	L/22
Hauteur moyenne	L/15	L/20	L/20

- **De la hauteur minimum (L en m) selon AASHTO [14]**

Les règles pratiques prévues dans la conception des ponts proposent des valeurs minimales des hauteurs telles que présentées dans le tableau II-2 :

Tableau II-2: hauteur minimum

	Travée simple	Travée continue
Dalles	$1,2(L+3) / 30$	$(L+3) / 30$
Té	$0,070L$	$0,065L$
Caissons	$0,060L$	$0,055L$
Piétons	$0,035L$	$0,033L$

- **De la valeur de l'élancement pour des ponts en béton précontraint**

Le BP étant un matériau spécifique, son élancement l'est aussi, ainsi le tableau II.3 en présente les paramètres.

Tableau II-3: vérification de l'élancement d'après le document SETRA

Longueur de la plus grande travée	Section	Elancement $\frac{L}{H}$, avec H : hauteur
$L \leq 15m$	Dalle pleine	$25 \leq \frac{L}{H} \leq 30$
$15m \leq L \leq 40m$	Poutre en Té coulé en place	$22 \leq \frac{L}{H} \leq 30$
	Poutre en Té préfabriqué	$18 \leq \frac{L}{H} \leq 22$
	Poutre en I préfabriquée	$15 \leq \frac{L}{H} \leq 20$
	Poutre en caisson préfabriquée	$25 \leq \frac{L}{H} \leq 30$
$40m \leq L \leq 200m$	Poutre en caisson, section constante ($L \leq 70m$)	$20 \leq \frac{L}{H} \leq 28$
	Poutre caisson, section variable ($70m \leq L$)	$15 \leq \frac{L}{H} \leq 20$ (aux appuis intermédiaires)
		II $\frac{L}{H} \leq 60$ (à mi-travée)

II.2.2. Les Variantes choisies

Notons que pour les faibles portées, l’effort tranchant est à craindre par rapport au moment fléchissant d’où les sections rectangulaires suffisent pour reprendre ces sollicitations tandis que lorsque les portées sont grandes, le moment fléchissant devient prépondérant que l’effort tranchant et possibilité d’avoir des poids propres de loin supérieur aux surcharges ce qui amène de faire recourt à des sections en I, en Té ou en caisson ; Ainsi la section en Té et celle en caisson ferrons objet de notre étude.

II.2.2.1. Variantes N°1 : poutre en caisson

Dans le cas d’ouvrage construit en voussoir, l’organe porteur est constitué par un ou plusieurs caissons qui forment un profil fermé comprenant un hourdis supérieur qui sert de dalle de couverture et des âmes reliées entre elles à leurs parties basses par un hourdis inférieur.

L’hourdis supérieur déborde des âmes de rive par un élément de dalle en encorbellement. La liaison entre les âmes et les hourdis est renforcée par des goussets.

- **Pré dimensionnement du caisson**

De manière générale le prédimensionnement d’une poutre revient à l’attribuer des dimensions sans pour autant considérer les charges lui sollicitant mais tout en prenant en compte quelques paramètres prédéfinis expérimentalement.

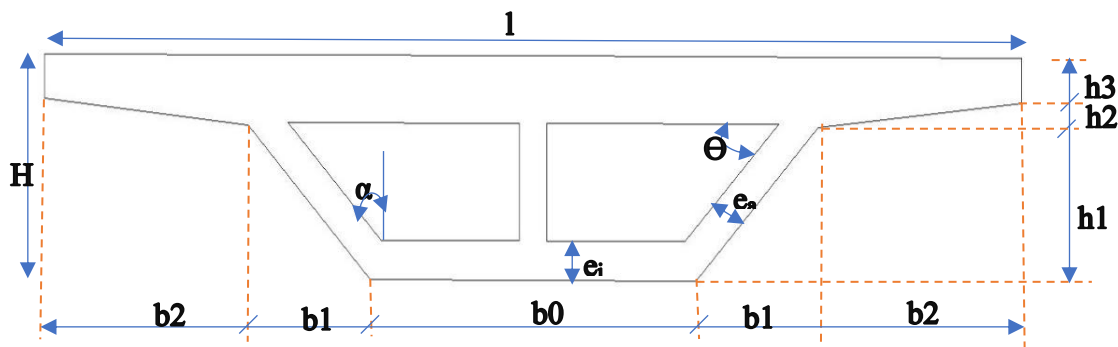


Figure II-1. Poutre en caisson

a) **Elancements usuels pour les tabliers de hauteur constante :**

$$L/30 \leq H \leq L/25 \quad II 1$$

Départ la hauteur minimum prévue par la norme AASHTO, poutre en caisson à travée continue telle que :

$$H_{min} = 0,055L \quad [14]$$

Notons que H doit être inférieure à H_{min}

b) Hourdis supérieur :

$$\begin{aligned}
 b_0 &= 0,45l & \text{II.2} \\
 b_1 &= 0,35H \\
 b_2 &= \frac{[1 - (2 \times b_1 + b_0)]}{2} = 0,275l - 0,35H \\
 &\text{Avec } l \text{ la largeur utile et } H \text{ la hauteur totale}
 \end{aligned}$$

c) Epaisseur des âmes [15] :

Le choix d'épaisseur des âmes dépend de celui du principe de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant mais également de la portée

$$e_a(\text{cm}) \geq \frac{L}{2,75} + 125 \frac{B}{L} - 12,5 \quad \text{II.3}$$

d) Epaisseur hourdis inférieur :

$$e_i \geq \max \left\{ 18\text{cm}; \frac{e_a}{3} \right\} \quad \text{II.4}$$

e) Hauteurs :

$$\begin{aligned}
 h_1 &= \frac{2}{3}H & \text{II.5} \\
 h_2 = h_3 &= \frac{H - h_1}{2}
 \end{aligned}$$

II.2.2.1 Variante N°2 : poutre en Té

Pour le cas de notre étude, le tablier sera constitué d'une seule poutre en Té sous chaussée.

- **Pré dimensionnement de la poutre :**

Le pré dimensionnement est fait tel qu'on considère la largeur réelle de la table de compression pour l'analyse des efforts internes et des moments, [16]. Les figure II.2. et II.3 donnent les paramètres de recherche de la largeur participante de la poutre en Té.

a) **Hauteur de poutre avec hourdis**

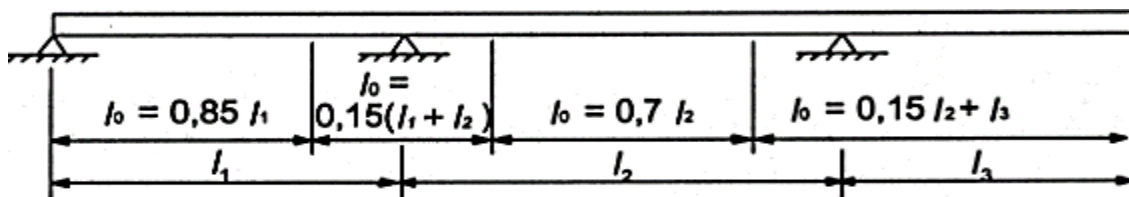


Figure II-2. Définitions de l_0 pour le calcul de la largeur participante de la table de compression [17]

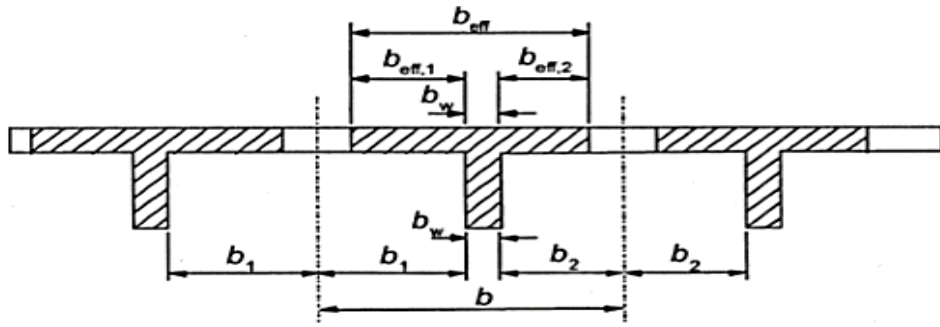


Figure II-3. Paramètre déterminant la largeur participante [16]

$$\frac{L}{22} \leq H_1 \leq \frac{L}{18} \quad II.6$$

Départ la hauteur minimum prévue par la norme AASHTO, poutre en caisson à travée continue telle que :

$$H_{min} = 0,065L \quad [14]$$

Signalons que H doit être inférieure à H_{min}

b) Largeur participante(efficace) [17] :

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \quad II.7$$

$$\text{Avec } b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \text{ et } b_{eff,i} \leq b_i.$$

c) Largeur de l'âme b_w : trouvée telle que : $b_w = (0,4 \text{ à } 0,6)H$

d) La largeur b_i : entre le nu de la retombée et l'extrémité de la largeur totale du tablier l_t ,

$$b_i = \frac{l_t - b_w}{2} \quad II.8$$

e) Hauteur de la poutre sous hourdis : Elle est choisie pour un élancement optimum vérifiant l'inégalité suivante :

$$20 \leq \frac{L}{H_p} \leq 25 \quad II.9$$

f) Détermination de l'épaisseur de la table de compression $h_d = H - H_p$

II.3. Analyse statique

En effet, on parle d'analyse statique ou quasi-statique lorsque la charge est appliquée à un ou plusieurs éléments structuraux sans variation de son point d'application, de son intensité, ni de son sens dans le temps ; de sorte que sa force d'inertie peut être négliger sans peine.

II.3.1 Principe des justifications

Pour ce travail, les matériaux d'étude étant le béton précontraint et compte tenu que les normes et réglementations offrent des méthodes de calcul appropriées pour chaque matériau de construction choisi, il s'avère important de recourir aux méthodes de calcul basé sur les règles du BPEL, BAEL et des normes EUROCODES. Ces règles présentent les calculs justificatifs qui sont conduits suivant la théorie des états limites. Dans le cadre de ce travail nous allons faire travailler nos structures aux états limites ultimes (E.L.U.).

II.3.2 Actions et sollicitations

II.3.2.1 Terminologie [4]

0. **Les actions** sont des causes capables de produire un état de contraintes dans la construction. On en trouve de trois catégories dont **Les actions permanentes**, notées G ; **Les actions variables** notées Q ainsi que **Les actions accidentelles**, notées FA.
1. **Les sollicitations** sont des forces et moments produits par les actions. Nous avons respectivement l'effort normal (N), l'effort tranchant (T) et le moment fléchissant (M), Le couple de torsion (T). Ces actions sont calculées en utilisant les procédés de la résistance des matériaux.

II.3.2.2 Hypothèses et principe de calcul des sollicitations

Les sollicitations sont les efforts calculés à partir des actions par des méthodes appropriées. Une construction peut être soumise à un grand nombre de combinaisons d'actions dont on retiendra les plus défavorables. Il faut donc procéder en deux étapes :

- ✓ Établir les différentes combinaisons d'actions ;
- ✓ Rechercher la combinaison d'actions la plus défavorable vis-à-vis de l'état limite étudié.

II.3.2.3. Évaluation des charges et surcharges

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharges routière, superstructure, surcharge de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale.

A. Charges permanentes

Elles prennent en compte le poids propre des différents éléments ou les actions imposées ayant un caractère permanent, les charges dont leur application peut aller jusqu'à 10ans et plus (poids propre de la structure et équipement). Parmi ces charges nous aurons celle des :

- Éléments porteurs : des charges concernant le tablier uniquement
- Éléments non porteurs : revêtement, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières, etc.)

❖ Les éléments non porteurs

Ces éléments ne reprenant aucune charge, parmi elles on distingue : Les trottoirs, les corniches, les glissières de sécurité, le garde-corps, le revêtement.

❖ Les éléments porteurs

Après la modélisation de la structure, le logiciel prend déjà en compte des poids propres des tous les éléments porteurs, cela ne vaut plus la peine de les recalculer.

✓ Force de finale de précontrainte

Cette partie ne va que concerne les aciers de précontrainte et pas les aciers doux, les relations sont alors telles que :

$$P_f = \varepsilon_p \times E_p \times A_p \quad II.10$$

$$\text{Avec : } A_p = P_0 / \sigma_{p0} ; \varepsilon_p = \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{bi} - \varepsilon_{bd} ; \varepsilon_{p0} = \sigma_{p0} / E_p ; \varepsilon_{bi} = P_0 / A \times E_b$$

A : section droite de la variante considérée

B. Charges variables (Surcharges d'exploitation)

Elles concernent les charges routières (sur chaussées et sur trottoirs). Les ponts sont rangés en trois classes suivant l'importance de l'itinéraire.

Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur roulable.

- ✓ Largeur roulable L_r : largeur mesurée entre les bordures ou dispositifs de retenue

$$L_r = L_u - 2 \times L_{tr} \quad II.11$$

- ✓ Largeur chargeable L_c : $L_c = L_r$ s'il ya des bordures ou L_r diminuée de 50cm le long de chaque dispositif de retenue ($L_{ch} = L_r - n \times 0,5$), lorsqu'il existe ;
- ✓ Nombre de voies : (N_v) :

$$N_v = \text{partie entière} * \left(\frac{L_{ch}}{3} \right) \quad II.12$$

- ✓ Classe des ponts : on distingue trois classes de pont

Où n est le nombre de dispositifs de retenue.

- Classe du pont :
$$\begin{cases} 1^{\text{ère}} & \text{si } L_r \geq 7m \text{ ou exception} \\ 2^{\text{ème}} & \text{si } 5,5 \leq L_r < 7m \\ 3^{\text{ème}} & \text{si } L_r < 5,5m \end{cases}$$

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

Les charges qui sont disposées sur les chaussées des ponts sont :

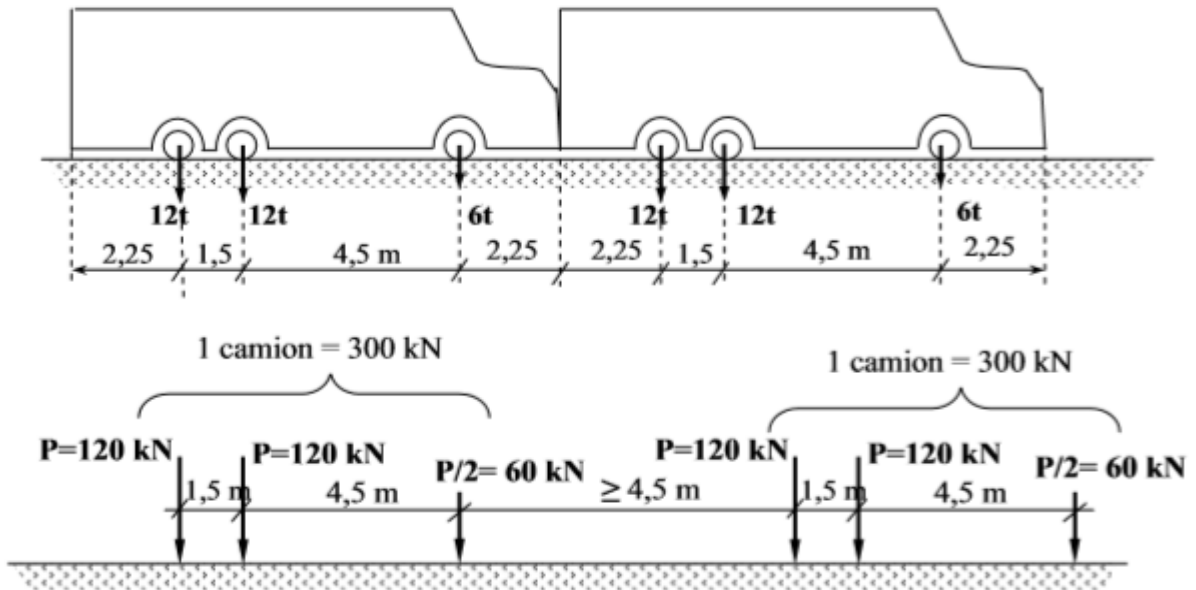
- Système A pour la justification de la stabilité d'une structure.
- Système B (le système Bc, le système Bt et le système Br) pour la justification de la stabilité locale des éléments du tablier.
- Charge militaire Mc 120 : appliquée uniquement sur les itinéraires faisant l'objet d'un classement.
- Surcharge exceptionnelle D240
- Autres : il existe d'autres charges qui doivent être prises en compte en cas de projet telles que :
 - Action de la température
 - Effort de freinage ;
 - Actions accidentelles dues aux effets des eaux et chocs.

Pour le cas de notre travail notons que seul le système de charge B_C du système B a été pris en compte vu la possibilité qu'il offre de l'excentricité prépondérante des charges d'essieux par rapport à l'axe neutre de nos poutres sous-chaussées.

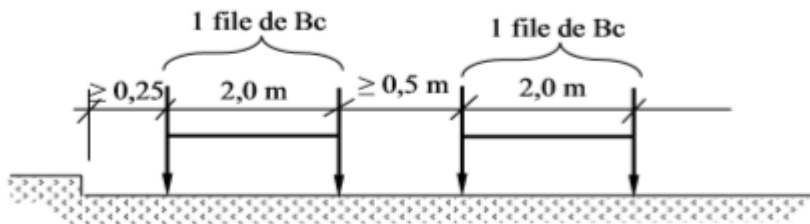
❖ Système B_c

Le convoi B_c se compose d'un ou au maximum de 2 camions types par file. Dans le sens transversal le nombre de files est inférieur ou égal au nombre de voies. Les charges sont données par essieu tel qu'illustré les modélisations de la charge B_C pour le cas le cas d'une route à deux voies chargées. à la figure II.5

✓ Longitudinalement : (masse relative à une file de camion et charge donnée par essieu)



✓ Transversalement :



✓ En plan :

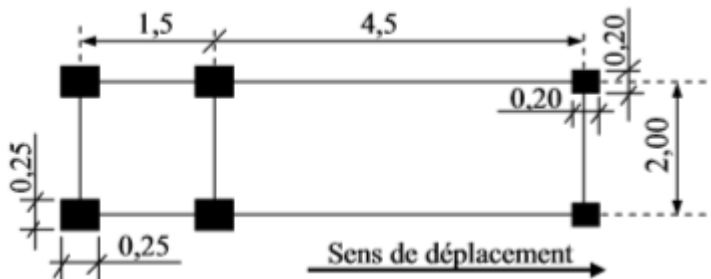


Figure II-4. Modélisations de la charge Bc

Suivant la classe du pont et le nombre de files de camions considérées, les valeurs des charges du système Bc à prendre en compte sont multipliée par un coefficient bc dont les valeurs sont indiquées dans le tableau II.4 :

Tableau II-4: Valeurs de bc en fonction de Nf et de la classe du pont

Nombre de files de camions		1	2	3	4	≥5
Classe du pont	1 ^{ère}	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2 ^{ème}	1	1	-----	-----	-----
	3 ^{ème}	1	0,8	-----	-----	-----

- N est le nombre des voies chargées
- 2, nombre des camions sur la longueur ; bc=1,1

Surcharge de trottoirs

Les surcharges des trottoirs définies par les règlements en vigueur sont de deux types : surcharges locales et générales n'étant pas frappées de majorations pour effets dynamiques.

- Les surcharges locales : servent à la justification des éléments du tablier (dalle, entretoises ou longerons). Une charge uniforme de 450 daN/m² réservée pour les trottoirs y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées.
- Les surcharges générales : servent à la justification des autres éléments de l'ouvrage en général. Une charge uniforme de 150 daN/m² appliquée de façon à produire l'effet le plus défavorable possible.

Surcharges dues au vent

L'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément est considérée comme normale à cet élément, et elle est donnée en fonction de la vitesse du vent ainsi que de la configuration locale du terrain (nature du site). Les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

La pression statique de calcul du vent est répartie suivant les zones [20] , Notre site est la zone3, alors la valeur extrême $q_{10} = 157,5 \text{ DaN/m}^2$ et la vitesse $V=25 \text{ m/s}$. les tableaux en annexes en présenteront les paramètres.

Les valeurs proposées par le fascicule [21] restent prépondérantes, d'où dans le cadre de ce travail nous aurons comme pression dynamique 2000 N/m^2 et une vitesse de $V=25 \text{ m/s}$.

II.3.3. Combinaison des actions [19]

Pour le cas de notre étude, les calculs seront faits à l'ELU

- **Combinaisons fondamentales**

En désignant par G_{max} l'ensemble des actions permanentes défavorables et par G_{min} l'ensemble des actions permanentes favorables, elles s'écrivent :

$$\left\{ \gamma_p P_m + \gamma_G G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_1} Q_{1,k} + \sum_{i>1} 1,3 \psi_{0i} Q_{ik} \right\} \quad II.13$$

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante comme mentionnés dans le tableau en Annexe E.1.

Ces coefficients sont à multiplier par un coefficient de majoration dynamique. Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celle qui apparaissent les plus agressives, les notations utilisées sont définies dans le tableau II-6:

Tableau II-5: combinaison des sollicitations

Action prépondérante	Numéro de la combinaison	Combinaison
ELU	1	$P_m + 1.35G + 1.6A(L) + 1.6ST$
	2	$P_m + 1.35G + 1.6BC + 1.6ST$
	3	$P_m + 1.35G + 1.35MC120$
	4	$1.35G + 1.5W$
ELS	5	$P_d + G + 1.2A(L) + 1.2ST$
	6	$G + 1.2BC + 1.2ST$
	7	$G + MC120$

Une fois les charges et surcharges définies, on procède à la modélisation dans le logiciel de calcul RSAP qui au premier calcul génère le poids propre de la structure et qui en suite prendra en compte l'excentricité des surcharges et leur mobilité sur le tablier pour être soumis à la première combinaison qui reste la plus prépondérante enfin de passer au calcul des sollicitations statique.

II.3.4. Principe de vérification des sections en précontraint

❖ Rendement de la section

Il caractérise l'aspect économique d'une section vis-à-vis du comportement à la flexion [20]. Le rendement d'une section est donné par :

$$\rho = \frac{I}{A \cdot v_i \cdot v_s} \quad II.14$$

Avec v_i et v_s respectivement distance du centre de gravité à la fibre inférieure et supérieure

En première approximation, on pourra retenir les valeurs suivantes :

- Section en T massive de : 0,30 à 0,40
- Section en T légère de : 0,40 à 0,45
- Section en caisson : 0,55 à 0,65

❖ Inertie de la section

Pour des sections non symétriques, le moment d'inertie est trouvé par le théorème d'Huygens :

$$I_G = \sum_{i=1..n} I_{Gi} + A_i \times d_i^2 \quad II.15$$

❖ Précontrainte dans la section

✓ En ELS

En état limite de service, la section de béton doit vérifier lors de la mise en précontrainte et avant décintrement :

$$B_{net} \geq \frac{P_0}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad II.16$$

Où B_{net} est la section brute et P_0 représente l'effort de précontrainte avant pertes instantanées que nous estimerons en première approche égales à 10% et pertes différées égales à 10% ce qui nous amène à avoir que $P_0 = 1,2P$; et $P=0,6f_{prg}$ [20]

✓ En ELU

- **De la force de précontrainte** : vérifie s'il n'y a pas écrasement du béton par précontrainte

$$\bar{P}_b > P_0 \quad II.17$$

$$\bar{P}_b = B \times \bar{\sigma}_{bcu}$$

$$\bar{\sigma}_{bcu} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les valeurs des contraintes limites de comparaison sont reprises dans le tableau en annexe E.2 [19].

Comme nous sommes dans une situation d'exploitation alors la contrainte limite de compression $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj}$

- **De la contrainte tangentielle conventionnelle** : comme pour des petites et moyennes portées l'effort tranchant est à craindre comparativement au moment fléchissant [6], il est alors question ici de faire la vérification par cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad II.18$$

Cas où les armatures sont droites, en FPP :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

❖ Limitation de la flèche :

Afin de prévenir la fissuration du béton durant sa mise en œuvre, il convient de limiter la flèche de l'échafaudage ou du cintre à ne pas dépasser la fraction II.19, où L est la longueur effective exprimée en mètre.

$$f \leq \frac{(L + 40)}{2000} \quad II.19$$

II.4. Analyse dynamique

Dans le domaine d'application de l'Eurocode8 il est prévu que le mouvement dû au séisme en un point donné de la surface du sol est représenté en général par un spectre de réponse élastique en accélération, dénommé "spectre de réponse élastique".

II.4.1 Calcul des actions sismiques

Le calcul dynamique d'une structure élastique comportant plusieurs degrés de liberté et plusieurs masses se ramène à celui de l'étude d'un certain nombre d'oscillateurs simples caractérisés chacun par un mode. L'action sismique n'est pas une force s'exerçant sur l'oscillateur mais plutôt un déplacement de nœuds.

II.4.1.1 Mouvement sol-structure au passage d'un séisme

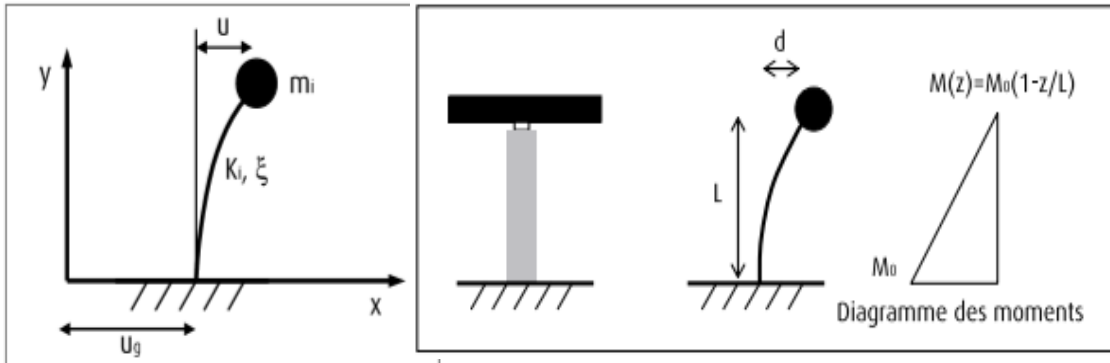


Figure II-5. Oscillateur simple [21], [6]

Sous l'action du séisme, l'oscillateur est soumis à sa base à un mouvement du sol variable avec le temps ; De ce fait, la réponse sismique d'une structure sera exprimée par la prise en compte de l'équilibre dynamique des forces s'exerçant sur la structure pendant la durée du séisme et déterminée lorsque la masse m occupe la position déformée définie par $u(t)$ dont l'expression est définie à l'équation II.20 :

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{d}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau \tag{II.20}$$

II.4.1.2 Méthodes d'Analyse

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul [*Analyse par forces latérales ; Analyse modale spectrale ; Analyse temporelle (transitoire)*] dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique ; il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes telle que présentées en Annexe F.1.

Choix de la méthode de calcul

Dans le choix de la méthode de calcul, les conditions d'applications de différentes méthodes sont importantes à mettre au clair [21]. Bien que les limites de leurs utilisations s'établissent soit par réglementation ; soit, encore, à partir des essais. Dans ce travail, il sera utilisé la méthode d'analyse modale utilisant les spectres de réponse utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

II.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, basée sur la sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse

ainsi que le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

II.4.2.1 Méthodologie de calcul

La schématisation d'une structure réelle par un oscillateur simple ne permet d'aborder valablement qu'un nombre réduit d'ouvrages, du type masse concentrée sur un support de masse négligeable. Pour une approche plus réaliste, l'étude du comportement dynamique des structures doit donc impérativement être élargie aux systèmes à plusieurs degrés de liberté.

La décomposition modale permet donc de ramener l'étude d'un système à N degrés de liberté à celle de n oscillateurs simples, et reconduire ainsi les conclusions auxquelles on a abouti pour l'oscillateur simple [4]. la figure II-6 illustre de façon séquentielle la méthodologie de

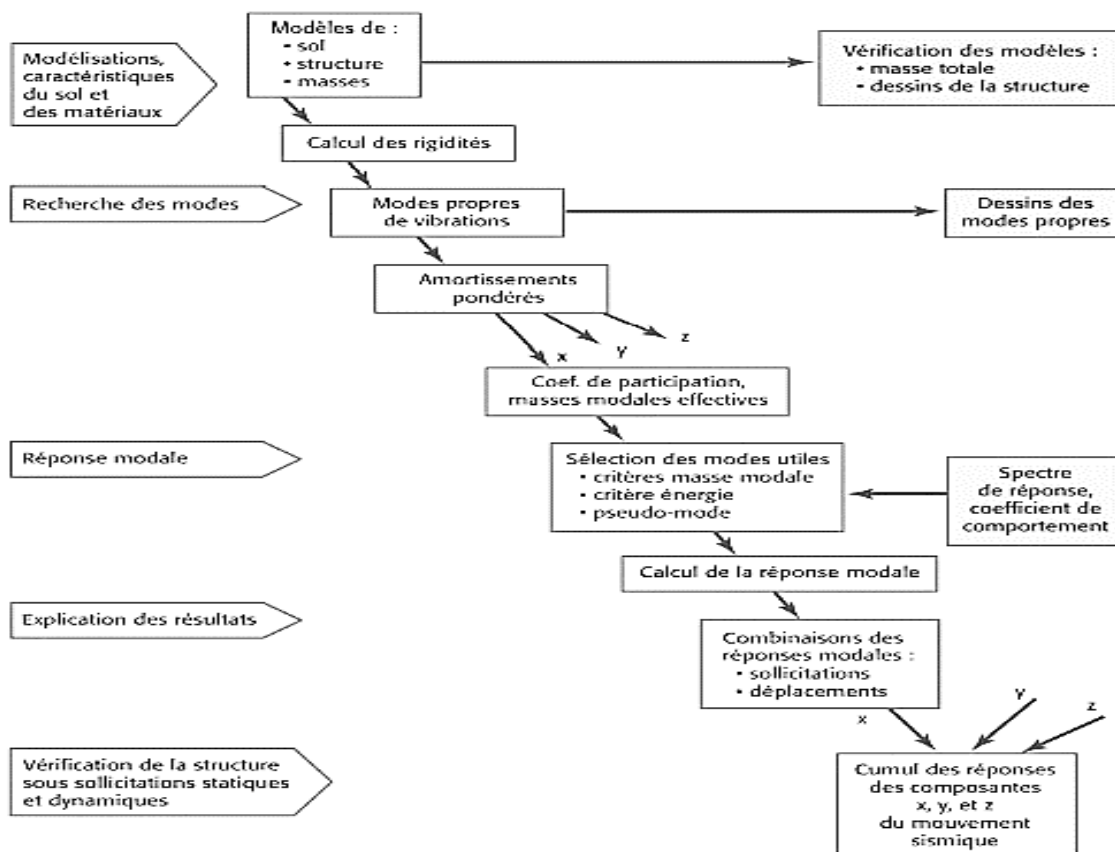


Figure II-6. Méthodologie de calcul par analyse modale [24]

calcul par analyse modale

Les différents calculs seront faits à partir du logiciel RSA de façon itérative suivant la norme Eurocode 8. Mais nous savons qu'en théorie, l'analyse dynamique va nécessiter la détermination d'autant de modes propres n (périodes et déformées modales) que la structure

comporte de degrés de liberté N . Comme il n'est pas question en pratique d'extraire autant de modes propres que de degrés de liberté, il revient au calculateur de prendre deux initiatives qui témoignent l'attitude interactive qu'il doit avoir face au calcul sur l'ordinateur. Il doit choisir :

Le nombre de modes à extraire

Le nombre doit être pris de telle sorte :

- Que la masse des « masses modales effectives » considérées atteint 90% de la masse totale du pont : $\frac{(\sum M_i)_{considérée}}{M_{totale}} \geq 0,9$
- Qu'il n'ait pas de fréquence de coupure ;
- Que la période de vibration du mode k , $T_k \leq 0.20s$ soit une fréquence $f \geq 5Ht$;
- Que le nombre minimum de modes k tel que $k \geq 3\sqrt{n}$, n étant le nombre de niveaux au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide [22]

La précision souhaitée dans la détermination de ces modes, la méthode de calcul étant itérative.

Les réponses modales (effets élémentaires : déplacements et efforts maximaux) calculées pour les différents modes retenus sont combinées de façon à reconstituer l'ensemble des effets du séisme réel selon une direction de masses voulue.

II.4.2.2 Représentation de l'action sismique

L'action sismique est la traduction en « données d'entrées » physiques permettant de décrire le phénomène sismique. La méthode principale stipulée dans l'Eurocode 8 est l'analyse modale spectrale de réponse car utilisant un modèle élastique linéaire de la structure [21].

La forme du spectre de réponse dépend des paramètres suivants :

- L'accélération de calcul a_g au niveau du sol, $a_g = a_{gr} \times \gamma_I$

Les différents coefficients d'importances sont présentés dans le tableau II-8 en fonction de la catégorie d'importance du pont.

Tableau II-6 : coefficient d'importance des ouvrages [6]

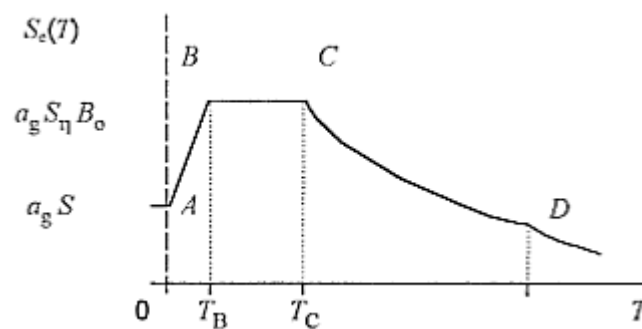
Catégorie d'importance du pont	Coefficient d'importance γ_I
II	1,0
III	1,20
IV	1,4

Le tableau en ANNEXE G.2 présente les différentes accélérations en fonction des zones de sismicité [6], [21].

- De la nature du sol par l'intermédiaire du paramètre de sol S , des limites de l'accélération spectrale T_B et T_C ;facteur β_0 d'implication de l'accélération spectrale; la valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant T_D ; des exposants k_1 et k_2 qui influent sur la forme du spectre pour une période de vibration supérieure à T_C et T_D dont les valeurs sont reprises dans le tableau en ANNEXE G.3 [6].
- De la période T de vibration du système linéaire ; de l'accélération de calcul a_g .

Le spectre de réponse élastique $S_e(T)$ pour une période de retour de référence est défini par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned}
 \checkmark \text{ Pour } 0 \leq T \leq T_B : & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1) \right] & \text{II 21} \\
 \checkmark \text{ Pour } T_B \leq T \leq T_C : & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \\
 \checkmark \text{ Pour } T_C \leq T \leq T_D : & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \\
 \checkmark \text{ Pour } T_D \leq T : & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \left[\frac{T_C}{T_D} \right]^{k_1} \cdot \left[\frac{T_D}{T} \right]^{k_2}
 \end{aligned}$$



Nous avons donc la forme du spectre de réponse telle que :

Figure II-7 : Forme du spectre de réponse élastique

➤ **Combinaison de l'action sismique avec d'autres actions**

Pour le calcul des masses, on doit prendre en compte les valeurs moyennes des masses permanentes et les valeurs des masses quasi permanentes correspondant aux actions variables. [23]

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \times Q_{k,j} \quad II\ 22$$

Avec $\psi_{E,i} = \phi \times \psi_{2,i}$; où les valeurs de ϕ et $\psi_{2,i}$ coefficient de combinaison pour les valeurs quasi-permanentes de l'action variable i ; dont les valeurs sont respectivement 1 [EC8-1 §4.2.4 ; Tableau 3.2.3.6.1.] et 0,2 pour les ponts-routes [24].

➤ **Méthode de superposition (combinaison) des réponses modales [25]**

Deux types de combinaisons quadratiques sont, le plus souvent, utilisées :

- a. La superposition **SRSS** (*square root of the sum of the squares*) : employée lorsque le résultat de l'extraction modale ne montre pas de modes proches.
- b. La superposition **CQC** (*combinaison quadratique complète*) : Elle est utilisable quand les différents modes n'atteignent pas leur maximum au même instant. [21]

➤ **Combinaison des composantes de l'action sismique**

En variante, le RSAP utilise comme action sismique de calcul A_{E_d} , la plus défavorable des combinaisons suivante [24]:

$$\begin{aligned} & A_{E_x} + 0,30A_{E_y} + 0,30A_{E_z} \\ & 0,30A_{E_x} + A_{E_y} + 0,30A_{E_z} \\ & 0,30A_{E_x} + 0,30A_{E_y} + A_{E_z} \end{aligned} \quad II\ 23$$

Où A_{E_x} ; A_{E_y} et A_{E_z} sont les actions sismiques dans chacune des directions X, Y et Z.

➤ **Combinaison sismique de calcul**

Le cas de charges correspondant aux actions sismiques « A_{E_d} » s'ajoute ensuite aux cas de charges statique selon la combinaison donnée [paragraphe 5.5, Pg41/l'Eurocode8.Partie 2Ponts] concernant les combinaisons d'actions pour les situations de projet sismiques.

Ainsi, La valeur de calcul des effets des actions E_d dans la situation de dimensionnement sismique doit être déduite de la combinaison d'actions suivantes [24] :

$$G_k + P_k + A_{E_d} + \Psi_{21}Q_{1k} \quad II\ 24$$

II.4.2.3 Réponse du système [26]

L'amplitude et le déphasage peuvent être représentés en fonction du rapport de la pulsation

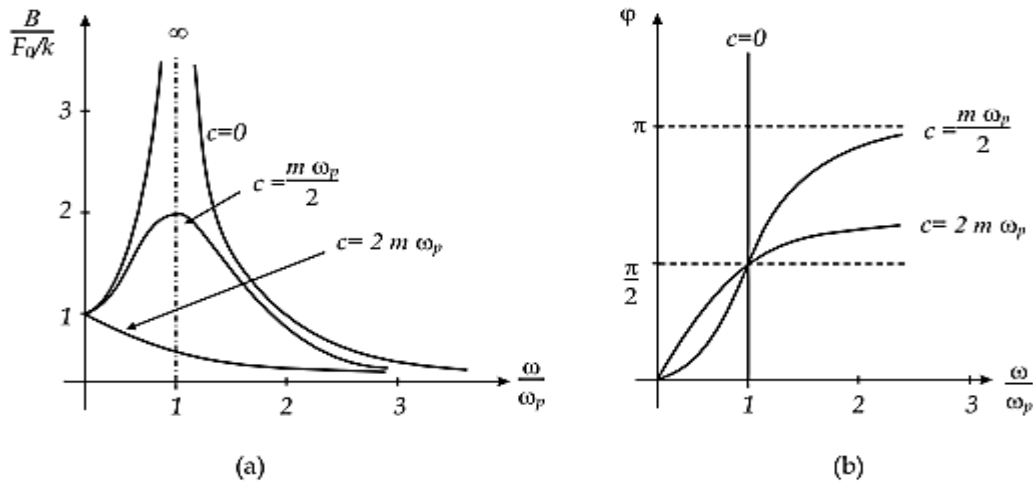


Figure II-8. Evolution de (a) l'amplitude et (b) du déphasage

d'excitation et de la pulsation propre du système $\frac{\omega}{\omega_p}$ telle que présenté sur la figure II.10

On distingue sur ces 2 courbes 3 régimes, selon que la fréquence d'excitation est inférieure, voisine, ou supérieure à la fréquence propre :

- **A basse fréquence d'excitation**, le système répond avec une amplitude voisine de l'amplitude statique : le système répond par son élasticité
- **A la fréquence de résonance**, l'amplitude ne dépend que de l'amortissement
- **A fréquence d'excitation élevée**, le système répond avec une amplitude qui ne dépend pratiquement que de la masse : le système répond par son inertie

De ce fait nous allons soumettre nos structures à une fréquence de résonance au point qu'elles parviennent à céder, ce qui nous permettra de tirer des conclusions sur les contraintes développées, celles qui les auront amenées à la rupture.

II.5. Présentation du logiciel RSAP

Le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis est un logiciel CAO/DAO conçu pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement adapté plus particulièrement aux structures et ouvrages en génie civil. Il propose ainsi aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes.

II.5.1. Méthodologie de calcul

C'est un logiciel collaboratif, polyvalent et rapide donnant la possibilité de faire l'analyse statique et dynamique des structures de génie civil ; il est capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés. [27]

II.5.2. Méthode des éléments finis

La MEF est une méthode numérique de résolution approchée des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Son application est basée sur [28] :

- a. **Choix du type d'élément et discrétisation** : on choisit le type d'élément le plus adapté au problème donné, ensuite on discrétise le milieu continu en un nombre d'éléments.
- b. **Type de l'élément** : fonction du type de problème à résoudre, ils sont groupés en quatre classes : les contraintes planes, la flexion des plaques, les coques et l'analyse tridimensionnelle
- c. **Taille des éléments** : de par la taille, plus le maillage est fin plus les résultats obtenus sont meilleurs, mais en même temps un grand effort de programmation est requis.

Pour notre cas d'étude des tabliers continu à poutre sous-chaussée nous nous intéressons au modèle coque.

II.6. Conclusion partielle

Dans ce chapitre nous venons présenter la méthodologie et l'approche matériel liés au prédimensionnement des sections droites des deux variantes de tablier de pont qui font objet de notre étude. Deux analyses sont présentées, l'analyse statique et l'analyse dynamique appliquées aux deux types de tabliers cela pour atteindre les premier et le troisième objectif de

ce travail. Il est également présenté dans ce chapitre l'évaluation des charges nécessaires afin de connaître les différentes sollicitations dans nos deux structures jusqu'à la ruine.

Ces différentes procédures nous ont permis d'avoir des données traitables par la MEF que nous allons introduire dans le logiciel RSAP qui l'incarne pour avoir des résultats (out put) que nous allons présenter dans le chapitre qui va suivre.

CHAPITRE III. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

III.1. Introduction

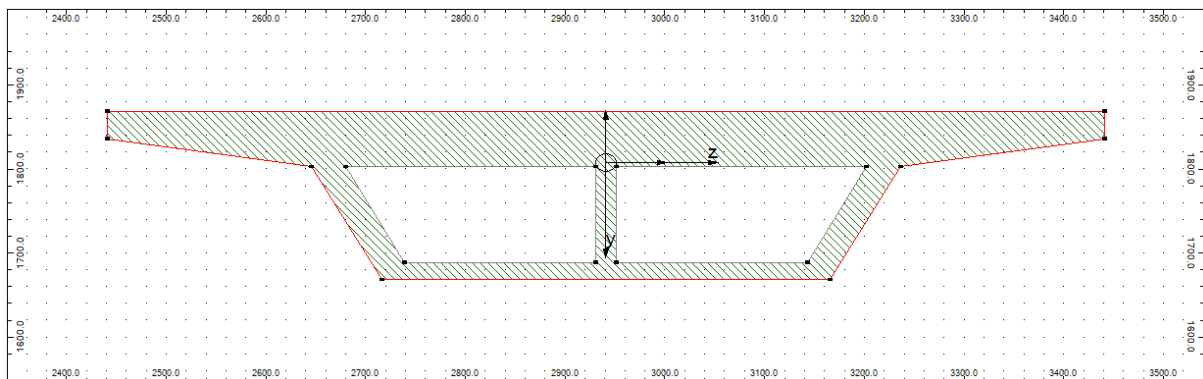
Ce chapitre présentera les résultats du prédimensionnement, ceux liés à la recherche des valeurs des éléments de réduction illustrant le comportement statique et dynamique de chacune de deux variantes, ce qui nous amènera à faire une comparaison du comportement de ces dernières en faisant recours à la méthodologie et au matériel de recherche prédéfinis dans le chapitre précédent.

III.2. Résultats du prédimensionnement

Le calcul étant fait de manière itérative, nous avons trouvé ce qui suit pour chaque cas:

III.2.1. Variante1 : tablier en caisson

Partant des formules II.1, la hauteur minimale retenue vaut $H = 2m$; Des formules II.2, les largeurs $b_0 = 4,5m$, $b_1 = 0,7m$, $b_2 = 2,05m$; De la formule II.3, une épaisseur des âmes valant $e_a = 0,3m$; de la formule II.4 une hourdi inférieure $e_i = 0,2$ et enfin des formules II.5 des hauteurs respectivement $h_1 = 1,34m$ et $h_2 = h_3 = 0,33m$. Ces dimensions peuvent être



lisible sur la figure III.1

Figure III-1. Variante1, section en caisson, même test du modèle de calcul

Partant de la vérification à la précontrainte afin d'éviter l'écrasement du béton, le BPEL prévoit une résistance minimale du béton et sa contrainte limite compression respectivement $f_{c28} = 35MPa$, $\bar{\sigma}_{bc} = 21MPa$, sachant que la force de précontrainte après pondération est de 27000Kn alors l'inéquation II.19 est vérifiée telle que :

$$- \text{ en ELS : } B_{net} \approx 7,93m^2 \geq \frac{2700kN}{21000KPa} \text{ (CV)}$$

- ELU : Pour un cas courant, $\gamma_b = 1,5$; $\bar{\sigma}_{bcu} = 19,84MPa$; de l'inéquation II.17 on a l'effort capable du béton $\bar{P}_b = 157278,33kN > 2700kN$ (CV)

III.2.2. Variante2 : tablier en T

Les dimensions de cette poutre ont été trouvées suivant les orientations des EUROCODES2, la formule II.6 nous donne la hauteur totale de la poutre en T $H = 2,7m$; les formules II.7 nous donne les largeurs $b_i = 4,48m$; $b_{eff,i} = 3,5m$, $b_w = 1m$, et $b_{eff} = 8m$; des formules II.5 nous avons la hauteur de la poutre sous hourdis : $H_p = 2,1m$ et l'épaisseur de la table de compression $h_d = 0,5m$. Ces dimensions peuvent être lisible sur la figure III.2

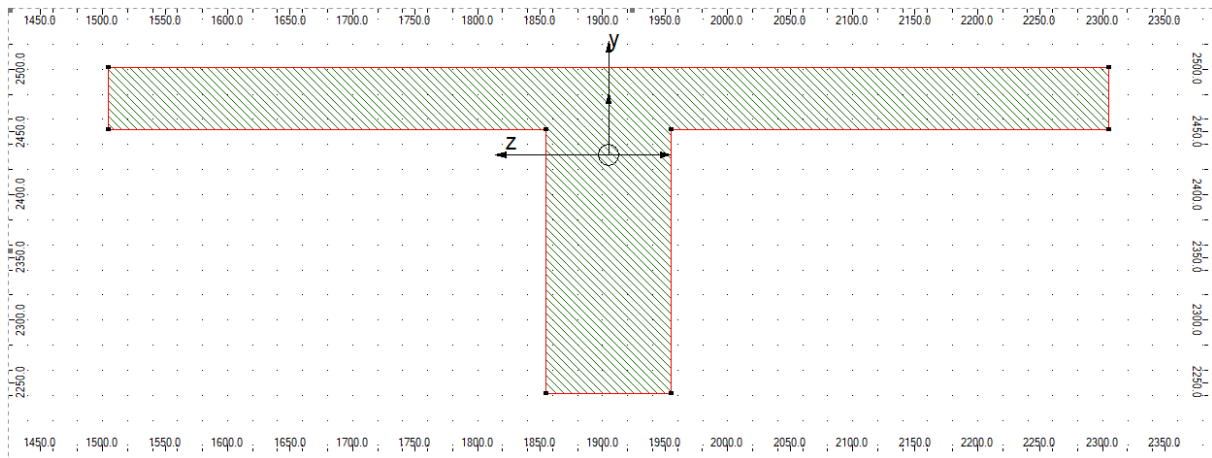


Figure III-2 Section en T, deuxième itération, source RSAP

Partant de la vérification à la précontrainte afin d'éviter l'écrasement du béton, le BPEL prévoit une résistance minimale du béton et sa contrainte limite compression respectivement $f_{c28} = 35MPa$, $\bar{\sigma}_{bc} = 21MPa$, sachant que la force de précontrainte après pondération est de 27000Kn alors l'inéquation II.19 est vérifié telle que :

- en ELS : $B_{net} \approx 6,1m^2 \geq \frac{2700kN}{21000KPa}$ (CV)
- ELU : Pour un cas courant, $\gamma_b = 1,5$; $\bar{\sigma}_{bcu} = 19,84MPa$; de l'inéquation II.17 on a l'effort capable du béton $\bar{P}_b = 102333,36kN > 1339,2kN$ (CV)

III.3. Résultats de l'analyse statique

III.3.1. Actions :

Le tableau III.1 présente une récapitulation des actions qui ont intervenues dans la modélisation de nos structures, la charge permanente prenant en compte le poids volumique de chaque matériau pour sa détermination.

Tableau III-1 : les actions intervenant dans la modélisation

Action	Intensité	
	Caisson (trottoir/chaussée)	Té(trottoir/chaussée)
Poids propres	19621.07[kg/m]	17815[kg/m]
Charge permanente	3[kN/m ²] /5[kN/m ²]	
Charge variable	4,5 [kN/m ²] /0[kN/m ²]	
Vitesse du vent	25[m/s]	
Charge mobile	Système Bc	
Force de précontrainte	2000[kN]	

III.3.2. Rendement des sections

Grâce à la formule II.15 le moment d'inertie est trouvé à partir d'une section et une position du centre de gravité, en suite, de la formule II.14 nous avons la valeur du rendement des sections, ce qui nous permet d'observer la condition du BPEL :

Tableau III-2. Rendement des sections ρ

Profil	A[m ²]	CG[m]	Inertie (I_y [m ⁴])	ρ	Observation
Caisson	7,93	5 ; 1,3876	4,136666	0,6134	$0,55 \leq \rho \leq 0,65$ (CV)
Té	6,1	4 ; 1,902	3,18229644.81	0,39295	$0,30 \leq \rho \leq 0,45$ (CV)

III.3.3. Calcul des éléments réduits sous charge

Il est question ici de présenter les valeurs maximales des éléments de réduction.

III.3.3.1. Flèches correspondantes

Les résultats de ces sollicitations sont trouvés suivant les repères locaux et ainsi représentés dans le tableau III 2 :

Tableau III-3: Flèches maximales des travées combinaison statique

Profil	U_z (cm)
Caisson	1,4
Té	1,6

Nous constatons que les deux sections présentent des bonnes flèches maximales car la flèche maximale d’après l’inéquation II.19 doit valoir 4cm

III.3.3.2. Moments fléchissant maximaux

Les résultats de ces sollicitations sont trouvés suivant les repères locaux, ainsi représentés

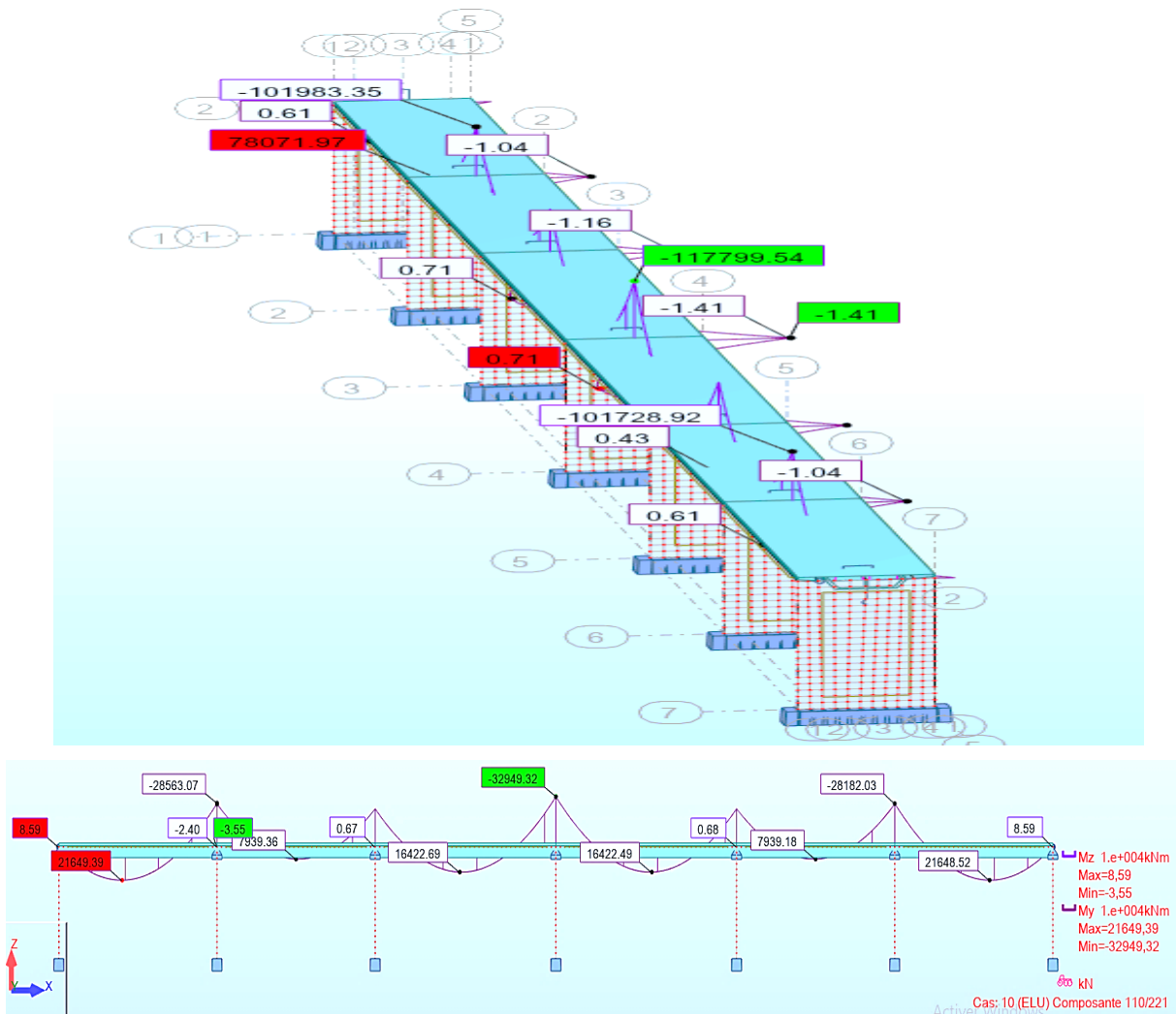


Figure III-3 diagrammes des moments, caisson et Té

sur les figures III.3 et dont les valeurs sont reprises dans les tableaux III.4 et III.5:

a) Sur appuis (cas de combinaison : ELU)

Tableau III-4: moment fléchissant sur appuis dans la combinaison ELU statique

Profil	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Caisson	-117529,54	-1,41

Té	-32949,33	-8,59
----	-----------	-------

b) En travée (cas de combinaison : ELU)

Tableau III-5. Moments fléchissant sur appuis dans la combinaison ELU statique

Profil	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Caisson	78071,97	0,71
Té	21649,39	2,1

Les valeurs maximales des moments fléchissant induit par l’effet de charges et surcharges à l’ELU dans nos tabliers se présentent comme suit :

- En travée, la poutre en Caisson présente un fléchissant maximal supérieur à celui de la poutre en Té, respectivement $M_y = 78071,97(\text{kNm})$ et $M_y = 21648,52(\text{kNm})$, soit 56,58% de plus pour la poutre en caisson.
- Sur appuis, la poutre en caisson présente un moment fléchissant maximal supérieur à celui de la poutre en Té $M_y = -117529,54(\text{kNm})$ et $M_y = -32949,33(\text{kNm})$ respectivement, soit 71,96 % de plus.

III.3.3.3. Efforts tranchants et efforts normaux maximaux (cas : ELU)

Les résultats de ces sollicitations sont trouvés suivant les repères globaux, signalons ici que F_x (kN) est suivant l’axe longitudinal du pont, F_y (kN) perpendiculaire horizontal à l’axe longitudinal, F_z (kN) perpendiculaire vertical

La figure III.6 présente un diagramme de l’effort tranchant dans la structure modélisée avec

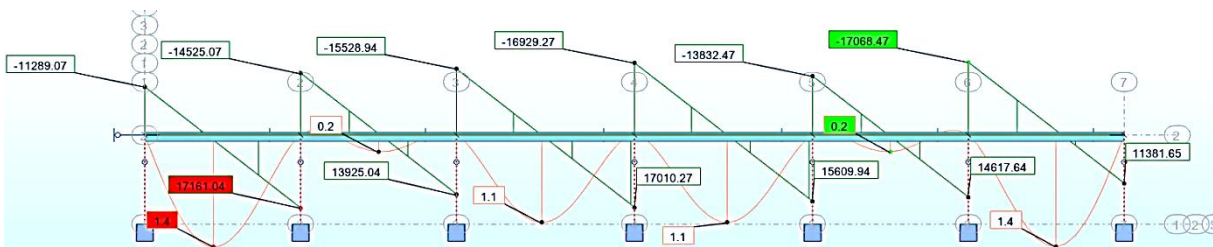


Figure III-4. Diagramme des efforts tranchant/Caisson

une poutre continue en caisson.

La figure III.7 présente un diagramme de l’effort tranchant dans la structure modélisée avec une poutre continue en Té

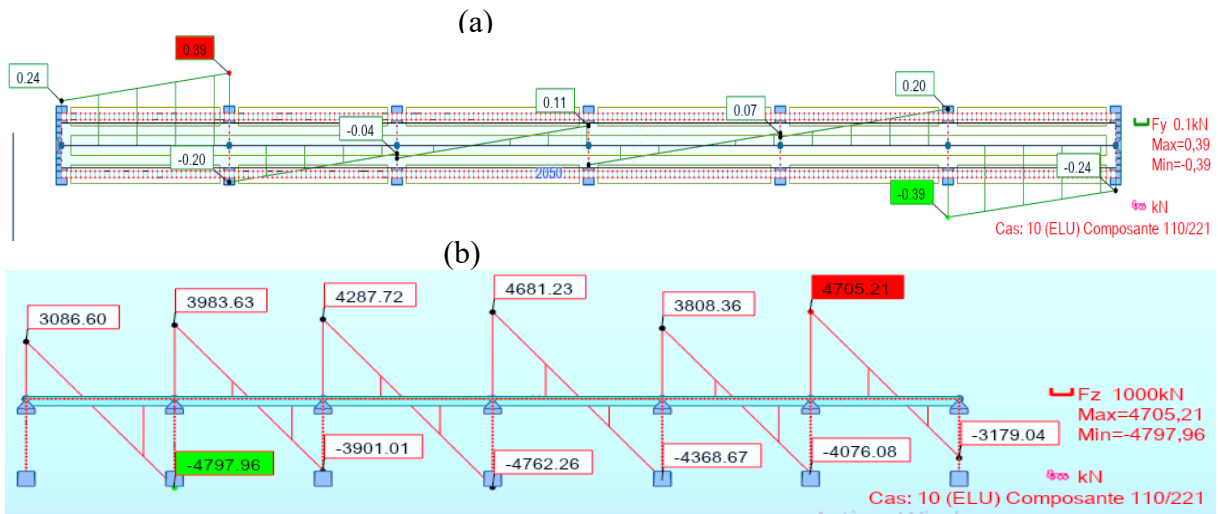


Figure III-5. Diagramme Effort tranchant, sollicitation dû au fait du vent(a), sollicitation dû à des chargement vertical(b)/Té

Le tableau III.6 reprend les valeurs des efforts tranchant pour les deux structures et suivant les trois axes

Tableau III-6. : Efforts tranchant

Profil	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)
Caisson	2700	0,42	31686,11
Té	2700	0,63	9443,46

L’effort tranchant maximal induit dans les tabliers se présente comme suit :

- Pour l’effort induit par des charges et surcharges verticales, la poutre en Caisson présente un effort tranchant maximal supérieur à celui de la poutre en Té, respectivement $F_z = 31686,11(\text{kN})$ et $F_z = 9443,46(\text{kN})$; soit 54% de plus
- Pour l’effort induit par des charges et surcharges horizontales, influence de l’effet du vent, la poutre en Té présente un effort tranchant maximal supérieur à celui de la poutre en caisson au niveau du nœud 2 respectivement $F_z = 0,63(\text{kN})$ et $F_z = 0,42(\text{kN})$ Soit 10,47% de plus. Cela veut juste dire que la poutre en Té présente une grande surface de contact avec le vent vue sa forme contrairement à la poutre en caisson.

III.3.3.4. Contraintes dans les structures

La figure III.7 présente la répartition des contraintes dans la structure en caisson dont la valeur maximale sera reprise dans le tableau

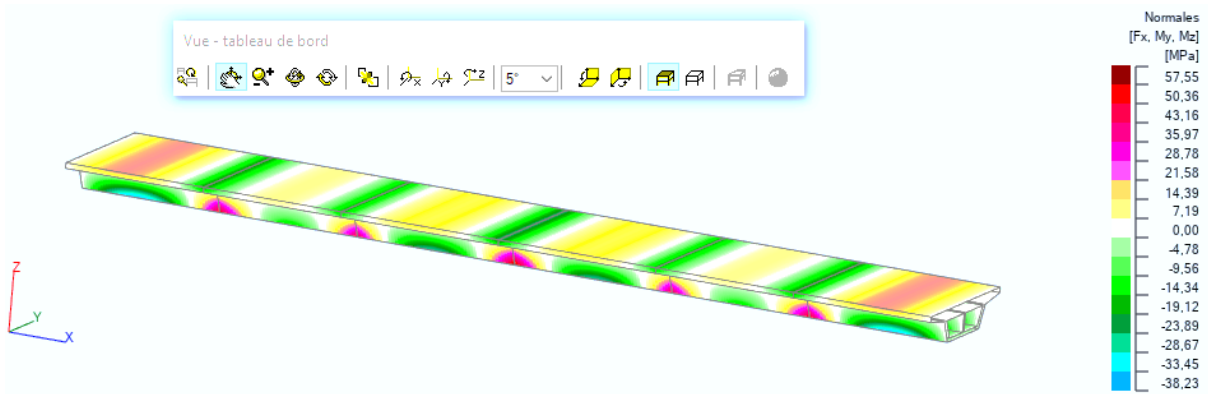


Figure III-9. Répartition des contraintes longitudinalement dans la poutre

La figure III.8 présente la répartition des contraintes dans la structure en caisson dont la valeur maximale sera reprise dans le tableau

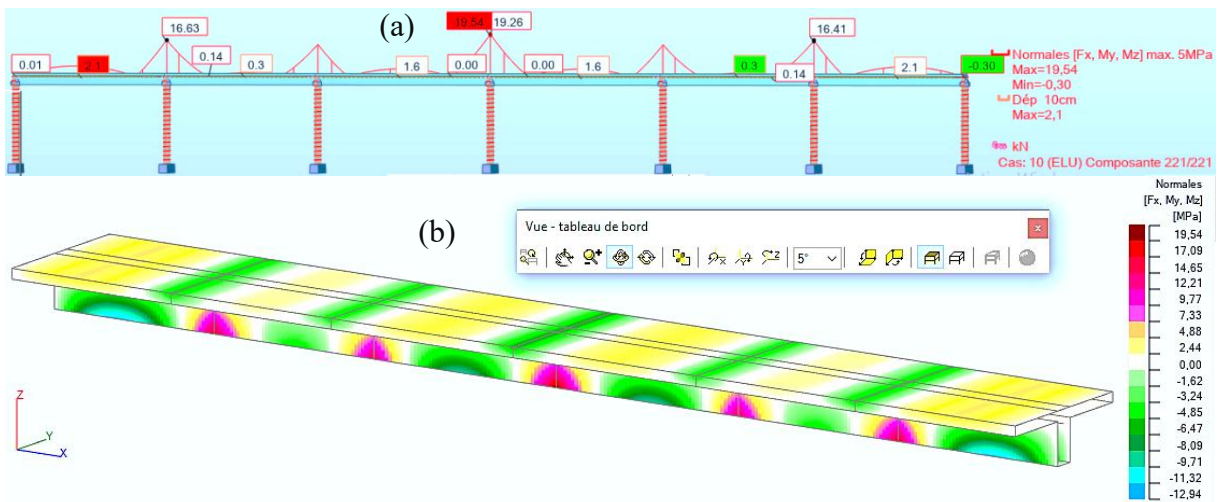


Figure III-10. Graphique des contraintes (a) et répartition des contraintes dans la poutre longitudinalement(b)

Remarquons que les contraintes maximales sont toutes supérieures dans les barres au niveau des appuis selon qu’il s’agit d’une structure avec poutre sous-chaussée en caisson par rapport

à une structure à poutre sous-chaussée en Té telle que respectivement $\sigma_{max} = 57,55, \text{MPa}$ et $\sigma_{max} = 19,54 \text{MPa}$; Soit 49,3% de plus pour le caisson.

III.3.3.5. Vérification des sections sous sollicitations.

De la contrainte tangentielle conventionnelle conformément à l'inéquation II.18 nous avons trouvé que :

- ✓ Pour la poutre en caisson : $\tau_u = 3867,7538 \text{kN/m}^2 \leq \min(4,66 \text{MPa}; 5 \text{MPa})$ (CV)
- ✓ Pour la poutre en Té : $\tau_u = 4382,932 \text{kN/m}^2 \leq (4,66 \text{MPa}; 5 \text{MPa})$ (CV)

De part cette vérification, nous pouvons dire que nos sections résistent statiquement et donc apte à une analyse dynamique quoique la section en Té produit plus de contrainte de cisaillement que le caisson soit à 6,24% de plus.

III.4. Résultats de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique nécessite initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit ensuite dans un programme de calcul. Le programme de calcul utilisé est celui implémenté dans le logiciel Robot Structural Analysis Professional (RSAP). Il est à préciser que l'analyse dynamique se fait pour un modèle qui tient statiquement ce qui est l'objet de l'analyse statique précédemment fait.

II.4.1. Analyse modale

Ici il s'agit de trouver le nombre de modes à extraire pour une structure de façon itérative à respecter un certain nombre de critères tel que susmentionné au paragraphe II.5.2.1. Les tableaux en ANNEXE E donnent les résultats de l'analyse modale (obtenues avec le logiciel RSA) pour les cas d'une poutre sous-chaussée en Té et celle en caisson après avoir intégré les données de l'ANNEXE D.

Nous remarquons de ces résultats qu'il a fallu aux moins 523 modes pour la structure modélisée avec la poutre en Té afin atteindre plus de 90% de la masse cumulée suivant les axes X et Z, à une fréquence de 123,16Hz et pour la somme des masses suivant les deux axes égaux. Tandis que pour la structure modélisée avec la poutre en caisson, il a fallu au moins 186 modes de vibrations pour arriver aux résultats recommandés soit 64,43% de plus pour la poutre en Té et à une fréquence de 117,58Hz.

Etant donné qu'au moins pour plus d'un cas, le rapport de période $T_j/T_i \geq 0,9$, on utilise la combinaison quadratique complète (CQC), combinaison qui fait intervenir plusieurs paramètres. Il est observé également que les modes dominants dans les directions X et Z de calcul sont pour la poutre en Té les mode 1 et mode 131 respectivement dans les directions X (82,48%) et Z (20,44%) ; et pour la poutre en caisson le mode dominant reste le mode 17 dans les deux cas respectivement dans les directions X (39,37%) et Z (22,21%) de concentration de masses.

Nous avons observé un écart considérable en termes de nombre de modes qu'il faudrait considérer pour les deux poutres sous-chaussées, soit au moins 186 modes pour la structure en caisson et 523 modes pour la structure en Té ce qui fait l'équivalent de 64,43% de plus pour le tablier en Té. Ce nombre élevé des modes pour la poutre en Té est en fait normal dans le sens que la section droite modélisée ne couvrait pas toute la largeur du pont en raison de sa largeur de calcul (b_{eff}) qu'il a fallu qu'on ajoute des planchers de dalles pleines départ et d'autres de largeur de la poutre, ce qui a majoré le nombre des nœuds et d'éléments dans cette structure et a rendu moins rigide que pour celle en caisson.

III.4.2. Analyse sismique

A la suite de l'analyse modale, l'analyse sismique quant à elle intervient dans la configuration des données sismiques telle que représentées sur la figure III.11. Signalons que les paramètres sismiques à prendre en compte pour la poutre en caisson sont identiques à ceux du tablier de

Figure III-11. Paramètres sismiques

la poutre en Té.

➤ **Présentation des résultats de l'analyse sismique**

Cette section présentera les résultats liés aux :

- ✓ Les éléments de réduction (M, T) maximaux dans les travées et différents appuis sous excitation sismique suivant les deux directions de concentration des masses prises en compte X et Z sous la superposition quadratique complète (CQC)
- ✓ Les contraintes induites sous excitation sismique suivant la direction de concentration des masses Z sous combinaison CQC
- ✓ Les flèches maximales des barres dans les différentes travées

III.4.2.1 Flèche maximale (Mode CQC)

Par le tableau III.9 qui suit nous voyons des flèches maximales dans la configuration sismique

Tableau III-39 : Flèches maximales suivant la combinaison CQC

Profil	Caisson	Té
$U_z[cm]$	-41,4	93,8

De cette analyse nous remarquons que la flèche maximale est plus prépondérante pour la poutre en Té comparativement à celle en caisson, telle que respectivement $U_z = 93,8[cm]$ et $U_z = 41,4[cm]$, soit la poutre en Té fléchi 55,86% de plus par rapport à celle en caisson.

III.4.2.2 Moments fléchissant maximaux développés selon les directions de masses

Les résultats de ces sollicitations sont trouvés suivant les repères locaux et ainsi représentés dans le tableau à l'ANNEXE F.7:

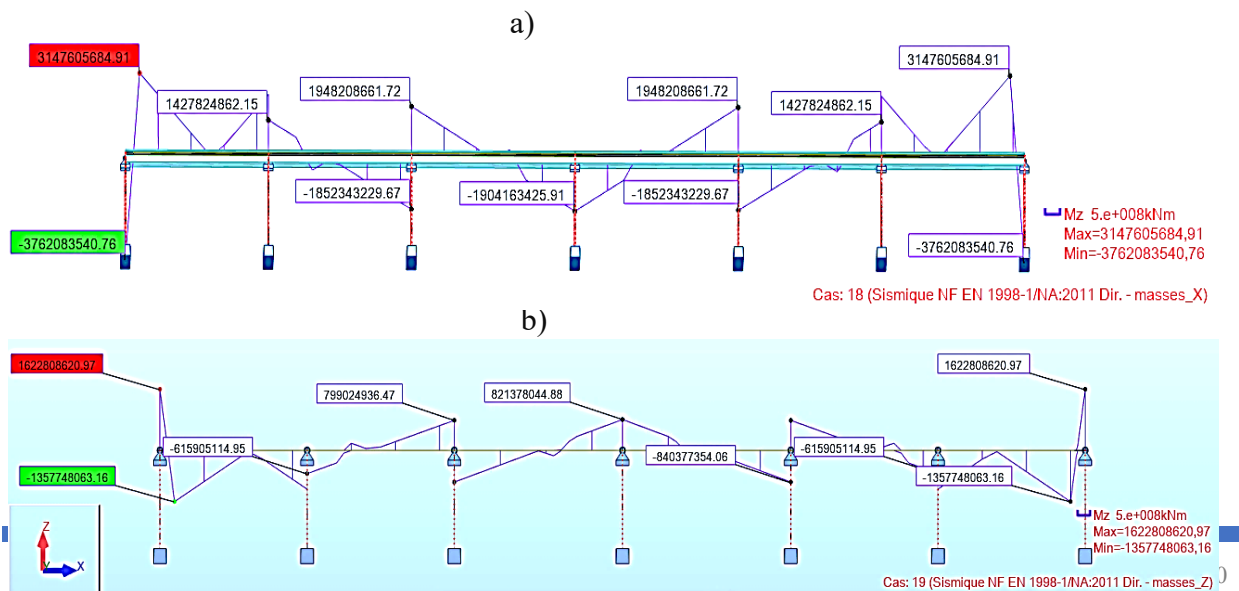


Figure III-75. Diagramme des moments dans la structure, suivant la direction des masses X(a) et les masses Z(b)/ caisson

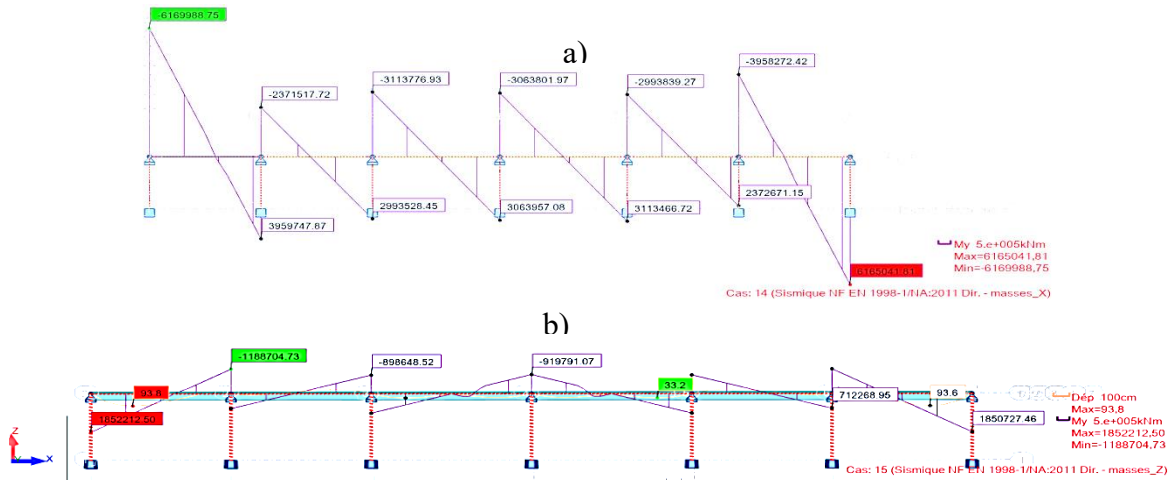
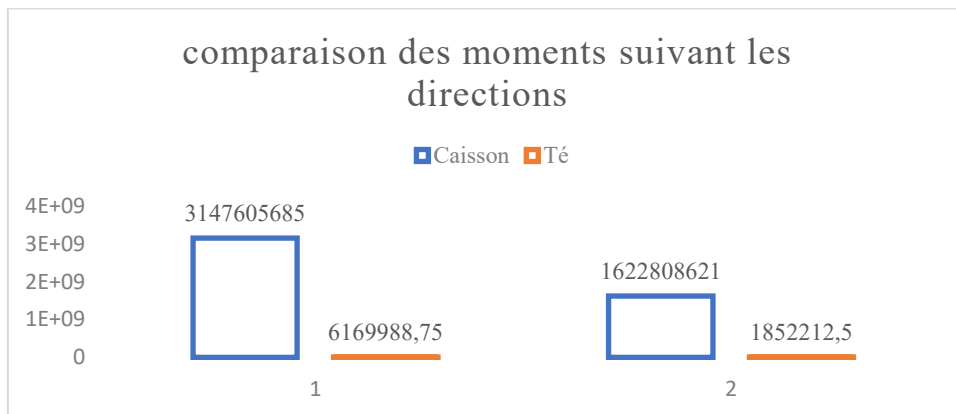


Figure III-76. Diagramme des moments fléchissant développés selon les directions de masse/ Té

Le moment fléchissant induit par le fait de l’ajout de la composante sismique à la combinaison dans les éléments structuraux se présente comme suit :

- Suivant la direction X et au niveau de la travée intermédiaire la poutre en Caisson présente un fléchissant maximal supérieur à celui de la poutre en Té, respectivement $M_y = 3147605684,91(\text{kNm})$ et $M_y = 6169988,75(\text{kNm})$;
- Suivant la direction Z, travée intermédiaire, la poutre en caisson présente un moment fléchissant maximal supérieur à celui de la poutre en Té $M_y = 1622808620,97(\text{kNm})$ et $M_y = 1852212,50(\text{kNm})$ respectivement.



Observons que dans les deux directions la poutre sous-chaussée en caisson présente des sollicitations prépondérantes que celles de la poutre en Té soit le 99% des sollicitations, ce qui peut s’expliquer par le simple fait que nous avons pris en compte les effets verticaux du

séisme pourtant c'est dans cette direction que la section en caisson présente un faible moment d'inertie, ainsi toutes les vibrations s'amplifient de ce fait.

III.4.2.3 Efforts tranchant maximaux suivant les directions de masses

Les résultats de ces sollicitations sont trouvés suivant les repères locaux et ainsi représentés

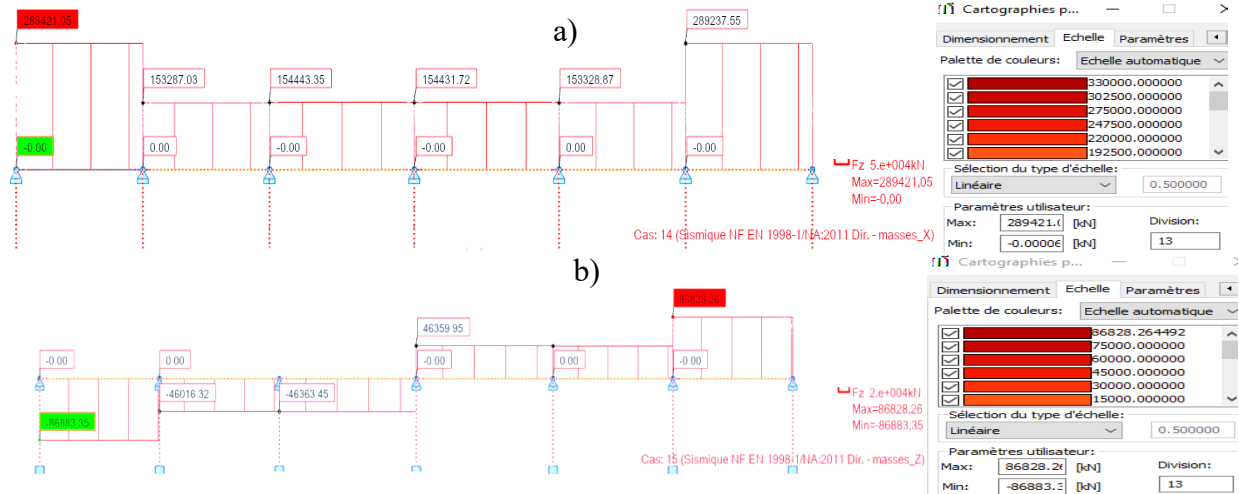


Figure III-190. Diagramme efforts tranchant sous excitation sismique, suivant la direction X(a) et suivant la direction Z(b) / poutre en caisson

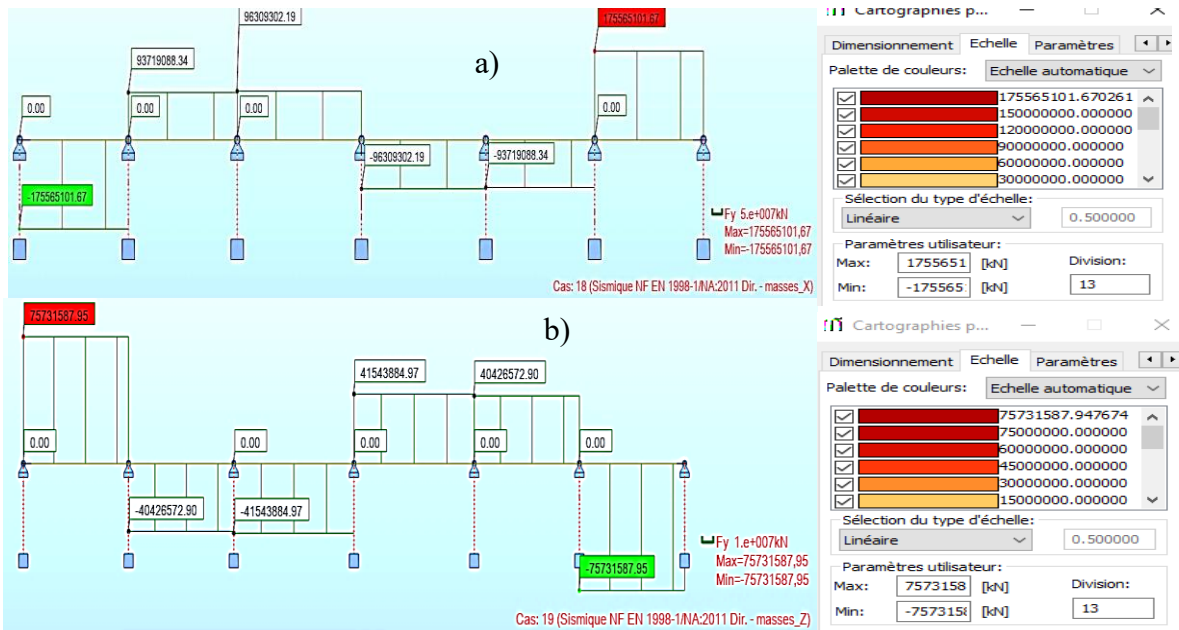
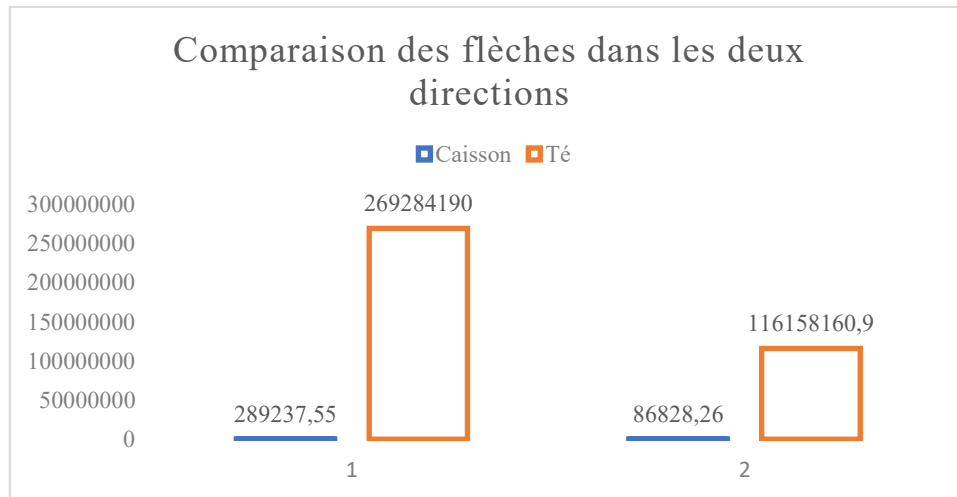


Figure III-136. Diagramme F_z (kN); concentration de masses X(a), concentration des masses dans la direction Z(b) / poutre en T

dans les tableaux à l'ANNEXE F.8:

L'effort tranchant induit dans les éléments structuraux se présente comme suit :

- Suivant la direction X et au niveau de la travée intermédiaire la poutre en Té présente un effort tranchant maximal supérieur à celui de la poutre en Caisson, respectivement $F_z = 269284190,01$ (kN) et $F_z = 289237,55$ (kN) ;
- Suivant la direction Z, travée intermédiaire, la poutre en Té présente un effort tranchant maximal supérieur à celui de la poutre en caisson $F_z = 116158160,85$ (kN) et $F_z = 86828,26$ (kN) respectivement.



Ces résultats tel que présenté veulent juste dire que la structure modélisée par une poutre en caisson présente des fortes réactions qui influent l'accroissement de son effort tranchant en travée par rapport à celle modélisées par une poutre en Té qui semble souple ce qui est normal vue les sections droites prédéfinies.

III.4.3.4. Contraintes induites

Nous avons remarqué que les contraintes maximales sont toutes supérieures dans les barres au niveau des travées de rive selon qu'il s'agit d'une structure avec poutre sous-chaussée en caisson par rapport à une structure à poutre sous-chaussée en Té telle que :

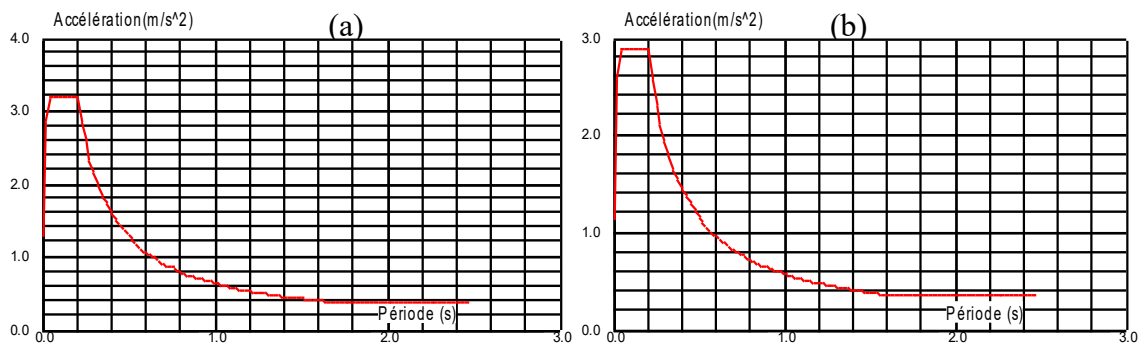
→ La contrainte normale au niveau de la travée de rive est respectivement $S_{max} = 623584$,MPa et $S_{max} = 5455,77$ MPa ; ce qui s'explique par le fait qu'il y a la participation des masses des différentes barres dans la production des contraintes normales. Et ainsi la poutre en caisson en présente la grande valeur.

→ La contrainte de flexion suivant M_y au niveau des barres de rives est respectivement $S_{max}(M_y) = 7219,38$ MPa et $S_{max}(M_y) = 5454,12$ MPa ; soit 24,45% de plus pour la section en Té.

- La contrainte axiale au niveau des barres de rives est respectivement $F_x/A_x = 0,32MPa$ et $F_x/A_x = 0,64MPa$ soit 50% de plus en faveur de la poutre en Té.
- La contrainte de cisaillement T_z au niveau des barres de rives est respectivement $T_z = 468,79MPa$ et $T_z = 291,85MPa$ soit 39,37% de plus en faveur du caisson.
- La contrainte de torsion T est respectivement $T=0MPa$ pour la poutre en caisson et $T=70,98MPa$ pour celle en Té, ce qui veut juste dire que la poutre en caisson n'est presque pas sollicitée en torsion comparativement à celle en Té d'où une bonne rigidité de torsion de la part du caisson.

III.4.3.6. Spectre de réponse

L'analyse étant du type dynamique sismique selon NF EN 1998-1/NA :2011, les paramètres des spectres étant $a_{gr} = 0 m/s^2$, $a_{vg} = 1,728 m/s^2$, $a_g = 1,920 m/s^2$; $T_B = 0,030sec$, $T_C = 0,200sec$, $T_D = 2,50sec$, nous avons constaté que la courbe de spectre de réponse pour les deux structures est la même suivant les deux directions de concentration de masse dont le diagramme unique pour les deux cas de poutres est repris à la figure III-16; ce qui veut dire que ces structures présentent les mêmes accélérations



induites par les vibrations sismique suivant les mêmes périodes propres.

Des accélérographes nous observons que pour ce qui est de la concentration des masses dans la direction Z, il suffit d'une petite accélération, moindre que celle dans la direction X, pour avoir des mêmes périodes propres, une façon de dire qu'il est trop important pour tout calcul des tabliers de faire une étude en considérant la direction de concentration de masses Z et de ne pas considérer le tablier toujours comme une masse rigide comme tel est le cas pour les bâtiments. D'où l'utilité de travailler en tenant compte de la composante verticale du

Figure III-235. Spectre de réponse (a) direction de masses X, (b) direction de masses Z

séisme.

III.4.3.7. Réponse du système à la fréquence de résonnance et contrainte à la rupture

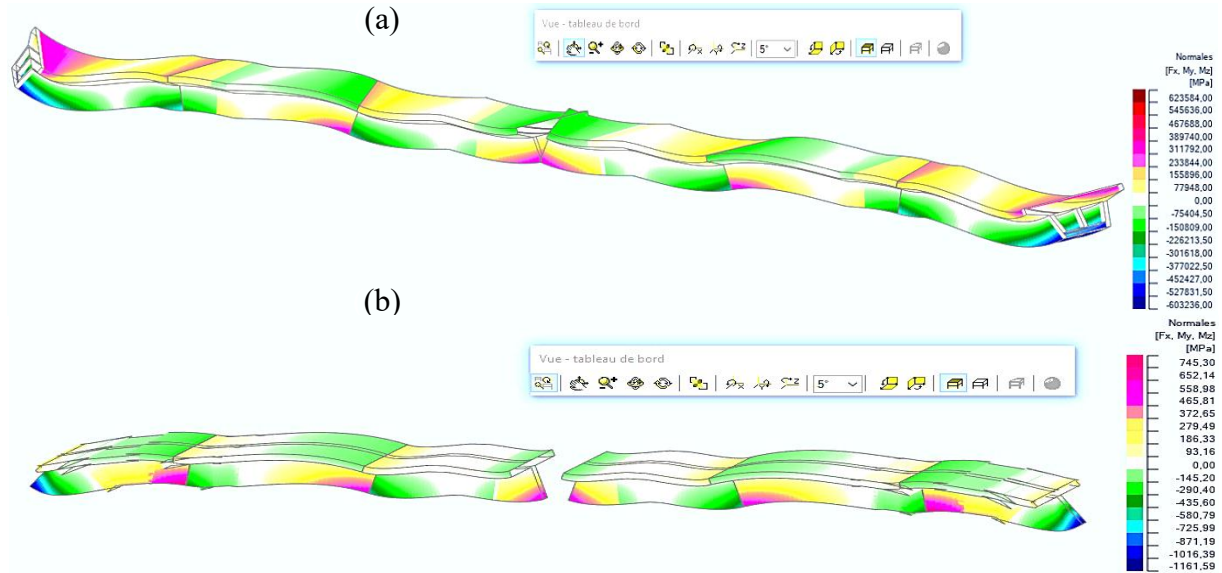


Figure III-236. Réponse des systèmes suivant la direction des masses Z, (a) poutre en caisson. Comme toute structure a une rigidité définie, alors aucune structure ne peut vibrer indéfiniment, il se heurte ainsi à une phase fatigue et de rupture, c'est de cela découlera la capacité de section à accumuler des contraintes les amenant à la phase de rupture sur la figure III.8.

Le constant est tel que la poutre en caisson accumule jusqu'à une résultante des contraintes maximales de 602236MPa avant de se rompre tandis qu'il suffit de 1161,59MPa comme capacité d'accumulation de résultante des contraintes maximales de la part de la poutre en T pour qu'elle se rompe, Soit 98,58% de plus de production de contrainte pour la section en caisson et cela l'accélération sismique étant appliquée suivant la direction des masses Z.

III.5. Conclusion partielle

Ce chapitre porte sur l'analyse statique et dynamique de la structure type fixé. Dès la littérature du premier chapitre à la méthodologie, ce chapitre s'est articulé à la présentation et interprétation des résultats. Pour ce faire nous avons pu procéder à une analyse statique et en suite une analyse dynamique numérique avec le logiciel RSAP. Les résultats sont présentés pour chaque type de poutre et une discussion comparative est faite au dernier point de chaque présentation des résultats.

CONCLUSION GENERALE

Ce présent travail porte sur une étude comportementale d'une structure de pont continu à tablier de poutre sous-chaussée une fois conçue avec une poutre en caisson et un plancher à corps creux pour ainsi en sortir celle qui résisterait le mieux aux effets sismiques.

Pour y parvenir, au premier chapitre il a été présenté les généralités sur les ponts en zone sismique et quelques notions sur les séismes portant l'objet central de ce travail. Quant à la méthodologie et Approches matériels, le deuxième chapitre est intervenu pour présenter les différentes méthodes d'analyse statique et dynamique. De cela, ce chapitre nous a servi de pont pour avoir les résultats qu'ensuite présenté et interprétés au dernier chapitre.

Les normes et l'outil informatique dont le logiciel Robot Structural Analysis (RSAP 2019 ; modèle coque), Excel2021 nous ont servi, en nous offrant des solutions adéquates et permettant de les vérifier pour mener à bien notre étude. Sachant que l'analyse dynamique se fait pour une structure qui tient statiquement au préalable, c'est ainsi que l'analyse statique a été faite suivant la norme BPEL puis l'analyse dynamique suivant l'Eurocode 8.

A l'insu de ce travail les conclusions ci-après ont été prises :

- Pour un même pont construit sur le même site avec les mêmes dimensions de portés et d'éléments d'appuis, il suffirait de changer la configuration du tablier pour aboutir à des résultats différents ;
- Partant de la théorie de Isaac Newton selon laquelle « Lorsque deux forces sont jointes leur efficacité est double » nous pouvons dire que, comme les sections du caisson semble bien jointes que celles du profil en Té alors, il a été ainsi démontré par les résultats de ce travail que la section en Té produit plus de flèche que la section en caisson allant dans le 6,66% dans l'analyse statique et dans le 19,3% dans l'analyse dynamique. De ce fait, la poutre en Té est beaucoup plus vulnérable en sismique que celle en caisson.
- Pour un tablier de pont conçu avec une poutre en caisson, les contraintes maximales manifeste au niveau d'appuis sont supérieures que celui conçu avec la poutre Té.
- Le nombre de degrés de liberté indépendant des nœuds constituant la structure influe sur le nombre de modes à considérer pour passer à une analyse sismique, d'où la structure en Té est plus libre que celle en caisson.
- La poutre en caisson reste appréciable pour sa rigidité en torsion.

- Sous l'effet du vent, la poutre en Té présente une grande surface de contact ce qui le rend plus vulnérable comparativement à celle en caisson.
- Comme plusieurs le pensaient, la déformation d'une structure sous excitation sismique ne dépend pas que de la masse de cette dernière mais plutôt du site, de sa conception, sa forme architecturale (notion de régularité) et beaucoup plus de sa fréquence.

La science étant un vaste océan, nous ne saurons prétendre avoir épuisé tous les recoins relatifs à ce sujet. C'est ainsi que nous recommandons aux futurs chercheurs ou soit nous même pour la suite de nos recherches les aspects tels que :

- Songer à évaluer le comportement structural d'une bipoutre en Té ou une mono-poutre à plusieurs nervures et un mono-caisson.
- De songer d'utiliser notre méthode d'analyse sans que le cumul de masses n'atteigne 90% en appliquant d'autres approches ou utiliser une autre méthode d'analyse sismique pour ainsi contrebalancer nos résultats.
- Faire la même étude mais cette fois sur des tabliers de ponts à hauteur variable.
- Aux Centres de Recherches, l'exploitation de ces résultats pour leur enrichissement et comme point de départ d'étude d'autres géométrie des tabliers.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] J.-l. M. Damien Devault, Seismic hazard assessment of the Kivu rift segment based on a new seismotectonic zonation model (western branch, East African Rift system), Journal of African Earth sciences; journal homepage: www.elsevier.com/locate/jafrearsci, 28 Octobre 2017.
- [2] E. S. GUTIERREZ, Fiche de réponses abris détaillée; RDC(Sud-Est) cultures constructives, 1ère Edition, Janvier 2019.
- [3] P. BALANDIER, Les séismes et les sites constructible, 2001.
- [4] O. K. Ornella, ETUDE COMPORTEMENTALE DES PLANCHERS A, Goma: www.ulpgl.net, 2020-2021.
- [5] M. M. Athanase, – Etude comparative de deux variantes de ponts à poutres : cas de la variante avec poutres en béton et celle avec poutres en treillis métallique du pont KIHIRA à SAKE, Goma: Inédit, 220-2021.
- [6] A. C. V. D. K. G. M. K. V. L. K. F. L. J. R. R. T. P. Messieurs Alain CHABERT, Guide méthodologique cerema , Ponts Courant en zonz sismique, conception et dimensionnement selon l'Eurocode8, 110 rue de Paris - 77171 Sourdon, Siège social : Cité des mobilités - 25, avenue François Mitterrand - CS 92 803 - F-69674 Bron Cedex: Sétra, Août 2015.
- [7] Wikipedia, https://fr.m.wikipedia.org/wiki/vall%C3%A9e_du_Grand_Rift, Wikipedia, 1894.
- [8] R. O. p. l. 1. m. 2008.
- [9] site, <http://www.csitechno.net>.
- [10] Site, <http://ekldata.com>.
- [11] H. THONIER, cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées CONSTRUCTION ET CALCUL DES STRUCTURE DE BATIMENT, 28,rue des saint-Pierres,75007Paris: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1992.
- [12] A. Yazid et G. C. –. E. B. –. P. CHARLES, Support de cours; ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES; BETON PRECONTRAIT, 2007.

- [13] N. N. Ernestine, cours des ponts I destiné aux étudiants de la troisième année de Graduat, Goma: inedit, 2019-2020.
- [14] P. Turkkan, GCIV-5340 Conception des ponts, U.de Moncton, 2006.
- [15] SETRA, p134 CALGARO et p140 de guide SETRA.
- [16] M. L. Membres de la commission de normalisation, Eurocode 2 : Calcul des structures en béton et Document d'Application National Parties 2 : Ponts en béton-DAN, AFNOR, Novembre 2000.
- [17] S. MULTON, BETON ARME Eurocode2.p83, 135, Avenue de Ranguel 31077 Toulouse Cedex 4 France: Centre Génie Civil INSA - Université Paul Sabatier - Toulouse - France, 2018.
- [18] M. CALLAUD, Cours de construction en bois : Guide des assemblages des charpentes TomII, Ouagadougou: Groupe des écoles EIER-ESTHER, 2003..
- [19] R. CHAUSSIN, Béton précontraint C2 360; p6-7; Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, Centre des Hautes Études de la Construction.
- [20] H. THONIER, LE BETON PRECONTRAIT AUX ETATS LIMITES, 28,rue des Saints-Pères,75007Paris: presses de l'école nationale des ponts et chaussées; DépartementEdition de l'association des ingénieur anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées., 1985.
- [21] D. C. A. C. S. G. V. L. C. e. C. S. Victor Davidovici, Pratique du calcul sismique, Guide d'application de l'Eurocode8, 2014: AFNOR EDITIONS EYROLLES.
- [22] A. C. & A. Gordeau, EUROCODE8, Ouvrages d'Art en zone sismique, Guide d'application, Paris, : Afnor Editions EYROLLES.
- [23] ENV1998-2:1994, Eurocode8: Coception des structures pour leur résistance au séisme, Partie2: Ponts, Paris La Défense Cedex: AFNOR/2000, 2000.
- [24] A. XPENV1998-2, Eurocode8:Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes; Partie2: Ponts, Paris: AFNOR2000.
- [25] C. Saintjean, Introduction aux règles de construction parasismique; Applications courantes de l'EC8 à la conception bâtiments, Afnor Editions EYROLLES.
- [26] S. Drapier, dynamique des solides et des structures, Paris: Departement Mécanique et Procédés d'Elaboration ,Saint-Etienne Cedex, 2016.
- [27] G. B. HADEF BILAL, Conception et étude d'un pont (0A.102) dans la Willaya de

Laghouat, Willaya: école nationale supérieure des travaux publics, République Algérienne populaire, 2009.

[28] Y. SAYAD, Thèses et mémoires, Université de Mohamed Khider Biskra, en ligne: Available: <https://thesis.univ-biskra.dz/2294/> [Accès le 22 Octobre 2021]., 2021.

[29] EN1990:2002, EC0, Eurocodes structuraux Bases de calculs;, Saint-Denis La plaine cedex: Association française de normalisation(AFNOR)/2003, 2002.

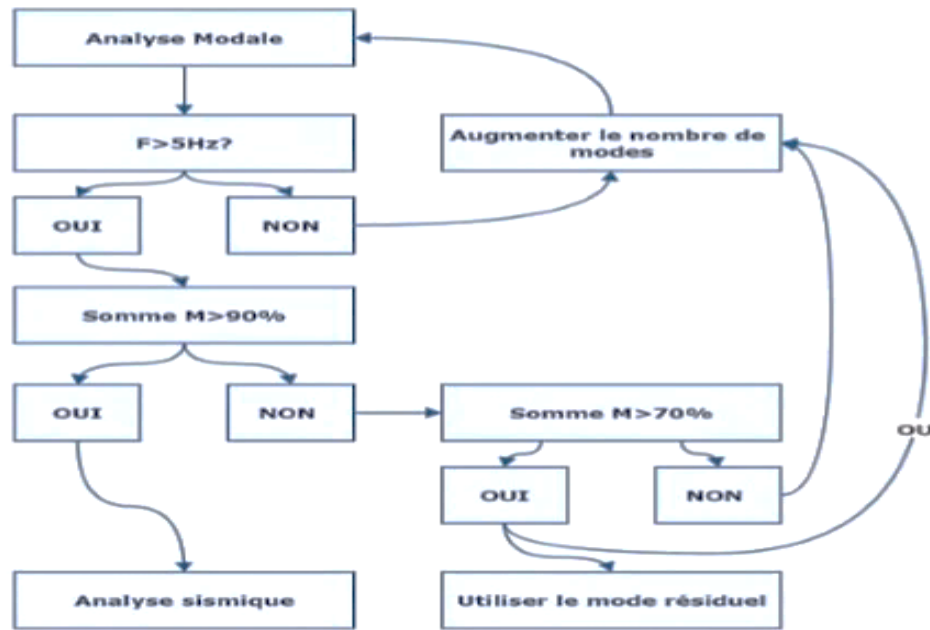
[30] le fascicule 61 titre II.

ANNEXES

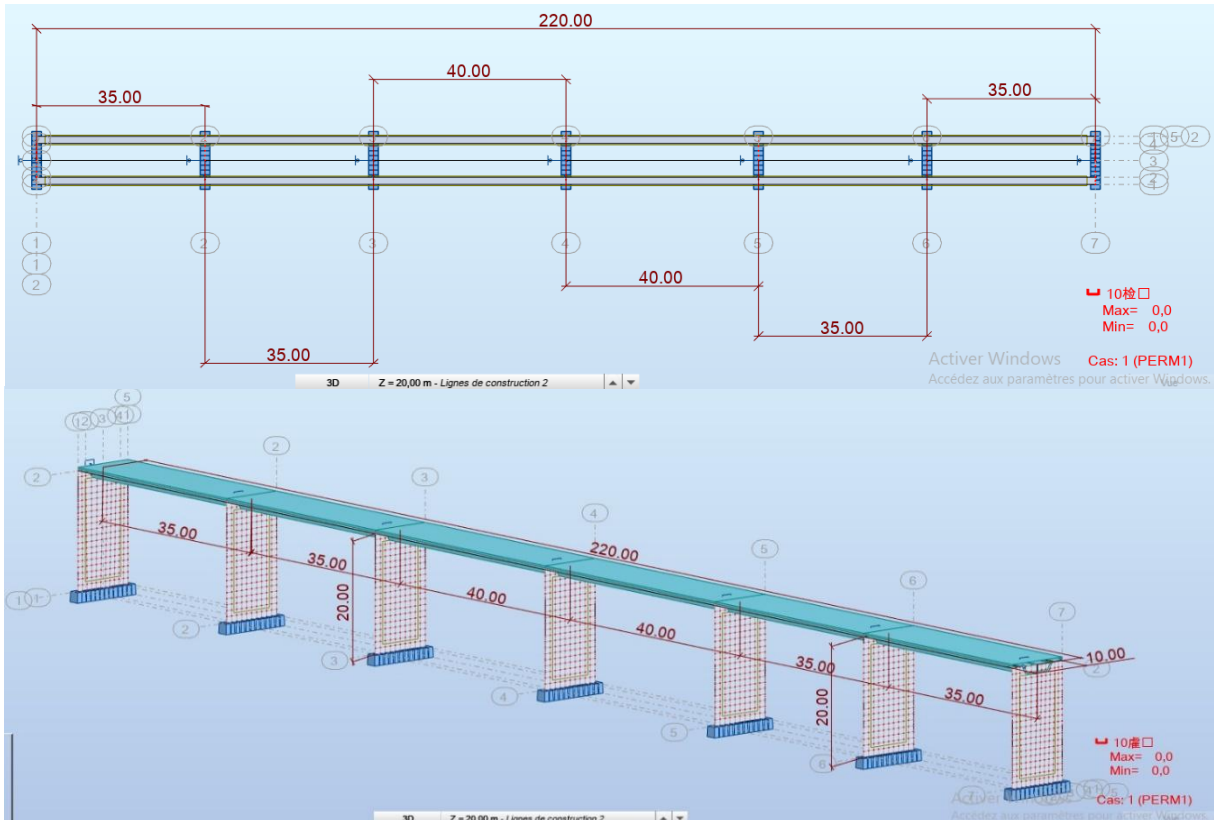
ANNEXE A : ECHELLE D'INTENSITE EMS98

Intensité	Définition	Effets
I	Imperceptible	Secousse imperceptible. Sans effet. Aucun dégât.
II	Rarement perceptible	Secousse ressentie uniquement par quelques personnes au repos dans les maisons. Sans effet. Aucun dégât.
III	Faible	Secousse ressentie à l'intérieur des habitations par quelques personnes. Les objets suspendus oscillent légèrement. Aucun dégât.
IV	Largement observé	Secousse ressentie à l'intérieur des habitations par de nombreuses personnes et à l'extérieur par quelques unes. Quelques dormeurs sont réveillés. La porcelaine, les fenêtres, les portes et la vaisselle vibrent. Sans dégâts.
V	Fort	Secousse ressentie à l'intérieur des habitations par la plupart des personnes et à l'extérieur par quelques personnes. Les bâtiments tremblent dans leur ensemble. Les petits objets sont déplacés. Quelques bâtiments fortement et très fortement vulnérables subissent des dégâts légers.
VI	Dégâts légers	Secousse ressentie à l'intérieur et à l'extérieur des habitations par la plupart des personnes. De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Bris de vaisselle. De nombreux bâtiments fortement et très fortement vulnérables subissent des dégâts légers.
VII	Dégâts	La plupart des personnes sont effrayées et essaient de se précipiter dehors. Les meubles se déplacent et beaucoup d'objets tombent des étagères. De nombreux bâtiments fortement et très fortement vulnérables subissent des dégâts sensibles à importants et quelques bâtiments moyennement vulnérables subissent des dégâts légers.
VIII	Dégâts importants	La plupart des personnes éprouvent des difficultés à se tenir debout. Les meubles peuvent se renverser. Quelques bâtiments très fortement vulnérables s'effondrent et de nombreux bâtiments moyennement vulnérables subissent des dégâts sensibles à importants.
IX	Destructions	Des personnes peuvent être projetées au sol. De nombreux monuments ou colonnes tombent. De nombreux bâtiments très fortement vulnérables s'effondrent et de nombreux bâtiments moyennement vulnérables subissent des dégâts très importants.
X	Destructions importantes	De nombreux bâtiments fortement vulnérables s'effondrent. De nombreux bâtiments peu vulnérables subissent des dégâts sensibles et modérés.
XI	Catastrophe	De nombreux bâtiments moyennement vulnérables subissent des dégâts très importants et quelques uns s'effondrent. De nombreux bâtiments très peu vulnérables subissent des dégâts sensibles à modérés
XII	Catastrophe généralisée	Pratiquement tous les bâtiments même ceux très peu vulnérables sont détruits. Les effets du tremblement de terre ont atteint le maximum concevable.

ANNEXE B : VERIFICATION DE L'ANALYSE MODALE SPECTRALE ET EXPLOITATION DES RESULTANTS



ANNEXE C : PLAN STRUCTURAL DU MODELE TYPE D'ETUDE



ANNEXE D : DONNEES DE L'ANALYSE MODALE, à gauche pour le Té et à droite pour le caisson

The image displays two side-by-side screenshots of the 'Paramètres de l'analyse modale' (Modal Analysis Parameters) dialog box. Both screenshots show the 'Cas: Modale' (Case: Modal) configuration.

Left Screenshot (for the T-shaped section):

- Cas:** Modale
- Paramètres:**
 - Nombre de modes: 550
 - Tolérance: 0,0001
 - Nombre d'itérations: 40
 - Accélération: 9,80665
- Matrice des masses:**
 - Cohérentes
 - Concentrées avec rotations
 - Concentrées sans rotations
- Directions actives de la masse:**
 - X
 - Y
 - Z
- Négliger la densité
- Vérification de Sturm
- Paramètres simplifiés <<
- Buttons: OK, Annuler, Aide

Right Screenshot (for the box section):

- Cas:** Modale
- Paramètres:**
 - Nombre de modes: 190 (highlighted in green)
 - Tolérance: 0,0001
 - Nombre d'itérations: 40
 - Accélération: 9,80665
- Matrice des masses:**
 - Cohérentes
 - Concentrées avec rotations
 - Concentrées sans rotations
- Directions actives de la masse:**
 - X
 - Y
 - Z
- Négliger la densité
- Vérification de Sturm
- Paramètres avancés >>
- Buttons: OK, Annuler, Aide

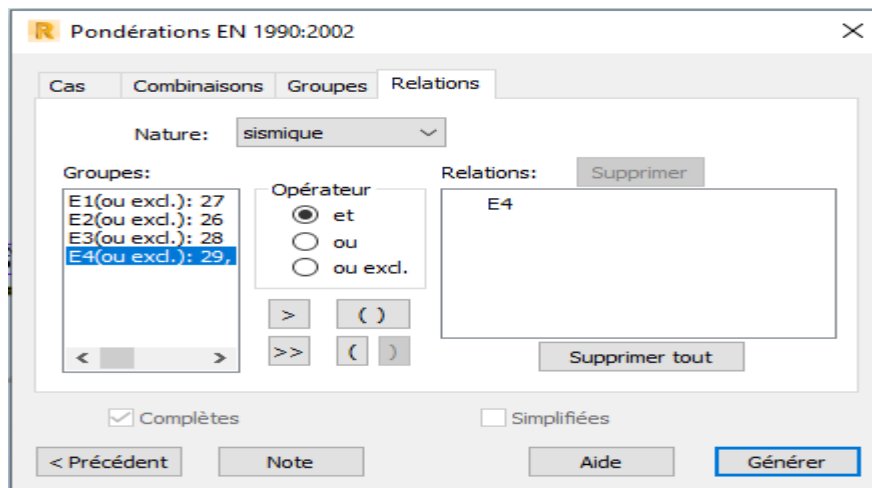
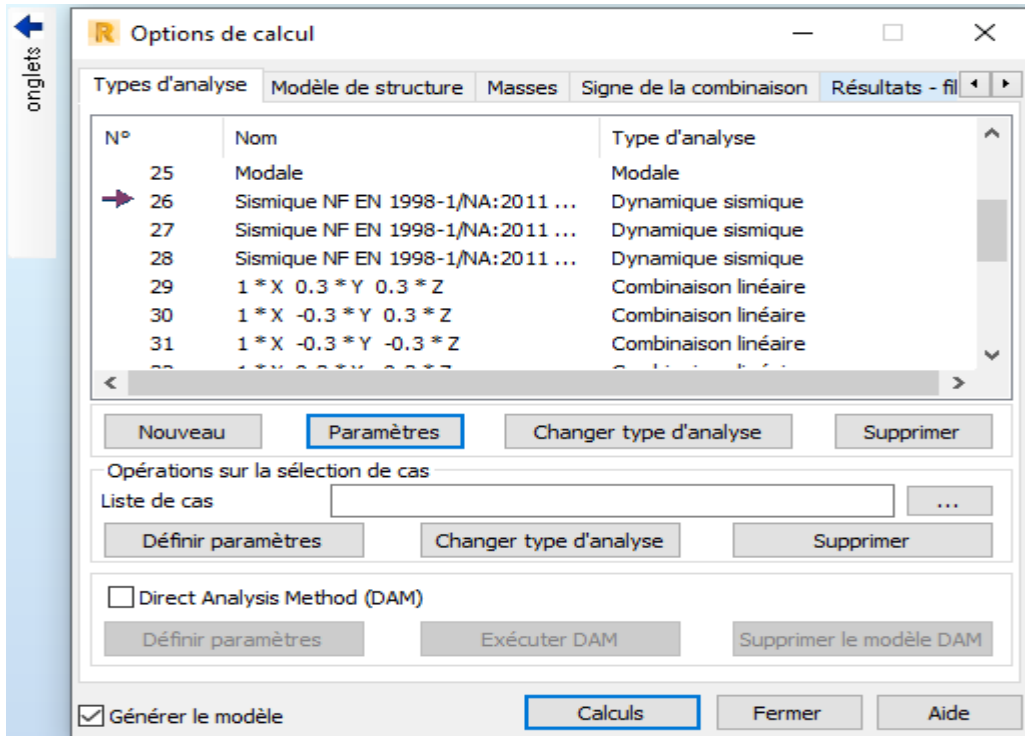
ANNEXE E : RESULTATS DE L'ANALYSE MODALE (CAISSON/TE)

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
17/ 140	84,94	0,01	95,70	0,0	77,25	0,02	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 141	84,94	0,01	95,70	0,0	77,25	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 142	85,03	0,01	95,73	0,0	77,25	0,02	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 143	85,03	0,01	95,73	0,0	77,25	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 144	86,00	0,01	95,73	0,0	77,25	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 145	86,04	0,01	95,73	0,0	77,25	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 146	86,04	0,01	95,73	0,0	77,25	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 147	86,08	0,01	95,73	0,0	77,25	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 148	86,08	0,01	95,73	0,0	77,25	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 149	87,04	0,01	95,73	0,0	77,25	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 150	87,04	0,01	95,73	0,0	77,25	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 151	88,81	0,01	95,75	0,0	77,25	0,02	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 152	88,81	0,01	95,75	0,0	77,25	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 153	88,82	0,01	95,75	0,0	79,26	0,00	0,0	2,01	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 154	89,08	0,01	95,75	0,0	79,26	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 155	89,08	0,01	95,75	0,0	79,26	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 156	90,31	0,01	95,75	0,0	82,99	0,00	0,0	3,73	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 157	90,31	0,01	95,75	0,0	83,12	0,00	0,0	0,13	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 158	91,93	0,01	95,75	0,0	85,86	0,00	0,0	2,74	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 159	91,93	0,01	95,75	0,0	86,80	0,00	0,0	0,94	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 160	99,28	0,01	95,75	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 161	99,47	0,01	95,75	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 162	99,47	0,01	95,75	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 163	99,70	0,01	95,75	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 164	99,70	0,01	95,75	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 165	105,43	0,01	95,75	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 166	105,43	0,01	95,75	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 167	106,10	0,01	95,77	0,0	86,80	0,02	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 168	106,22	0,01	95,81	0,0	86,80	0,04	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 169	106,22	0,01	95,81	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 170	106,35	0,01	95,86	0,0	86,80	0,05	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 171	106,35	0,01	95,86	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 172	106,94	0,01	95,86	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 173	109,80	0,01	96,02	0,0	86,80	0,16	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 174	109,84	0,01	96,02	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 175	110,11	0,01	96,06	0,0	86,80	0,04	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 176	110,14	0,01	96,16	0,0	86,80	0,09	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 177	110,18	0,01	96,25	0,0	86,80	0,10	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 178	111,64	0,01	96,26	0,0	86,80	0,01	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 179	112,24	0,01	96,26	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 180	112,38	0,01	96,26	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 181	112,55	0,01	96,26	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 182	112,95	0,01	96,26	0,0	86,80	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 183	114,04	0,01	96,26	0,0	88,87	0,00	0,0	2,07	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 184	114,95	0,01	96,26	0,0	89,34	0,00	0,0	0,48	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 185	117,00	0,01	96,26	0,0	89,34	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 186	117,58	0,01	96,26	0,0	90,18	0,00	0,0	0,83	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 187	118,45	0,01	96,26	0,0	90,18	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7
17/ 188	119,42	0,01	96,26	0,0	90,18	0,00	0,0	0,00	2754047,79	0,0	2754047,7

Résultats: dynamique - Cas: 13 (Modale) Modes actifs: 1..530; CQC

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
13/ 491	113,52	0,01	96,67	0,0	89,33	0,18	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 492	113,57	0,01	96,67	0,0	89,33	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 493	113,67	0,01	96,67	0,0	89,33	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 494	113,84	0,01	96,77	0,0	89,33	0,11	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 495	114,69	0,01	96,77	0,0	89,33	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 496	114,70	0,01	96,77	0,0	89,33	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 497	114,73	0,01	96,78	0,0	89,33	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 498	115,31	0,01	96,96	0,0	89,33	0,18	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 499	115,40	0,01	96,96	0,0	89,33	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 500	115,73	0,01	96,96	0,0	89,33	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 501	116,01	0,01	96,97	0,0	89,33	0,01	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 502	117,72	0,01	96,97	0,0	89,36	0,00	0,0	0,02	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 503	117,78	0,01	96,97	0,0	89,36	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 504	117,94	0,01	96,97	0,0	89,36	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 505	118,48	0,01	96,97	0,0	89,36	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 506	118,54	0,01	96,97	0,0	89,36	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 507	118,63	0,01	96,97	0,0	89,36	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 508	118,65	0,01	96,97	0,0	89,36	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 509	119,28	0,01	96,97	0,0	89,36	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 510	119,62	0,01	96,97	0,0	89,36	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 511	119,67	0,01	96,97	0,0	89,36	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 512	120,24	0,01	96,97	0,0	89,36	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 513	120,36	0,01	96,97	0,0	89,36	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 514	120,41	0,01	96,97	0,0	89,36	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 515	120,76	0,01	96,97	0,0	89,36	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 516	121,29	0,01	96,97	0,0	89,65	0,00	0,0	0,29	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 517	121,57	0,01	96,98	0,0	89,65	0,01	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 518	121,85	0,01	97,15	0,0	89,65	0,17	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 519	121,88	0,01	97,16	0,0	89,65	0,01	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 520	122,70	0,01	97,16	0,0	89,65	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 521	122,93	0,01	97,17	0,0	89,65	0,01	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 522	123,13	0,01	97,17	0,0	89,65	0,00	0,0	0,01	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 523	123,16	0,01	97,17	0,0	90,11	0,00	0,0	0,45	3219428,1	0,0	3219428,14
13/ 524	123,72	0,01	97,17	0,0	90,11	0,00	0,0	0,00	3219428,1	0,0	3219428,14

ANNEXE F : ANALYSE DYNAMIQUE/ COMBINAISON GENEREE et AJOUT DE LA COMBINAISON SISMIQUE E4



ANNEXE G : QUELQUES ELEMENTS DE LA METHODOLOGIE ET RESULTATS DE L'ANALYSE STATIQUE

G.1. Coefficient de pondération

Type de charges	ELU	ELS
Force de précontrainte	1	1
Charge permanente	1,35	1
Charges à caractère normal (A, B*)	1,6	1,2
Charges à caractères particulier (Militaires*)	1,35	1
Charges sur trottoir	1,6	1
Vent (W)	1,5	0

G.2. Contraintes limite en précontrainte

Situation	Exécution		Exploitation		
			Rares	Fréquentes	Quasi permanentes
Combinaison			Rares	Fréquentes	Quasi permanentes
Contraintes limites en compression	$0,6f_{cj}$	$0,6f_{cj}$	$0,6f_{cj}$	$0,6f_{cj}$	$0,5f_{cj}$

G.4. Contraintes dans la structure/ CAISSON

Barre / Cas	Normales [Fx, My, Mz] min.	Nonmales [Fx, My, Mz] max.	Normale s min.	Normale s max.	Tau xy min.	Tau xy max.	Tau xz min.	Mise s max.
Unité	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
8\22 (1)	-38,23	49,6	-38,23	49,6	-8,38	12,73	0	49,6
9\22 (1)	-21,18	49,68	-21,18	49,68	-10,78	10,33	0	49,68
10\22 (1)	-28,92	57,34	-28,92	57,34	-11,52	12,62	0	57,34
11\22 (1)	-28,92	57,55	-28,92	57,55	-12,56	11,58	0	57,55
12\22 (1)	-21,58	49,47	-21,58	49,47	-10,26	10,85	0	49,47
13\22	-38,23	49,81	-38,23	49,81	-12,66	8,44	0	49,81

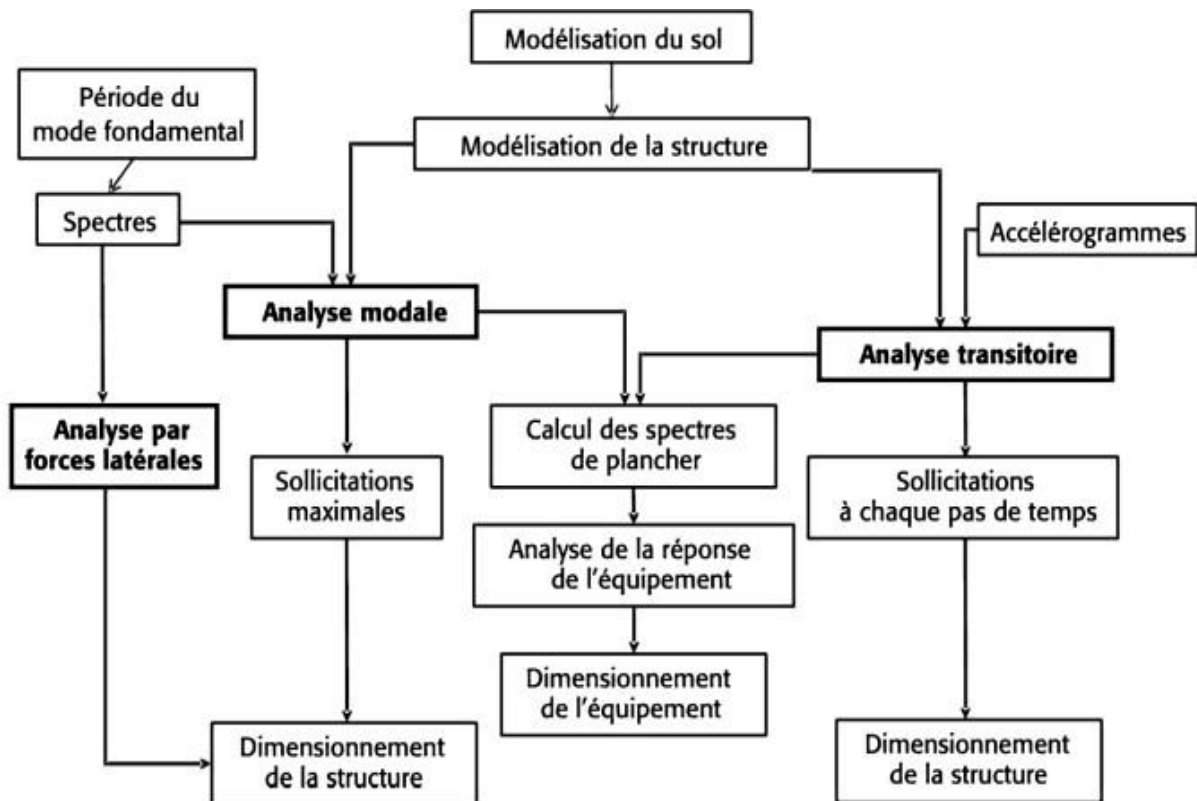
(1)

G.6. Contraintes dans la structure/ Té

Barr e	Normales [Fx, My, Mz] min.	Nonmale s [Fx, s My, Mz] max.	Normale s min.	Normale s max.	Tau xy min.	Tau xy max	Tau xz max.	Mises max.
Unité	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
1	-12,94	16,63	-12,94	16,63	-2,73	1,76	0	16,63
2	-6,12	16,69	-6,12	16,69	-2,22	2,27	0	16,69
3	-9,83	19,26	-9,83	19,26	-2,71	2,44	0	19,26
4	-9,83	19,54	-9,83	19,54	-2,48	2,66	0	19,54
5	-6,62	16,41	-6,62	16,41	-2,32	2,17	0	16,41
6	-12,94	16,91	-12,94	16,91	-1,81	2,68	0	16,91

ANNEXE H : QUELQUES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

H1. Étapes du calcul sismique [21]



H.2. Accélération maximale de référence

Zones de sismicité	$a_{gr}[m/s^2]$
(1) Très faible	Pas de prise en compte de l'aléa sismique dans les constructions à risque normal
(2) Faible	0,7
(3) Modérée	1,1
(4) Moyenne	1,6
(5) Forte	3

H.3. Valeurs des coefficients en fonction des classes de sol [6]

		CLASSE DE SOL DE FONDATION				
		A	B	C	D	E
	β_0	[2,5]	[2,5]	[2,5]	[2,5]	[2,5]
	k_1	[1,0]	[1,0]	[1,0]	[1,0]	[1,0]
	k_2	[2,0]	[2,0]	[2,0]	[2,0]	[2,0]
Pour les zones de sismicité 1 à 4	$T_B[s]$	[0,03]	[0,05]	[0,06]	[0,10]	[0,08]
	$T_C[s]$	[0,20]	[0,25]	[0,40]	[0,60]	[0,45]
	$T_D [s]$	[2,50]	[2,5]	[2,0]	[1,50]	[1,25]
	S	[1,0]	[1,35]	[1,5]	[1,6]	[1,8]
	$T_B[s]$	[0,15]	[0,15]	[0,20]	[0,20]	[0,15]
Pour la zone de sismicité 5	$T_C[s]$	[0,4]	[0,5]	[0,6]	[0,8]	[0,5]
	$T_D [s]$	[2,0]	[2,0]	[2,0]	[2,0]	[2,0]
	S	[1,0]	[1,25]	[1,15]	[1,35]	[1,4]

H.4. Les moments fléchissant suivant les directions/ CAISSON

Barre	Noeud	$M_y(kNm)$	
		Direction de masses-X	Direction de masses-Z
10	5	-3762083540,76	1622808620,97
	6	2382695017,70	-1027796957,20
11	6	1852175345,74	-615905114,95
	7	-1852343229,67	799024936,47
12	7	1948208661,72	-840377354,06
	8	-1904163425,91	821378044,88
13	8	-1904163425,91	821378044,88
	9	1948208661,72	-840377354,06

14	9	-1852343229,67	799024936,47
	10	1427824862,15	-615905114,95
15	10	2382695017,70	-1027796957,20
	11	-3762083540,76	1622808620,97

H.5. Efforts tranchants sous excitation sismique, Caisson/ CAISSON

Barre	F_z (kN)	
	Direction de masses-X	Direction de masses-Z
10	-175565101,67	75731587,95
11	93719088,34	-40426572,90
12	96309302,19	-41543884,97
13	-96309302,19	41543884,97
14	-93719088,34	40426572,90
15	175565101,67	-75731587,95

H.6. Contraintes induites suivant les directions de concentration de masses/ CAISSON

	S_{max} [MPa]	$S_{max}(M_y)$ [MPa]	$S_{max}(M_z)$ [MPa]	F_x/A_x [MPa]	T_y [MPa]	T_z [MPa]	T [MPa]
Direction du séisme	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z
Valeur maximale	642776,09	7219,38	635556,71	0,32	42905,09	468,79	0
Mode	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC
Barre	10	10	10	10	10	15	10

G.7. Moments fléchissant selon la direction de concentration des masses/ Té

Barre	Noeud	M_y (kNm)	
		Direction de masses-X	Direction de masses-Z
8	1	-6169988,75	1852212,50
	2	3959747,87	-1188704,73

9	2	-2371517,72	711922,74
	3	2993528,45	-898648,52
10	3	-3113776,93	934746,79
	4	3063957,08	-919791,07
11	4	-3063801,97	934653,60
	5	3113466,72	-919744,48
12	5	-2993839,27	712268,95
	6	2372671,15	-898741,74
13	6	-4023436,72	1850727,46
	7	6165041,81	-1188261,80

G.8. Effort tranchant suivant différentes directions de concentration des masses/Té

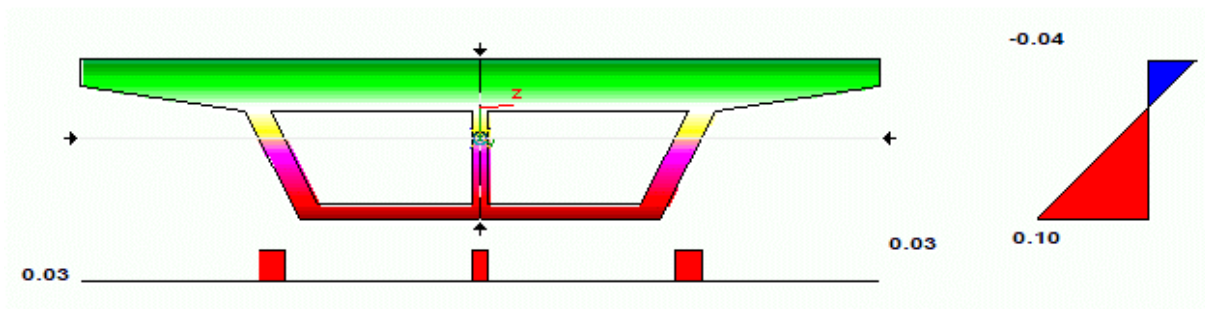
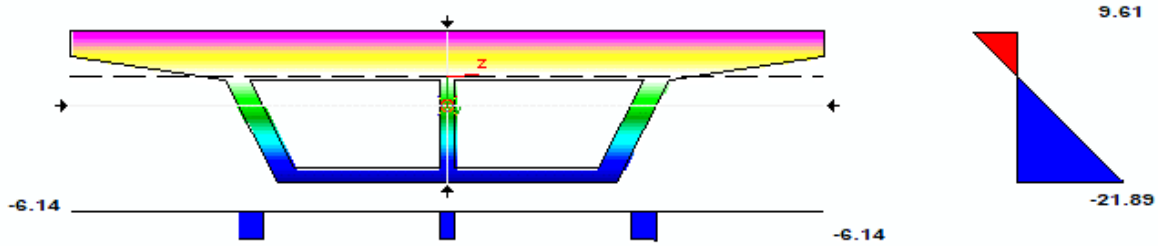
Barre	F_z (kN)	
	Direction de masses-X	Direction de masses-Z
8	289421,05	-86883,35
9	153287,03	-46016,32
10	154443,35	-46363,45
11	154431,72	46359,95
12	153328,87	46028,88
13	289237,55	86828,26

G.9. Contraintes induites suivant les directions de concentration de masses/ Té

	S_{max} [MPa]	$S_{max}(M_y)$ [MPa]	$S_{max}(M_z)$ [MPa]	F_x/A_x [MPa]	T_y [MPa]	T_z [MPa]	T [MPa]
Direction du séisme	Z	X	X	X/Z	Z	Z	Z
Valeur maximale	5455,7	5454,12	2,91	0,64	1,93	291,85	70,98
Mode	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC
Barre	8	8	13	8	13	8	8

ANNEXE G : COMPORTEMENT DES CONTRAINTES DANS LA SECTION

a) Sous charge permanente



b) Sous précontrainte

ANNEXE H : MODELISATION DE LA CHARGE ROULANTE BC POUR 2 VOIES CHARGEES

Charges roulantes

Sélection du convoi

Norme (catalogue)

Nom du convoi

Convois symétriques
Convois arbitraires

Type de charge				
1	force concentrée	F=60	X=0	S=1
2	force concentrée	F=60	X=1,5	S=1
3	force concentrée	F=30	X=6	S=1
4	force concentrée	F=60	X=10,5	S=1
5	force concentrée	F=60	X=12	S=1

Dimensions du convoi

b= d1= d2=

Unités

longueur - (m) force - (kN)

