

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° :.....



DOMAINE : TECHNOLOGIE
FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par: SAIDI WARDIYA

Intitulé

**COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN PONT
DALLE EN TENANT COMPTE DE
L'INTERACTION SOL-STRUCTURE**

Soutenu devant le jury composé de:

.....	Université.....	Président
OUZANDJA DJAMEL	Université de M'sila	Rapporteur
.....	Université ...	Examineur

Année universitaire : 2018 /2019

Remerciements :

Tout d'abord remercier Dieu, Clément et Miséricordieux pour nous donner force et courage Pour mener à bien ce travail humble. Je suis particulièrement heureux d'exprimer mon cœur profond.

Merci de m'avoir encadré M.Ouzandja djamel , je Il a également remercié les membres du jury pour leur présence. Etudiez ce travail ainsi que tous les enseignants du Département de génie civil (structure, matériaux, géotechnique). Je n'oublie pas ma mère et mon père et ma famille

Ils m'ont apporté un soutien total. À mon mari et à toute sa famille.

A tous mes amis amina, selma et souad .etc ... Merci également à toutes les personnes

A contribué de près ou de loin à atteindre cet objectif Mémoire.

Dédicace

Je dédie ce travail,

Mes parents et tous les membres de ma famille qui m'ont soutenu non seulement lors de la préparation de ce travail, mais aussi dès le premier jour où j'ai vu la lumière de ce monde,

À mon mari et à sa famille, à mes amis et à tous ceux que j'aime et qui m'aiment,

Pour tous ceux qui aiment et respectent le droit de savoir.

RESUME :

La complexité du problème d'interaction sol structure réside dans l'interaction et le couplage des deux éléments, le sol et la structure. Ce phénomène peut décrire les effets qui se produisent dans le plan du contact sol/structure, de sorte que, dans l'analyse de la réponse dynamique, non seulement les propriétés structurelles soient incluses mais également les propriétés du sol sous-jacent. L'interaction sol-structure peut donc contribuer à amplifier ou à diminuer la réponse dynamique de la structure. L'utilisation de la méthode des éléments finis en utilisant des codes de calcul est très courante pour l'étude des grands projets. Elle permet de réaliser des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité des ouvrages, de déterminer les déplacements et contraintes en tenant compte de l'interaction sol-structure d'un pont dalle et de nous permettre de procéder au dimensionnement des ponts.

Mots clés :

Pont dalle, interaction dynamique sol-structure, réponse sismique, méthode des éléments finis.

ABSTARCT

The complexity of the soil structure interaction problem lies in the interaction and coupling of the two elements, soil and structure. This phenomenon can describe the effects that occur in the plane of the soil / structure contact, so that in the analysis of the dynamic response, not only the structural properties are included but also the properties of the underlying soil. The soil-structure interaction can therefore contribute to amplifying or decreasing the dynamic response of the structure. The use of the finite element method using computer codes is very common for the study of large projects. It allows finite element analysis to verify the stability of structures, to determine displacements and constraints by taking into account the soil-structure interaction of a slab bridge and to allow us to proceed with the design of bridges.

Keywords:

slab bridge, soil-structure dynamic interaction, seismic response, finite element method.

ملخص :

يكمن تعقيد مشكل تفاعل بنية التربة في التفاعل والربط بين العنصرين، التربة والهيكـل. يمكن أن تصف هذه الظاهرة الآثار التي تحدث في مستوى ملامسة التربة / الهيكـل، بحيث لا يتم تضمين الخواص الهيكلية فقط في تحليل الاستجابة الديناميكية، ولكن أيضًا خصائص التربة الأساسية. وبالتالي يمكن للتفاعل بين بنية التربة أن يسهم في تضخيم أو تقليل الاستجابة الديناميكية للهيكـل. يعد استخدام طريقة العناصر المحددة باستخدام رموز الكمبيوتر أمرًا شائعًا للغاية في دراسة المشروعات الكبيرة. مما يسمح بتحليل العناصر المحدودة للتحقق من ثبات الهياكل، وتحديد حالات النزوح والقيود من خلال مراعاة التفاعل بين بنية التربة لجسر البلاطة والسماح لنا بالمضي قدمًا في تصميم الجسور .

الكلمات المفتاحية :

جسر البلاطة ، التفاعل الديناميكي لهيكـل التربة ، الاستجابة الزلزالية ، طريقة العناصر المحددة.

SOMMARE

REMERCIEMENT

RESUME

ABSTACT

ملخص

LISTE DES FIGUEURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES NOTION

NOTATION ET ABREVIATION

INTRODUCTION GENERAL

Chapitre I : Généralité sur les ponts

I-1-Introduction.....	1
I-2-Définition d'un pont.....	1
I-3-Composition d'un pont.....	2
I-4-Les types des ponts.....	2
I-4-1-Pont poutre.....	2
I-4-2-Pont dalle.....	3
I-4-3-Pont mixte.....	4
I-5-Le rôle d'un pont.....	5
I-6-Morphologie.....	5
I-6-1-Profil en long.....	5
I-6-2-Profil en travers.....	6
I-6-3-Vue en plan.....	6
I-7-Domaine d'emploi.....	7
I-8-Différents cas d'emploi des ponts-dalles en passage supérieur.....	8
I-9-les avantages de pont dalle.....	9

I-10-Les inconvénients de pont dalle.....	9
I-11-Charges.et surcharges.....	10
A- La charge permanente (CP).....	10
B- Système de charge A(l).....	10
C-Système de charge B.....	12
I-12-Les combinaisons d'action.....	13
Conclusion.....	14

Chapitre II : Interaction sol-structure

II-1-Introduction.....	15
II-2-Formulation d'un problème d'interaction sol-structure.....	16
II-3-Différents types d'interaction sol-structure.....	18
II-4-Méthode d'analyse de l'interaction sol-structure.....	18
II-4-1-Méthode globale.....	19
II-4-2-Méthode de sous-structures.....	20
A-Méthode de frontière.....	20
B-Méthode de volume.....	23
II-4-3-Méthode hybride.....	25
II-5-Conclusion.....	26

Chapitre III : Méthode des éléments finis

III-1-Introduction	27
III.2: État de contrainte-déformation.....	27
III.2.1: État de contrainte-déformation dans le cas élastique.....	27
III.2.2: État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique.....	29
III.3 Application de la méthode des éléments finis.....	30
III. 3.1 Modélisation	30
A-Modélisation du système pont-fluide-fondation.....	31

B-Choix de type d'élément.....	31
C- Conditions aux frontières.....	31
III.3.2 Analyse dynamique.....	32
A- Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis.....	32
B- Caractéristiques dynamique du système.....	33
C- Résolution de problème.....	35

Chapitre IV : Application numérique

IV-1-Introduction.....	38
IV.2. profil type du pont dalle.....	38
IV.3. Modélisation du système pont dalle-sol par éléments finis.....	39
IV.4. Analyse dynamique.....	40
IV-4-1- Analyse modale.....	40
IV.4.2. Analyse transitoire.....	43
IV.5. Réponse sismique du pont dalle.....	43
IV.5.1. Variation des déplacements.....	43
IV.5.2. Variation des contraintes.....	47
Conclusion.....	50
CONCLUSION GENERALE.....	51
BEBLIOGRAPHIE	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau I : rapports de l'épaisseur sur la portée la plus longue.....	7
Tableau (I-2) : Coefficient de dégressivité transversale a_1 de A(1).....	10
Tableau (I-3) : Coefficient de dégressivité transversale a_2 de A(1).....	10

Chapitre IV

Tableau IV.1. Propriétés des matériaux du système pont dalle-sol.....	39
Tableau IV.2 : Fréquences naturelles pour les cinq premiers modes de vibration du système pont-sol.....	40

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I-1 : différentes parties d'un pont.....	2
Figure I-2 : photo et schéma d'un pont à poutres.....	3
Figure I-3: photo représente un pont-dalle.....	4
Figure I-4 : photo et schéma d'un pont mixte.....	5
Figure I-5 : dalle à larges encorbellements.....	6
Figure I-6: système de charge Bc.....	11
Figure I-7: système de charge Bt.....	12
Figure I-8 : Système Br.....	12
Figure I-9 : système de charge Mc120.....	13
Figure I-10: Système Me 120.....	13

Chapitre II

Figure II-1- Modèle d'interaction sol-structure.....	16
Figure II-2- Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale.....	19
Figure II-3 Méthode de sous-structures : méthode de frontière.....	21
Figure II-4: Théorème de superposition de KAUSEL.....	23
Figure II-5 Méthode de sous-structures : méthode de volume.....	23
Figure II-6 Méthode Hybride.....	26

Chapitre III

Figure III.1 : Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes.....	28
Figure III.2 : Comportement plastique uniaxial.....	30

Chapitre IV

Figure IV.1: Profil type du pont dalle de Maadar.....	38
Figure IV.2 : Discrétisation par éléments finis du système pont dalle-sol.....	39
Figure IV-3 : Premier mode de vibration.....	40
Figure IV.4 : Deuxième mode de vibration.....	41
Figure IV.5 : Troisième mode de vibration.....	41
Figure IV.6 : Quatrième mode de vibration.....	42
Figure IV.7 : Cinquième mode de vibration.....	42
Figure IV-8 : Enregistrements du séisme de Boumerdes (2003).....	43
Figure IV-9 : Variation de l'accélération horizontale en fonction du temps au haut du pont (m/s ²).....	44
Figure IV-10: Variation de la vitesse horizontale en fonction du temps au haut du pont (m/s).....	44
IV-11 : Variation de déplacement horizontal en fonction du temps au haut du pont (m).....	45
Figure IV-12 : Variation de l'accélération horizontale en fonction du temps à la base du pont (m/s ²).....	45
Figure IV-13 : Variation de la vitesse horizontale en fonction du temps à la base du pont (m/s).....	46
Figure IV-14 : Variation de déplacement horizontal en fonction du temps à la base du pont (m).....	46
Figure IV-15 : Variation des contraintes horizontales en fonction du temps à la base du pont (Pa).....	47
Figure IV-16 : Variation des contraintes verticales en fonction du temps à la base du pont (Pa).....	47
Figure IV-17 : Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps à la base du pont (Pa).....	48

Figure IV-18 : Variation des contraintes horizontales en fonction du temps au haut du pont
(Pa).....48

Figure IV-19 : Variation des contraintes verticales en fonction du temps au haut du pont
(Pa).....49

Figure IV-20 : Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps au haut du pont
(Pa).....49

Lettres Grecques :

ν : Le coefficient de poisson.

φ : Angle de frottement effectif.

ψ : Angle de dilatance.

γ : Poids volumique.

E : Le module de Yong.

F : Force due au renforcement.

R : Force de réaction.

θ : Angle du plan de rupture.

σ : Contrainte.

τ : Contrainte de cisaillement (tangentielle).

C : cohésion (effective).

Abréviations :

MEF : Méthode des éléments finis.

ISS : Interaction sol-structure.

PSI.DA : Passage Supérieur ou Inferieur en Dalle Armé.

PSI.DP : Passage Supérieur ou Inferieur en Dalle Précontrainte.

Lettres Latines :

U : Déplacement.

u_g : Accélération sismique.

W : Travail.

$\{F_i\}$: Vecteur chargement sismique.

$\{r\}$: Vecteur de couplage dynamique.

$\{\ddot{u}\}$: Vecteur d'accélération.

$\{\dot{u}\}$: Vecteur de vitesse.

$\{u\}$: Vecteur de déplacement.

[M] : Matrice de masse.

[K] : Matrice de rigidité.

Introduction général

Introduction général

Au cours des soixante dernières années des méthodes numériques sophistiquées, telle la méthode des éléments finis, ont été mises en œuvre pour résoudre un certain nombre de problèmes dont les problèmes sismiques. Dans ce domaine, la méthode des éléments finis permet d'étudier la réponse du sol, de quantifier le phénomène d'interaction sol-structure et d'évaluer le risque de liquéfaction. Cette technique évolue rapidement avec les progrès apportés par les ordinateurs à grande capacité et grande vitesse de calcul et par la technique d'analyse numérique.

Les nombreuses recherches en laboratoire sur le comportement des sols permettent de leur côté, d'intégrer le sol dans les calculs parasismiques en tenant compte de son comportement non linéaire. Cependant ces méthodes de calculs n'aplanissent pas toutes les difficultés. Ainsi, l'interaction des résultats de ce calcul exige beaucoup de précautions, car il faut garder à l'esprit les nombreuses incertitudes liées à l'évaluation des paramètres à introduire dans les calculs et à l'incidence des hypothèses simplificatrices faites sur le modèle.

On entend généralement par interaction sol-structure l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. L'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est bien entendue plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation. La nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage, en ne le considérant pas isolément mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, rend les analyses d'interaction sol-structure impérieuses pour une part grandissent d'ouvrages importants : pont, barrages, centrales nucléaires, réservoirs de gaz naturel liquéfié.

Pour bien comprendre le phénomène d'ISS, il est facile d'imaginer, qu'une structure élancée de type poutre encastree à une extrémité, se comporte de manière totalement différente qu'une poutre dont l'encastrement est remplacé par une rotule avec ressort. Sa rigidité et ses fréquences propres s'en trouvent réduites alors que ses déplacements peuvent être amplifiés. Le même raisonnement peut être effectué pour un immeuble reposant sur une fondation.

La connaissance de la fondation et du sol sous-jacent est essentielle pour bien déterminer le comportement réel de la structure. La présence de la structure influence le comportement du sol, c'est-à-dire le comportement qu'il aurait en champ libre. En effet, prenons par exemple deux structures, l'une encastree dans un solide rocher, l'autre reposant sur un sol plus souple. La structure encastree dans le rocher ne va pas influencer le champ libre. Le sol étant très rigide, le fait d'y ajouter une structure ne change rien à son comportement.

L'objet de ce mémoire est de traiter le comportement dynamique d'un pont dalle en tenant compte de l'interaction sol-structure en utilisant la M.E.F à l'aide du logiciel ANSYS.

Le présent mémoire est organisé en cinq chapitres, une introduction et une conclusion générale. Dans le premier chapitre, généralités et notions sur les différents types de ponts sont présentées. Le deuxième chapitre présente les différentes méthodes d'interaction sol-structure. Dans le troisième, application de la méthode des éléments finis à l'étude du comportement dynamique d'un pont dalle ainsi que les méthodes de résolution des équations découlant de la discrétisation par élément finis. Le dernier chapitre montre la simulation numérique du comportement sismique d'un pont dalle en tenant compte de l'interaction sol-structure et en fin on termine par une conclusion générale.

Généralité sur les ponts

GENERALITE SUR LES PONTS

I-1-INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel. La conception d'un pont nécessite une étude complète et pointue de dimensionnement afin de pouvoir disposer d'un ouvrage possédant la capacité de résister aux charges du trafic, aux incidents éventuel dus à la circulation ou aux caprices de dame nature. Le concepteur doit également pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal.

Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine génie civil et architectes ont appliqué leurs connaissances avec la plus grande créativité, en développant des techniques audacieuses, originales, qui ont permis la réalisation d'ouvrages exceptionnels par leurs portées, leurs hauteurs ou leurs procédés de construction.

I-2-DEFINITION DE PONT :

Un pont est un ouvrage d'art (réalisation du génie civil), destiné à permettre le franchissement d'un obstacle (cours d'eau, voie de communication,...) en passant par-dessus.

Un pont peut supporter une route, une voie ferrée ou une canalisation,... etc. (1)

On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

-Ponceau ou **dalot** : pont de petites dimensions (quelques mètres) ;

-viaduc : ouvrage de franchissement à grande hauteur, 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 ou au gibier. Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil.

I-3- COMPOSITION D'UN PONT:

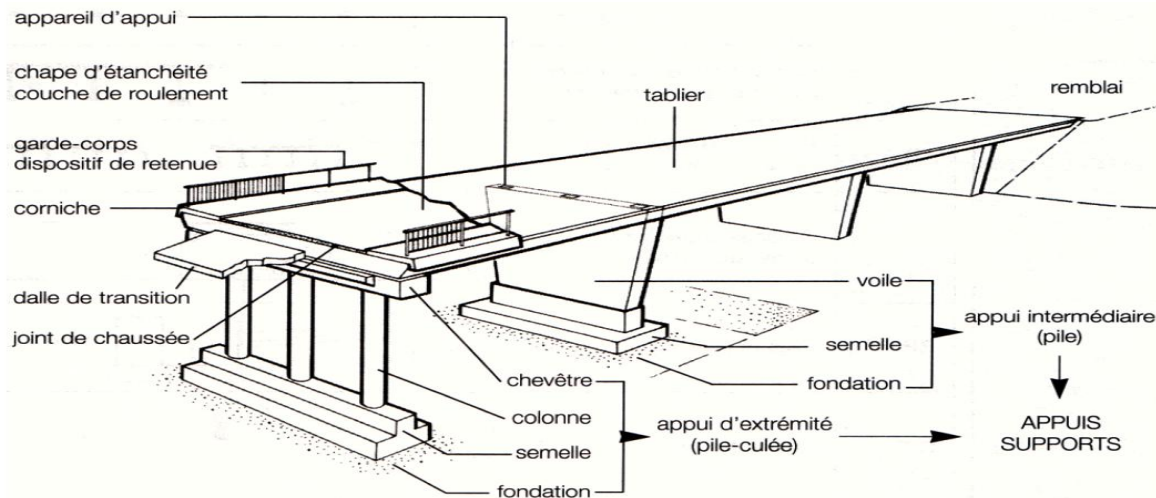


Figure I-1 : différentes parties d'un pont

-**Le tablier** : élément résistant portant la voie ;

-**Les appuis** : appuis intermédiaires, appelés **piles**, et appuis d'extrémités, appelés **culées**, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'**appareils d'appui**.

-**Les fondations** : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une **travée** et la distance entre deux appuis consécutifs, la **portée** de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la **longueur** du pont.

I-4 –LES TYPES DES PONTS :(2)

I-4-1- pont poutre :

Ponts composés d'un tablier très rigide qui transmet les charges sur les culées et des piliers (piles) si la portée est trop importante pour être tenue par une simple poutre.

Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres. Les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion.

Un cas particulier de ce type de pont : les ponts à voussoirs. Des tronçons de tablier sont préfabriqués puis assemblés à la structure porteuse, la pile, au fur et à mesure de l'avancement du chantier, de manière alternée, afin d'équilibrer les charges de part et d'autre de la pile.

Ce procédé permet de franchir de grandes portées, allant jusqu'à 300 mètres en utilisant le béton armé, sans besoin d'étaie.

On trouve donc des ponts à poutre en béton, en acier, mais aussi en bois (la portée étant nettement plus courte).

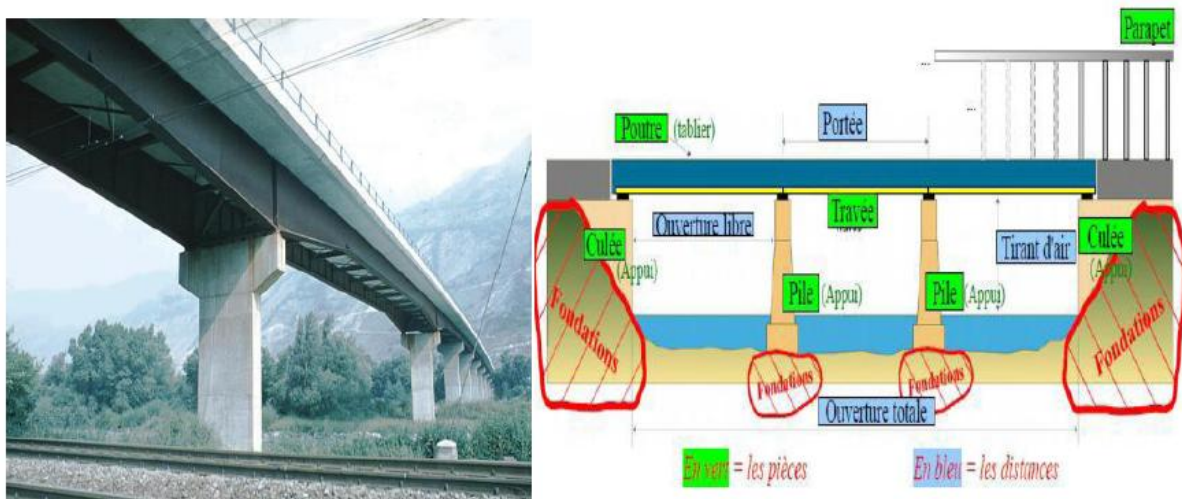


Figure I-2 : photo et schéma d'un pont à poutres

I -4-2- pont dalle :

Les ponts-dalles constituent le type d'ouvrage le plus répandu, puisqu'ils représentent près de la moitié de la surface totale des ponts construits ces dernières années.

Cette population d'ouvrages comprend dans une large proportion des passages supérieurs ou inférieurs routiers ou autoroutiers et, dans une moindre mesure, des ponts-rails, des tranchées couvertes et des passerelles pour piétons. Leur longueur varie d'une quinzaine à une soixantaine de mètres et, parfois, dépasse une centaine de mètres. Leurs travées déterminantes se situent entre une douzaine et une trentaine de mètres.

Ces ouvrages sont d'aspect élancé et restent cependant robustes, grâce à leur monolithisme.

La simplicité de leur forme et leur grande réserve de sécurité constituent par ailleurs des atouts importants, ainsi que leur souplesse dans l'adaptation à toute difficulté d'implantation grâce à leur construction par coulage en place (dans le cas de tracé biais ou courbe en plan ou en élévation). Ces avantages s'avèrent d'autant plus intéressants que ce type d'ouvrage demeure parmi les solutions de franchissement les plus économiques, sur le double plan de l'investissement et de l'entretien.



Figure I-3 : photo représente un pont-dalle.

Les ponts dalles font l'objet de nombreux dossiers pilotes du SETRA ; on peut citer :

- PSIDA : Passage supérieur ou inférieur en dalle armée de hauteur constante et son programme de calcul associé.
- PSIDP : Passage supérieur ou inférieur en dalle précontrainte et son programme de calcul associé.
- Le guide de conception des Ponts-Dalles (publication SETRA) rassemble tous les renseignements nécessaires pour un projet d'ouvrage, tant sur le plan technique qu'esthétique. Il comprend notamment de nombreux abaques de dimensionnement.

I -4-3- pont mixte :

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique.

Leur dénomination est souvent ramenée à l'expression ponts mixtes bien que la mixité peut concerner d'autres matériaux comme le bois et la pierre et de la même façon, on peut parler uniquement de ponts à tabliers mixtes acier/béton alors que des ponts avec des piles et des tabliers composés alternativement des deux matériaux sont considérés comme des ponts mixtes.

Les ouvrages composés uniquement de béton armé ou précontraint, malgré l'acier qu'ils possèdent, ne sont pas considérés comme des ponts mixtes.



Figure I-4 : photo et schéma d'un pont mixte

I-5- LE ROLE DES PONTS:

Les ponts ont toujours eu pour rôle de faire transiter des personnes, des véhicules, ou des marchandises. Leur positionnement a toujours été choisi avec parcimonie. Les critères de ce choix étaient la complexité de l'obstacle à franchir en ce lieu là, la présence de pôles importants à portée de ce pont, l'emplacement situé sur une voie de passage très utilisée.

Mais au delà de cet aspect usuel, ils ont aussi une fonction représentative auprès du public, notamment les riverains et les habitants de la ville, quand le pont est urbain.

Ce rôle sémiotique véhicule des idées de liens et de connections, de prouesses techniques (dans certains cas), d'un édifice reflétant la puissance d'une cité ou autre entité commanditant ce pont, etc. Le franchissement de fleuves a depuis l'origine toujours été un dilemme du pouvoir:

Fallait-il privilégier le confort que procure un rempart, ou bien fallait-il favoriser l'ouverture vers le monde, et développer les relations commerciales, industrielles et culturelles.

Dans un monde hostile, la frontière que représentait le fleuve devait impérativement rester sous le contrôle de l'autorité locale. Il était vital, dans un environnement politique incertain, de pouvoir couper les liens avec l'autre rive et donc d'éviter des invasions néfastes.(4)

Le bac s'imposa rapidement comme le dispositif offrant le meilleur compromis, notamment sur cet aspect stratégique.

I-6-MORPHOLOGIE :

I-6-1-Profil en long :

Les ponts-dalles sont constitués dans le sens longitudinal par une dalle pleine de béton coulé en place, à inertie constante, à travée unique ou à plusieurs travées continues sur appuis simples.

L'épaisseur optimale de la dalle qui dépend essentiellement de la répartition des travées et de la portée la plus longue de l'ouvrage, varie de 0,45 m à 1 m.

Le tablier de type PSI.DA (Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Armée) est armé longitudinalement et transversalement. Le tablier PSI.DP (Passage Supérieur ou Inférieur en dalle Précontrainte) est armé transversalement et précontraint longitudinalement par des câbles, généralement filants d'un about à l'autre.

Dans la plupart des cas, les appuis d'extrémité sont appuyés sur des piles-culées enterrées dans les talus, les travées de rive ayant pour seule fonction d'équilibrer le fonctionnement des travées principales et de franchir l'emprise du talus. Tel est le parti de base de ces ouvrages, qui présentent un aspect net, dégagé et fonctionnel, puisque même le profane saisit aisément l'intérêt de chacune des travées que comporte cette structure et qu'il appréciera les variations qu'on peut lui donner par combinaison des divers éléments complémentaires (forme des piles vues, biais de l'ouvrage, constitution du garde-corps, perrés sous travées de rive, etc.).

I-6-2-Profil en travers :

La section transversale de la dalle peut être rectangulaire ou comporter des encorbellements.

La portée maximale des travées dépend de l'importance des encorbellements, qui augmentent le rendement de la section.

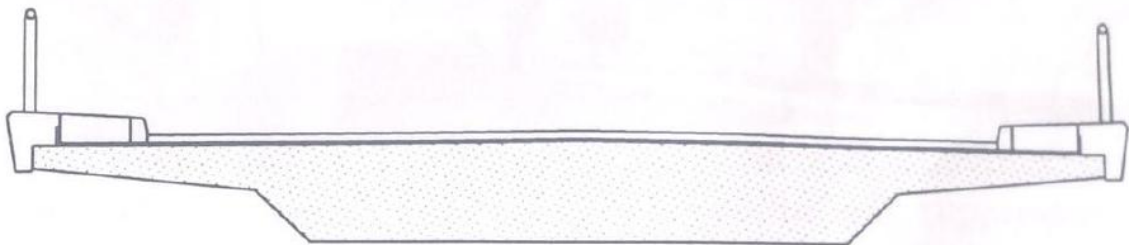


Figure I-5 : dalle à larges encorbellements.

I-6-3-Vue en plan :

Les tabliers-dalles sont dans leur majorité peu biais (biais moyen supérieur à 80 grades) et à faible courbure en plan.

Il paraît utile, pour éviter toute ambiguïté par la suite, de rappeler que le biais est défini conventionnellement par l'angle de biais géométrique formé par l'axe longitudinal de l'ouvrage et la direction des lignes d'appui.

I-7-DOMAINE D'EMPLOI :

Les ponts-dalles constituent une solution viable pour le franchissement des brèches de longueur variant de 15 m à 60 m avec des portées unitaires maximales de vingt cinq mètres environ. Il s'agit donc d'un type d'ouvrage très fréquemment utilisé pour les passages supérieurs ou inférieurs autoroutiers et, à un moindre degré, pour les ouvrages hydrauliques, certains ponts rails, tranchées couvertes et passerelles pour piétons.

Les tabliers du type PSIDA ou PSIDP ont presque entièrement supplanté les tabliers à poutres sous-chaussée en béton armé coulés en place compte tenu des conditions économiques du marché français. En effet, s'ils consomment en moyenne un peu plus de béton que ces derniers, ils permettent de gagner beaucoup sur les coffrages (environ 1 m²/m² de surface de tablier) et surtout, le gain est très important sur les cadences d'exécution.

De plus, la simplicité des formes, la possibilité de réutiliser les cintres et les coffrages, l'utilisation d'une main-d'œuvre non spécialisée, donc moins onéreuse, compensent une consommation plus importante des matériaux.

De même, pour les ouvrages de grande longueur (dépassant 150m), les ponts-dalles précontraints restent également compétitifs par rapport aux ouvrages à poutrelles préfabriquées prétendues (de type PRAD du SETRA).

I-6-1-Élancement :

Hormis les difficultés d'exécution dues à la sujétion du cintre dans certains cas (cours d'eau, voies en exploitation), le domaine d'emploi des dalles est surtout limité par leur faible rendement géométrique, qui les rend peu adaptées dès que les portées unitaires deviennent importantes.

Par contre, dans la gamme des portées moyennes, leur très fort élancement constitue un atout important, tant du point de vue esthétique que technique. A titre indicatif, les élancements (rapports de l'épaisseur sur la portée la plus longue) courants sont les suivants :

	Travée unique	Deux travées	Trois travées ou plus
PSIDA	1/20	1/26	1/28
PSIDP	1/22 à 1/25	1/28(1) 1/25(2)	1/33(1) 1/28(2)

Tableau I : rapports de l'épaisseur sur la portée la plus longue

NOTA : (1) pour dalles rectangulaires.

(2) pour dalles à larges encorbellements.

Ces valeurs donnent une idée générale sur l'élancement des tabliers-dalles routiers.

I-6-2-Portées unitaires :

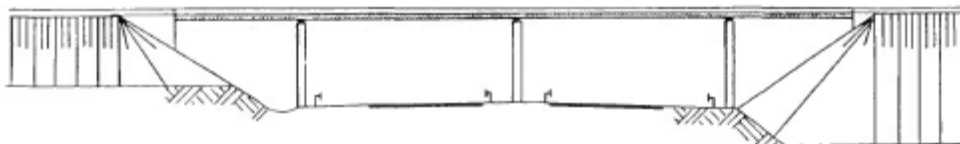
Dans le cas de la dalle en béton armé, le domaine des portées économiques se situe entre 7 et 15 mètres pour les ouvrages à 1 ou 2 travées et entre 6 et 18 mètres pour les ouvrages comprenant 3 travées ou plus.

Les portées comprises entre 14 m et 25 m, voire 30 m, relèvent du domaine d'emploi de la dalle en béton précontraint avec ou sans encorbellements latéraux. Cependant, la dalle à larges encorbellements s'impose économiquement pour les portées dépassant une vingtaine de mètres.

Les deux types de structures (DA et DP) ont donc une large plage commune d'emploi, de 14 à 18 m de portée déterminante, et le choix d'une structure plutôt que l'autre paraît relever davantage de considérations locales que de considérations économiques ou techniques probantes sur un plan général.

I-8-Différents cas d'emploi des ponts-dalles en passage supérieur :

Petit déblai 4 travées Remblai



- Remblai ou petit déblai.
- Biais important.
- Epaisseur de dalle minimale.
- Largeur de terre-plein central suffisante (>3m).

Forte déblai 3 travées Forte déblai

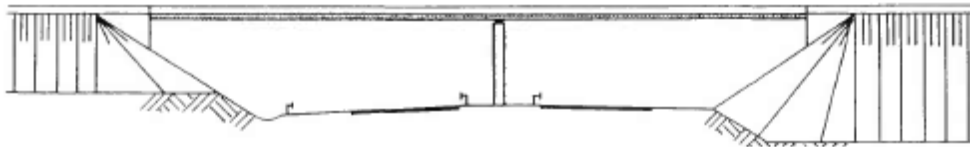


- Forte déblai.
- Biais faible ($\epsilon > 75$ grades).
- Largeur de terre-plein central inférieure à 3 m.

Petit déblai

2 travées

remblai



- Remblai ou petit déblai.
- Biais faible ($\epsilon > 75$ grades).
- Largeur de terre-plein central suffisante (> 3 m).

I-9-LES AVANTAGES DE PONT DALLE :

- Poids propre de $1,2$ à 2 t/m^2 selon les portées.
- Réactions d'appui de l'ordre de 20 t (pile-culée) à 70 t (pile intermédiaire) par mètre de largeur droite de tablier.
- Possibilité fréquente d'accepter dans ces conditions une fondation superficielle (semelles filantes de largeur comprise entre $1,5$ et 4 mètres avec un taux de travail du sol inférieur à 200 ou 300 kPa).
- Lorsque la fondation sur pieux est inévitable, cette légèreté peut permettre une limitation du nombre ou de la longueur des pieux.
- Enfin, cette minceur relative devient déterminante lorsqu'elle retient beaucoup sur le cube des terrassements adjacents. Par exemple, dans le cas d'une route à chaussée de 6 m enjambant une autoroute au niveau du terrain naturel par un dos d'âne d'environ $5,50 \text{ m}$, le gain de remblai est de l'ordre de 2000 m^3 lorsque l'on substitue au tablier à poutres sous chaussée d'environ 1 m d'épaisseur, un tablier de type PSI.DA ou PSI.DP de moitié moins épais, de mêmes portées et de même surface utile.(5)

I-10-LES INCONVENIENS DE PONT DALLE :

- quelques désordres ou défauts (flèches excessives, éclatements ou épaufrures) sont dus à un dimensionnement insuffisant du béton.
- Les aciers passifs quant à eux ont pour rôle de limiter l'ouverture des fissures. Leur insuffisance ainsi d'ailleurs que leur mise en place défectueuse sont des causes directes ou indirectes de plusieurs fissurations.
- des défauts de bétonnage tenant soit à une irrégularité de l'approvisionnement du béton, soit à un défaut de vibration, soit à un manque de soin dans l'exécution des joints de reprise.
- Des fissures dues à un tassement du cintre avant le durcissement du béton.

I-11- CHARGE ET SURCHARGE:

A- La charge permanente (CP) :

Les actions permanentent une action variable dite de base, et s'il y a lieu une ou plusieurs action dites d'accompagnement avec leurs valeurs de combinaisons.(6)

Elle contient seulement le poids propre des poutres, des entretoises, des pièces de ponts et de la dalle (tablier).

B- Système de charges A (I) :

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur L chargée est donne par la formule suivante :

$$A(l)=230+\frac{3600}{l+12}\text{en DaN/m}^2$$

L = longueur surchargée en mètres

La surcharge A(l) doit être majorée par un coefficient de dégressivité transversale a1 dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées et d'un coefficient d'uniformisation à calculer à l'aide du tableau I-1 :

Nombre de voies chargées	1	2	3	4	5
Classement 1^{er}	1	1	0.9	0.75	0.7
	1	0.9			
	0.9	0.8			

Tableau I-2 : Coefficient de dégressivité transversale a1 de A(l)

On obtient par la suite la valeur A1(l) de la surcharge qui doit être inférieure à 400-0.2L soit :

$$A1(L) = \max. [a1*a2*A(l); (400 - 0.2L)] \text{ en DaN/m}^2$$

l (m) = longueur chargée

Quant au coefficient a2 il est calculé de la façon suivante à l'aide du tableau I-2 :

Classe pont	1^{er}	2^{eme}	3^{eme}
V₀	3.50m	3.00m	2.75m

Tableau I-3 : Coefficient de dégressivité transversale a2 de A(l)

C- Système de charges B :

Les charges B sont pondérées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4G/S}$$

L : Longueur de la travée.

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge B maximale.

a- Système Bc (camion type) :

Le camion type du système Bc a une masse totale de 30 tonnes :

- la masse portée par chacun des essieux arrière est de 12 tonnes
- la masse portée par l'essieu avant est de 6 tonnes
- la surface d'impact d'une roue arrière est de $0,25 \times 0,25 \text{ m}^2$
- la surface d'impact d'une roue avant est de $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$
- on peut disposer transversalement sur la chaussée autant de files de camions Bc que la chaussée comporte de voies de circulation et longitudinalement le nombre de camions par file est limité à 2.
- les charges B_c sont pondérées par les coefficients δ et $b_c = 1,10$.

$$b_c = \begin{cases} 1,2 & \text{pour 1 file.} \\ 1,1 & \text{pour 2 files.} \end{cases}$$

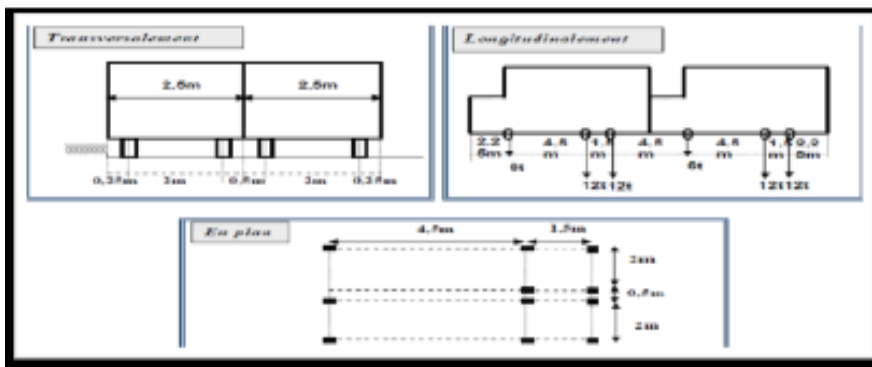


Figure I-6: système de charge Bc

b-Système Bt (Essieu tandem) :

- la masse par tandem est de 16 tonnes
- la surface d'impact de chaque roue est de :
- transversalement : 0,60 m
- longitudinalement : 0,25 m soit $0,60 \times 0,25 \text{ m}^2$
- on peut disposer transversalement sur la chaussée au maximum deux tandems Bt et longitudinalement le nombre de tandem est limité à 1.
- la masse totale d'un camion Bt = 32t, coefficient bt = 1.

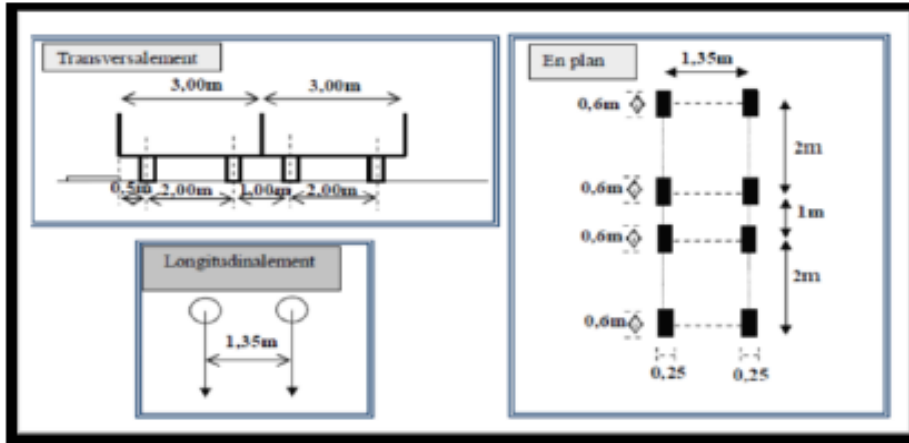


Figure I-7: système de charge Bt

C- Système Br (roue isolée) :

Il s'agit d'une roue isolée de 10t pouvant être placée n'importe où sur la largeur roulable. Pour la flexion transversale, le coefficient de majoration dynamique sera fonction de l'élément sollicité.

Sa surface d'impact est un rectangle uniformément chargé de 0,60 m de côté transversal et de 0,30 m de côté longitudinal.

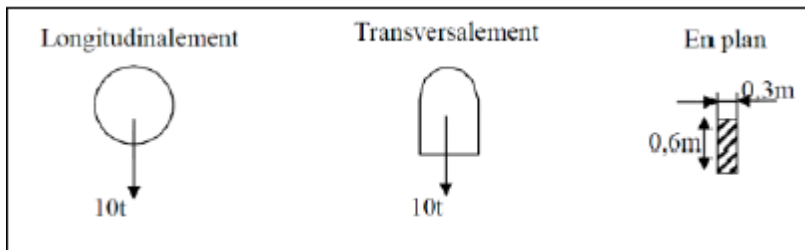


Figure I-8 : Système Br.

D- Les surcharges militaires :

Les véhicules de type militaire sont constitués de deux types : convoi M 80 et M 120.

Les effets des charges M 120 étant plus défavorables que ceux développés par les M 80, nous nous limiterons, dans ce qui suit, à l'étude des cas de charges dues aux convois M 120.

Convoi M 120 : il est constitué de deux systèmes : Mc 120 et Me 120.

a- Mc 120

Un véhicule type Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 110 t
- Longueur d'une chenille : 6,10 m
- Largeur d'une chenille : 1,00 m

- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m
- La figure 13 illustre ses caractéristiques.

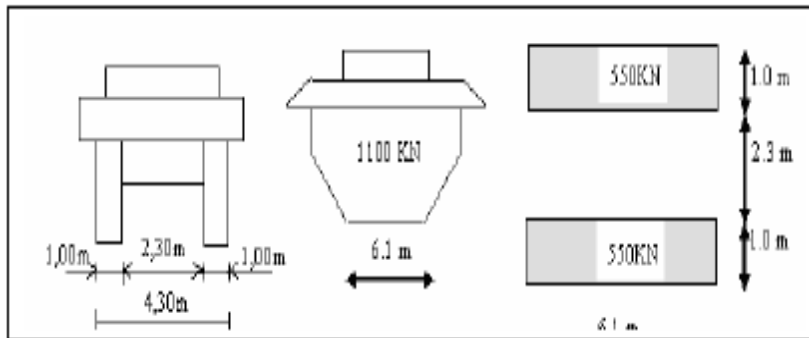


Figure I-9 : système de charge Mc120

b- Me 120

Il est constitué d'un groupe de deux essieux distants de 1,80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 33 tonnes, sa surface d'impact est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 4,00 et le côté longitudinal 0,15.

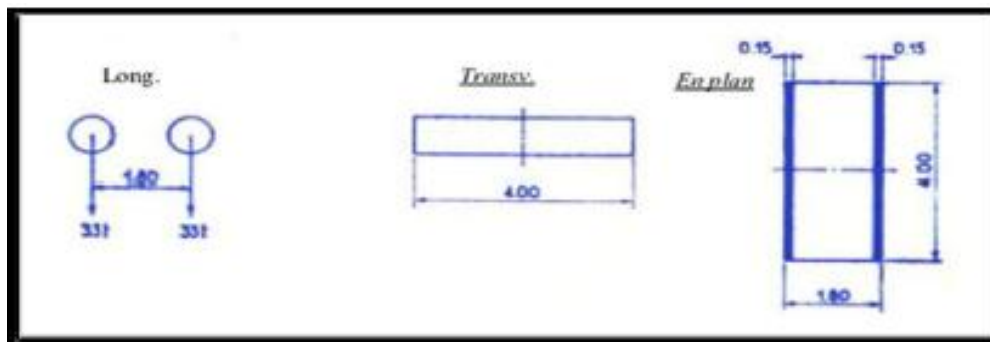


Figure I-10: Système Me 120.

I-12- LES COMBINAISONS D'ACTION :

Le calcul des sections d'aciers dans les poutres s'est fait à l'état limite de service (ELS) la fissuration est préjudiciable. L'effort tranchant est calculé à l'ELU. Ce calcul se fera selon les règles du BAEL 91.

$$ELU : 1,35M_G + \max \left(1.6 * \max \begin{pmatrix} A^{(l)} \\ B_c \\ B_t \\ B_r \end{pmatrix}; 1.35 * \max \begin{pmatrix} M_{c120} \\ M_{e120} \\ E \end{pmatrix} \right) + 1.60 * \text{trottoir}$$

$$ELS : M_G + \max \left(1.2 * \max \begin{pmatrix} A^{(l)} \\ B_c \\ B_t \\ B_r \end{pmatrix}; \max \begin{pmatrix} M_{c120} \\ M_{e120} \\ E \end{pmatrix} \right) + \text{trottoir}$$

CONCLUSION :

Les ponts comme tout les ouvrages d'art allier les qualités fonctionnelles, économiques et esthétique. Le rôle fonctionnel de l'ouvrage (portance, capacité d'écoulement du trafic, facilité d'entretien et sécurité pour les usagers) et évident de constitue sa destination même. Pour ce qui concerne le coté économique. Quant à son aspect, c'est-à-dire la beauté et l'intégration dans le site.

Les nombreuses découvertes au cours du temps (les nouvelles énergies comme le pétrole ou l'électricité, les nouveaux matériaux comme le béton, ou encore la découverte de nouvelles techniques de constructions) ont permis de créer des ponts de en plus en plus moderne, de plus en plus pratique et moins coûteux. Les nouvelles techniques de construction ont également permis aux ponts de se développer. Ces nouvelles techniques de construction ainsi que ces nouvelles découvertes font que l'homme a pu s'affranchir des contraintes naturelles liés au pont (ex : système de drainage de la pluie mis en place sur les ponts). Grâce aux avancées techniques et technologiques, les ponts sont également beaucoup plus résistants aux différentes forces qui s'appliquent sur eux.

Interaction sol-structure

INTERACTION SOL-STRUCTURE

II-1- INTRODUCTION :

On entend généralement, improprement, par interaction sol-structure l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. L'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est bien entendue plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation. Pour certains ouvrages, fondés superficiellement, elle peut être pratiquement négligeable. Par contre, la nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage, en ne le considérant pas isolément mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, rend les analyses d'interaction sol-structure impérieuses pour une part grandissante d'ouvrages importants : barrages, centrales nucléaires, réservoirs de gaz naturel liquéfié.

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de la fondation. Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure. L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée encadrée à sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'ISS dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut changer la réponse des structures soumises à l'excitation sismique. De plus, les sites meubles (sol mou) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques de ces dernières de manière significative.

Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol, de la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que de la capacité de résistance de la superstructure. Les caractéristiques du sol jouent un rôle important sur les trois premiers aspects.

L'abondance de la littérature concernant l'interaction sol-structure traduit à la fois la complexité du phénomène et l'intérêt qu'y ont porté nombre de chercheurs. La prise en compte de l'interaction sol-structure sous son aspect général nécessite la mobilisation de moyens et de temps de calcul considérables dont la mise en œuvre ne se justifie que pour des structures exceptionnelles.

II-2-FORMULATION D'UN PROBLÈME D'INTERACTION SOL-STRUCTURE :

Une analyse complète d'un problème d'interaction doit prendre en compte :

- La variation des caractéristiques du sol avec la profondeur;
- Le comportement non linéaire du sol;
- Le caractère tridimensionnel du problème;
- Le schéma complexe de propagation des ondes qui engendrent le mouvement;
- L'interaction avec les structures voisines.(7)

Avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, il est utile de formuler de façon générale le problème. Cette formulation est orientée vers un traitement par éléments finis du phénomène d'interaction. En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable.

Dans les problèmes d'interaction sol-structure, le sol de fondation et la structure ne vibrent pas comme systèmes séparés sous excitations externes, plutôt qu'ils agissent ensemble de manière couplée. Par conséquent, ces problèmes doivent être traités d'une manière couplée. Afin de développer les équations fondamentales d'équilibre dynamique de l'interaction sol-structure, nous considérons le système sol-structure représenté sur la figure II.1.

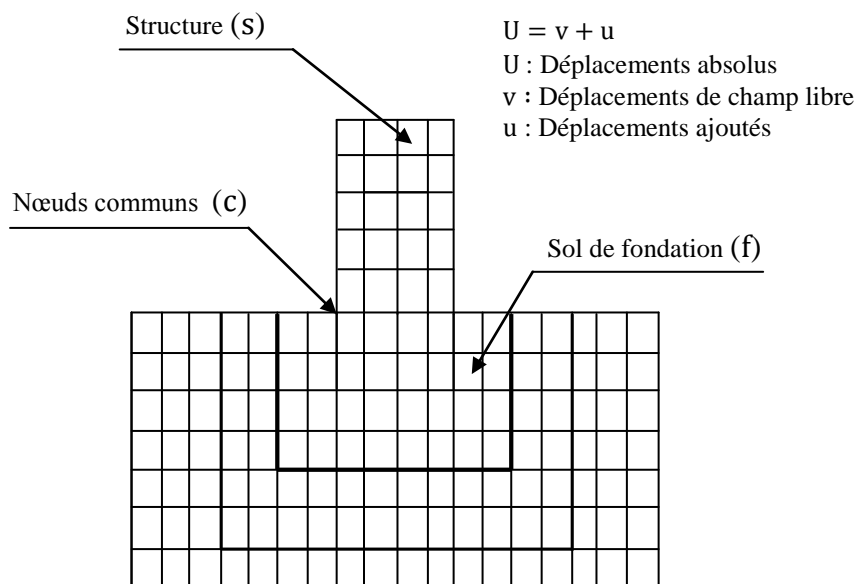


Figure II-1- Modèle d'interaction sol-structure

Considérons que le modèle d'ISS est divisé en trois ensembles de points nodaux .Les nœuds communs à l'interface de la structure et de la fondation sont identifiés avec "c"; les autres nœuds à l'intérieur de la structure sont des nœuds "s"; et les autres nœuds à l'intérieur de la fondation sont des nœuds "f". L'équilibre de la force dynamique du système est donné en fonction des déplacements absolus, U, par l'équation suivante :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{II.1})$$

où la masse et la rigidité au niveau des nœuds de contact sont la somme de la contribution de la structure (s) et de la fondation (f), et sont donnés par :

$$M_{cc} = M_{cc}^{(s)} + M_{cc}^{(f)} \quad C_{cc} = C_{cc}^{(s)} + C_{cc}^{(f)} \quad K_{cc} = K_{cc}^{(s)} + K_{cc}^{(f)} \quad (\text{II.2})$$

En termes de mouvement absolu, il n'ya pas de forces extérieures agissant sur le système. Afin d'éviter de résoudre ce problème d'ISS directement, la réponse dynamique de la fondation sans structure est calculée. Dans plusieurs cas, la solution en champ libre peut être obtenue à partir d'un modèle unidimensionnel simple de site. La solution en champ libre est désignée par les déplacements en champ libre v . Par un changement simple de variables, il est maintenant possible d'exprimer les déplacements absolus U en termes de déplacements u , relatifs aux déplacements en champ libre v .

$$\begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} \quad (\text{II.3})$$

L'équation (1.1) peut maintenant être écrite comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} =$$

$$- \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} \quad (\text{II.4})$$

Si le déplacement en champ libre v_c est constant sur la base de la structure, le terme v_s est le mouvement de corps rigide de la structure. Par conséquent, l'équation (1.4) peut être encore simplifiée par le fait que le mouvement statique de corps rigide de la structure est :

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc}^{(s)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{II.5})$$

En outre, le mouvement dynamique en champ libre de la fondation exige que :

$$\begin{bmatrix} M_{cc}^{(f)} & M_{cf} \\ M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{cc}^{(f)} & C_{cf} \\ C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{cc}^{(f)} & K_{cf} \\ K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_c \\ v_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{II.6})$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (1.4) peut être écrit :

$$R = \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc}^{(s)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{II.7})$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (1.4) ne contient pas la masse de la fondation. L'équation de l'équilibre dynamique en trois dimensions, pour le système complet sol-structure avec amortissement ajouté, est de la forme suivante :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[m_x]\ddot{v}_x(t) - [m_y]\ddot{v}_y(t) - [m_z]\ddot{v}_z(t) \quad (\text{II.8})$$

où $[M]$, $[C]$ et $[K]$ sont les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité, respectivement, du modèle sol-structure. Les déplacements relatifs ajoutés, $\{u\}$, existent pour le système sol-structure et doivent être mis à zéro sur les côtés et le fond de la fondation. Les termes $\ddot{v}_x(t)$, $\ddot{v}_y(t)$ et $\ddot{v}_z(t)$ sont les composants en champ libre de l'accélération, si la structure n'est pas présente. Les matrices de colonnes, $[m_i]$, sont des masses de direction pour la structure seulement.

II-3- DIFFÉRENTS TYPES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE :

Si on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure, même en l'absence de superstructure le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant, le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction cinématique.

Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction inertielle. De toute évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction.(8)

II-4- MÉTHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE :(9)

Parmi les méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, on peut distinguer la méthode globale (directe), la méthode de sous-structures, et la méthode hybride. Chacune d'elles correspond à une schématisation du modèle sol-structure.

II-4-1- Méthode globale :

Cette méthode permet de résoudre l'équation dynamique en une seule étape:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{Q\}$$

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M] I \ddot{u}_g(t)$$

$$\{Q\} = -[M] I \ddot{u}_g(t)$$

Où:

U: représente le vecteur du déplacement relatif par rapport à la base,

I: Vecteur influence, \ddot{u}_g indique la direction de la sollicitation,

M, **C**, **K**: Matrice masse, matrice d'amortissement et de matrice de rigidité, respectivement du système.

Le vecteur **{Q}** comprend les forces d'excitation sismique agissant à la base du modèle.

En général, la technique de résolution est basée sur la méthode des éléments finis qui présente une plus grande flexibilité et permet de prendre en compte les comportements non linéaires tels que l'inélasticité, comportement des matériaux, le soulèvement ou le glissement de la fondation.

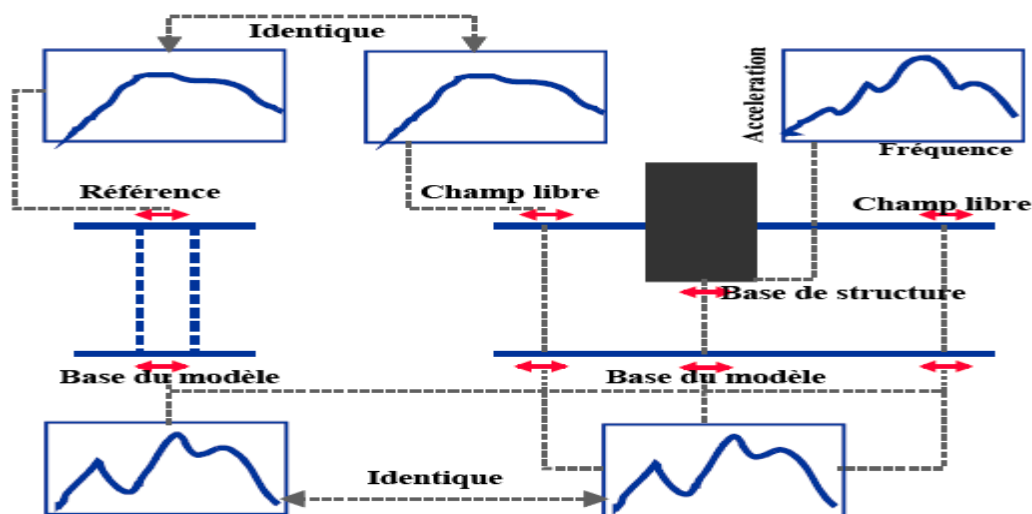


Figure II-2- Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale

Première étape: Le mouvement sismique de dimensionnement est connu (spécifié) à la surface du sol, en champ libre.

Deuxième étape: Le mouvement est calculé à la base inférieure du modèle, choisie à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas ce mouvement; cette étape est connue sous le nom de dé convolution du mouvement sismique.

Troisième étape: Le mouvement dé convolué est imposé uniformément à la base du système sol structure et la réponse est calculée par résolution de l'équation. 2.1.

La difficulté de la résolution par éléments finis des problèmes dynamiques d'interaction sol structure réside dans le traitement des conditions aux limites. « Une onde heurtant une surface libre était totalement réfléchi ». Dans le cas présent, les limites du modèle sont introduites de manière artificielle dans celui-ci et la réflexion des ondes à ces interfaces contribue à maintenir l'énergie qu'elles transportent à l'intérieur du modèle, alors que dans la réalité elles la transportent à l'infini (au moins partiellement si d'autres réflexions interviennent).

Sous le vocable amortissement géométrique. Il était possible d'annihiler ce phénomène en introduisant des frontières absorbantes dont le rôle est de rétablir les conditions de contraintes et de déplacements à la frontière; dans le cas des poutres ces frontières sont représentées par des amortisseurs dont les caractéristiques sont fonction de celles du milieu extérieur au modèle.

Pour le milieu tridimensionnel des frontières analogues ont été développées; ces éléments ne constituent une solution exacte au problème que dans le domaine fréquentiel; dans le domaine temporel elles ne représentent qu'une solution approchée.

II-4-2. Méthode de sous-structures :

Cette méthode s'appuie sur le principe de superposition. Le système global est subdivisé en deux parties désignées par sous-structures qui concernent la structure elle-même et le sol sur lequel elle est posée. Chacune des sous structures peut être analysée séparément et la réponse totale est obtenue par la superposition des contributions des deux réponses à l'interface liant les deux sous structures [36]. La méthode permet de réduire considérablement la taille du problème : elle est par conséquent beaucoup plus rapide que la méthode globale. Toutefois, le fait qu'elle soit basée sur le principe de superposition restreint son domaine d'application aux cas linéaires. Elle est inadaptée aux problèmes d'interaction tenant compte du comportement non linéaire des matériaux.

Les différentes méthodes de sous-structures se différencient par la décomposition en sous modèles du modèle global : on distingue la méthode dite de frontière et la méthode de volume.

A- Méthode de frontière :

Cette méthode a été développée par Chopra-Gutierrez, Gutierrez, Kausel et al. Le modèle global sol-structure est divisé en deux sous-modèles représentant la structure et le sol (figure II.3), tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous-structures. Avec les notations de la figure II.3, les différentes équations d'équilibre s'écrivent :

- structure :

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (\text{II.11})$$

- sol :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f \\ \ddot{U}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fa} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{II.12})$$

Dans les équations précédentes [M], [K] ont les significations usuelles des matrices de masse et de raideur et {U} représente le vecteur des déplacements absolus. Pour alléger la présentation, les termes d'amortissement ont été négligés. Les solutions numériques sont obtenues, pour la méthode de sous-structures, par intégration dans le domaine des fréquences.

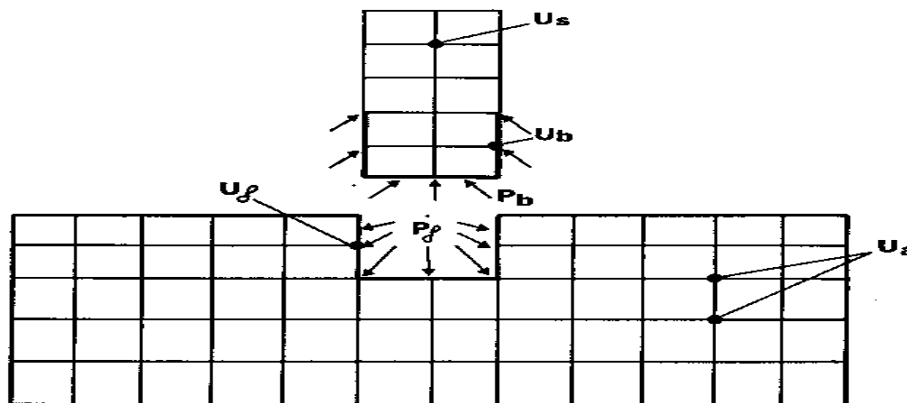


Figure II-3 Méthode de sous-structures : méthode de frontière

L'analogie de l'équation (1.12) s'écrit en l'absence de structure :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f^* \\ \ddot{U}_a^* \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{af} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_a^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{II.13})$$

Elle régit le mouvement en champ libre, la structure n'existant plus mais l'excavation étant présente.

Par soustraction des équations (1.12) et (1.13), et en désignant par $\{U^i\} = \{U\} - \{U^*\}$ les déplacements d'interaction, on obtient :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f^i \\ \ddot{U}_a^i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{af} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^i \\ U_a^i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{II.14})$$

Jusqu'à ce stade, la formulation des équations a été faite dans le domaine temps. L'obtention de solutions par la méthode de sous-structures dans le domaine temps est possible mais extrêmement complexe et inefficace du point de vue numérique. Elle nécessite la résolution d'équation intégral-différentielle. Le domaine fréquence conduit à une formulation plus simple. L'équation (II.14) s'écrit alors en désignant avec le symbole \sim les transformées de Fourier $U = \sum U(\omega)e^{i\omega t}$:

$$[-\omega^2 [M] + [K]] \{\tilde{U}^i\} = \{-\tilde{P}\} \quad (\text{II.15})$$

Cette équation peut être condensée, pour chaque fréquence, aux f degrés de liberté situés sur la frontière de séparation :

$$[S_f(\omega)] \{\tilde{U}_f^i(\omega)\} = \{-\tilde{P}_b(\omega)\} \quad (\text{II.16})$$

La matrice $[S_f]$ est la matrice d'impédance du sol.

Tenant compte de la condition de compatibilité des déplacements à l'interface sol-structure :

$$\{\tilde{U}_f\} = \{\tilde{U}_b\} \quad (\text{II.17})$$

et de la relation :

$$\{\tilde{U}_f^i\} = \{\tilde{U}_f\} - \{\tilde{U}_f^*\} \quad (\text{II.18})$$

La substitution de l'équation (II.16) dans l'équation (II.11) conduit à :

$$\begin{bmatrix} -\omega^2 \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + S_f \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{U}_s \\ \tilde{U}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ S_f \tilde{U}_f^* \end{Bmatrix} \quad (\text{II.19})$$

Cette équation définit le mouvement de la structure, en termes de déplacements absolus, lorsque celle-ci est soumise aux forces, résultant du mouvement du champ libre, imposées le long de la frontière, interface avec le sol.

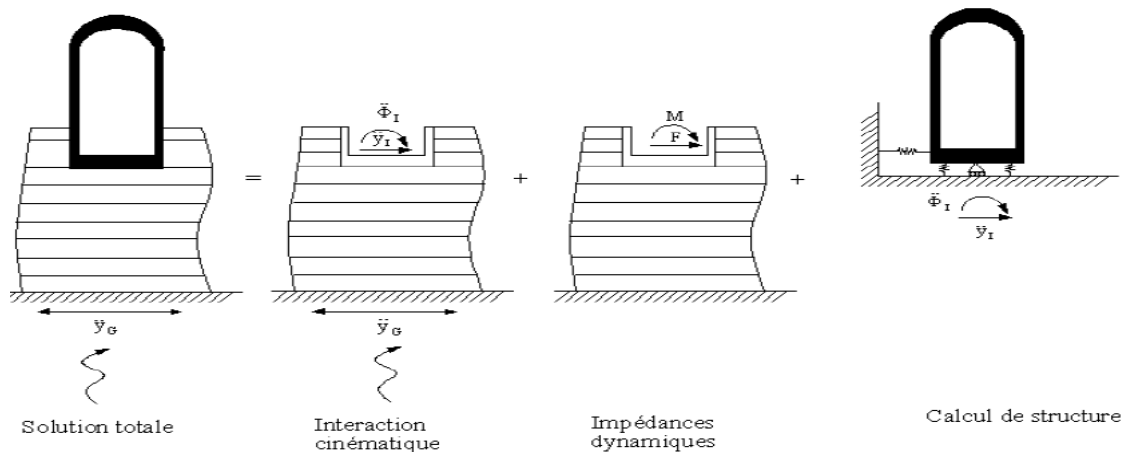


Figure II-4: Théorème de superposition de KAUSEL

B- Méthode de volume :

L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface sol-structure, mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol , comme cela apparait par la division en sous-structures définie sur la figure II.4.

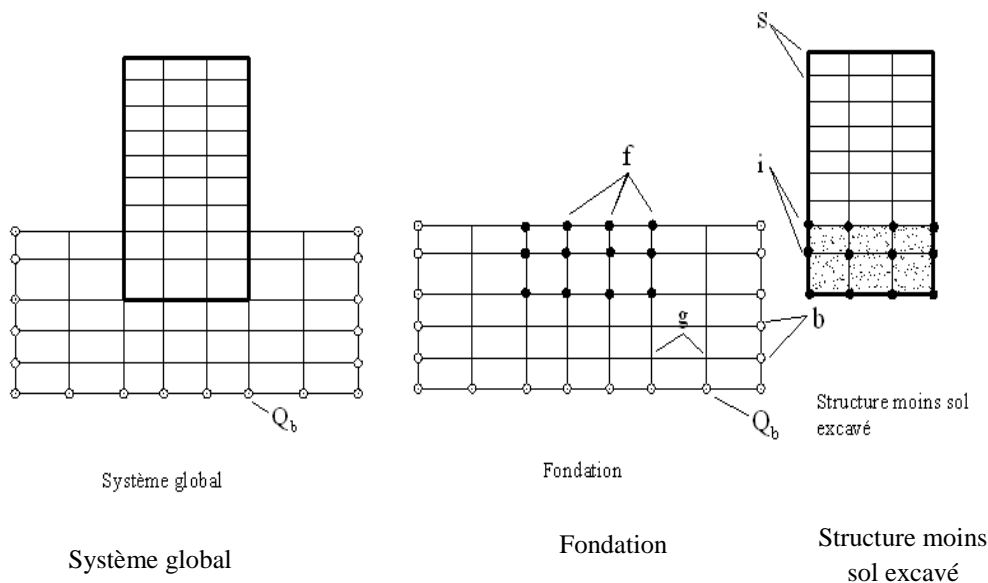


Figure II-5 Méthode de sous-structures : méthode de volume

Les équations du problème peuvent alors être formulées comme pour la méthode de sous-structures envisagées précédemment. Tenant compte du fait que cette méthode n'est pratiquement utilisable que pour une intégration dans le domaine fréquence et pour alléger les notations, on désigne par [A] la matrice :

$$[A] = [K] - \omega^2 [M] \quad (II.20)$$

La matrice de raideur $[K]$ est formée à partir des modules complexes. En se référant à la figure 2.4, les équations d'équilibre des diverses sous-structures sont :

- sol :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_g \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_f \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (\text{II.21})$$

$\{Q_f\}$: Représente le vecteur des forces d'interaction.

- structure (moins sol excavé) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -Q_f \end{Bmatrix} \quad (\text{II.22})$$

En choisissant les limites extérieures du modèle suffisamment éloignées de la structure, le mouvement du champ libre est défini par :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_g^* \\ U_b^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (\text{II.23})$$

Par soustraction des équations (II.23) et (II.21), et par condensation aux f degrés de liberté, on obtient de façon analogue à l'équation (II.16) :

$$\{Q_f\} = [X_f] \{\{U_f\} - \{U_f^*\}\} \quad (\text{II.24})$$

L'équation du mouvement de la structure s'obtient par substitution dans l'équation (II.22) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} + X_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ X_f U_f^* \end{Bmatrix} \quad (\text{II.25})$$

$[X_f]$ représente la matrice d'impédance du sol.

La solution du problème d'interaction a été réduite aux trois étapes suivantes :

- détermination de la réponse en champ libre. Aucun problème de diffraction n'existe à ce stade; si les couches de sol sont horizontales, le problème peut alors être résolu.
- détermination de la matrice d'impédance $[X_f]$. Cette dernière contient plus de termes que celle de la méthode de frontière; cependant, dans le cas de couches

horizontales, on peut avantageusement utiliser la propriété d'axisymétrie du problème, alliée à des frontières absorbantes.

- détermination de la réponse dynamique de la structure. il s'agit d'un problème classique.

Cette méthode a été incorporée dans un programme de calcul SASSI qui permet de traiter le problème d'interaction sol-structure; le caractère tridimensionnel du problème peut être pris en compte, à un cout raisonnable, si la stratigraphie reste relativement régulière autour de la structure.

II.4.3. Méthode hybride :

Exception faite du cas où il existe une solution analytique, ou une solution déjà publiée pour une configuration proche de celle étudiée, la résolution du problème d'impédance constitue une étape longue et coûteuse dans la méthode de sous-structures. La solution au problème d'impédance nécessite la résolution, pour un grand nombre de fréquences, de l'équation (II.16).

Pour s'affranchir de cette étape, Gupta et al. ont développé une méthode hybride qui, dans son principe, consiste à séparer le sol en un champ libre et un champ lointain (figure II.6). Le champ lointain est modélisé à l'aide d'une matrice d'impédance. En d'autres termes, le concept de sous-structures est étendu de façon à inclure le champ proche dans le modèle de structure. Le problème consiste alors à définir les coefficients de la matrice du champ lointain.

Gupta et al. ont résolu ce problème à l'aide d'une méthode d'identification permettant de s'assurer que le modèle hybride redonne les impédances, connues, d'un disque circulaire en surface d'un semi-espace.

La difficulté de la méthode réside dans l'obtention, le long de la frontière séparant le champ proche du champ lointain, de la solution du problème de diffraction du champ incident. Gupta et al. ont négligé cet aspect en admettant un mouvement uniforme, égal à celui du champ libre en surface, tout le long de la frontière. De toute évidence, cette hypothèse constitue une approximation très grossière qui limite considérablement l'intérêt de la méthode.

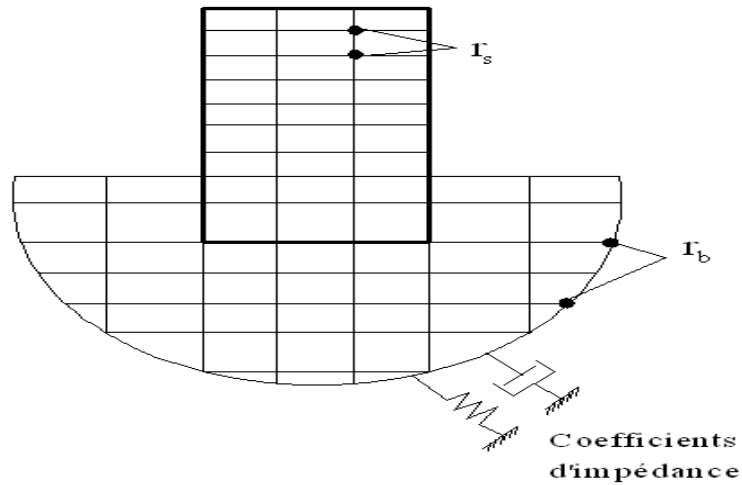


Figure II-6 Méthode Hybride

II.5. CONCLUSION :

Ce chapitre expose de façon sommaire le problème d'interactions sol-structure ainsi que la modélisation de cette interaction compte tenu de la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol.

Méthode des éléments finis

METHODE DES ELEMENTS FINI

III-1-INTRODUCTION :

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Elle connaît, depuis 1970 environ, une extension fantastique, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de la puissance des micro ordinateurs. Elle est devenue un outil de travail, de calcul et de conception de l'ingénieur dans des domaines aussi variés que l'analyse des structures, le transfert de chaleur, la mécanique des fluides, l'électromagnétisme, les écoulements souterrains, la combustion ou encore la diffusion des polluants.

Ce développement s'est accompagné de la mise au point de programmes de calcul capables de résoudre des problèmes d'une grande complexité. Mais pour l'utilisateur, il s'agit souvent de boîtes noires. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement.

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques ou leur inexistence l'ingénieur a recours aux méthodes qui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. La méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques, vu son grand champ d'application.

La méthode des éléments finis met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- a) La mécanique de structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité,....etc.
- b) L'analyse numérique : méthodes d'approximation, résolution des systèmes linéaires,....etc.
- c) L'informatique appliquée : techniques de développement et de la maintenance de grands logiciels.

III.2: ÉTAT DE CONTRAINTE-DEFORMATION:

III.2.1: État de contrainte-déformation dans le cas élastique:

On considère un matériau isotrope, élastique linéaire et donc la relation contrainte déformation s'écrit:

$$\sigma_{ij}=E.\varepsilon_{ij} \quad (\text{III.1})$$

Les problèmes d'élasticité plane peuvent être divisés en deux groupes distincts, les problèmes de contraintes planes et les problèmes de déformations planes. Dans le premier cas, la structure a une petite épaisseur par rapport à ses autres dimensions et, les contraintes normales au plan sont négligées, tandis que dans le deuxième cas la structure à une dimension très grande par rapport à ses autres dimensions et la déformation normale au plan de la charge est nulle.

- **Relation contrainte-déformation :**

$$\sigma_{ij} = D \varepsilon_{ij} \quad (\text{III-2})$$

Avec : D est la matrice d'élasticité, s'exprime par :

$$D = \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & 0 \\ d_2 & d_1 & 0 \\ 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix}$$

$$d_1 = \frac{E}{1-\nu^2}, d_2 = \nu \cdot d_1 \text{ et } d_3 = \frac{1}{2}(d_1 - d_2)$$

E et ν sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du matériau.

Et :

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{ii} & \sigma_{ij} \\ \sigma_{ji} & \sigma_{jj} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} \quad (\text{III-3})$$

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$$

La figure III.1 représente les contraintes principales sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

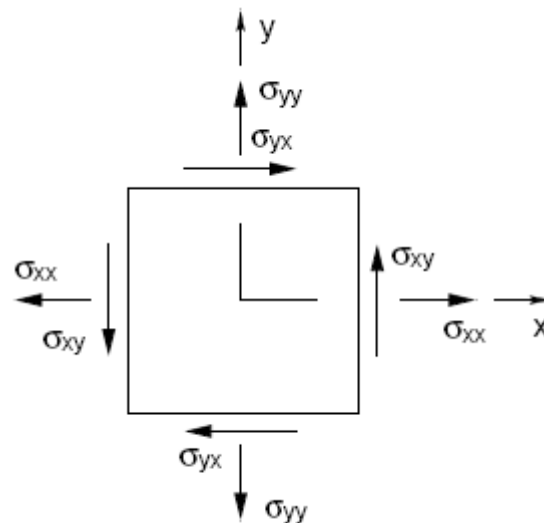


Figure III.1 : Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes

Tel que, les contraintes normale et tangentielle sont exprimé par :

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} \quad (\text{III-4})$$

$$\tau_{max} = \sigma_3 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad (\text{III-5})$$

Le tenseur des déformations est :

$$\varepsilon_{ji} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{ii} & \frac{1}{2}\gamma_{ji} \\ \frac{1}{2}\gamma_{ji} & \varepsilon_{jj} \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (\text{III-6})$$

Avec : $\gamma_{xy} = \gamma_{yx}$

- **La relation déformations- déplacements:**

$$\varepsilon_{ij} = S \cdot U_{ij} \quad (\text{III-7})$$

Avec :

$$U_{ij} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \text{ et } S = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (\text{III-8})$$

III.2.2: État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique:

La déformation totale est décomposée en une partie élastique et une autre plastique :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (\text{III-9})$$

Pour un comportement élastique on a :

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{kl}^e \quad (\text{III-10})$$

Le déchargement est toujours élastique linéaire : $d\sigma_{ij} = D_{ijkl} d\varepsilon_{kl}$. Et le chargement, est défini par un tenseur de comportement tangent : $d\sigma_{ij} = \bar{D}_{ijkl} d\varepsilon_{kl}$ (figure III.2)

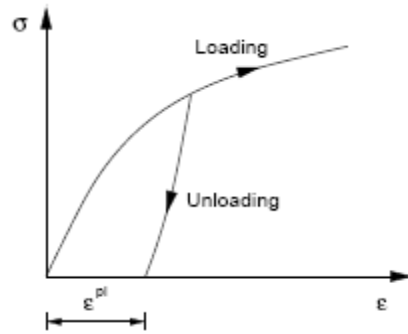


Figure III.2 : Comportement plastique uniaxial.

Les déformations plastiques sont défini par :

$$d\epsilon_{ij}^p = d\lambda_p \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{III-11})$$

La surface de charge $f(\sigma_{ij}, a_k)$ représente le critère de plasticité permettant de définir le comportement élastoplastique. a_k est une variable d'écrouissage et λ_p étant le multiplicateur plastique. (10)

La loi de comportement est donnée par :

$$\{d\sigma_{ij}\} = [\bar{D}]\{d\epsilon\} \quad (\text{III-12})$$

Où :

$$[\bar{D}] = [D] \frac{[D] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}' [D]}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}' [D] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} + H} \quad (\text{III-13})$$

Avec : H module d'écrouissage

Alors la matrice de rigidité tangente prend la forme :

$$[\bar{K}_e] = \int_{V_e} [B]^t [C_t] [B] dv \quad (\text{III-14})$$

$[C_t]$ prend différentes valeurs selon la nature du comportement :

$$[C_t] = [C] \iff \text{Comportement élastique.}$$

$$[C_t] = [\bar{C}] \iff \text{Ecoulement plastique.}$$

$$[C_t] = [C] \iff \text{Décharge élastique}$$

III.3 APPLICATION DE LA METHODE DES ELEMENT FINI:

III. 3.1 Modélisation :

A- Modélisation du système pont-fluide-fondation :

Le système à étudier est constitué par un pont en terre de type à noyau, supporté par une surface horizontale d'un milieu élastique plan, cette dernière est limitée en profondeur par la base rocheuse horizontale. L'accélération est appliquée à la base du sol.

Le pont peut être subdivisé en deux sous structure : pont et fondation.

a- Pont :

Dans le cas d'un pont, l'interface inférieure est représentée par un maillage d'élément fini du même type, le matériau constituant le pont est considéré homogène, élastique et isotrope dans le cas de l'analyse linéaire, et pour le cas de l'analyse non linéaire est considéré élastique parfaitement plastique.

b- Fondation :

La fondation limitée par une surface horizontale rigide, a été aussi modélisée en élément finis de même type que le pont et de même type de matériau pour le cas linéaire et non linéaire.

c- Fluide :

L'action du fluide est prise en compte par l'utilisation de la théorie de Westergaard.

B-Choix de type d'élément :

Deux types d'élément sont utilisés pour la modélisation du système sol-pont :

- Élément finis quadratique à huit nœuds.
- Élément finis triangulaire à trois nœuds.

Le premier type d'élément a été utilisé pour la modélisation de comportement de barrage sous l'effet de séisme, sachant que, pour un même nombre de degré de liberté, les éléments à champ quadratique ont une précision meilleure, offrent l'avantage de déterminer la réponse dynamique de pont, avec une très bonne précision d'une part, et réduisent considérablement le temps machine d'autre part, surtout dans une analyse dynamique non linéaire. Le deuxième type d'élément a été employé pour la modélisation de comportement de pont en vibration libre.

C- Conditions aux frontières:

Généralement, les pont sont traités comme un système bidimensionnel dans lequel on considère un comportement planaire, le pont et le sol de sol sont considérés comme deux sous structures du système combiné, représentés par un maillage d'éléments finis bidimensionnel, chaque nœud libre de l'élément fini considéré possède deux degrés de liberté (u_x, u_y) .

Pour simplifier le traitement des nœuds des extrémités latérales, dans le cas d'un séisme de direction horizontale, on suppose que ces points sont libres de

se déplacer dans le sens horizontal, mais non dans le sens vertical, et dans le cas de séisme vertical on a le contraire.

III.3.2 Analyse dynamique :

A- Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis :

Un solide déformable est en équilibre si le travail virtuel des forces extérieur est inférieur au travail virtuel forces intérieur, l'expression du principe des travaux virtuels peut être obtenue par application de la formulation variationnelle (intégrale) aux équations de mouvements.

En prenant comme fonction poids $\psi = \delta U$.

$$W = \int_{\Omega} \delta U_i (\sigma_{ij,j} + f_i - \rho \gamma_i) d\Omega \quad (\text{III-15})$$

Après plusieurs étapes on obtient alors l'expression des travaux virtuels suivante :

$$W = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^t \cdot d\Omega + \int_T \delta U \cdot \sigma \cdot \bar{n} \cdot dT + \int_{\Omega} \delta U \cdot f \cdot d\Omega - \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot U \cdot d\Omega = 0 \quad (\text{III.16})$$

Ou:

$$W_{int} = \int_{\Omega} \delta \varepsilon^t \cdot d\Omega \quad : \text{Travail virtuel intérieur.}$$

$$W_s = \int_T \delta U \cdot \sigma \cdot \bar{n} \cdot dT \quad : \text{Travail virtuel des forces de surface.}$$

$$W_v = \int_{\Omega} \delta U \cdot f \cdot d\Omega \quad : \text{Travail virtuel des forces de volume.}$$

$$W_{\Omega} = \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot U \cdot d\Omega \quad : \text{Travail virtuel des forces d'inertie.}$$

Dans le cas du pont l'expression devient :

$$W = - \int_{\Omega_s} \delta \varepsilon^t \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{T_{am}} \delta U \cdot (-P) \cdot \bar{n} \cdot dT + \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot r \cdot \ddot{u}_g \cdot d\Omega - \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega = 0 \quad (\text{III.17})$$

Tel que :

u_g : Accélération sismique

r : Vecteur de couplage dynamique qui relie la direction du mouvement avec la direction de chaque degré de liberté.

- **Caractéristiques des éléments (matrices élémentaires) :**

En appliquant le principe des travaux virtuels sur un sous domaine Ω_e et en remplaçant les termes contraintes par les produits $D^* \varepsilon$, on a :

❖ **Matrice de rigidité :**

$$K_e = \int_{\Omega} [B]^T \cdot [D] \cdot [B] d\Omega_e \quad (\text{III-18})$$

❖ **Matrice de masse:**

$$M = \int_{\Omega} N^T \rho N d\Omega_e \quad (\text{III-19})$$

C'est l'expression de la matrice masse non condensée (cohérente), qui caractérise l'inertie de la structure. Elle peut être exprimée sous forme condensée (matrice diagonale) si l'on opte pour le concept de la condensation de la masse sur les nœuds.

L'expression explicite est :

$$M_{JJ} = I N^T \rho N_j d\Omega_e \text{ (Pour le cas de masse concentrée), } (\text{III.20})$$

I : matrice identité

❖ **Vecteur chargement sismique**

$$F_i = M \cdot I \cdot \ddot{u}_g \quad (\text{III-21})$$

B- Caractéristiques dynamique du système :

a- Matrice de raideurs :

La matrice de raideurs est obtenue par une simple procédure d'assemblage des matrices élémentaires.

Le système pouvant être représenté par deux sous-structures liées entre elles par des nœuds communs dits nœuds d'interfaces, on peut alors écrire les matrices de raideurs de chaque partie pont ou sol séparément, puis procéder à l'assemblage des deux sous matrices obtenues, afin d'obtenir la matrice de raideurs du système global en utilisant pour cela la méthode des sous-structures.

Les matrices de raideurs pour les deux sous-structures pont et sol, sont données par :

$$K_p = \begin{bmatrix} K_{pp} & K_{pi} & 0 \\ K_{ip} & K_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{III.22}), \quad K_f = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{ii} & K_{if} \\ 0 & K_{fi} & K_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III.23})$$

i : Indice des nœuds de l'interface pont-sol.

p : Indice des nœuds de pont.

f : Indice des nœuds de la sol.

Après assemblage des deux sous matrices correspondant à chaque sous structure, et compte tenu des degrés de liberté d'interface, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$K = \begin{bmatrix} K_{pp} & K_{pi} & 0 & \\ K_{ip} & K_i & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{ii} & K_{if} \\ & 0 & K_{fi} & K_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III.24})$$

b- Matrice masse :

Le même principe est utilisé pour la construction de la matrice masse globale. Sauf que dans le cas de la présence de l'eau dans la retenue du pont, la matrice masse contient des valeurs ajoutées aux nœuds de contacts avec l'eau, ces valeurs sont calculées en sol de la surface tributaire à chaque nœuds.

$$[M_p] = \begin{bmatrix} m_{pp} & m_{pi} & 0 \\ m_{ip} & m_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} (\text{III.25}), \quad [M_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} (\text{III.26})$$

Après assemblage de ces deux sous matrices correspondant à chaque sous domaine, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$[M] = [M_p] + [M_f] = \begin{bmatrix} m_{pp} & m_{pi} & 0 & 0 \\ m_{ip} & m_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III.27})$$

c- Matrice d'amortissement :

L'amortissement dans une structure ou dans le sol est une réalité physique essentiellement liée à la plastification des matériaux. Selon les phénomènes physiques mis en cause on distingue plusieurs types d'amortissements :

- L'amortissement visqueux pour lequel la force d'amortissement est proportionnelle a la vitesse.
- L'amortissement hystérétique pour lequel la force d'amortissement est proportionnel au déplacement et a un signe opposé à celui de la vitesse.
- L'amortissement de coulomb, qui correspond à un amortissement de frottement ou la force d'amortissement est proportionnelle à la force de réaction normale à la direction de déplacement et a aussi un signe opposé à celui de la vitesse.

En pratique il est généralement impossible de définir la matrice de viscosité μ nécessaire à la détermination de la matrice d'amortissement C.

L'amortissement de Rayleigh qui exprime la matrice d'amortissement sous forme d'une combinaison linéaire de la matrice masse M et de la matrice de rigidité K est communément utilisé :

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (\text{III.28})$$

α_R, β_R : Sont des coefficients satisfaisants la condition d'orthogonalité de C dans la base modale. Ils peuvent être déterminés à partir de l'analyse modale de la structure en prenant deux pulsations propres de deux modes distincts (11).

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{w_1 + w_n} \cdot \begin{Bmatrix} w_1, w_n \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (\text{III.29})$$

Avec :

w_1 : Pulsation propre du premier mode.

w_n : Pulsation propre d'un mode supérieur.

ξ : Taux d'amortissement critique.

Les matrices d'amortissement pour les deux sous structures pont-fondation, sont calculées par la relation :

- pont : $[C_p] = \alpha_{Rp} [M_p] + \beta_{Rp} [K_p] \quad (\text{III.30})$

$$[C_p] = \begin{bmatrix} c_{pp} & c_{pi} & 0 \\ c_{ip} & c_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{III.31})$$

- sol : $[C_f] = \alpha_{Rf} [M_f] + \beta_{Rf} [K_f] \quad (\text{III.32})$

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_{ii} & c_{if} \\ 0 & c_{fi} & c_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III.33})$$

Alors la matrice d'amortissement globale est obtenue par un assemblage des matrices d'amortissement correspondant à chaque sous structure :

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{pp} & c_{pi} & 0 & 0 \\ c_{ip} & c_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_{ii} & c_{if} \\ 0 & 0 & c_{fi} & c_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III.34})$$

C- Résolution de problème :

La méthode de résolution la mieux adaptée, ou la plus efficace, dépend du comportement de l'ouvrage à étudier (linéaire ou non linéaire) et du mode de définition de la sollicitation appliquée (temporelle, fréquentielle). Il convient de réaliser que dans la plupart des applications pratiques, l'obtention d'une solution analytique est inaccessible et que le recours à des méthodes numériques se révèle indispensable.

a- Méthodes d'intégration directe :

Dans ces méthodes, on discrétise le temps en certain nombre de pas (ou intervalles) de taille Δt . On pose une interpolation à l'intérieur de chaque intervalle, ce qui limite la résolution de l'équation du mouvement (initialement continu) à la fin de chaque pas de temps .

Deux grandes familles sont bien connues :

- Méthodes explicites : différences finies centrées.
- Méthodes implicites : Newmark, Wilson- θ , Park.

On se limite à l'exposition des deux méthodes utilisées dans ANSYS pour résoudre notre problème :

- La méthode de différences finies centrées.
- La méthode de Newmark.

b- Le cas linéaire :

1-Méthode de différences finies centrées :

i) Conditions initiales :

$$1. u_0 = \frac{P_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m} \quad \text{(III.35)}$$

$$2. u_{-1} = u_0 - \Delta t \dot{u}_0 + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_0 \quad \text{(III.36)}$$

$$3. \tilde{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \quad \text{(III.37)}$$

$$4. a = \frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \quad \text{(III.38)}$$

$$5. b = k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \quad \text{(III.39)}$$

ii) Pour le temps à l'étape i, calculer :

$$1. \tilde{P}_i = P_i - au_{i-1} - bu_i \quad \text{(III-40)}$$

$$2. u_{i+1} = \frac{\tilde{P}_i}{k} \quad \text{(III-41)}$$

$$3. \dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t} ; \ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{2(\Delta t)^2} \quad \text{(III-42)}$$

iii) Répétition pour l'incrément de temps suivant : remplacer i par i+1 et répéter les étapes ii.1, ii.2, ii.3.

2- Méthode de Newmark :

Dans la méthode de Newmark on a deux cas spéciaux :

Méthode d'accélération moyenne : $\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{4}$

Méthode d'accélération linéaire : $\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{6}$

i) Conditions initiales :

$$1- \ddot{u}_0 = \frac{P_0 - c\dot{u}_0 - Ku_0}{m} \quad (\text{III-43})$$

2- Choisir Δt

$$3- \tilde{k} = k + \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma c}{\beta \Delta t} \quad (\text{III-44})$$

$$4- a = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c \quad (\text{III-45})$$

$$5- b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \quad (\text{III-46})$$

ii) Pour le temps à l'étape i, calculer :

$$1- \Delta \tilde{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i \quad (\text{III-47})$$

$$2- \Delta u_i = \frac{\Delta \tilde{p}_i}{\tilde{k}} \quad (\text{III-48})$$

$$3- \Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i \quad (\text{III-49})$$

$$4- \Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad (\text{III-50})$$

$$5- u_{i+1} = u_i + \Delta u_i, \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i, \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \quad (\text{III-51})$$

iii) Répétition pour l'incrément de temps suivant : remplacer i par i+1 et répéter les étapes ii.1 à ii.5.

REMARQUE:

1) La méthode des différences finies centrées est conditionnellement stable et exige l'utilisation d'un pas de temps très petit :

$$\Delta t \leq \frac{T_n}{\pi}, \text{ tel que } : T_n \text{ c'est la période naturelle de système}$$

2) La méthode de Newmark est stable si :

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}} \quad (\text{III-52})$$

3) Si l'excitation est une accélération de sol $\ddot{u}_g(t)$ remplacer p_i par $-m\ddot{u}_{gi}$. Le Calcul de déplacement u_i , vitesse \dot{u}_i et accélération \ddot{u}_i donne la valeur de la réponse de sol.

Application numérique

Application numérique

IV.1. INTRODUCTION :

Un pont est un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel. La conception d'un pont nécessite une étude du phénomène d'interaction sol-structure, il correspond à une perturbation du mouvement incident sous l'effet du mouvement propre de la structure, d'où il résulte que le mouvement de l'interface de contact sol-structure du pont n'est pas le mouvement dit de champ libre. L'interaction sol-structure est un concept qui cherche à montrer que pour une structure de pont reposant sur de fondation, il existe une influence réciproque dans le comportement du sol et de la structure du pont selon les caractéristiques de la structure et le mouvement du sol. Le phénomène d'interaction sol-structure peut avoir un effet sur la magnitude des induites à la structure.

IV.2. PROFIL TYPE DU PONT DALLE :

L'ouvrage de cette étude est situé au nord de la ville de Bou-Saada (Maadar) RN46/RN08. C'est un pont dalle dont les caractéristiques géométriques sont présentées dans la figure IV.1.

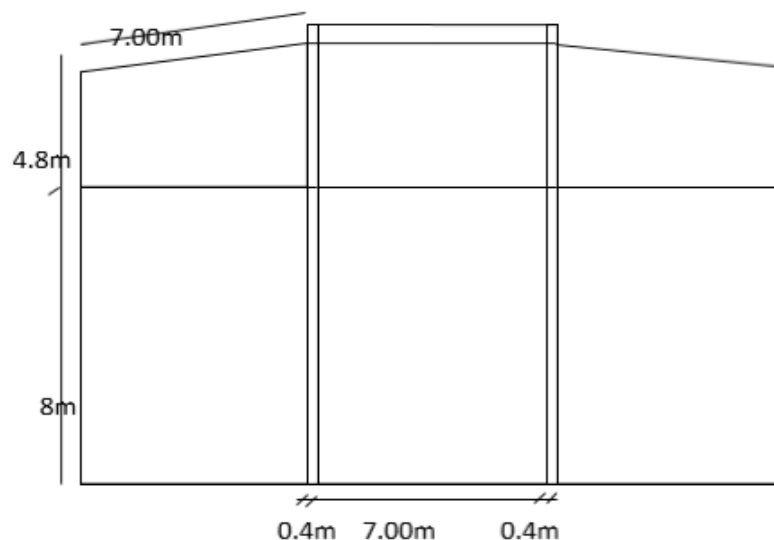


Figure IV.1: Profil type du pont dalle de Maadar

Chacun des différents matériaux considérés est modélisé par un matériau dont les caractéristiques sont les suivantes : le poids volumique (γ), le module de Young (E), le coefficient de Poisson (ν), la cohésion (C) et l'angle de frottement interne ϕ . Les propriétés mécaniques du système pont-sol sont récapitulées dans le tableau IV-1. Le béton du pont a une résistance à la traction de 2.1 MPa et une résistance à la compression de 25 MPa.

	C (KPa)	Φ (°)	γ (KN/m³)	E (MPa)	ν
Pont dalle			25	24000	0.2
Sol de fondation	10	33	20	765	0.3
Remblai	25	21	19	216	0.4

Tableau IV.1. Propriétés des matériaux du système pont dalle-sol

IV-3-MODELISATION DU SYSTEME PONT DALLE-SOL PAR ELEMENTS FINI :

Une discrétisation par éléments finis en deux dimensions (2D) représentée dans la figure IV.2, est utilisée pour la modélisation du système pont dalle-sol en utilisant le code de calcul ANSYS, qui est l'un des principaux programmes commerciaux d'éléments finis dans le monde et peut être appliquée à un grand nombre d'applications dans l'ingénierie.

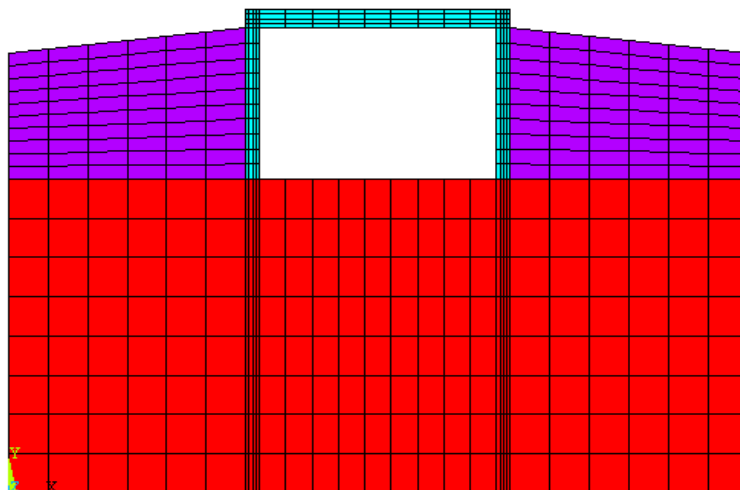


Figure IV.2 : Discrétisation par éléments finis du système pont dalle-sol

IV.4. ANALYSE DYNAMIQUE :

IV-4-1- Analyse modale :

Le tableau suivant récapitule les fréquences naturelles du système pont-sol pour les cinq premiers modes de vibration.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (second)
1	5.3779	0.1859
2	8.6697	0.1153
3	10.158	0.0984
4	10.465	0.0955
5	12.208	0.0819

Tableau IV.2 : Fréquences naturelles pour les cinq premiers modes de vibration du système pont-sol

Les figures suivantes représentent les cinq modes de déformations :

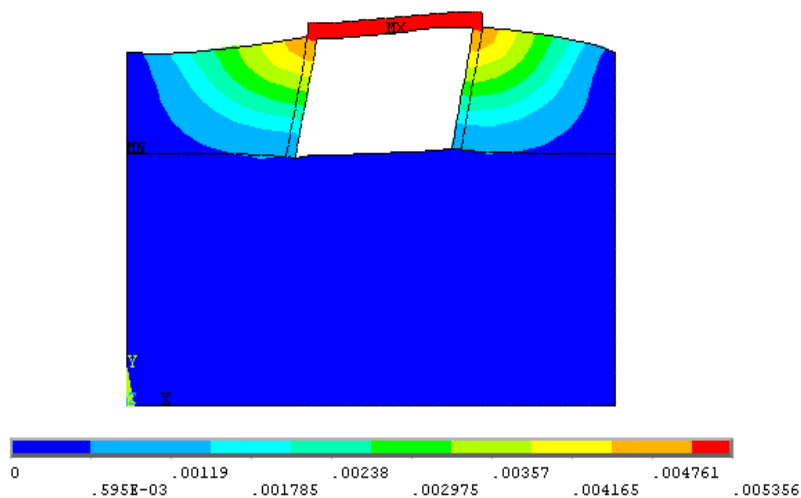


Figure IV-3 : Premier mode de vibration

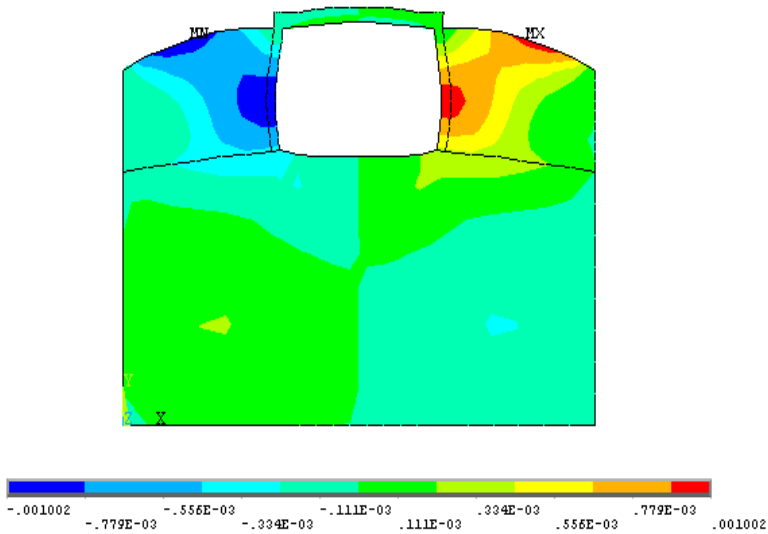


Figure IV.4 : Deuxième mode de vibration

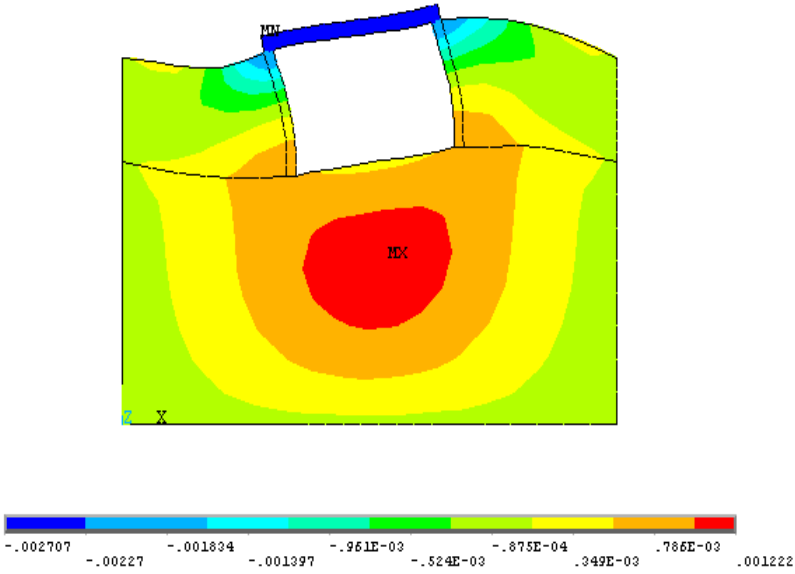


Figure IV.5 : Troisième mode de vibration

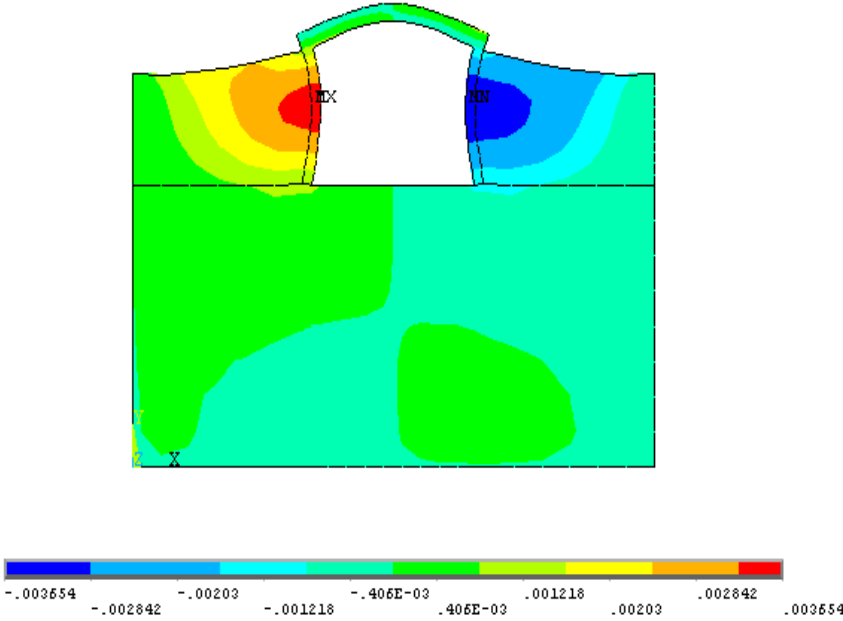


Figure IV.6 : Quatrième mode de vibration

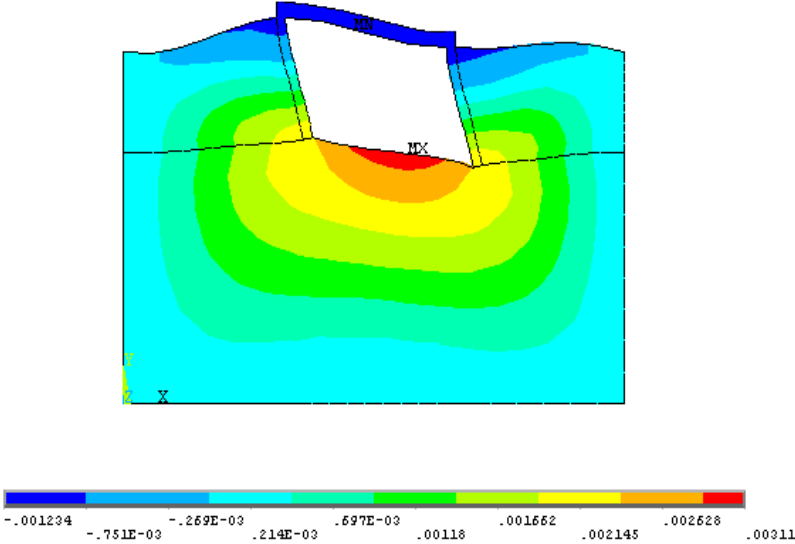


Figure IV.7 : Cinquième mode de vibration

IV.4.2. Analyse transitoire :

L'analyse du comportement dynamique sous l'effet du séisme est faite par une analyse plus réaliste du pont dalle, où le comportement élastoplastique du sol est considéré, en employant le critère de Drucker-Prager.

L'analyse du comportement dynamique du pont est réalisée avec la méthode des éléments finis en utilisant des éléments quadratiques à deux degré de liberté (u_x et u_y).

Pour étudier la réponse sismique du barrage, le système est soumis aux accélérations du séisme de Boumerdès (2003) enregistrées à la station de Kaddara (l'accélération au pic est 0.345g) (figure IV-3).

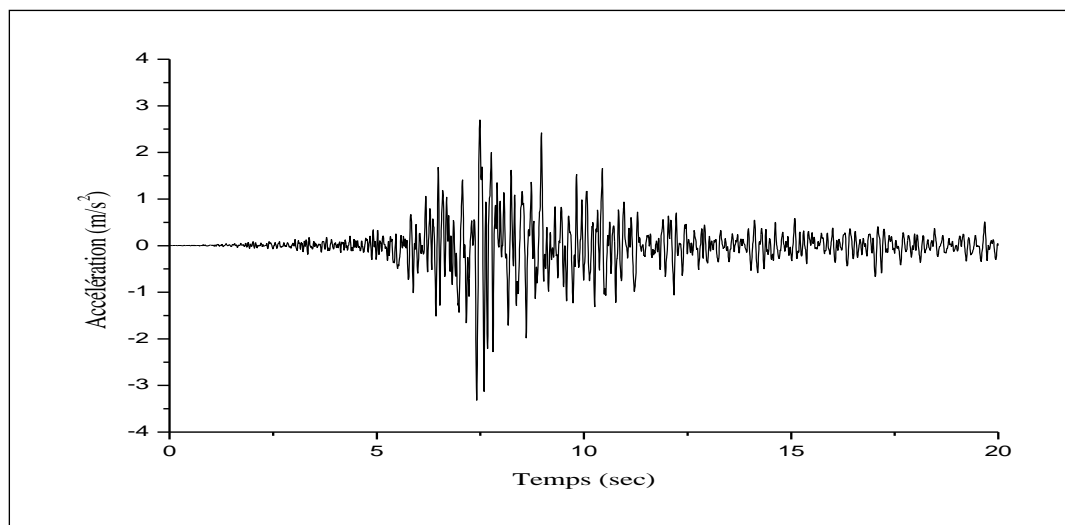


Figure IV-8 : Enregistrements du séisme de Boumerdès (2003)

IV-5-REPONSE SISMIQUE DU PONT DALLE :**IV.5.1. Variation des déplacements**

Les figures IV-4 , IV-5 et IV-6 montrent la variation de l'accélération et de la vitesse et du déplacement en fonction du temps pour le nœud situé au haut du pont (point A), on remarque une amplification des accélérations $a_{max} = 10.56 \text{ m/s}^2$, des vitesses $v_{max} = 0.330 \text{ m/s}$, et de même pour les déplacements $d_{max} = 0.0274 \text{ m}$

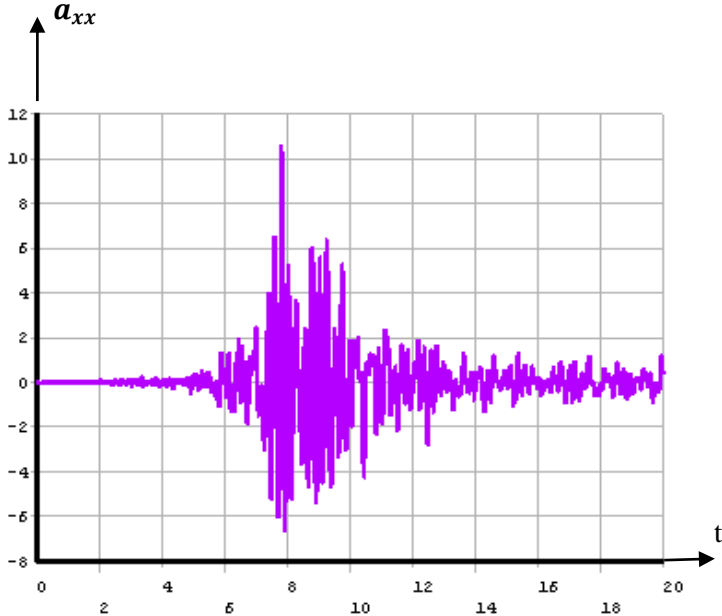


Figure IV-9 : Variation de l'accélération horizontale en fonction du temps au haut du pont (m/s²).

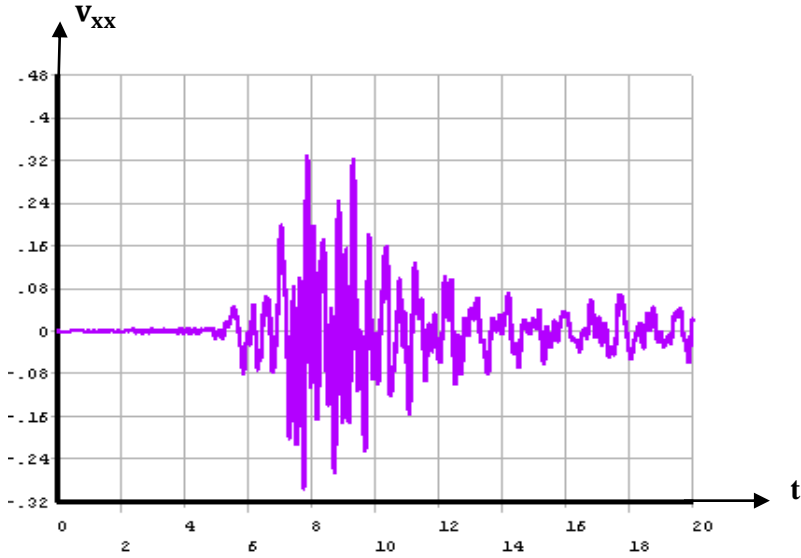


Figure IV-10: Variation de la vitesse horizontale en fonction du temps au haut du pont (m/s).

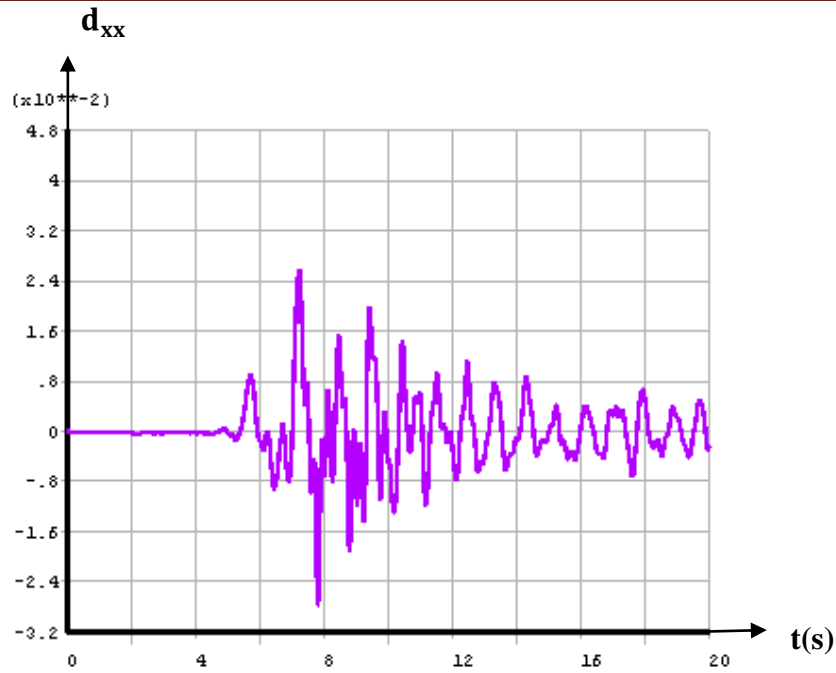


Figure IV-11 : Variation de déplacement horizontal en fonction du temps au haut du pont (m).

Pour le nœud situé à la base du pont (point B), on remarque aussi une amplification des accélérations $a_{max} = 6.992 \text{ m/s}^2$, des vitesses $v_{max} = 0.302 \text{ m/s}$, et de même pour les déplacements $d_{max} = 0.0146 \text{ m}$ (figures IV-7, IV-8 et IV-9). Les déplacements latéraux augmentent en s'éloignant de la base du pont.

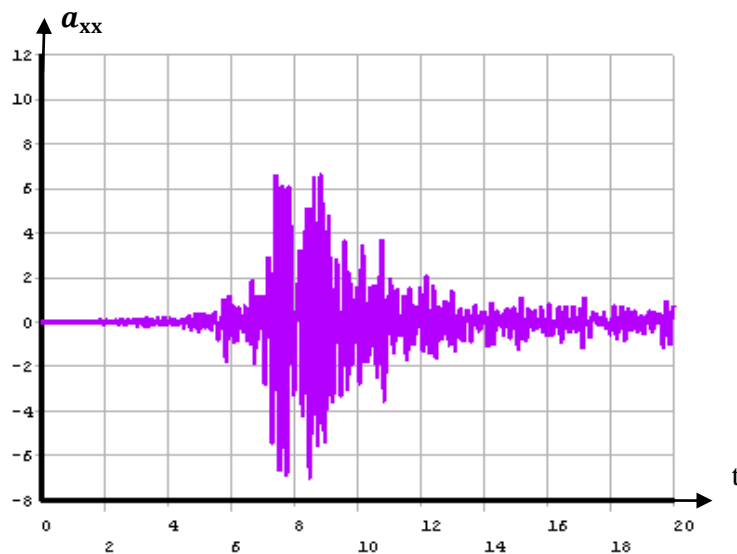


Figure IV-12 : Variation de l'accélération horizontale en fonction du temps à la base du pont (m/s^2).

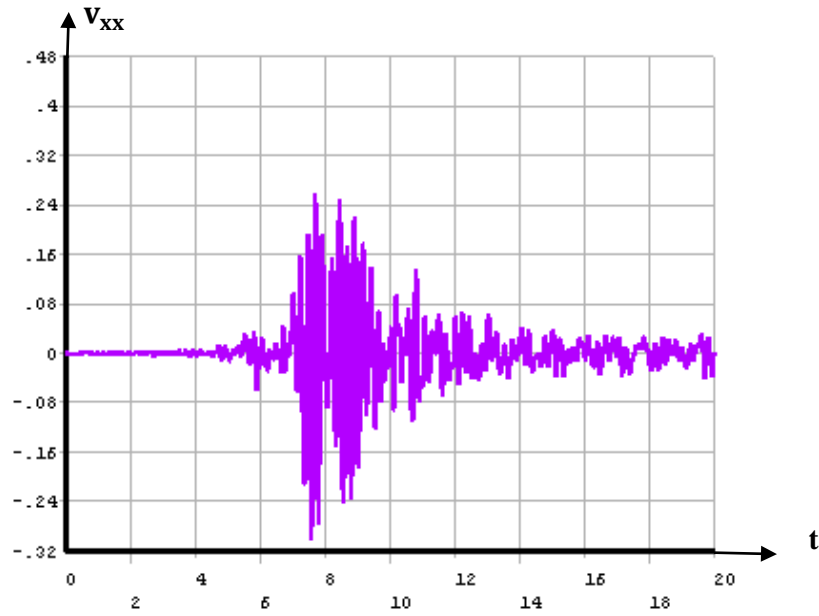


Figure IV-13 : Variation de la vitesse horizontale en fonction du temps à la base du pont (m/s).

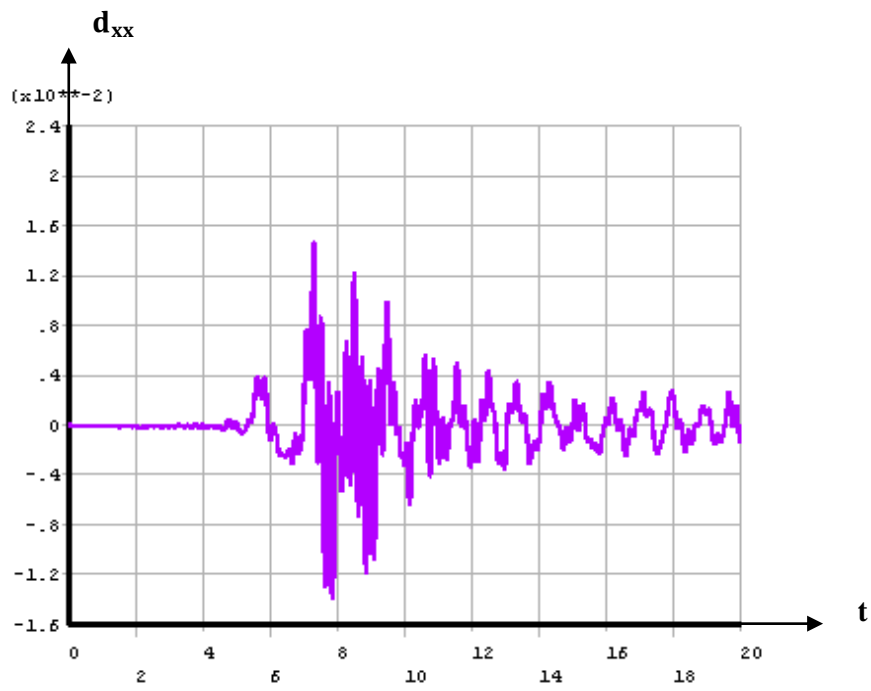


Figure IV-14 : Variation de déplacement horizontal en fonction du temps à la base du pont (m).

IV.5.2. Variation des contraintes :

La variation des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement en fonction du temps à la base du pont est représentée dans les figures IV-10, IV-11 et IV-12.

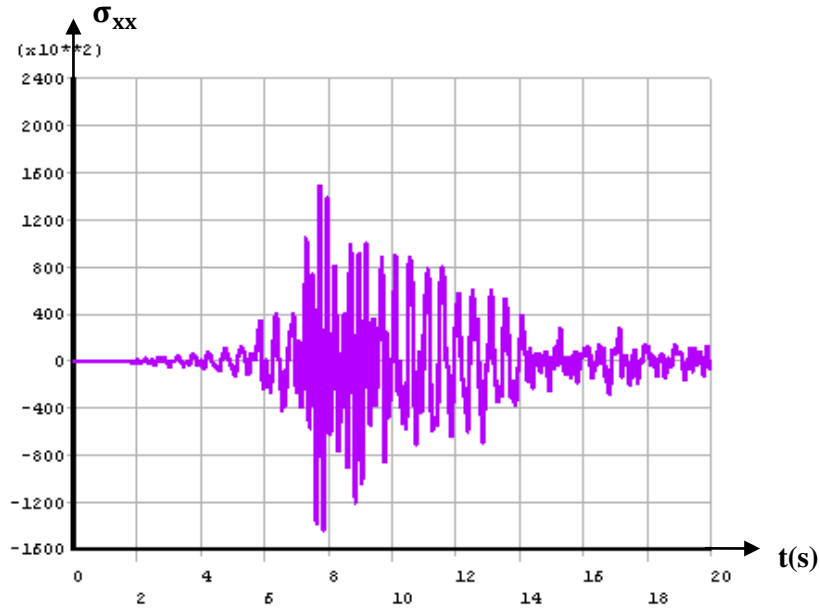


Figure IV-15 : Variation des contraintes horizontales en fonction du temps à la base du pont (Pa)

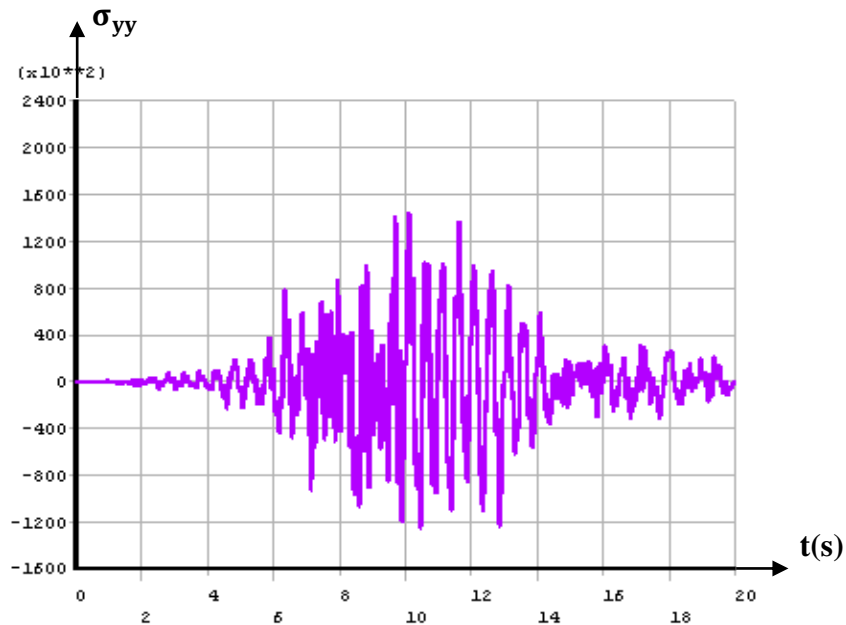


Figure IV-16 : Variation des contraintes verticales en fonction du temps à la base du pont (Pa).

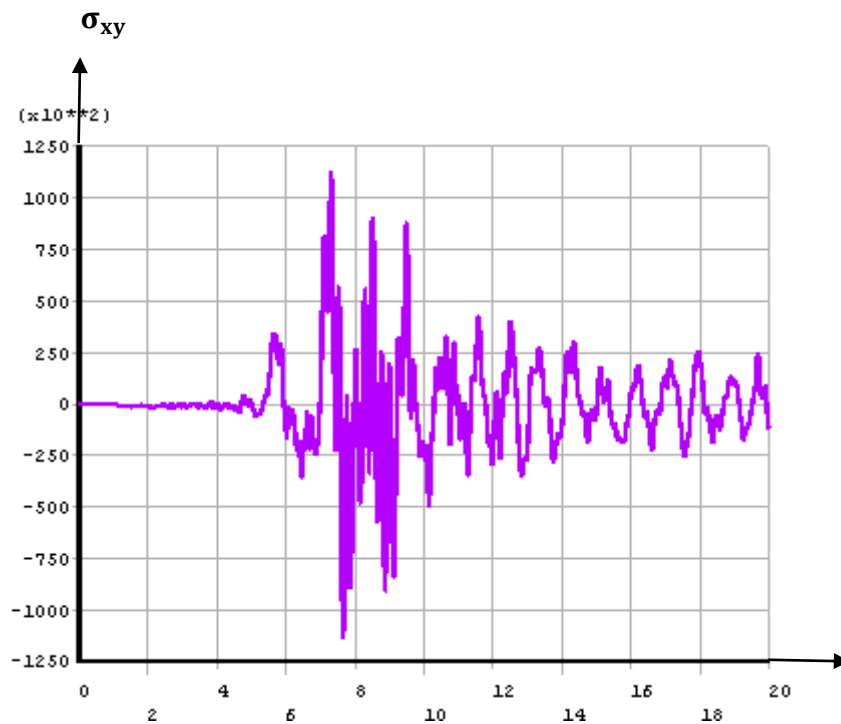


Figure IV-17 : Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps à la base du pont (Pa).

La variation des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement en fonction du temps au haut du pont est représentée dans les figures IV-13, IV-14 et IV-15. Les contraintes diminuent en s'éloignant de la base du pont dalle.

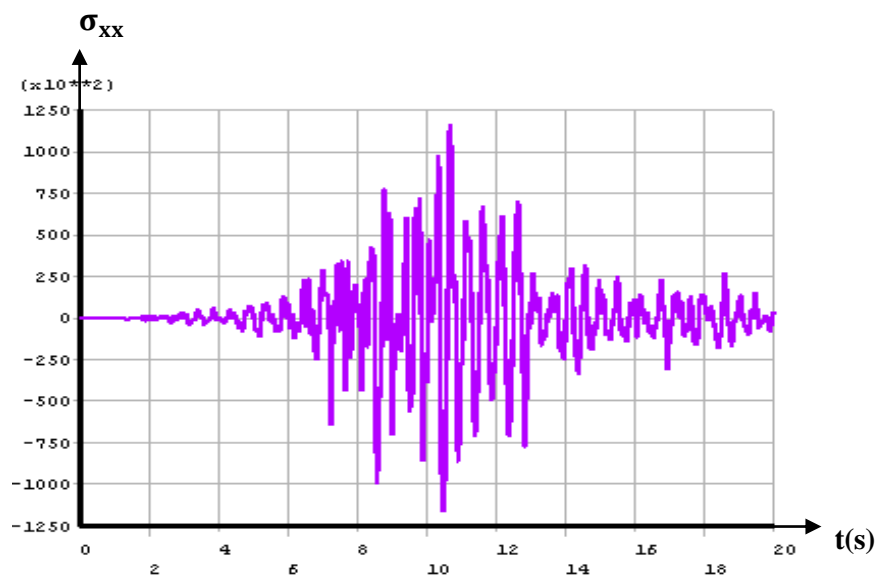


Figure IV-18 : Variation des contraintes horizontales en fonction du temps au haut du pont (Pa).

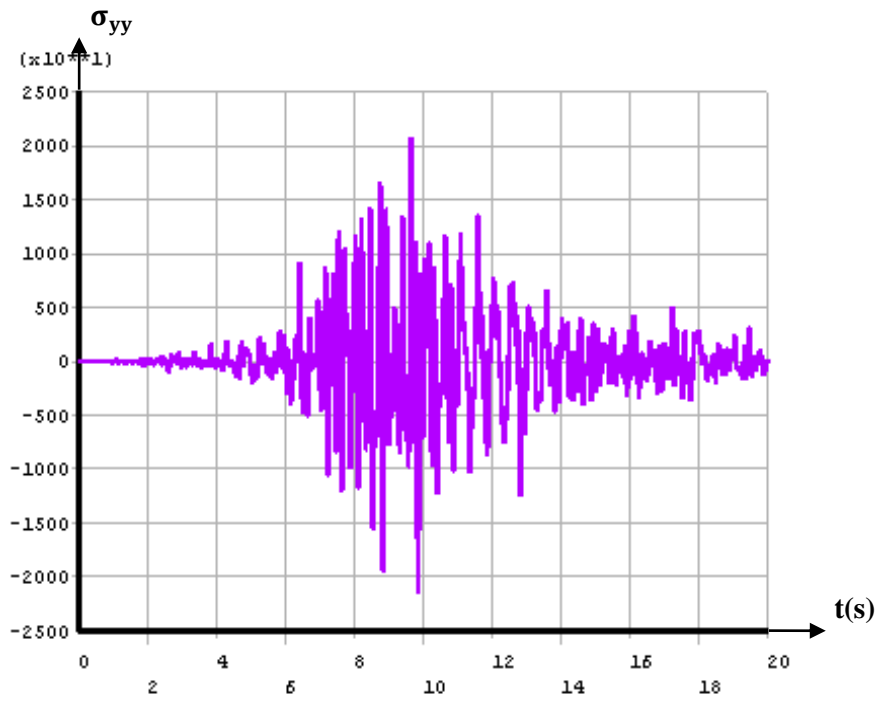


Figure IV-19 : Variation des contraintes verticales en fonction du temps au haut du pont (Pa).

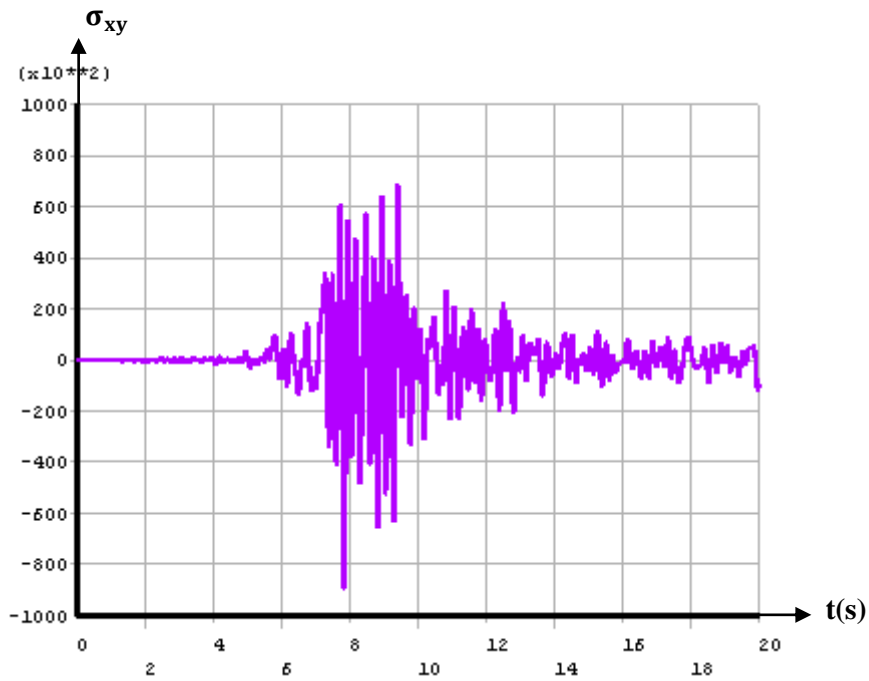


Figure IV-20 : Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps au haut du pont (Pa).

IV.5. CONCLUSION

Ce chapitre comprend une analyse du comportement sismique d'un pont dalle en tenant compte de l'ISS. Les analyses ont été effectuées pour l'enregistrement du tremblement de terre en supposant une géométrie typique pour le système pont dalle-sol. Les analyses ont été effectuées en utilisant le code de calcul Ansys.

L'analyse montre que le séisme induit des déplacements latéraux, ces derniers augmentent en s'éloignant du sol de fondation et allant vers le haut du pont. En plus, on a une amplification des accélérations et des vitesses et des contraintes.

Conclusion général

CONCLUSION GENERALE

Pour la plupart des structures de Génie civil, le comportement du sol et le comportement de la structure peuvent être investigués de manière dissociée, ce qui facilite grandement l'analyse tout en permettant généralement d'atteindre les buts visés.

La présente étude concerne l'analyse numérique de l'effet de tremblement de terre sur un pont dalle, basée sur la méthode des éléments finis en utilisant le code ANSYS. L'exemple étudié est une représentation simplifiée d'un système pont dalle-sol soumis aux accélérations du séisme Boumerdes (2003). L'analyse des résultats de simulation de la présente montre que le séisme induit des déplacements latéraux, ces derniers augmentent en s'éloignant du sol de fondation et allant vers le haut du pont. En plus, on a une amplification des accélérations et des vitesses et des contraintes dans le corps du pont.

Bibliographie

Bibliographie

(1): Prof M- Siline ,cour PGC ,2018

(2): Djonit Asma ; Interaction sol-structure influence la profondeur et des types des ponts (cas d'un pont dalle), Université Mohamed Boudiaf - M'sila, Faculté de technologie ,2016.

(3) : Salem Chahrazed et Dahdouh Saida, Interaction sol-structure d'un Pont dalle, Université Mohamed Boudiaf - M'sila, Faculté de technologie, 2018.

(4) : Bentoumi Rachida et Daffaf Nadia, Interaction sol structure d'un passage supérieur d'une voie ferrée (cas d'un pont dalle), Université Mohamed Boudiaf - M'sila, Faculté de technologie, 2018.

(5) : SETRA, Pont dalle, Gide de conception, Juillet 1989.

(6) : Algérien équipement, Calcul des structures : les nouvelles combinaisons d'action, Juillet 2001.

(7) : Benlaala Nawel , Influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des bâtiments , université Beskra , magister en génie civil.

(8) : Boumaiza Malika, Contribution à l'étude et à l'analyse du comportement des barrages en terre et de leur stabilité, université de boumerdes , faculté des science de l'ingénieur,2010.

(9) : Alain pecker , dynamique des ouvrages , presses de l'ENPC, Paris,2006.

(10) : Michel DYSLI, Modélisation en contraintes-déformation, école polytechnique fédérale de Lausanne, 1997.

(11) : André Filiatrault, **Eléments** de génie parasismique et de calcul dynamique des structures. Editions de l'école Polytechnique de Montréal, 1996.

(12) : ANIL K.CHOPRA ,Dynamics of structures. Theory and Applications To Earthquake Engineering, Third Edition. PEARSON Prentice Hall,2007.