

*Republique Algerienne Democratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur
Et de la recherche scientifique
Université Mohamed Boudiaf - M'sila*

Faculté science et de technologie

Département Génie civil

N° :.....



Domaine : science et de technologie

Filiere : Génie Civil

option :Structures

**Mémoire Présenté pour l'obtention
du diplôme de master académique
par**

BEN AISSI Chaima

GOUZE Saliha

Thème

**INTERACTION SOL-STRUCTURE D'UN
PONT CADRE**

Dirigé par :

Mr. MENASRI Abderrazak

univ de M'sila

Promotion : 2019/2020.

Résumé

Pour la plupart des structures du génie civil, le comportement du sol et le comportement de la structure peuvent être investigués de manière dissociée, ce qui en facilite grandement l'analyse, tout en permettant généralement d'atteindre les buts visés. Dans certains cas cependant, l'interaction sol structure est beaucoup plus importante et peut influencer de manière significative la conception et le dimensionnement de la structure. Une bonne maîtrise du comportement combiné de la structure et du sol améliore alors sensiblement la conception de la structure. Une mauvaise interprétation de cette interaction peut par contre mener à des solutions structurales inadaptées. Les semelles de ponts entrent dans cette catégorie. L'objectif de ce mémoire est de mettre en évidence l'existence de différents régimes de comportement pour ce type d'ouvrages. Dans le cas des semelles des ponts, le sol et la structure participent simultanément à la reprise des charges appliquées et forment du point de vue structural un système hyperstatique. Le présent mémoire comporte une synthèse bibliographique et une simulation numérique :

- □ La synthèse bibliographique traite de la caractérisation du mouvement sismique et du comportement dynamique des sols, ainsi que les méthodes d'analyses de l'interaction sol-structural.
- □ La simulation numérique comporte, d'abord une description sommaire de l'outil de calcul numérique utilisé (le code Plaxis), la mise en oeuvre des calculs effectués, puis la présentation de résultats des calculs obtenus et leur interprétation.

Mots-clés

mouvement sismique, simulation numérique, plaxis

ملخص

بالنسبة لمعظم هياكل الهندسة المدنية، يمكن تحقيق سلوك التربة وسلوك الهياكل بطريقة مفصلة، مما يسهل جدا التحليل في حين تسمح عموما بتحقيق الأهداف المشارية، في بعض الحالات، ومع ذلك، التفاعل بين الهيكل و التربة هو أكثر أهمية بكثير، ويمكن أن تؤثر بشكل كبير على التصميم والأبعاد للهيكل. التمكن الجيد من سلوك تصميم الهيكل. سوء تفسير هذا التفاعل يمكن أن يؤدي إلى عدم كفاية الحلول الهيكلية الغير ملائمة. قواعد الجسور تدخل ضمن الفئة هذه والهدف من هذه المذكرة هو تسليط الضوء على وجود أنظمة مختلفة السلوك لهذا النوع من الأعمال. في حالة أساسات الجسور، التربة والهيكل تتشارك في آن واحد على إنبعثات الأحمال المطبقة وتشكل وجهة نظر هيكلية نظام غير مستقر وتشمل هذه المذكرة تركيب المراجع و المحاكاة الرقمية تركيب المراجع تعالج خصائص الحركة الزلزالية و السلوك الديناميكي للتربة، وأساليب تحليل التفاعل بين التربة الهيكلية. المحاكاة الرقمية تتضمن، أولا وصفا موجزا لأداة الحساب العددية المستخدمة، (رمز بلاكسي س) وتنفيذ الحسابية وعرض نتائج الحساب التي تم الحصول على تفسيراتها العمليات

الكلمات المفتاحية plaxis زلزال و التفاعل التربة البنية وسلوك التفاعل البنية التربة

Abstract

For the most popular structures, Soil behavior and also the structure behavior can be easily achieved in detailed, which leads to an easy analysis allowing to reach the purposed goals of this paper. On the other hand the soil structure interaction is more importance and has a wide effect on the design of the structure. The perfect prediction of the soil structure interaction behavior can easily help reaching a suitable design for the structure. The wrong explanation of soil structure interaction can leads to insufficient suitable solutions for structure design. including bridges foundation

The purpose of this paper is highlighting the exist of different system's behavior of this kind of work in the case of bridges foundations, the soil and the structure simultaneously participate in the recovery of the applied loads and form a hyperstatic system for the structure.

The present paper includes a bibliographic synthesis and a numerical simulation:

- □ The bibliographic synthesis deals with the characterization of the seismic movement and dynamic behavior of soil, as well as methods of analysis the soil-structure interaction.
- □ The part of the numerical simulation contains, first a description of the numerical calculation tool (Plaxis) , the analysais progress and the concluded results and their interpretation.

Key words:

Seismic motion, Numerical simulation, Plaxis.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tous d'abord (ALLAH) , qui nous a donné la force de faire ce modeste travail. Aussi nous tenons à exprimer notre gratitude et profonde reconnaissance à tous ceux et toutes celles qui nous ont donnés le coup de main à la réalisation de ce mémoire et on particulier :

Notre encadreur : Mr. MENASRI Abderrazak et nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail. Tous les enseignants de l'université Mohamed Boudiaf –M'sila, spécialement ceux du département de Génie Civil, pour les efforts qui nous ont donnés durant notre formation.

Sans oublier les collègues ; les étudiants de 2^{ème} année MASTER Génie Civil.





Dédicace

Je dédie ce mémoire à :

Ma mère « DJEDILI Fatna »

Qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression des mes sentiments et de éternelle gratitude.

Mon père « Ali »

Qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le sourient permanent venu de toi.

mes sœurs et mon partenaire ce travail (ben aissi chaima) et mes frères (hichem)

tout la famille GOUZE et a tout mes amis « IMANE, NARIMANE, HALIMA, SAMIRA, HANANE et NOUR».

SALIHA







Dédicace

Je dédie ce mémoire à :

Ma mère «DIF Mbarka»

Qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression des mes sentiments et de éternelle gratitude.

Mon père « NOUREDDINE »

Qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le sourient permanent venu de toi.

mon partenaire ce travail « GOUZE Saliha».

mon mari DORBANE AISSA qui me l'aide physiquement et moralement.

tout la famille ben aissi et a tout mes amis .

CHAIMA





Sommaire

RESUME

ABSTRACT

ملخص

REMERCIEMENTS

DEDICASES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTS DES NOTIONS

Introduction générale.....1

Chapitre I : Notion sur les ponts cadre

Introduction.....2

I-1- définition d'un pont2

I-2- définition d'un pont cadre2

I-3-type d'un pont cadre.....3

I-3-1-pont cadre fermé.....3

I-3-1-1-domaine d'emploi d'un pont cadre fermé.....4

I-3-1-2-les avantages d'un pont cadre fermé.....4

I-3-1-3-les inconvénients d'un pont cadre fermé.....5

I-3-2-pont cadre ouvert.....5

I-3-2-1-domaine d'emploi d'un pont cadre ouvert6

I-3-2-2- les avantages d'un pont cadre ouvert.....7

I-3-2-3-les inconvénients d'un pont cadre ouvert.....7

I-4-Charges et sur charges.....7

I-4-1-Charges permanentes.....7

I-4-2- Système des surcharges	7
I-4-2-1- surchargeA(L).....	7
I-4-2-2-système de charge routiere B.....	8
I-4-2-3-charge militaire.....	12
I-5- Les combinaisons d'actions.....	13
conclusion	14

Chapitre II : Les caractéristiques des mouvements sismiques

Introduction	15
II-1- définition d'un séisme.....	15
II-2- Paramètres d'un séisme.....	17
II-3- les caractéristique d'un séisme.....	17
II-3-1- Faille	17
II -3-2- foyer.....	18
II-3-3- épicentre.....	18
II-4-Comment mesure-t-on les séismes ?.....	18
II-4-1- La magnitude.....	18
II-4-2- L'intensité.....	19
II-5- Les différents t -types d'ondes sismiques.....	19
II-6- Enregistrement du signal sismique.....	20
II-6-1-Les accélérogrammes.....	20
II-6-2-Les spectres de réponse.....	21
II-7-L'accélération maximale.....	21
II-8-Durée du séisme.....	22
II-9-Risque sismique.....	22
II-9-1-Effet et conséquences des séismes.....	22
II-9-2-Aléa sismique « séismique hasard ».....	22
II-9-3-Zonage du risque sismique « zoning ».....	23
II-9-4-La sismicité du passé.....	24
II-10-l'effed'un séismesur pont.....	24
Conclusion	24

Chapitre III : Interaction sol-structure

Introduction	25
---------------------------	----

III-1-Définition d'interaction sol- structure.....	25
III- 2- Différent types de l'interaction sols-structure.....	25
III-3- Etude du problème d'interaction sol- structure	26
III-3-1 - formulation d'un problème d'interaction.....	26
III-3-2- Mouvement du sol en champ libre	27
III-4- Illustration de l'effet de l'interaction sol- structure	28
III-4-1- Modèle analogique simplifié	28
III-4-2- Influence de l'interaction sol structure	28
III-5- Comportement des sols sous sollicitations sismiques	29
III.5.1.Comportement élastique du sol	29
III.5.2.Comportement élastoplastique du sol.....	29
III.5.3.description expérimental	30
III.5.4. Définition de la déformation élastique et de la déformation plastique	30
III.6.Caractéristiques dynamiques des sols.....	30
III.6.1. Module de cisaillement maximal.....	30
III.6.2.Détermination de τ_{max}	31
III.6.3.l'amortissement.....	31
III.6.4.l'amortissement radiatif (ou géométrique)	31
III.7.comportement sol-structure	31
III.8. Lois de comportement.....	32
III.8.1. loi élastique linéaire	32
III.8.2. Méthode équivalente linéaire	32
III.8.3. lois non linéaires	32
III.9. la liquéfaction	32
III.10. fonctions d'impédance	33
III.11.Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure.....	33
III.11.1. Méthode globale	33
III.11.2. Méthode de sous-structures.....	34
III.12.Interaction cinématique et interaction inertielle.....	35
Conclusion.....	35

Chapitre IV : Outil Numérique De Calcul « le code Plaxis »

Introduction.....	36
IV-1-Présentation du PLAXIS.....	36
IV-1-1-Options par défaut.....	36
IV-1-2-Les modèles de comportements intégrés dans PLAXIS.....	39

IV-1-3-Module dynamique du code PLAXIS.....	43
IV-1-4-L'interface du code PLAXIS.....	44
IV-2-Modèle de calcul retenu.....	44
IV-2-1-Caractéristique des matériaux.....	46
IV-2-2-Génération du maillage.....	47
IV-2-3-Conditions initiales.....	48
IV-2-4-Sollicitation sismiques.....	49
IV-2-5-Procédure de calculs.....	49

Chapitre V : Mise en oeuvre des calculs

Introduction.....	53
V-1- Cas d'un déplacement horizontal imposé à la base.....	53
V-2-Effet des ondes horizontales.....	59
V-3-Effet des ondes verticales.....	60
CONCLUSION GENERAL.....	62

Bibliographie

Listes des figures

Chapitre I

Figure (1-1) : schéma d'un PICF.....	3
Figure (1-2) : schéma typ d'un PIPO.....	5
Figure (1-3) : passage inférieur portique double.....	6
Figure (1-4) : système de charge B_c	9
Figure (1-5) : cas de charge défavorable du système B_t	10
Figure (1-6) : système B_t	11
Figure (1-7) : système de charge B_r	11
Figure (1-8) : situation défavorable du système de charge B_r	11
Figure (1-9) : Convoi militaire Mc120.....	12
Figure (1-10) : charge du convoi Mc120.....	12
Figure (1-11) : Système de charge Me120.....	13
Figure (1-12) : Cas de charge défavorable du convoi Me120.....	13

Chapitre II

Figure (2-1) : coupe schématique sur le globe terrestre.....	15
Figure (2-2) : carte de mande ou apparaissent les plaque les plus importont	16
Figure (2-3) : localisation schématique des effets possibles d'un séisme.....	16
Figure (2-4) : représentation schématique d'un séisme.....	17
Figure (2-5) : représentation shématique les trois principaux	18
Figure (2-6) : représentation shématique du mouvement des sismique.....	19
Figure (2-7) : Les différentes phases d'un accélérogramme.....	20
Figure (2-8) : Graphique de Hussit.....	21
Figure(2-9) : zonage du territoire national.....	23
Figure (2-10) : les séisme majeurs en algerie.....	24

Chapitre III

Figure (3-1) : Décomposition du problème d'interaction sol-structure.....	27
Figure (3-2) : Accélération en champ libre.....	27
Figure (3-3) : Modèle simplifié d'interaction sol-structure.....	28
Figure (3-4) : modèle élastoplastique parfait.....	29
Figure (3-5) : modèle élastique de Hooke.....	29
Figure (3-6) : Courbe de déformation plastique et déformation élastique.....	30
Figure(3-7) : Schématisation d'un problème d'interaction Sol structure en éléments finis.....	34

Figure (3-8) :principe de superposition de Kause.....	34
---	----

Chapitre IV

Figure (4-1) : Interface utilisateur pour l'entrée des données.....	37
Figure (4-2) : condition aux limites.....	37
Figure (4-3) : Exemple de maillage.....	38
Figure (4-4) : Définition des contraintes initiales : condition « k0 ».....	39
Figure (4-5) : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.....	40
Figure (4-6) : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.....	41
Figure (4-7) : fenêtre au modèle Mohr-Coulomb.....	41
Figure (4-8) : Définition du module à 50 % de la rupture.....	42
Figure (4-9) : Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb pour un sol sans cohésion.....	43
Figure (4-10) : Profil géométrique retenu.....	45
Figure (4-11) : Maillage de la géométrie.....	48
Figure (4-12) : Génération des contraintes initialrs.....	48
Figure (4-13) : Sollicitation sismiques horizontal.....	49
Figure (4-14) : Le spectre de réponse introduit dans les calculs selon le RPA 2003.....	50
Figure (4-15) : Activation de la charge dynamique « harmonique ».....	50
Figure (4-16) : Position du point choisis.....	51
Figure (4-17) : Fenêtre pour calcul les déférentes phases.....	51
Figure (4-18) : Déclarations des phases(Plaxis).....	52
Figure (4-19) : Spectre de réponse selon le RPA 2003.....	52

Chapitre V

Figure (5-1) : Maillage Déformé du profil.....	54
Figure (5-2) : Isovaleurs des Contraintes	54
Figure (5-3) : Vecteurs déplacements	55
Figure (5-4) : Déplacements des différents points en fonction de temps	55
Figure (5-5) : Déplacements des différents points en fonction de temps.....	56
Figure (5-6) : Vitesses des différents points en fonction de temps.....	56
Figure (5-7) : Vitesses des différents points en fonction de temps.....	57
Figure (5-8) : Accélérations des différents points en fonction de temps.....	57
Figure (5-9) : Accélérations des différents points en fonction de temps.....	58
Figure (5-10) : Courbe donnant la force en fonction de temps.....	58

Listes Tableaux

Chapitre I

Tableau (1-1) : Coefficient de dégressivité transversale a_1 de A(1).....	8
Tableau (1-2) : Coefficient de dégressivité transversale a_2 de A(1).....	8
Tableau (1-3) : Les valeurs du coefficient b	10

Chapitre II

Tableau (4-1) : Coefficient d'accélération	23
--	----

Chapitre IV

Tableau (4-1) : propriétés du sol de fondation.....	46
Tableau (4-2) : propriétés de l'élément structural (plat).....	47

Chapitre V

Tableau(5-1):Coordonnées des points sélectionnés pour l'édition des résultats des calculs.....	53
Tableau(5-2) : Les valeurs maximale de déplacement, vitesse et accélération pour les différents points	59
Tableau (5-3) : Déplacement des points (1 ^{eme} cas).....	60
Tableau (5-4) : Déplacement des points (2 ^{eme} cas).....	60

Liste des symboles utilisés

✚ No Lettres Grecques

ν : Le coefficient de poisson.

Φ : Angle de frottement effectif.

ψ : Angle de dilatance.

E : Le module de Yong.

R : Force de réaction.

Θ : Angle du plan de rupture.

σ : Contrainte.

τ : Contrainte de cisaillement (tangentielle).

C : Cohésion (effective).

✚ Lettres Latines

EA : Rigidité normale.

EI : Rigidité flexion.

G : Le module de cisaillement.

K: Le module de compressibilité volumique.

K_x : Perméabilité horizontale.

K_y : Perméabilité verticale.

K: coefficient de réaction.

K₀: Coefficient des terres au repos.

γ_{ses} : Poids volumique sec.

γ_{sat} : Poids volumique humide.

U : déplacement.

W : poids.

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

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

{ u } : Vecteur de déplacement.

Q_f } : Vecteur de charge.

[M] : Matrice de masse.

[K]: Matrice de rigidité.

L : Longueur.

M : Magnitude.

Abréviations

MEF : Méthode des éléments finis.

ISS : Interaction sol-structure.

PICF : passage inférieur en cadre fermé.

PIPO : passage inférieur en portique ouvert.

Introduction générale

Le phénomène d'interaction sol – structure est problème complexe, 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 n'est pas le mouvement dit de champ libre .L'interaction sol structure est un concept qui cherche à montrer que pour une structure reposant sur un sol de fondation il existe une influence réciproque dans le comportement du sol et de la structure. Selon les caractéristiques de la structure et le mouvement du sol, L'interaction sol structure peut avoir un effet sur la magnitude des forces induites à la structure en question.

Les ingénieurs de structure ne peuvent pas être inconscients des dégâts provoqués par les séismes sur les plans humains et matériels dont a souffert notre pays, ce qui explique la Nécessité de considérer le défi de l'intégration de nouvelles technologies comme systèmes de Protection parasismique.

Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol à la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que la capacité de résistance de la superstructure. La prise en compte des caractéristiques du sol, qui jouent un rôle important sur les aspects dynamiques de la structure, revêt donc une importance particulière dans l'étude des effets de l'interaction sol structure sur la réponse sismique de l'ouvrage. L'étude menée consiste à montrer l'influence de l'interaction solstructure sur le comportement des structures en pont cadre.

Le présent mémoire est composé de cinq chapitres, une introduction générale et des conclusions.

Dans le premier chapitre : nous discutons de la conception des ponts cadres fermés et ouverts, les avantages et leur inconvénients. Nous évoquons leurs domaines d'emplois, modélisation, les systèmes de charges et surcharges supportées par ce type de ponts .

Dans le deuxième chapitre : de cette étude aborde les caractéristiques des mouvements sismiques et rappel de sismologie telle que les risques sismiques, les failles et les ondes sismiques. Puis on a parlé sur l'intensité, magnitude et le mouvement de sol. Enfin on a cité l'accélérogramme du séisme, durée de séisme et le spectre de réponse.

Dans le troisième chapitre : l'interaction sol-structure dans lequel sont évoqués les principes de la modélisation de l'interaction sol structure. Ainsi que les méthodes de résolutions de l'équation de la discrétisation par élément finis.

Dans le quatrième chapitre : Le quatrième chapitre traite la description générale du code plaxis et présente l'application numérique, d'étude de l'interaction sol-structure.

Dans le cinquième chapitre : résume les applications réalisées à l'aide de logiciel plaxis .

Chapitre I : Notion sur les ponts cadre

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.1. Définition de pont

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

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.
[1]

I.2. Définition d'un Pont cadre

pont cader en béton , généralement de faibles dimmensions,dont le tablier , les piédroits et le radier forment une structure d'un seul bloc.

Souvent rencontrés en tent que passages inférieurs pour piétons,faune ou ruisseaux , les ponts-cadre sont établis sur radier ,ce qui leur confère une très bonne portance ,même sur sol de qualité mediocre . les piédroits(ou culées) ainsi que les murs de tête en retour soutiennent les remblais, ils peuvent faire l'objet d'une recherche architecturale particulière visant à intégrer convenablement l'ouvrage dans le paysage.

I.3.type d'un pont cadre

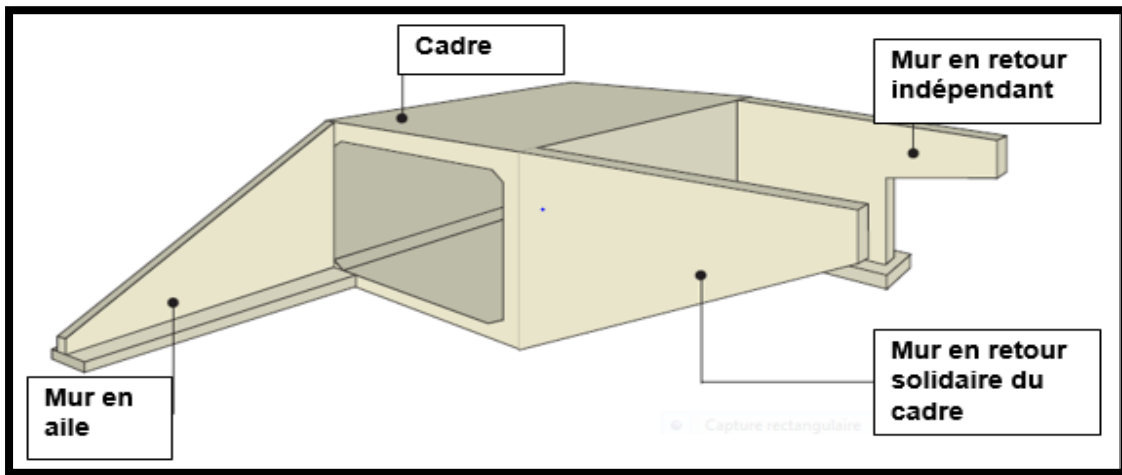
I.3.1.pont cadre armé PICF

PICF: Passage Inférieur Cadre Fermé

Les Passages supérieurs en Cadre Fermé (PS-CF) sont des cadres rectangulaires en béton armé. Ils sont associés à des murs de soutènement retenant les terres qui constituent le remblai de la plate-forme de la voie franchie.

Ce type d'ouvrage est le passage inférieur le plus courant pour le rétablissement de petites voies de communication.

Les PS-CF conviennent pour le franchissement de voies de faible largeur (inférieure à 1 mètres).



Figure(1-1) : Schéma type d'un PICF.



I .3.1.1. Domaine d'emploi PICF

Le PICF est utilisable jusqu'à une ouverture de 12 mètres.

Il est en concurrence avec le PIPO, et lui sera préféré si le sol de fondation est mauvais.

Pour fixer un ordre d'idée, on préférera un PICF si le taux de travail admissible du sol est inférieur à 2 Kg/cm², et on préférera le PIPO si le taux de travail admissible est supérieur à 3 Kg/cm².

Entre les deux il faut faire une étude plus détaillée, et pour se faire, se reporter au document EST, qui permet d'évaluer le coût des différents ouvrages types.

La portance du sol doit cependant rester supérieure à 1kg/cm².

Le PICF peut supporter des remblais de hauteur modérée (2 à 3 mètres).

Il est intéressant de le placer sous un remblai de 1 mètre, car cela permet de supprimer les dalles de transition qui sont assez coûteuses.

L'importance de la hauteur de remblais admissible sur un PICF dépend de sa portée.

Plus la portée est grande, et plus le remblai admissible est limité.

Lorsque le cadre est placé nettement plus bas que la voie portée on peut donc envisager plusieurs solutions.

- a) Réaliser l'ouvrage au gabarit exigé, ce qui conduit à une certaine épaisseur et la traverse).
- b) Ne pas mettre de remblai et augmenter la hauteur du cadre, On estime que le coût du cadre augmenté de 12% lorsque sa hauteur augmente d'un mètre.
- c) Employer une solution intermédiaire, permettant de gagner les dalles de transition.
 - Le biais doit rester relativement modéré (60° au minimum). Si le biais devient plus faible, le programme de calcul électronique n'est plus applicable (celui de PIPO l'est encore si bien qu'on aura alors recours à un PI à trois travées).
 - Les PICF peuvent être utilisés comme petit passage hydrauliques, à condition que la déviation provisoire du cours d'eau, qui est indispensable, ne soit pas trop coûteuse. Il est, sur ce plan, tout à fait comparable aux solutions concurrentes : OHVM et bases métalliques. Ce sera en particulier une solution intéressante comme ouvrage de décharge (les deux autres aussi)[1].

I .3.1.2. Les avantages d'un pont cadre armé

- a) En particulier, l'encastrement du tablier sur les piliers assure la stabilité de ces derniers vis-à-vis des efforts horizontaux (poussée des terres,...).
- b) permet de mieux répartir les moments dans le tablier que dans le cas d'une travée isostatique.
- c) Il en résulte une minceur remarquable, particulièrement intéressante dans le cas des franchissements de faible tirant d'air.

d) dans leur grande majorité, ces ouvrages ne nécessitent ni joints de chaussée ni appareils d'appui, ce qui leur confère une grande facilité d'entretien.

e) La possibilité de disposer un remblai de faible hauteur sur les cadres confère à ces derniers une plus grande souplesse d'utilisation.

f) structure simple et robuste.

g) Facilite d'exécution.

h) bonne tenue de la tempe. [2]

I.3.1.3. Les inconvénients d'un pont cadre fermé

a) les structures voûtées nécessitent un sur gabarit dû à leur forme ainsi qu'une hauteur Minimale de couverture au-dessus de la clé.

b) En revanche, ces ouvrages, du fait de leur grande hyperstaticité, sont sensibles aux déformations imposées (tassements du sol notamment) et nécessitent certaines précautions au niveau de la conception, du calcul et de l'exécution.

c) Déviation provisoire du cours d'eau lorsque cet ouvrage est utilisé comme évacuation des d'eau. [3]

I.3.2.pont cadre ouvert PIPO

Le PIPO (passage inférieur en portique ouvert) est l'extension du PICF (passage inférieur cadre fermé).

Il s'en distingue pour le fait qu'au lieu de constituer un cadre, fonde sur un radier, ce portique est constitué de deux piédroits fondés sur semelles (ou sur pieux) reliés par une traverse. Ils comportent les mêmes ouvrages de tête que les cadres : murs en ailes ou murs en retour. Il peut aussi comporter des murs poids.



Figure(1-2) : Schéma type d'un PIPO.



Figure(1-3) : Passage Inférieur Portique Double.

I.3.2.1. domaine d'emploi d'un pont cadre ouvert

Les portiques ouverts ont un domaine d'emploi plus large que les cadres fermés.

- L'ouverture droite va de 8 à 20 mètres (en général elle est plutôt supérieure à 10 mètres, les cadres étant souvent plus économique pour les ouvertures inférieures) ;
- L'ouverture biaise doit être limitée à 22 mètres ;
- Le sol de fondation doit être suffisant pour permettre des semelles superficielles ($\sigma_{adm} > 2 \text{ kg / cm}^2$) ;
- Le biais doit rester modéré ;

Cependant, devant l'intérêt des portiques ouverts, on a mis au point un programme complémentaire pour les portiques ouverts de biais prononcé. Les portiques biais sont aussi plus économiques que les dalles biaisées sur culées remblayées (ou un trois travées), d'environ 20 à 25% du cout de l'ouvrage (têtes non comprises) si :

- La portée mesurée selon le biais mécanique et inférieure à 20 mètres.
- La portée mesurée selon le bord libre est inférieure à 35 mètres.

Le problème portique sous remblai est le même que celui de PICF.

Il est économique de maintenir un remblai moyen sur l'ouvrage (2 à 3 mètres), mais au delà, le surdimensionnement (et l'allongement de l'ouvrage) font croître le prix très rapidement.

On peut comme pour le PICF, limiter l'épaisseur du remblai en donnant un surgarbit à la voie à franchir ce qui augmente le cout du cadre et surtout de ses ouvrages de tête.

Le PIPO est un ouvrage sensible aux tassements différentiels et aux mouvements du sol. Il est donc essentiel d'avoir fait une étude de sol sérieuse, donnant des garanties suffisantes pour les tassements, et de mettre en place le remblai correctement (et symétriquement) derrière les piédroits.

De même que le PICF, le PIPO ne doit pas devenir trop long (plus de 20 à 25 mètres).

En effet, pour telles longueurs, il apparait comme une longue poutre creuse, que sa rigidité rend sensible aux tassements différentiels. Pour des longueurs supérieures, On doit le tronçonner en éléments, sous peine de voir les piédroits se fissurer. Notons cependant que ce tronçonnement est en principe interdit sous les chaussées, il doit donc avoir lieu sous les bandes séparatrices, ou sous remblai.

Le PIPO peut également être fondé sur pieux. Mais il devient alors un ouvrage relativement plus cher, et la comparaison avec d'autres types d'ouvrage est nécessaires (PICF si taux de travail est suffisant, PIDA si non).

I.3.2.2. Les avantages d'un pont cadre ouvré

- ✓ Possibilité de travailler sans déviation provisoire de la voie ou du cours d'eau franchi.
- ✓ Qualité et variété des parements.
- ✓ Plus de 100 configurations possibles.
- ✓ Un délai extrêmement réduit de pose.
- ✓ Facilité d'exécution.
- ✓ Monolithiques, en ce sens que les traverses et les piédroits forment un tout.
- ✓ Ne nécessitent ni joints de chaussée ni appareils d'appui, ce qui leur confère une grande facilité d'entretien . [04]

I.3.2.3. Les inconvénients d'un pont cadre ouvré

- ✓ ne peut les réaliser pour hauteur ≤ 3 m.
- ✓ Cher au m².
- ✓ Ces ouvrages, du fait de leur grande hyperstaticité, sont sensibles aux déformations.
- ✓ Imposées (tassements du sol notamment) et nécessitent certaines précautions au niveau de la conception, du calcul et de l'exécution.

I.4. Charges et surcharges d'un pont cadre

I.4.1. Charges permanentes

- ✓ Ensemble des actions totales du poids propre
- ✓ Poids propre du remblai sur la dalle supérieure

I.4.2. Les Systèmes des surcharges

I.4.2.1. Système de charge A (L)

Le système A est constitué d'une charge uniformément répartie dont l'intensité (en kg/m²) est décroissante suivant la longueur totale chargée L, exprimée en mètres :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \left(\frac{kg}{m^2} \right) \dots\dots\dots (1.1)$$

Avec :

L : longueur chargée (portée du pont) .

De plus, cette charge est dégressive dans le sens transversal :

la valeur de A (L).

donnée par la formule précédente est multipliée par un coefficient a_1 décroissant en fonction du nombre de voies chargées, et variant suivant la classe du pont :

Nombre des voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{ère}	1	1	0.9	0,75	0,70
	2 ^{ème}	1	0.9	-	-	-
	3 ^{ème}	0.9	0.8	-	-	-

Tableau(1-1) : Coefficient de dégressivité transversale a_1 de A(l)

On obtient par la suite la valeur $A_1(l)$ de la surcharge qui doit être inférieure à $400-0,2L$ soit :

$$A_1(L) = \max. [a_1 * a_2 * A(l); (400 - 0.2L)] \text{ en DaN/m}^2$$

l (m) = longueur chargée

Quant au coefficient a_2 il est calculé de la façon suivante à l'aide du tableau III :

$A_2 = v_0/v$, avec $v_0=3.50m$, $v=lc/2$ avec :

Classe pont	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}
v_0	3.50m	3.00m	2.75m

Tableau (1-2) : Coefficient de dégressivité transversale a_2 de A(l)

I.4.2.2. Système des charges routieres B

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

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4G/S}$$

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 Bc sont pondérées par les coefficients δ et $b_c = 1,10$. La figure 4 montre comment sont les camions de types Bc ;

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

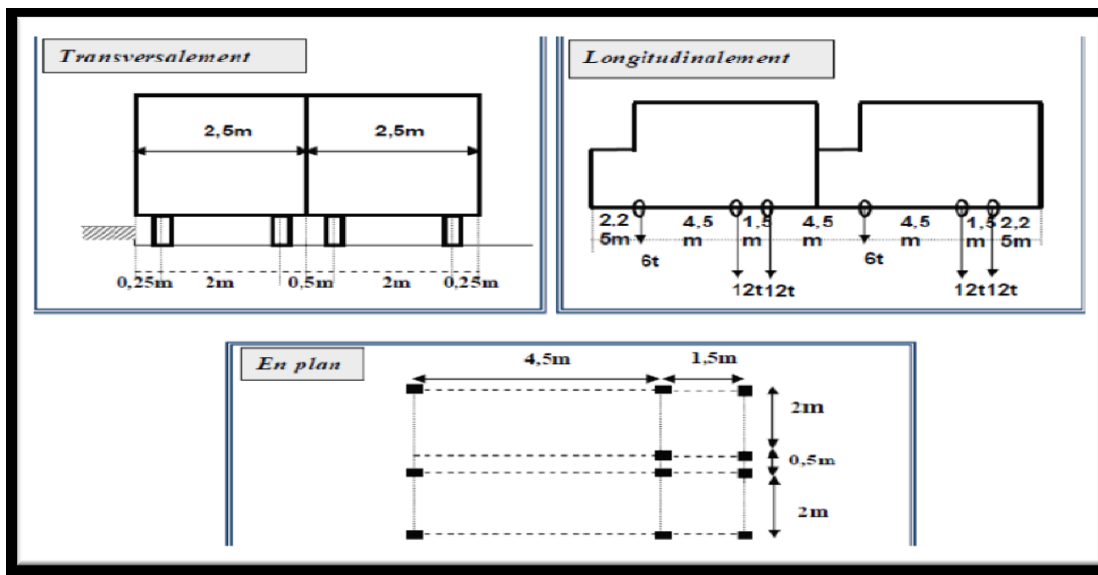


Figure (1-4) : système de charge Bc .

b) Système Bt

Le sous- système se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, le poids de chaque essieu étant de 16 t :

- Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe .
- Le nombre de camions est limité à deux(02) dans le sens transversal.
- Le nombre de camions est limité à (1) dans le sens longitudinal.

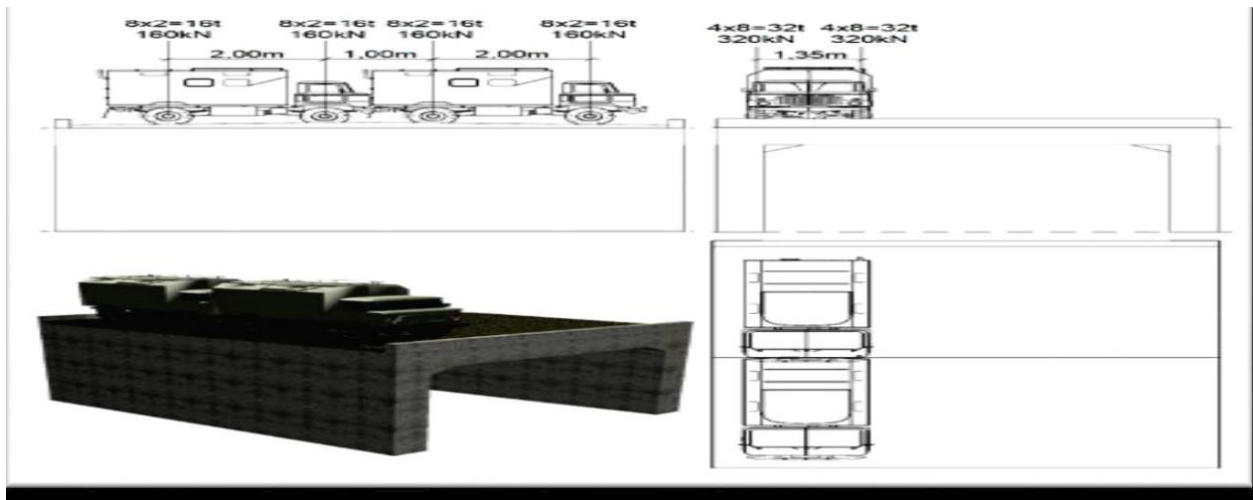


Figure (1-5) : Cas de charge défavorable du système B.

Il est affecté d'un coefficient de pont dération b_t :

Classe du pont	1 ^{ère}	2 ^{ème}
Coefficient	1	0.9

Tableau (I-3) : Les valeurs du coefficient b_t

Et répondant aux caractéristiques suivantes :

Masse portée par chaque essieu 16 [t]

Distance des deux essieux 1,35 [m]

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2,00 [m]

Surface d'impact de chaque roue :

- Transversalement 0,60 [m]

- Longitudinalement 0,25 [m]

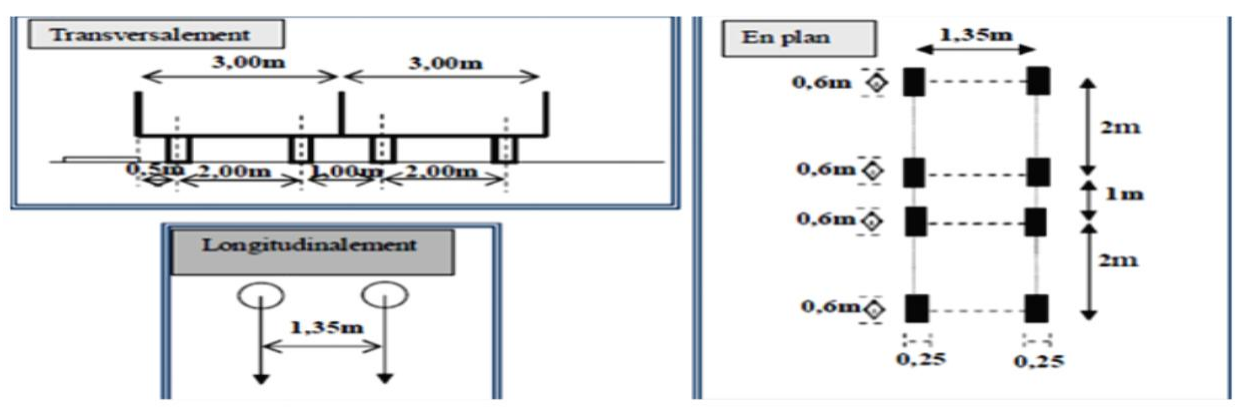


Figure (1-6) : Système Bt.

c) Système Br (roue isolée)

Le système se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10 t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,6 * 0,3m.

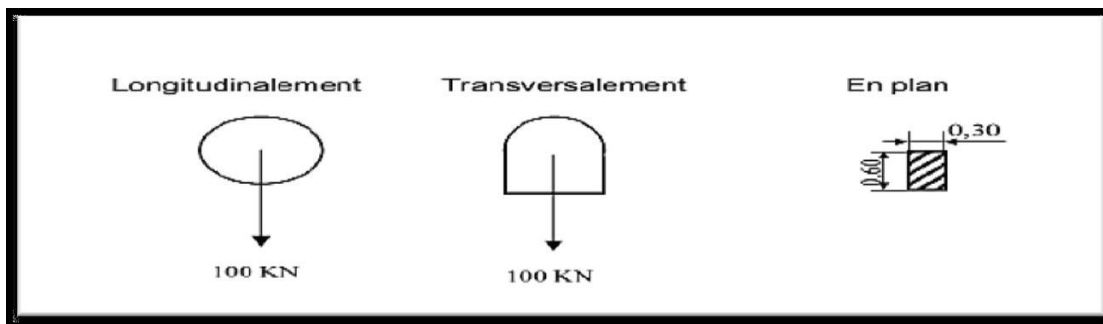


Figure (1-7) : système de charge Br.

Pour 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 coté transversal et de 0,30 m de coté longitudinal.

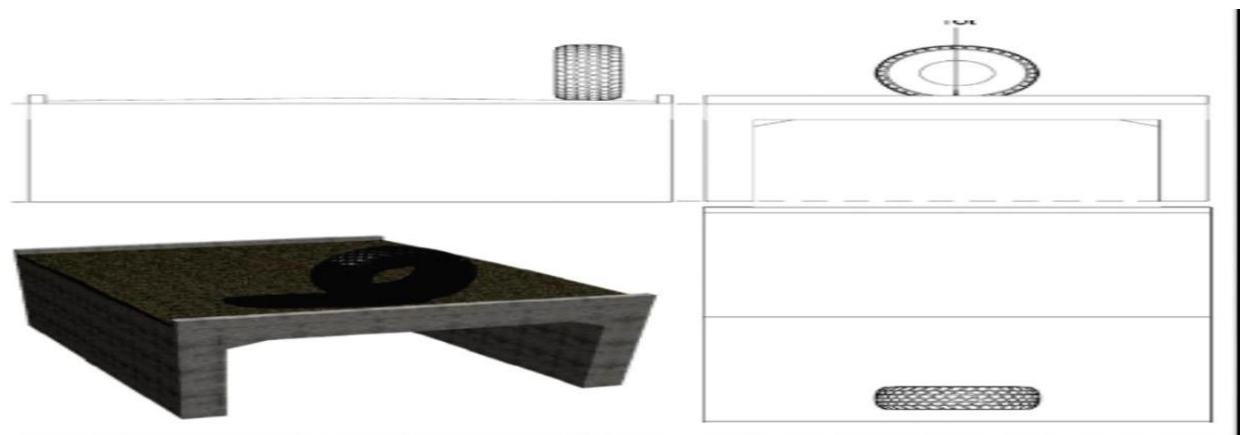


Figure (1-8) : Situation défavorable du système de charge Br.

I.4.2.3. charge militaires

Les véhicules types militaires sont constitués de deux types : convoi M80 et M120 et sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture (dalles) ou d'ossature des tabliers. Les effets des chars M120 étant plus défavorables que ceux développés par le M80, nous nous limiterons, dans ce qui suit, à l'étude des cas de charges dues aux convois M120.

a) système militaire Mc120

Un véhicule type Mc120 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 .

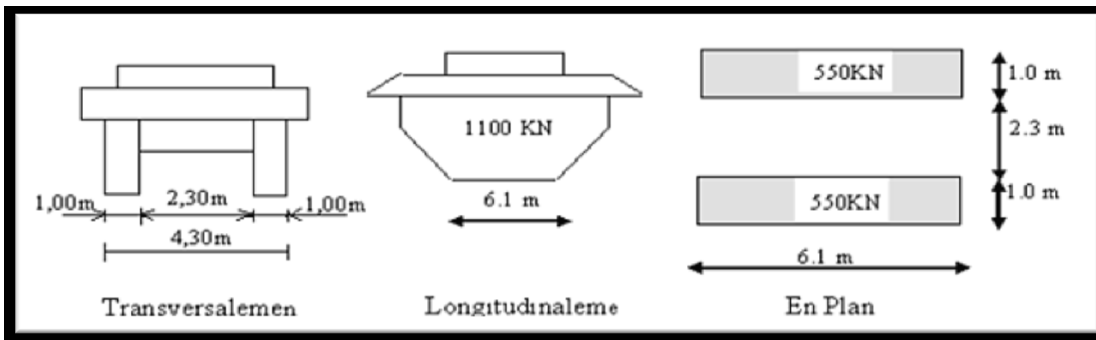


Figure (1-9) : système de charge Mc120

Il ne pas possible de placer plus d'un char par travée 6,3 m de long, car dans un convoi de surcharges militaires, la distance entre chars est de 36,60 m.

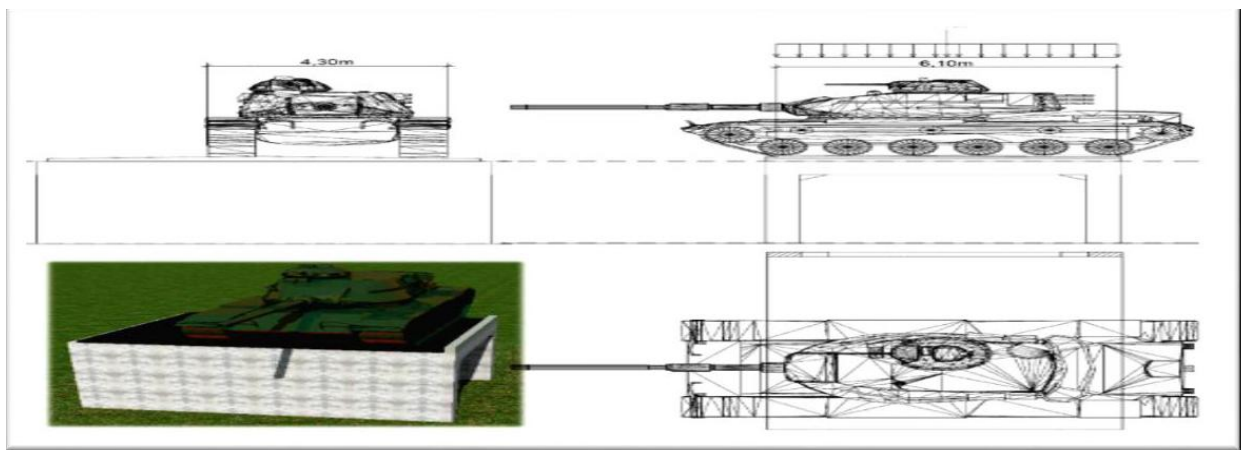


Figure (1-10) : charge du convoi Mc120.

b) système militaire Me120

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 m et le côté longitudinal 0,15 m.

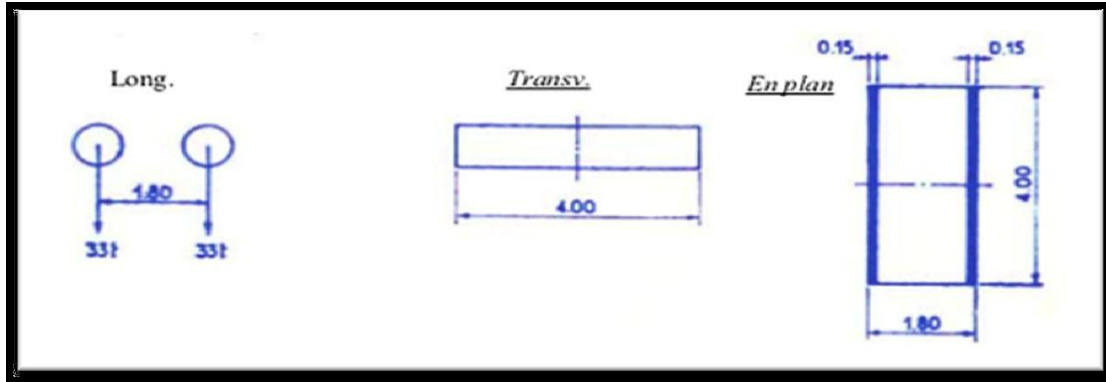


Figure (1-11) : système de charge Me120

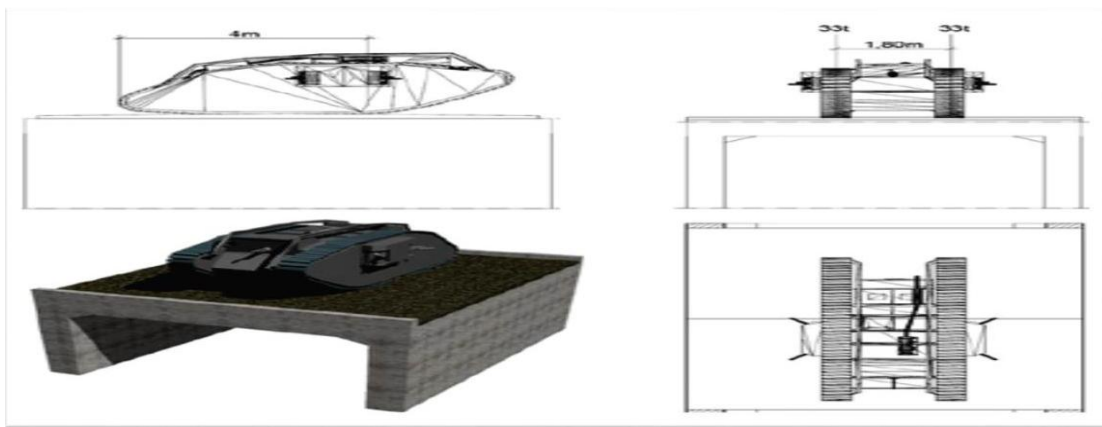


Figure (1-12) : Cas de charge défavorable du convoi Me120.

1.5 .Les combinaisons d'actions

Conformément au BAEL91, les sections sont justifiées dans le cadre de l'état-limite ultime (E.L.U.) et de L'état-limite de service (E.L.S.).

Les deux calculs, en flexion simple, sont menés de façon indépendante.

Etat-limite de service selon le BAEL 91 il y a lieu de considérer :

$$ELU : 1,35G + \max \left(1,60 * \max \left(\begin{matrix} A(l) \\ Bc \\ Bt \\ Br \end{matrix} \right); 1,35 * \max(Mc120, Me120) \right) + 1,60 * trottoir$$

$$ELS : G + \max \left(1,20 * \max \begin{pmatrix} A(l) \\ Bc \\ Bt \\ Br \end{pmatrix} ; \max \begin{pmatrix} Mc_{120} \\ Me_{120} \end{pmatrix} \right) + trottoir$$

Conclusion

D'un pont cadre un type d'ouvrages très répandu et destiné au franchissement des routes ou des cours d'eau de faible importance.

Dans cette première partie nous avons tenté de présenter l'essentiel notions sur le pont cadre par la suite ses domaines d'emploi et ses dimensionnement, enfin les surcharges.

Chapitre II : Les caractéristiques du mouvement sismique

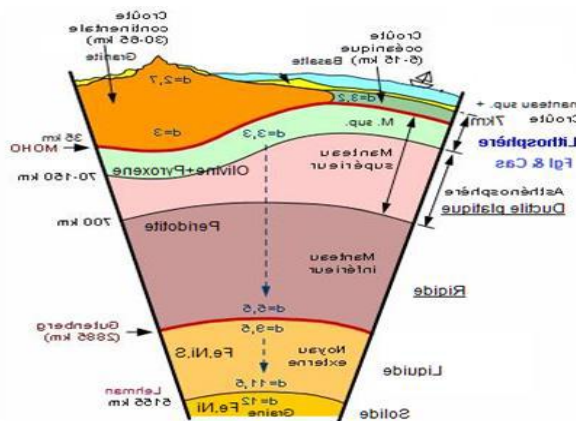
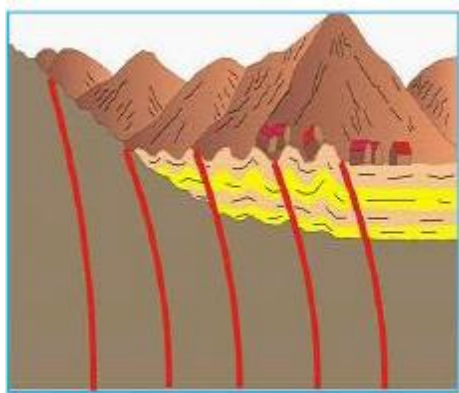
Introduction

La sismologie est la science des tremblements de terre qui consiste à détecter et à analyser les vibrations naturelles du sol et par extension, les signaux sismiques générés artificiellement, elle a contribué de manière vitale à la prévision des tremblements de terre, et à la compréhension de la tectonique des plaques. Les tremblements de terre font partie des cataclysmes naturels qui ont toujours exercé une grande fascination sur l'humanité.

Notre connaissance actuelle des phénomènes est telle que s'il n'est pas possible de prédire l'instant où un séisme se produira en un lieu donné, il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique, et d'y construire en conséquence. Pour cela il faut comprendre le mécanisme par un certain nombre de grandeurs directement utilisable par l'ingénieur.

II.1. définition d'un séisme

Qu'est-ce qu'un séisme ? Un séisme est une libération soudaine d'énergie qui se produit à l'intérieur de la terre et qui peut occasionner des dégâts considérables à cause des ondes élastiques qui se propagent depuis le foyer jusqu'à n'importe quel point de la surface.



Figure(2-1): Coupes schématiques sur le globe terrestre.

Comment et pourquoi se produisent les séismes ? La croûte terrestre est formée par 7 grandes plaques et d'autres plus petites.

Ces plaques sont connues sous le nom de plaques tectoniques.

Les plaques ne sont pas immobiles, elles se déplacent à des vitesses allant de 1-2 cm/an pour les plaques les plus lentes, jusqu'à 6-7 cm/an pour celles les plus rapides, et elles ne se déplacent pas toutes dans le même sens, sinon qu'elles peuvent le faire en sens opposés.

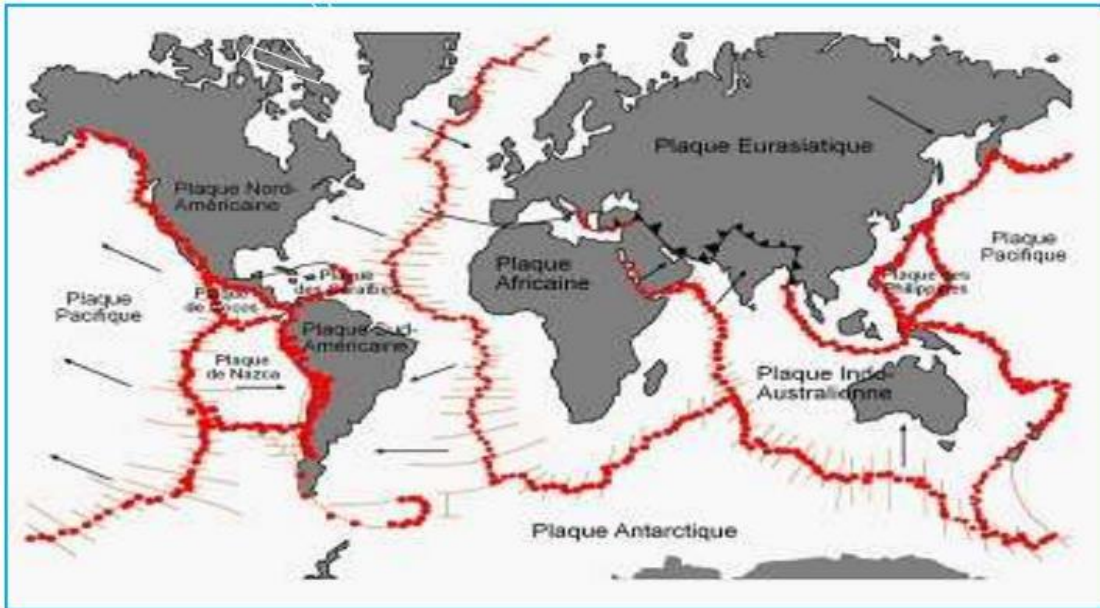


Figure (2-2) : Carte de monde où apparaissent les plaques les plus importants .

Le mouvement des plaques provoque des tensions, faisant que celles-ci s'accumulent jusqu'à un point où la résistance de la croûte ne peut plus et elle se casse.

Au moment où a lieu cette rupture, l'énergie qui s'était accumulée se libère soudainement sous forme d'ondes qui se propagent dans toutes les directions en produisant une secousse du terrain. Le point où se produit la rupture est connu sous le nom d'hypocentre (foyer) et sa projection à la surface terrestre est l'épicentre. La rupture se propage au long d'une faille dont les dimensions varient selon la magnitude du séisme. [5]

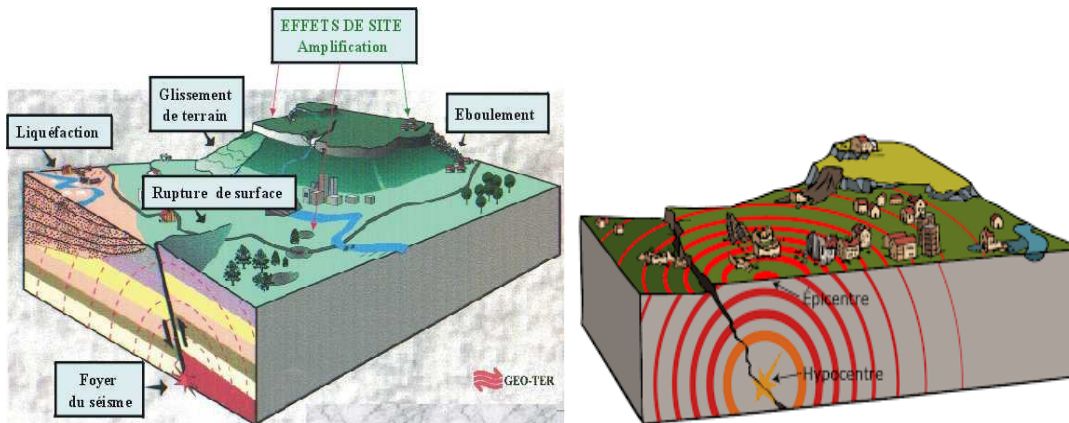


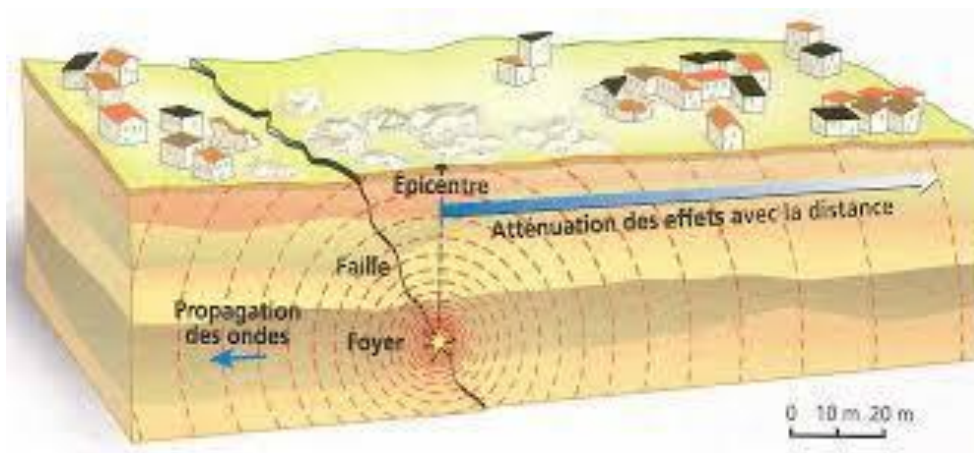
Figure (2-3): Localisation schématique des effets possibles d'un séisme .

- Le mouvement des plaques exerce des forces sur les roches.
- Tout d'abord, les roches se déforment.
- Arrive un point où la croûte se casse en une faille et se produit une libération soudaine d'énergie.

II.2. Paramètres d'un séisme

Hypocentre et épicentre

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme **foyer ou hypocentre**, le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que la **zone épiscopentrale** désigne la portion de surface terrestre à la verticale du foyer. Il s'agit généralement de la zone géographique où le maximum des effets du séisme est observé.



Figure(2 -4) : Représentation schématique d'un séisme.

II.3. Les caractéristiques principales d'un séisme

Un séisme est caractérisé par :

II.3.1. Faille

En géologie, c'est une ligne de cassure le long de laquelle un compartiment de roche, ou une section de la croûte terrestre, a été déplacé par rapport au compartiment voisin. Le mouvement responsable de cette dislocation peut être vertical ou horizontal, ou les deux à la fois. Lorsque le mouvement d'une faille est soudain et abrupt, il peut générer un grave séisme et même fissure de la surface de la terre créant une forme de relief nommé escarpement de faille.

a. Faille normale

Produite par des forces de distension, elle se forme lorsque deux blocs de l'écorce terrestre s'écartent l'un de l'autre.

b. Faille transcurrente (ou de décrochement)

Se forme lorsque deux blocs de l'écorce terrestre glissent l'un contre l'autre selon un mouvement principalement horizontal.

c. Faille inverse

Apparaissent dans la situation contraire, lorsque les deux compartiments sont comprimés l'un contre l'autre. Dans ce cas, la masse rocheuse surplombant la faille monte.

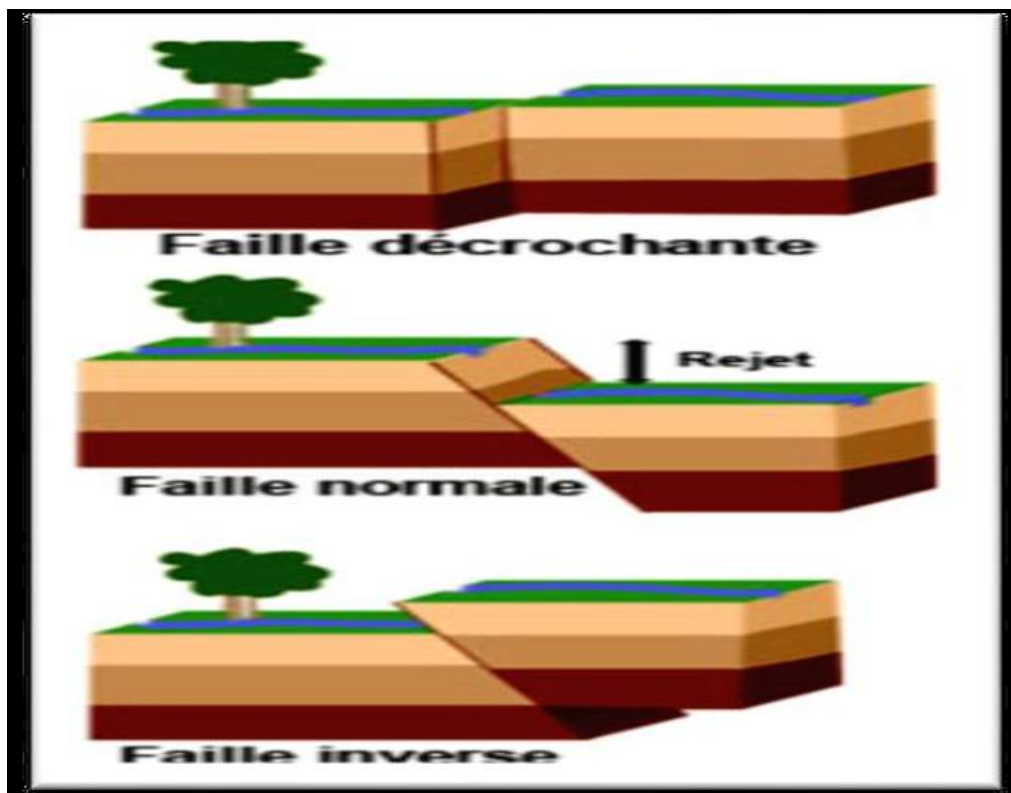


Figure (2-5) : Représentation schématique Les trois principaux types de failles.

II.3.2.Foyer

C'est la région de la faille où se produit la rupture et d'où partent les ondes sismiques[6].

II.3.3.épicentre

Point situé à la surface terrestre à la verticale du foyer et où l'intensité est la plus importante.

II.4.Comment mesure-t-on les séismes ?

II.4.1. La magnitude

La magnitude dite de Richter instaurée par ce dernier en 1935 est basée sur la mesure de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme. La magnitude est définie comme le logarithme

décimal de cette valeur. Cette définition très générale montre bien le caractère empirique de cette mesure qui dépend d'une part du type de sismomètre et d'autre part du type d'élaboration graphique utilisée pour la réalisation du sismogramme sur lequel se fait la mesure. Cette dernière est aussi très variable d'une station sismique à l'autre car la radiation sismique d'un séisme n'est pas toujours homogène.

II.4.2. L'intensité

L'intensité mesure l'importance d'un séisme en un lieu donné d'après les manifestations ressenties par la population et les dégâts qu'il a provoqués, pour un séisme donné, l'intensité dépend la distance à l'épicentre, elle décroît quand cette distance augmente, mais des anomalies peuvent apparaître, dues à des conditions géologiques particulières et topographiques.

II.5. Les différents types d'ondes sismiques

On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme: les ondes de fond, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S et les ondes P, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh.

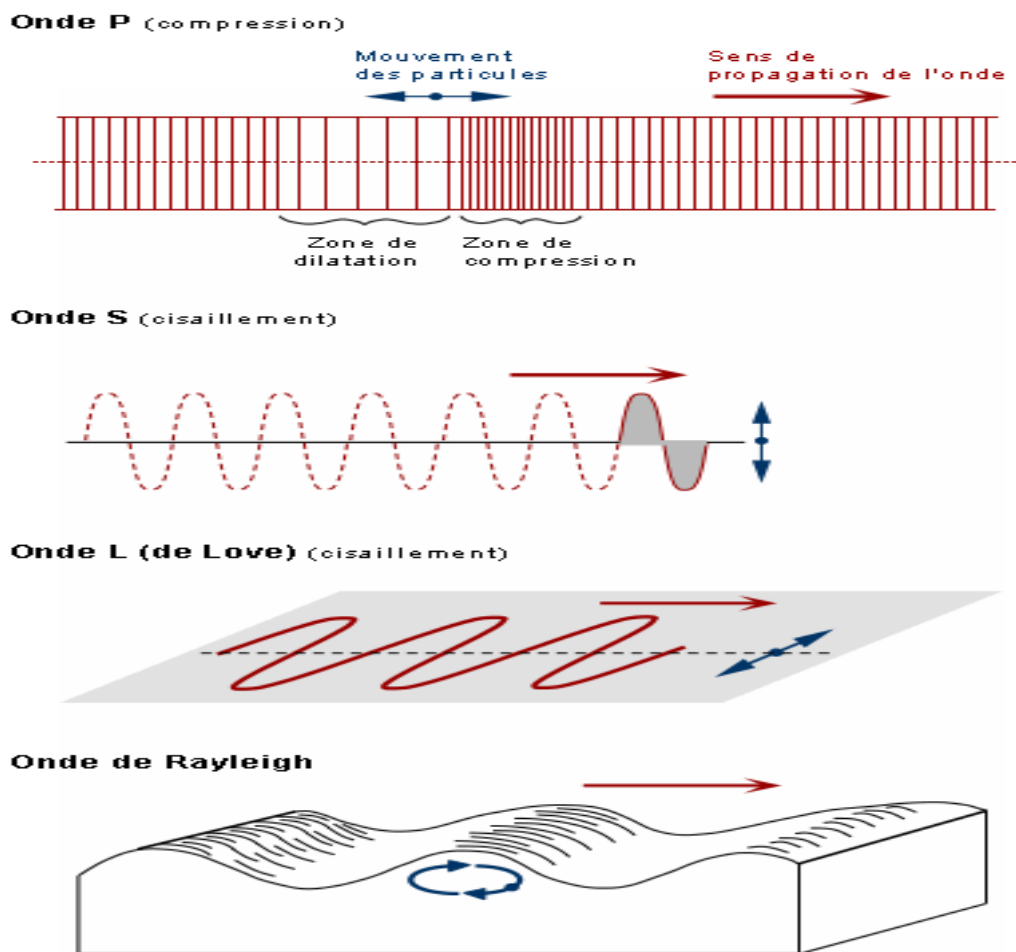


Figure (2-6) : Représentation schématique du mouvement des ondes sismique.

Les ondes **P** sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde. Les ondes **S** sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde. Les ondes de Love ou ondes **L** sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral. Les ondes **de Rayleigh** sont assimilables à une vague; les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre. [7]

II.6. Enregistrement du signal sismique

Le signal sismique peut être introduit de deux manières différentes dans le calcul des structures :

- ✓ Accélérogrammes.
- ✓ Spectres de réponse.

II.6.1. Les accélérogrammes

Notre compréhension des forces ou déformations induites par les séismes s'est développée de manière considérable conséquemment à des mouvements de sol dus aux séismes, ou à la réponse des structures enregistrée sous forme d'accélérogrammes.

Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme s'écrivent principalement sous la forme d'accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps ; nous pouvons de même enregistrer la vitesse ou le déplacement des particules du sol. [8]

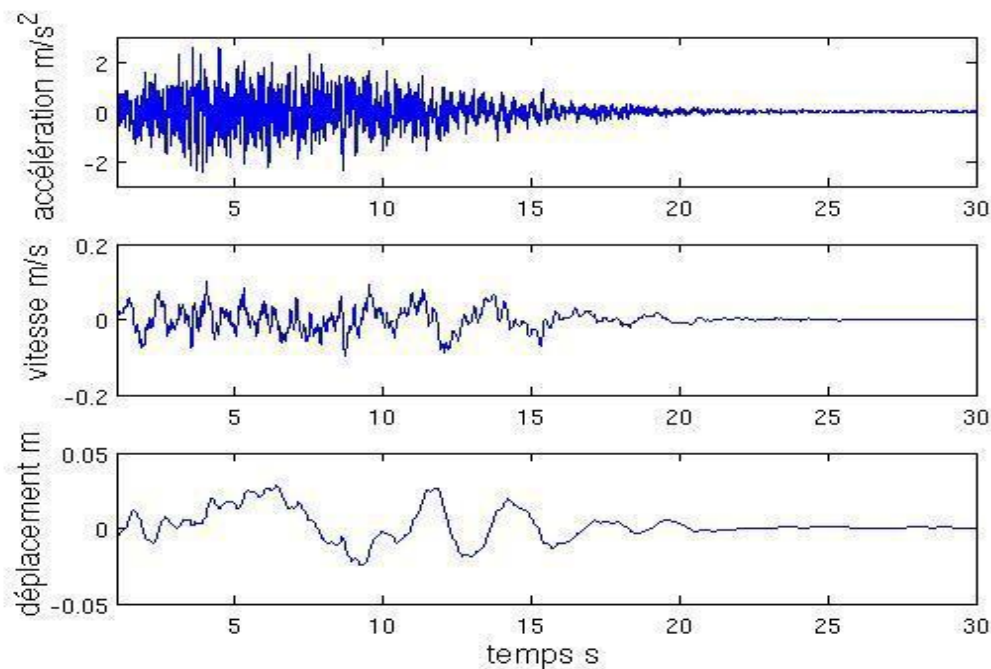


Figure (2-7) : Les différentes phases d'un accélérogramme.

II.6.2. Les spectres de réponse

L'examen d'enregistrements de mouvements de sols produits par un même séisme en surface de sols de natures géologiques et géotechniques différentes fait apparaître une forte dépendance de la nature du mouvement sur les caractéristiques géotechniques.

Les spectres de réponse moyens, calculés à partir d'enregistrements réels obtenus sur des sols rocheux, argileux, raides, de profondeur moyenne ou des dépôts alluviaux profonds, montrent la nécessité qu'il y a à étudier le comportement des sols sous chargement dynamique pour parvenir, en zones sismiques, à une conception fiable des ouvrages qui y sont fondés, c'est en particulier le cas pour les ouvrages importants comme les centrales nucléaires, les barrages, les tours etc .

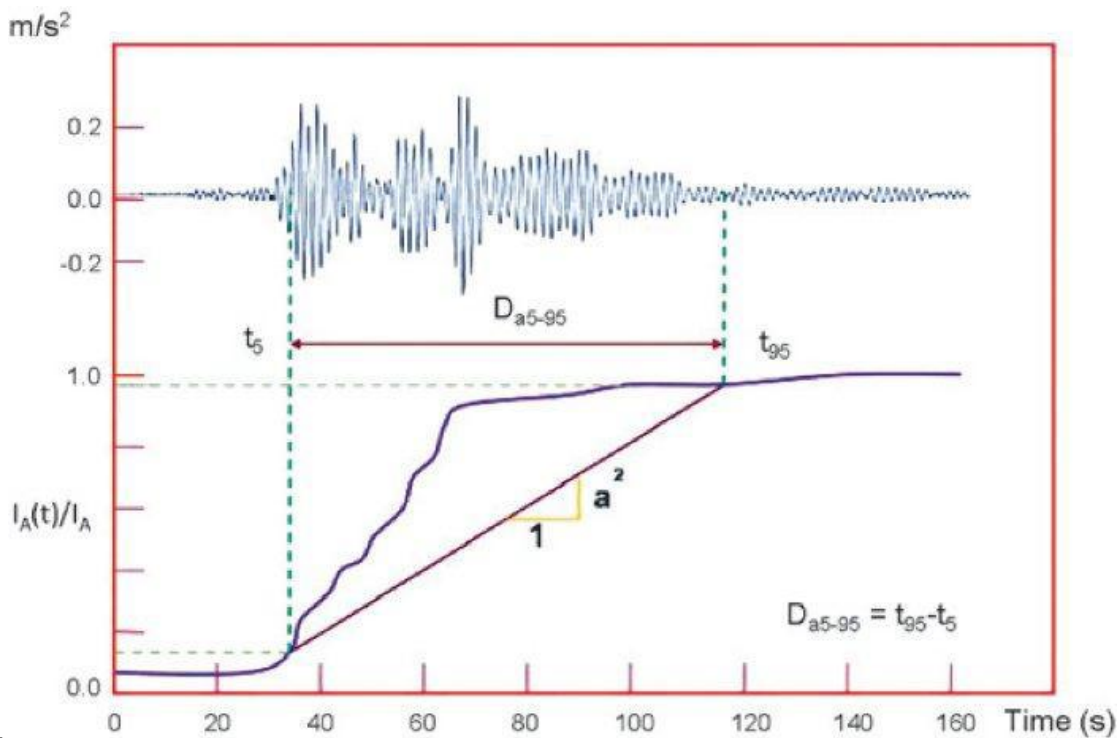


Figure (2-8) : Graphique de Hussit.

II.7. L'accélération maximale

L'accélération a_{max} exprimée en fonction g, la vitesse et le déplacement maximale Dans un accélérogramme figure (2.9) on peut distinguer quatre phases différentes :

Une phase initiale pendant laquelle les accélérations sont faibles de 0 à 4 secondes.

- ✓ une phase à fort niveau d'accélération entre 4 et 12 s.
- ✓ une phase modérée entre 12 et 38 s.
- ✓ une phase très faible de retour progressif au repos après 38 secondes.

II.8. Durée du séisme

La durée du tremblement de terre est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est liée à la magnitude du séisme. Cette durée est au maximum de l'ordre de 60 s en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone peu sismique. La durée de mouvements forts du sol peut avoir une forte influence sur les dégâts du séisme.

II.9. Risque sismique

II.9.1. Effet et conséquences des séismes

Les tremblements de terre font peser de graves menaces sur les populations vivant dans des régions sismiques. Ils peuvent semer la mort en détruisant des habitations, des édifices publics, des ponts, des barrages ou en déclenchant de catastrophiques glissements de terrains.

Les mouvements sismiques excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Les séismes engendrent également assez souvent, des effets spectaculaires et particulièrement dangereux:

- **Tassements** (Mexico 1985)

- **Liquéfaction des sols** : Les sols meubles, en particulier les sols remblayés, sont menacés par la liquéfaction, autre danger sismique. En effet, lorsqu'ils sont soumis aux ondes de choc d'un tremblement de terre, ils peuvent perdre toute cohérence et se comporter comme des sables mouvants. Des immeubles reposant sur ce type de matériaux ont été littéralement avalés, lors du tremblement de terre de San Francisco en 1906, et le cas du séisme de Chleff 1980.

- **Les raz de marée ou tsunami** : En cas de secousses sous-marines, les rivages peuvent être affectés par un autre risque : la formation de raz-de-marée ; ceux-ci sont provoqués par l'onde de choc qui se propage à la surface des eaux marines. De véritables murs d'eau sont projetés le long des côtes avec une telle violence que des villes entières peuvent être détruites ce fut le cas en 1896, à Sanriku, ville de 20 000 habitants, au Japon ainsi qu'au 1960 avec une vitesse de 750Km/h, Nikaragua 1992, et le tsunami de Sumatra 2005.

II.9.2. Aléa sismique « séismique hasard »

Elle est définie en un site donné par la probabilité qu'au cours d'une période de référence (par exemple probabilité annuelle), une secousse sismique atteigne ou dépasse une certaine intensité.

II.9.3. Zonage du risque sismique « zoning »

Le zonage du risque sismique, c'est à dire la division du territoire en « zones de sismicité » à l'intérieur desquelles l'aléa sismique peut être considérée comme uniforme, constitue une base essentielle pour la définition de règles régissant les constructions résistantes aux séismes. Le zonage sismique s'efforce de classer les régions, suivant le niveau de l'aléa. Un grand nombre de pays adoptent la représentation suivante :

1. Zone 0 : Sismicité négligeable.
2. Zone 1 : Sismicité faible.
3. Zone 2 « a » et « b » : Sismicité moyenne.
4. Zone 3 : Sismicité élevée. [9]

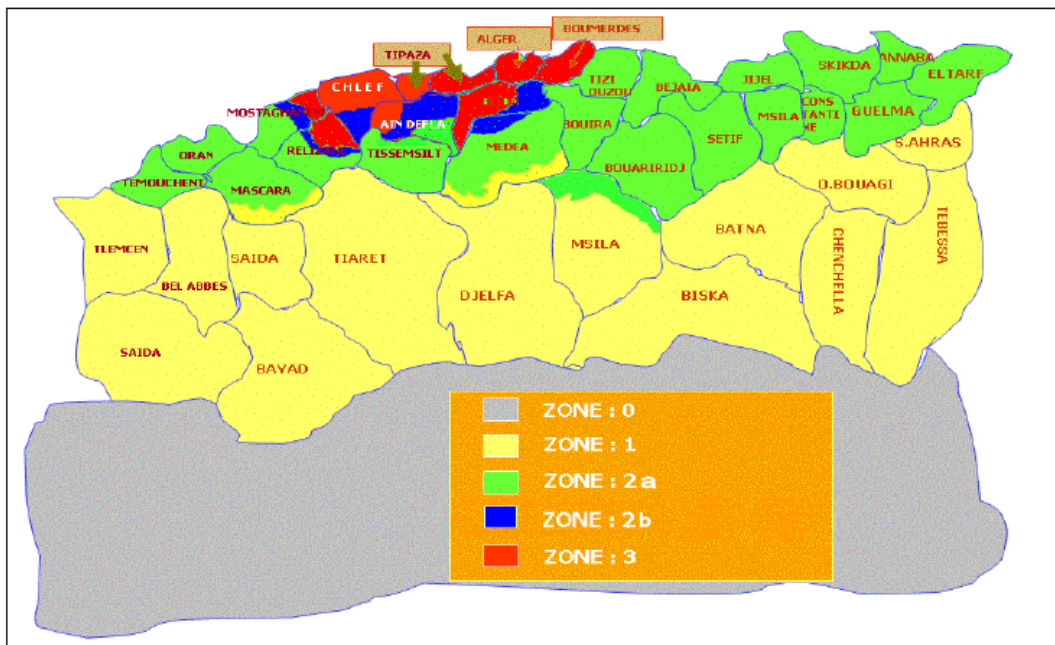


Figure (2-9) : Zonage du territoire National.

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité - Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance: Hangars

Tableau(2.1) : Coefficient d'accélération.

II.9.4. La sismicité du passé

La connaissance de la sismicité historique permet de répéter et d'évaluer les zones et les régions à risque et l'effet des mouvements du sol sur les personnes et les biens. Cependant, ce ci doit être affiné par l'étude des failles actives. En effet, à partir de ces données historiques, on peut déterminer la fréquence, la période des événements sismiques.

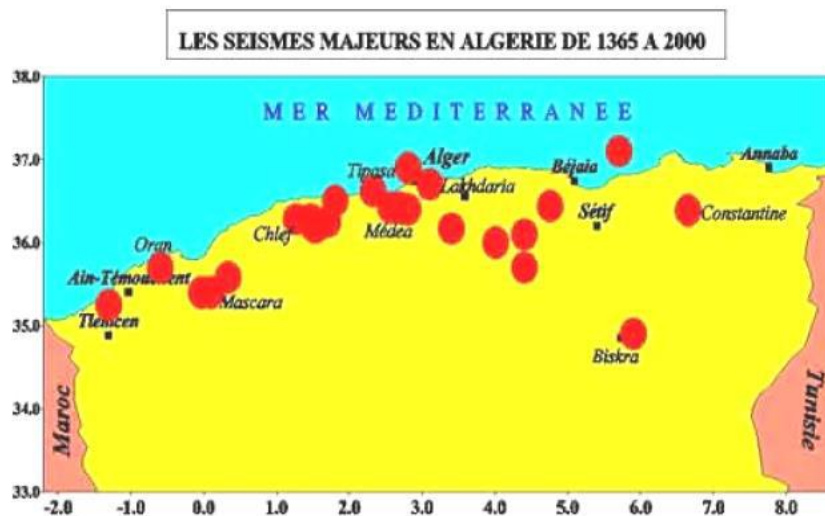


Figure (2-10) : Les séismes majeurs en ALGERIE .

II.10. L'effet d'un séisme sur un pont

- La liquéfaction des sols (perte de la capacité portante des sols qui provoquent le basculement et l'enfoncement des constructions) ;
- Le glissement de terrain : sur les versants, les glissements provoqués par les séismes ne sont pas rares et entraînent la perte totale des ouvrages concernés ;
- Les éboulements rocheux : ils sont fréquents dans les régions montagneuses. Les constructions peuvent alors être partiellement ou totalement détruites. Ce danger ne peut être apprécié que par un spécialiste [10].

Conclusion

Ce chapitre a pour but de clarifier au lecteur comment se produit un séisme, et quels sont les risques de celui-ci sur un ouvrage, ainsi que l'importance de la micro-zonation des zones sujettes à des séismes d'importance moyenne à grande afin de parvenir à une démarche cohérente pour la conception, le calcul et la réalisation de constructions parasismiques.

Chapitre III : Interaction sol -structure

Introduction

L'interaction sol-structure est importante pour le cas des structures devant résister aux seismes telles que les grands barrages, les ouvrages d'art, les bâtiments de grandes hauteurs, etc. L'énergie de vibration impartie sur structure par le seisme est partiellement dissipée à travers la dimension latérale du massif. Selon les caractéristiques relatives du système sol-structure-couche de fondation, cette perte d'énergie peut devenir importante pour charge sismique décisive.

Les progrès récents dans les domaines de l'informatique et du calcul numérique (méthode des éléments finis). Plusieurs méthodes existent pour prendre en compte l'ISS. La plus utilisée est la méthode des éléments finis traitant les problèmes au niveau local (lois constitutives en contraintes déformations). Elles semblent appropriées puisqu'elles permettent de définir précisément le comportement de tous les éléments (sol, fondation, structure ect...).

Ce chapitre présente le comportement des sols sous sollicitations sismiques et traite de l'interaction sol-structure dans lequel sont évoqués les principes de la modélisation de l'interaction sol-structure, le choix de la loi de comportement convenable, ainsi que les méthodes de résolution des équations de la discrétisation par élément finis.

III.1. Définition d'interaction sol-structure

L'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un seisme 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 [11].

La résolution du problème d'interaction sol – structure, dépend de celle des problèmes suivants :

- La définition du risque sismique et du mouvement résultant ;
- L'étude du comportement du sol sous chargement cyclique ;
- L'évaluation du comportement du sol en champ libre ;
- L'évaluation de la réponse de la structure sous chargement dynamique .

III. 2. 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.

III.3. Etude du problème d'interaction sol-structure

III.3.1. formulation d'un problème d'interaction

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 élément fini du phénomène d'interaction.

En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable. Les équations du mouvement sont obtenues par référence à la figure (3-1) qui schématise un ensemble sol structure.

L'équation du mouvement s'écrit :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = Q_f \dots\dots\dots (3-1)$$

- ✓ M : matrice de masse ;
- ✓ C : matrice d'amortissement du système ;
- ✓ K : matrice de raideur du système ;
- ✓ Q_f : le vecteur de charge.

En l'absence de structure, l'équation du mouvement du champ libre est analogue de par sa forme à l'équation (3-1) les indices f désignant les matrices masses, amortissement et raideur relative au seul champ libre, cette équation s'écrit :

$$M\ddot{u}_f + C\dot{u}_f + Ku_f = Q_f \dots\dots\dots (3-2)$$

Posant : Le déplacement total pour le problème d'interaction est alors donné par l'équation :

$$U = U_i + U_f \dots\dots\dots (3-3)$$

L'équation définit le déplacement d'interaction U_i qui satisfait l'équation :

$$M\ddot{u}_i + C\dot{u}_i + Ku_i = Q_i \dots\dots\dots (3-4)$$

Avec :

$$Q_i = [M \ M_f] \ddot{u}_f + [C \ C_f] \dot{u}_f + [K \ K_f] u_f \dots\dots (3-5)$$

Le vecteur de charge Q_i est déterminé à partir des déplacements en champ libre.

Pour les systèmes linéaires on a alors le théorème de superposition illustré sur la figure (3-1) Le problème d'interaction est décomposé en la somme d'un problème de réponse du sol en champ libre et d'un problème source où les forces appliquées Q_i n'ont des composantes non nulles qu'aux noeuds communs à la structure et sol [12].

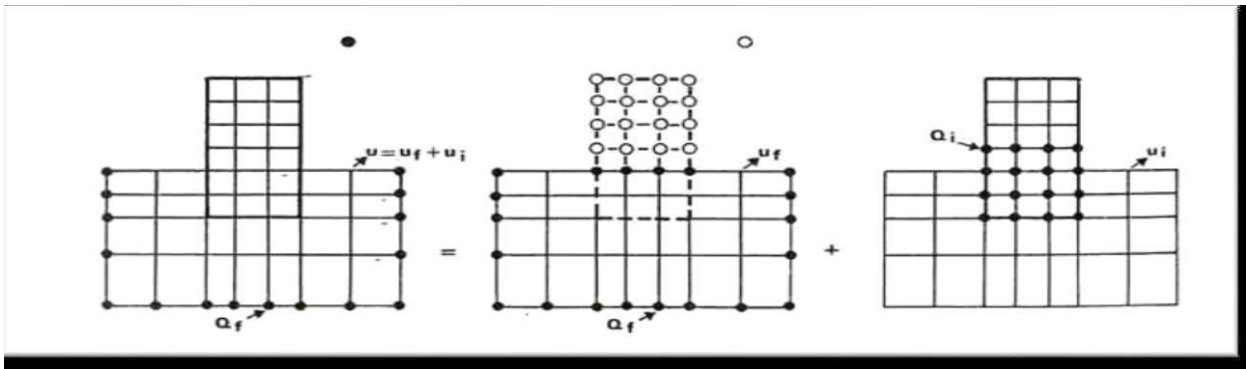


Figure (3-1) : Décomposition du problème d'interaction sol-structure.

III.3.2. Mouvement du sol en champ libre

Le mouvement sismique est défini par un accélérogramme ou par un spectre de réponse. Ce mouvement est très influencé par les conditions géotechniques locales. L'étude d'un site doit suivre les principes suivants :

- ✓ Définition du mouvement à la surface du sol ;
- ✓ Niveau d'accélération réaliste pouvant être transmis par le sol ;
- ✓ Caractéristique fréquentielle du mouvement compatible avec les caractéristiques physiques du site ;
- ✓ Variation de l'accélération avec la profondeur dans des limites raisonnables . [13]

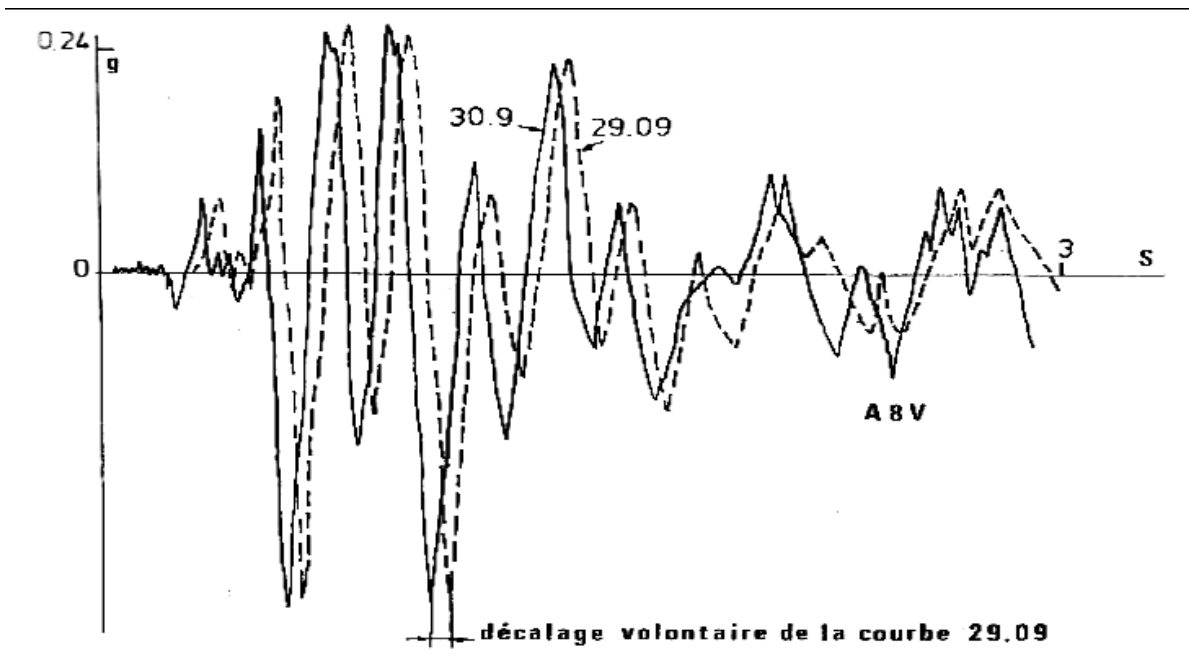


Figure (3-2) : Accélération en champ libre.

III.4. Illustration de l'effet de l'interaction sol structure

III.4.1. Modèle analogique simplifié

L'influence de l'interaction sol structure sur la réponse d'un ouvrage peut être illustrée à l'aide du modèle analogique de la figure (3-3) La structure est assimilée à une masse et un ressort, placés à une hauteur h au-dessus de la fondation.

La liaison entre la structure et la fondation est réalisée par une barre rigide. La fondation repose sur le sol et son interaction avec celui-ci est modélisée par le biais des fonctions d'impédance, c'est à dire les réactions exercées par le sol sur la fondation, peuvent être représentées par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs indépendants de la fréquence.

Le système de la figure (3-3) possède 3 degrés de liberté :

- Le déplacement horizontal $\langle u \rangle$ de la masse $\langle m \rangle$;
- Le déplacement horizontal $\langle u_0 \rangle$ de la fondation ;
- La rotation $\langle \theta \rangle$ de la fondation autour d'un axe horizontal II est soumis à un déplacement horizontal du sol support, harmonique de pulsation $\langle \omega \rangle$ et d'amplitude $\langle u_g \rangle$ [14].

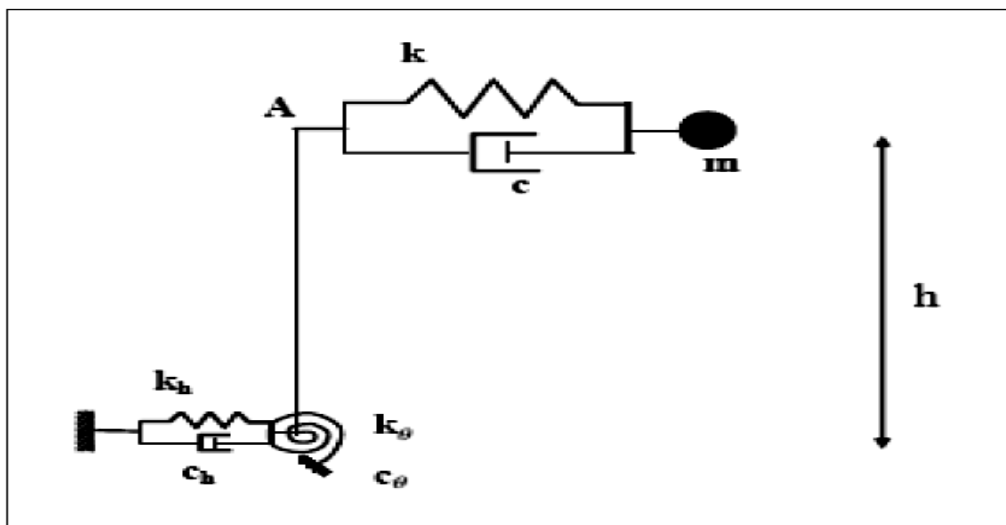


Figure (3-3) : Modèle simplifié d'interaction sol-structure.

III.4.2. Influence de l'interaction sol structure

- Un mouvement du sol à la base du bâtiment suppose identique à celui du champ libre ; dans les cas courants cette approximation est considérée comme acceptable.
- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment [15].

III.5. Comportement des sols sous sollicitations sismiques

Les lois de comportement décrivent les relations entre les contraintes σ_{ij} et les déformations ϵ_{ij} dans un solide. Le modèle doit être simple et ne fait intervenir qu'un nombre limité de paramètres corrélables ou directement mesurable à partir des résultats d'essais courants de laboratoire. On distingue :

- Comportement élastique du sol.
- Comportement élastoplastique du sol [16].

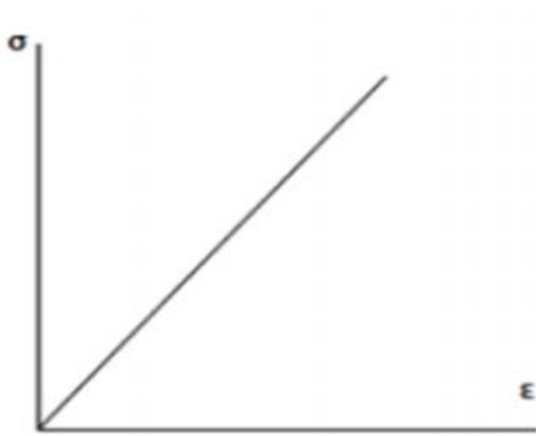


Figure (3-4) : modèle élastoplastique.

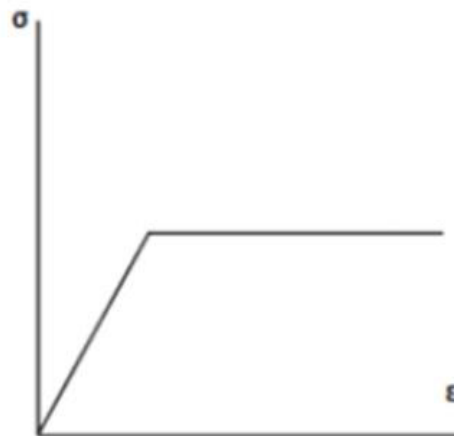


Figure (3-5) : modèle élastique.

III.5.1. Comportement élastique du sol

Est celle qui relie linéairement les déformations aux contraintes, c'est l'élasticité linéaire donnée par la loi de Hooke.

Ce modèle est caractérisé par deux paramètres :

- le module de Young E .
- le coefficient de poisson ν [17].

III.5.2. Comportement élastoplastique du sol

Est dit avoir un comportement élastoplastique quand au delà d'un certain niveau de chargement, il présente des déformations réversibles (élastiques) mais aussi des déformations irréversibles (plastiques) et que ces déformations et ces contraintes obéissent à des lois bien précises. Notons que la considération d'un corps élastoplastique se fait en excluant l'influence du paramètre temps. Il est caractérisé par cinq paramètres :

- le module de Young E ,
- le coefficient de poisson ν ,
- la cohésion c ,
- l'angle de frottement ϕ ,
- L'angle de dilatance Ψ . [18]

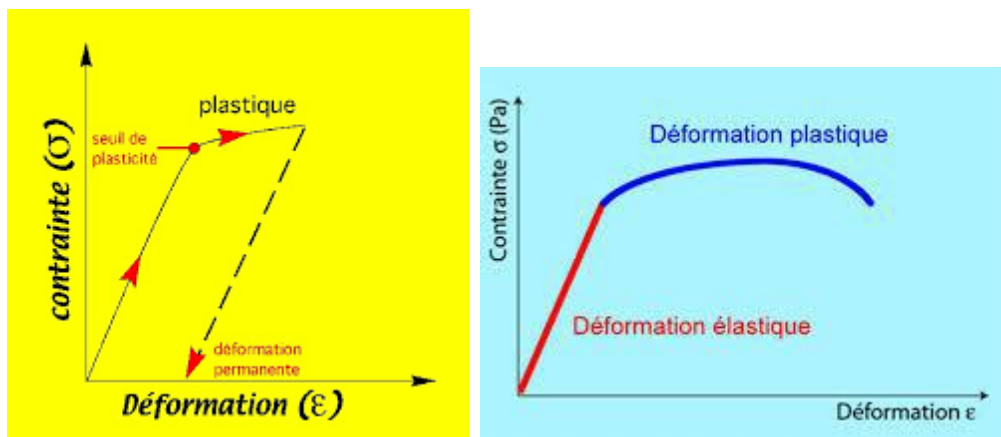
III.5.3. description expérimental

Une description complète du comportement des sols est obtenue si, partant d'un état d'équilibre caractérisé par un champ de contraintes et un champ de déformation, il est possible de déterminer le nouvel état de déformation correspondant à l'application d'un incrément de contrainte. La relation entre le champ de contraintes et de déformation constitue la loi de comportement.

III.5.4. Définition de la déformation élastique et de la déformation plastique

Une déformation élastique est définie comme une déformation

- qui est sensiblement proportionnelle à la force qui la provoque (notion de linéarité)
- et qui disparaît après la suppression des charges qui l'ont provoquée (déformation réversible).
- Pour chaque sollicitation et chaque corps, il existe une force limite au-delà de laquelle les déformations cessent d'être élastiques, c'est la limite d'élasticité.
- Au-delà de cette limite, une partie de la déformation subsiste lorsque l'action extérieure cesse, on dit que le corps a subi une déformation permanente ou plastique ou post-élastique.



Fig(3.6) : Courbe de déformation plastique et déformation élastique.

III.6. Caractéristiques dynamiques des sols

III.6.1. Module de cisaillement maximal

Le module de cisaillement, aussi appelé module de glissement, module de Coulomb, est une grandeur physique intrinsèque à chaque matériau et qui intervient dans la caractérisation des déformations causées par des efforts de cisaillement.

Donc le module de cisaillement maximal est défini :

$$G_{max} = \frac{\tau_{max}}{\gamma_{max}} = \frac{(F/A)}{(\Delta x/l)} = \frac{F \cdot l}{\Delta x \cdot A}$$

τ = contrainte de cisaillement,

γ_{max} = le déplacement latéral relatif,

A = l'aire sur laquelle la force agit,

F = La force appliquée,

L = L'épaisseur,

Δ_x = Le déplacement latéral.

III.6.2. Détermination de τ_{max}

On a vu que le module de cisaillement pour les petites déformations (ϵ_0) et la résistance ultime de cisaillement (τ_{max}) sont nécessaires pour évaluer la courbe de contrainte-déformation de cisaillement. Critère de mohr-coulomb, par géométrie, on peut déduire une expression pour la résistance ultime en cisaillement τ_{max} d'un sol :

$$\tau_{max} = \left[\left| \left[\frac{1+K_2}{2} \sigma_v \right] \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \right|^2 - \left| \left[\frac{1-K_2}{2} \sigma_v \right] \right|^2 \right]^{1/2}$$

σ = la contrainte verticale effective,

φ' = l'angle de frottement interne effectif,

c' = la cohésion effective,

k = le coefficient de pression des terres au repos.

III.6.3. l'amortissement

L'amortissement est une grandeur fondamentale dans l'étude des problèmes vibratoires, et joue un rôle majeur dans la réponse des structures on peut le décomposer en deux points.

III.6.4. l'amortissement radiatif (ou géométrique)

L'amortissement géométrique augmente avec la fréquence d'oscillation. Il ne peut avoir lieu pour les fréquences inférieures à la fréquence propre du sol, ce qui se produit souvent dans le cas des couches meubles. Dans celles-ci, la dissipation d'énergie est due principalement à leurs déformations et augmente donc avec leur amplitude.

III.7. comportement sol-structure

Le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. selon la capacité du sol ou le roche à supporter les structures, les fondations peuvent être superficielles ou profondes. Ce type de fondation permet de reporter les charges dues qu'elles supportent. Sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelque mètre à plusieurs dizaines de mètres [19].

Lorsqu'une structure est soumise à l'action d'un tremblement de terre, elle répond en se déformant la réaction exercée sur la zone de contact entre la fondation. Et le sol, dû à la déformation de la structure modifie à son tour la réponse du sol. Cette déformation du sol au niveau de la fondation affecte également les mouvements de la structure.

III.8. Lois de comportement

III.8.1. loi élastique linéaire

La loi élastique linéaire dans le cas simplifié d'un matériau homogène isotrope est définie par les deux paramètres indépendants que sont le module de Young E , et le coefficient de Poisson. Dans le cas où on veut tenir compte de la viscosité des matériaux, le coefficient d'amortissement intervient également.

III.8.2. Méthode équivalente linéaire

Historiquement, l'existence de déformations plastiques ou permanentes a été mise en évidence par Coulomb, qui publia en 1784 un mémoire intitulé Recherches théoriques et expérimentales sur la force de torsion et sur l'élasticité des fils de métal cité par Mestat, (1993). Ce type de comportement macroscopique est caractéristique de la plupart des solides (métaux, bétons, sols et roches). Au niveau microscopique, l'origine des déformations permanentes dépend du matériau. Dans le cas des sols, elles proviennent de la modification de l'assemblage des particules solides.

Les lois de comportement utilisées couramment par les ingénieurs sont des lois élastoplastique composées d'une élasticité linéaire isotrope ou anisotrope, d'un critère de plasticité et d'un potentiel plastique. [Belhadad, 12]

III.8.3. lois non linéaires

La loi de comportement élastique linéaire est très simple à introduire dans le calcul numérique avec un seul module de déformation « E ». Toutefois, cette approche produit de mauvais résultats car la plupart des simulations prennent en compte seulement un module élastique constant au sein du massif de sol.

Une autre approche consiste à faire l'hypothèse d'un domaine purement élastique avant l'atteinte de la plasticité, avec deux modules E_1 et E_2 caractérisant le domaine élastique et le domaine plastique permettant de mieux modéliser le comportement en élasticité et en plasticité. Suivant le niveau de déformation de l'ouvrage (inférieur à ou supérieur), le modélisateur va décider de prendre le module de déformation qui correspond à son calcul. Les expériences montrent que cette approche donne des résultats satisfaisants si le niveau de déformation se trouve totalement soit dans le domaine élastique (inférieur à), soit dans le domaine plastique (supérieur).

III.9. la liquéfaction

Est un phénomène géologique généralement brutal et temporaire par lequel un sol saturé en eau perd une partie ou la totalité de sa portance, permettant ainsi l'enfoncement des objets lourds situés en surface. Ce phénomène se produit en présence d'eau souterraine remontant en surface au point de faire perdre la cohésion des particules du sol qui se comporte alors comme une roche meuble. Une fois les conditions propices à la liquéfaction du sol disparues, celui-ci expulse une partie de l'eau qu'il contient et retrouve

ainsi sa consistance. Certains séismes, par les vibrations qu'ils provoquent, entraînent de tels phénomènes allant parfois jusqu'à l'expulsion brutale de jets d'eau en dehors du sol et l'enfoncement de bâtiments sur plusieurs mètres d'épaisseur. Les sables mouvants sont un type particulier de liquéfaction du sol [20].

III.10. fonctions d'impédance

Les fonctions d'impédance ont été calculées, analytiquement ou numériquement dans des cas de fondations superficielles aux configurations simples (radiers rigides de forme circulaire ou rectangulaire sur un demi-espace homogène ou sur une couche surmontant un demi-espace homogène). Ces fonctions représentent les caractéristiques dynamiques de rigidité et d'amortissement de l'interaction sol fondation. Une fonction d'impédance est une matrice de rigidité dynamique qui relie les efforts généralisés (par exemple l'effort tranchant et le moment) à la base de la structure aux déplacements et rotations de la fondation par rapport au champ libre. Les termes utilisés dans la fonction d'impédance sont des valeurs complexes comportant une partie réelle caractérisant la rigidité et une partie imaginaire caractérisant l'amortissement du sol.

III.11. Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure

Pour prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure, nous distinguons deux catégories de méthodes qui sont respectivement les méthodes directes, les méthodes de sous-structures [21].

III.11.1. Méthode globale

La méthode globale (ou méthode directe) traite le problème d'interaction sol-structure en un tout : le modèle numérique se base sur la discrétisation spatiale de la structure et du sol. L'analyse du système complet s'effectue en une seule étape [21,22]. Cette méthode permet d'inclure en principe tout comportement non linéaire du sol ou de la structure et toute hétérogénéité présente dans le sol. Il est aussi possible de traiter avec ce genre de méthode, les conditions de contact à l'interface sol-structure et la condition de radiation et de dissipation d'énergie dans la partie infinie du sol non borné. Les principales techniques utilisées pour traiter cette condition sont :

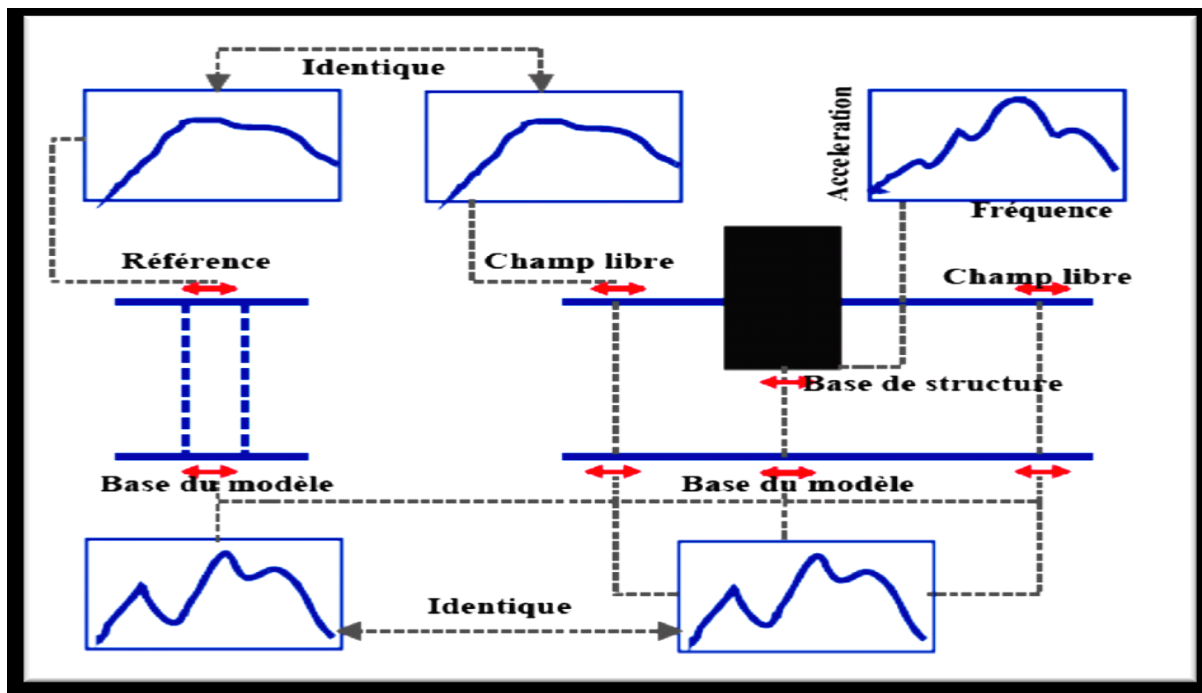
l'utilisation de frontières absorbantes, le couplage éléments finis-éléments de frontière et le couplage éléments finis-éléments infinis ainsi que d'autres techniques. Le problème à résoudre est celui défini par l'équation :

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

où les matrices $[M]$, $[C]$ et $[K]$ désignent la masse, l'amortissement et la rigidité du système complet sol-structure.

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

Le vecteur $\{U\}$ contient les déplacements des nœuds du modèle par rapport à la base. Les dérivées temporelles \dot{U} et \ddot{U} sont les vitesses et les accélérations.



Figure(3.7) : Schématisation d'un problème d'interaction Sol structure en éléments finis.

III.11.2. Méthode de sous-structures

Les méthodes de sous-structures, contrairement aux méthodes directes, se basent sur la dé- composition du problème global en plusieurs sous-problèmes plus simples à traiter avant de faire appel au principe de superposition afin d'obtenir les résultats globaux. Il est à noter que ces méthodes, comme tout problème de superposition, ne sont applicables que pour des problèmes entièrement linéaires

L'approche, en utilisant le principe de superposition de [Kausel et al. 1978] illustré dans la figure (3-7) pour le cas des fondations rigides, consiste en trois étapes successives.

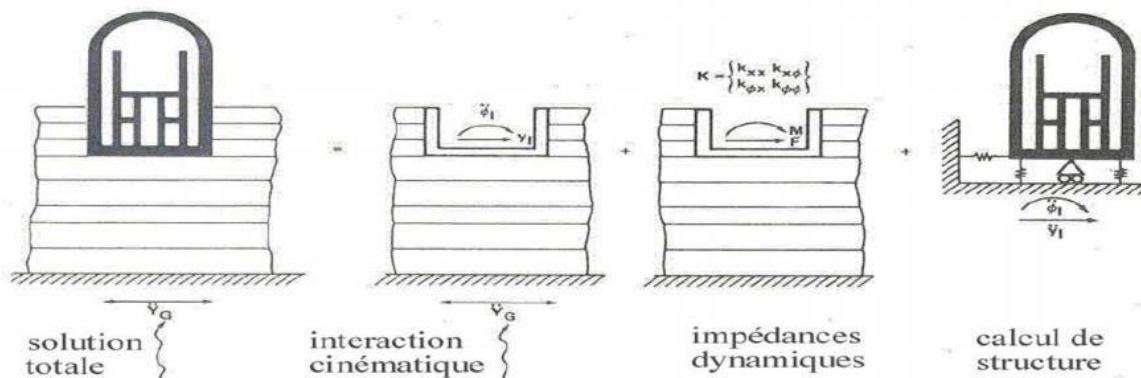


Figure (3-8) : Principe de superposition de Kause

III.12. Interaction cinématique et interaction inertielle

Pour une structure reposant sur un massif de sol plus souple, nous distinguons la notion d'interaction cinématique de celle d'interaction inertielle.

L'interaction cinématique se traduit par la différence entre le mouvement sismique en champ libre et celui dans un champ dont l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques. Elle ne résulte que de la différence de raideur entre le sol et la fondation, qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol.

L'interaction inertielle provient des efforts d'inertie engendrés par la masse de la structure à sa base et donc dans le sol sous effet du mouvement imposé à la fondation.

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.

Chapitre IV : Outil Numérique De Calcul «lecodePlaxis»

Introduction

Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique permettent de dépasser les limitations géométriques et rhéologiques des méthodes de calcul traditionnelles et d'aborder l'étude de problèmes aux géométries et lois de comportement complexes, combinant les concepts classiques de compressibilité, de consolidation primaire et de compression secondaire, de résistance au cisaillement, d'états limites de poussée-butée ou de portance. Cette approche globale passe par la définition d'une loi de comportement spécifique à chaque type de sol et par l'utilisation de techniques numériques appropriées.

Nous avons donc volontairement choisi d'utiliser un logiciel commercial pour résoudre les applications géotechniques par la méthode des éléments finis : le code Plaxis [22].

IV.1.Présentation du Plaxis

C'est un logiciel aujourd'hui couramment utilisé en bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis Plaxis est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastoviscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 noeuds, ainsi qu'à des pilotages de résolution récents comme la méthode de longueur d'arc.

IV.1.1.Options par défaut

Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous :

1. Définition graphique de la géométrie du modèle

La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. Le maillage d'éléments finis en 2D est généré de manière automatique directement à partir de ce modèle géométrique.

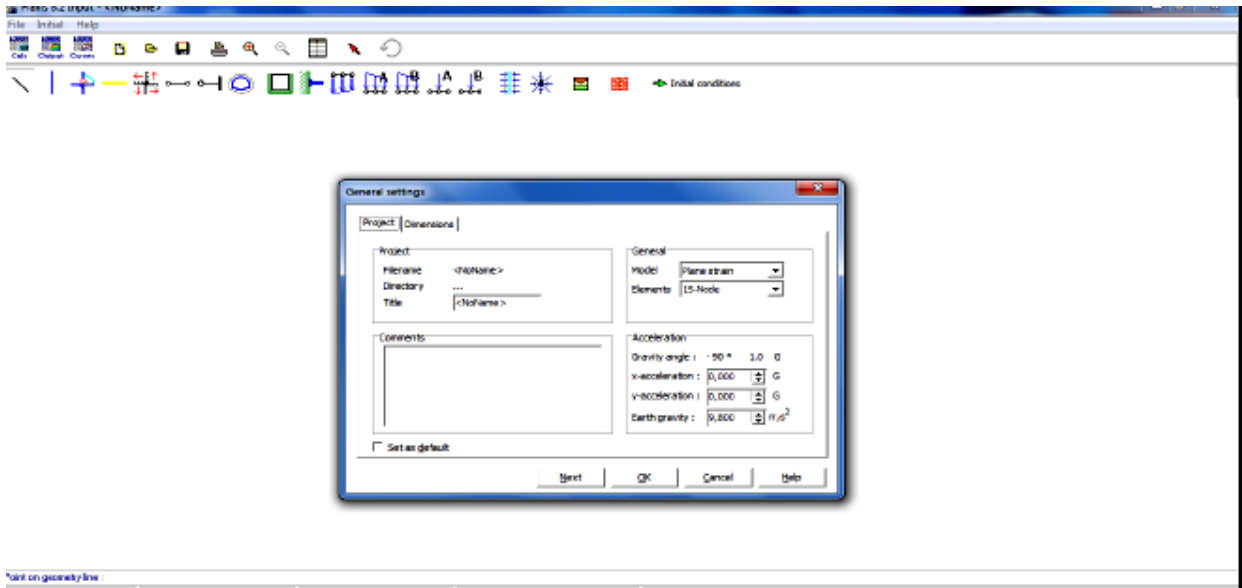


Figure (4-1): Interface utilisateur pour l'entrée des données.

2. Conditions aux limites

Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas

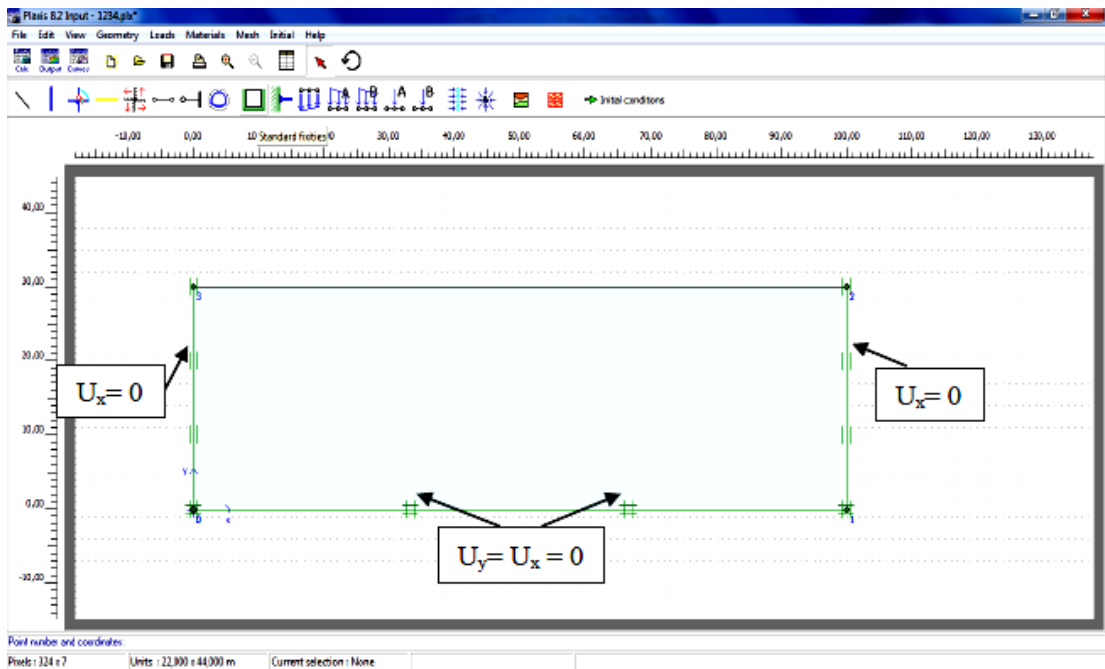


Figure (4-2): condition aux limites.

3. Génération automatique du maillage

Plaxis offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

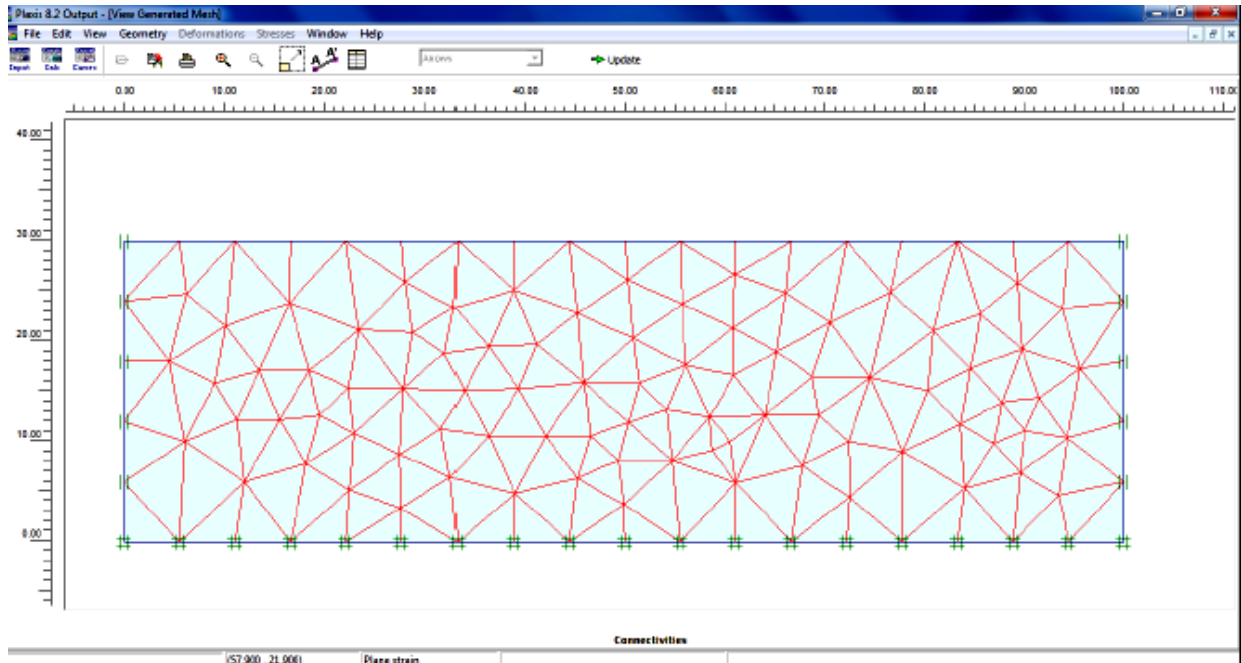


Figure (4-3): Exemple de maillage.

4. Contraintes

La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple) (figure 4-4) [23].

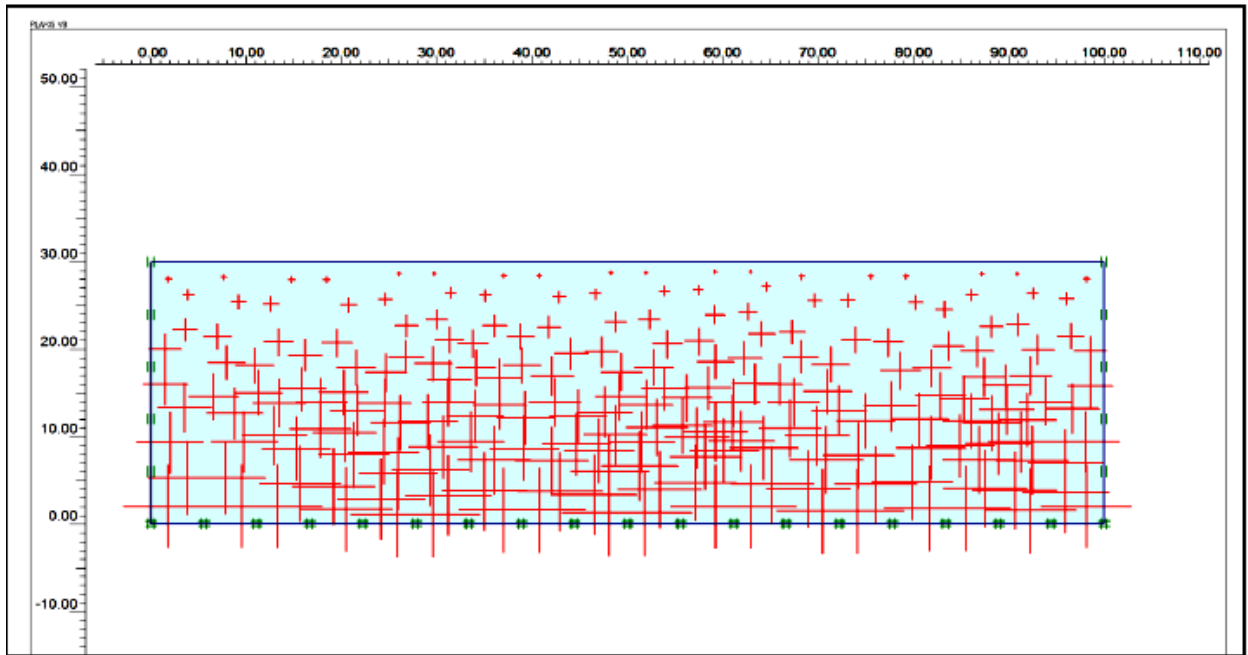


Figure (4-4): Définition des contraintes initiales : condition « k_0 ».

IV.1.2. Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écoulement ou spécifiques aux sols mous, etc

1. Lois de comportement élastoplastique

La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui n'est pas caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écoulement dont le modèle Hardening Soil de Plaxis fait partie.

2. Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young E , et le coefficient de Poisson ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol. si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. Les paramètres sont reliés par les trois expressions suivants :

$$G = E/2(1+\nu) \dots\dots\dots (4-1)$$

$$K = E/3(1+\nu) \dots\dots\dots (4-2)$$

$$E_{oed} = (1-\nu)E/(1-2\nu)(1+\nu) \dots\dots (4-3)$$

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure (4-5) :

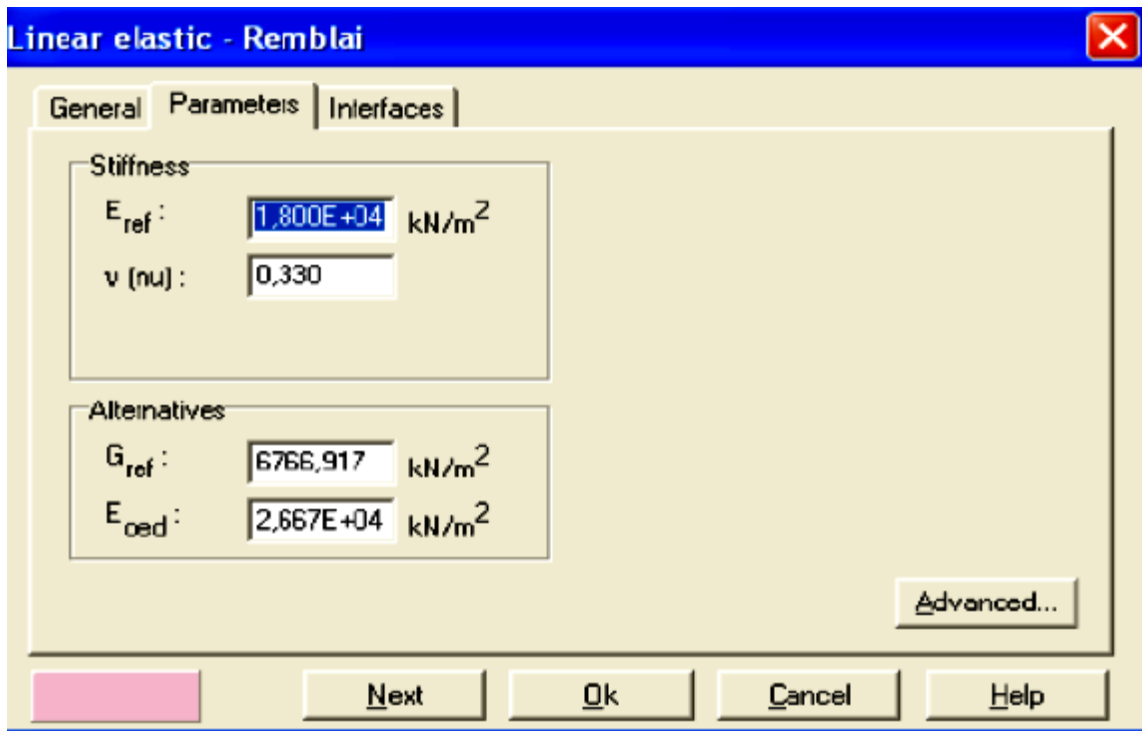


Figure (4-5): Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure (4-6) :

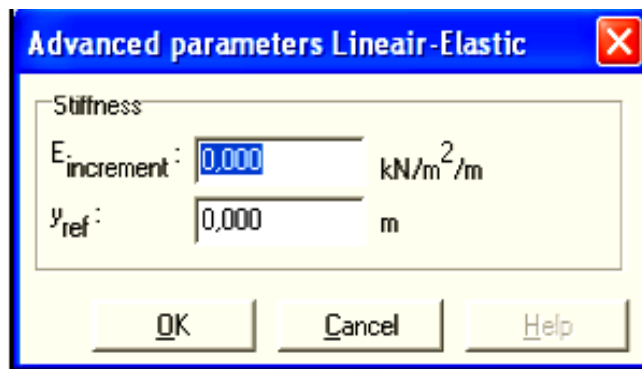


Figure (4-6): Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

3. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Enfin, ce modèle est non associé et ψ est l'angle de dilatance

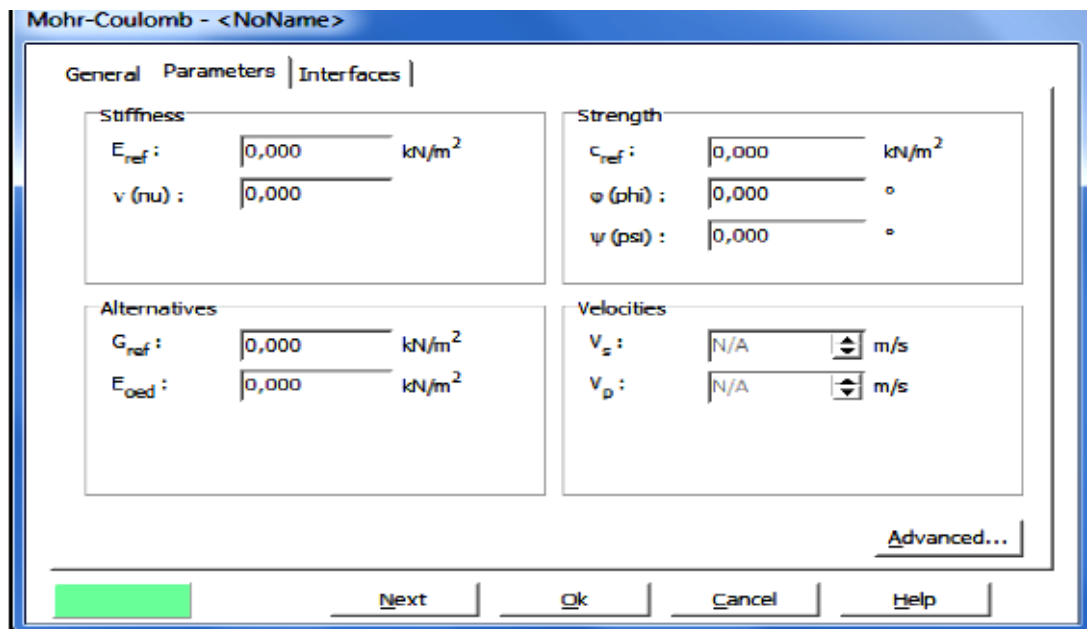


Figure (4-7): fenêtre au modèle Mohr-Coulomb.

4. Module de Young (E)

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine

(ce qui correspondrait au G_{max} , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). La détermination de ce module nécessite des essais spéciaux. Il est souvent conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau égal à 50% du déviateur à la rupture (voir figure 4-8).

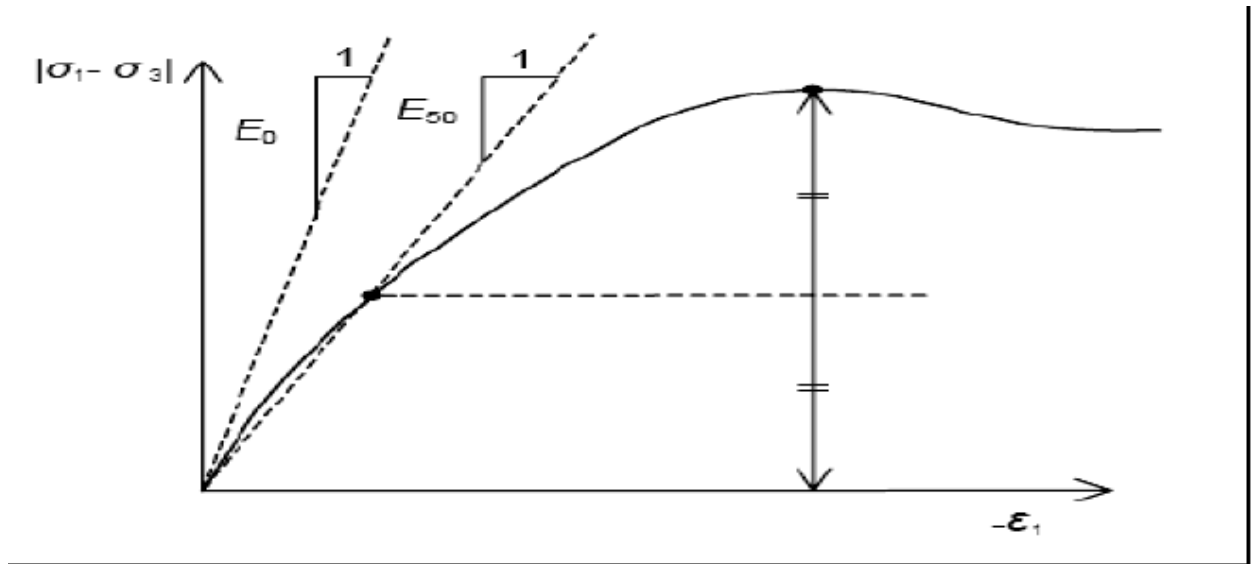


Figure (4-8): Définition du module à 50 % de la rupture.

5. Coefficient de Poisson (ν)

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols.

6. Cohésion (c)

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

7. L'angle de dilatance (ψ)

L'angle de dilatance ψ règle le comportement non associé du sol. Il peut être évalué par la corrélation $\Psi = \varphi - 30^\circ$. Le cas $\Psi = 0$ correspond à une plasticité sans variation de volume. Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 4-9) sur l'hexagone de Mohr-Coulomb

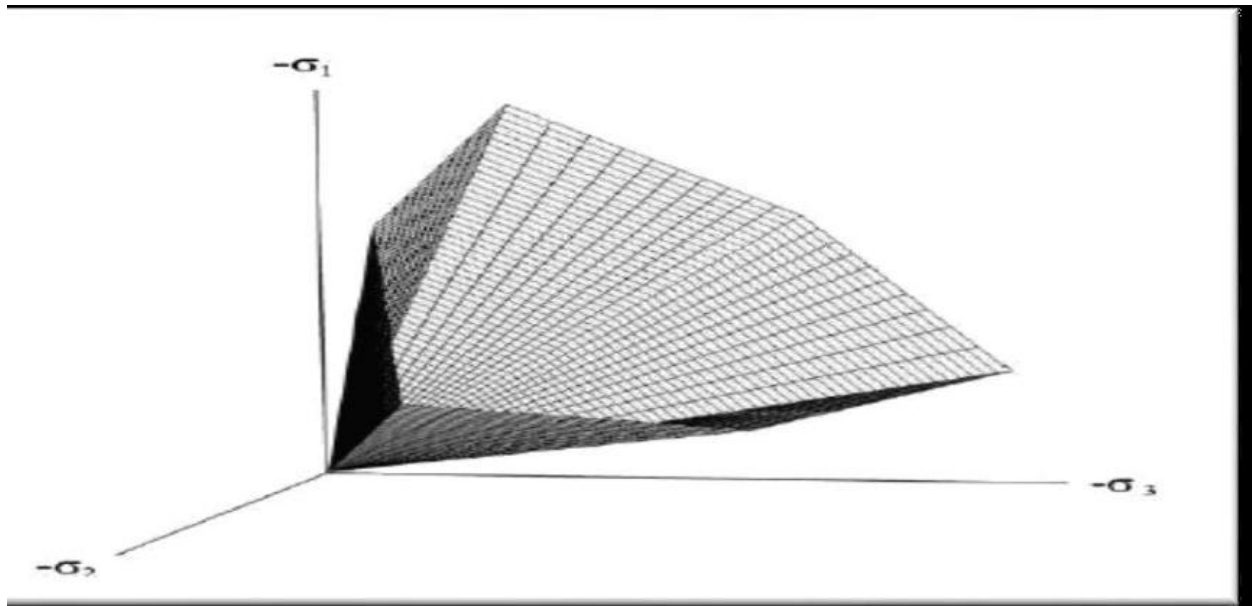


Figure (4-9) : Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb pour un sol sans cohésion.

8. Angle de frottement interne (ϕ)

L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic, soit l'angle de frottement de palier (valeur résiduelle). On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

IV.1.3. Module dynamique du code PLAXIS

La charge dynamique est généralement appliquée le long du substratum de la structure. L'étude dynamique dans le code Plaxis V8 est basée sur les étapes suivantes :

- ✓ Équations de base pour le comportement dynamique.
 - ✓ Intégration de temps.
 - ✓ Vitesses d'onde.
 - ✓ Modèles des frontières.
 - ✓ Frontières absorbantes.
 - ✓ Contraintes d'initiales et incréments de contrainte aux modèles des frontières
- Pas de temps critique.

IV.1.4.L'interface du code PLAXIS

Le code Plaxis est divisé en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) [22].

1.Input

Le sous programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient les toutes facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et à la définition des conditions initiales.

2. Calculations

Le processing programme ou le sous programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.

3. Output

Ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des noeuds, les contraintes les forces au des éléments structuraux etc.

4. Curves

Le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement - déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

IV.2.Modèle de calcul retenu

Les profils géométriques retenus pour le calcul sont présentées sur la figure (4-10). Le profile est constitué d'une semelle de largeur $B = 2,8$ m et d'une profondeur 6,6 m. Il est modélisé par un massif sans eau de 4,8 m de largeur et de 7 m de profondeur.

Deux couches de sol composent la géologie du site :

- Une couche de sable de 3 m de profondeur ;
- Une couche d'argile de 4 m de profondeur.

Les conditions aux limites choisies correspondent aux conditions aux limites par défaut : déplacements horizontaux nuls sur les deux faces verticales et sur la base du modèle et déplacements verticaux nuls à la base du modèle. Les deux faces verticales ne sont modélisés par des frontières absorbantes.

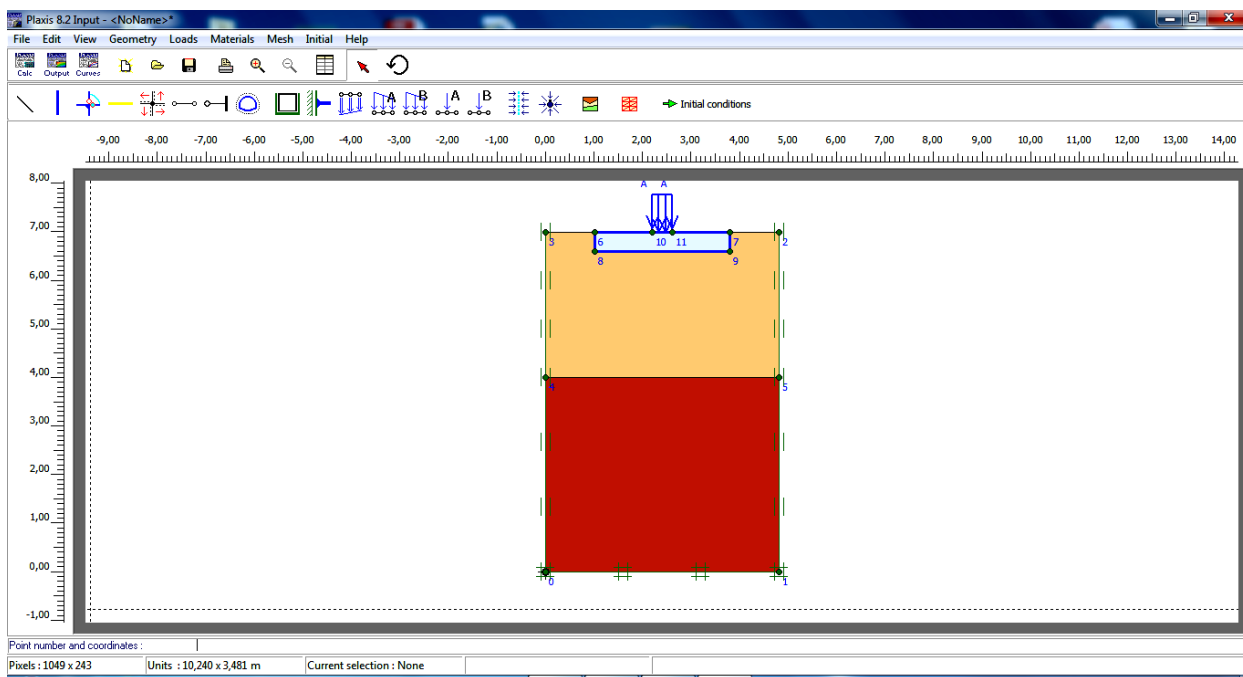


Figure (4-10) : Profil géométrique retenu.

IV.2.1.Caractéristiques des matériaux

1. Propriétés des couches de sols et des interfaces

Les propriétés du sol est d'interfaces sont résumées dans le tableau (4-1)

Paramètres	symbole	unité	sable	argile	Béton
Modèle type	Mel	–	Mohr-colomb	Mohr-colomb	Linear elastic
Profondeur h	–	m	4	3	0.4
Poids volumique sec	γ_{dry}	KN/m3	17	18	25
Poids volumique humide	γ_{wet}	KN/m3	18.5	20	25
Perméabilité horizontale	Kx	m/s	0	0	0
Perméabilité verticale	Ky	m/s	0	0	0
Module d'Young	Eref	KN/m2	175000	145000	22000000
Coefficient de poisson	ν	–	0,42	0,3	0,1
Cohésion	Cref	KN/m3	5	0,2	–
Angle de frottement	Φ	°	30	35	–
Angle de dilatation	ψ	°	Calcu	Calcu	–
Facteur de rigidité de l'interface	Rinter	–	1	1	1

Tableau (4-1) : Propriétés du sol de fondation.

L'accélération de la pesanteur est posé égale à : $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

2. Semelle : Les propriétés de l'élément structural de cette semelles sont résumées dans le tableau (4-2)

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Matériel type	Elastique	–
Rigidité normale	EA	1,8.107	KN/m
Rigidité de flexion	EI	268800	KNm ² /m
Epaisseur équivalente	D	0,4	m
Poids	W	12,5	KN/m/m
Coefficient de poisson	<i>N</i>	0,2	–
Ryleigh damping	α et β	0,01	–

Tableau (4-2) : Propriétés de l'élément structural (plate).

Valeur de charge de la structure :

La valeur de la charge statique de la structure applique sur l'élément est de

$$A = 1970,78 \text{ KN/m}^2.$$

IV.2.2.Génération du maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 noeuds. Le nombre d'éléments est de 137 et celui des noeuds est de 1167. Les dimensions du maillage sont données par la figure (4-11).

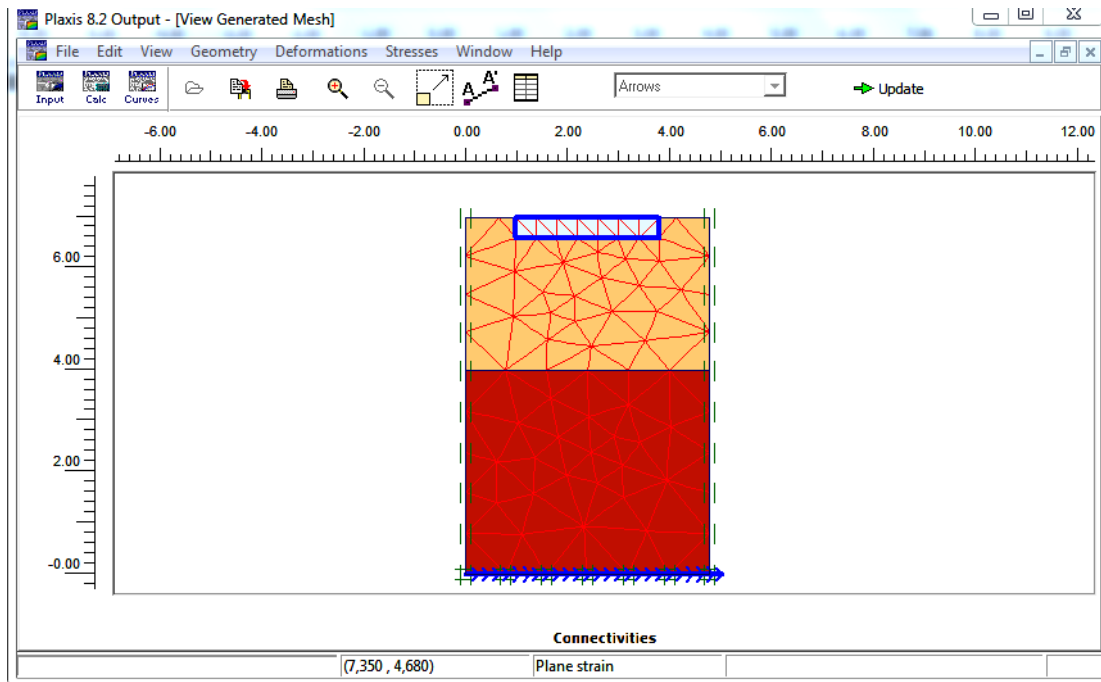


Figure (4-11) : Maillage de la géométrie.

IV.2.3. Condition initiales

Les conditions initiales fixées correspondent à un état de type $K_0 = 1$ (contraintes de type géostatique).

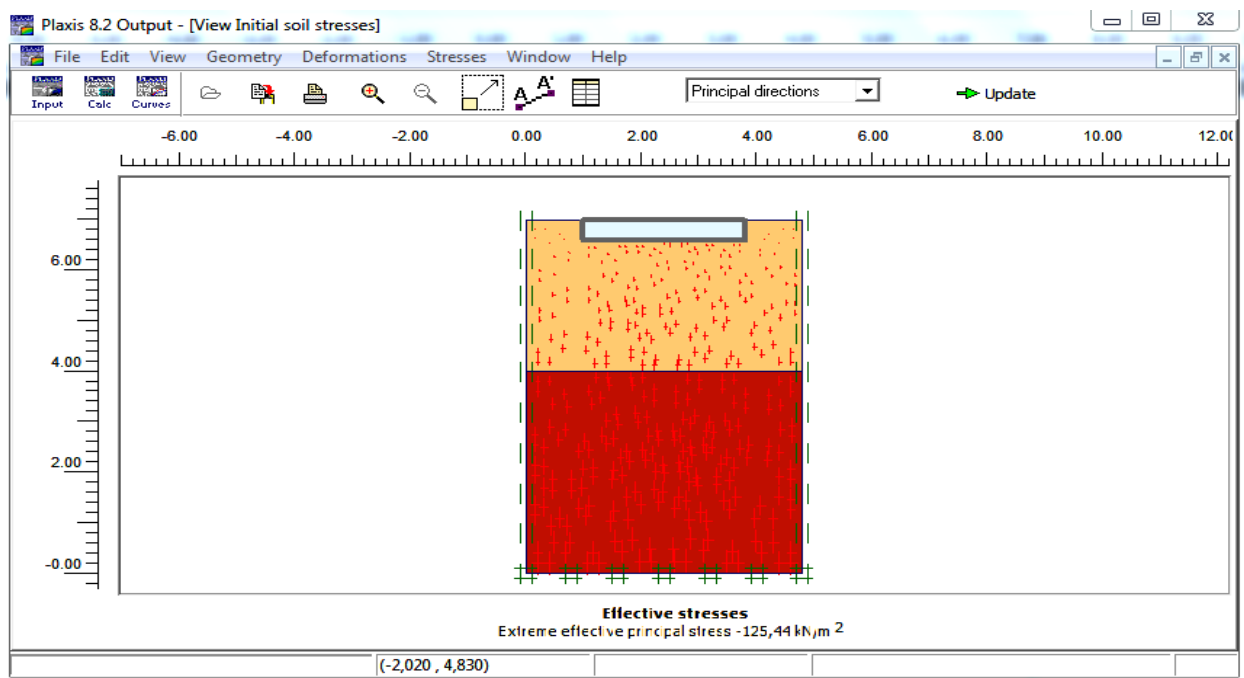


Figure (4-12) : Génération des contraintes initiales.

IV.2.4.Sollicitation sismiques

Dans cette application numérique, une sollicitation sismique sous forme de déplacement imposés à la base du modèle de calcul dans le profile considérées :

- Accélération horizontale simulant le mouvement horizontal représentée dans la figure (4-13).

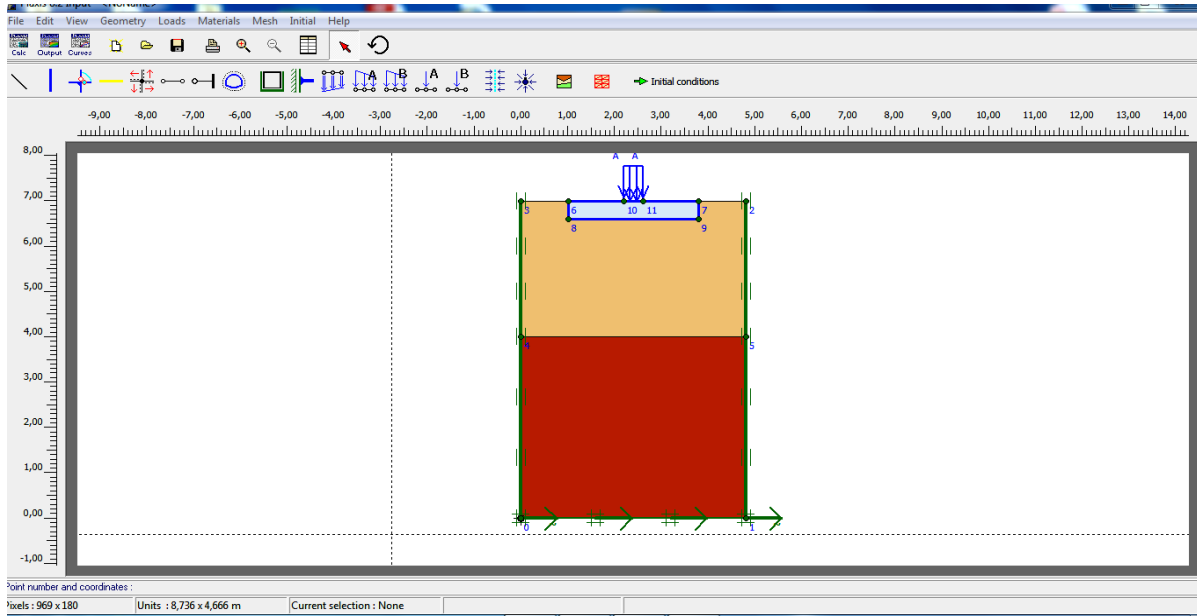


Figure (4-13) : Sollicitation sismiques horizontal.

IV.2.5.Procédure de calculs

Le calcul se fait en trois phases :

- ✓ Phase (0) : une phase initiale pour initier les contraintes initiales suivie de deux phases, phase (1) et phase (2).
- ✓ Phase (01) : calcul plastique avec le procédure « stage construction », en condition drainées avec activation de l'élément « plate of building », et de la charge statique « statique load system $A = 1970,78 \text{ KN/m}^2$ ».
- ✓ Phase (02) : chargement dynamique « dynamique anlysis » et « harmonique load multiple » excitation harmonique.

La figure (4-14) montre le spectre de réponse introduit dans les calculs selon le RPA 2003 en fonction de la periode. Ce spectre depend de plusieurs paramètres tels que :

- Nom du fichier resultats et son chemin d'accès.
- Coefficient d'acceleration de zone : A.
- Facteur de qualite : Q.
- Coefficient de comportement : R.

- Pourcentage d'amortissement critique : ζ %.

- Periode caracteristique T2 du site : T2.

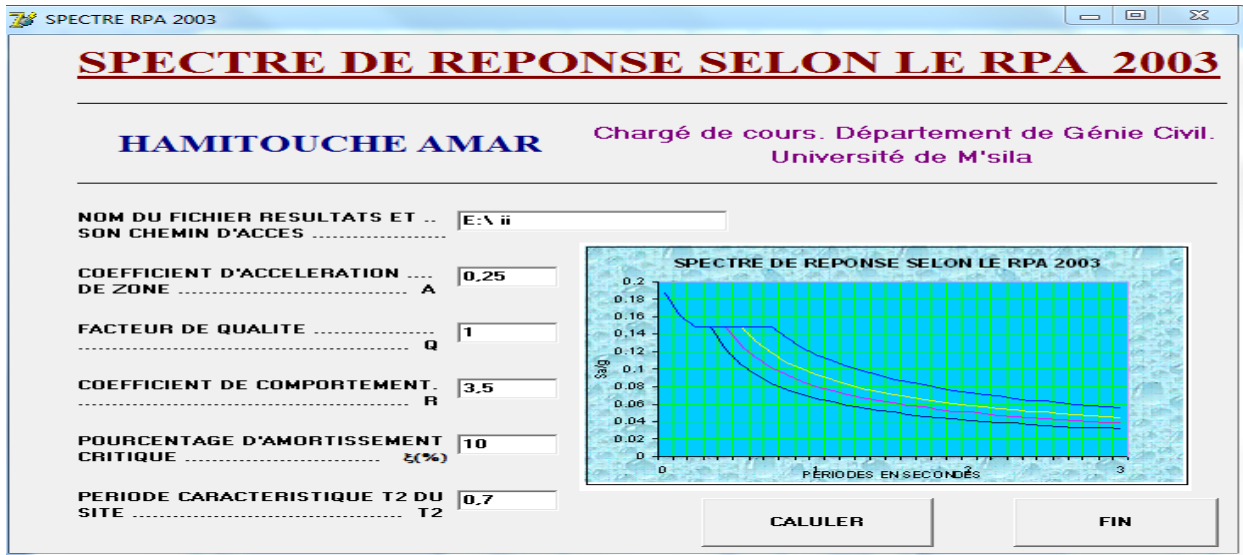


figure (4-14) : Le spectre de réponse introduit dans les calculs selon le RPA 2003.

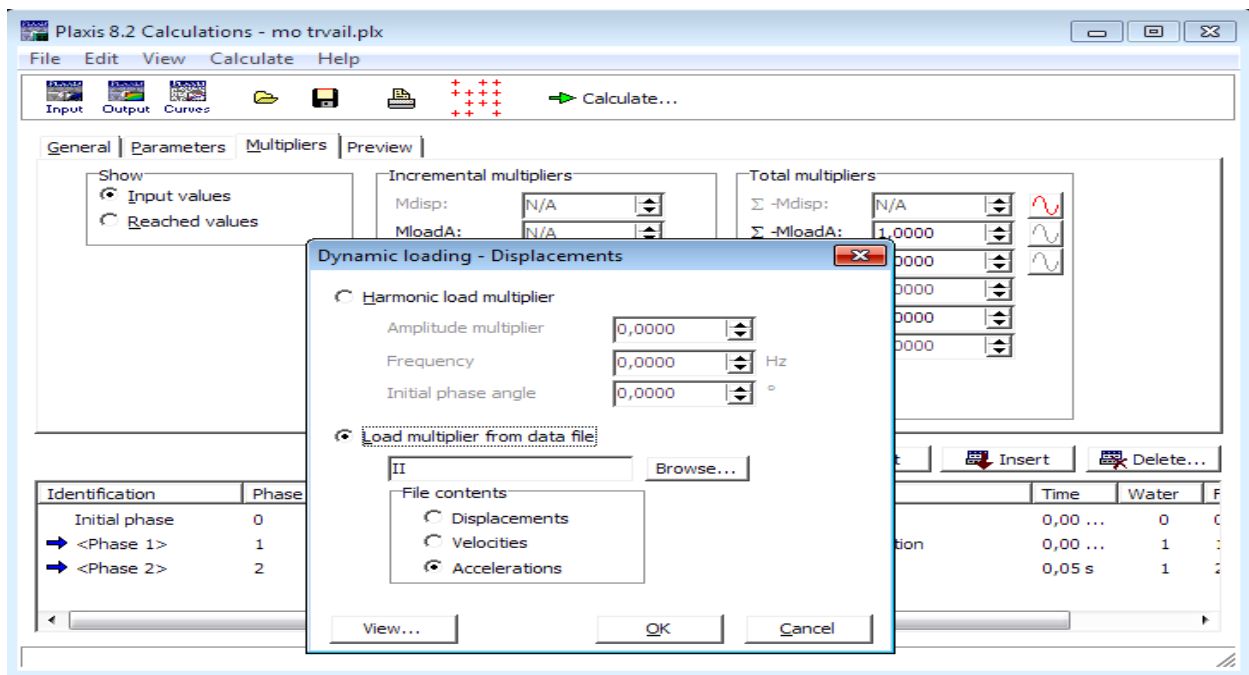


Figure (4-15) : Activation de la charge dynamique.

La figure (4-16) présentés les points durcis pour le calcul (point A, B, C, D). Pour déterminer les déplacements, les vitesses et les accélérations.

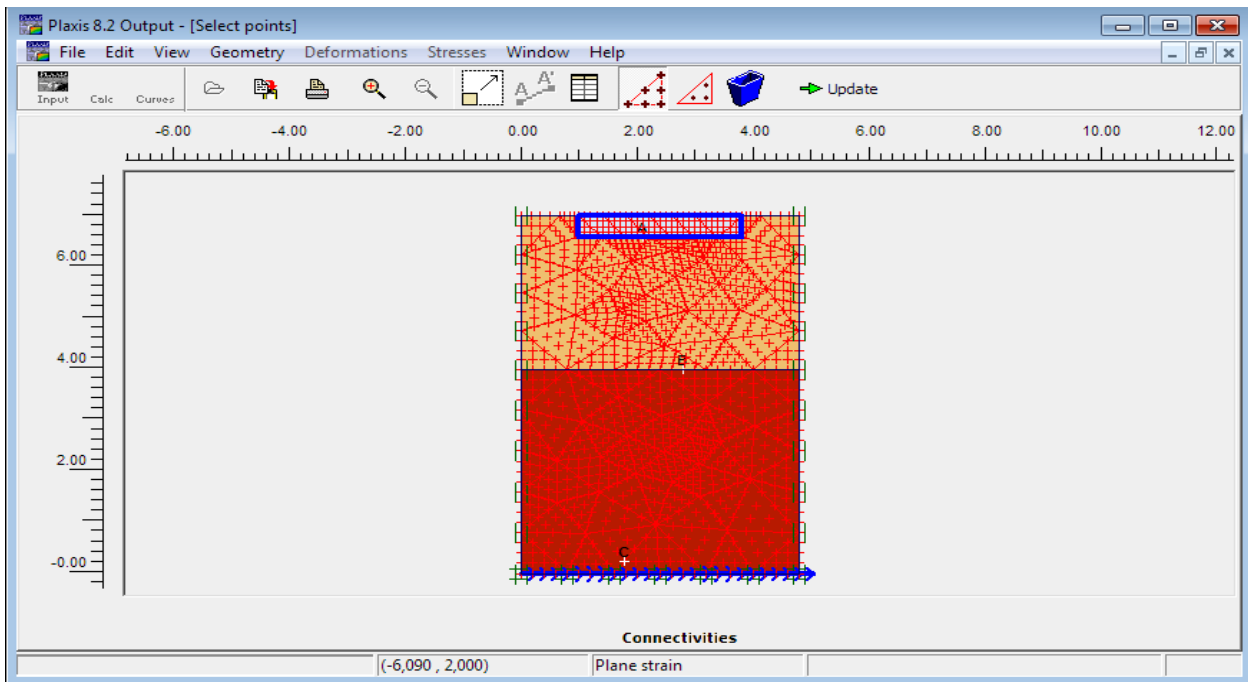


Figure (4-16) : position du point chois.

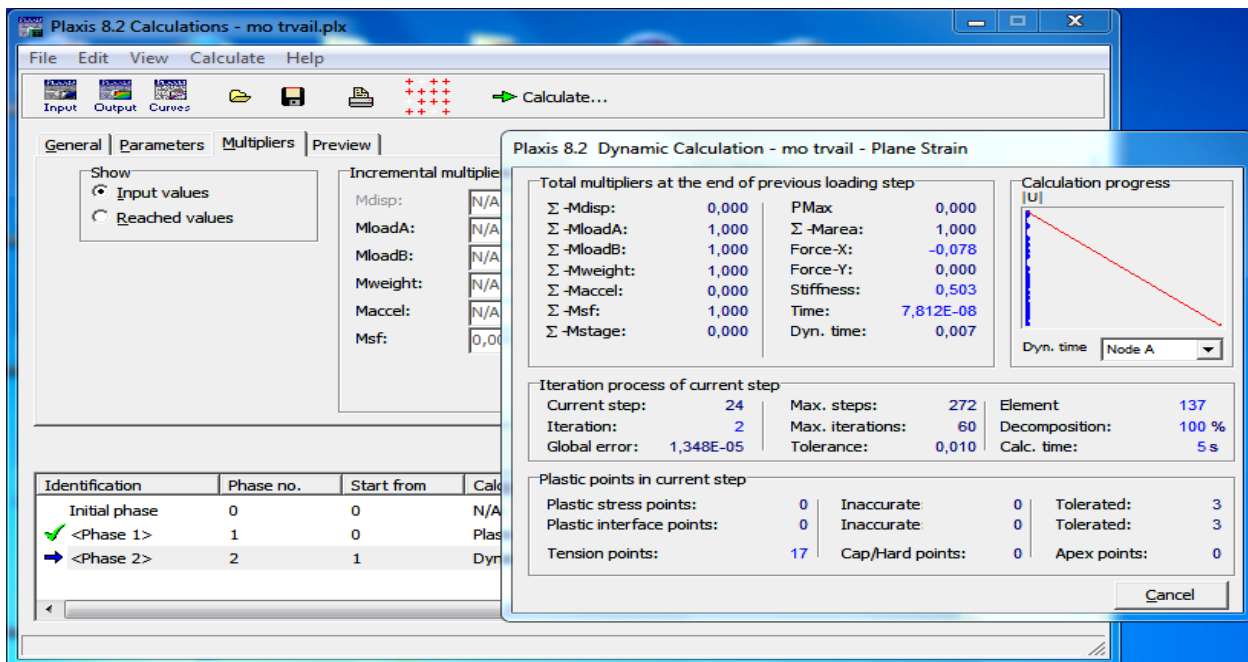


Figure (4-17) : Fenêtre pour calcul les différentes phases.

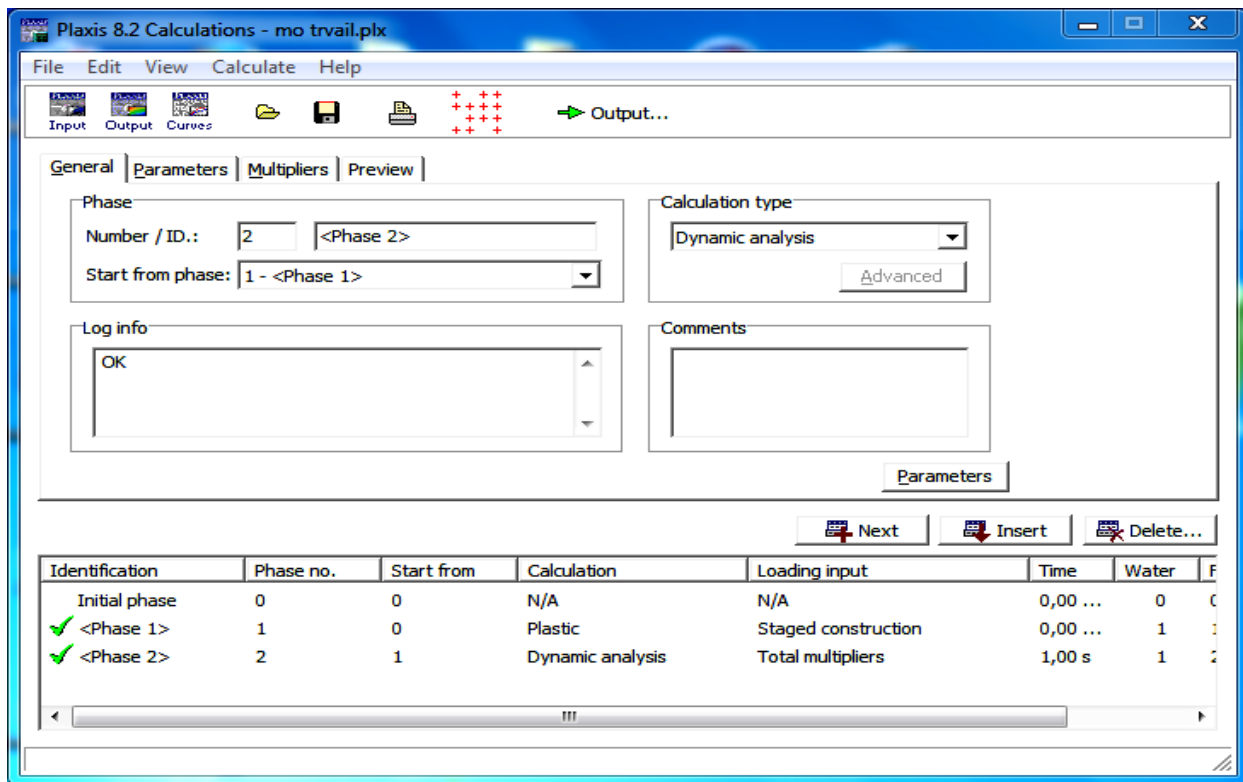


Figure (4-18) : Déclarations des phases (Plaxis).

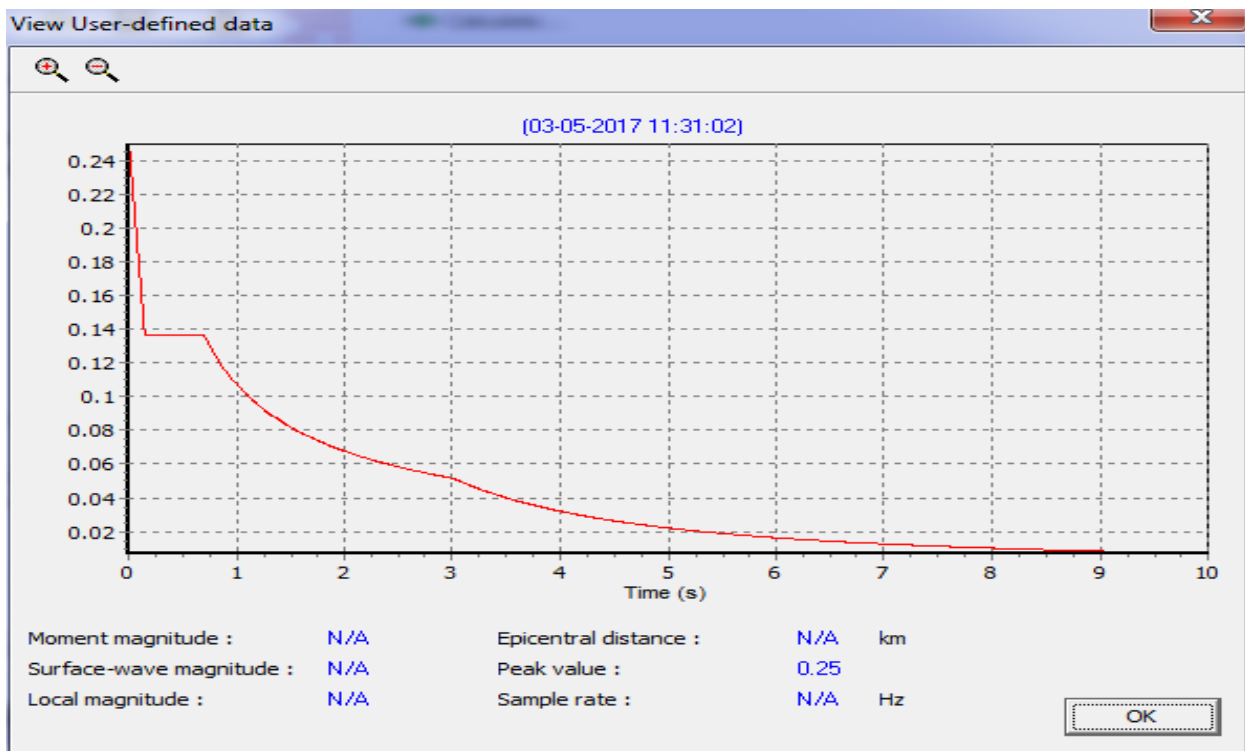


Figure (4-19) : Spectre de réponse selon le RPA 2003.

Chapitre V : Mise en oeuvre des calcues

Introduction

Après l'établissement du modèle de référence et les résultats obtenus, l'étude paramétrique sera effectuée. Il sera question de montrer l'effet des différents paramètres de mouvement sismique sur les résultats (au niveau de la profondeur, sous le sol et sous la fondation). On a utilisé un profil de sols (sable + argile).

Dans cette étude, la comparaison sera faite sur trois types de résultats :

- Les déplacements en fonction du temps.
- L'accélération en fonction du temps.
- La vitesse en fonction du temps.

Les coordonnées des points étudiés sont présentées dans le tableau (5-1).

N° de point	Poit A	Poit B	Poit C
X(m)	2.1	2.8	1.78
Y(m)	6.6	4	0.24

Tableau (5-1) : Coordonnées des points sélectionnés pour l'édition des résultats des calculs.

Résultats des calculs et interprétations

V.1. Cas d'un déplacement horizontal imposé à la base

L'onde sismique horizontale imposée à la base du modèle de calcul produit les effets ci-après.

a- maillage déformé

Le maillage déformé du modèle de calcul est représenté sur la figure (5-1).

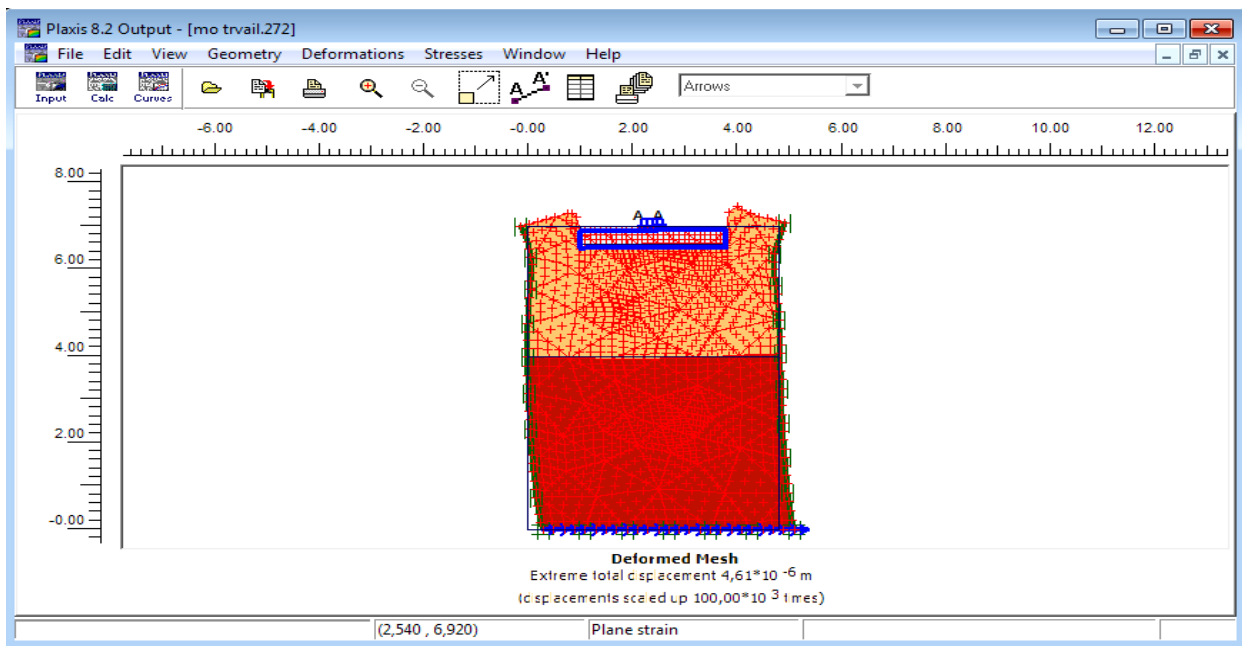


Figure (5-1) : Maillage déformé du profil.

b-contraintes

Les isovaleurs des contraintes générées dans le massif sont représentées sur la figure (5-2). On note une contrainte initiale égale à : $-344,88 \text{ KN/m}^2$

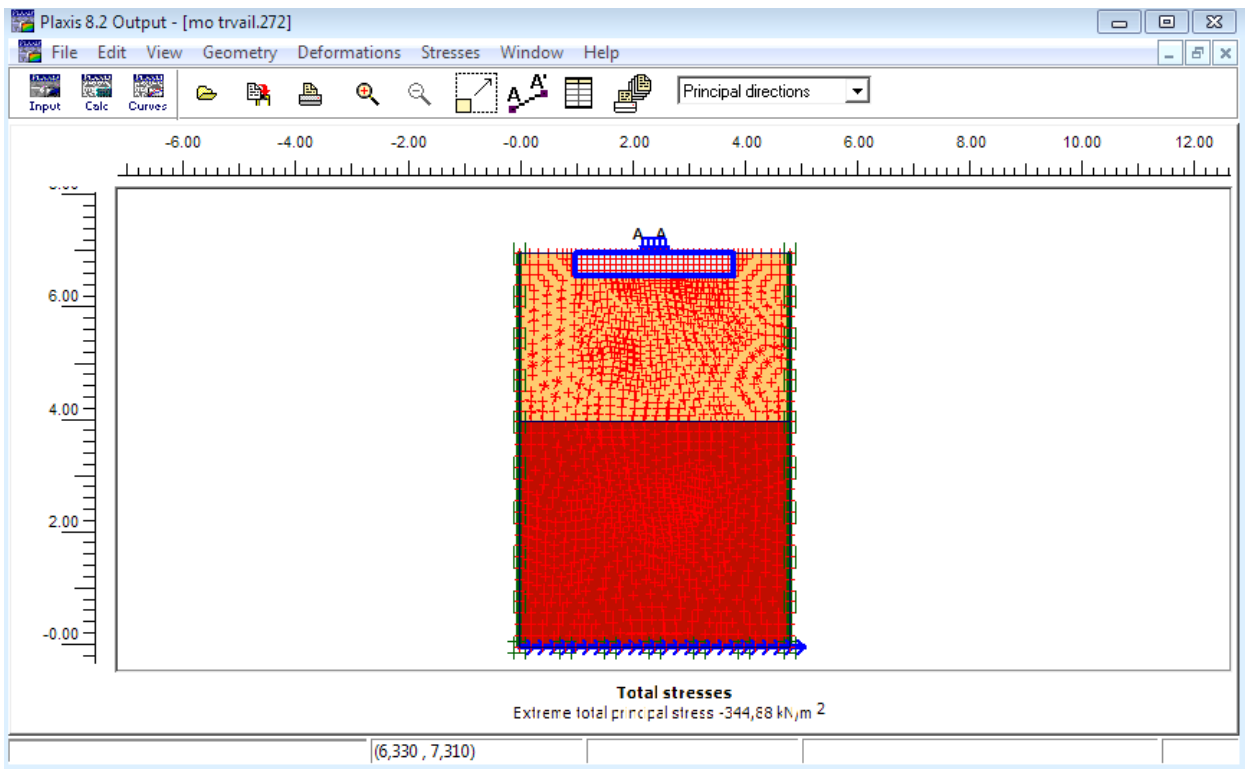


Figure (5-2) : Isovaleurs des Contraintes.

c-déplacements

Les vecteurs déplacements sont représentés sur la figure (5-3) On note un déplacement maximal égal à : $4,61 \cdot 10^{-6}$ m

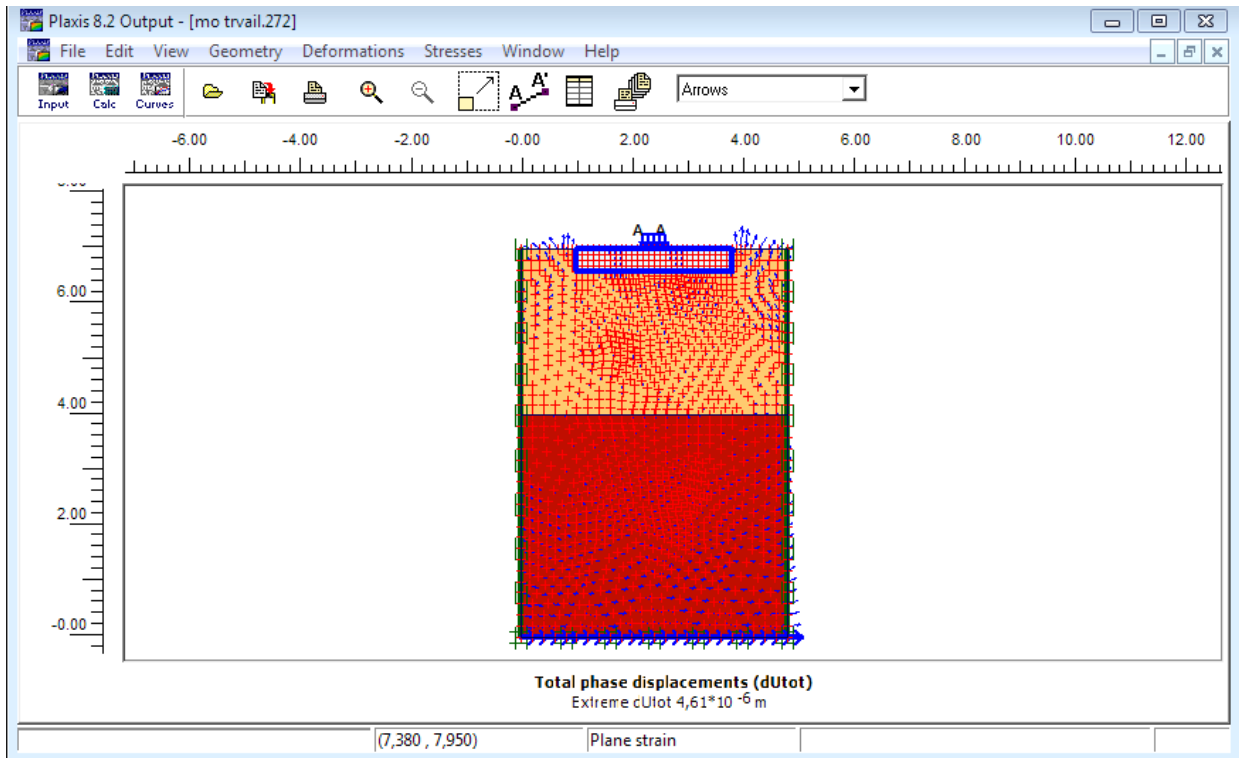


Figure (5-3) : Vecteurs déplacements.

d-courbes déplacements-temps

L'axe xx :

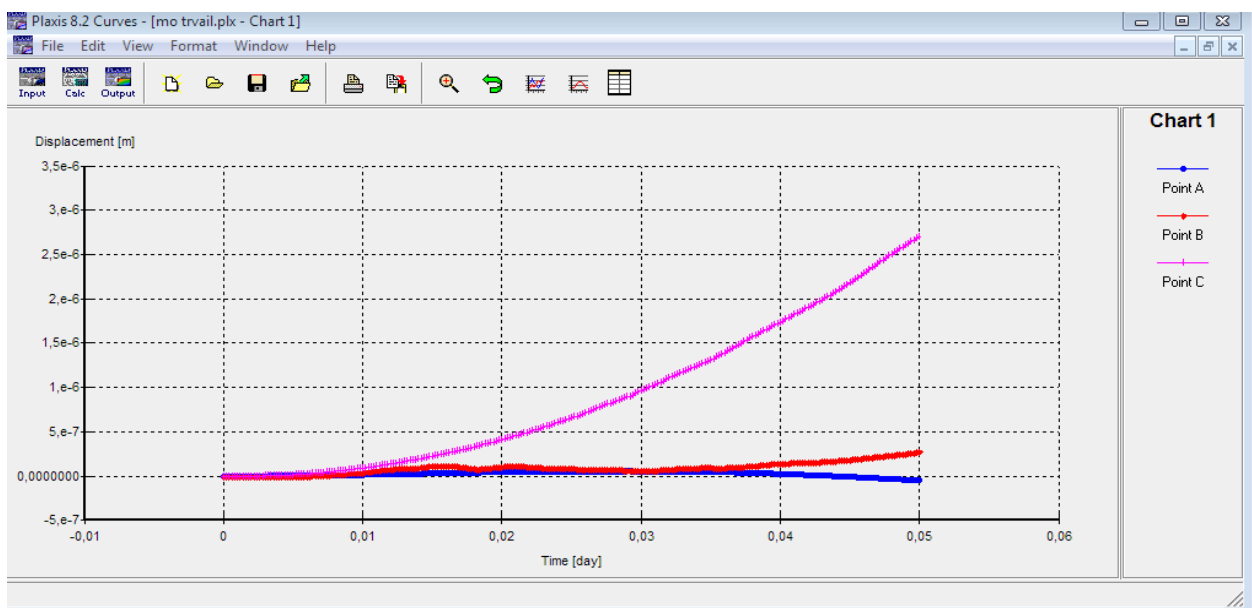


Figure (5-4) : Déplacements des différents points en fonction de temps.

L'axe YY :

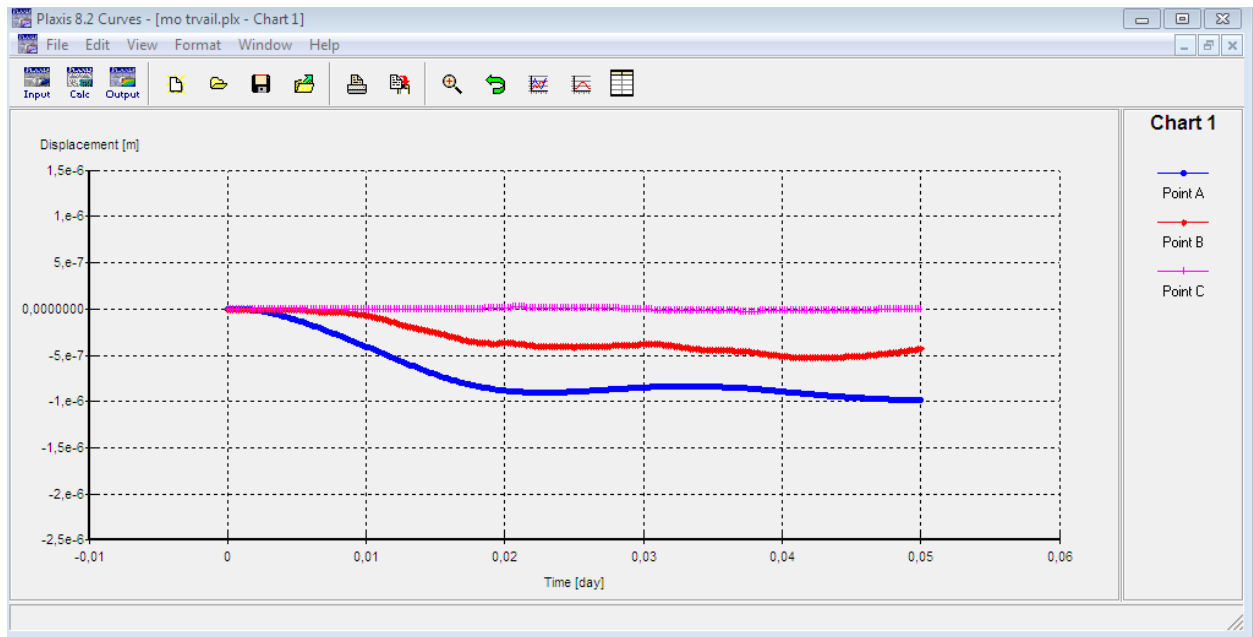


Figure (5-5) : Déplacements des différents points en fonction de temps.

e-courbes vitesses-temps

L'axe XX :

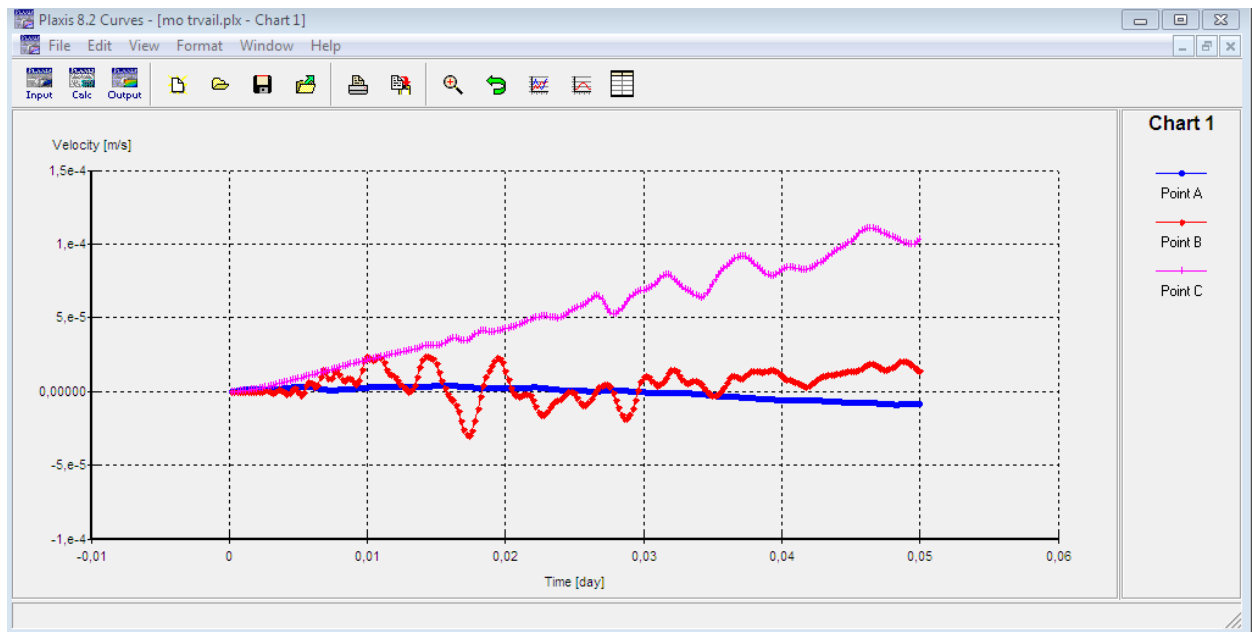


Figure (5-6) : Vitesses des différents points en fonction de temps.

L'axe YY :

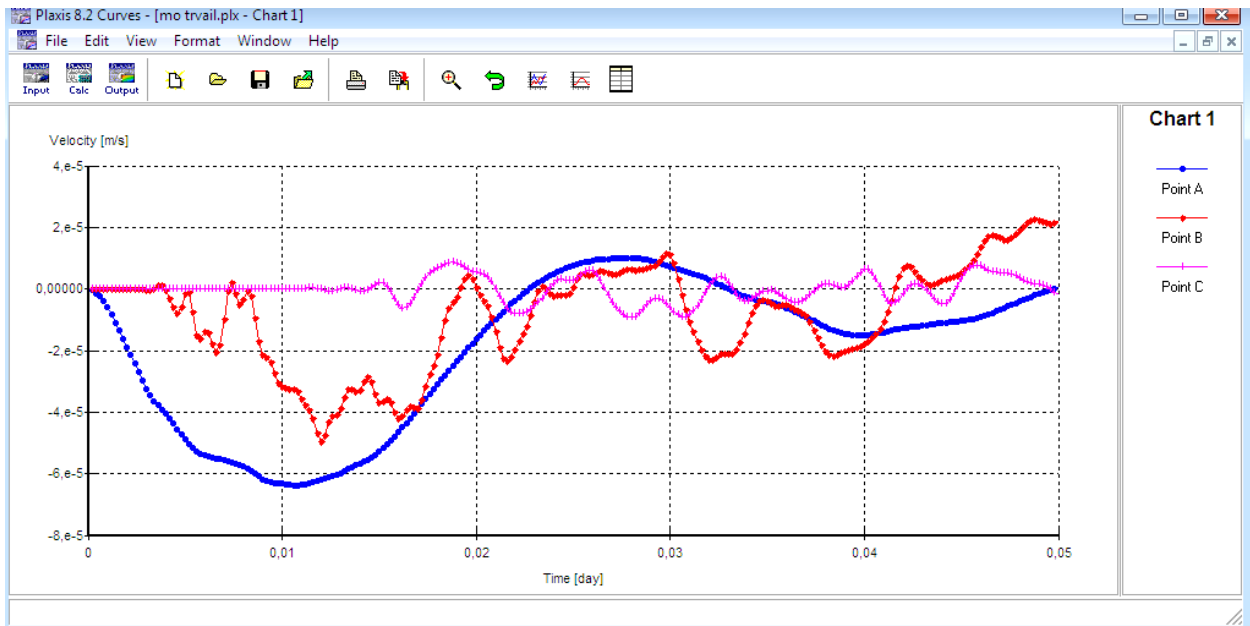


Figure (5-7) : Vitesses des différents points en fonction de temps.

f-courbes accélérations-temps

L'axe XX :

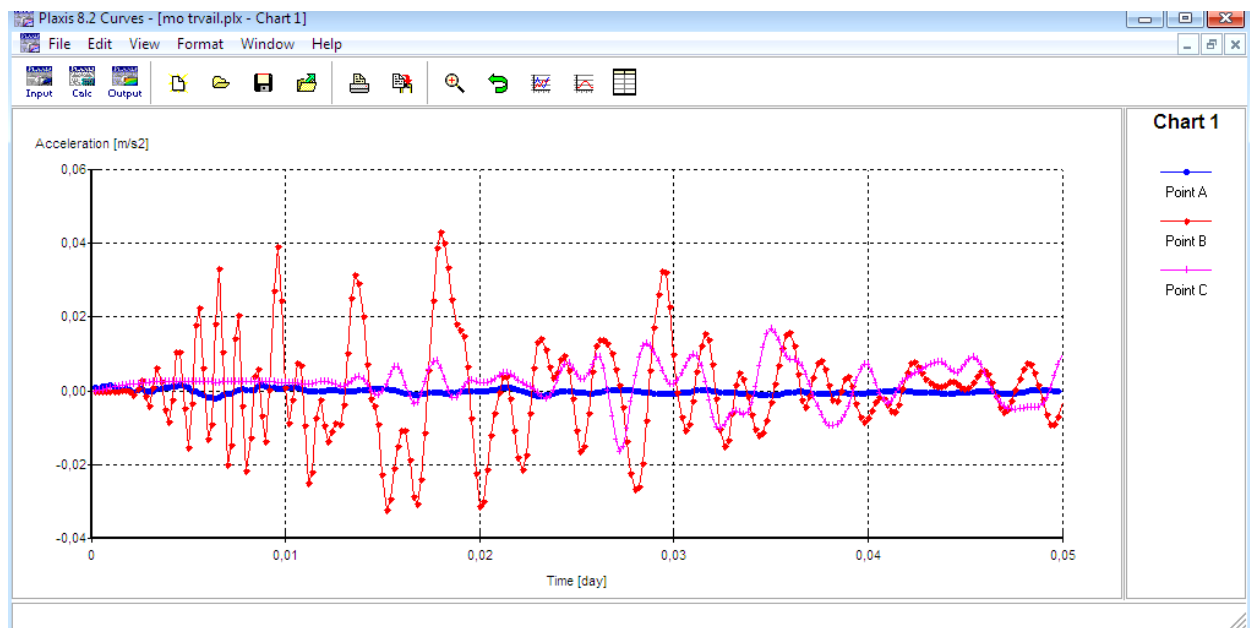


Figure (5-8) : Accélérations des différents points en fonction de temps.

L'axe YY :

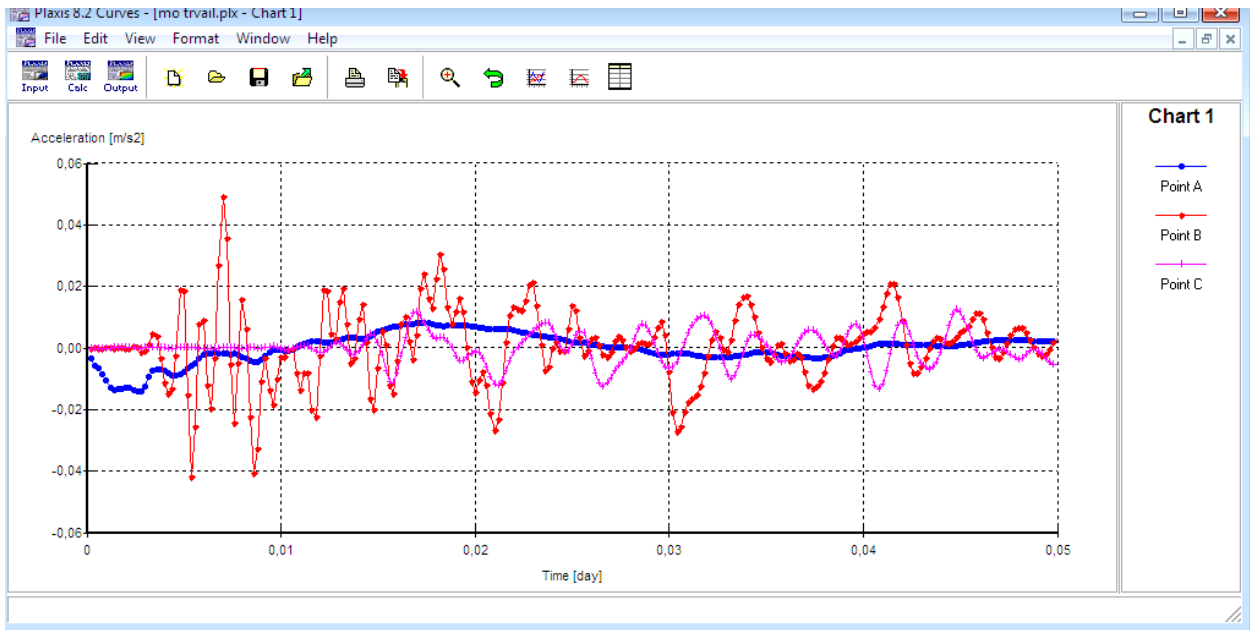


Figure (5-9) : Accélérations des différents points en fonction de temps.

g-courbe force-temps

L'axe XX :

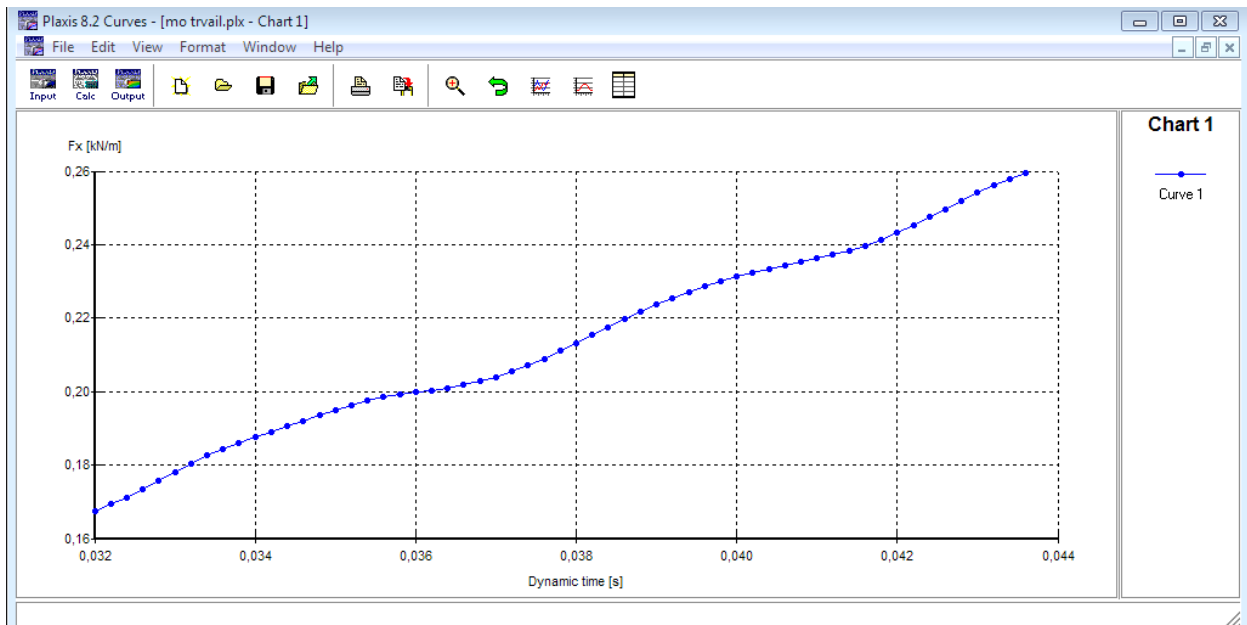


Figure (5-10) : Courbe donnant la force en fonction de temps.

h) synthèse

Les valeurs maximales calculées aux points sont données dans le tableau (5-2) considérés

Points		A	B	C
Déplacement(m)	XX	5,63*10-8	2,72*10-7	2,70*10-6
	YY	-2,16*10-11	4,33*10-10	1,83*10-8
Vitesse (m/s)	XX	3,88*10-6	2,40*10-5	1,10*10-4
	YY	9,91*10-6	2,26*10-5	8,84*10-6
Accélération (m/s ²)	XX	1,5*10-3	0,043	0,017
	YY	8,26*10-6	0,049	0,012

Tableau (5-2): Les valeurs maximale de déplacement, vitesse et accélération pour les différents points .

V.2.Effet des ondes horizontal

Influence de distance sur les paramètres des points (déplacement, vitesse et l'accélération), à lors des ondes sismique de sens horizontal.

- Influence de distance sur les déplacements des points selon les axes (xx, yy).

On a déterminé les déplacements aux points de coordonnées fixées dans le tableau (5-3).

Points		A	B	C
X(m)		0,67	2,3	4,13
Y(m)		6,61	6,6	6,61
Déplacement (m)	XX	0	$5,52 \cdot 10^{-8}$	$2,004 \cdot 10^{-7}$
	YY	$2,31 \cdot 10^{-6}$	0	$2,55 \cdot 10^{-6}$

Tableau (5-3): Déplacement des points (1^{ère} cas).

V-3-Effet des ondes verticales

On a déterminé les déplacements aux points de coordonnées fixées dans le tableau (5-4).

Points		A	B	C
X(m)		2,39	2,40	2,40
Y(m)		1,15	4,00	6,6
Déplacement(m)	XX	$1,8 \cdot 10^{-6}$	$1,78 \cdot 10^{-7}$	$5,47 \cdot 10^{-8}$
	YY	$3,53 \cdot 10^{-8}$	$1,27 \cdot 10^{-9}$	$-1,21 \cdot 10^{-11}$

Tableau (5-4): Déplacement des points (2^{ème} cas).

✚ Commentaire de cas horizontal :

Selon l'axe XX' :

Pour les points A, B, C, variable en abscisse selon l'axe XX'. Le tableau (5-3) montre que les valeurs du déplacement augmentent pour les points A, B, C.

Selon l'axe YY' :

Le tableau (5-3) montre deux phases : la première phase de [0,67 m ; 2,3 m] le sens de variation du déplacement est décroissant et sur l'intervalle [2,3m ; 4,13m] le dernier à un sens de variation croissant.

✚ Commentaire de cas vertical :**Selon l'axe XX' :**

Pour les points A, B, C, variable en hauteur selon l'axe XX', le tableau déplacement est composé de deux phases : la première phase transitoire où le déplacement décroissant et le dernier les meme.

Selon l'axe YY' :

Le déplacement est sur l'intervalle [1,15 m ; 4 m] est une fonction décroissant et sur l'intervalle [4 m ; 6,6 m] la variation du déplacement est presque nule.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de cette étude était, d'examiner les facteurs qui résument effectivement les caractéristiques des mouvements sismiques avec une attention particulière aux effets des séismes réels. Cette étude suggère la possibilité de caractériser le séisme par un nombre minimum de paramètres, d'étudier l'effet de l'interaction sol-pont sur le mouvement sismique. Les conclusions importantes de cette étude peuvent être résumées comme suite :

L'étude bibliographique a montré qu'il existe beaucoup d'imperfections dans le choix et la définition des différents paramètres qui servent à décrire le mouvement sismique.

En général l'intensité du mouvement sismique était décrite par des paramètres tels que la magnitude de la distance de l'épicentre et les conditions locales du sol cependant les propriétés importantes du mouvement du sol pour la prédiction de la réponse et du dommage sont l'amplitude, le contenu fréquentiel et la durée du mouvement sismique. La méthode des éléments finis est un outil puissant dans les calculs sismiques, cependant l'utilisation de cette méthode demande beaucoup de précautions et de réflexions, suivant le problème à traiter. L'utilisation hâtive de cette méthode peut entraîner des erreurs numériques importantes.

Ce mémoire présente un outil permettant de prendre en compte l'interaction sol-structure et le type d'un pont cadre. La connaissance de ce comportement est très importante puisqu'il conditionne en grande partie celui de la structure. Cet outil numérique simple, facile d'utilisation et très peu coûteux en temps de calcul permet de faire des études paramétriques et ainsi de déterminer clairement le comportement d'un ouvrage d'art (pont) sous des chargements divers et reposant sur des sols de caractéristiques différentes.

Après les observations obtenus par cette modélisation on a conclu que :

- La vérification de la stabilité de système « sol-structure » par le calcul du module dynamique est utile en utilisant le code Plaxis.
- L'amplitude du séisme n'est pas le seul paramètre qui influe sur la réponse de la structure. La fréquence peut aussi influe très largement sur cette réponse.
- Examiner l'applicabilité d'un modèle simple permettant de capter l'effet prépondérant du phénomène de l'interaction sol-structure.
- L'utilisation de la méthode arbitraire est suffisante pour décomposer le problème car elle est basée sur plusieurs paramètres.
- Examiner l'effet des paramètres sismique de interaction sol-structure, sur les propriétés vibratoires ou comportement dynamique des sols.
- Cette étude a mis en évidence l'influence importante des paramètres géotechniques, et également des paramètres de modélisation.
- Les déplacement variable dans les deux sens et diminue en s'éloignant de la fondation

Bibliographie

- [1]: Guide de conception: Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (Ponts - cadres et portiques).
- [2]: Mémoire ZOURIG imane ,BOUDIAF maissa ,ETUDE Interaction sol-fondation d'un PICF.
- [3]: Guide de calcul: Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (Ponts - cadres et portiques).
- [4] : Guide de conception « ponts cadres et portiques », Année 1992.
- [5] : Document de cours génie parasismique.
- [6] : ABDELLAOUI MEROUANE, Année (2009) « risque sismique ».
- [7] : <https://www.futura-sciences.com>.
- [8]: Trifunac, M.D. ET Brady, A.G. (1975) On the Correlation of Seismic Intensity Scales with the peak of Recorded Strong Ground Motion. Bull Seism. Soc Amer. Vol. 65, N° 1, February, PP. 138-162.
- [9] : Règles parasismiques algériennes RPA 99/ version 2003.
- [10] : Rapport préliminaire de la mission AFPS Organisée avec le concours du Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable (MEDD/DPPR/SDPRM) « LE SÉISME DU 21 MAI 2003 EN ALGÉRIE » Version du 8 juillet 2003.
- [11] : Pecker, A. Dynamique des sols. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris,1984.
- [12] : Alain Pecker : "Dynamique des ouvrages", Presses de l'ENPC, Paris, 1986.
- [13] : J.L. Wegner, X. Zhang: "Dynamic wave soil structure interaction analysis in the time domain'."
- [14] : Alain Pecker : "Interaction sol structure et comportement des fondations".
- [15] : V. Davidovici, La construction en zone sismique, Editions Le Moniteur, Paris,1999.
- [16] : Pecker, A. (1984). Dynamique des sols. Presse, ENPC, Paris, France.
- [17] : Pecker A étude expérimental du comportement d'un vase sous chargement cyclique revue française de géotechnique, N 15,1981.
- [18] : Mémoire BENTOUMI Rachida DAFFAF Nadia ; ETUDE inrection sol-structur d'un passage superieur d'une voie ferree (CAS D'UN PONT DALLE).
- [19] :V. Davidovici, Eurocode 8, Pratique du calcul sismique, Guide d'application, afnor éditions-Eyrolles, 2013.
- [20]:http://wikhydro.developpementdurable.gouv.fr/index.php/Wikigeotech:Liqufactiones_sols_sous_sismes
- [21] : HAL-Mod_elisation physique et num_érique des interactions sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses.
- [22] : JAKY J., J. The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Engineers and Architects, Budapest, pp. 355-358, (1944).
- [23] : BRINKGREVE, R.B.J., Geomaterial models and numerical analysis of softening. Doctoral thesis, Faculty of Civil Engineering, Delft University ofTechnology (1994) .