

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

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIE

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

**Mémoire présenté pour l'obtention  
Du diplôme de Master Académique**

**Par : CHERHABIL KHALID  
CHAHLAT BELABBES**

**Thème**

**Influence de la raideur du sol sur le comportement  
dynamique des éléments porteurs d'un bâtiment**

**Soutenu devant le jury composé de :**

Mr. HAMITOUCHE Amar	Université de M'sila	Encadreur
Mr. BOULAOUED abderracid	Université de M'sila	Président
Mr. GURRAICHE ammar	Université de M'sila	Examineur

**Année universitaire : 2021/2022**

# DEDICACE

Je remercie dieu qui m'a donnée la force de faire ce travail.

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère THORAYA CHERHABIL qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père TAYEB qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A tous mon frère TAREK, mes sœurs AMANI ABIR HIBA IBTISSAM et toute ma famille sans exception

A

A toutes mes amies avec lesquelles j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur,

A tous les amis d'études surtout promotion de master 2 (2022).

A que toute personne m'ayant aidé de près ou de loin, trouve ici l'expression de ma reconnaissance.

# DEDICACE

Je remercie Dieu qui m'a donné la force de faire ce travail.

La locomotive de recherche a traversé de nombreux obstacles, cependant, j'ai essayé de la surmonter régulièrement, grâce à Dieu et de Lui.

Je dédie ce travail surement au premier lieu à mes chers parents.

Au plus beau et merveilleux papa au monde, mon très cher papa qui m'a toujours poussé pour aller de l'avant avec ses conseils tantôt avec patience et tantôt sévèrement mais qui ont toujours servi et qui m'ont mené là où je ne croyais jamais pouvoir arriver.

♥Merci papa(Aissa) et je t'aime très fort♥

A ma maman chérie qui m'a comblée d'amour et de tendresse et qui a rendu les choses les plus difficiles sembler bien plus simple que je ne le croyais.

♥Je t'aime ma maman♥

A mes frères et sœurs HADDA, SALAH, MOHAMED, et ZAKARYA, et qui je leurs souhaitent pleins de succès et de réussites dans la vie.

A tous les membres de ma famille qui ont partagé la joie de ce petit succès dans ma vie.

A toutes mes amies avec lesquelles j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur.

Je dédie ainsi cet humble travail à mes professeurs du département de Génie Civil en souhaitant qu'on ait été à la hauteur de ce qu'ils attendaient de nous.

# REMERCIEMENT

A la fin de ce modeste travail nous adressons nos remerciements premièrement à ALLAH tout puissant pour la volonté, la santé et la patience qu'il nous a donnée durant toutes ces longues années d'études.

Et tous les enseignants qui ont contribué à notre enseignement pendant toutes les années scolaires. Nos remerciements s'adressent à A. HAMITUCHE pour avoir proposé et dirigé ce travail et pour son suivi continu pendant la préparation de ce Mémoire.

# Sommaire

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>01</b>
------------------------------------	-----------

## **CHAPITER 1 : ETUDE BIBLIOTHEQUE**

• <b>Introduction .....</b>	<b>03</b>
• <b>Généralités .....</b>	<b>04</b>
• <b>Notion d'interaction Sol Structures.....</b>	<b>05</b>
• <b>Différents types d'interaction sol structures .....</b>	<b>09</b>
• <b>Méthodes de prise en compte de l'interaction dynamique sol- structure.....</b>	<b>09</b>
○ <b>Les méthodes directes .....</b>	<b>09</b>
○ <b>La méthode des sous-structures .....</b>	<b>10</b>
▪ <b>Méthode frontière.....</b>	<b>12</b>
▪ <b>Method de volume.....</b>	<b>13</b>
▪ <b>Method hybirde .....</b>	<b>14</b>
• <b>Modélisation de l'interaction sol structure.....</b>	<b>14</b>
○ <b>Modélisation par des éléments finis.....</b>	<b>14</b>
○ <b>Modélisation du sol par éléments ressorts.....</b>	<b>16</b>
• <b>Raideurs et Fondations superficielles .....</b>	<b>17</b>
○ <b>Méthode de Newmark-Rosenblueth .....</b>	<b>17</b>
○ <b>Méthode de Deleuze.....</b>	<b>18</b>
• <b>Conclusion.....</b>	<b>21</b>

## **CHAPITER 2 : PRESENTATION D'OUVRAGE**

• <b>Introduction.....</b>	<b>23</b>
• <b>Présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>23</b>
• <b>Hypothèses de calcul.....</b>	<b>24</b>
○ <b>RPA .....</b>	<b>24</b>
○ <b>BAEL.....</b>	<b>24</b>
▪ <b>Etats limites ultimes (ELU).....</b>	<b>24</b>
▪ <b>Etats limites de service (ELS).....</b>	<b>24</b>
• <b>Caractéristiques des matériaux.....</b>	<b>25</b>
○ <b>Béton .....</b>	<b>25</b>
○ <b>Acier .....</b>	<b>26</b>
• <b>Pré dimensionnement des éléments.....</b>	<b>27</b>
○ <b>Les poutres .....</b>	<b>27</b>
▪ <b>Les poutres principales.....</b>	<b>27</b>
▪ <b>Les poutres secondaires.....</b>	<b>27</b>

- Planchers..... 28
- Les charges et surcharges..... 28
  - Plancher terrasse (inaccessible)..... 28
  - Planchers étages courant RDC..... 29
  - Les balcons ..... 29
- Logiciel de l'étude ..... 30
  - Les étapes de modélisation ..... 30
- Calcul des raideurs des ressorts ..... 34
- Conclusion ..... 35

### CHPITER 3 : MODILISATION DE PROBLEME

- Introduction..... 36
- Sans interaction sol structure ..... 37
- Avec interaction sol structure..... 39
  - Sol rocheux S1..... 39
  - Sol ferme S2..... 41
  - Sol meuble S3..... 44
  - Sol très meuble S4..... 46
- Discussions de résultat ..... 48
  - les valeurs Les périodes..... 48
  - les valeurs de les actions sismique à la base ..... 49
    - V sismique a la base x : ..... 49
    - V sismique a la base y : ..... 49
  - L'effort tranchant et les moments ..... 49
    - Poteaux 1 ..... 49
    - Poteaux 2 ..... 50
    - Poteaux 3 ..... 51
  - Déplacements latéraux des planchers ..... 52
- Conclusion..... 53
- CONCLUSION GENERAL ..... 54

# LISTE DE FIGURE

## CHAPITRE 1 :

Figure 1.1: Schématisation de l'interaction sol-structure.

Figure 1.2 : SCHEMATISATION DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE

Figure 1.3 Illustration de L'interaction cinématique et l'interaction inertielle [A. Pecker, 2007].

Figure 1.4 a Sans ISS, bâtiment souple et sol de très bonne résistance mécanique [V. Davidovici, 1999]

Figure 1.4b Sans ISS, bâtiment raide et sol de très bonne résistance mécanique [V. Davidovici, 1999]

Figure 1.4c Avec ISS, bâtiment raide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique [V. Davidovici, 1999]

Figure 1.4d Phénomène "coup de fouet" qui peut être amplifié par l'ISS [V. Davidovici, 1999]

Figure 1-5 Analyse de l'ISS par la méthode globale

Figure 1-6 Principe de superposition de Kausel

Figure 1-7 de Termes d'impédance (raideur et amortissement) pour une fondation superficielle circulaire selon Pecker

Figure 1.8 Méthode de sous-structures : méthode de frontière

Figure 1.9. Méthode de sous-structures : méthode de volume

Figure 1-10 méthode hybride [Grange S., 2008]

Figure 1-11: Modélisation par des éléments finis

Figure 1-12 a) déconvolution b) étude dynamique

Figure 1-13 Modèle tenant en compte de l'ISS

Figure 1-14 Abaques donnant les coefficients de Newmark  $\beta_z$ ,  $\beta_x$  et  $\beta_\Phi$

## CHAPITRE 2 :

Figure 2-1 illustration de plan de poteaux poutres

Figure 2-2 illustration de plan de plancher

Figure 2-3 : diagramme parabole-rectangle Des contraintes déformation d'un béton comprimé

Figure 2-2 : diagramme contraintes déformations.

Figure 2-5 : coupe plancher terrasse.

Figure 2-6: coupe plancher étage courant.

### CHAPITRE 3 :

Figure 3-1 : poteaux 1

Figure 3-2 : Poteaux 2

La figure 3-3 : poteaux 3

Figure 3-4 de diagramme de période

Figure3-5 de les V sismique a la base x et a la base y

## TABLE DES NOTATIONS

- A : Aire de la fondation superficielle carrés, Coefficient d'accélération de zone
- a : Dimension parallèle à la direction du séisme
- b : Dimension perpendiculaire à la direction du séisme
- C: Matrice amortisseur
- E : Module de Young
- Ep: Module pressiométrique.
- f : Fréquence du mode de vibration fondamental
- G : Module de cisaillement dynamique du sol.
- K: Matrice de raideur du système ; représente la matrice d'impédance de la fondation rigide.
- Kh: Raideur horizontal.
- KV : Raideur vertical.
- K $\Phi$  : Raideur de basculement.
- K $\theta$ : Raideur de rotation
- M : Matrices de masse
- Q : Facteur de qualité.
- qc: Résistance de pointe pénitrométrique.
- qu: Contrainte ultime.
- R: Le coefficient de comportement. Rayon de la fondation circulaire R0 : Rayon du cercle équivalent d'une fondation circulaire

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة تأثير صلابة التربة على السلوك الديناميكي للعناصر الحاملة للمبنى. تؤخذ هذه الصلابة في الاعتبار من خلال نمذجة التفاعل بين التربة وهيكل البناية بواسطة لواب ذات الصلابة المقابلة لأنواع التربة الآتية: صخرية، صلبة، فضفاضة وفضفاضة للغاية. أظهر تحليل المبنى مع وبدون مراعاة التفاعل بين التربة وهيكل البناية أن قيم الاستجابات المدروسة وهي (الدور، القوة الزلزالية في القاعدة، النزوح الجانبي للأرضيات والقوى في العناصر الحاملة) تتزايد مع الأخذ في الاعتبار التفاعل بنية التربة والانتقال من التربة الصخرية إلى التربة الرخوة للغاية.

الكلمات المفتاحية: التفاعل تربة - هيكل ، الدور ، القوة الزلزالية في القاعدة ، قوة القص ، العزم.

## Résumé

L'objectif visé par ce travail est d'étudier l'influence de la raideur du sol sur le comportement dynamique des éléments porteurs d'un bâtiment. Cette raideur est prise en compte en modélisant l'interaction sol structure par des ressorts ayant des rigidités correspondant aux sols : rocheux, ferme, meuble et très meuble

L'analyse du bâtiment avec et sans la prise en compte de l'interaction sol structures a montré que les valeurs des paramètres étudiés qui sont (la période, l'effort sismique à la base, les déplacements latéraux des étages et les efforts dans les éléments porteurs) augmentent en tenant compte de l'interaction sol structures et en allant du sol rocheux au sol très meuble.

**Mots-clefs :** Interaction sol structure, Période, Effort sismique à la base, Effort tranchant, Moment.

## Abstract

The objective of this work is to study the influence of soil stiffness on the dynamic behavior of the load-bearing elements of a building. This stiffness is taken into account by modeling the soil structure interaction by springs having rigidities corresponding to the soils: rocky, firm, loose and very loose.

The analysis of the building with and without taking into account the soil-structure interaction showed that the values of the parameters which are (the period, the seismic force at the base, the lateral displacements of the floors and the forces in the load-bearing elements) studied increase when taking into account the soil-structure interaction and going from rocky soil to very loose soil.

Keywords: Soil-structure interaction,  $\cdot$ Period, Seismic force at the base, Shear force,  $\cdot$ Moment.

## **Introduction générale :**

La raideur du sol d'assise des fondations d'un bâtiment est souvent négligée lors de son analyse et de sa conception par les ingénieurs, puisqu'ils considèrent que le bâtiment comme parfaitement encastré dans le sol. Cependant, cette raideur a de grandes implications sur le comportement du bâtiment, car ses réponses dépendent en plus des caractéristiques dynamiques de la structure des caractéristiques dynamiques du sol qui sont liées à cette raideur.

Les conséquences graves, sur les bâtiments, de nombreux glissements de terrain récents dans différentes parties du monde

De nombreux travaux de recherche ont été menés dans le but d'atténuer les effets des séismes sur les constructions. Selon les règles RPA99. Les sites sont classés en quatre catégories selon les caractéristiques du sol qui les composent.

L'objectif principal de ce mémoire est d'évaluer les réponses de la structure d'un bâtiment sur fondations superficielles en tenant compte de la raideur du sol d'assise par la considération de l'interaction du sol - structure en modélisant cette interaction par des ressorts ayant la raideur des sols considérés et d'analyser l'effet de cette raideur sur les réponses choisies

Le comportement dynamique de chaque type de sol est considéré à la fois par sa raideur et par son spectre de réponse.

Pour atteindre ces objectifs le mémoire est conçu en une introduction présentant ces objectifs et de trois chapitres et d'une conclusion générale.

Dans le chapitre premier, nous présentons les éléments nécessaires à la compréhension du phénomène d'ISS, ses principaux concepts, son impact sur le comportement dynamique des structures en béton armé ainsi que les différentes méthodes analytiques utilisées pour modéliser le phénomène de l'ISS.

Après quoi, en chapitre deux, nous donnons les informations et les caractéristiques du projet, les règles de l'étude en vigueur, les logiciels utilisés ainsi que les réponses qui seront soumises à l'analyse et à la discussion.

Finalement, dans le chapitre trois nous effectuons la modélisation numérique, le calcul des modèles ainsi adoptés, et nous analysons l'influence de la raideur du sol en terme d'ISS sur la

période, l'effort sismique à la base, les déplacements latéraux des planchers et les efforts internes dans les éléments porteurs.

Enfin la conclusion générale récapitule les principaux résultats de l'étude.

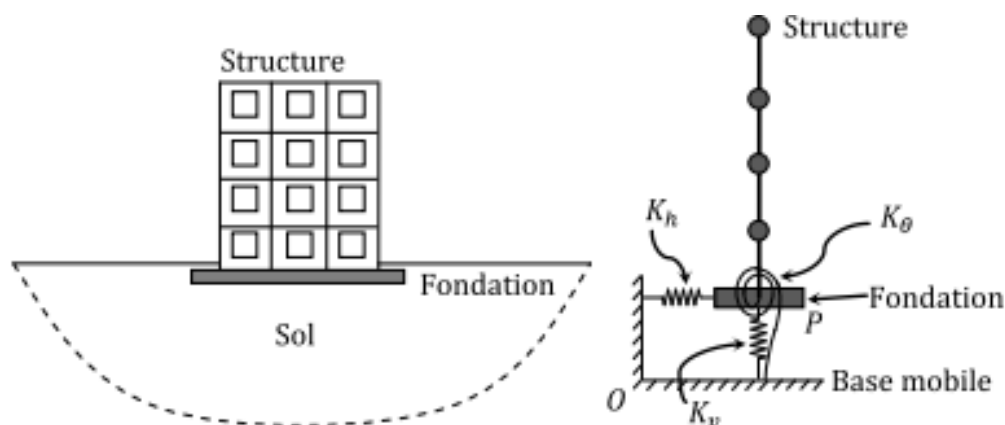
# Chapitre 01 : Etude bibliographies

## I. Introduction :

Ce chapitre illustre l'effet de l'ISS sur le comportement dynamique des structures en béton armé et présente les différentes méthodes d'analyses utilisées dans la modélisation d'un phénomène d'ISS.

Dans le calcul sismique des structures, l'excitation est définie par un ou plusieurs enregistrements d'accélération souvent mesurées à la surface du sol en l'absence de toute construction. Ces enregistrements donnent les accélérogrammes en champs libre. En présence d'un bâtiment ou d'une quelconque autre construction, les mouvements au voisinage des fondations peuvent différer de ceux existant en champ libre. En effet, les forces au contact entre la structure et sa fondation perturbent le mouvement du sol, et le moment d'encastrement à la base provoque la rotation de celle-ci. Ce phénomène est désigné par "Interaction Sol - Structure" ou "ISS".

L'interaction entre le sol et la structure peut être mise en évidence à l'aide d'un modèle simple dans lequel la structure est représentée par une poutre console de raideur correspondant aux voiles ou poteaux sollicités en cisaillement contenant des masses correspondant principalement à celle des planchers. Ce système a donc plusieurs degrés de liberté. L'interaction avec le sol peut être représentée par des ressorts agissant à la translation ou à la rotation reliés à une base mobile se déplaçant suivant le mouvement sismique imposé.



La figure 1.1: Schématisation de l'interaction sol-structure.

Le mouvement de la base mobile est celui qui est défini en champ libre par un accélérogramme, tandis que le mouvement de la fondation du bâtiment, dépend de la masse de la structure et de la raideur des ressorts qui représentent le sol. Ces deux mouvements sont donc différents, leur écart étant d'autant plus accentué que le sol est plus déformable.

En général, dans les études des structures courantes, les propriétés du sol ne sont pas prises en compte. Le modèle le plus utilisé comporte un encastrement parfait à la base à laquelle on impose directement le mouvement. Cela entraîne évidemment une approximation dans le calcul de la réponse. Les erreurs ainsi introduites peuvent être importantes dans le cas d'un

sol très déformable : La période du premier mode est sous-estimée et il en résulte une erreur par excès ou par défaut sur la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre de calcul. On est par conséquent amené à concevoir des modèles dans lesquels le sol est représenté soit par des ressorts soit par des éléments finis ou par d'autres types de modélisation permettant de reproduire son comportement.

En fonction de ces aspects et des hypothèses retenues pour les deux milieux sol et structure, les modèles et les méthodes proposés pour la prise en compte de l'interaction sol-structure sont très diverses. Parmi elles, on peut distinguer les méthodes globales, qui résolvent en bloc le problème couplé sans tenir compte de la forme particulière du système matriciel correspondant, et les méthodes par sous-structure qui s'appuient sur une décomposition du système en deux ou trois parties ou sous-systèmes selon que l'on tienne compte ou non de la fondation et du sol proche. Hors ces méthodes orientées vers un traitement numérique par éléments finis ou de frontière, il existe des approches simplifiées basées sur des modèles à ressorts tels que celui représenté dans la figure 1.1 : Schématisation de l'interaction sol-structure. [1]

## II. Généralités :

L'interaction sol-structure (ISS) est une discipline de la mécanique appliquée qui s'appuie sur le développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de la fondation. Les effets de l'ISS sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. [4]

Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte de l'effet de ISS. [5]

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de la fondation. Le phénomène de l'interaction dynamique sol-fondation a été longtemps reconnu comme un facteur important dans la réponse sismique et dynamique des structures. Les ondes sismiques constituent une source de vibrations qui provoquent des perturbations au niveau des fondations. Selon l'énergie communiquée à la fondation, cette perturbation peut affecter considérablement le sol ou les structures. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure (ISS) Wong et Lucor (1976). De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'ISS dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut changer la réponse des structures soumises à l'excitation sismique Smith HA et al (1994). De plus, les sites meubles (sol mou) recevant

des Introduction générale 2 structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques de ces dernières de manière significative John P.W et Chongjin (2004.) [6]

L'analyse raisonnable du phénomène exige la prise en compte la nature dynamique de l'interaction entre le sol et la fondation. Ceci rend assez difficile la solution analytique du problème même pour des cas de géométrie simple. A cause de cette complexité, les méthodes analytiques simplifient beaucoup la géométrie du problème. En outre, il y a une absence apparente des modèles discrets simplifiés qui est due, peut-être, du manque général de résultats expérimentaux rigoureux qui seraient employés pour la vérification et le calibrage de tels modèles. Les géométries complexes, les types de chargements et la nature du sol, ont découragé en général le développement des solutions analytiques. Grâce aux performances grandissantes des ordinateurs, aux développements d'outils numériques tels que les méthodes des Eléments Finis et les Eléments Frontières et des conditions de sécurité très rigoureuses imposées à certains types de structures tels que les réacteurs des centrales nucléaires, les turbo-alternateurs des centrales électriques, ...etc., l'étude du phénomène d'interaction sol-fondation a constitué un intérêt particulier pour de nombreux chercheurs Lysmer (1978) , Idriss-Kennedy (1980), Kagawa (1980), et Mizun (1987). ) [7]

Certains auteurs ont proposé, pour chaque degré de liberté de la fondation, des modèles de sols constitués d'un nombre plus ou moins grand de masses, ressorts et amortisseurs à coefficients indépendants de la fréquence. La manière la plus simple de prendre en compte le sol est de le représenter par des ressorts reliant un ou plusieurs nœuds à une base rigide, à laquelle on impose un mouvement. Actuellement, suite à la progression rapide de la performance des ordinateurs, les méthodes numériques de simulations sont largement utilisées dans l'étude du phénomène d'interaction sol-structure. Les méthodes de simulations numériques sont classées en trois types : la méthode de sous-structure, la méthode des éléments finis, la méthode des éléments de frontière, la méthode des différences finis et la méthode hybride Xilin Lu et al (2003) [8]

### III. Notion de l'interaction sol structure :

Comportement de la structure sur sol rigide n'est pas le même que si le sol était souple. En réalité, le sol n'est pas parfaitement rigide ; lors d'un séisme, le sol et la superstructure se mettent à vibrer simultanément et interagissent l'une avec l'autre; la vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au sol et modifient sa réponse... etc. Le phénomène de la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (du sol) s'appelle interaction sol-structure.

La figure 1.2 illustre l'aspect fondamental de l'interaction; cet aspect est présenté ici dans le cas d'une fondation sur pieux, partiellement enterrée dans le sol, mais les conclusions restent applicables à tout type de fondation. Loin de la fondation, dans une région dénommée le champ libre, les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe: on y rencontre des ondes de volume, compression (P) et cisaillement (S), des ondes de surface (Rayleigh, Love). La nature des ondes est dictée par les caractéristiques de la source sismique mais également par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des terrains traversés. [2]

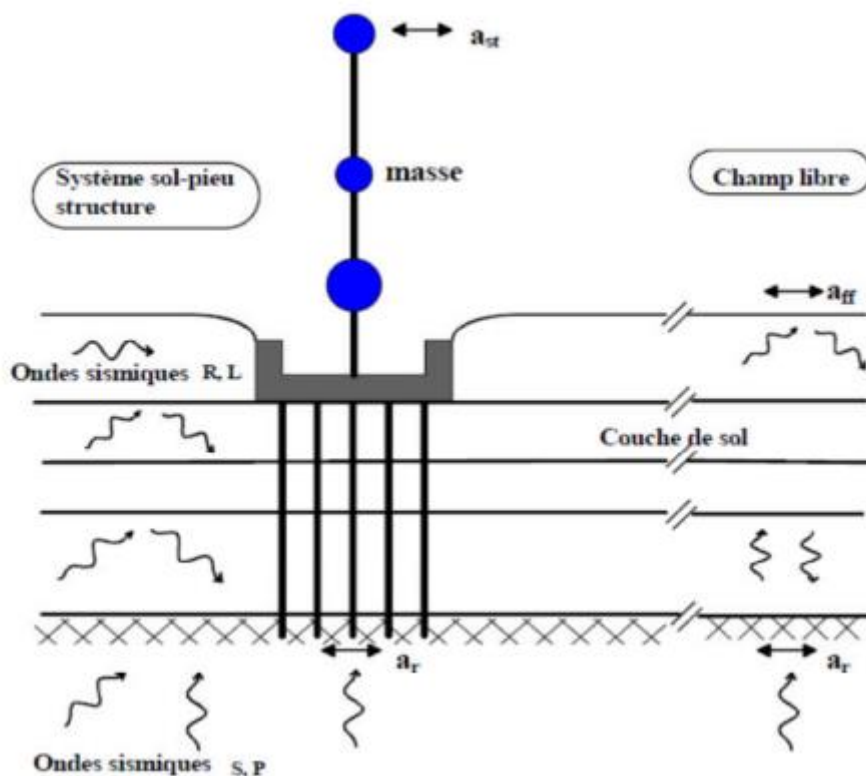


Figure 1.2 : SCHEMATISATION DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE

Le mouvement des fondations est différent du mouvement du sol en champ libre. En effet, sous sollicitations sismiques, la déformation du sol va obliger les fondations à se déplacer et par conséquent entrainer la structure supportée. Même sans superstructure, le mouvement de la fondation sera différent de celui du sol en champ libre à cause de la différence de rigidité entre le sol et les fondations. Les ondes incidentes sont également reflétées et dispersées par la fondation qui en retour développent des moments de flexion, C'est l'interaction cinématique. Le mouvement des fondations génère des oscillations dans la superstructure qui développent des efforts inertiels et des moments à sa base. Ainsi la fondation, les semelles isolées et les radiers et éventuellement le sol aux alentours subissent des forces dynamiques et des déplacements supplémentaires, c'est le phénomène d'interaction inertielle. L'interaction cinématique désigne l'interaction entre le sol et les fondations sous chargement sismique en l'absence de la structure. Les fondations - Figure 1.3.A, forcées à suivre le mouvement du sol, tendent à résister par leur rigidité. En conséquence, des réflexions et dispersions d'ondes prennent naissance et les fondations peuvent avoir un déplacement différent de celui du sol en champ libre. Tandis que pour l'interaction inertielle - Figure 1.3.B, le mouvement de la fondation induit des vibrations dans la superstructure ; les forces d'inertie, générées dans la superstructure, produisent des efforts dynamiques qui seront transmis aux fondations et au sol en contact.



Figure 1.4b Sans ISS, bâtiment raide et sol de très bonne résistance mécanique [V. Davidovici, 1999]

En général, et plus particulièrement dans le cas de bâtiments massifs sur des sols moyennement ou faiblement raides, les effets de l'ISS ne sont pas négligeables et modifient de façon considérable la réponse de la structure à une action sismique figure 1.4 c

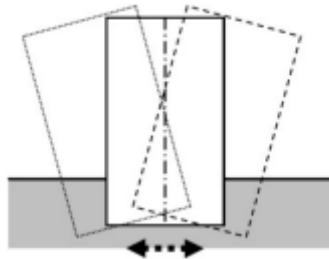


Figure 1.4c Avec ISS, bâtiment raide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique [V. Davidovici, 1999]

Il existe également de nombreuses situations intermédiaires pour lesquelles la prise en compte de l'ISS ou non doit être choisie au cas par cas, par exemple quand les niveaux supérieurs d'un ouvrage sont plus souples que les niveaux inférieurs. En effet, cette situation peut provoquer un effet « coup de fouet » qui sera amplifié par les mouvements du sol ; La prise en compte de l'ISS est donc nécessaire dans la modélisation de ces ouvrages figure 1.4.d

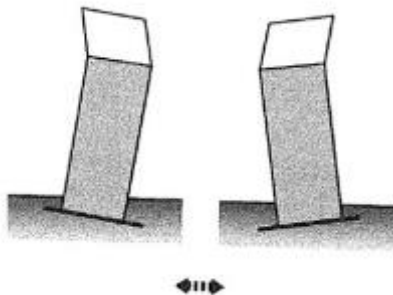


Figure 1.4d Phénomène "coup de fouet" qui peut être amplifié par l'ISS [V. Davidovici, 1999]

L'Eurocode 8 impose l'étude des effets de l'interaction dynamique sol-structure dans les cas suivants :

- Structures pour lesquelles les effets du  $P\delta$  (relation force déplacement) de 2ème ordre et jouent un rôle significatif, ce qui est le cas pour les structures élancées pour lesquelles l'excentrement du poids des masses par rapport à l'axe verticale induit un moment fléchissant supplémentaire.
- Structures avec fondations massives ou profondes, comme les piles de ponts, les silos ou tout ouvrage industriel équivalent.
- Structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées. - Structures supportées par des sols très mous, sol de classe S1 avec des vitesses des ondes de cisaillement de  $V_s$  max. [12]

## IV. 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. [3]

## V. Méthodes de prise en compte de l'interaction dynamique sol-structure

Pour évaluer la réponse dynamique d'une fondation en tenant compte de l'interaction dynamique sol-structure, les étapes de calcul sont les suivantes :

- Estimer la valeur et les caractéristiques de la charge dynamique appliquée.
- Déterminer les caractéristiques géotechniques et le profil du sol : à savoir, le module de cisaillement  $G$  et le taux d'amortissement relatifs aux différentes couches du sol.
- Pré-dimensionner la fondation.
- Évaluer la réponse dynamique de la fondation pré-dimensionnée. Cette étape de conception commence souvent par simplifier le profil du sol servant de base à la fondation. Ensuite, il faut choisir la méthode de calcul de l'interaction dynamique entre le sol et la structure. A ce propos, plusieurs formulations et programmes de calcul ont été développés.
- Vérifier si l'amplitude estimée dans les étapes précédentes est conforme au critère de performance établie. S'il ne l'est pas, il faut répéter la procédure jusqu'à satisfaction [9]

### A. Les méthodes directes :

Les méthodes directes consistent à résoudre directement l'équation de la dynamique régissant le comportement du système {sol+fondation+structure}:

Où  $u$  représente le vecteur de déplacement du système par rapport au repère de référence soumis à l'accélération  $a$  par rapport à un repère galiléen,  $I$  un vecteur contenant des 1 pour les directions soumises à l'accélération  $a$ , et  $M$ ,  $C$ , et  $K$  les matrices de masse, amortissement et raideur du système. Le symbole. Représente les dérivées par rapport au temps. [10]

L'approche directe présente des difficultés, puisqu'il faut :

- Construire un modèle détaillé du sol, modèle qu'il faut borner et qui doit empêcher les rebonds sur les frontières du sol des ondes propagées (nécessité d'éléments absorbants),
- Définir pour chaque élément de sol un module d'élasticité, un coefficient de Poisson, une masse volumique et un amortissement.
- Définir des accélérogrammes au substratum

En théorie, les méthodes globales peuvent être étendues aux cas tridimensionnels et sont susceptibles d'appréhender les comportements non linéaires dus à la loi de comportement d'un des matériaux (sol le plus souvent) ou aux interfaces Sol-Structure (décollement ou glissement d'ouvrages sur leur fondation). En pratique, le coût de résolution de problèmes tridimensionnels est nettement prohibitif et on doit se restreindre aux problèmes bidimensionnels. Un des avantages des méthodes globales est leurs capacités à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de faciès, soit des variations des caractéristiques de sol provenant de non linéarités plus prononcées dans certaines zones (angle des radiers, etc.). Par ailleurs, l'expérience montre qu'elles sont généralement mieux adaptées et plus faciles de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrages enterrés. [11]

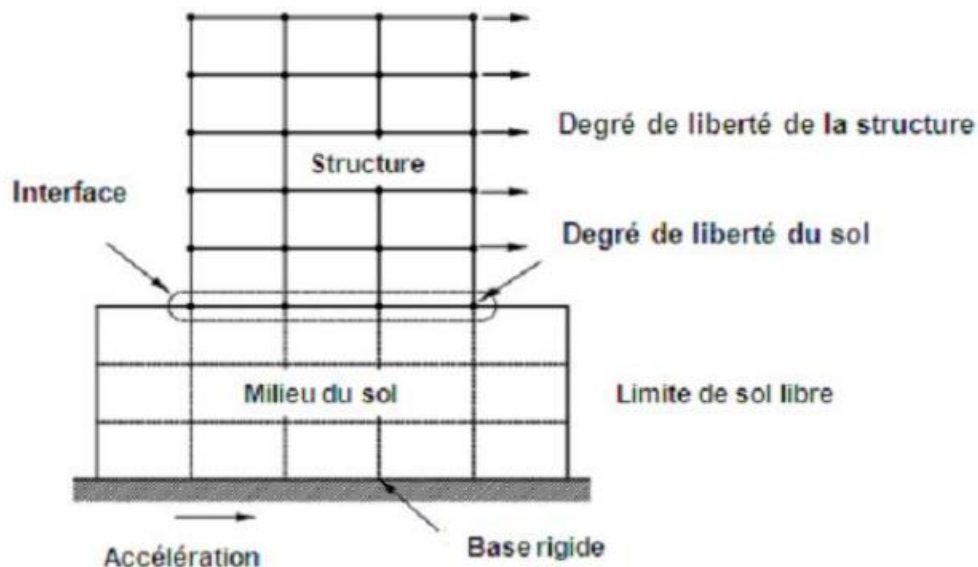


Figure 1-5 Analyse de l'ISS par la méthode globale

### B. La méthode des sous-structures

Elle vise à décomposer le problème en la somme de sous problèmes plus simples à résoudre. Dans le cas de fondations rigides cette méthode consiste à utiliser le principe de superposition de [Kausel et al., 1978]. Cette démarche est illustrée par la figure 1-6

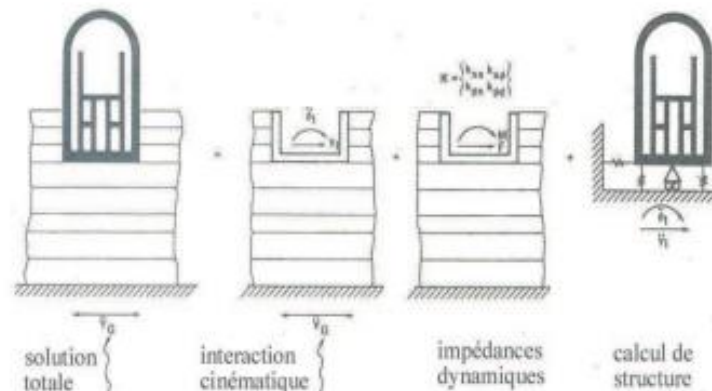


Figure 1-6 Principe de superposition de Kausel

D'un point de vue pratique, cette méthode consiste à décomposer la résolution du problème en trois étapes successives :

- (i) Nous considérons le milieu {sol + fondation rigide sans masse}. En appliquant la sollicitation sismique à la base de ce milieu nous déterminons l'accélération à laquelle sera soumise la fondation. C'est le calcul de l'interaction cinématique.
- (ii) Nous calculons la matrice d'impédance dynamique de la fondation permettant d'obtenir les raideurs ainsi que les termes d'amortissement dans les différentes directions.
- (iii) Nous calculons la réponse dynamique de la structure supportée par les ressorts d'impédances trouvés en (ii) et soumise à la sollicitation calculée en (i). De nombreuses méthodes existent pour résoudre la première étape et notamment la méthode des équations intégrales [Aubry, 1986] ou d'éléments frontières [Chebli et al., 2008]. La deuxième étape nécessite le calcul des fonctions d'impédances.

L'impédance de la fondation

Caractérise l'effort résultant sur la fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à un déplacement imposé harmonique unitaire. Le mouvement de la fondation est celui d'une masse posée sur un ressort ayant pour raideur la partie réelle de l'impédance et pour amortissement sa partie imaginaire. Des résultats analytiques pour tout type de fondations sont données dans [Gazetas, 1991] et [Pecker, 1984]. Dans le cas général et pour une fondation possédant six degrés de liberté, la matrice d'impédance reliant les déplacements aux efforts est de dimension  $6 \times 6$ . Cependant, nous pouvons montrer que pour une fondation superficielle, les termes hors diagonaux de la matrice peuvent être considérés comme nuls [Pecker, 1984], ce qui revient à considérer qu'il n'y a pas de couplage entre les différents degrés de liberté. Par ailleurs, chaque terme de la matrice est composé d'une partie réelle traduisant la raideur du système {sol + fondation} et d'une partie imaginaire traduisant l'amortissement. Cet amortissement provient de la radiation des ondes de la fondation vers l'infini. Ces deux termes peuvent a priori dépendre de la fréquence de la sollicitation (figure 1-7). Toutefois, dans certains cas, la non dépendance de ces paramètres par rapport à la fréquence pourra constituer une hypothèse acceptable [Pecker, 1984] (voir figure 1-7 de Termes d'impédance (raideur et amortissement) pour une fondation superficielle circulaire selon Pecker)

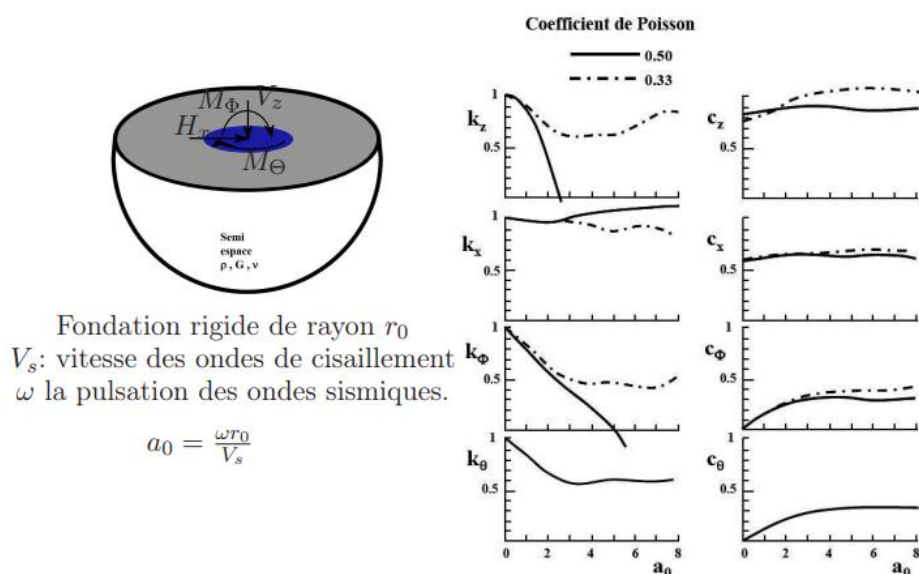


Figure 1-7 de Termes d'impédance (raideur et amortissement) pour une fondation superficielle circulaire selon Pecker

La troisième étape est en général résolue avec la méthode des éléments finis permettant de résoudre l'équation de la dynamique d'une structure liée au sol par un système de ressorts et d'amortisseurs. Ces méthodes sont assez restreintes puisque, comme tout problème de superposition, elles ne sont utilisables uniquement que pour des problèmes linéaires. Cependant de nombreux travaux montrent que cette technique donne de très bon résultats [Pitilakis et al., 2008] [10]

### 1. Méthode frontière

Chopra-Gutierrez, Gutierrez, Kausel ont développé cette méthode. Le modèle global sol-structure est divisé en deux sous-modèles représentant la structure et le sol (figure 1.5), tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous structures.

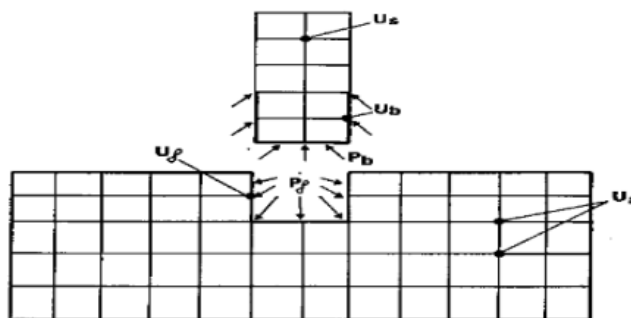


Figure 1.8 Méthode de sous-structures : méthode de frontière

Les différentes équations d'équilibre s'écrivent :

Structure :

$$\begin{matrix} M_s & 0 & \ddot{U}_s + K_{ss} & K_{sb} & U_s = 0 \\ 0 & M_b & \ddot{U}_b + K_{bs} & K_{bb} & U_b = P_b \end{matrix}$$

Sol :

$$\begin{matrix} M_f & 0 & \ddot{U}_f + K_{ff} & K_{af} & U_f = -P_b \\ 0 & M_a & \ddot{U}_a + K_{af} & K_{ff} & U_a = 0 \end{matrix}$$

Dans les équations précédentes [M], [K] ont les significations usuelles des matrices de masse et de raideur et [U] représente le vecteur des déplacements absolus. Les termes d'amortissement ont été négligés pour alléger la présentation. Les solutions numériques sont obtenues, pour la méthode de sous-structures, par intégration dans le domaine des fréquences [13]

## 2. Method de volume:

L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, à l'interface sol-structure, mais encore à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol, comme cela apparaît par la division en sous-structures définie sur la figure 1.6

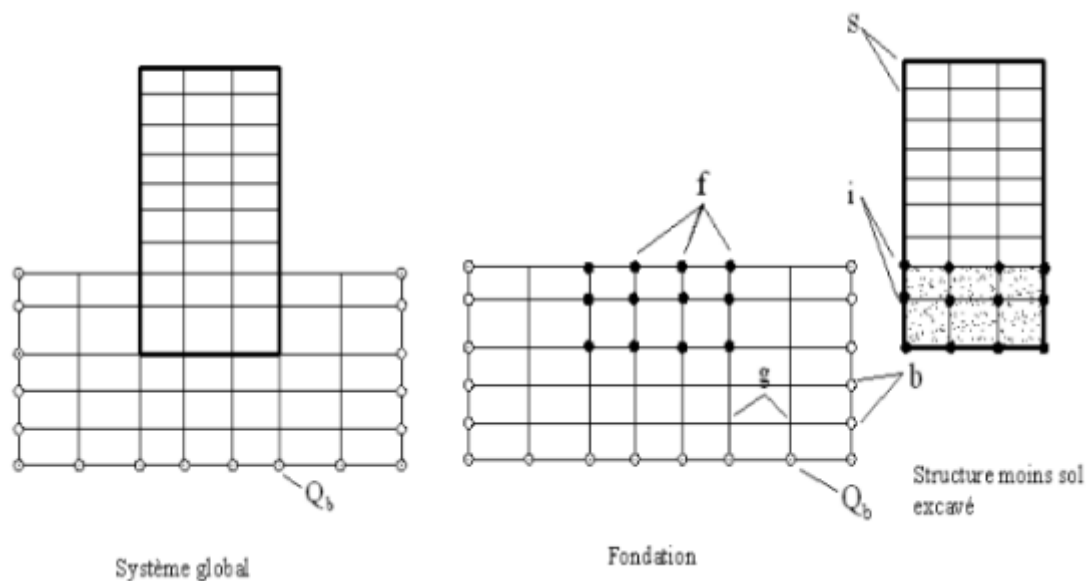


Figure 1.9. Méthode de sous-structures : méthode de volume

Comme pour la méthode de sous-structures envisagées précédemment, les équations du problème peuvent être formulées. En considérant que cette méthode n'est pratiquement utilisable que pour une intégration dans le domaine fréquence et pour alléger les notations.

### C. Méthode hybride :

Les méthodes hybrides consistent à utiliser une combinaison des deux autres méthodes vues plus haut en profitant des avantages de chacune. Ainsi les méthodes hybrides visent à décomposer le système en deux sous-domaines (figure 1.9). Le premier sous domaine: le champ lointain est suffisamment loin de la fondation pour être considéré Élastique. Son comportement peut alors être régi par les impédances dynamiques. Le deuxième sous-domaine: le champ proche est quant à lui considéré comme ayant un comportement non-linéaire. Nous allons même jusqu'à considérer qu'il englobe toutes les non-linéarités et hétérogénéités du problème. Ce domaine fini peut être traité par exemple avec la méthode des éléments finis.

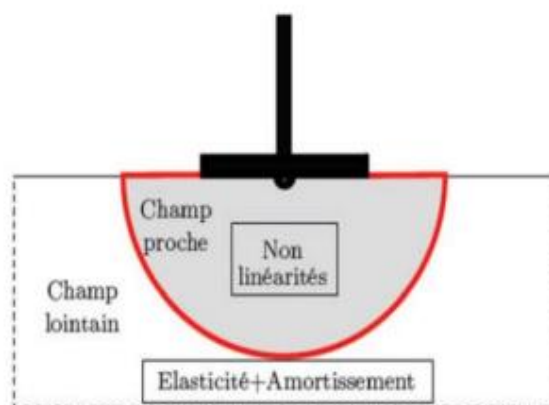


Figure 1-10 méthode hybride [Grange S., 2008]

Afin de traiter les non-linéarités à l'intérieur de ce champ proche, outre la méthode classique des éléments finis, le concept de macro-éléments peut être utilisé.

La difficulté de la méthode réside dans l'obtention, le long de la frontière séparant le champ proche du champ lointain, de la solution du problème de diffraction du champ incident.

GUPTA et al cité par (Boumaïza, 2010) ont négligé cet aspect en admettant un mouvement uniforme, de toute évidence, cette hypothèse constitue une approximation très grossière qui limite considérablement l'intérêt de la méthode. [2]

## VI. Modélisation de l'interaction sol structure :

### A. Modélisation par des éléments finis

Pour mieux prendre en compte les propriétés dynamiques du sol, on peut remplacer par des éléments finis les du modèle élément ressorts. Le sol est alors représenté par des couches successives d'éléments empilés sur une base qui représente le soubassement rocheux (fig8 ). Chaque couche est caractérisée par un module d'élasticité, un coefficient de Poisson, une masse volumique et un coefficient d'amortissement.

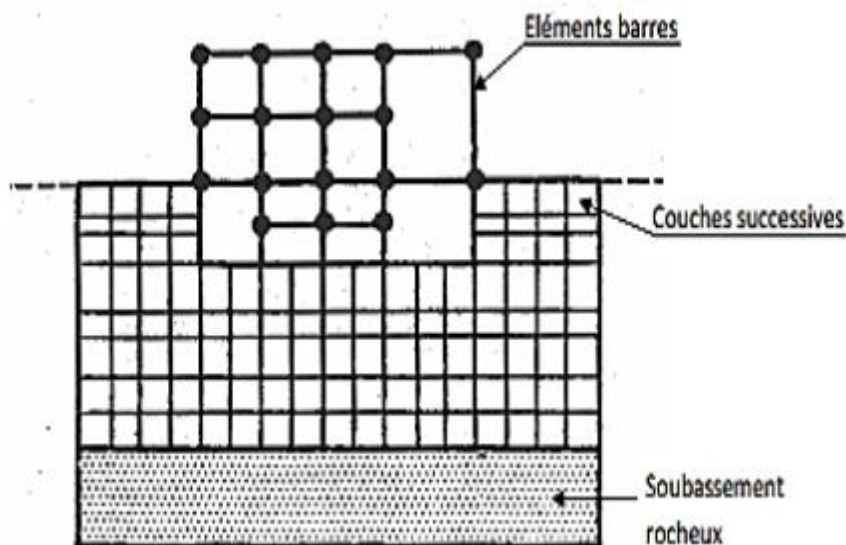


Figure 1-11: Modélisation par des éléments finis

Les programmes de calcul actuellement disponible utilisent des modèles plans et comportent des éléments spéciaux de bordure qui permet tente de se dispenser de modéliser une grande largeur de terrain.

Comme dans le cas précédent, le mouvement est imposé à la base et on fait l'hypothèse qu'il se propage dans le sol sous forme d'ondes de cisaillement se déplaçant uniquement à la verticale.

La base étant située en profondeur, son mouvement est très différent de celui de la surface du sol (en champ libre) et n'est pas connu a priori.

On doit donc étudier au préalable le sol en l'absence de toute cons traction pour déterminer le mouvement de la base qui produit en surface le mouvement du champ libre défini par l'accélérogramme donné.

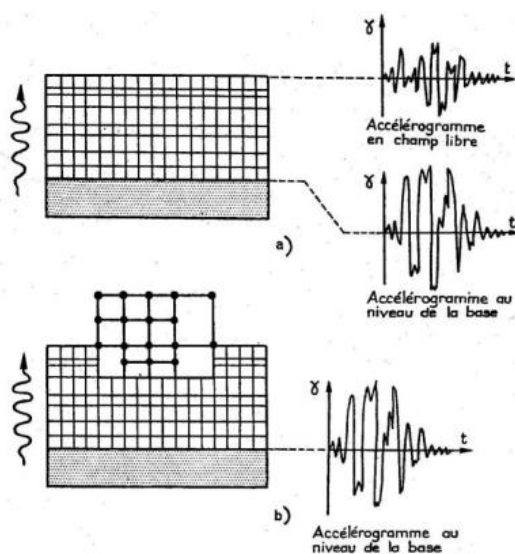


Figure 1-12 a) déconvolution b) étude dynamique

Une fois cette opération de « déconvolution » (fig. 12) effectuée, on est ramené à l'étude d'un modèle, composé en partie d'éléments de sol et en partie d'éléments de structure, à la base duquel on impose un mouvement défini par un accélérogramme.

On en déduit la valeur des pseudo-accélérations, les efforts dans la structure étant calculés par la suite à l'aide d'un modèle plus détaillé. [13]

## B. Modélisation du sol par éléments ressorts

Le comportement du sol a été tout d'abord modélisé par des ressorts de sol définissant les réactions élastiques de ce dernier à l'égard des composantes de déplacement statique de la fondation. Les ressorts de sol ont été déterminés en premier lieu selon l'hypothèse de (Penzien, 1980) de coefficient de ballast représentant une réaction élastique du sol par unité de surface et de déplacement. Ces coefficients expérimentaux ou empiriques ne sont toutefois applicables que dans un domaine très restreint de dimension et de charge de fondation. Une évolution plus précise des ressorts de sol a été faite en considérant le sol comme un semi-espace élastique homogène (milieu semi-infini élastique). Le problème a été traité pour la fondation circulaire selon la méthode de (Deleuze, 1967) et (Newmark Resenblueth, 1971) et la méthode simplifiée de (V. Davidovici, 1999). Pour les autres types de fondations superficielles, on peut déterminer les rigidités d'après la méthode de (Cevaer-Sieffert, 1967)

Comme il été indiqué précédemment le sol est représenté par des ressorts reliant un ou plusieurs nœuds à une base rigide, voir figure

Notre étude se fait sur un type de fondation qui est une semelle rectangulaire, donc le sol sera modélisé par des ressorts horizontaux, des ressorts verticaux et de rotations. La raideur de ces ressorts est calculée par les formules de (Newmark-Resenblueth, 1971).

La méthode des ressorts de sol est basée sur une réaction élastique on ne tient pas compte de la masse de sol participant au mouvement [12]

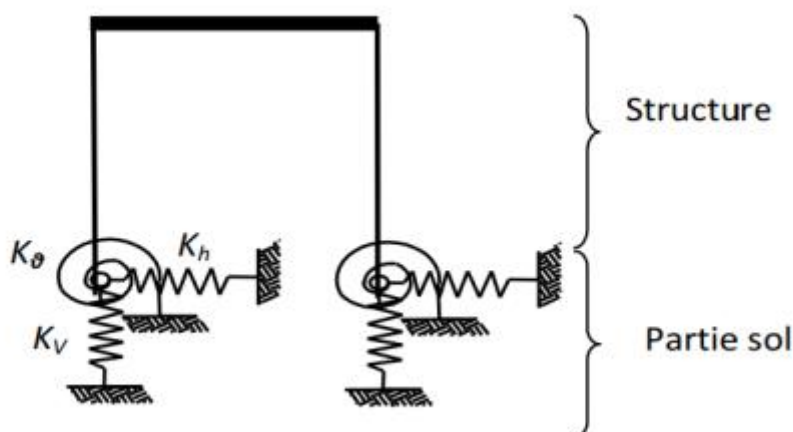


Figure 1-13 Modèle tenant en compte de l'ISS

## VII. Raideurs et Fondations superficielles :

La manière la plus simple de prendre en compte le sol dans les modèles de calcul des structures est de le représenter par des ressorts reliant un ou plusieurs nœuds à une base rigide à laquelle on impose le mouvement. Dans le cas d'un modèle plan par exemple et d'une fondation de surface, l'interaction avec une semelle isolée peut être représentée par deux ressorts agissant en translation et un ressort en rotation. Dans le cas d'une fondation rigide, si le mouvement est quelconque, la fondation peut être représentée par la relation entre le torseur des efforts appliqués (trois composantes de réaction et trois composantes de moments) et les composantes des déplacements de corps rigide de la fondation. Dans le cas d'un comportement du sol linéaire (élastique ou viscoélastique), cette relation est caractérisée par une matrice 6x6 dite "impédance de la fondation". Cette impédance est complexe en raison de l'amortissement radiatif et matériel et dépend généralement de la fréquence. Sous une semelle filante ou un radier, il est également possible de modéliser le sol par une série de ressorts et d'amortisseurs horizontaux et verticaux placés en un ensemble de nœuds constituant les points de calcul ou de discrétisation [A. Seghir, 2011].

Cette partie a pour but de résumer les différentes formules applicables pour déterminer les raideurs de fondations superficielles que l'on peut trouver dans les différents ouvrages abordant l'interaction sol-structure. [14].

### A. Méthode de Newmark-Rosenblueth :

Cette méthode est indépendante de la fréquence de la structure et permet d'estimer et de contrôler les valeurs de raideurs et des amortissements du sol. Afin d'obtenir un meilleur ajustement dans la bande des basses et moyennes fréquences, qui sont celles présentant le plus d'intérêt en cas de séismes, Rosenblueth a introduit une masse virtuelle de sol, liée à la fondation du bâtiment. L'ajout de cette masse ne modifie pas radicalement la réponse dynamique de la structure. La masse de sol additionnelle est concentrée au nœud d'interface sol-fondation au niveau inférieur du radier.

Les raideurs du sol ainsi que les amortissements sont donnés par le Tableau

Mouvement	Hauteur du prisme de sol H	Amortissement relatif ou critique $\eta$	Raideurs k	
			Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
Vertical	$0.27\sqrt{A}$	$2.71 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_v = \frac{4G \cdot r_0}{1 - \nu}$	$k_v = \frac{G}{1 - \nu} \beta_z \sqrt{A}$
Horizontal	$0.05\sqrt{A}$	$20.55 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_h = \frac{32(1 - \nu)G \cdot r_0}{7 - 8\nu}$	$k_h = 2(1 + \nu)G \beta_x \sqrt{A}$
Balancement	$0.35\sqrt{A}$	$0.485 \sqrt{\frac{\rho H^5}{I_b + I_s}}$	$k_\phi = \frac{8G \cdot r_0^3}{3(1 - \nu)}$	$k_\phi = \frac{G}{1 - \nu} \beta_\phi a^2 b$

Rotation autour de l'axe vertical	$0.25\sqrt{A}$	$1.88 \sqrt{\frac{\rho H^5}{I_b + J_s}}$	$k_R = \frac{16G \cdot r_0^3}{3}$	$k_v = \frac{1 + \nu}{4} G \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$
---	----------------	--	-----------------------------------	--

Tableau 1-1 Formules de Newmark-Rosenblueth

Avec :

A : aire de la fondation

a : dimension parallèle à la direction du séisme

b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme

Mb : masse du bâtiment

Ms = A.H.ρ : masse de sol additionnelle ayant même aire que la fondation du bâtiment

H : hauteur du prisme de sol

Ib, Jb : inerties massiques du bâtiment par rapport à la fondation

IS, JS : inerties massiques de la masse additionnelle de sol par rapport à la fondation

r0 : rayon d'une fondation circulaire

ν : coefficient de poisson  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  : module de cisaillement dynamique du sol

βz , βx et βΦ sont donnés par des abaques

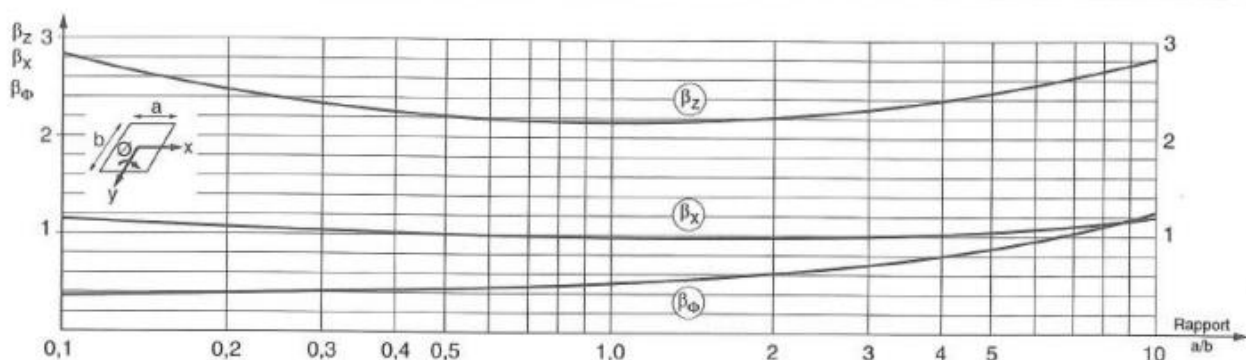


Fig 1-14 Abaques donnant les coefficients de Newmark βz, βx et βΦ

Classification des sites RPA99

Type de sol	E (MPa)	Vs(m/s)
Rocheux	>100	>=800
Ferme	>20	>=400<800
Meuble	5 - 20	>=200<400
Très meuble	<5	>=100<200

Tableau 1-2 Classification des sites RPA99

## B. Méthode de Deleuze

Cette méthode est applicable dans les cas où les fondations sont circulaires ou assimilées circulaires. Elles doivent également être considérées comme superficielles et suffisamment rigides. Cette méthode contrairement à la méthode de Newmark-Rosenblueth tient compte de la fréquence du mode fondamental de l'ouvrage. L'ISS peut être modélisée de deux manières :

- Par ressorts concentrés : plus simple pour l'analyse dynamique d'ensemble (hypothèse du radier rigide) mais nécessite une modélisation plus spécifique pour le radier.
- Par ressorts répartis : plus complexe mais les efforts obtenus sont directement exploitables pour le dimensionnement du radier.

Cette représentation est admise en cas de sol homogène à l'échelle des dimensions en plan des fondations, c'est-à-dire en cas de sol stratifié dont les couches présentent des contrastes faibles de module G. Deleuze a établi des tableaux donnant des coefficients de transmittance  $f_V$  (translation verticale),  $f_H$  (translation horizontale) et  $f_\phi$  (rotation autour d'un axe horizontal, balancement). Pour établir ces coefficients Deleuze a utilisé les hypothèses suivantes :

- Le sol est un solide semi-infini, élastique et homogène, isotrope et limité par un plan.
- La réaction de sol sous la fondation est linéaire. La surface d'appui n'est donc pas plane, elle est donnée par la résolution du second problème de Boussinesq. Les déplacements du nœud de la fondation sont assimilés à ceux du centre d'inertie de la fondation, la rotation de la fondation est celle du plan moyen de la surface d'appui.
- L'amortissement géométrique correspond au rayonnement des ondes dans le sol.

Lorsque les valeurs numériques des paramètres ne figurent pas dans les tableaux une interpolation linéaire est effectuée à partir des valeurs les plus proches. Les coefficients de raideurs et les amortissements géométriques en fonction des coefficients de transmittance  $f$  sont donnés dans Tableau 1.3 Formules de Deleuze [E. Buchi, 2013]

	Raideurs	Amortissements géométriques
Vertical	$K_V = G \cdot r_0 \frac{f_{V1}}{f_{V1}^2 + f_{V2}^2}$	$\eta_V = -\frac{1}{2} \frac{f_{V1}}{f_{V2}}$
Horizontal	$K_H = G \cdot r_0 \frac{f_{H1}}{f_{H1}^2 + f_{H2}^2}$	$\eta_H = -\frac{1}{2} \frac{f_{H1}}{f_{H2}}$
Rotation autour d'un axe horizontal, balancement	$K_\phi = G \cdot r_0^3 \frac{f_{R1}}{f_{R1}^2 + f_{R2}^2}$	$\eta_\phi = -\frac{1}{2} \frac{f_{R1}}{f_{R2}}$

Tableau 1.3 Formules de Deleuze [E. Buchi, 2013]

Avec  $r_0$  : rayon du cercle équivalent d'une fondation circulaire ; il est calculé comme suit :

- Pour les raideurs en translation : l'aire du cercle équivalent est égale à l'aire de la surface d'appui :  $r_0 = \sqrt{\frac{ba}{\pi}}$

- Pour les raideurs en rotations (balancement) : le moment d'inertie de la surface du cercle équivalent est égal au moment d'inertie de la surface d'appui de la fondation, rapporté à l'axe perpendiculaire à la composante passant par le centre de gravité de la surface, soit

- en balancement :  $r_0 = \sqrt[4]{\frac{ba^3}{3\pi}}$

- en torsion :  $r_0 = \sqrt[4]{\frac{ba(b^2+a^2)}{6\pi}}$

Notations :

a : dimension parallèle à la direction du séisme

b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  : module de cisaillement dynamique du sol

$\rho$  : masse volumique du sol

f : fréquence du mode de vibration fondamental dans la direction de séisme considérée, déterminée à l'aide d'un calcul modal préliminaire avec les coefficients et masses de sol de Rosenblueth

$a_0 = 2\pi f r_0 \sqrt{\frac{\rho}{G}}$  : paramètre utilisé dans les tableaux des coefficients de transmittance

En pratique cette méthode est applicable si  $a_0 < 2$  Celle-ci n'est applicable que si le rayon de fondation est suffisamment petit devant la longueur d'onde dans le sol.

L'amortissement s'obtient avec les formules suivantes :

- Vertical :  $\zeta_V = \frac{1}{2}\eta_V + 5\% \leq 30\%$
- Horizontal :  $\zeta_H = \frac{1}{2}\eta_H + 5\% \leq 30\%$
- Rotation :  $\zeta_\Phi = \frac{1}{2}\eta_\Phi + 5\% \leq 30\%$

Ces formules donnent les raideurs et les amortissements réduits d'un ressort unique. Si le modèle ISS est celui des ressorts répartis, les raideurs correspondantes sont obtenues en privilégiant la direction horizontale et la direction verticale, dont les déplacements sont issus d'une rotation :

- direction horizontale :  $\frac{K_H}{I}$
- direction verticale :  $\frac{K_\Phi}{I}$

Avec : S : surface de la fondation I : inertie de la fondation [14]

a <sub>0</sub>	v=0.01		v=0.25		v=0.5	
	f <sub>v1</sub>	f <sub>v2</sub>	f <sub>v1</sub>	f <sub>v2</sub>	f <sub>v1</sub>	f <sub>v2</sub>
0.00	0.2675	0.0000	0.2026	0.0000	0.1351	0.0000
0.25	0.2533	-0.0518	0.1928	-0.0365	0.1285	-0.0258
0.50	0.2356	-0.0985	0.1818	-0.0698	0.1211	-0.0495
0.75	0.2032	-0.1355	0.1604	-0.0971	0.1066	-0.0695
1.00	0.1629	-0.0160	0.1332	-0.1165	0.0878	-0.0888
1.50	0.1202	-0.1709	0.1034	-0.1270	0.0669	-0.0935
1.25	0.0799	-0.1691	0.0743	-0.1290	0.0457	-0.0969
1.75	0.0459	-0.1570	0.0484	-0.1236	0.0259	-0.0949
2.00	0.0206	-0.1381	0.0274	-0.1128	0.0090	-0.0887

Tableau 1-4 : Coefficients de transmittance verticale f<sub>v</sub> du sol

a <sub>0</sub>	v=0.01		v=0.25		v=0.5	
	f <sub>H1</sub>	f <sub>H2</sub>	f <sub>H1</sub>	f <sub>H2</sub>	f <sub>H1</sub>	f <sub>H2</sub>
0.00	0.2688	0.0000	0.2364	0.0000	0.2026	0.0000
0.25	0.2636	-0.0404	0.2324	-0.0323	0.1995	-0.0259
0.50	0.2491	-0.0779	0.2215	-0.0625	0.1910	-0.0502
0.75	0.2267	-0.1099	0.2045	-0.0890	0.1778	-0.0718
1.00	0.1988	-0.1346	0.1833	-0.1103	0.1610	-0.0894
1.50	0.1684	-0.1520	0.1597	-0.1257	0.1424	-0.1025
1.25	0.1377	-0.1590	0.1354	-0.1349	0.1231	-0.1108
1.75	0.1087	-0.1596	0.1118	-0.1384	0.1043	-0.1146
2.00	0.0829	-0.1542	0.0899	-0.1369	0.0866	-0.1144

Tableau 1-5 : Coefficients de transmittance horizontale f<sub>h</sub> du sol

a <sub>0</sub>	v=0.01		v=0.25		v=0.5	
	f <sub>r1</sub>	f <sub>r2</sub>	f <sub>r1</sub>	f <sub>r2</sub>	f <sub>r1</sub>	f <sub>r2</sub>
0.00	0.4280	0.0000	0.3242	0.0000	0.2161	0.0000
0.25	0.4361	-0.0018	0.3295	-0.0001	0.2197	-0.0007
0.50	0.4587	-0.0137	0.3445	-0.0085	0.2299	-0.0053
0.75	0.4874	-0.0435	0.3642	-0.0270	0.2437	-0.0170
1.00	0.5128	-0.0941	0.3831	-0.0590	0.2577	-0.0376
1.50	0.5252	-0.1632	0.3952	-0.1039	0.2683	-0.0670
1.25	0.5160	-0.2434	0.3949	-0.1578	0.2719	-0.1033
1.75	0.4801	-0.3240	0.3782	-0.2147	0.2655	-0.1434
2.00	0.4177	-0.3931	0.3439	-0.2674	0.2477	-0.1829

Tableau 1-6 : Coefficients de transmittance en rotation f<sub>r</sub> du sol

## VIII. Conclusion

Dans ce chapitre, On se doit d'être extrêmes prudent lorsqu'on effectue une analyse d'interaction sol-structure. Les résultats, même pour une analyse très complexe, sont très

sensibles aux paramètres utilisés pour modéliser le sol. Cette étude traite trois parties distinctes et complémentaires.

Elles s'inscrivent dans le domaine de l'interaction sol-structure sous sollicitations dynamiques, avec prise en compte de l'effet de la nature du sol de fondation et son non homogénéité sur les modes vibratoires des structures.

Les ouvrages de génie civil, qui sont en contact avec les sols, sont affectés par le phénomène d'interaction sol-structure. Dans la première partie, Le concept d'interaction entre le sol et la structure est discuté. Dans la deuxième partie Les méthodes de résolution de problème d'interaction sol-fondation sont présentées, trois approches essentielles ont été présentées; la méthode globale, la méthode de sous-structuration et les méthodes hybrides.

La réponse dynamique du système sol-fondation est fort complexe puisqu'il dépend de plusieurs paramètres concernant les caractéristiques dynamiques du sol, fondation et la géométrie des fondations. Les travaux de modélisation numérique sur l'interaction sol fondation ont donné des résultats intéressants sur leurs fonctions impédances et sur leur comportement sismique. La plupart de ces recherches ont été réalisées dans le cadre d'un comportement viscoélastique linéaire du sol. Dans les deux dernières parties, nous avons tenté d'éclaircir le phénomène d'interaction sol-structure. Composantes et formulation du problème d'interaction Nous avons mis en évidence quelques méthodes de prise en compte de l'ISS et de modélisation de l'interaction de la structure du sol

# Chapitre 2 : présentation de l'ouvrage

## I. Introduction :

La stabilité de la structure dépend de la résistance des différents éléments structurels (poteaux, poutres, voiles, etc.) à différentes pressions (pression, flexion, etc.) car la résistance de ces éléments dépend du type, des dimensions et des caractéristiques des matériaux utilisés. Par conséquent, pour calculer les composants de la structure, nous nous appuyons sur des réglementations et des méthodes connues (C.B. A93, RPA99 modifié en 2003) qui sont basées sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et l'amélioration des éléments résistants à la structure.

## II. Présentation de l'ouvrage

L'étude pour un Bâtiment (R+3) à usage d'habitation le site de cette ouvrage est dans la commune de M'sila Zone de sismicité (zone II-a selon le RPA99 v2003).

Dans cette ouvrage un portiques auto stable. L'ouvrage composer de 3 étages (R+3) dont les caractéristiques géométriques suivants :

- 3 étages
- Une cage d'escalier
- Le bloc a une forme rectangulaire.
- Les planches sont de type corps creux

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone II-a.

- Longueur totale :  $L = 22.20\text{m}$
- Largeur totale :  $t = 08.35\text{m}$
- Hauteur d'étage :  $H = 3.06\text{m}$
- Hauteur totale :  $H = 12.24\text{m}$

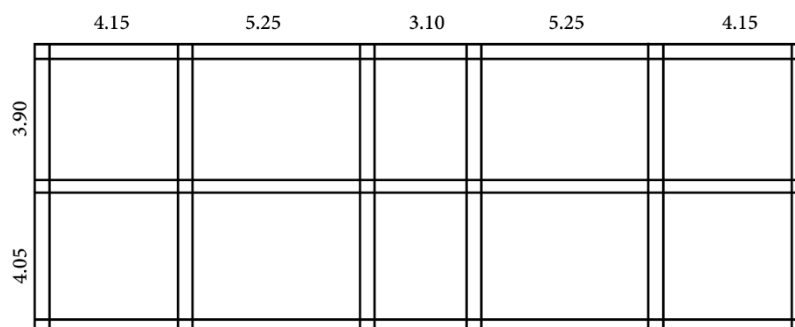


Figure 2-1 illustration de plan de poteaux poutres

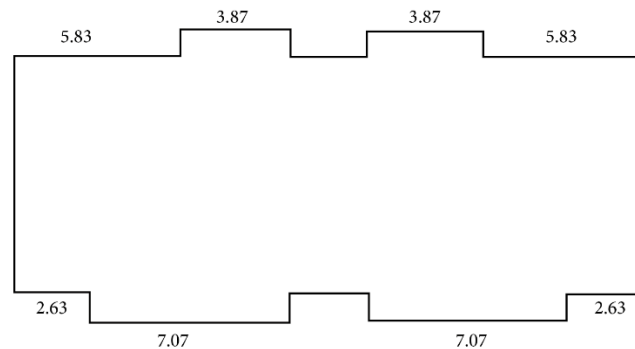


Figure 2-2 illustration de plan de plancher

### III. Hypothèses de calcul

Nous utilisons les codes et les normes suivant dans notre calcul de cet ouvrage

#### A. RPA 2003

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière. Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit:

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

#### B. BAEL

BAEL est (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites

##### 1. Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme. (Non flambement des poteaux et des voiles) La Combinaison d'action à l'état limite ultime est:  $q = 1,35G + 1,5Q$

##### 2. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières aux de là desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).

- Résistance à la compression du béton. La Combinaison d'action à l'état limite de service est :  $q = G + Q$  [13]

#### IV. Caractéristiques des matériaux:

##### A. Béton :

Le ciment qui a été utilisé pour fabriquer ce bâtiment est constitué d'un mélange

- de ciment portland.
- Artificiel de classe CPA45 d'eau et de granulats (sable + gravier).

La composition de  $1\text{m}^3$  de béton est la suivante :

- Ciment CPA45 = 350Kg.
- Gravier (5/25) = 800L/m<sup>3</sup>.
- Sable (0/5) = 400L/m<sup>3</sup>.
- Eau de gâchage = 210L.

La masse volumique du béton armé est égale

$$\gamma_b = 2500\text{Kg} / \text{m}^3.$$

La résistance caractéristique à la compression à 28 jour d'âge prise égale à :

$$f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

La résistance caractéristique à la traction est égale à :

$$\begin{aligned} f_{t28} &= 0.6 + 0.06f_{c28} \\ &= 0.6 + 0.06 \times 25 \\ f_{t28} &= 2.1\text{Mpa} \end{aligned}$$

Le coefficient de Poisson est pris égale à :  $\nu = 0.2$  pour le calcul de déformation et à :  $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations.

Le module de déformation longitudinale instantanée est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \rightarrow E_{ij} = 32164\text{Mpa}$$

Le module de déformation différée est égal à:

$$E_{ij} = 3700(f_{cj})^{1/3} \rightarrow E_{ij} = 10819\text{Mpa}$$

Le diagramme (contrainte-déformation) utilise est de type conventionnel dit (parabole-rectangle).

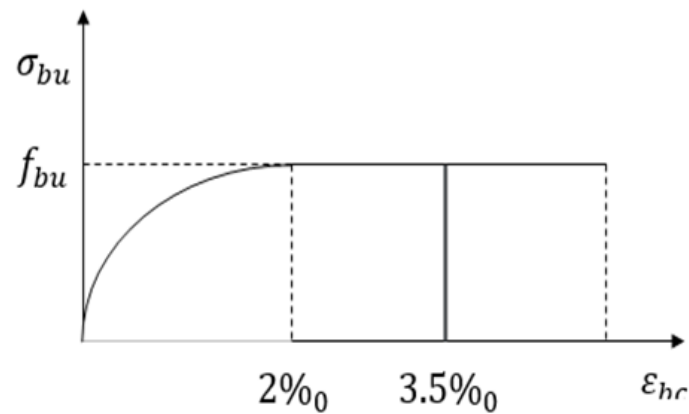


Figure 2-3 : diagramme parabolique-rectangle Des contraintes déformation d'un béton comprimé

## B. Acier

L'acier utilisé pour le renforcement de la structure est de trois

- Les rends lisses (RL) FeE235 pour armatures transversales.
- Les barres haute adhérence (HA) de nuance FeE400 pour armatures longitudinales.
- Les treillis soudés (TS) pour l'hourdis des planchers à corps creux.

La contrainte de calcul  $\sigma_s$  à l'E.L. U est égale :

$$\sigma_s = \frac{F_e}{1.15} \begin{cases} \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa (Acier HA)} \\ \frac{325}{1.15} = 282 \text{ Mpa (Acier RL)} \end{cases}$$

-Le diagramme (contrainte-déformation) utilisé est schématisé ci-après :

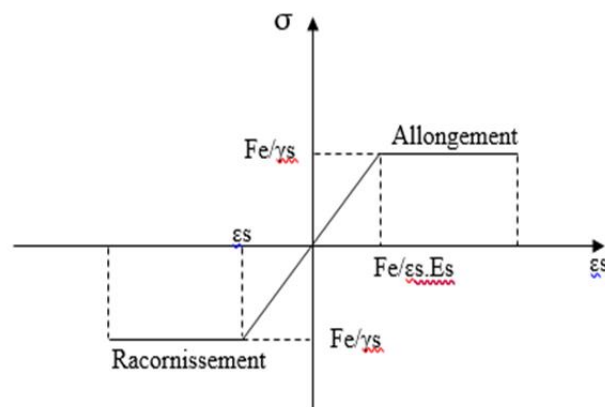


Figure 2-2 : diagramme contraintes déformations.

$F_e$  : désigne la limite élastique.

$\epsilon_s$  : l'allongement limite

$\gamma_s$  : 1.15 Coefficient de sécurité.

-La contrainte de calcul a l'E.L.S est égale a :  $\sigma_s = \min\{3/2F_e ; 100 * \sqrt{n * f_{c28}}\}$

Dans hypothèse de fissuration préjudiciable :

- Avec :  $n = \begin{cases} 1.6 & \text{(Acier HA)} \\ 1 & \text{(Acier RL)} \end{cases}$
- Avec :  $\sigma_s = \begin{cases} 187 \text{ Mpa} & \text{(Acier HA)} \\ 148 \text{ Mpa} & \text{(Acier RL)} \end{cases}$

## V. Pré dimensionnement des éléments :

### A. Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton porteurs avec des armatures en acier intégrées, servant de base pour le transport de charges vers des poteaux. Le pré dimensionnement des poutres est calculer par les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

#### 1. Les poutres principales:

Selon BAEL91

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L : Portée maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre principales.

$$L_{max} = 405 \text{ cm}$$

$$L_{max} = 405 \text{ cm} \rightarrow 10.65 \text{ cm} \leq h \leq 40.5 \text{ cm}$$

On opter pour h=40cm

Soit : h=40 m et b=30cm (largeur de la poutre).

- Vérification d'après RPA99 version 2003 :
  - $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifié
  - $h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifié
  - $h / b = 1.33 \rightarrow 1.33 \leq 4 \text{ cm} \dots$ Vérifié

On prend :

- h = 40 cm
- b = 30 cm

#### 2. Les poutres secondaires:

Selon BAEL91

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L : Portée maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre principales.

$$L_{max} = 525 \text{ cm}$$

$$L_{max} = 525 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} \leq h \leq 52.5 \text{ cm}$$

On opter pour h=40cm

Soit : h=40 m et b=30cm (largeur de la poutre).

- Vérification d'après RPA99 version 2003 :
  - $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifié
  - $h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifié
  - $h / b = 1.33 \rightarrow 1.33 \leq 4 \text{ cm} \dots$ Vérifié

On prend :

- $h = 40 \text{ cm}$
- $b = 30 \text{ cm}$

**B. Planchers:**

La hauteur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante:

Avec :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{22}$$

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

L : Plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

Dans notre cas :  $L = 4.05 - 0.30 = 3.75 \text{ m} = 375 \text{ cm}$

$$\frac{375}{25} \leq h_t \leq \frac{375}{22}$$

$$15 \text{ cm} \leq h_t \leq 17.04 \text{ cm}$$

On prendra:  $h_t = (16+4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$

**VI. Les charges et surcharges**

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

**A. Plancher terrasse (inaccessible):**

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques ( $\text{kg/m}^3$ )	Poids ( $\text{kg/m}^2$ )
1-Gravillon de protection	5	1700	85
2-Etanchéité multi couche	2	600	12
3-Isolation thermique	5	2200	110
4-Forme de pente	0.02	1000	220
5-Dalle à corps creux	16+4	2500	280
6-Enduit de plâtre	2	10	20

Tableau : les charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse.

$$G = 633 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

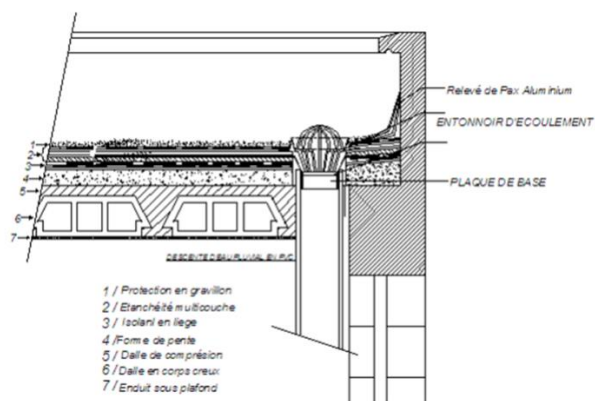


Figure 2-5 : coupe plancher terrasse.

**B. Planchers étages courant RDC :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (kg/m <sup>3</sup> )	Poids (kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3- Couche de sable	2	1800	36
4- Dalle à corps creux	16+4	2500	272
5- Enduit de plâtre	2	1000	20
6- Cloison légères	10	1000	100

Tableau : les charges permanentes et d'exploitation du plancher courant.

$G = 495\text{kg/m}^2$

$Q = 150\text{ kg/m}^2$

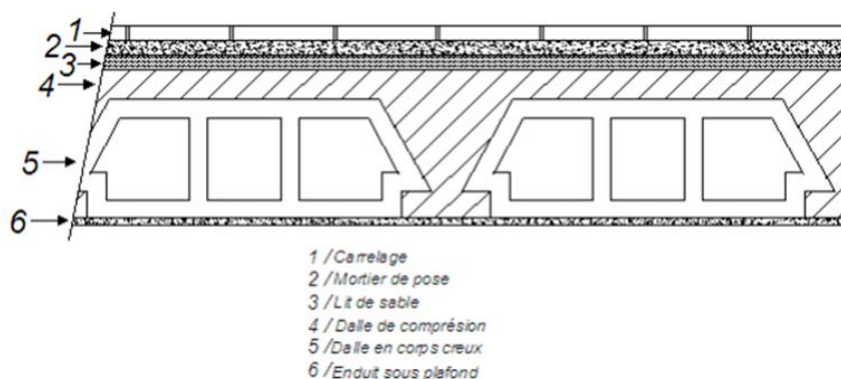


Figure 2-6: coupe plancher étage courant.

**C. Les balcons :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (kg/m <sup>3</sup> )	Poids (kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3- Couche de sable	2	1800	36
4- Dalle en BA	15	2500	375
5- Enduit ciment	2	2000	40

Tableau : les charges permanentes et d'exploitation de dalle de balcon.

$$G = 535 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

## VII. Logiciel de l'étude:

Le Logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique. L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique.

- Saisie graphique 2D et 3D
- Calcul de structure (RDM)
- Neige et vent, combinaisons automatique
- Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium..... [14]

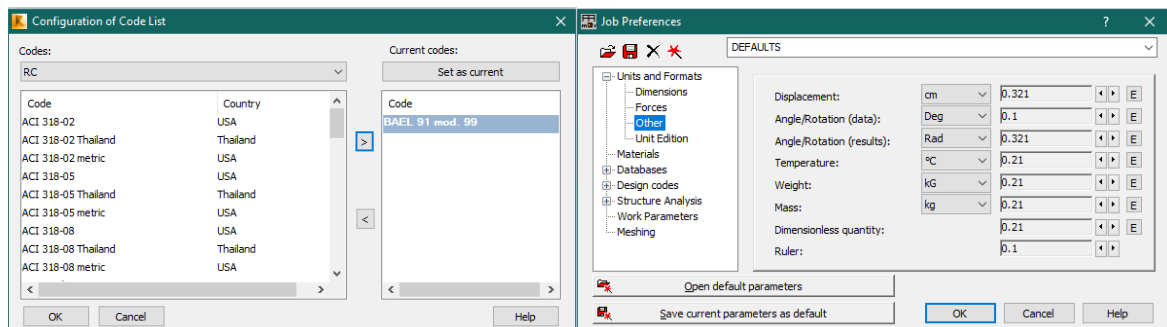
### A. Les étapes de modélisation :

- Sélectionner les unités et les formats :

Première étape dans la modélisation est définition du format utilisé et les unités

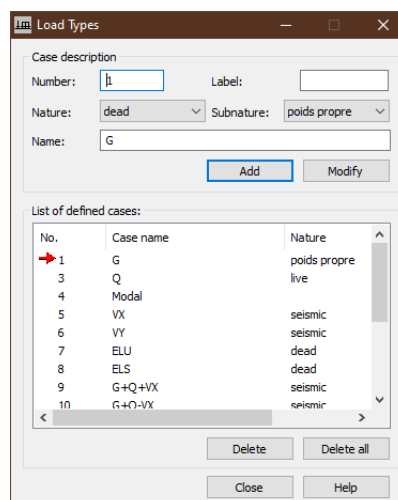
On clique sur le bouton outils (préférences de la tâche) dans le menu pour définir les types d'unités et les formats

- Les formats utilisés : (RPA 99 V2003) (BAEL 91)
- Les unités



- Définition de charge :

On va cliquer sur le bouton de : cas de charge pour définir la nature de chaque (les charges permanentes, et les charges d'exploitation ou sismique) on choisit G et Q dans cette étape



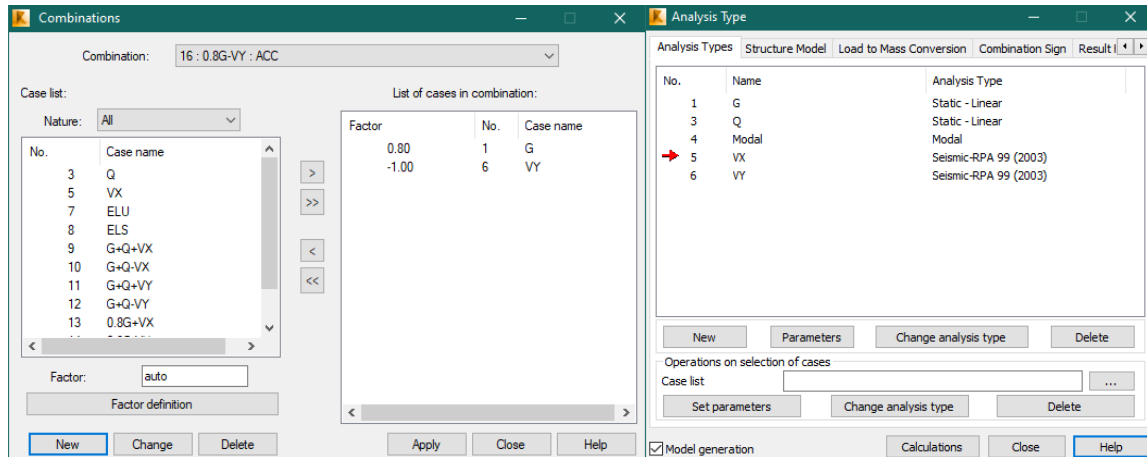
## Chapitre 2: présentation de l'ouvrage

- Réglé les options du calcul et les déclarer les combinaisons


Définit les type d'analyse qui entre dans cette modélisation. Les type est deux types (L'analyse modale et l'analyse sismique). Et définit les combinaisons

On clique sur le bouton analyse dans le menu pour définir le type d'analyse

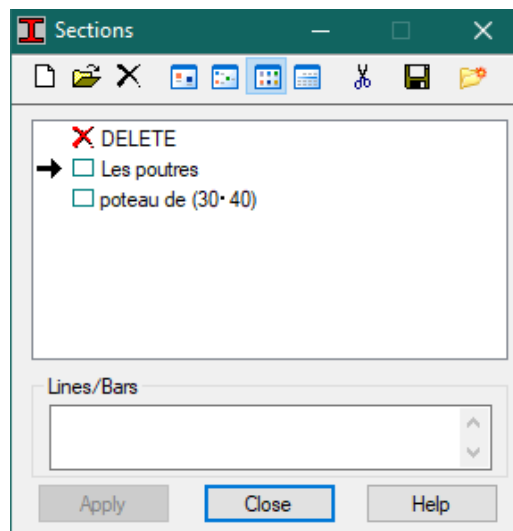
Et pour les combinaisons on va cliquer sur le bouton combinaisons manuelles




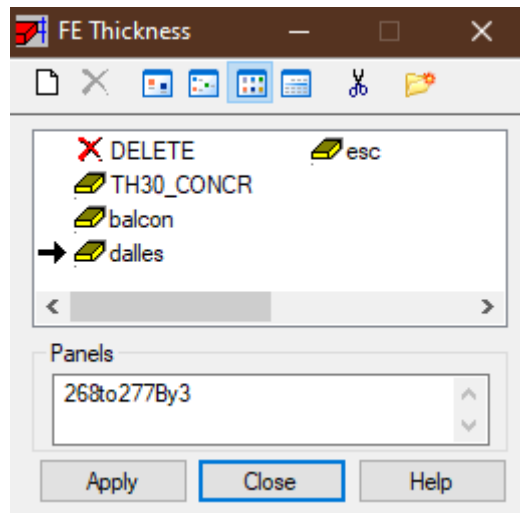
- Définir les sections et les planchers (épaisseurs EF)

Pour définit les sections on va cliquer dans ce bouton  dans l'interface de logiciel on va trouver ce fenêtre


Dans cette fenêtre on va déclarer les paramètres de sections



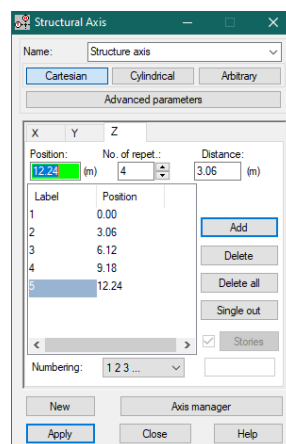
Pour declarer les parametre de plancher on clique sur le bouton  et declare les parametre de les planc hers dans ce fenetre




- Définit les Lignes de construction de et designer le portique

On Va déclarer la valeur de la position de chaque axe puis on clique sur 

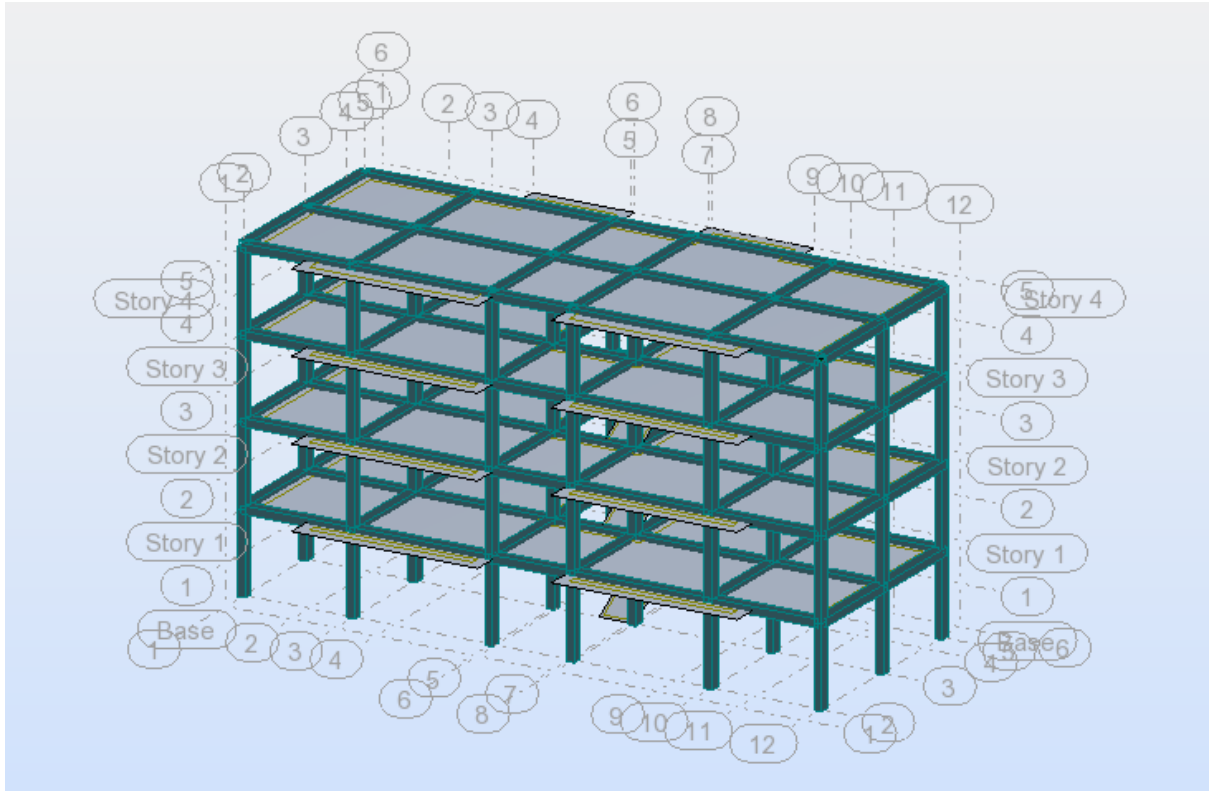
Dans cette fenêtre on va saisir les axes des trois directions




Et pour désigner le portique

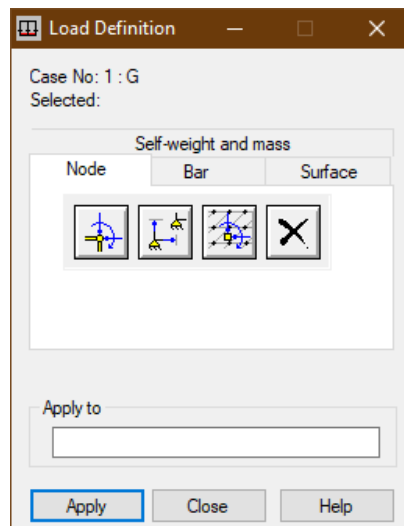
- on va utiliser les options cette bouton  et designer les poutres et les poteaux
- et les options de bouton de  pour les panels

Le résultat de désigné du portique



- Saisir la valeur de la charge

Cette étape permet de saisir la valeur des charges qui sont appliquées sur notre structure, on clique  pour ouvrir cette boîte de dialogue est sélectionné surface pour saisir la charge sur les planchers



## VIII. Calcul des raideurs des ressorts :

Le cas de semelle carre 2X2 :

### Sol Rocheux :

Avec  $E= 100$   $\nu=0.25$  donc  $G = \frac{100}{2(1+0.25)} = 4000$

- Vertical :  $k_v = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \sqrt{A} = 232533.3$
- Horizontal :  $k_v = 2(1+\nu)G\beta_x\sqrt{A} = 398000$
- Balancement :  $k_\phi = \frac{G}{1-\nu} \beta_\phi a^2 b = 426666.7$
- Rotation autour de l'axe vertical :  $k_v = \frac{1+\nu}{4} G\beta_x(a^2 + b^2)\sqrt{A} = 398000$

### Sol Ferme :

Avec  $E= 20$  MPA  $\nu=0.3$  donc  $G = \frac{20000}{2(1+0.3)} = 7692.307$

- Vertical :  $k_v = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \sqrt{A} = 478912.09$
- Horizontal :  $k_v = 2(1+\nu)G\beta_x\sqrt{A} = 79600$
- Balancement :  $k_\phi = \frac{G}{1-\nu} \beta_\phi a^2 b = 87912.90$
- Rotation autour de l'axe vertical :  $k_v = \frac{1+\nu}{4} G\beta_x(a^2 + b^2)\sqrt{A} = 79600$

### Sol Meuble :

Avec  $E= 5$  MPA  $\nu=0.35$  donc  $G = \frac{5000}{2(1+0.35)} = 1851.852$

- Vertical :  $k_v = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \sqrt{A} = 12421.65$
- Horizontal :  $k_v = 2(1+\nu)G\beta_x\sqrt{A} = 19900$
- Balancement :  $k_\phi = \frac{G}{1-\nu} \beta_\phi a^2 b = 22792.02$
- Rotation autour de l'axe vertical :  $k_v = \frac{1+\nu}{4} G\beta_x(a^2 + b^2)\sqrt{A} = 19900$

### Sol très Meuble :

Avec  $E= 0.5$  MPA  $\nu=0.38$  donc  $G = \frac{500}{2(1+0.38)} = 181.1594$

- Vertical :  $k_v = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \sqrt{A} = 1273.96$
- Horizontal :  $k_v = 2(1+\nu)G\beta_x\sqrt{A} = 1990$
- Balancement :  $k_\phi = \frac{G}{1-\nu} \beta_\phi a^2 b = 2337.541$

- Rotation autour de l'axe vertical :  $k_v = \frac{1+\nu}{4} G \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A} = 1990$

## **IX. Conclusion :**

Dans ce chapitre présentation d'ouvrage par :

- présente les informations et les caractéristiques du projet (longueur, largeur, localisation géographique et règles de calcul).
- Calculer les dimensions des éléments (les poteaux et les poutres et les planches) et les valeurs de charges (G. Q) qui appliquées sur notre ouvrage
- Définir et présenter logiciel de l'étude (Autodesk robot) et les étapes de modélisation de l'ouvrage
- calculer les raideurs des ressorts de sol dans le cas de semelle carre 2\*2 dans les quatre types de sol

**CHAPITRE 3 :**  
**MODILISATION DE**  
**PROBLEME**

## I. Introduction

Ce chapitre consiste à calculer la réponse de la structure (sans iss dans le site rocheux) et (avec ISS pour différents types de sites rocheux; ferme; meuble; très meuble).

Selon les réponses sismiques avec ISS (dans les sites : rocheux; ferme; meuble; très meuble) et sans ISS (le site rocheux) seront étudiées et comparées les périodes et les efforts tranchant et les moments fléchissent de structure dans le deux cas (sans et avec ISS)

On va étudiées les efforts tranchant et les moments de 3 poteaux a tous les hauteurs

- Le poteaux 1 :

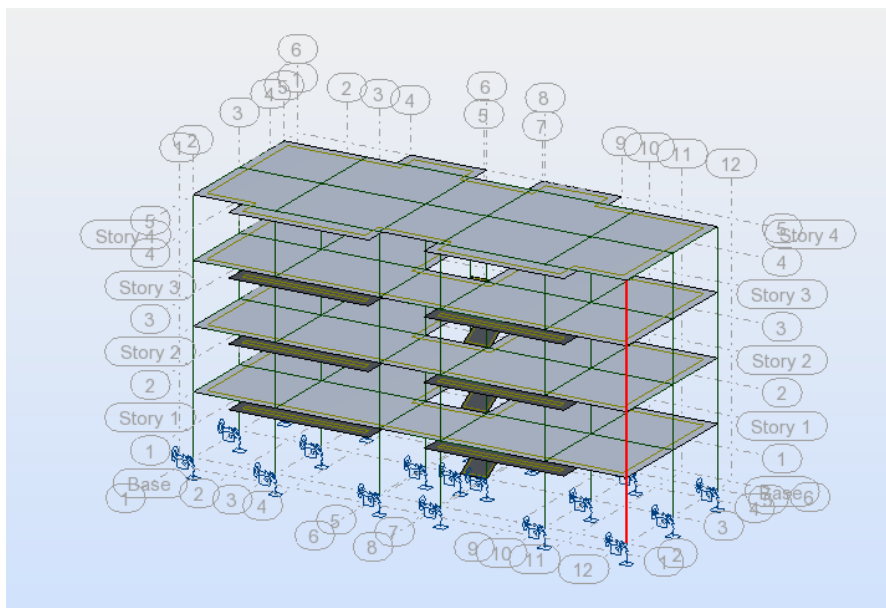


Figure 3-1 : poteaux 1

- Le Poteaux 2 :

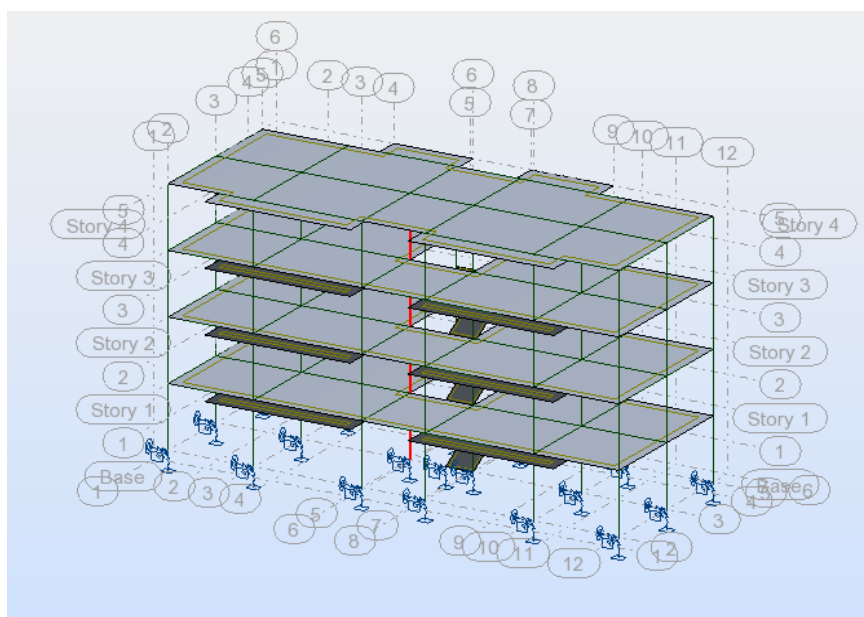
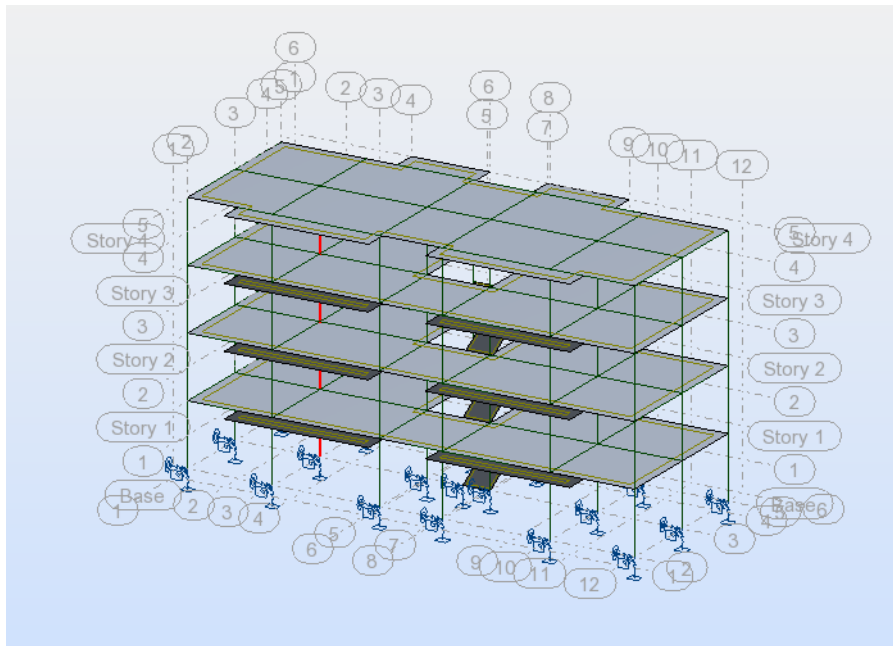


Figure 3-2 : Poteaux 2

- Le Poteaux 3 :



La figure 3-3 : poteaux 3

## II. Sans interaction sol structure :

La structure dans la zone sismique IIa et de groupe d'usage 2, dans un site 1 rocheux

$A = 0.15$ , coefficient de comportement de la structure  $R = 3.5$ , Facteur de qualité  $Q = 1.15$

Les résultats de modélisation sont :

- Le période

Paramètre	Valeur
Période	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 0.55</li> </ul>
V sismique a la base x	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>F_x = 344.65</math></li> </ul>
V sismique a la base y	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>F_y = 352.28</math></li> </ul>

- L'effort de tranchant et le moment vx

Poteaux 1 :

Hauteur	$F_x$	$F_y$	$F_z$	$M_x$	$M_y$	$M_z$
0	31.50	9.33	14.21	0.87	-27.61	21.55
3.06	31.50	9.33	14.21	0.87	-15.89	7.03
3.06	21.23	7.02	10.30	1.28	-15.13	10.48
6.12	21.23	7.02	10.30	1.28	-16.43	11.04
6.12	12.06	5.32	8.18	1.06	-11.46	6.12

### CHAPITRE 3: MODILISATION DE PROBLEME

9.18	12.06	5.32	8.18	1.06	-13.67	10.24
9.18	4.27	2.69	6.13	0.64	-7.73	2.30
10.24	4.27	2.69	6.13	0.64	-11.07	6.24

- L'effort de tranchant et le moment vy  
Poteaux 1 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	44.72	15.86	0.65	0.04	-1.22	36.66
3.06	44.72	15.86	0.65	0.04	-0.78	11.95
3.06	31.03	11.74	0.43	0.06	-0.64	17.87
6.12	31.03	11.74	0.43	0.06	-0.67	18.24
6.12	17.17	9.54	0.38	0.04	-0.56	12.27
9.18	17.17	9.54	0.38	0.04	-0.61	17.26
9.18	6.13	6.35	0.27	0.05	-0.34	6.37
10.24	6.13	6.35	0.27	0.05	-0.49	13.31

- L'effort de tranchant et le moment vx  
Poteaux 2 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	99.91	2.26	16.69	0.87	-28.82	4.41
3.06	99.91	2.26	16.69	0.87	-22.25	2.51
3.06	57.76	2.34	15.09	1.29	-23.03	3.67
6.12	57.76	2.34	15.09	1.29	-23.15	3.51
6.12	21.33	2.29	11.36	1.06	-16.94	3.24
9.18	21.33	2.29	11.36	1.06	-17.85	3.79
9.18	1.38	1.20	9.17	0.66	-12.78	1.45
10.24	1.38	1.20	9.17	0.66	-15.30	2.24

- L'effort de tranchant et le moment vy  
Poteaux 2 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	44.64	20.85	0.79	0.06	-1.12	41.49
3.06	44.64	20.85	0.79	0.06	-1.48	22.33
3.06	20.10	20.72	1.58	0.06	-2.58	32.17
6.12	20.10	20.72	1.58	0.06	-2.28	31.30
6.12	3.81	17.15	0.63	0.04	-1.19	24.44
9.18	3.81	17.15	0.63	0.04	-0.80	28.16
9.18	0.49	13.20	0.38	0.04	-0.57	16.43
10.24	0.49	13.20	0.38	0.04	-0.62	24.01

- L'effort de tranchant et le moment vx  
Poteaux 3 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	15.87	8.09	16.58	0.88	-28.72	16.13
3.06	15.87	8.09	16.58	0.88	-22.02	8.62
3.06	9.62	8.27	15.29	1.29	-23.11	12.76
6.12	9.62	8.27	15.29	1.29	-23.70	12.55
6.12	4.86	6.56	12.22	1.07	-18.10	9.01

9.18	4.86	6.56	12.22	1.07	-19.32	11.07
9.18	1.51	3.83	10.22	0.65	-14.34	4.42
10.24	1.51	3.83	10.22	0.65	-16.94	7.33

- L'effort de tranchant et le moment vy  
Poteaux 3 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	3.06	20.73	0.76	0.05	-1.28	41.23
3.06	3.06	20.73	0.76	0.05	-1.06	22.23
3.06	2.32	21.17	0.59	0.05	-0.89	32.84
6.12	2.32	21.17	0.59	0.05	-0.91	31.99
6.12	1.47	17.50	0.50	0.04	-0.75	24.98
9.18	1.47	17.50	0.50	0.04	-0.78	28.69
9.18	0.52	13.13	0.41	0.04	-0.58	16.30
10.24	0.52	13.13	0.41	0.04	-0.67	23.94

- Déplacement de plancher

	UX (cm)	UY (cm)
Plancher 1	0.678	0.650
Plancher 2	1.496	1.620
Plancher 3	2.154	2.464
Plancher T	2.645	3.050

### III. Avec interaction sol structure

#### A. S1 sol rocheux :

On prendre le  $E= 100$   $v=0.25$  donc  $G =100/(2(1+0.25))=4000$

Donc  $k_v = 232533.3 KN/M$  /  $k_h = 398000KN/M$  /  $k_\phi = 426666.7KN/M$  et la rotation autour de l'axe vertical :  $k_v = 398000KN*M/Deg$

Paramètre	Valeur
Période	0.56
V sismique a la base x	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>F_x = 345.11</math></li> </ul>
V sismique a la base y	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>F_y = 348.25</math></li> </ul>

- L'effort de tranchant et le moment vx

### CHAPITRE 3: MODILISATION DE PROBLEME

Poteaux 1 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	30.65	8.31	14.73	0.8	-28.8	19.32
3.06	30.65	8.31	14.73	0.8	-16.29	6.15
3.06	20.45	6.26	10.37	1.16	-15.19	9.36
6.12	20.45	6.26	10.37	1.16	-16.59	9.84
6.12	11.46	4.72	8.32	0.97	-11.6	5.41
9.18	11.46	4.72	8.32	0.97	-13.95	9.12
9.18	3.93	2.32	5.97	0.58	-7.48	1.97
10.24	3.93	2.32	5.97	0.58	-10.85	5.46

- L'effort de tranchant et le moment vy

Poteaux 1 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	44.63	15.93	0.64	0.03	-1.2	37.04
3.06	44.63	15.93	0.64	0.03	-0.77	11.8
3.06	31.04	11.68	0.4	0.05	-0.6	17.82
6.12	31.04	11.68	0.4	0.05	-0.63	18.13
6.12	17.23	9.51	0.35	0.04	-0.52	12.29
9.18	17.23	9.51	0.35	0.04	-0.57	17.18
9.18	6.18	6.38	0.26	0.05	-0.33	6.42
10.24	6.18	6.38	0.26	0.05	-0.46	13.33

- L'effort de tranchant et le moment vx

Poteaux 2 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	72.4	1.97	16.88	0.81	-29.63	3.9
3.06	72.4	1.97	16.88	0.81	-22.04	2.15
3.06	41.06	2.03	14.87	1.17	-22.61	3.17
6.12	41.06	2.03	14.87	1.17	-22.91	3.06
6.12	12.32	1.93	11.34	0.96	-16.82	2.72
9.18	12.32	1.93	11.34	0.96	-17.92	3.2
9.18	4.26	1.15	8.68	0.61	-12.08	1.45
10.24	4.26	1.15	8.68	0.61	-14.49	2.08

- L'effort de tranchant et le moment vy

Poteaux 2 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	35.64	20.60	0.7	0.05	-1.05	41.49
3.06	35.64	20.60	0.7	0.05	-1.28	21.6
3.06	15.00	20.36	1.54	0.05	-2.47	31.65
6.12	15.00	20.36	1.54	0.05	-2.24	30.73
6.12	2.26	16.87	0.67	0.04	-1.25	24.04
9.18	2.26	16.87	0.67	0.04	-0.83	27.71
9.18	1.66	12.89	0.37	0.04	-0.55	16.04
10.24	1.66	12.89	0.37	0.04	-0.59	23.45

- L'effort de tranchant et le moment vx

Poteaux 3 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	10.37	7.08	17.48	0.81	-30.23	14.28
3.06	10.37	7.08	17.48	0.81	-23.27	7.41
3.06	5.71	7.25	16.34	1.17	-24.75	11.20
6.12	5.71	7.25	16.34	1.17	-25.26	10.99
6.12	2.62	5.76	13.08	0.97	-19.36	7.90
9.18	2.62	5.76	13.08	0.97	-20.67	9.74
9.18	1.08	3.25	10.79	0.59	-15.07	3.72
10.24	1.08	3.25	10.79	0.59	-17.94	6.25

- L'effort de tranchant et le moment vy

Poteaux 3 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	3.36	20.59	0.71	0.04	-1.22	41.33
3.06	3.36	20.59	0.71	0.04	-0.97	21.72
3.06	2.50	21.06	0.58	0.04	-0.87	32.74
6.12	2.50	21.06	0.58	0.04	-0.89	31.78
6.12	1.59	17.38	0.47	0.04	-0.70	24.82
9.18	1.59	17.38	0.47	0.04	-0.74	28.49
9.18	0.6	13.04	0.46	0.03	-0.66	16.19
10.24	0.6	13.04	0.46	0.03	-0.75	23.77

- Déplacement de plancher

	UX (cm)	UY (cm)
Plancher 1	0.736	0.677
Plancher 2	1.599	1.668
Plancher 3	2.297	2.537
Plancher T	2.812	3.148

### B. Site ferme S2

On prendre le  $E= 20 v=0.3$  donc  $G = 7692.307$

Donc  $k_v = 478912.09 KN/M$  /  $k_h = 79600KN/M$  /  $k_\phi = 87912.90KN/M$  et

la rotation autour de l'axe vertical :  $k_v = 79600KN*M/Deg$

### CHAPITRE 3: MODILISATION DE PROBLEME

Paramètre	Valeur
Période	0.61
V sismique a la base x	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>F_x = 406.93</math></li> </ul>
V sismique a la base y	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>F_y = 399.77</math></li> </ul>

- L'effort de tranchant et le moment vx  
Poteaux 1 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	35.06	8.76	17.97	0.94	-35.83	20.83
3.06	35.06	8.76	17.97	0.94	-19.17	6.04
3.06	22.99	6.71	12.11	1.29	-17.70	10.12
6.12	22.99	6.71	12.11	1.29	-19.41	10.45
6.12	12.41	5	9.8	1.09	-13.49	5.72
9.18	12.41	5	9.8	1.09	-16.58	9.68
9.18	3.98	2.45	6.37	0.68	-7.81	2.06
10.24	3.98	2.45	6.37	0.68	-11.72	5.78

- L'effort de tranchant et le moment vy  
Poteaux 1 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	53.23	19.04	0.66	0.03	-1.19	45.50
3.06	53.23	19.04	0.66	0.03	-0.85	12.92
3.06	37.33	13.74	0.31	0.03	-0.47	21.24
6.12	37.33	13.74	0.31	0.03	-0.50	21.02
6.12	20.81	11.19	0.36	0.03	-0.56	14.39
9.18	20.81	11.19	0.36	0.03	-0.55	20.16
9.18	7.53	7.50	0.31	0.06	-0.41	7.42
10.24	7.53	7.50	0.31	0.06	-0.54	15.74

- L'effort de tranchant et le moment vx  
Poteaux 2 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	45.94	1.76	20.62	0.95	-36.93	3.53
3.06	45.94	1.76	20.62	0.95	-26.15	1.95
3.06	22.94	1.94	17.77	1.30	-26.98	3.02
6.12	22.94	1.94	17.77	1.30	-27.40	2.93
6.12	6.92	1.67	13.71	1.08	-20.16	2.35
9.18	6.92	1.67	13.71	1.08	-21.83	2.77
9.18	11.51	1.42	9.65	0.71	-13.39	1.97
10.24	11.51	1.42	9.65	0.71	-16.14	2.40

- L'effort de tranchant et le moment vy  
Poteaux 2 :

### CHAPITRE 3: MODILISATION DE PROBLEME

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	22.68	23.56	0.55	0.05	-0.85	49.54
3.06	22.68	23.56	0.55	0.05	-1.04	22.64
3.06	7.32	23.14	1.54	0.03	-2.42	36.19
6.12	7.32	23.14	1.54	0.03	-2.30	34.68
6.12	6.31	19.17	0.74	0.03	-1.43	27.21
9.18	6.31	19.17	0.74	0.03	-0.87	31.57
9.18	4.32	14.10	0.34	0.03	-0.5	17.38
10.24	4.32	14.10	0.34	0.03	-0.56	25.81

- L'effort de tranchant et le moment vx  
Poteaux 3 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	1.51	6.77	22.18	0.95	-38.52	14.17
3.06	1.51	6.77	22.18	0.95	-29.37	6.56
3.06	3.31	7.04	21.07	1.30	-32.00	10.95
6.12	3.31	7.04	21.07	1.30	-32.47	10.61
6.12	4.52	5.50	16.92	1.09	-25.03	7.47
9.18	4.52	5.50	16.92	1.09	-26.74	9.37
9.18	3.70	2.86	13.94	0.70	-19.93	3.23
10.24	3.70	2.86	13.94	0.70	-22.83	5.59

- L'effort de tranchant et le moment vy  
Poteaux 3 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	3.43	23.86	0.6	0.03	-1.07	49.67
3.06	3.43	23.86	0.6	0.03	-0.77	23.41
3.06	2.49	24.69	0.57	0.04	-0.88	38.67
6.12	2.49	24.69	0.57	0.04	-0.85	36.93
6.12	1.59	20.22	0.45	0.03	-0.66	28.79
9.18	1.59	20.22	0.45	0.03	-0.72	33.21
9.18	0.62	14.91	0.59	0.03	-0.84	18.40
10.24	0.62	14.91	0.59	0.03	-0.96	27.27

- Déplacement de plancher

	UX (cm)	UY (cm)
Plancher 1	0.925	0.932
Plancher 2	2.051	2.218
Plancher 3	2.978	3.372
Plancher T	3.660	4.226

**C. Site meuble S3**

On prendre le  $E=5 \text{ v}=0.35$  donc  $G = 1851.852$

Donc  $k_v = 12421.65 \text{ KN/M} / k_h = 19900 \text{ KN/M} / k_\phi = 22792.02 \text{ KN/M}$  et

la rotation autour de l'axe vertical :  $k_v = 19900 \text{ KN*M/Deg}$

Paramètre	Valeur
Période	0.74
V sismique a la base x	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>F_x = 455.00</math></li> </ul>
V sismique a la base y	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>F_y = 406.76</math></li> </ul>

- L'effort de tranchant et le moment vx

Poteaux 1 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	36.11	7.52	22.23	1.10	-45.25	18.75
3.06	36.11	7.52	22.23	1.10	-22.82	4.56
3.06	22.99	5.51	12.17	1.26	-17.28	8.37
6.12	22.99	5.51	12.17	1.26	-20.04	8.52
6.12	12.15	3.97	10.24	1.08	-13.92	4.34
9.18	12.15	3.97	10.24	1.08	-17.47	7.88
9.18	3.76	1.75	5.85	0.72	-6.94	1.58
10.24	3.76	1.75	5.85	0.72	-11.00	4.28

- L'effort de tranchant et le moment vy

Poteaux 1 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	56.16	20.75	0.53	0.04	-0.88	54.25
3.06	56.16	20.75	0.53	0.04	-0.77	10.29
3.06	40.70	14.49	0.52	0.02	-0.83	23.47
6.12	40.70	14.49	0.52	0.02	-0.78	21.17
6.12	23.10	11.64	0.56	0.02	-0.89	15.14
9.18	23.10	11.64	0.02	0.02	-0.84	20.75
9.18	8.57	7.96	0.06	0.06	-0.93	7.93
10.24	8.57	7.96	0.06	0.06	-1.16	16.61

- L'effort de tranchant et le moment vx

Poteaux 2 :

CHAPITRE 3: MODILISATION DE PROBLEME

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	21.40	1.23	24.32	1.12	-44.42	2.67
3.06	21.40	1.23	24.32	1.12	-30.02	1.39
3.06	8.04	1.52	20.17	1.26	-30.69	2.35
6.12	8.04	1.52	20.17	1.26	-31.03	2.29
6.12	16.04	1.20	15.26	1.07	-22.26	1.71
9.18	16.04	1.20	15.26	1.07	-24.47	1.97
9.18	17.61	1.46	10.11	0.76	-13.97	2.17
10.24	17.61	1.46	10.11	0.76	-16.97	2.32

- L'effort de tranchant et le moment vy  
Poteaux 2 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	8.00	23.34	0.33	0.03	-0.72	55.65
3.06	8.00	23.34	0.33	0.03	-0.45	16.64
3.06	2.69	22.61	1.23	0.02	-1.83	36.17
6.12	2.69	22.61	1.23	0.02	-1.96	33.11
6.12	9.51	18.66	0.77	0.02	-1.49	26.48
9.18	9.51	18.66	0.77	0.02	-0.88	30.73
9.18	5.77	13.10	0.37	0.02	-0.51	16.00
10.24	5.77	13.10	0.37	0.02	-0.61	24.14

- L'effort de tranchant et le moment vx  
Poteaux 3 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	14.05	5.08	25.33	1.12	-44.95	11.64
3.06	14.05	5.08	25.33	1.12	-32.58	4.05
3.06	13.69	5.00	24.23	1.26	-36.96	7.85
6.12	13.69	5.00	24.23	1.26	-37.19	7.46
6.12	11.59	3.76	18.99	1.08	-28.01	4.92
9.18	11.59	3.76	18.99	1.08	-30.11	6.60
9.18	7.54	1.48	15.02	0.74	-20.71	1.73
10.24	7.54	1.48	15.02	0.74	-25.26	2.96

- L'effort de tranchant et le moment vy  
Poteaux 3 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	2.49	23.71	0.40	0.03	-0.77	55.63
3.06	2.49	23.71	0.40	0.03	-0.50	17.71
3.06	1.83	25.02	0.58	0.04	-0.94	40.13
6.12	1.83	25.02	0.58	0.04	-0.84	36.52
6.12	1.27	20.26	0.49	0.02	-0.73	28.86
9.18	1.27	20.26	0.49	0.02	-0.77	33.23
9.18	0.74	14.68	0.68	0.03	-0.97	18.05
10.24	0.74	14.68	0.68	0.03	-1.11	26.91

- Déplacement de plancher

	UX (cm)	UY (cm)
Plancher 1	1.807	1.482
Plancher 2	3.212	3.253
Plancher 3	4.386	4.933
Plancher T	5.279	6.315

**D. Site très meuble S4**

On prend le  $E=0.5 \nu=0.38$  donc  $G = 181.1594$

Donc  $k_v = 1273.96 \text{ KN/M} / k_h = 1990 \text{ KN/M} / k_\phi = 2337.541 \text{ KN/M}$  et

la rotation autour de l'axe vertical :  $k_v = 1990 \text{ KN*M/Deg}$

Paramètre	Valeur
Période	1.48
V sismique a la base x	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>F_x = 398.274</math></li> </ul>
V sismique a la base y	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>F_y = 336.23</math></li> </ul>

- L'effort de tranchant et le moment vx  
Poteaux 1 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	33.63	2.02	20.88	1.17	-51.16	6.18
3.06	33.63	2.02	20.88	1.17	-13.95	1.51
3.06	23.68	1.69	9.93	0.65	-14.87	2.76
6.12	23.68	1.69	9.93	0.65	-15.63	2.44
6.12	13.13	0.93	7.71	0.58	-10.35	0.74
9.18	13.13	0.93	7.71	0.58	-13.27	2.28
9.18	4.72	0.99	4.35	0.41	-5.13	1.82
10.24	4.72	0.99	4.35	0.41	-8.22	1.38

- L'effort de tranchant et le moment vy  
Poteaux 1 :

### CHAPITRE 3: MODILISATION DE PROBLEME

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	34.28	17.92	0.13	0.05	-0.22	76.60
3.06	34.28	17.92	0.13	0.05	-0.34	29.23
3.06	31.58	13.77	0.94	0.03	-1.51	29.89
6.12	31.58	13.77	0.94	0.03	-1.37	13.34
6.12	18.98	8.73	0.68	0.01	-1.04	12.12
9.18	18.98	8.73	0.68	0.01	-1.03	14.87
9.18	7.35	6.19	0.99	0.04	-1.35	6.48
10.24	7.35	6.19	0.99	0.04	-1.67	12.59

- L'effort de tranchant et le moment vx

Poteaux 2 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	6.59	0.29	21.03	1.21	-47.97	0.93
3.06	6.59	0.29	21.03	1.21	-17.74	0.47
3.06	5.15	0.82	17.23	0.64	-26.94	1.33
6.12	5.15	0.82	17.23	0.64	-25.81	1.17
6.12	15.81	0.43	12.16	0.54	-17.59	0.66
9.18	15.81	0.43	12.16	0.54	-19.63	0.67
9.18	15.57	1.03	7.86	0.44	-10.82	1.60
10.24	15.57	1.03	7.86	0.44	-13.24	1.56

- L'effort de tranchant et le moment vy

Poteaux 2 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	1.04	18.03	0.13	0.02	-0.23	77.22
3.06	1.04	18.03	0.13	0.02	-0.48	31.05
3.06	11.00	15.83	0.69	0.04	-1.41	29.62
6.12	11.00	15.83	0.69	0.04	-0.92	19.42
6.12	3.96	13.97	0.53	0.01	-1.07	20.90
9.18	3.96	13.97	0.53	0.01	-0.58	21.98
9.18	2.39	9.78	0.38	0.02	-0.48	12.06
10.24	2.39	9.78	0.38	0.02	-0.69	17.91

- L'effort de tranchant et le moment vx

Poteaux 3 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	20.95	1.29	21.16	1.20	-47.45	3.67
3.06	20.95	1.29	21.16	1.20	-18.50	1.18
3.06	17.61	0.94	20.23	0.64	-31.49	1.50
6.12	17.61	0.94	20.23	0.64	-30.43	1.39
6.12	13.86	0.89	15.07	0.57	-22.15	1.09
9.18	13.86	0.89	15.07	0.57	-23.97	1.69
9.18	8.56	1.19	11.71	0.42	-16.09	1.92
10.24	8.56	1.19	11.71	0.42	-19.73	1.73

- L'effort de tranchant et le moment vy

Poteaux 3 :

Hauteur	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	0.90	18.10	0.08	0.02	-0.25	77.00
3.06	0.90	18.10	0.08	0.02	-0.08	30.81
3.06	0.64	17.25	0.36	0.02	-0.58	31.91
6.12	0.64	17.25	0.36	0.02	-0.52	21.41
6.12	0.45	15.06	0.36	0.02	-0.54	22.51
9.18	0.45	15.06	0.36	0.02	-0.55	23.70
9.18	0.32	10.58	0.40	0.02	-0.57	13.03
10.24	0.32	10.58	0.40	0.02	-0.65	19.38

- Déplacement de plancher

	UX (cm)	UY (cm)
Plancher 1	7.337	5.718
Plancher 2	9.676	10.097
Plancher 3	11.863	14.677
Plancher T	13.840	19.099

## IV. Discussions de résultat

### A. Les périodes :

En comparant les résultats des cas étudiés, voici les suivants :

Sans l'interaction sol structure la valeur de la période est minimale (0.55s) ; cette valeur augmente en tenant compte de l'interaction sol structure ; on remarque que la plus grande valeur de la période s'obtient pour le site très meuble (1.48s) voir figure 3-4

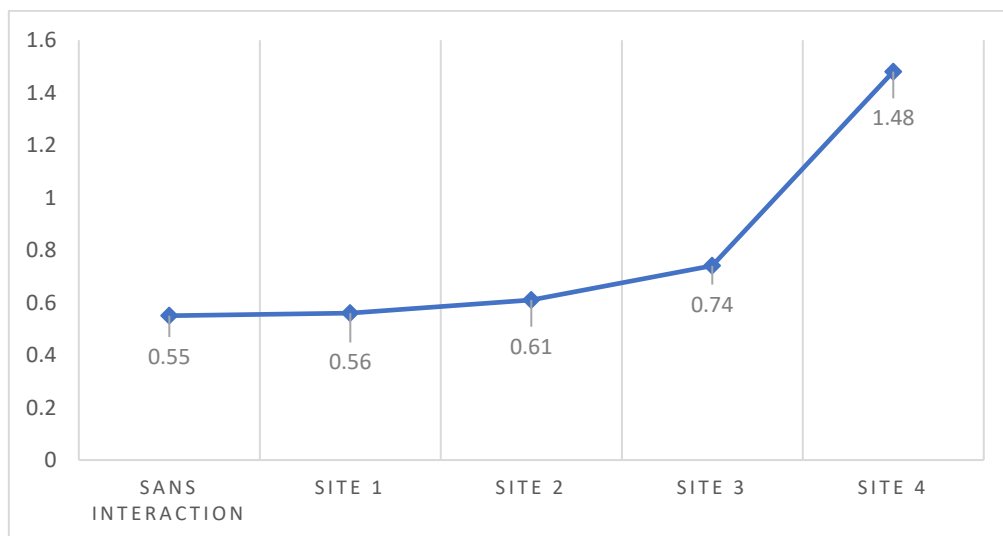


Figure 3-4 de diagramme de période

## B. Les actions sismiques à la base

On va discuter les valeurs de les action sismique a Vx et Vy

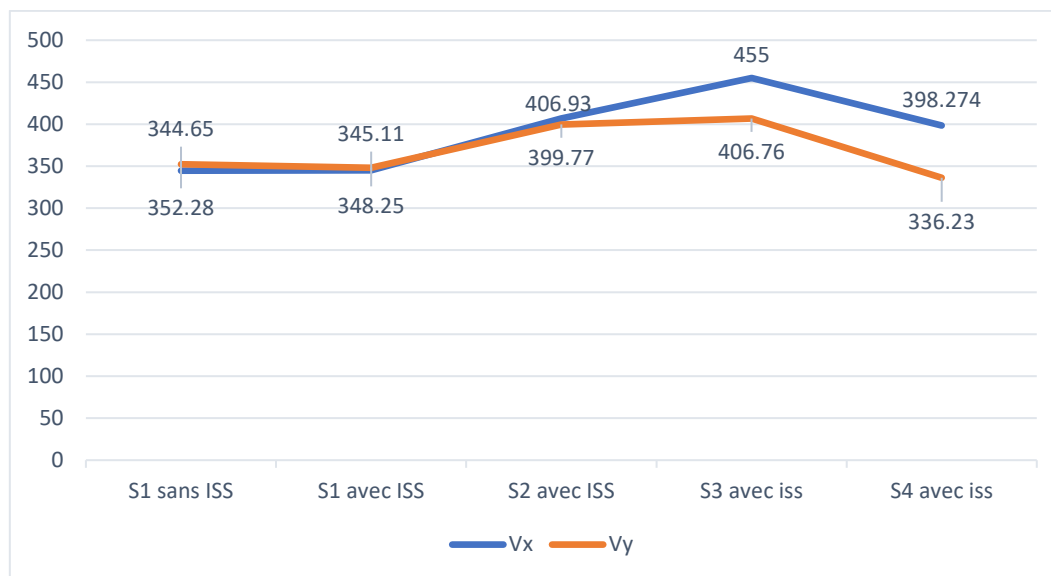


Figure 3-5 de les V sismique a la base x et a la base y

### 1. V sismique a la base x :

- Dans le site rocheux a les deux cas sans et avec ISS sont presque les mêmes (avec ISS 345.11 KN) ; (sans ISS 344.65KN)
- Dans les sites meuble et le site très meuble et le site ferme, dans le cas avec ISS la valeur d'action sismique est Variable entre eux.
  - La valeur supérieur est dans le site meuble  $F_x=455.00$  KN
  - On a la valeur d'action sismique dans le site ferme est  $F_x=406.93$ KN
  - La valeur inferieur est dans les 3 sites est dans le site très meuble  $F_x=398.274$  KN

### 2. V sismique a la base y :

- Dans le site rocheux a les deux cas sans et avec ISS sont presque les mêmes (avec ISS 348.25 KN) ; (352.28 sans ISS KN)
- Dans les sites meuble et le site très meuble et le site ferme, dans le cas avec ISS la valeur d'action sismique est Variable entre eux.
  - La valeur supérieur est dans le site meuble  $F_x=406.76$  KN
  - On a la valeur d'action sismique dans le site ferme est  $F_x=399.77$  KN
  - La valeur inferieur est dans le site très meuble  $F_x=336.23$  KN

## C. L'effort tranchant et les moments :

### 1. Poteaux 1 :

- A la base Vx Les valeurs maximales de
  - $F_x$  est Dans le site rocheux a les deux cas sans et avec ISS sont presque les mêmes et les valeurs d'autre entre 33.63 KN et 36.11 KN.
  - $F_y$  est dans le site le site rocheux sans ISS les valeurs des cas avec ISS est variable avec la valeur supérieur est de site ferme et la valeur inferieur est la valeur de site très meuble.

- Fz les valeurs de site rocheux ont les deux cas presque là même aussi les autres valeurs est variable avec la valeur supérieure dans site meuble et inferieur dans site ferme.
  - Mx en les deux cas la valeur de site rocheux a cas sans ISS est la valeur supérieure entre eux cette valeur augmente en tenant compte de l'interaction sol structure.
  - My Sans l'interaction sol structure la valeur de My est minimale et cette valeur augmente en tenant compte de l'interaction sol structure.
  - Mz les valeurs sont variable entre les sites aux cas avec ISS est la valeur supérieure dans site ferme et inferieur dans site très meuble.
- A la base Vy Les valeurs maximales de
    - Fx est Dans le site rocheux ont les deux cas presque là même aussi les autres valeurs est variable avec la valeur supérieure dans site meuble et inferieur dans site très meuble.
    - Fy est dans le site le site rocheux sans ISS les valeurs des cas avec ISS est variable avec la valeur supérieur est de site ferme et la valeur inferieur est la valeur de site très meuble.
    - Fz les valeurs de site rocheux ont les deux cas et en site ferme presque là même aussi les autres deux on a la valeur supérieure dans site meuble dans la hauteur et inferieur dans site ferme.
    - Mx dans les tous les sites avec les deux cas de ISS on a les valeurs presque les mêmes
    - My les valeurs de site rocheux ont les deux cas et en site ferme presque là même aussi les autres deux on a la valeur supérieure dans site meuble dans la hauteur et inferieur dans site ferme.
    - Mz est dans le site rocheux sans ISS et les valeurs des cas avec ISS sont variable avec la valeur supérieur est de site très meuble et la valeur inferieur est la valeur de site ferme.

## 2. Poteaux 2

- A la base Vx Les valeurs maximales de
  - Fx est diminuant en compte ISS et on a la valeur de sans ISS est la valeur maximale
  - Les valeurs de Fy est presque les même avec Fy diminuant en compte ISS et on a la valeur de sans ISS est la valeur maximale.
  - Fz est dans le site rocheux sans ISS et avec ISS les valeurs presque les mêmes avec la valeur supérieur est de site très meuble et la valeur inferieur est la valeur de site ferme.
  - Mx les valeurs variables et on a la valeur de site rocheux en cas sans ISS est plus que grand a cas avec ISS
  - My dans le site rocheux a les deux cas de ISS presque la même et la valeur est augmenté en compte ISS
  - Mz dans le site rocheux a les deux cas de ISS presque la même et la valeur est diminuant en compte ISS
- A la base Vy Les valeurs maximales de
  - Fx la valeur de site rocheux en cas sans ISS est la valeur supérieure et la valeur de cas avec ISS est variables

- $F_y$  les valeurs en cas sans ISS et en cas avec ISS est presque les mêmes. Les site ferme et meuble aussi presque les mêmes et la valeur en site très meuble est la valeur inferieur
- $F_z$  est diminuant en compte ISS et on a la valeur de sans ISS est la valeur maximale
- $M_x$  tous les valeurs sont presque mêmes. Même la valeur sans interaction sol structure
- Sans l'interaction sol structure la valeur de  $M_y$  est minimale cette valeur diminuant en compte de l'interaction sol
- $M_z$  Dans le site rocheux a les deux cas sans et avec ISS sont les mêmes et les valeurs d'autre site en cas avec ISS est augmenté

### 3. Poteaux

- A la base  $V_x$  Les valeurs maximales de
  - $F_x$  tous les valeurs sont variables et la valeur de sol rocheux en cas sans interaction sol structure est la plus grand a cas avec interaction
  - $F_y$  en cas sans l'interaction sol structure la valeur de  $F_y$  est la valeur minimale cette valeur diminuant en tenant compte de l'interaction sol
  - $F_z$  on a la valeur de sol rocheux en cas sans interaction sol structure est la valeur minimale avec la valeur est augmenté en compte ISS
  - $M_x$  les valeurs de  $M_x$  sont variables et la valeur de sol rocheux en cas sans interaction sol structure est la plus grand a cas avec interaction
  - $M_y$  la valeur de sol rocheux en cas sans interaction sol structure est la valeur minimale avec la valeur est augmenté en compte ISS
  - $M_z$  la valeur de sol rocheux en cas sans interaction sol structure est la valeur maximale avec la valeur est diminuant en compte ISS
- A la base  $V_y$  Les valeurs maximales de
  - $F_x$  dans le site rocheux a les deux cas de ISS presque la même et les autres valeurs est variable
  - $F_y$  dans le site rocheux a les deux cas de ISS presque la même et les autres valeurs est variable
  - $F_z$  la valeur de sol rocheux en cas sans interaction sol structure est la valeur maximale avec la valeur est diminuant en compte ISS
  - $M_x$  presque tous les valeurs et la même
  - $M_y$  le site rocheux a les deux cas de ISS presque la même et les autres valeurs est diminuante en compte ISS
  - $M_z$  le site rocheux a les deux cas de ISS presque la même et les autres valeurs est diminuante en compte ISS

**D. Déplacement latéraux des planchers :**

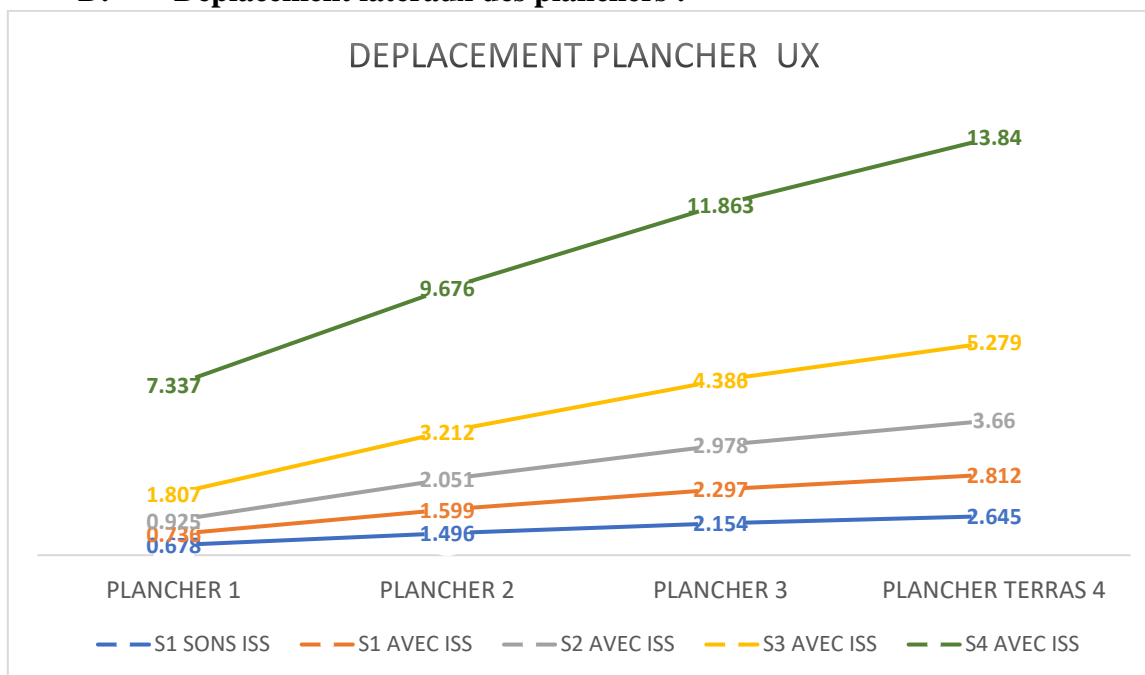


Figure 3-6 Déplacements latéraux des planchers UX

Sans l'interaction sol structure les valeurs du Déplacements latéraux des planchers sont minimale; ces valeurs sont augmentées en tenant compte de l'interaction sol structure ; on remarque que les plus grandes valeurs du Déplacements latéraux des planchers s'obtient pour le site très meuble voir figure 3-6

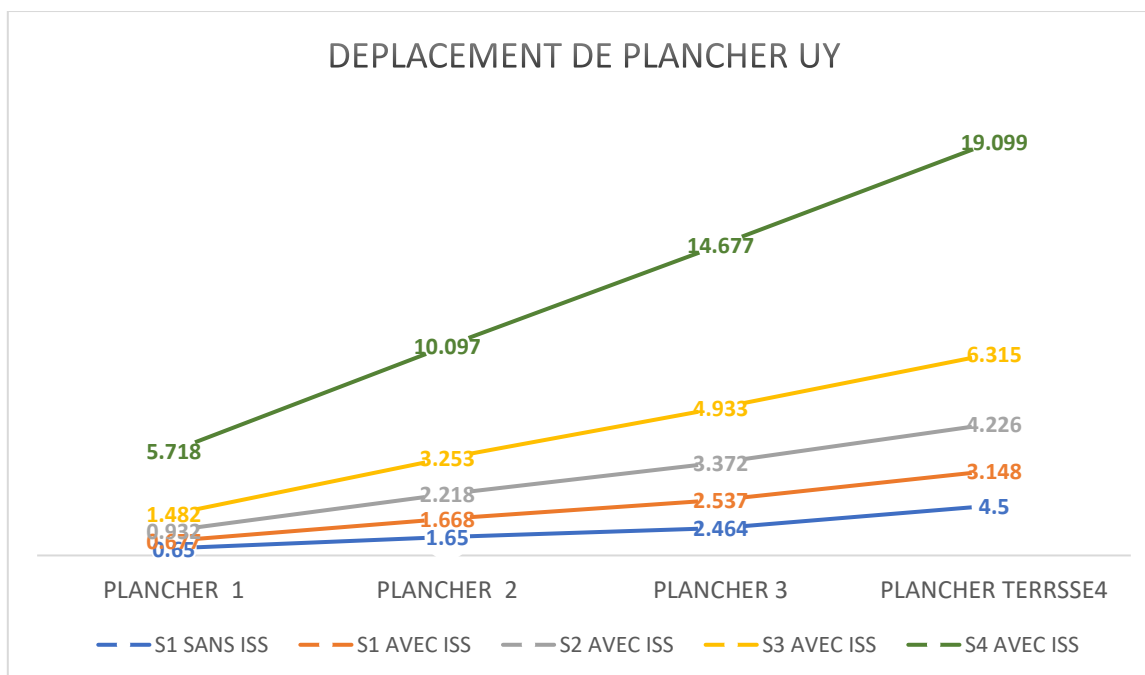


Figure 3-7 déplacement Déplacements latéraux des planchers UY

Sans l'interaction sol structure les valeurs du Déplacements latéraux des planchers sont minimale; ces valeurs sont augmentées en tenant compte de l'interaction sol structure ; on

remarque que les plus grandes valeurs du Déplacements latéraux des planchers s'obtient pour le site très meuble voir figure 3-7

### **V. Conclusion**

On a fait modélisation sur les quatre sites en cas avec ISS (site rocheux site meuble site ferme site très meuble) et dans le site 1 en cas sans ISS

On a discuté les valeurs la période fondamentale ; les réponses dynamiques de la structure et de ses éléments (effort sismique à la base ; Déplacements latéraux des planchers ; efforts tranchants et moments de flexion des éléments porteurs ) .

## Conclusions générales :

Le présent travail est consacré à l'étude de l'influence des types de sols (en termes de raideurs des sols) d'interaction sol-structure) sur le comportement dynamique des constructions de type bâtiment avec des fondations superficielles en considérant cette raideur dans l'interaction sol structure et en modélisant cette interaction par des ressorts.

Les paramètres étudiés sont : la période fondamentale ; les réponses dynamiques de la structure et de ses éléments (effort sismique à la base ; Déplacements latéraux des planchers ; efforts tranchants et moments de flexion des éléments porteurs).

Les résultats de l'étude ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La période fondamentale de la structure augmente en tenant compte l'interaction sol structures. Les modèles avec la considération de l'ISS, présentent une évolution progressive de la période fondamentale selon la fermeté des sites considérés, En effet, le sol rocheux présente une période comparable au cas de fondations fixes alors que l'augmentation de la période est d'environ 30 % pour le site ferme, 43 % pour le site meuble et 98 % pour le site très meuble.,
- La force sismique à la base de la structure présentent une augmentation dans les sols fermes et meubles et une diminution pour le sol très meuble
- Les déplacements absolus dans les planches présentent une augmentation modérée pour le site 1, elle atteint au dernier étage 6.5 %, , importante pour le site 2 , elle atteint au dernier étage 38 % , grande pour le site 3, elle atteint au dernier étage 99 % et très grande pour le site 4 avec une valeur au dernier étage 420 % .
- Les résultats présentés dans cette étude, ont montré que la modélisation des bâtiments comme parfaitement encastres dans le sol est bien justifiée pour les sols rocheux, moins acceptable pour les sols fermes, mais elle est complètement erronée pour les sols meuble et très meubles.

## Les références :

- [1] : SEGHIR, Abdelghani. *Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure: application à l'étude des barrages poids en béton*. 2010. PhD Thesis. Université Paris-Est; Université Abderrahmane Mira-Bejaïa (Bejaïa, Algérie).
- [2] *Etude dynamique non linéaire de l'interaction sol-structure*. Master 2014. Université de Tlemcen
- [3] Boumaiza Malika, Contribution à l'étude et à l'analyse du comportement des barrages en terre et de leur stabilité, université de boumerdes , faculté des science de l'ingénieur,2010.
- [4] Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil Thème : ETUDE DYNAMIQUE NON LINEAIRE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE Présenté en Juin 2014 par : Mer MILOUDI MOHAMMED Melle RAMDANI FATIMA ZAHR
- [5] Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil Thème : ETUDE DYNAMIQUE NON LINEAIRE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE Présenté en Juin 2014 par : Mer MILOUDI MOHAMMED Melle RAMDANI FATIMA ZAHR
- [6] Présentée en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT SCIENCES Etude de l'interaction Sol-Fondation 3D Sous Sollicitations Sismiques ParMessioud Salah
- [7] Présentée en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT SCIENCES Etude de l'interaction Sol-Fondation 3D Sous Sollicitations Sismiques ParMessioud Salah
- [8] Présentée en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT SCIENCES Etude de l'interaction Sol-Fondation 3D Sous Sollicitations Sismiques ParMessioud Salah
- [9] Jendoubi A, effet de l'interaction dynamique linéaire et non-linéaire sol-structure : application aux pylônes de transport d'énergie, Thèse de doctorat, université de Sherbrooke (Québec), Canada, 2015
- [10] GRANGE, Stéphane. *Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure: application au génie parasismique*. 2008. PhD Thesis. Institut National Polytechnique de Grenoble-INPG.
- [11] BOUROUAIAH, Wided; KHALFALLAH, Salah Rapporteur. *Influence de la nature des sols sur la réponse dynamique des structures*. 2019. PhD Thesis.
- [12] Miloudi M, Ramdani F Z, *étude dynamique non linéaire de l'interaction sol-structure*, Mémoire de master, Département de Génie Civil, Université de Tlemcen,2014
- [13] FERROUJJI WALID GHELDANE OUSSAMA. ETUDE D'UN BATIMENT R+5 A USAGE D'HABITATION, Mémoire de master, Département de Génie Civil, Université de annaba,2016
- [14] TORKIA HAITEM . Etude de l'effet de l'interaction sol structure ISS sur la réponse dynamique des structures en béton armé . phd Département de Génie Civil, Université de batna 2 ,2017

