



Journée technique du CFMS du 5 décembre 2017

***« Pratique de l'interaction sol-structure sous sollicitations
statiques et sismiques »***

Quelques aspects de l'ISS sismique non linéaire

Présentateur : Matthieu ROBY – GeoMod Ingénieurs Conseils SA

Contenu

- Introduction – Rappel sur l'ISS sismique
- Aspects non linéaires de l'ISS sismique
- Le séisme : une affaire de déplacements
- Limites d'applicabilité des approches de calculs classiques
- Cas 1 : Décollement des semelles de fondation de bâtiment sous séisme
- Cas 2 : Glissement de bâtiment sous séisme
- Cas 3 : Réponse d'un bâtiment fortement enfoui sous séisme
- Cas 4 : Réponse d'un bâtiment sur pieux sous séisme
- Cas 5 : Push-over d'un bâtiment avec prise en compte du sol
- Conclusions

Introduction



Les efforts sismiques au niveau des fondations d'un ouvrage dépendent de sa réponse à la sollicitation sismique appliquée.

L'interaction sol-structure recouvre classiquement plusieurs aspects :

- Interaction cinématique : modification du mouvement sismique en raison des différences de rigidité entre le sol et la fondation,
- Impédance de la fondation : raideur dynamique de la fondation, dépendante de la fréquence de réponse,
- Interaction inertielle : réponse de l'ouvrage en prenant en compte de l'impédance de la fondation, soumis au mouvement sismique modifié par l'interaction cinématique.

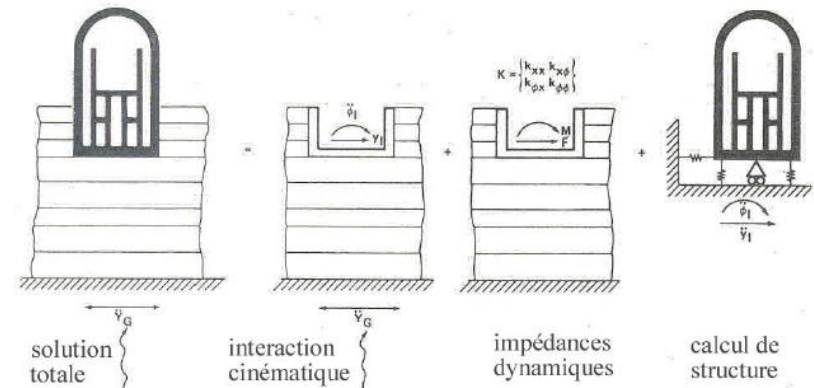


Figure extraite du cours d' Alain Pecker
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

Introduction



Cette approche classique, « découplée » est parfois insuffisante pour analyser de façon fine la réponse sismique d'un ouvrage et déterminer les efforts au niveau de la fondation. C'est le cas :

- Pour des niveaux sismiques élevés : $PGA > 0.3g - 0.4g$,
- Pour des configurations particulières : ouvrages enterrés, ouvrages en interaction, ouvrages sur fondations profondes (dans certains cas),
- Pour des sols médiocres,
- Dans le cadre d'approches en déplacements : « Performance Based Design »

Il est alors nécessaire de prendre en compte les **aspects non linéaires de l'interaction sol-structure**

Aspects non linéaires de l'ISS sismique



Quelques points importants :

- La sollicitation sismique vient du sol (et non du ciel !).

Donc,

- Le **mouvement sismique transmissible** à un ouvrage dépend en retour de sa **réponse qui est plafonnée par les phénomènes dissipatifs** ou de non linéarité géométrique au niveau du système de fondation :
 - Glissement de l'ouvrage sur sa fondation,
 - Plastification du sol par la réponse latérale des pieux (atteinte du palier plastique des courbes p-y),
 - Mise en butée totale ou partielle du massif de sol,
 - Limitation de la capacité portante de la fondation,
 - Décollement du radier, de la semelle, (non linéarités géométriques)

Aspects non linéaires de l'ISS sismique



- Dans les **calculs de structure** sous séisme, on prend depuis longtemps en compte la notion de **ductilité** (réserve de déformation des matériaux dans leur domaine plastique), qui permet de concevoir des ouvrages robustes.
- Le principe de l'ISS sismique non linéaire est de tirer parti :
 - De la **ductilité des sols** en cisaillement,
 - De la **ductilité de l'interface** sol-structure,
 - Du décollement de la fondation.

Pour l'évaluation de la réponse sismique d'un ouvrage, ou pour concevoir un ouvrage.

Le séisme : une affaire de déplacements



- Que se passe-t-il lors d'un séisme :
 - Si la résistance au frottement de l'interface sol-structure est atteinte?
 - Si l'effort résistant en butée du sol est atteint?
 - Si la capacité portante du sol est atteinte?
 - S'il y a décollement de la fondation?
- En mettant de côté les phénomènes d'instabilités (ex : liquéfaction) dont il faut se prémunir, les points mentionnés ci-dessous se traduisent :
 - Par des **déplacements permanents** de l'ouvrage,
 - Par une **accumulation de déformation plastiques** dans le sol,
 - Par certains effets dans l'ouvrage :
 - **Modification de la répartition des efforts dans l'ouvrage,**
 - **Modification des spectres de réponse des planchers**

Limites des approches de calcul classiques



Les approches de calcul classiques reposent sur le processus suivant :

- Etablissement d'une modélisation de l'ouvrage
- Prise en compte ISS linéaire pour le calcul des ouvrages : modélisation des impédances par des ressorts de sol.
- Détermination des fréquences → accélérations → efforts

En ne prenant de fait, aucune limitation du mouvement transmis par le sol à l'ouvrage

- Vérifications structurelles et géotechniques

Avec des critères de vérification qui portent justement sur frottement/mise en butée/capacité portante, qui sont autant d'éléments limitant le mouvement transmis par l'ouvrage au sol et par le sol à l'ouvrage.

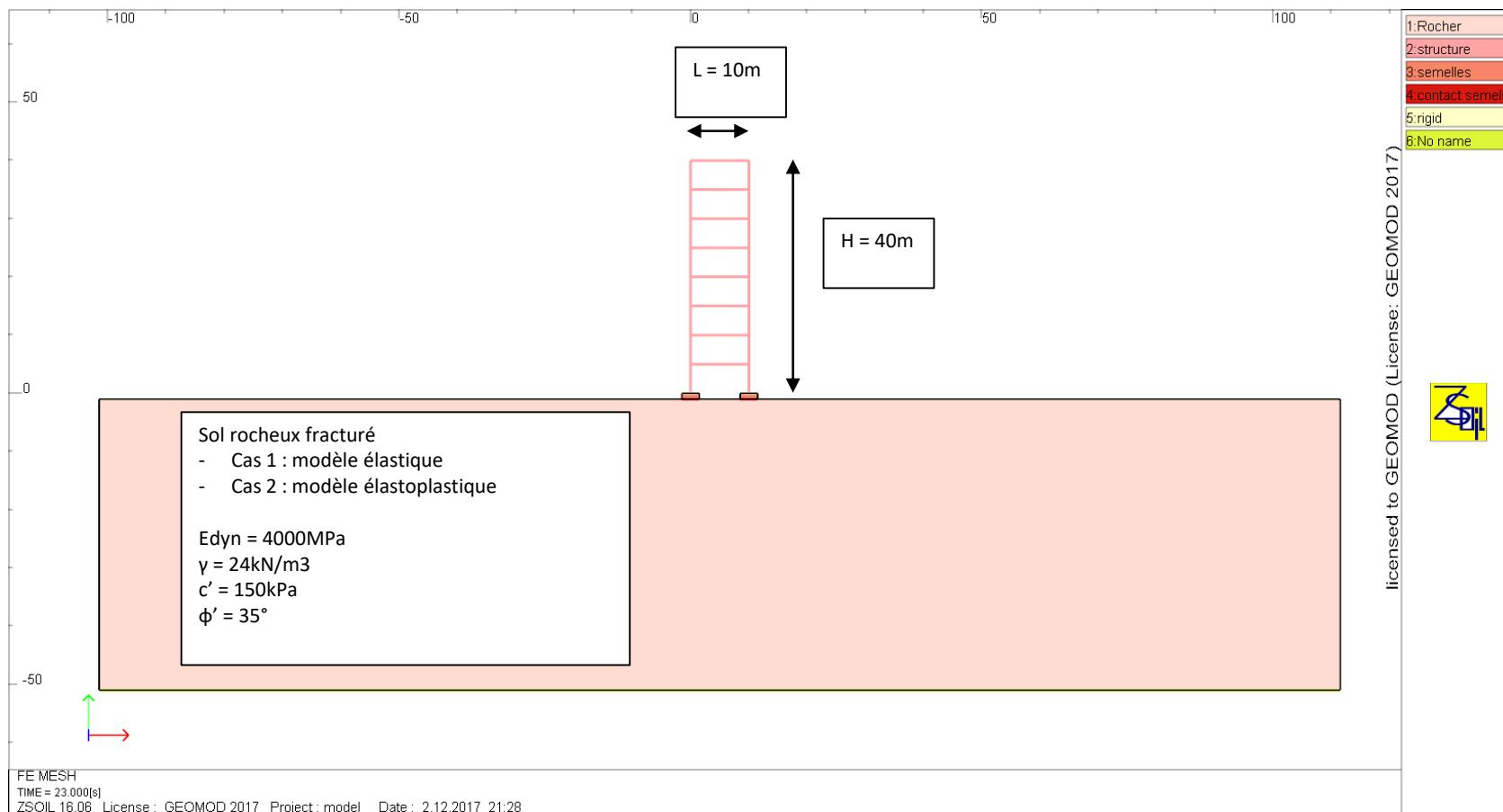
Limites des approches de calcul classiques



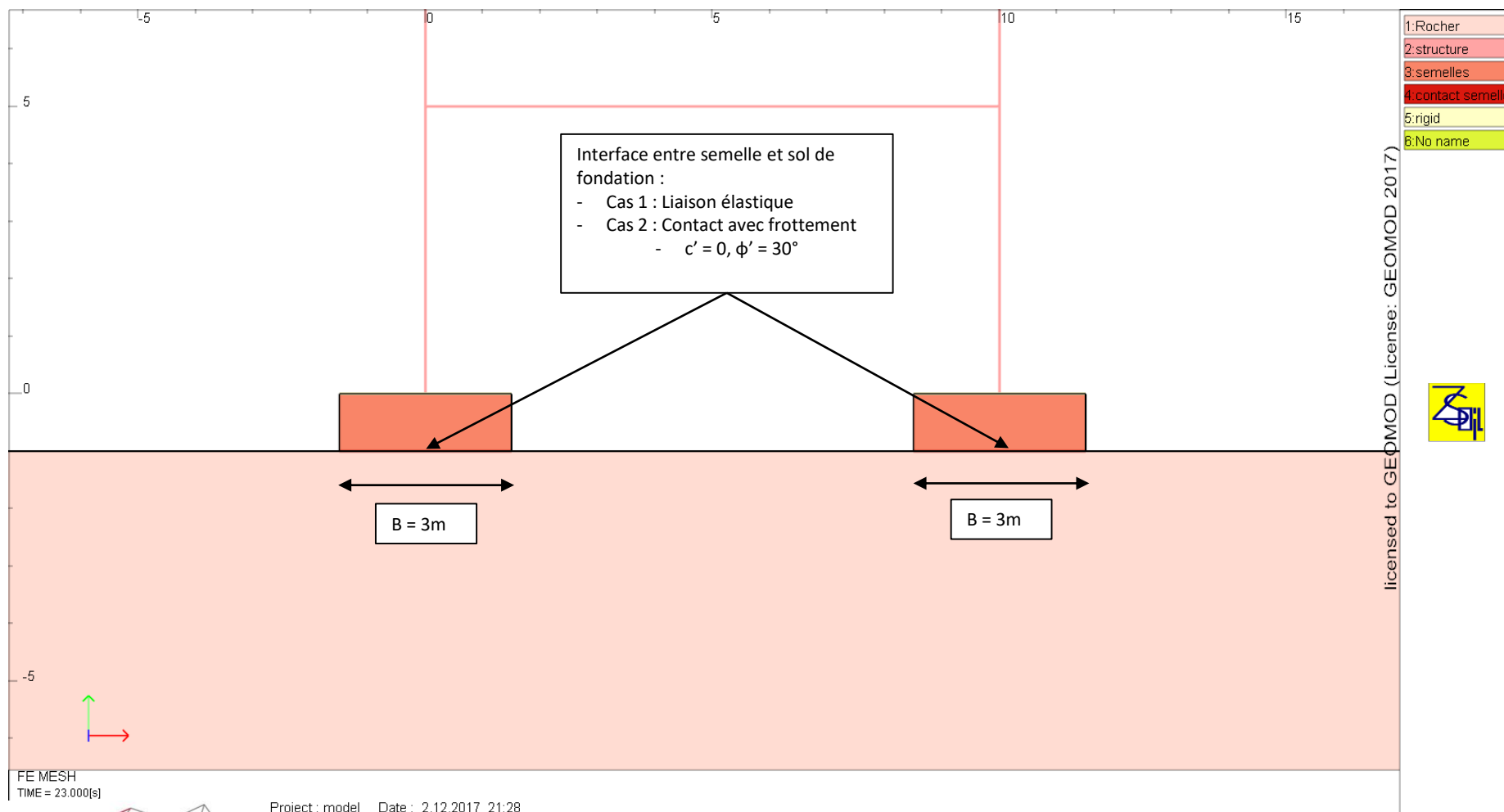
- Aussi, il n'est pas très étonnant qu'avec un niveau de séisme croissant ou des conditions de sol plus difficiles les méthodes classiques ne permettent pas de valider une conception / un dimensionnement au séisme.
- On conçoit de la même façon que ces mêmes méthodes ne sont pas très adaptées pour évaluer la robustesse sismique d'un ouvrage / évaluer et dégager des marges.

Dans ce cas, se heurte-t-on à une limite de la méthode de calcul ou à une problématique de dimensionnement réelle?

Cas 1 : Décollement des semelles de fondations de bâtiment

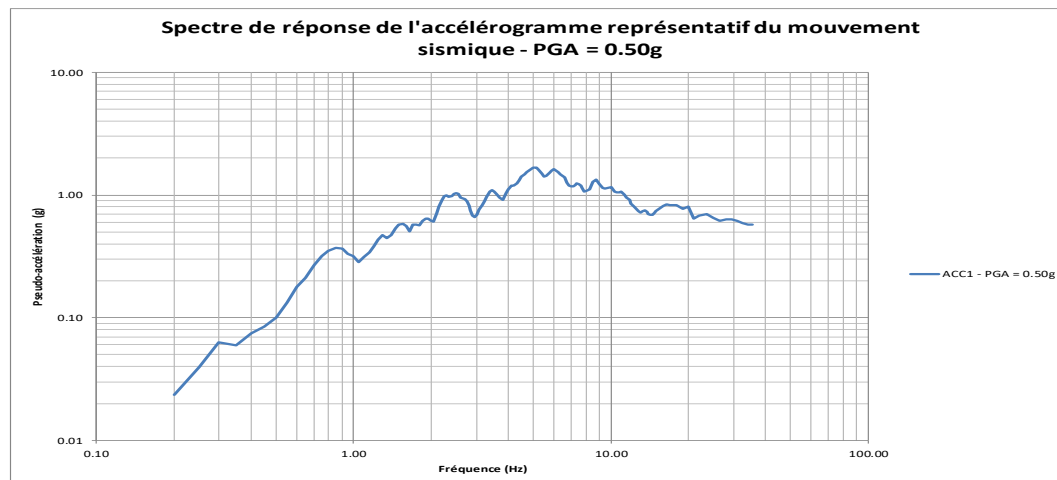
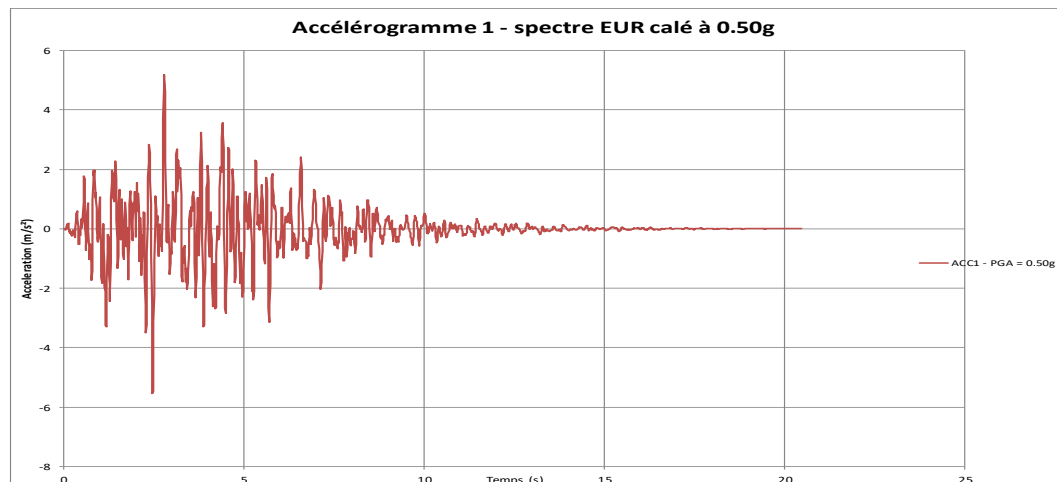


Cas 1 : Décollement des semelles de fondations de bâtiment



Project : model Date : 2.12.2017 21:28

Cas 1 : Décollement des semelles de fondations de bâtiment

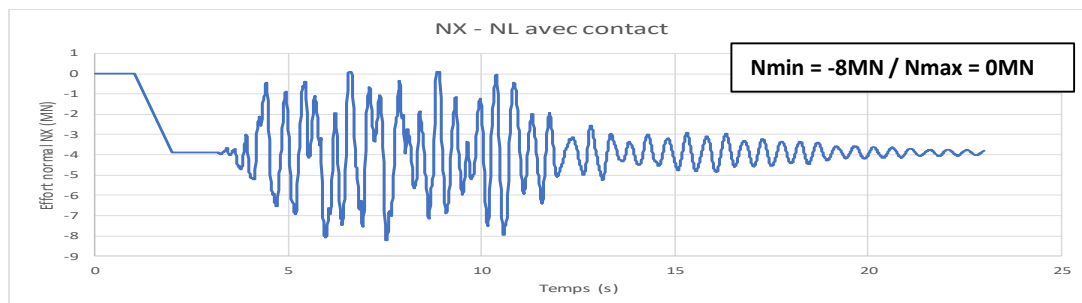
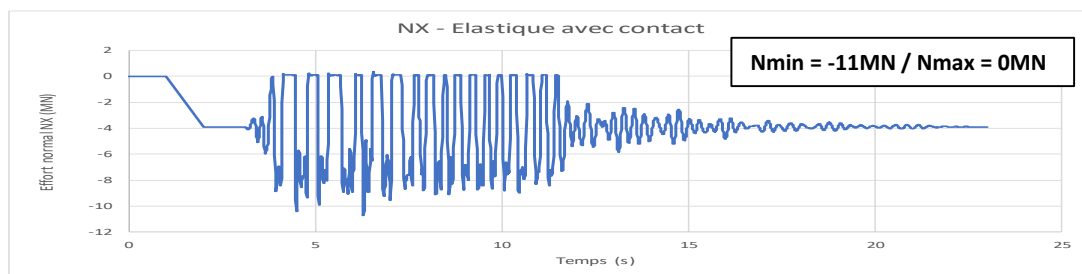
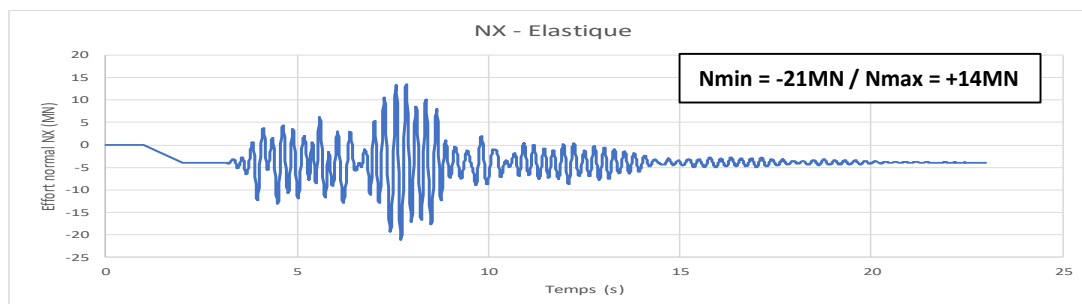


Mouvement sismique de calcul pris en compte :

- Accélérogramme calé sur un spectre EUR – PGA = 0.50g
- Mouvement injecté en affleurement rocheux en base de modèle de calcul. Donc supposé déconvolué.

Dans le cas d'un rocher, faible influence de la déconvolution.

Cas 1 : Décollement des semelles de fondations de bâtiment

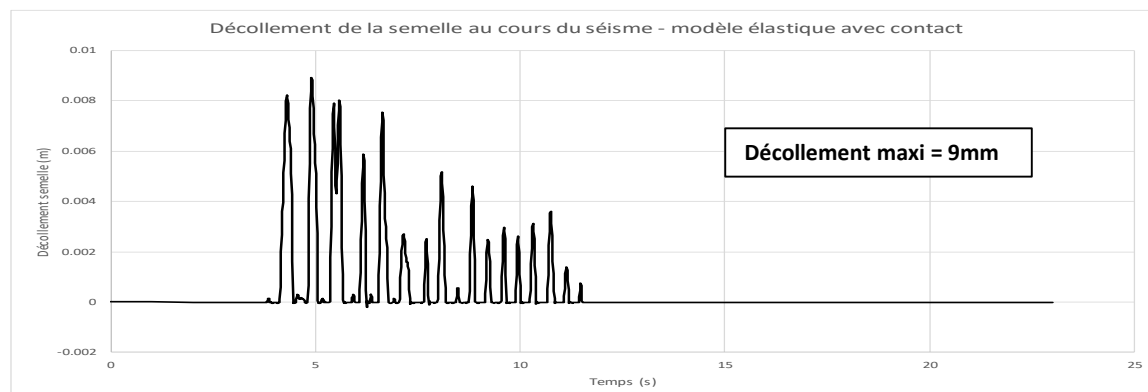


Sur la base d'une analyse élastique : 14MN de traction dans la semelle!

Sur la base d'analyse avec décollement :

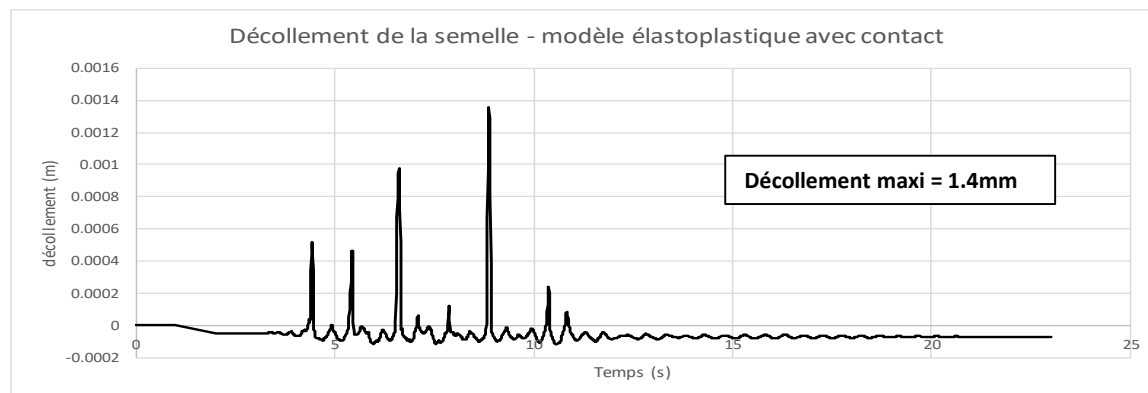
- Pas de traction
- Effort de compression moindre que dans le cas élastique. (on va voir pourquoi)
- Influence du comportement du rocher existe mais est moindre que l'effet du décollement

Cas 1 : Décollement des semelles de fondations de bâtiment



Le décollement calculé est de 1.4mm à 9mm selon les modèle.

Avec le modèle élastoplastique il y a moins de décollement, car on a un tassement plus important de l'ouvrage.



Il faut donc « décompresser avant de décoller ».

De plus le modèle NL dissipe de l'énergie par plasticité, alors que le modèle élastique la convertit essentiellement en énergie potentielle (+ amortissement radiatif)

Cas 1 : Décollement des semelles de fondations de bâtiment



Fréquence de réponse fondamentale du bâtiment :

$f_{elas} = 4\text{Hz}$

$f_{elas_contact} = 2.8\text{Hz}$

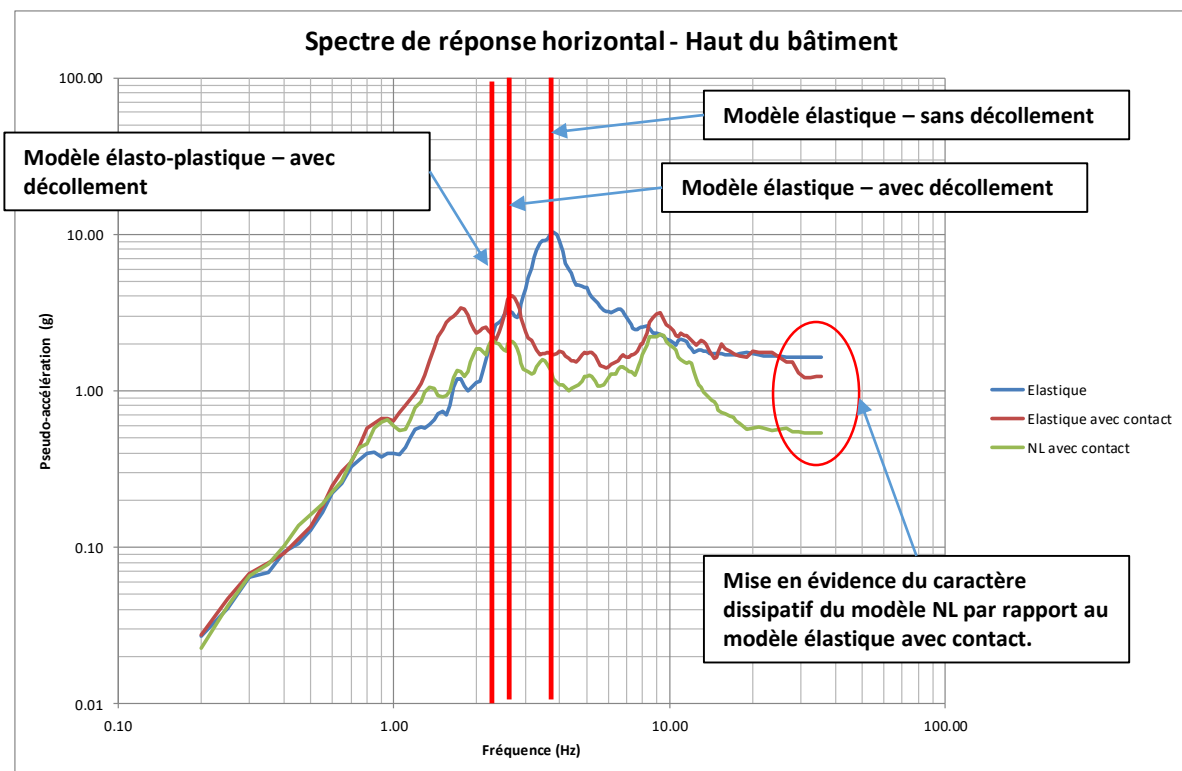
$F_{NL_contact} = 2.2\text{Hz}$

La non-linéarité de décollement du bâtiment induit un décalage en fréquence par rapport à la solution élastique.

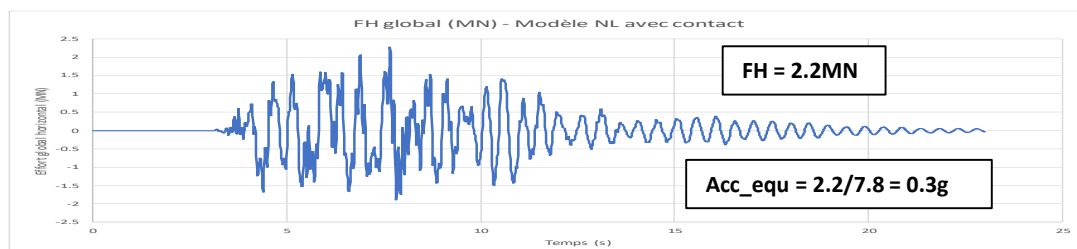
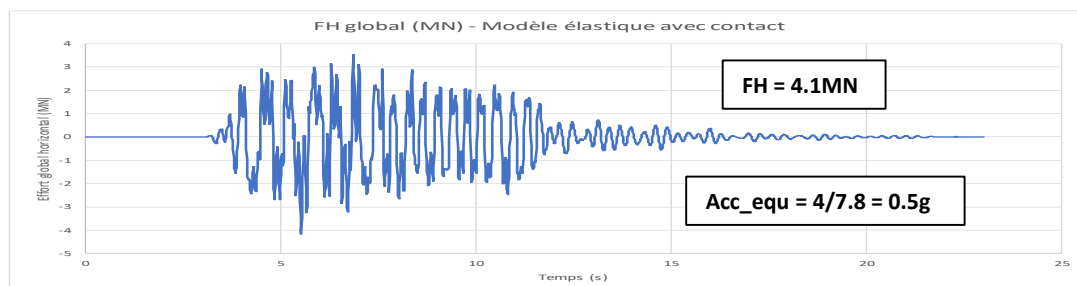
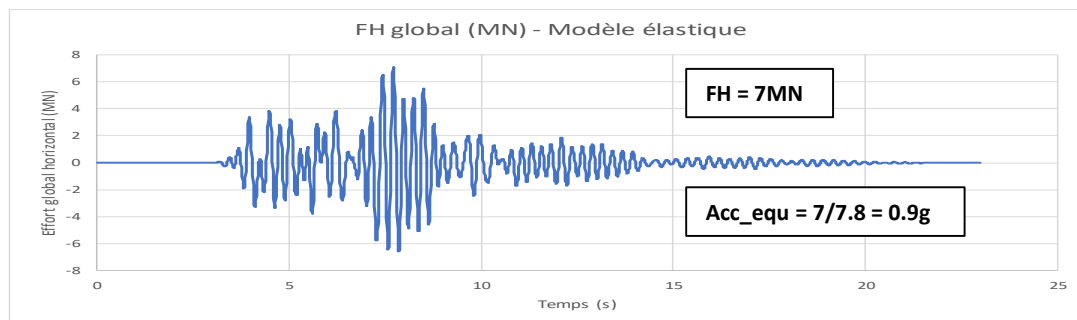
De plus, dans le cas du modèle NL, le « poinçonnement » du sol par la fondation est également fortement dissipatif.

→ A fréquences de réponse quasi-égales, le modèle NL est fortement amorti (voir les différences de ZPA). Dissipation plastique.

→ Réduction de la sollicitation et des efforts dans la fondation. Quid des déplacements?



Cas 1 : Décollement des semelles de fondations de bâtiment



Effort global horizontal :

- Élastique : 7MN
- Élastique avec décol. : 4.1MN
- NL avec décol. : 2.2MN

Ceci peut être traduit en termes d'accélération équivalente :

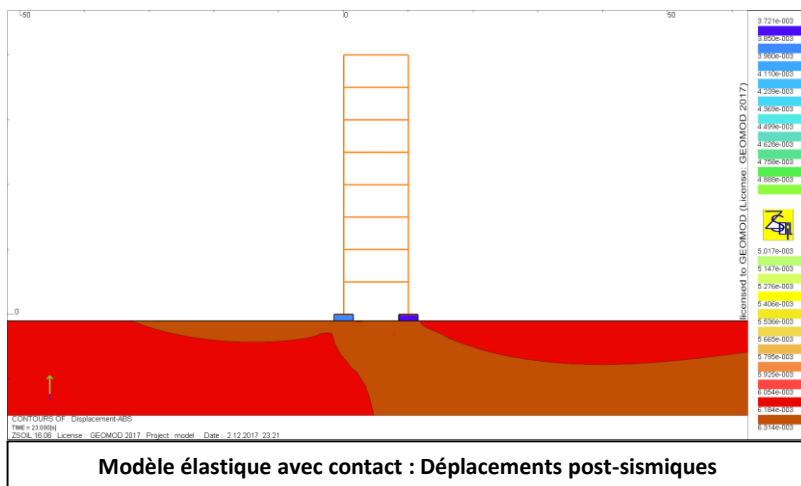
- Élastique : **0.9g !!!**
- Élastique avec décol. : **0.5g**
- NL avec décol. : **0.3g**

Dans le cas présent, la prise en compte des non-linéarités :

- Glt - Décollement : **diminue de 40% l'effort global horizontal**
- Glt-décollement-plasticité : **diminue de 60% l'effort global horizontal**

Par rapport au cas élastique.

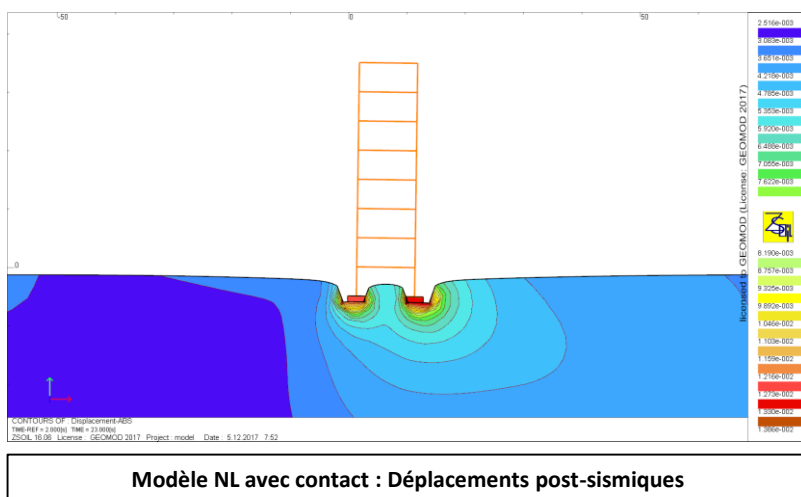
Cas 1 : Décollement des semelles de fondations de bâtiment



Déplacements post-sismiques :

- Élastique : 0mm
- Élastique avec contact : 3mm
- NL avec contact : 13.8mm

On constate avec le modèle NL, que l'on a accumulation de déformations plastiques (notamment verticales), en raison du balancement de l'ouvrage.

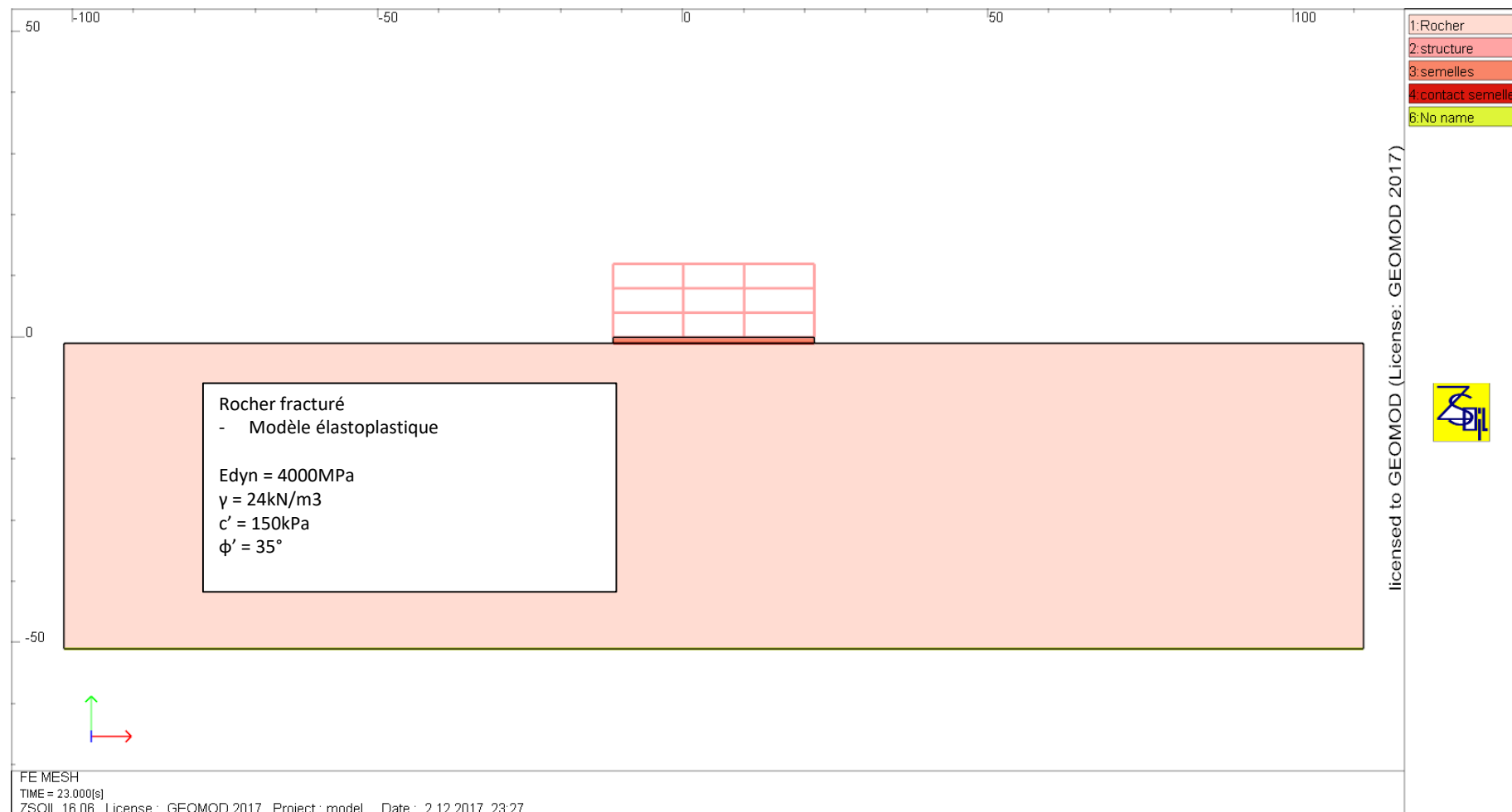


Pour des niveaux sismiques élevés, à certains instants la capacité portante du sol de fondation peut être dépassée, sans pour autant arriver à une ruine du sol.

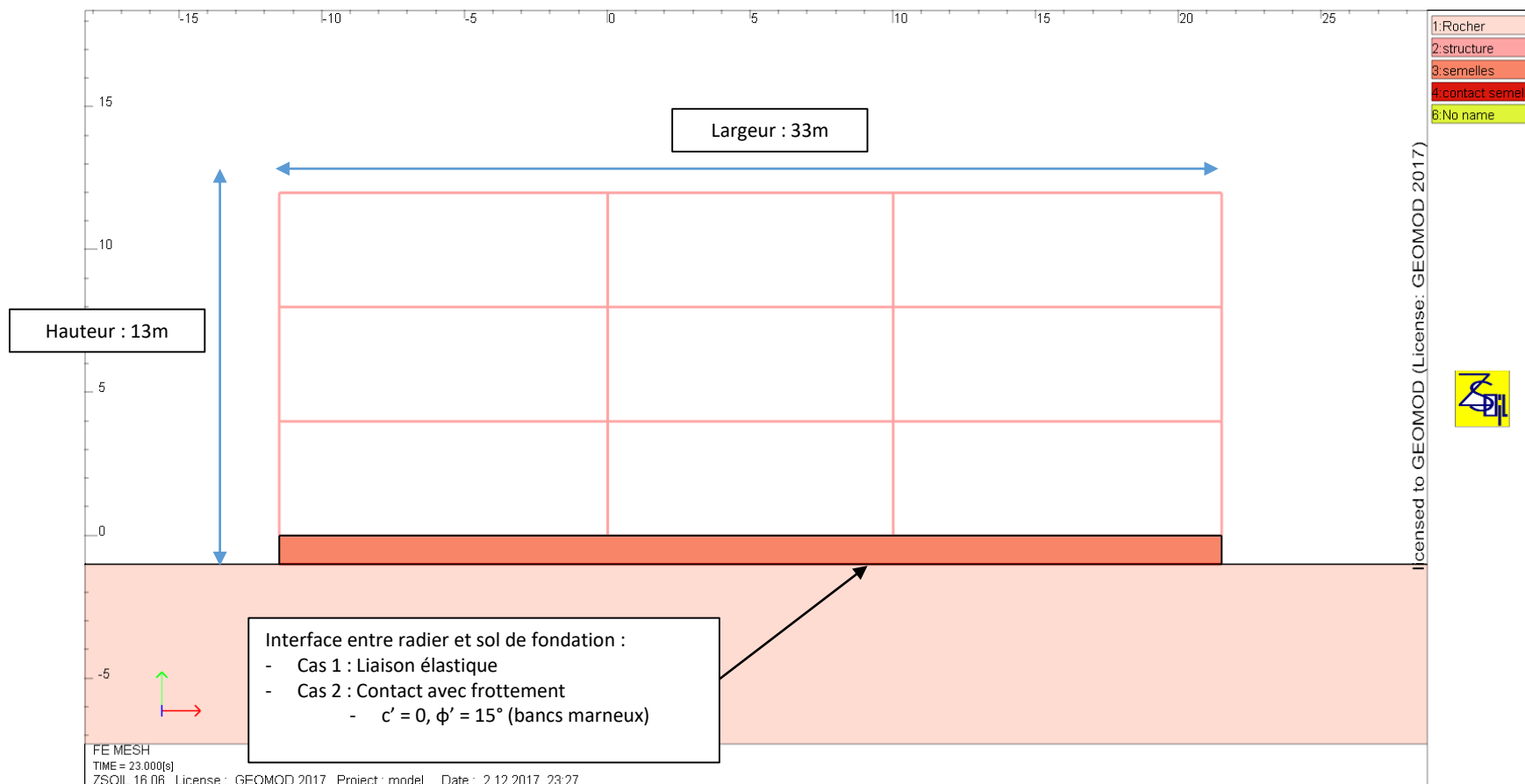
Ce dépassement (pendant un régime transitoire), induit des déplacements irréversibles, dont l'admissibilité doit être vérifiée.

Le « juge de paix » est le déplacement est non l'effort.

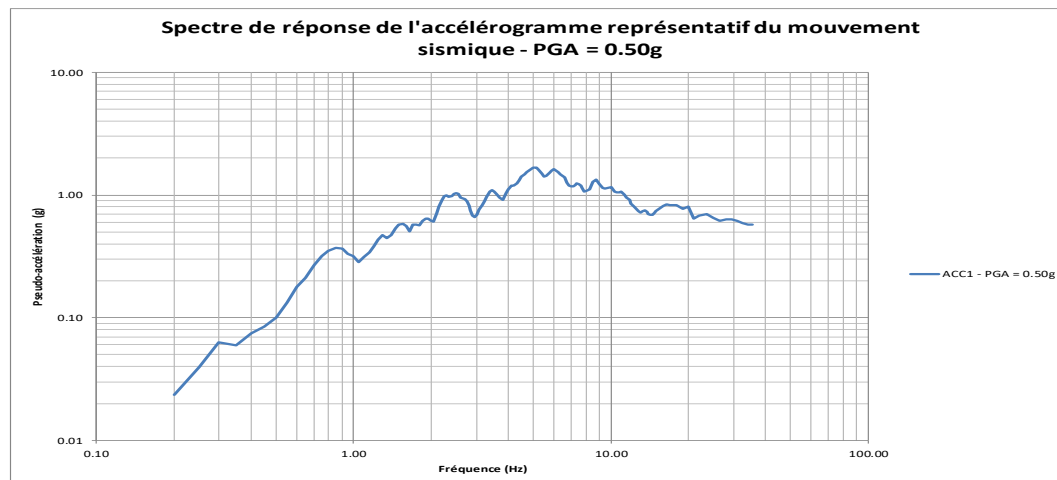
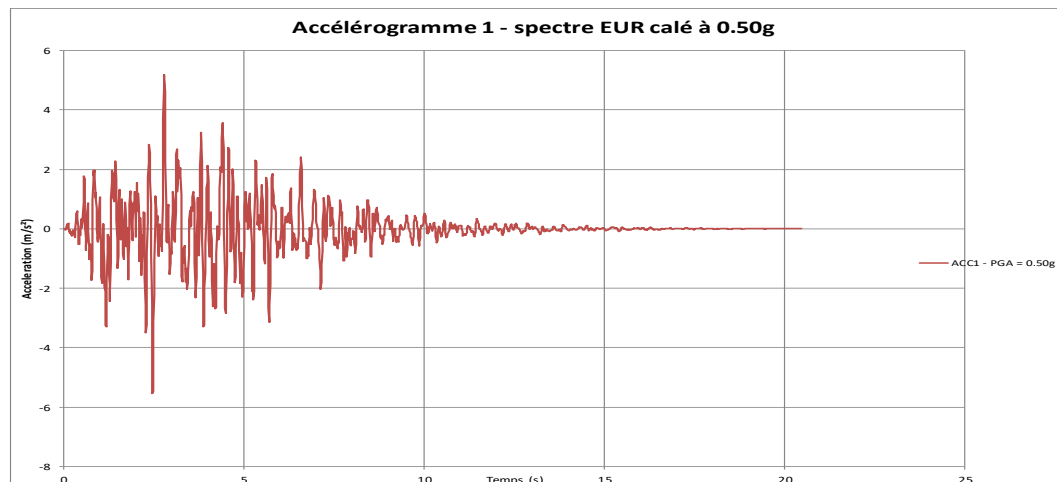
Cas 2 : Glissement de bâtiment sous séisme



Cas 2 : Glissement de bâtiment sous séisme



Cas 2 : Glissement d'un bâtiment sous séisme



Mouvement sismique de calcul pris en compte :

- Accélérogramme calé sur un spectre EUR – PGA = 0.50g
- Mouvement injecté en affleurement rocheux en base de modèle de calcul. Donc supposé déconvolué.

Dans le cas d'un rocher, faible influence de la déconvolution.

Cas 2 : Glissement de bâtiment sous séisme

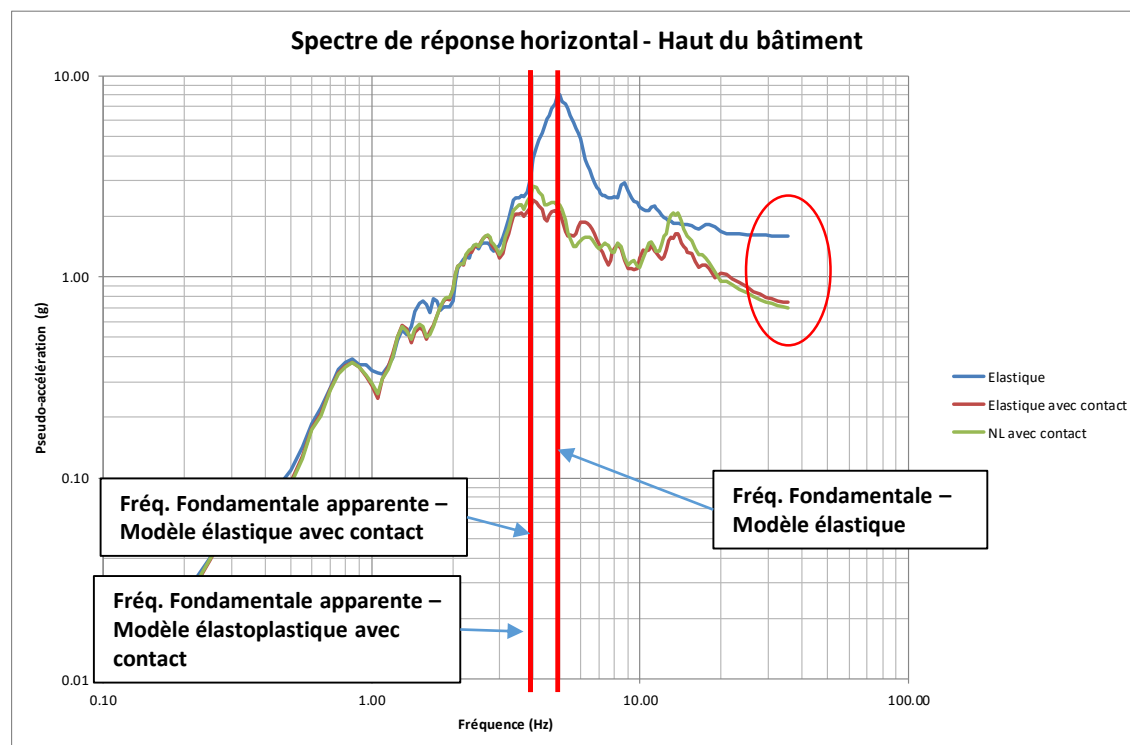


Fréquence de réponse fondamentale du bâtiment :

$f_{elas} = 5\text{Hz}$

$f_{elas_contact} = 4\text{Hz}$

$f_{NL_contact} = 4\text{Hz}$



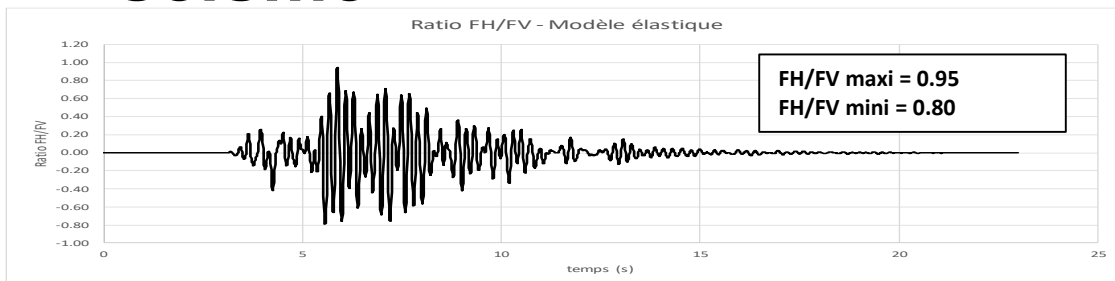
Le glissement du bâtiment induit un décalage de la « fréquence apparente ».

Mais surtout une forte dissipation d'énergie, qui se traduit par une accélération en tête du bâtiment, dans un cas de 1.8g (élastique), dans les autres cas de 0.7g (avec glissement)

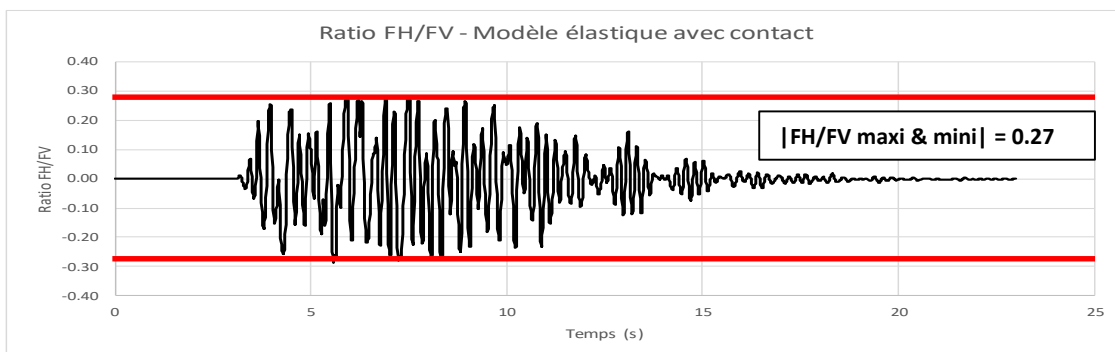
On constate le faible impact du comportement NL du sol dans le cas présent.

Le phénomène majeur est le glissement à l'interface.

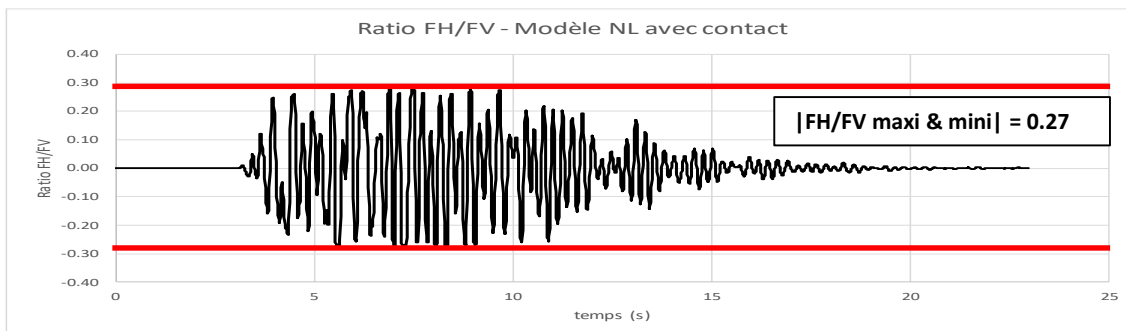
Cas 2 : Glissement de bâtiment sous séisme



Sur la base d'un calcul élastique, on trouve un ratio FH/FV au maximum de $0.95 > 0.27$ (frottement sur les marnes 15°).

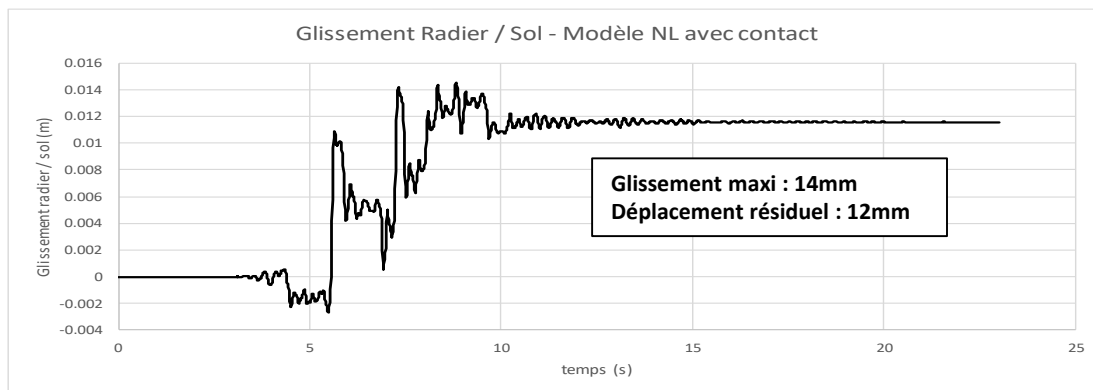
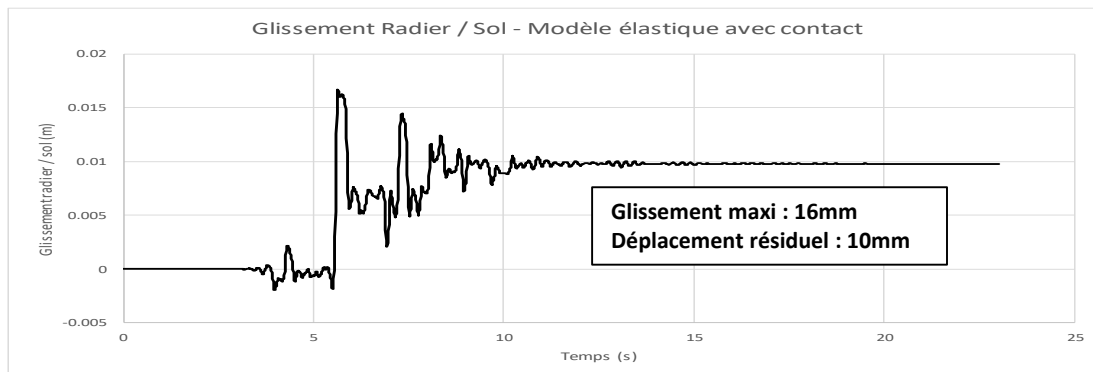


Les modèles avec possibilité de glissement/décollement permettent de déterminer le glissement prévisible de l'ouvrage.



Dans ces 2 derniers cas, le ratio FH/FV est borné par définition à $\tan(15^\circ) = 0.27$. Lorsque cette valeur est atteinte, il y a glissement sur la base.

Cas 2 : Glissement de bâtiment sous séisme



Les déplacements post-sismiques calculés sont de 10mm à 16mm, pour un séisme de PGA = 0.5g au rocher / angle de frottement à l'interface de 15°.

2 options de conception sont possibles :

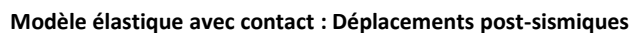
- Passer en force : rester sur un calcul élastique, et concevoir une bêche pour reprendre les efforts horizontaux très conséquents.

→ Méthode peu pertinente !

- Passer en déplacement : calculer les déplacements/glissements du bâtiment, vérifier s'il sont admissibles.

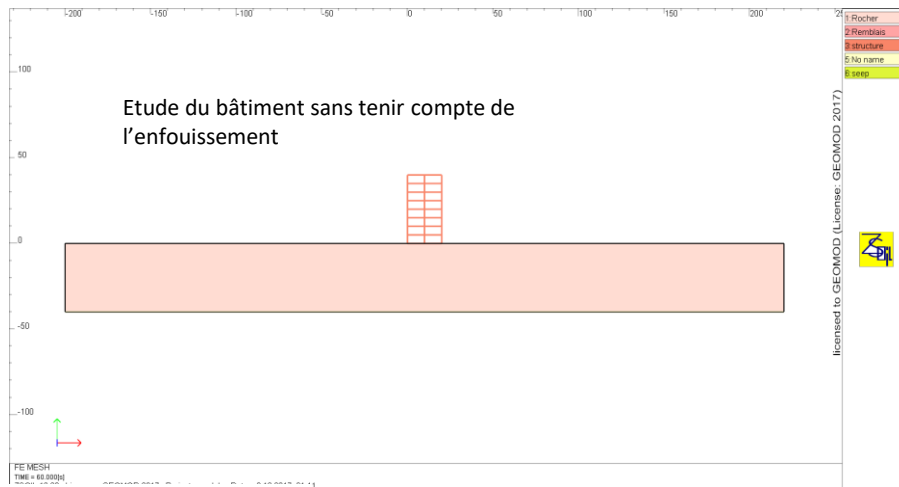
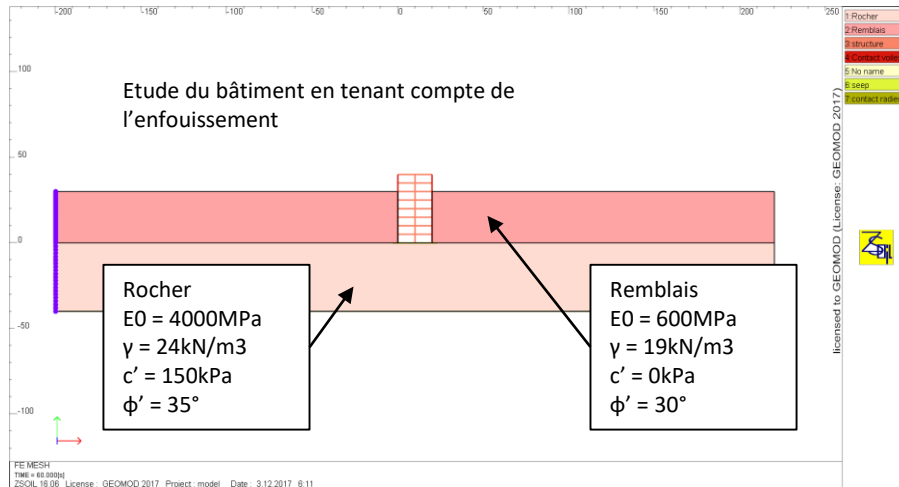
→ Avantage : on peut également optimiser le dimensionnement structural de l'ouvrage, qui sera nettement moins accéléré.

Sensibilité à faire sur le coefficient de frottement.



En concevant bien les liaisons (avec de la souplesse), il est possible d'engraisser des déplacements de cet ordre de grandeur

Cas 3 : Réponse d'un bâtiment fortement enfoui



Pour cette configuration, l'interaction cinématique est forte.

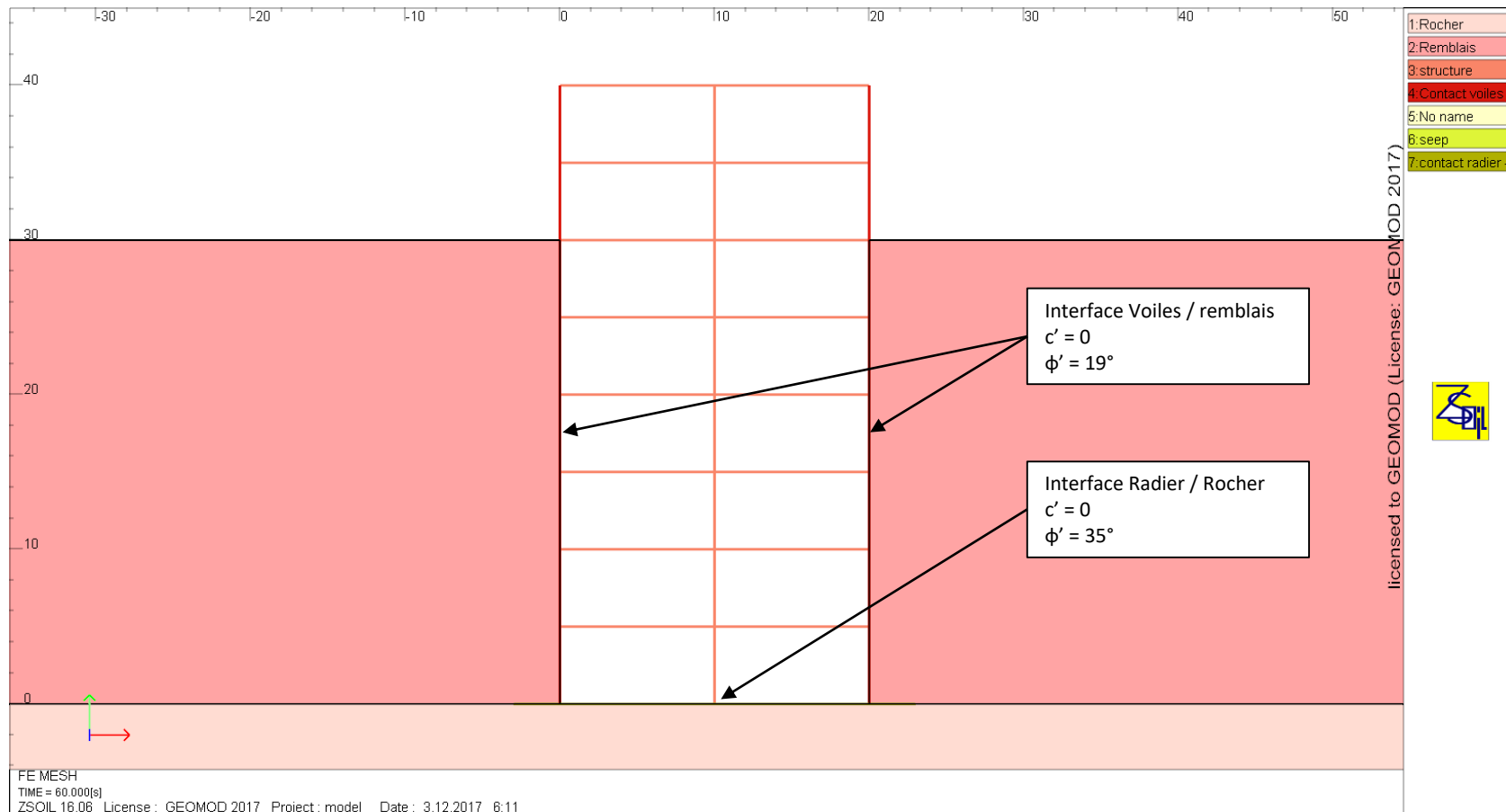
L'analyse du bâtiment par les méthodes classiques des « BE structures » est fausse.

L'enterrement a un effet important et favorable.

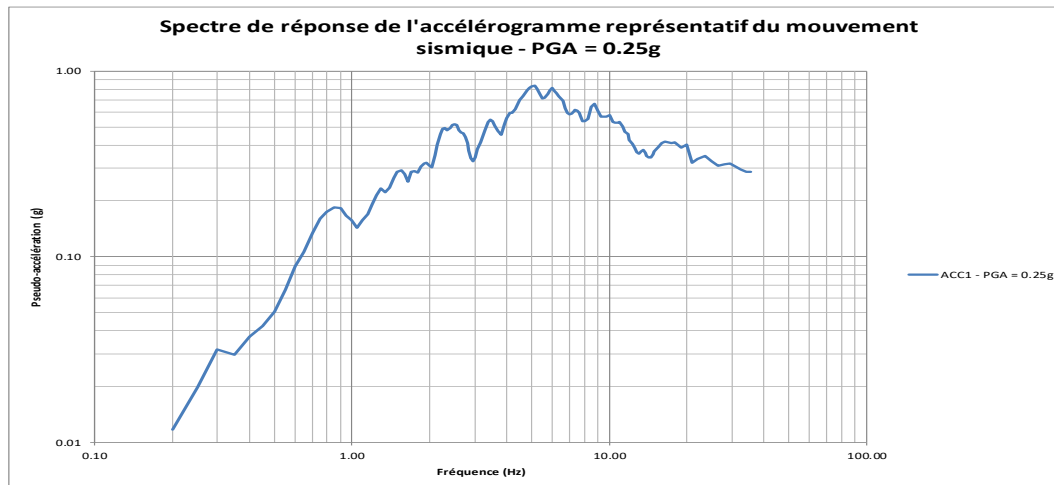
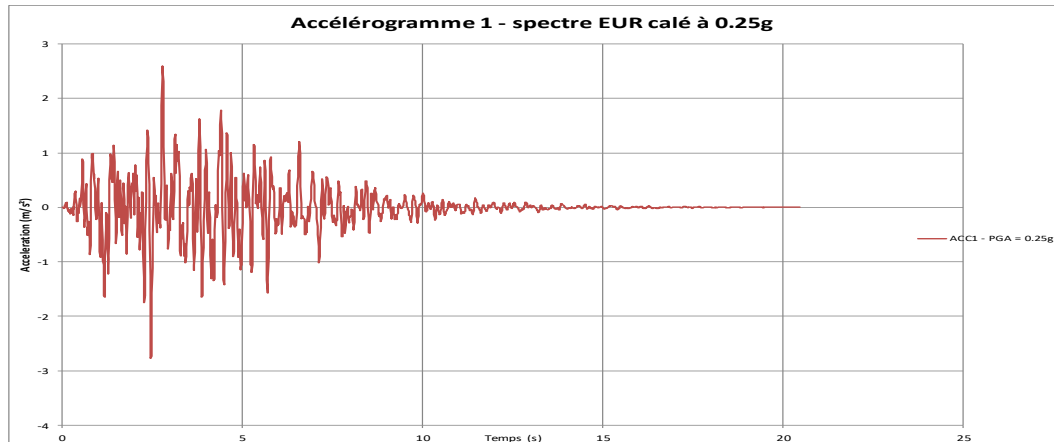
Les notions de « stabilité au glissement » et de « stabilité au renversement » n'ont pas de sens pour ce type d'ouvrage.

Une analyse en déplacement est adaptée à ce type d'ouvrage.

Cas 3 : Réponse d'un bâtiment fortement enfoui



Cas 3 : Réponse d'un bâtiment fortement enfoui

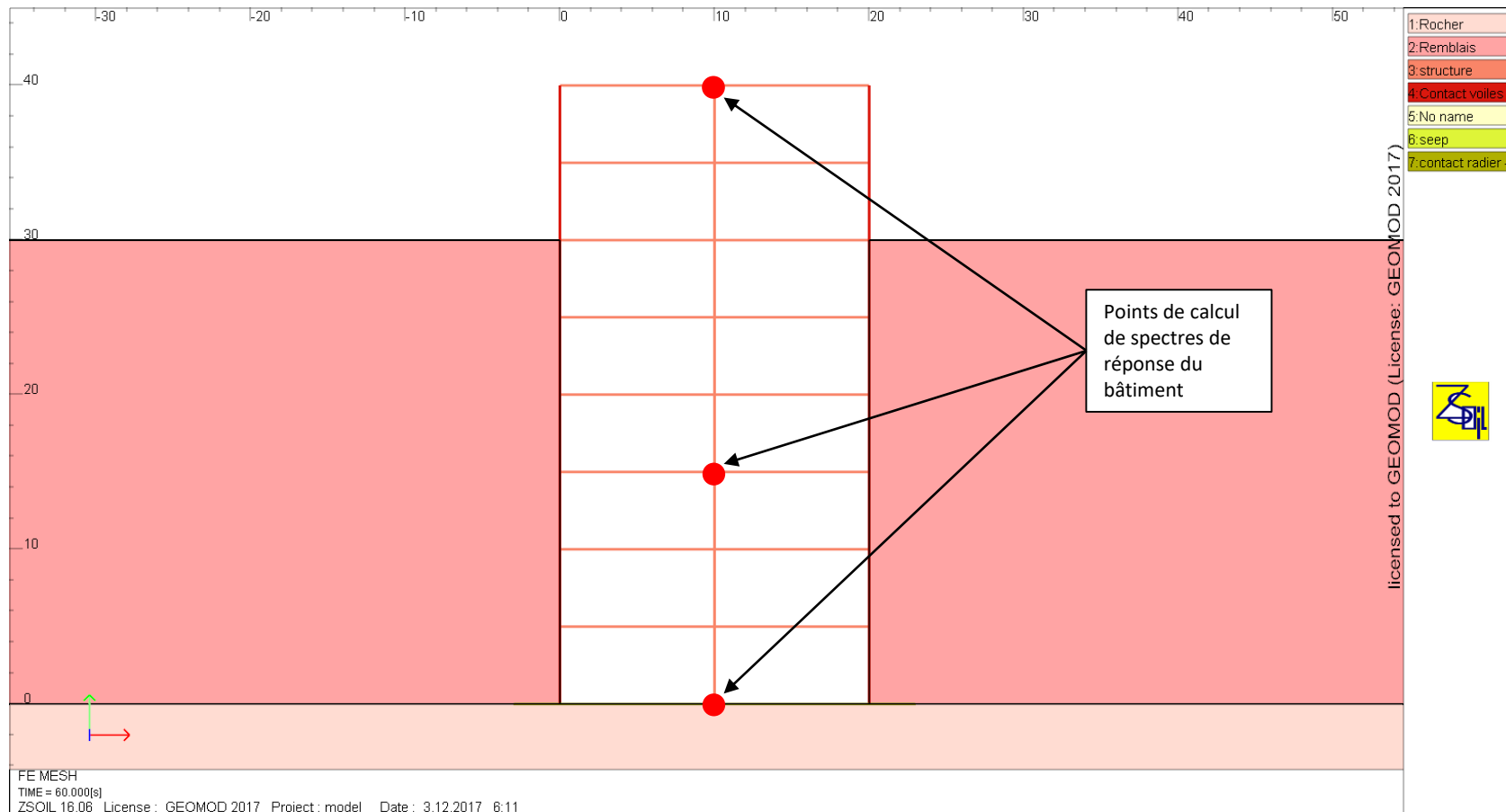


Mouvement sismique de calcul pris en compte :

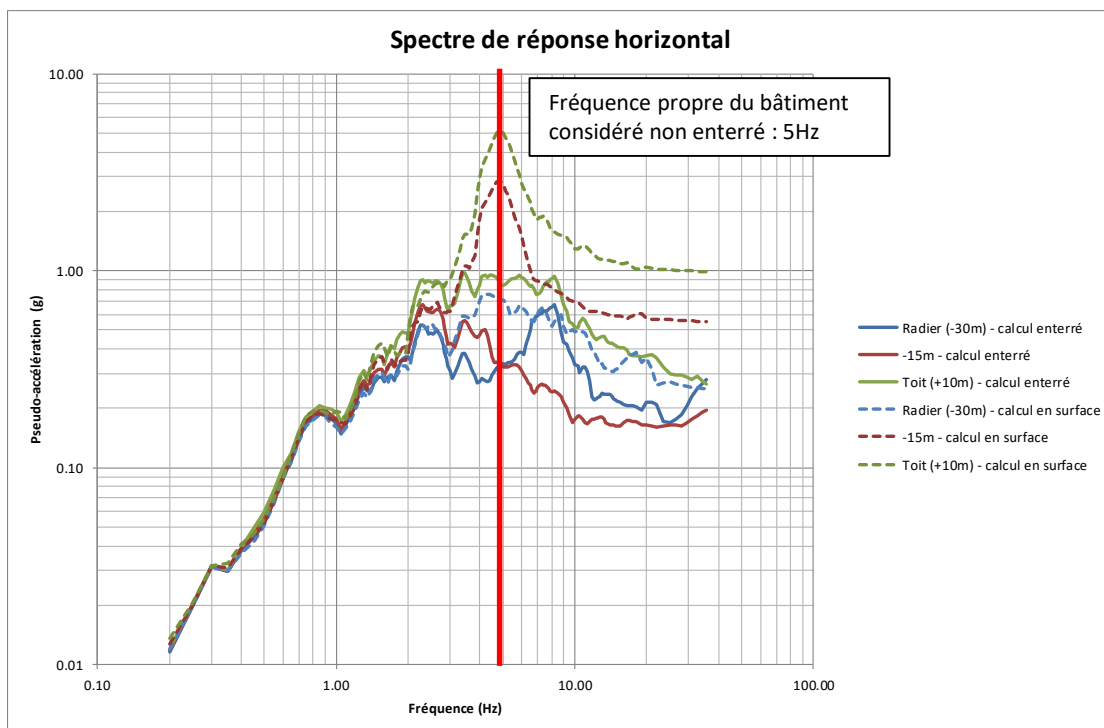
- Accélérogramme calé sur un spectre EUR – PGA = 0.25g
- Mouvement injecté en affleurement rocheux en base de modèle de calcul. Donc supposé déconvolué.

Dans le cas d'un rocher, faible influence de la déconvolution.

Cas 3 : Réponse d'un bâtiment fortement enfoui



Cas 3 : Réponse d'un bâtiment fortement enfoui



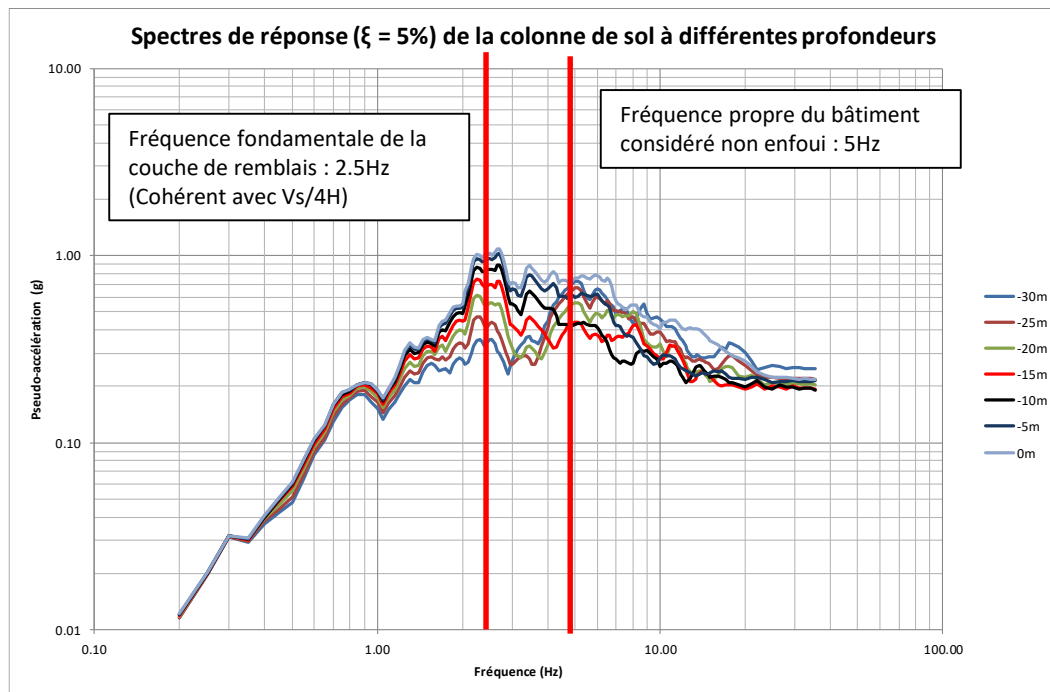
Les spectres de réponse sont calculés aux cotes -30m, -15m et +10m.

L'amplification du mouvement sismique est très différente en configuration enterrée/non enterrée.

Les accélérations aux différents points de la structures

- Radier à -30m : 0.3g / 0.3g
- Niveau -15m : 0.2g / 0.6g
- Niveau +10m : 0.3g / 1.0g

Cas 3 : Réponse d'un bâtiment fortement enfoui



Pour certaines fréquences, l'accélération spectrale n'augmente pas en remontant la colonne de sol.

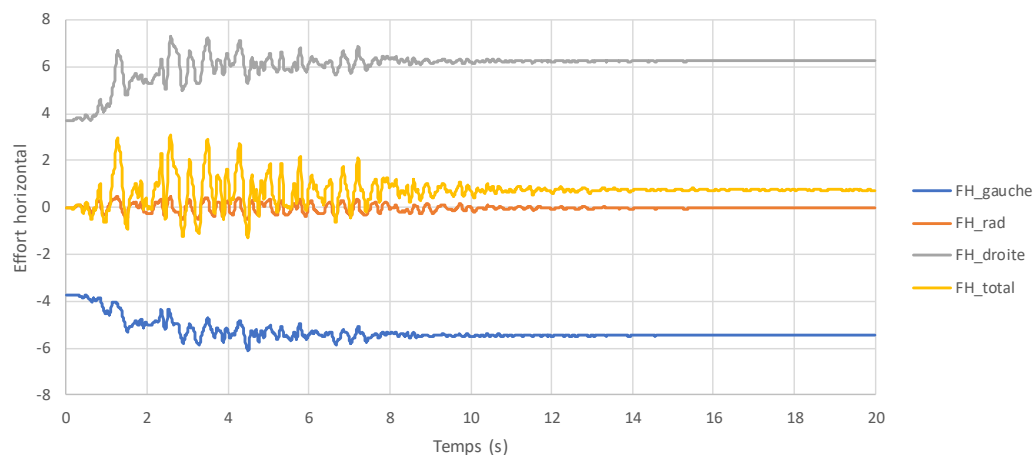
C'est en particulier le cas pour la fréquence de réponse du bâtiment sans considérer l'enterrement.

C'est ce qui explique le profil d'accélération du bâtiment présenté sur la slide précédente.

Cas 3 : Réponse d'un bâtiment fortement enfoui



Evolution de l'effort horizontal aux frontières sol/bâtiment



Sans considération de l'enfouissement :

L'incrément de poussée dynamique pour un voile d'infrastructure (EC8-5, annexe E.9), donne

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\Delta P_d = 0.25 \times 0.019 \times 30^2$$

$\Delta P_d = 4.3 \text{ MN/ml}$ (incrément de poussée dynamique)

$$F_{H_inertiel} = 0.6 \times 10 = 6.0 \text{ MN/ml}$$

$$\text{Butée hydraulique} : 0.5 \times (0.3K_p - K_0) \times 0.019 \times 30^2$$

$$F_b = 4.3 \text{ MN/ml}$$

$$F_{H_total} = 4.30 + 6.00 - 4.30 = 6.00 \text{ MN/ml}$$

Avec considération de l'enfouissement :

L'intégration des efforts sur les faces latérale donne un incrément dynamique égal à :

$$\Delta P_d = 7.28 - 3.72 = 3.50 \text{ MN/ml}$$

$$F_{H_total} = 3.10 \text{ MN/ml}$$

Cas 3 : Réponse d'un bâtiment fortement enfoui



Sans considération de l'enfouissement :

$$FH_{\text{total}} = 6.00 \text{ MN/ml}$$

$$FV = 10 \text{ MN/ml}$$

$$FH_{\text{total}} / FV = 0.6 > \tan(35^\circ)/1.25 = 0.56 \rightarrow \text{glissement du bâtiment (!!)}$$

$$M = 6 \times 20 + 4.3 \times 15 - 4.3 \times 10 = 142 \text{ MN.m/ml}$$

$$e = M/N = 142 / 10 = 15.4 \text{ m} > 10 (=L/2) \rightarrow \text{renversement du bâtiment (!!)}$$

→ Méthode de calcul inadaptée.

Avec considération de l'enfouissement :

$$FH_{\text{total}} = 3.10 \text{ MN/ml}$$

$$FH_{\text{total}} / FV = 0.31 < \tan(35^\circ)/1.25 = 0.56 \rightarrow \text{pas de glissement du bâtiment}$$

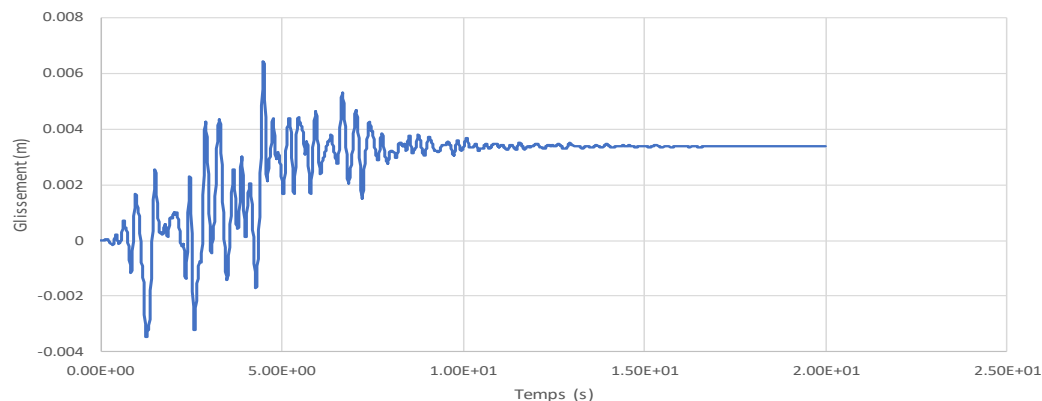
$$M_{\text{total}} = 3.10 \times 20 = 62 \text{ MN.m/ml}$$

$$e = M/N = 62 / 10 = 6.2 \text{ m} < 10 (=L/2) \rightarrow \text{pas de renversement du bâtiment}$$

Cas 3 : Réponse d'un bâtiment fortement enfoui



Déplacement radier / rocher - PGA = 0.3g - $\phi = 2^\circ$



Calcul complémentaire fait avec un angle de frottement très faible entre le radier du bâtiment et le rocher (2°).

→ La réponse du bâtiment est régie par les équilibres de poussée/butée qui se développent et accélèrent le bâtiment.

→ Quel glissement du bâtiment sur sa base?

PGA au rocher : 0.25g

→ **D_max = 6.5mm**

→ **D_residuel = 4mm**

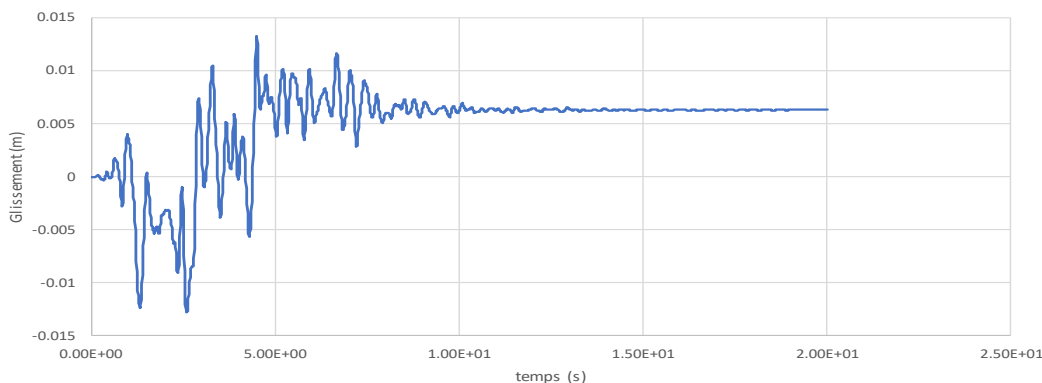
PGA au rocher : 0.50g

→ **D_max = 13mm**

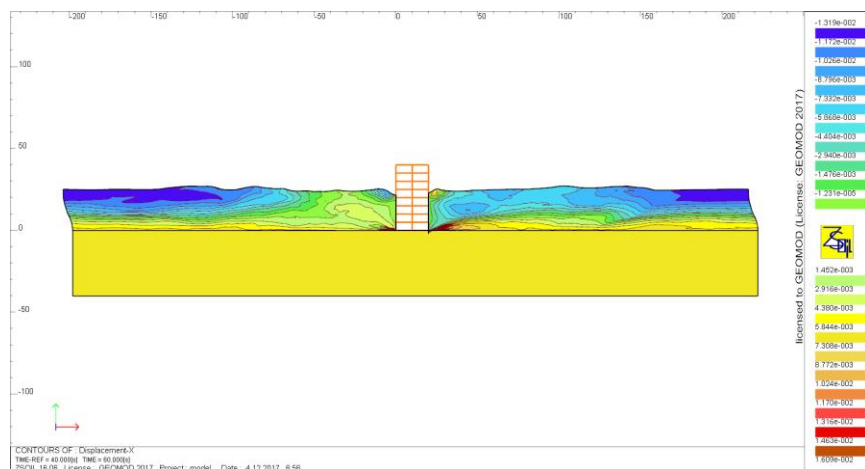
→ **D_résiduel = 6mm**

Les déplacements sismiques et post-sismiques de l'ouvrage restent modestes.

Déplacement Radier / Rocher - PGA = 0.6g - $\phi = 2^\circ$



Cas 3 : Réponse d'un bâtiment fortement enfoui

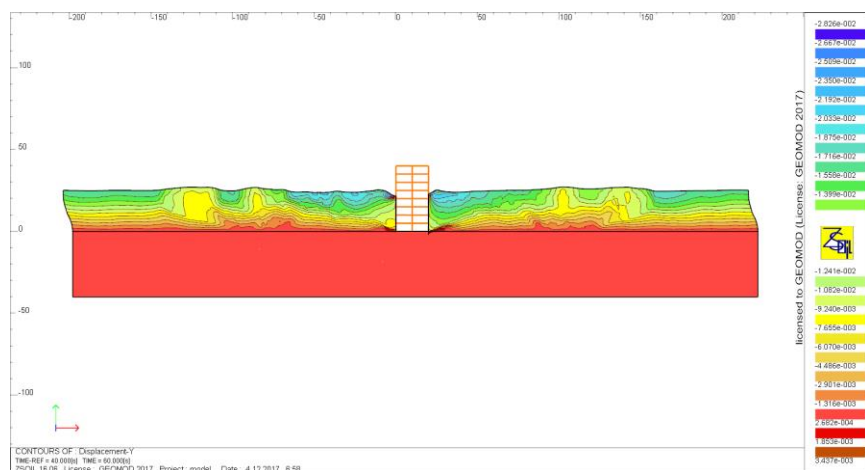


Déplacements post-sismiques induits.

PGA = 0.5g - à l'affleurement rocher à -40m.

Depl. Permanents en surface :

- 13mm en horizontal,
- 28mm en vertical à proximité du bâtiment



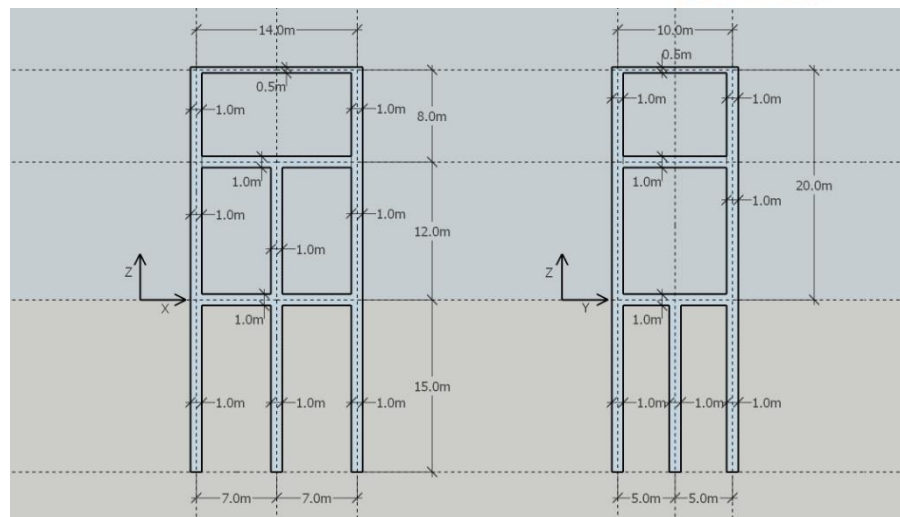
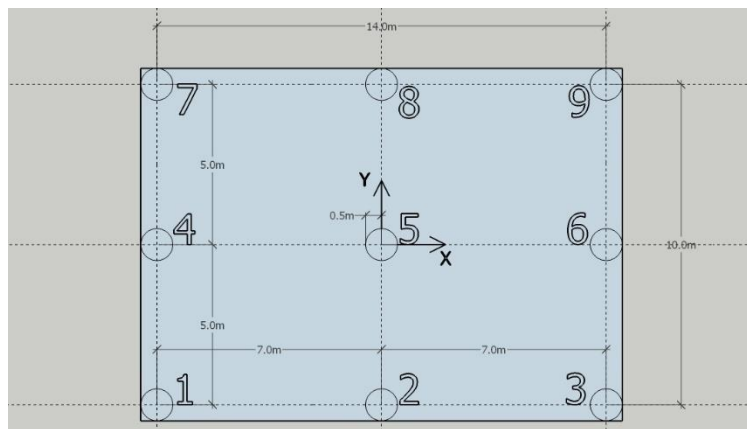
Cas 3 : Réponse d'un bâtiment fortement enfoui



Conclusions :

- **La non prise en compte de l'enfouissement conduit à des résultats irréalistes** (exagérément conservatifs) et contre-intuitifs. (ex : facteur >2 sur l'effort horizontal global appliqué à l'ouvrage).
 - Un bâtiment enterré est accéléré par le sol adjacent. En fonction de la fréquence de réponse de l'ouvrage et de la réponse de la colonne de sol, il n'y a pas forcément un profil croissant d'accélération dans l'ouvrage.
 - **La réponse d'un bâtiment enterré est régie par les équilibres des pressions de sol en poussée/butée qui se développent lors de la sollicitation sismique.**
 - Dans l'exemple où un frottement quasi-nul est pris en compte à l'interface radier/sol, on note un déplacement de l'ouvrage étudié de 6.5mm (PGA = 0.3g) à 13mm (PGA = 0.6g). Il s'agit, au cours du temps, du glissement nécessaire pour que l'équilibre poussée/butée/effort inertiel soit assuré.
- Problématique : à partir de quel degré d'enfouissement doit on considérer que l'approche « BE structure » devient fausse?
- **Dans le cas d'un bâtiment fortement déjaugé (frottement mobilisable faible), la bonne appréciation du comportement sismique de l'ouvrage ne peut être faite sans mener une telle approche de calcul.**

Cas 4 : Réponse d'un bâtiment sur pieux



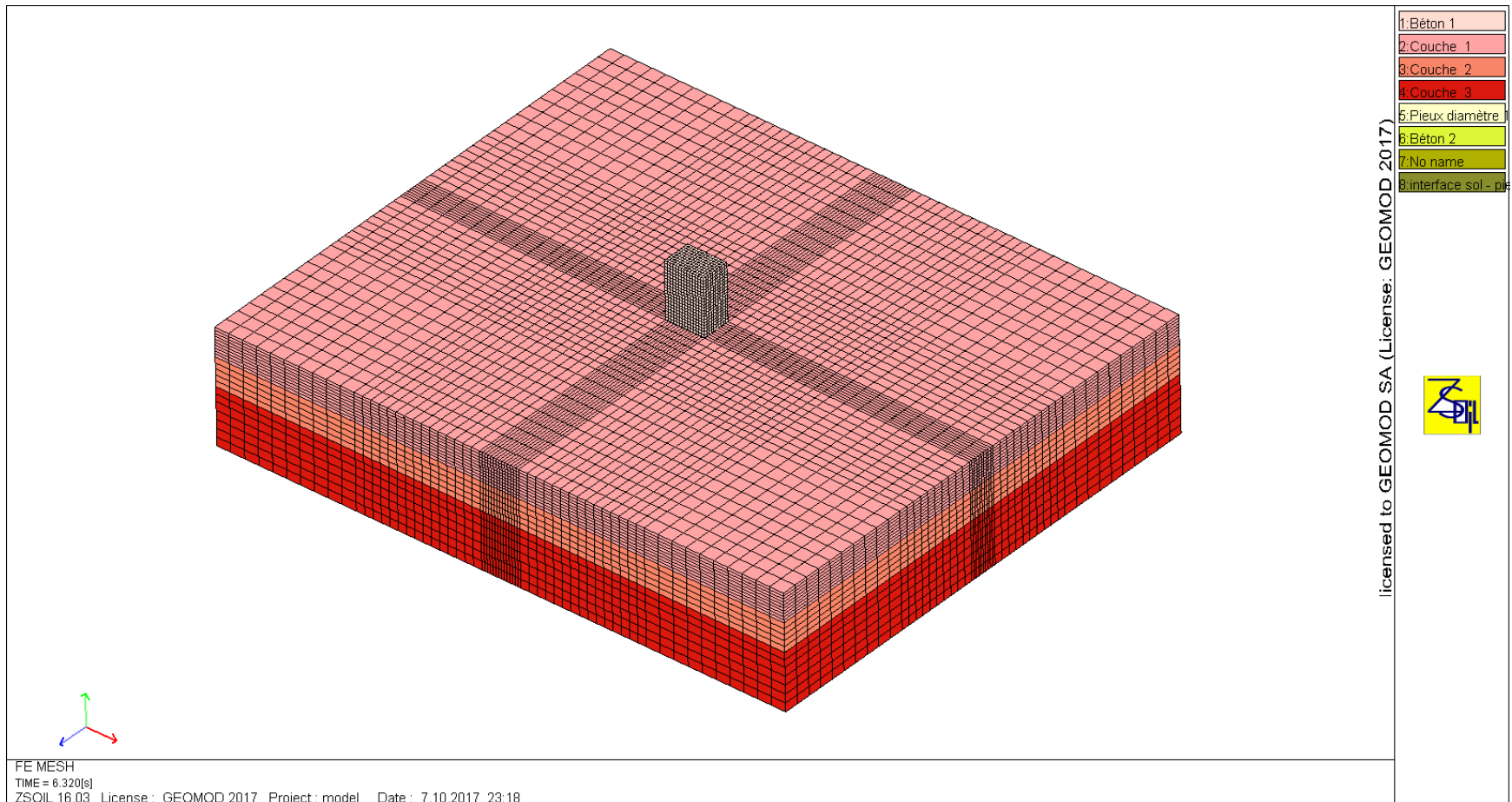
Static properties of the soil

N°	Nature	EPAIS	RHO	NU	EM	pl*	pf*	phi'	Cu
		m	kg/m3		Mpa	Mpa	Mpa	°	kPa
1	Vase	10	1800	0.4	3	0.2	0.14	-	15
2	Sable moyen	10	2000	0.33	10	1	0.7	30	-
3	Marnes raides	20	2100	0.33	130	6	4.2	35	-
	SUBS	inf	2100	0.33	130				

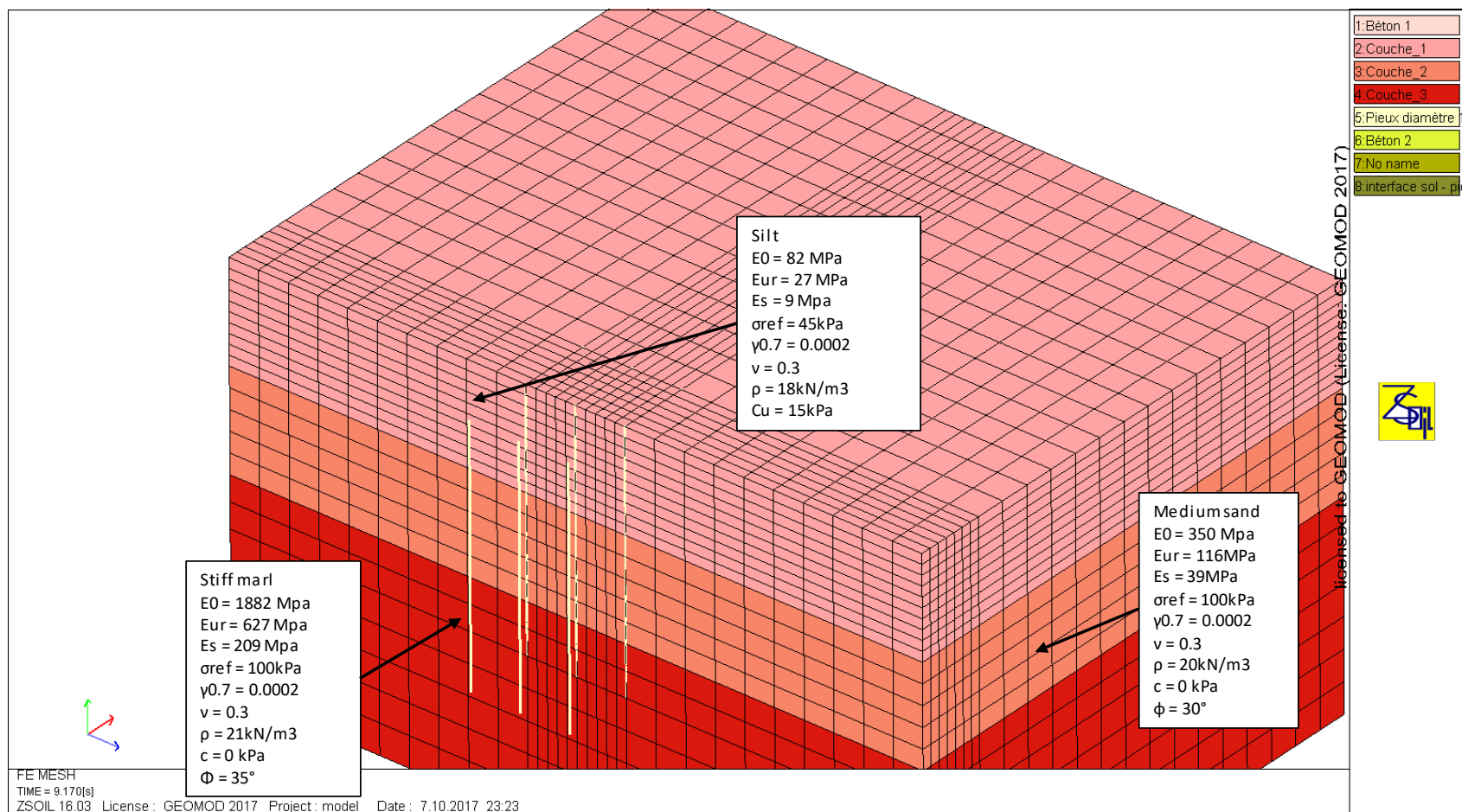
Dynamic properties of the soil

N°	Nature	EPAIS	RHO	NU	Vs	Gmax	Emax	AH	GDgam
		m	kg/m3		m/s	Mpa	Mpa	=2D	
1	Vase	10	1800	0.45	125	28	82	0.02	1
2	Sable moyen	10	2000	0.4	250	125	350	0.02	2
3	Marnes raides	20	2100	0.4	800	1344	1882	0.02	0
	SUBS	inf	2100	0.4	800	1344	1882	0.02	0

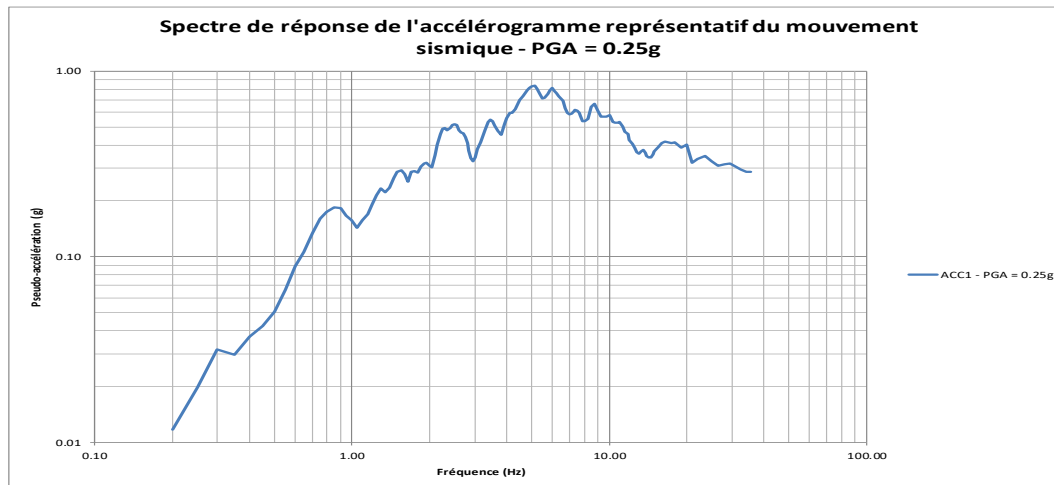
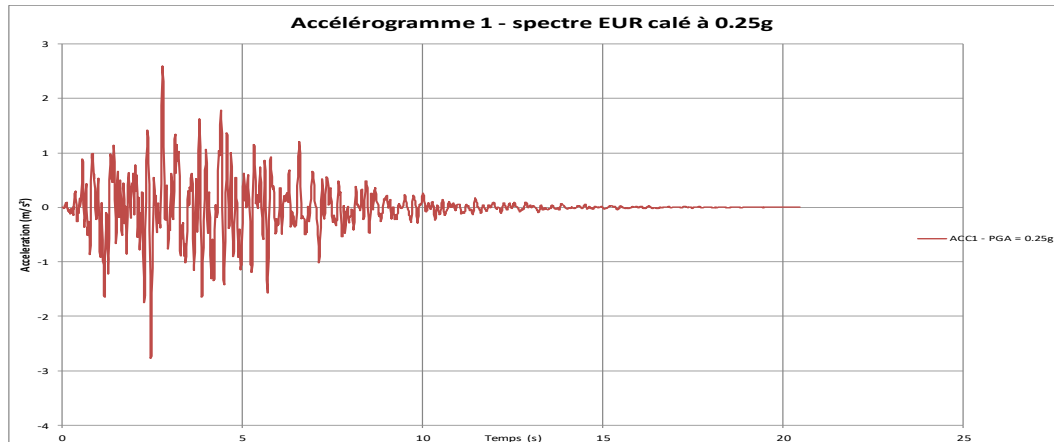
Cas 4 : Réponse d'un bâtiment sur pieux



Cas 4 : Réponse d'un bâtiment sur pieux



Cas 4 : Réponse d'un bâtiment sur pieux

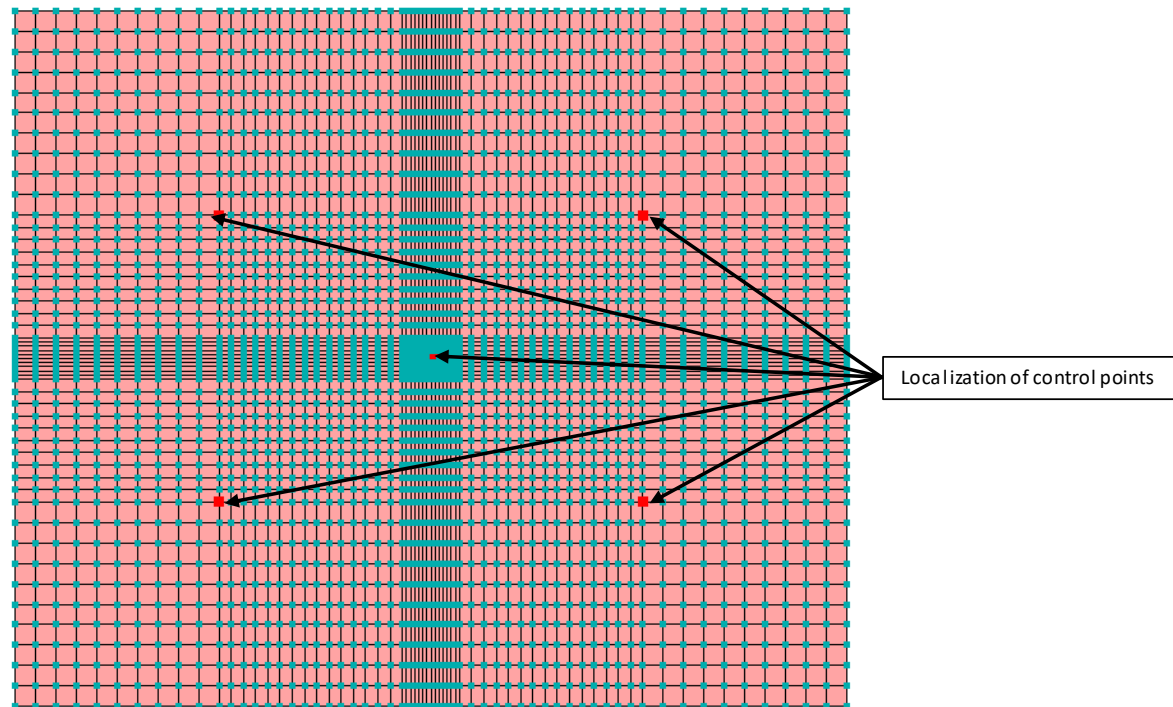


Mouvement sismique de calcul pris en compte :

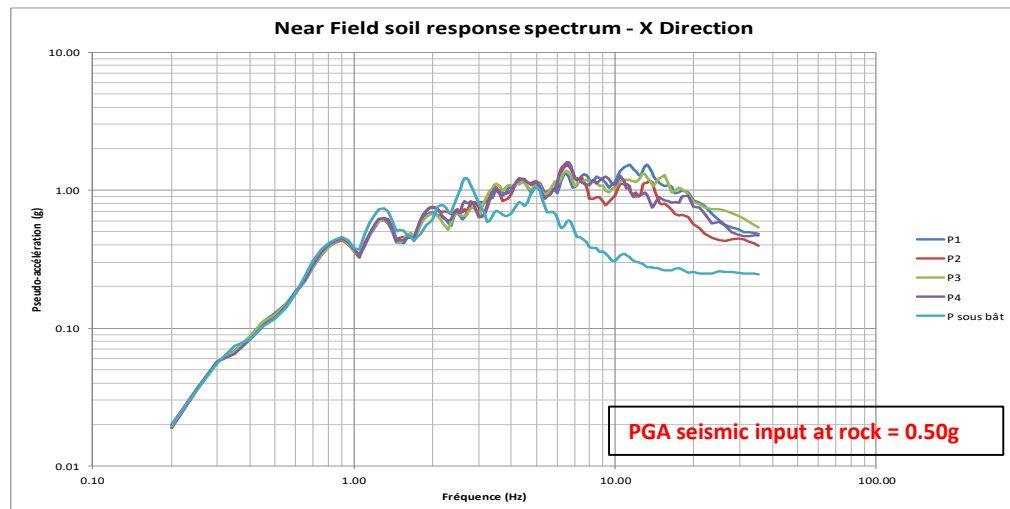
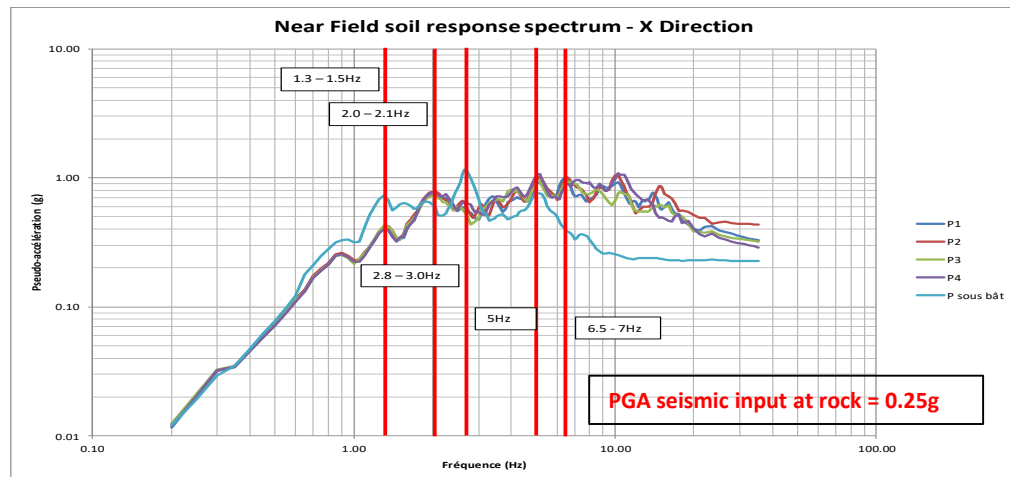
- Accélérogramme calé sur un spectre EUR – PGA = 0.25g
- Mouvement injecté en affleurement rocheux en base de modèle de calcul. Donc supposé déconvolué.

Dans le cas d'un rocher, faible influence de la déconvolution.

Cas 4 : Réponse d'un bâtiment sur pieux



Cas 4 : Réponse d'un bâtiment sur pieux



Le spectre de réponse en surface des points situés « loin » du bâtiment sont similaires.

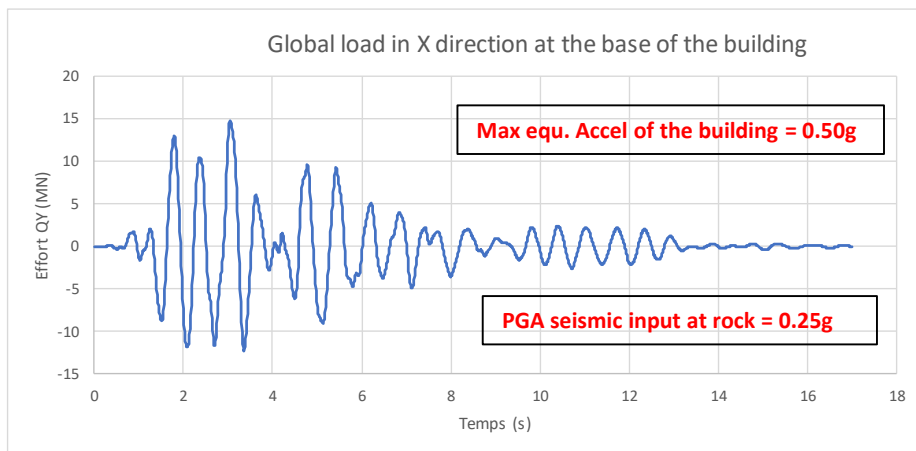
La réponse d'un point de sol situé entre les pieux est conditionnée par la réponse du bâtiment sur pieux – comportement « p-y ».

Ce point est beaucoup moins accéléré que les autres points du sol, car la réponse du bâtiment amortit le mouvement du sol en raison de la pleine mobilisation de la résistance frontale des pieux.

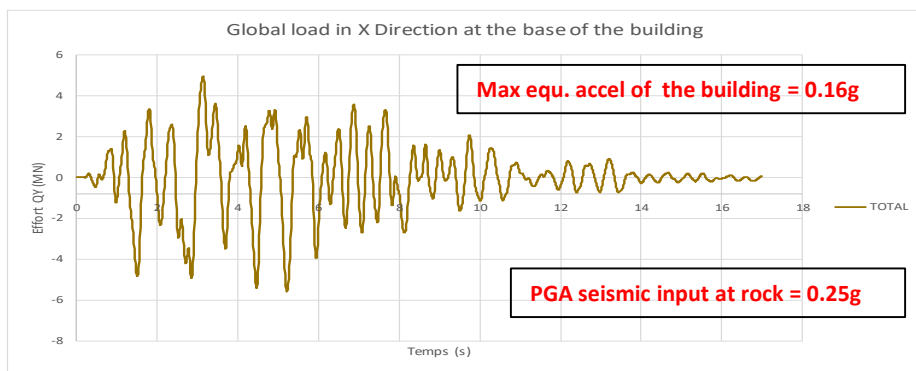
Une augmentation de 100% du mouvement sismique au rocher se traduit par :

- Une augmentation d'environ 50% du mouvement du sol « loin » du bâtiment
- Une augmentation d'environ 20% du mouvement du sol « sous » le bâtiment

Cas 4 : Réponse d'un bâtiment sur pieux



Impédances « élastiques » - modèle de sol linéaire équivalent



Comportement p-y du sol - modèle de sol élastoplastique

On compare :

- La réponse sismique du bâtiment prenant en compte une **modélisation élastique de l'ISS**, et une **modélisation élastoplastique de l'ISS**.

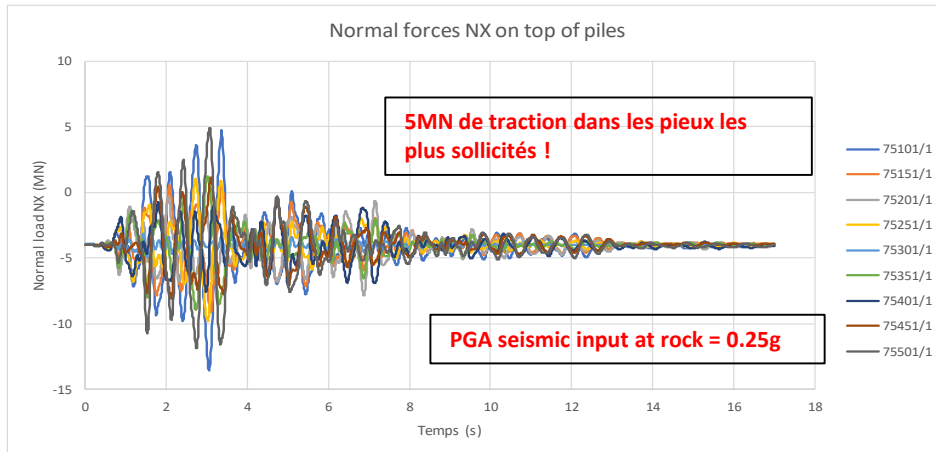
→ Impact sur la réponse du sol en champ libre : le sol ne peut pas être accéléré au-delà de sa résistance :

Un sol mou ne génère pas toujours une amplification du mouvement sismique : 2 effets concurrents : amplification / amortissement matériel au mouvements forts.

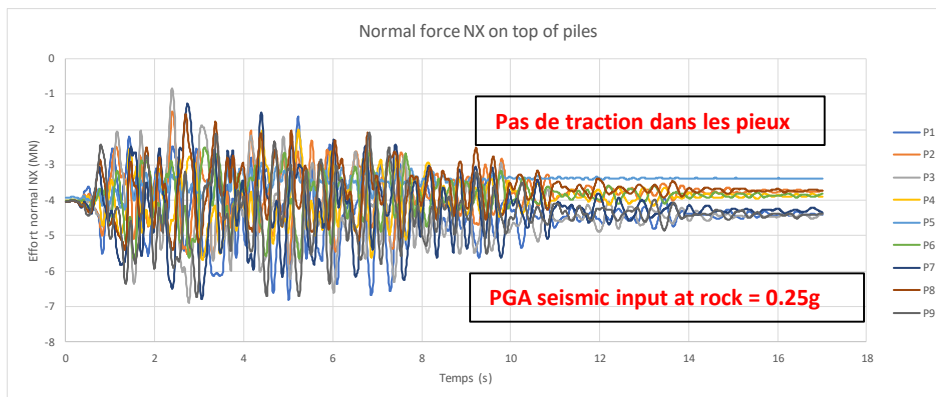
→ Impact sur la réponse du bâtiment

Le fait de ne pas plafonner la résistance du système de fondation, dans le modèle élastique conduit à surévaluer d'un facteur 3 la réponse de l'ouvrage et les efforts appliqués sur les pieux !

Cas 4 : Réponse d'un bâtiment sur pieux



Impédances « élastiques » - modèle de sol linéaire équivalent

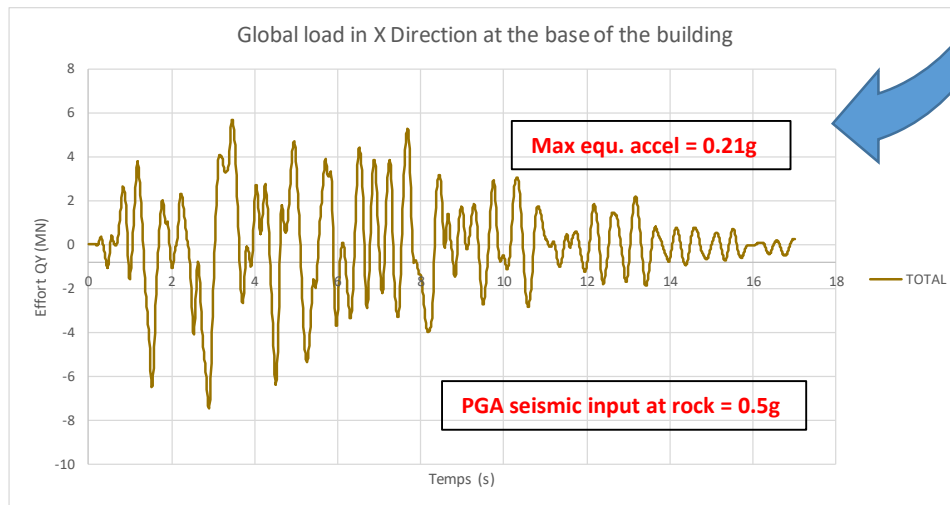
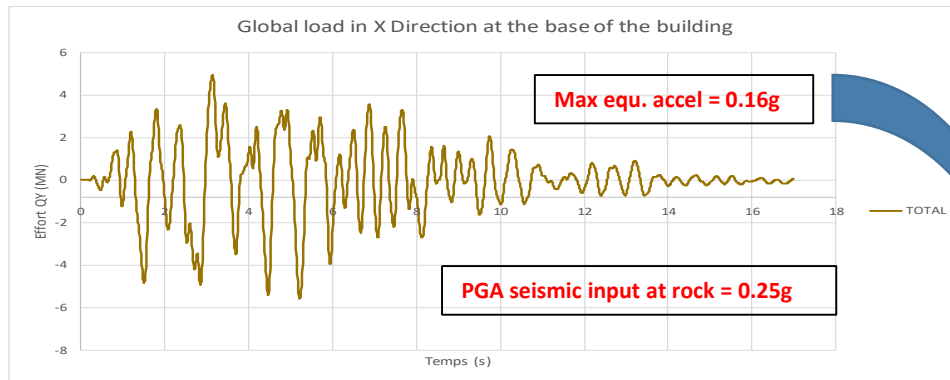


Comportement p-y du sol - modèle de sol linéaire équivalent

Impact important sur l'effort normal dans le cas du bâtiment sur pieux :

- Modèle avec ISS linéaire : traction dans les pieux : 5MN de traction dans les pieux extrémaux.
- Modèle avec ISS non-linéaire (prise en compte de l'aspect p-y) : les pieux restent comprimés avec 1MN de compression au minimum.

Cas 4 : Réponse d'un bâtiment sur pieux



En augmentant de 100% le mouvement sismique au rocher,

La réponse du bâtiment sur pieux d'augmente que 25-30%, en termes d'efforts horizontal appliqué en tête de pieux

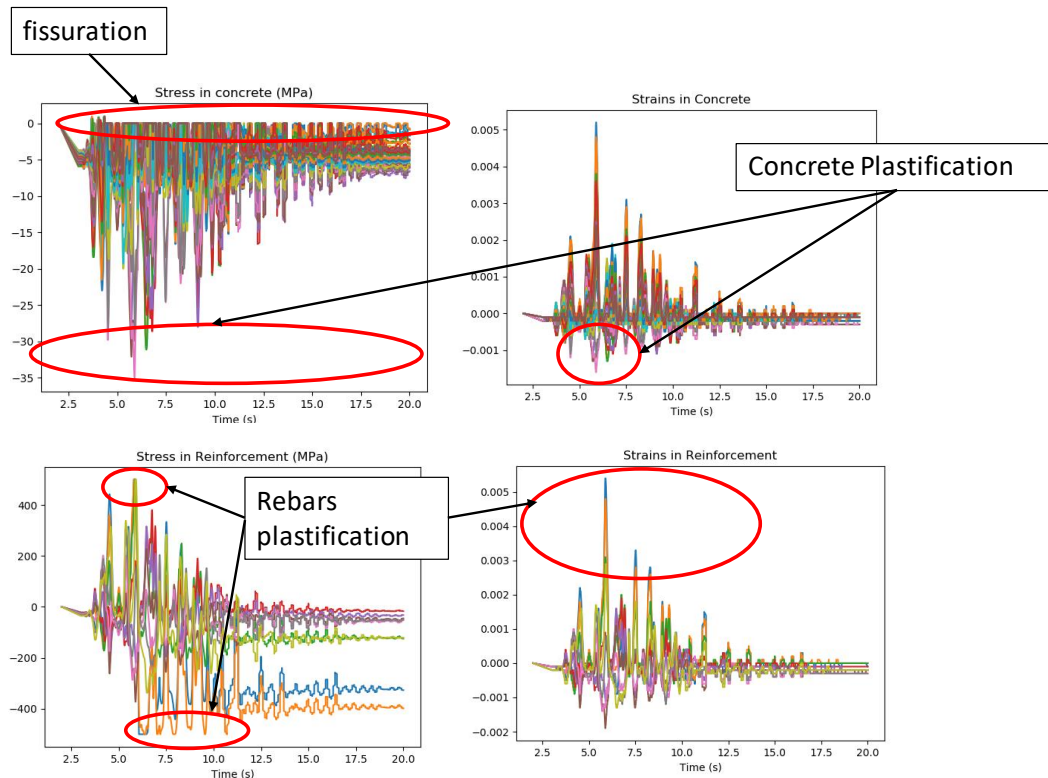


Raisons :

- 1 : la couche de vase amortit le mouvement sismique transmis, de part sa réponse élastique, mais aussi car elle plafonne en résistance,
- 2 : la réponse du bâtiment est également plafonnée par le fait que le comportement « p-y » plafonne le mouvement transmissible par le bâtiment au sol et réciproquement. La réaction frontale du pieux est atteinte et le bâtiment ne peut plus accélérer.

Nota : attention aux efforts cinématiques dans les pieux qui augmentent eux comme le mouvement sismique (+100%) car dus aux déplacements de la couche de vase !

Cas 4 : Réponse d'un bâtiment sur pieux



Pour aller encore plus loin dans la démarche de **méthode en déplacements/déformations**, on peut prendre en compte le comportement NL **du sol ET de la structure** pour des niveaux de séisme extrêmes et pour **dégager des marges**.

Notion de séisme hors dimensionnement / « beyond design earthquake ».

Prise en compte du comportement des **pieux en béton armé** par des éléments de **poutres multifibres**.

La détermination de la réponse de l'ouvrage est menée selon la même méthode que précédemment, mais permet d'avoir accès aux **déformations / déformations permanentes** dans les aciers et dans le béton des pieux.

La méthode est une **méthode en déplacement totale**, qui permet de **tirer parti à la fois de la ductilité de la structure et de la ductilité du sol**.

Cas 5 : Push-over d'un bâtiment avec prise en compte du sol

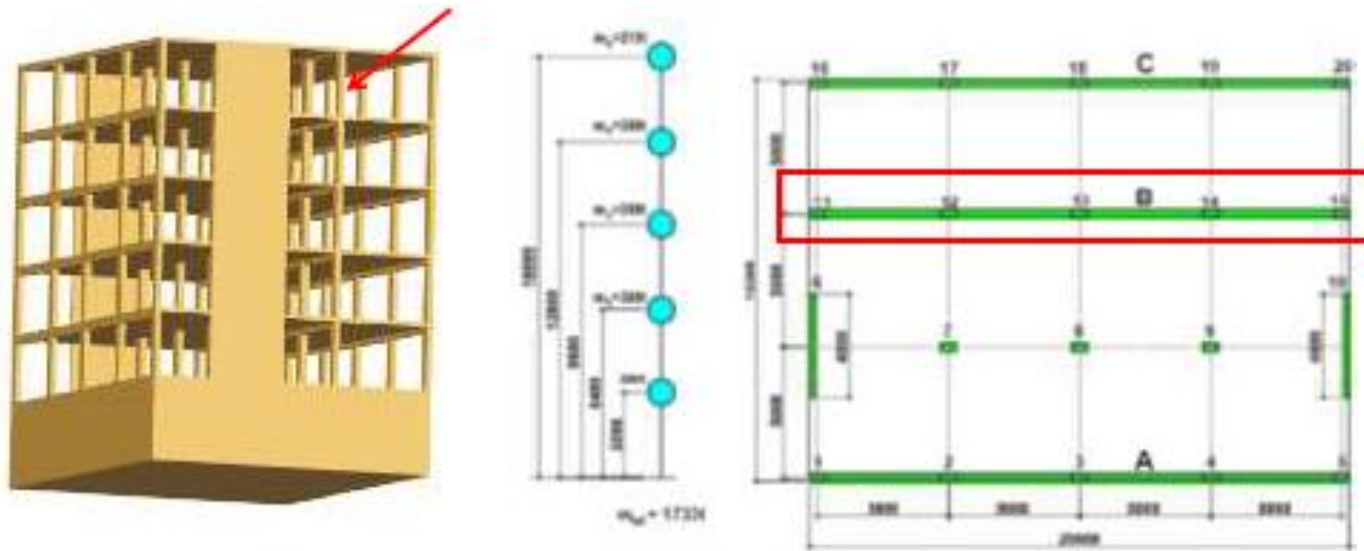


Figure 2.1. Example building geometry

Etude réalisée par GeoMod ing. Conseils SA pour l'Office Fédéral de l'Environnement de Suisse.

Cas 5 : Push-over d'un bâtiment avec prise en compte du sol

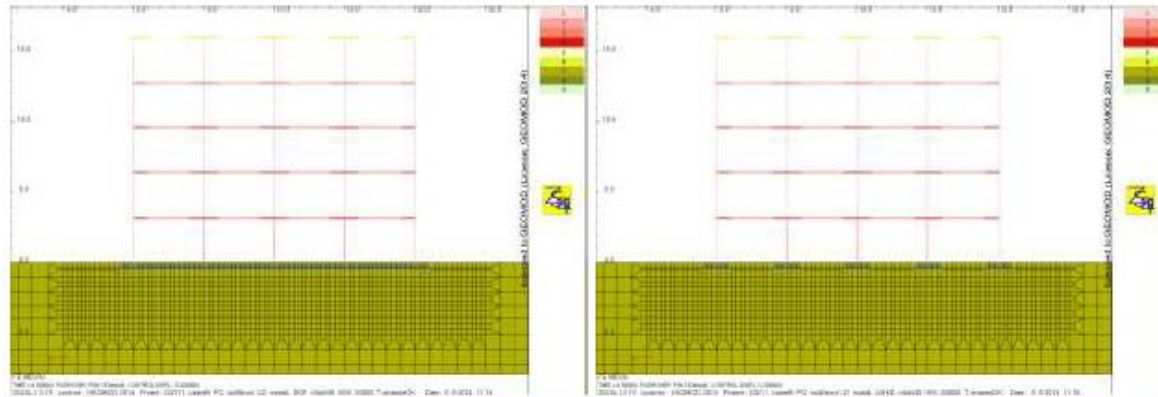


Figure 2.6. Foundation types: thick slab (left) and isolated shallow foundations (right)

- 2 configurations testées :
- Radier général
 - Longrines

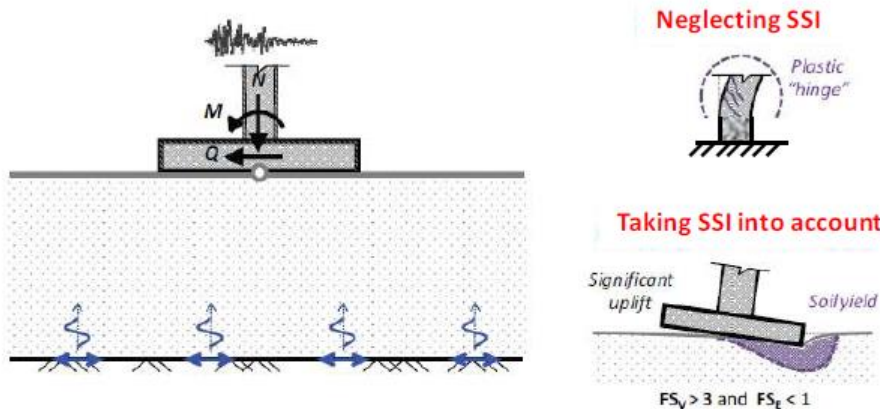
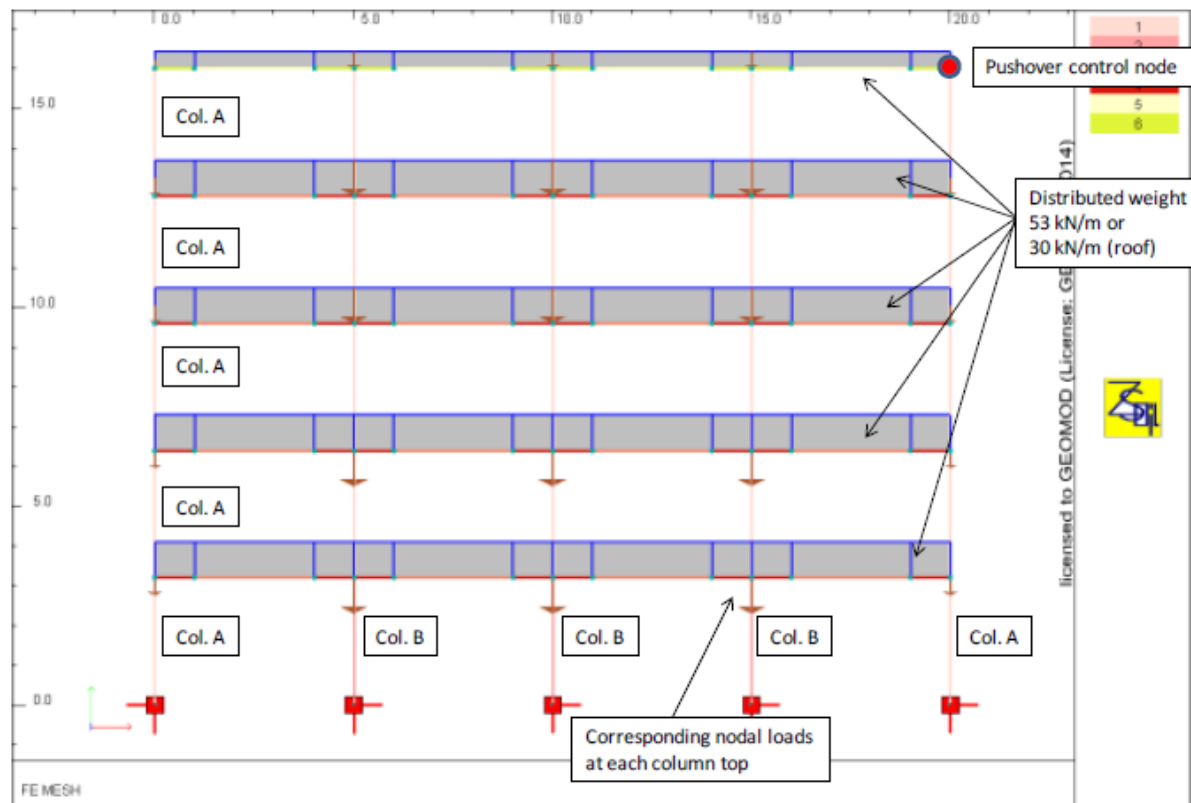


Figure 1.1 Taking soil structure interaction into account (modified, from [6])

Objet de l'étude :
influence de la prise en
compte du sol dans le
push-over

Cas 5 : Push-over d'un bâtiment avec prise en compte du sol



Modélisation 2D d'une file de l'ouvrage

Figure 3.1 2D structural FE model

Cas 5 : Push-over d'un bâtiment avec prise en compte du sol

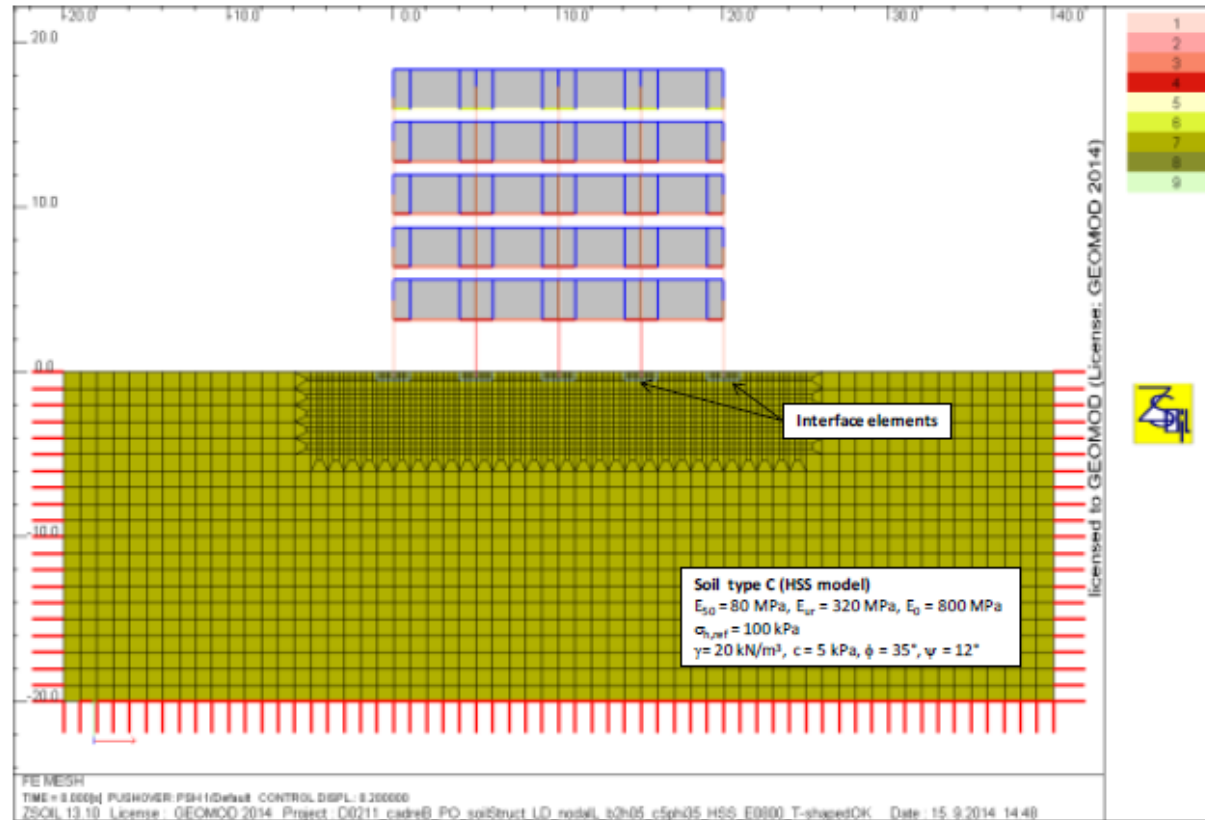


Figure 3.8 2D structure + soil FE model (shallow isolated foundations)

Cas 5 : Push-over d'un bâtiment avec prise en compte du sol

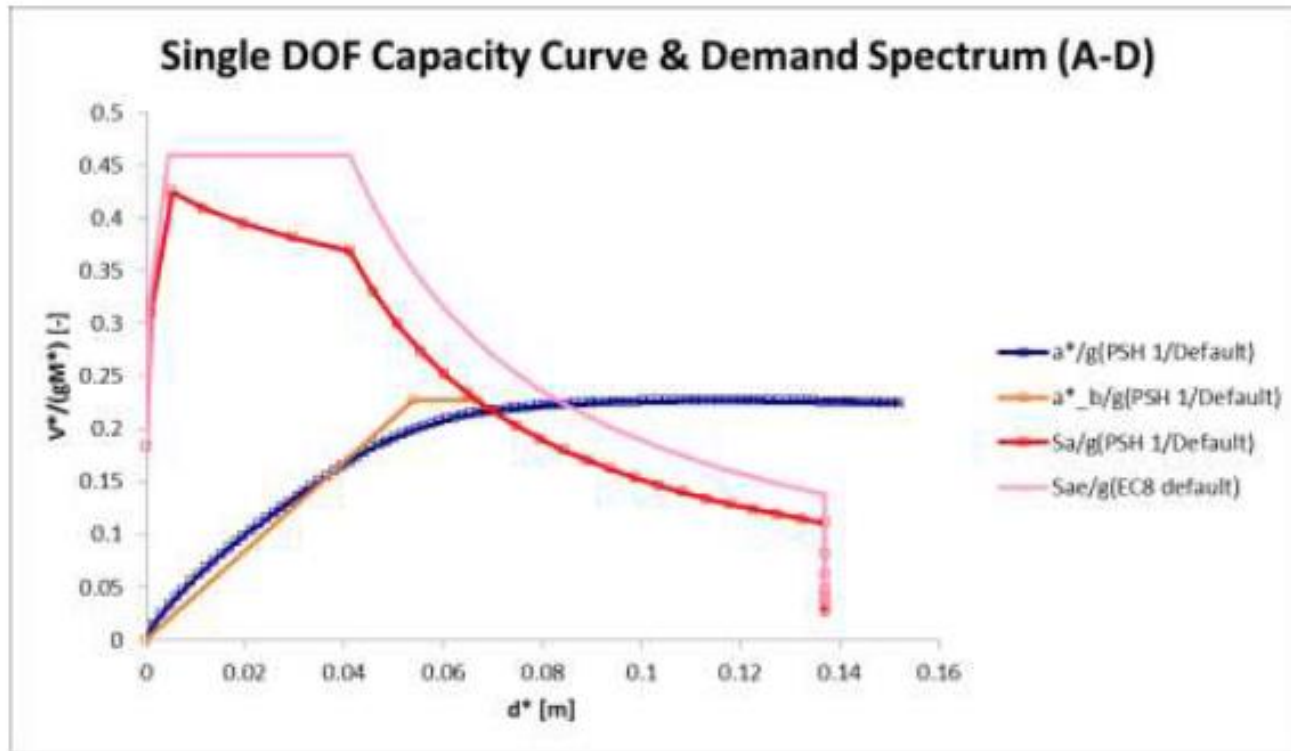


Figure 3.4 Structural only pushover analysis, frame B. Capacity and demand spectra

Cas 5 : Push-over d'un bâtiment avec prise en compte du sol

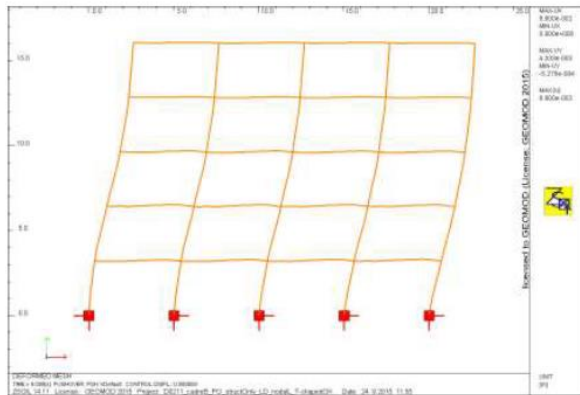


Figure 3.6 Structural only pushover analysis, frame B
Deformed mesh corresponding to target displacement $dt = 8.8 \text{ cm}$

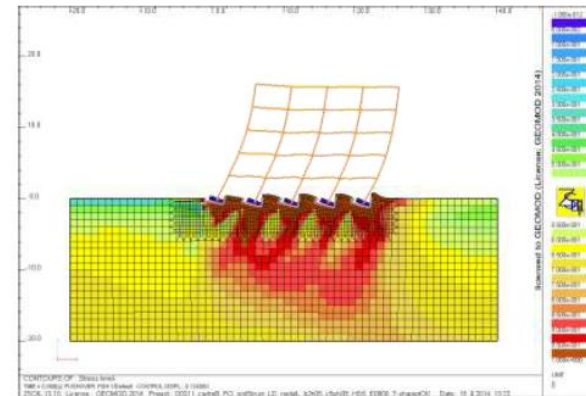


Figure 3.12 Structure + soil pushover analysis, frame B (shallow isolated foundations)
Deformed mesh (x 50) and stress level corresponding to target displacement $dt = 12.3 \text{ cm}$

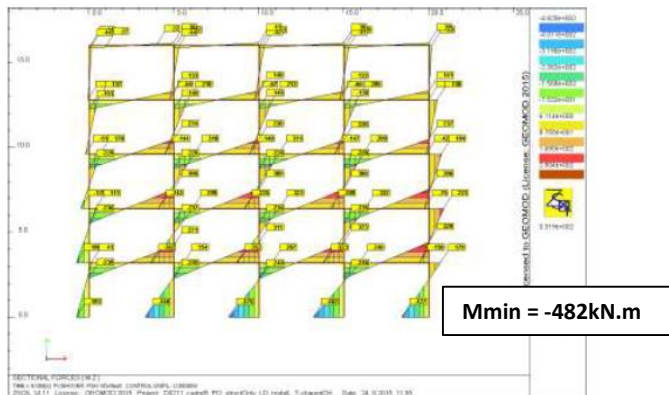


Figure 3.7 Structural only pushover analysis, frame B
Bending moment distribution corresponding to target displacement $dt = 8.8 \text{ cm}$

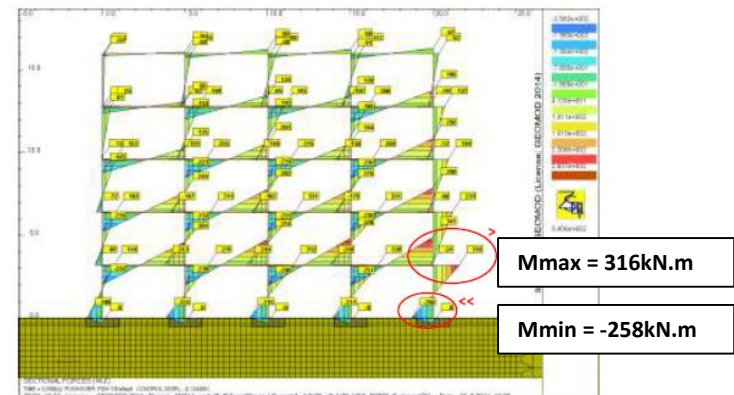


Figure 3.13 Structure + soil pushover analysis, frame B (shallow isolated foundations)
Bending moment distribution corresponding to $dt = 12.4 \text{ cm}$

Cas 5 : Push-over d'un bâtiment avec prise en compte du sol

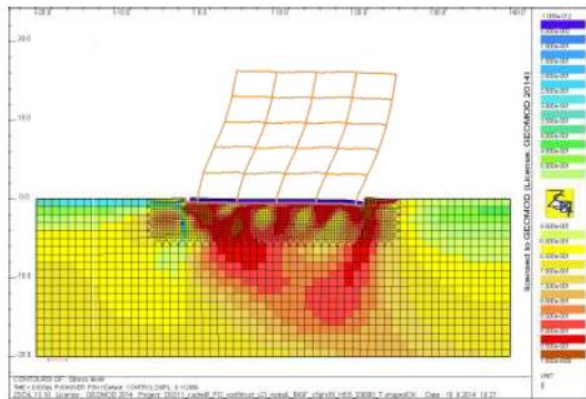


Figure 3.18 Structure + soil pushover analysis, frame B (thick slab foundation)
Deformed mesh (x 50) and stress level in soil corresponding to $dt = 11.2$ cm

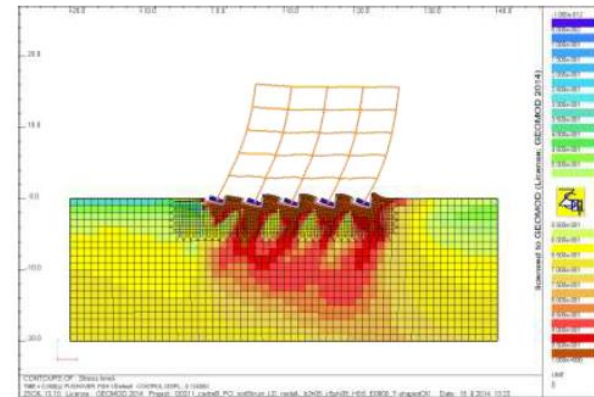


Figure 3.12 Structure + soil pushover analysis, frame B (shallow isolated foundations)
Deformed mesh (x 50) and stress level corresponding to target displacement $dt = 12.3$ cm

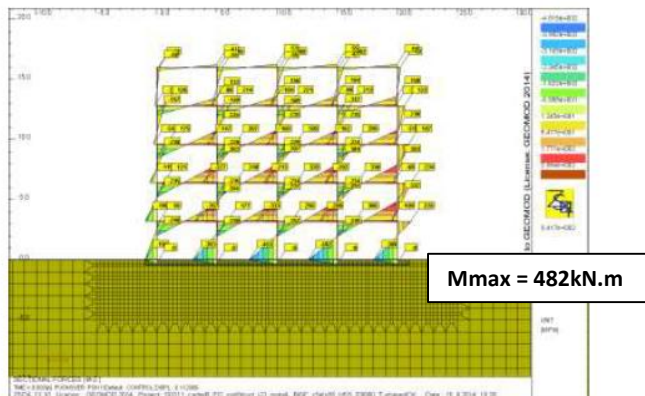


Figure 3.19 Structure + soil pushover analysis, frame B (thick slab foundation)
Bending moment distribution corresponding to target displacement $dt = 11.2$ cm

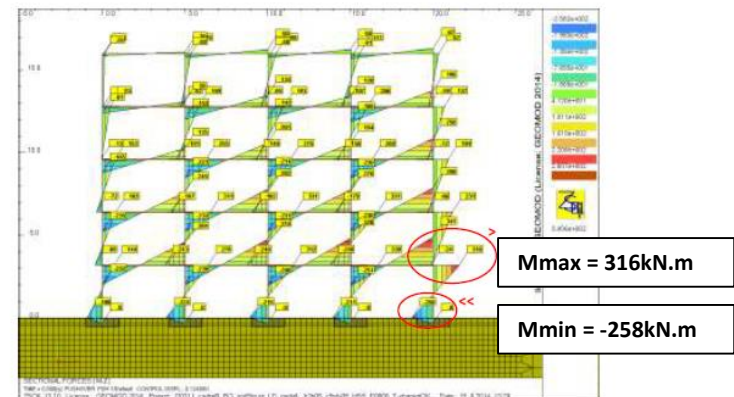


Figure 3.13 Structure + soil pushover analysis, frame B (shallow isolated foundations)
Bending moment distribution corresponding to $dt = 12.4$ cm

Conclusions



- Le **dommage** induit par un séisme est caractérisé par les **déplacements** et non par les forces / accélérations.
- Les **approches usuelles** de dimensionnement reposent encore essentiellement sur une évaluation des **accélérations/forces**, via un modèle d'ISS élastique.
- Le séisme « vient du sol » et le mouvement sismique transmis à l'ouvrage dépend en retour de la réponse de l'ouvrage. Il est plafonné par les non linéarités géométriques (décollement), et par les phénomènes dissipatifs (glissement à l'interface, plastification du sol.)
- L'évaluation des déplacements/déformations nécessite le recours à des méthodes de calculs avancées lorsqu'il y a incursion dans le domaine plastique ou non linéarités géométriques.

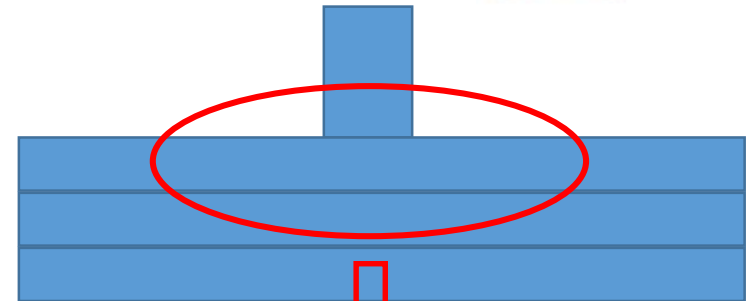
Conclusions

La prise en compte des non-linéarités de l'interaction sol-structure permet de limiter l'action sismique transmise à l'ouvrage, et en retour les efforts sismiques appliqués sur la fondation.

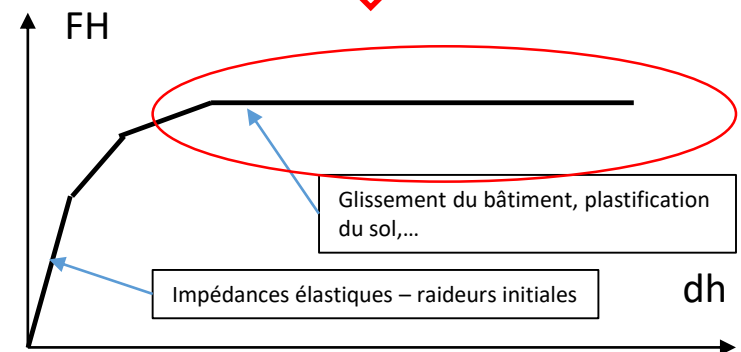
Depuis longtemps, on tire parti de la **ductilité des structures** pour la conception des ouvrages au séisme et non de la **ductilité des sols**.

Or les sols ont une ductilité importante en cisaillement dont un peu tire également parti pour le dimensionnement et la conception parasismique. Comme pour les structures, il faut se prémunir des phénomènes d'instabilité du sol (liquéfaction).

Le génie parasismique doit évoluer d'une approche où **seule la ductilité de la structure** est prise en compte, vers une approche où **la ductilité du sol et de la structure sont toutes deux prises en compte**.



Comportement du système de fondation sous chargement sismique latéral



Conclusions



Cela nécessite :

- de recourir à des **méthodes de calculs plus élaborées**, avec des **modèles de comportement plus réalistes**.
- de bien caractériser le comportement cyclique des sols.

Enfin il est très important de savoir **distinguer la limite d'une approche de calcul, d'une véritable problématique physique** lors d'une démarche de conception / dimensionnement.

L'appel à la ductilité des sols ou de l'interface sol-structure peut devenir un **principe de conception parasismique** dans les configurations qui s'y prêtent :

- Isolation parasismique par glissement,
- Isolation parasismique par décollement,
- Ingénierie des interfaces sol/structure et radier/pré-radier.