

Réévaluation du comportement d'ouvrages nucléaires au séisme : analyses de sensibilité aux effets des non-linéarités dans le sol et à l'interface sol-structure

Reassessment of the nuclear structure's behavior in earthquakes: sensitivity analysis for the effects of non-linearities in the soil and at the soil-structure interface

Mohamed SAIAH^{1*}, Sébastien REYNAUD¹, Corentin BESSON², Elias BOU SAID², David BOUHJITI³

1 EGIS Géotechnique, Seyssins, France

2 EGIS Nucléaire (EAS), Lyon, France

3 IRSN, Fontenay-aux-Roses, France

**mohamed.saiah@egis-group.com*

RESUME : En cas de réévaluation du niveau sismique, les ouvrages nucléaires existants font l'objet de la vérification du décollement et du glissement de la fondation. La méthode courante de vérification consiste à considérer l'Interaction Sol Structure (ISS) dans le comportement de l'ouvrage par des éléments discrets ou des matrices de raideur et d'amortissement (méthode des grilles). Plusieurs méthodes plus ou moins avancées permettent d'évaluer le décollement et le glissement (méthode énergétique, calcul non-linéaire avec des éléments de contact...). Le sol est alors considéré par des ressorts viscoélastiques dont les paramètres sont issus des fonctions d'impédance en condition linéaire équivalente (linéaire avec dégradation du module de cisaillement en fonction des sollicitations sismiques). La modélisation du sol avec un comportement élastique ou élastique équivalent peut s'avérer inadaptée pour de fortes sollicitations. Par ailleurs, l'hypothèse d'une fondation superficielle est peu représentative dans le cas d'ouvrage enfoui. Nous présentons une étude comparative entre un modèle élastique avec impédances viscoélastiques linéaires équivalentes et un modèle non-linéaire couplé temporel (sol /structure). Ce modèle couplé explicite, qui relève de la méthode en déplacement, a été mené grâce au logiciel FLAC 3D aux différences finies (Itasca 2023). Il permet de modéliser le comportement dynamique du sol et de la structure en régime transitoire. Cette étude comparative porte sur un bâtiment de 46m de longueur, de 36m de largeur et enterré sur une hauteur de 9m. Elle a permis de montrer pour cet ouvrage que l'approche élastique équivalente atteint ses limites dans la prévision de la réponse dynamique du bâtiment, pour des niveaux sismiques élevés (pris en compte de signaux avec une période de retour comprise entre 1 000 et 10 000 000 d'années). Cet article présente l'analyse des critères de stabilité et du comportement du sol.

ABSTRACT: In the event of a seismic level reassessment, existing nuclear structures are subject to verification of the foundation uplift and sliding. The common verification method consists of considering the Soil Structure Interaction (ISS) in the behaviour of the structure by discrete elements or matrices of stiffness and damping (grid method). Several more or less advanced methods can be used to evaluate the uplift and the sliding (energy method, non-linear calculation with contact elements...). The ground is then considered by viscoelastic springs whose parameters are derived from impedance functions in equivalent linear condition (linear with degradation of the shear modulus according to seismic loadings). Modelling the soil with an elastic or equivalent elastic behaviour may prove to be unsuitable for high loads. Moreover, the hypothesis of a superficial foundation is not very representative in the case of buried buildings. We present a comparative study between an elastic model with equivalent linear viscoelastic impedances and a coupled non-linear model (sol/structure) in transient conditions. This explicit coupled model, which relates to the displacement-based approach, was carried out using the finite difference FLAC 3D software (Itasca 2023). It allows to model the dynamic behavior of the soil and the structure in transient regime. This comparative study concerns a building 46m long, 36m wide and buried at a height of 9m. For this work, it has been shown that the elastic equivalent approach reaches its limits in predicting the dynamic response of buildings at high seismic levels (considering signals with a return period between 1,000 and 10,000,000 years). This article presents the analysis of stability criteria and soil behaviour

Mots-clés : Interaction sol-structure en condition dynamique, comportement non-linéaire, fondation, modélisation numérique couplée temporelle, FLAC3D.

1 INTRODUCTION

Dans le cadre de la réévaluation du niveau sismique des ouvrages nucléaires, l'étape de vérification du décollement et de la stabilité au glissement de la fondation constitue une étape essentielle pour garantir la représentativité de la réponse sismique de la structure.

Les méthodes simplifiées, telles que les approches énergétiques ou les calculs non linéaires intégrant des éléments de contact, sont couramment utilisées pour prendre en compte l'interaction sol-structure et justifier la stabilité des ouvrages vis-à-vis du glissement et du décollement. Toutefois, ces méthodes ont leurs limites quant à la représentativité du comportement réel du sol. Pour pallier ces limites, des approches basées sur la modélisation explicite des déplacements de la structure et du sol, grâce à des modèles couplés temporels, se sont développées.

Cet article présente les hypothèses et les résultats d'un modèle 3D non-linéaire couplé temporel d'un bâtiment, mené avec le logiciel FLAC v7.0 (Itasca 2023). Il présente également une analyse comparative entre ce modèle et un modèle élastique avec impédances viscoélastiques linéaires équivalentes.

2 MODELE DE CALCUL

2.1 Hypothèses géomécaniques

L'ouvrage étudié est une installation industrielle dont le radier est enfoui dans le sol d'environ 9 m. La nature du sous-sol est essentiellement alluvionnaire et présente une compacité variable, globalement croissante avec la profondeur. Le substratum est de nature marneuse. Le Tableau 1 présente la lithologie considérée dans le modèle.

Tableau 1. Lithologie prise en compte pour le modèle non-linéaire

N°	Nature de couche	Cote toit [NGF]	Cote base [NGF]	Prof. toit [m]	Ep. [m]
1	Remblais	145	140	0	5
2	Alluvions A	140	136,1	5	4
3	Alluvions B	136,1	118	9	18
4	Marnes	118	85	27	33

Il a été considéré un comportement du sol élasto-plastique. La loi de comportement retenue est la loi Plastic-Hardening with small strain stiffness (PH 3S, équivalente au modèle Hardening soil with small stiffness, Itasca 2023). Cette loi de comportement permet de prendre en compte :

- Un écrouissage du comportement mécanique, c'est-à-dire une dépendance du module de

déformation avec la contrainte appliquée en condition statique,

- Un critère de rupture de Mohr-Coulomb,
- En petite déformation, un comportement hystérique du sol (loi hyperbolique de Hardin & Drnevich 1972), avec $a = 0,385$).

La loi PH 3S est bornée inférieurement par le module de cisaillement G_{ur} , lui-même défini à partir du module de déformation E_{ur} .

À partir de la loi d'atténuation du module de cisaillement définie pour chaque couche de sol, un calage de la distorsion $\gamma_{0.7}$ (correspondant à $G/G_0=0,72$, avec G_0 (MPa) le module de cisaillement à très faible distorsion,) et du module G_{ur} est effectué de manière à obtenir une concordance la plus proche possible dans la gamme de distorsion attendue dans les calculs. La loi d'évolution du taux d'amortissement du sol n'est pas calée indépendamment, elle découle de celle du module de cisaillement par une expression hyperbolique. Les deux paramètres sont calés pour avoir une meilleure concordance dans la gamme de distorsion la plus large.

La nappe est à une profondeur de 8 m sous le terrain naturel. Les modules de référence (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , G_0^{ref} et E_{ur}^{ref}) de la loi PH 3S sont indiqués pour chaque couche de sol dans le Tableau 2.

Tableau 2. Paramètres de la loi PH-Small strain

Paramètre	Remblais	Alluv. A	Alluv. B	Marnes
c [kPa]	0	0	0	60
ϕ' [°]	30	35	39	30
ψ [°]	0	5	9	0
E_{50}^{ref} [MPa]	78	56	112	240
E_{oed}^{ref} [MPa]	78	56	112	240
G_0^{ref} [MPa]	257	185	368	1 120
$\gamma_{0.7}$ [-]	$2,31 \cdot 10^{-4}$	$2,86 \cdot 10^{-4}$	$2,86 \cdot 10^{-4}$	$3,18 \cdot 10^{-4}$
E_{ur}^{ref} [MPa]	164	118	234	720
m [-]	0	0	0	0
p_{ref} [kPa]	100	100	100	100
OCR [-]	1	1	1	1
$K_{0,NC}$ [-]	0,5	0,49	0,49	0,56
ν [-]	0,33	0,33	0,33	0,36

2.2 Modèle du sol

La modélisation consiste en un calcul couplé comportant le sol en condition non-linéaire avec la présence explicite de l'ouvrage. Le sol est entièrement représenté par des éléments volumiques, principalement par des éléments hexaédriques et dans certains cas par des prismes, des pyramides et des

tétraèdres. Les tailles de mailles (Δl) à proximité de l'ouvrage sont définies de sorte à respecter le critère sur la transmission spatiale de l'onde, $\Delta l \leq \lambda/10$ selon Kuhlemeyer and Lysmer (1973), où λ est la longueur d'onde associée aux hautes fréquences.

Le profil de vitesse de cisaillement effective ($V_{s,eff}$) est obtenu par déconvolution des signaux selon la méthode linéaire équivalente. Afin d'optimiser le temps de calcul, les tailles de mailles sont adaptées en s'éloignant de l'ouvrage. Les tailles de maille varient entre 0,5 et 1 m à proximité du bâtiment et 1,9 m à distance.

La taille du modèle est la suivante : 105 m (suivant x) ; 138 m (suivant y) et 60 m (suivant z). Les dimensions du modèle sont définies afin d'assurer une atténuation suffisante des ondes avant que celles-ci atteignent les bords, permettant de réduire l'effet de réflexion d'onde artificiel induit par les bords du modèle.

2.3 Modèle de la structure

Le bâtiment présente les dimensions suivantes : 46 m de longueur, 36 m de largeur et 27 m de hauteur (avec un enfouissement d'environ 9 m). La sous-face du radier est à une profondeur de 9,04 m sous le TN ($Z=136,1$ NGF). Le bâtiment se compose de 5 planchers et d'une toiture terrasse.

Les radiers, les dalles et les voiles de l'ouvrage en béton sont modélisés par des éléments de type plaque avec une loi de comportement élastique linéaire. Le module de déformation considéré sous sollicitation sismique est de 37 GPa et un coefficient de poisson nul. La masse volumique du béton est de 2 500 kg/m³. La capacité à dissiper l'énergie est prise en compte dans les éléments de structure à travers un amortissement de Maxwell calé à 7 %.

Les poutres sont modélisées par une surépaisseur du plancher de sorte à conserver une inertie équivalente (la masse volumique est adaptée pour conserver la masse totale). Les poteaux sont modélisés par des éléments linéiques du type poutre.

La liaison à l'interface radier/sol et voile/sol est modélisée avec un comportement élastique parfaitement plastique avec un critère de Coulomb. Les paramètres de résistance au cisaillement sont les suivants : $\varphi'_{inter} = 2/3 \varphi'_{sol}$ et $c'_{inter} = 0$. Les raideurs normales et tangentielles sont choisies pour éviter une interpénétration significative entre le radier et le sol, tout en évitant des valeurs trop élevées provoquant des instabilités numériques à haute fréquence.

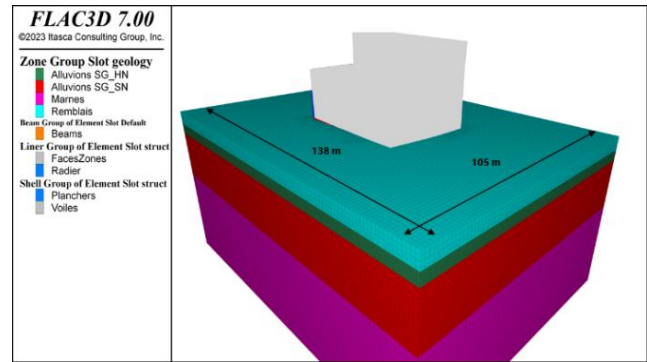


Figure 1. Aperçu du modèle FLAC 3D du bâtiment enfoui (Bâtiment masqué pour des raisons de confidentialité)

2.4 Conditions aux limites

Les conditions aux limites appliquées au modèle sont les suivantes :

- Des frontières de type « Free-Field » (reproduction d'un milieu infini) sont appliquées sur les bords latéraux du modèle,
- Une frontière absorbante de type « quiet » en pied du modèle, par lequel le signal est introduit sous forme de contraintes.

2.5 Application du signal sismique

Le signal sismique est introduit dans le modèle FLAC3D sous forme de contrainte en pied du modèle. Six (06) jeux d'accélération à trois composantes : suivant X, Y et Z sont considérées dans cette étude. Les signaux ont été déconvolué préalablement selon la méthode linéaire équivalente en utilisant l'outil DEF1_SOL_EQUI et CALC_MISS de Code Aster. Les accélérations maximales (PGA) de chaque niveau sont récapitulés dans le Tableau 3.

Tableau 3. Accélération maximale (PGA) des signaux sismiques

Période de retour [années]	Composante		
	X [g]	Y [g]	Z [g]
1 000 (1 ^{E3})	0,058	0,060	0,068
10 000 (1 ^{E4})	0,175	0,185	0,189
20 000 (2 ^{E4})	0,239	0,303	0,280
100 000 (1 ^{E5})	0,493	0,546	0,481
1 000 000 (1 ^{E6})	0,906	1,084	0,749
10 000 000 (1 ^{E7})	1,417	1,789	1,179

Afin d'optimiser le temps de calcul, les signaux subissent un traitement : troncage du signal à une intensité d'Arias supérieure ou égale à 95 % avec remise à zéro des déplacements et de la vitesse à la fin du signal.

3 PHASAGE DE CALCUL

Le phasage de calcul considéré est le suivant :

- Initialisation des contrainte sous poids propre du sol avec les paramètres de sol en condition statique
- Réalisation du bâtiment
- Lancement des 6 simulations : 6 accélérogrammes à 3 composantes selon une hypothèse de sol.

4 CRITERES DE CALCUL

La vérification du comportement du sol et de la fondation est effectuée à travers 4 critères :

- **Vérification de la distorsion dans le sol :** En termes de distorsion dans le sol, le critère est défini selon l'article DGEOT4300 du règlement RCC-CW. Cet article indique que, dans la mesure où la capacité portante n'est pas vérifiée au séisme selon les coefficients de sécurité requis, il doit être vérifié l'absence dans le sous-sol d'une zone de taille significative qui présenterait un taux de distorsion supérieur à 2 %.
- **Vérification du décollement du radier :** En termes de décollement du radier, le critère de 30% permet de valider l'approche linéaire de dimensionnement sismique de la structure conformément au RCC-CW DGEOT4400 (méthode modale spectrale). Afin de contrôler le décollement, il a été suivi, tous les 0,01 secondes, le taux de décollement exprimé comme suit, avec $S_{décollée}$ la surface décollée du radier à l'instant t et S_{totale} la surface totale du radier :

$$TD(t) = \frac{S_{décollée}(t)}{S_{totale}(t)} \times 100 \quad (1)$$

- **Vérification du glissement du radier :** afin de vérifier l'absence de glissement du radier, il a été évalué d'une part le déplacement relatif du centre du radier entre le point sur le radier et le point du sol et d'autre part, à chaque instant t , le rapport entre la résistance au cisaillement et la force horizontale développée à l'interface radier/sol déduite du torseur global réduit au centre de gravité de la structure, avec $S_{contact}$ est la surface de contact radier/sol, F_x , F_y et F_z , composantes du torseur des efforts, φ' et c' l'angle de frottement et la cohésion à l'interface radier/sol :

$$R = \frac{F_z \tan(\varphi') + c' S_{contact}}{\sqrt{F_x^2 + F_y^2}} \quad (2)$$

- **Vérification de la contrainte dans le sol :** afin de vérifier la stabilité du sol au séisme, il a été calculé le rapport entre la contrainte déviatorique ultime (q_f) et la contrainte déviatorique calculée (q). La contrainte déviatorique ultime est obtenue selon le

critère de rupture de Mohr-Coulomb, avec σ'_3 la contrainte effective mineure :

$$q_f = \frac{2 \sin(\varphi') [c' \cot(\varphi') - \sigma'_3]}{1 - \sin(\varphi')} \quad (3)$$

5 POINTS DE CONTROLE DANS LE MODELE

Afin de contrôler les critères associés au sol et à la structure, il a été défini des points de contrôle le long de 13 lignes verticales nommées : P'00 à P'03 pour les lignes disposées à 1 m du bord du bâtiment, P00 à P03 pour les lignes disposées sur les bords du modèle et A à E pour les lignes disposées aux angles du bâtiment.

Le long de ces lignes verticales, des points de contrôle ont été placés à mi-épaisseur et à chaque limite de couche (soit 9 points par ligne). La Figure 2 présente l'emplacement de ces points de contrôle au niveau du sol.

Au niveau de la structure, les points de référence sont définis au niveau des cinq angles du bâtiment dans le prolongement des lignes verticales définies dans le sol de A à E. Les points de suivi sont à chaque niveau de plancher (de 1 à 9). Au niveau du radier, en plus des cinq angles (A à E), il a été ajouté un point de contrôle au centre (point F) pour l'étude de l'interaction entre le radier et le sol.

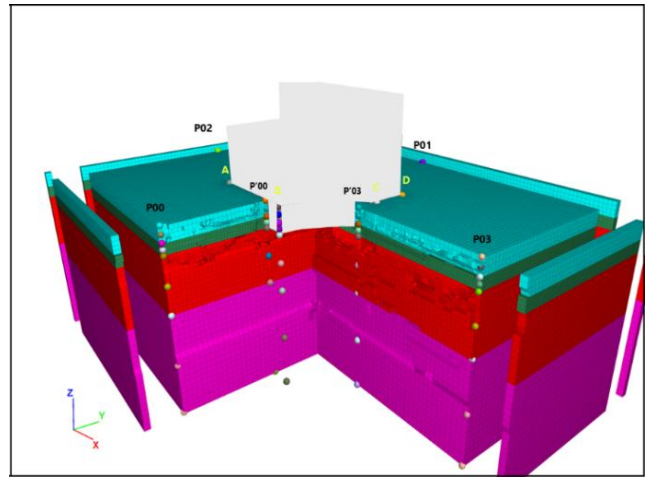


Figure 2. Emplacement des points de contrôle dans le sol (bâtiment masqué pour des raisons de confidentialité)

6 RESULTATS DU MODELE COUPLE NON-LINEAIRE

6.1 Vérification la distorsion dans le sol

Sur FLAC, c'est la déformation de Von-Mises qui a été exploitée, elle est proportionnelle à la distorsion préconisée par le RCC-CW : $\varepsilon_{VM} = \frac{2}{\sqrt{3}} \gamma = 1,15\gamma$. La

distorsion augmente de manière logique avec l'intensification du séisme, c'est-à-dire avec la période de retour. Au droit des points de contrôle du modèle, le seuil de 2 % n'est pas dépassé pour les 4 premières périodes de retour 1 000 à 100 000 ans, correspondant à une accélération maximale du sol (PGA) allant jusqu'à 0,5 g. Le sol reste donc globalement dans un état élastique, des zones très localisées en bordure du radier du bâtiment présentent des distorsions qui atteignent 1,2 % à 100 000 ans. Pour les deux périodes de retour de 1 et 10 millions d'années, correspondantes à un niveau d'accélération maximale (PGA) de 1,0 et 1,5 g, la distorsion est élevée et comprise entre 3,5 % et 7,5 %. Pour la période de retour de 1 million d'années, elle est maximale en surface dans les remblais et dans les marnes en fonction de la ligne verticale et peut atteindre 3,6 %. Pour la période de retour de 10 millions d'années, elle se généralise à toutes les profondeurs, en surface, au niveau du radier, dans les marnes mais aussi dans les alluvions. La valeur maximale de la distorsion atteint 7,2 % et 7,5 % respectivement pour la ligne E et B. Pour ces périodes de retour de 1 et 10 millions d'années, le critère de distorsion conduirait donc à s'interroger sur la stabilité de la fondation et du sol support, notamment pour la période de retour de 10 millions d'années.

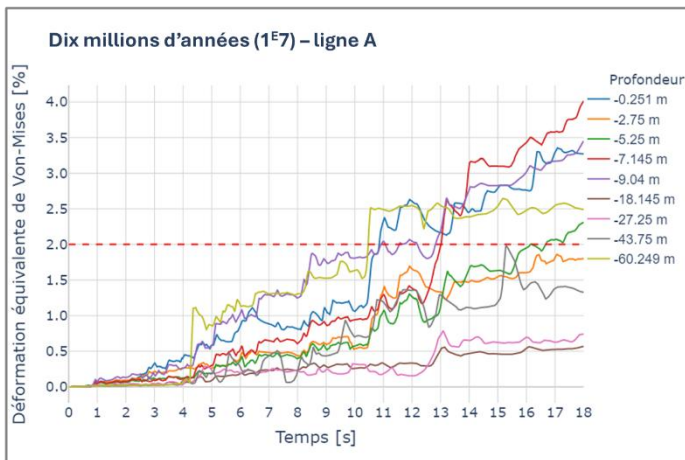


Figure 3. Suivi au cours du temps de la déformation équivalente de Von-Mises pour la période de retour de 10 000 000 ans (10^7)

6.2 Critère de stabilité de la fondation : glissement

Le glissement du radier est évalué en son centre (point F). Aucun glissement n'est observé lors des séismes de faible intensité correspondants aux quatre premières périodes de retour, de 1 000 à 100 000 ans. Pour une période de retour d'un million d'années (PGA d'environ 1 g), un déplacement très faible du centre du radier est amorcé, et un déplacement relatif

d'environ 2 mm est atteint au niveau des coins. Le rapport R franchit le seuil des 2,0 plusieurs fois pendant la durée du signal et atteint une valeur minimale de 1,25.

Pour la période de retour de dix millions d'années, le glissement du radier est effectif mais reste faible, il atteint 4 mm au centre. Des déplacements relatifs plus importants sont observés localement au niveau des coins du radier (pouvant atteindre 77 mm) pour cette même période de retour. Le rapport R atteint des valeurs faibles proches de 1,0 plusieurs fois pendant la durée du signal. Le glissement de la fondation reste faible de façon assez logique avec la condition d'enfouissement du radier. Le Tableau 4 synthétise les valeurs extrêmes du déplacement relatif atteint au niveau des points de contrôle du radier pour chaque période de retour.

Tableau 4. Déplacement relatif radier/sol (en mm)

Période de retour [année]	A	B	C	D	E	F (centre)
1 000 (10^3)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10 000 (10^4)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,05	0,0
20 000 ($2 \cdot 10^4$)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,05	0,0
100 000 (10^5)	0,2	0,3	0,1	0,0	0,4	0,0
1 000 000 (10^6)	0,9	1,0	1,6	1,9	2,3	0,2
10 000 000 (10^7)	76,5	18,3	5,5	10,3	5,9	4,2

6.3 Critère de stabilité de la fondation : décollement

L'interface radier/sol demeure globalement en compression lors des séismes à faible intensité (les quatre premières périodes de retour), à l'exception de quelques amorces de décollement très localisées aux bords du radier, avec un taux de décollement faible inférieur à 3 %.

Pour la période de retour d'un million d'années, le décollement est systématiquement observé aux bords du radier, mais sa valeur reste limitée (4 % au maximum). Pour la période de retour de dix millions d'années, le décollement devient plus marqué, atteignant 9 % à 10 % à quatre reprises au cours du séisme. La présente le décollement du radier pour la période de retour de 10 millions d'années. Ce niveau de décollement demeure inférieur au critère de 30 %, ce qui s'explique notamment par la condition d'encastrement du radier.

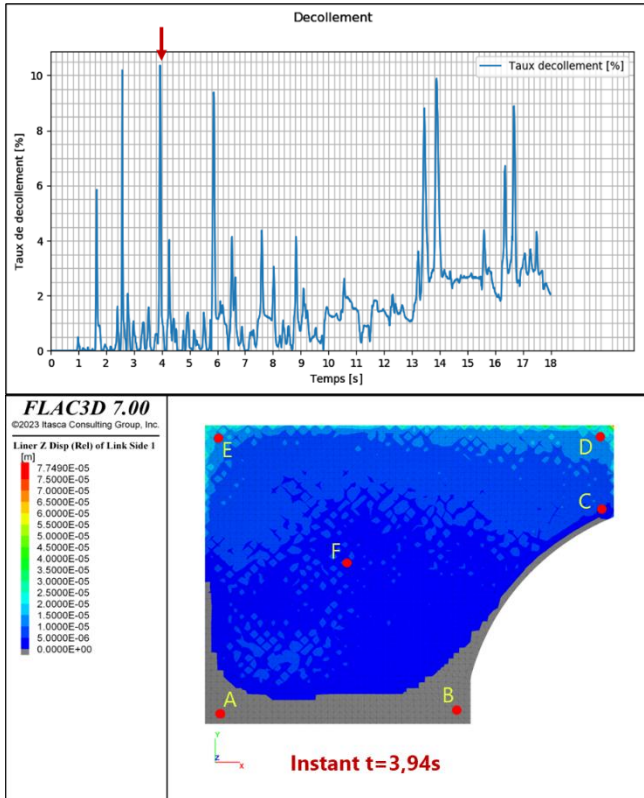


Figure 4. Séisme à période de retour de 10 millions d'années (1,5g) : Taux de décollement au cours du séisme (en haut), Décollement du radier en gris à l'instant $t=3,94$ s (en bas)

6.4 Vérification de la pression appliquée au sol par le bâtiment

Pour chaque scenario, le rapport entre la contrainte déviatorique ultime et la contrainte déviatorique calculée (q_f/q) est analysé. Ce rapport est présenté selon une coupe verticale dans les plans XZ et YZ. Les contours en magenta correspondent à la valeur ($q_f/q = 1,5$).

Pour les quatre premières périodes de retour (de 1 000 à 100 000 ans), le rapport q_f/q est supérieur à 1,5, à l'exception de certaines zones très localisées et de taille limitée situées en surface du modèle et contre les parois du bâtiment, où la valeur se situe entre 1,0 et 1,5. C'est un phénomène de consolidation qui explique ces valeurs, d'ailleurs l'analyse du taux de distorsion sous le bâtiment pour ces périodes de retour montre des valeurs faibles ($< 2\%$).

Pour les périodes de retour de 1 et 10 millions d'années, le rapport q_f/q atteint la valeur de 1,0 sous le radier du bâtiment et dans certaines zones du modèle (notamment dans les marnes), traduisant un schéma de rupture de type défaut de capacité portante, voire d'instabilité générale. Cet état est constaté à partir de 6 s, témoignant d'une instabilité précaire du modèle,

confirmé par les valeurs élevées de la distorsion du sol pouvant atteindre 7 à 8 % (cf.§6.1).

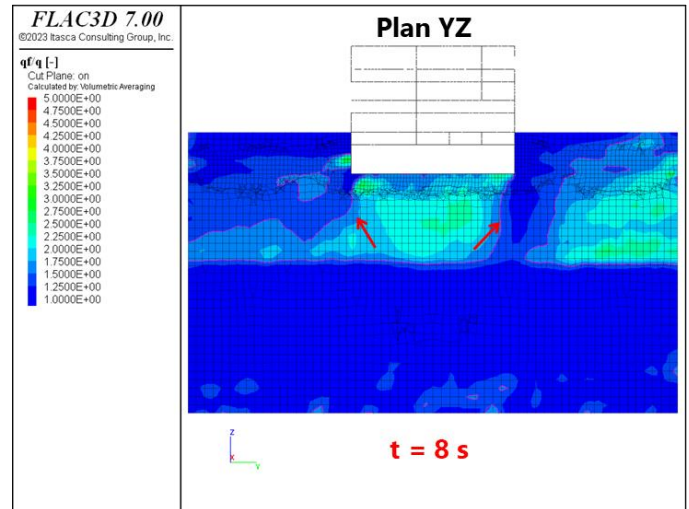


Figure 5. Rapport de la contrainte déviatorique ultime sur la contrainte déviatorique calculée à l'instant $t=8$ s : coupe selon le plan YZ – période de retour de dix millions d'années ($1E7$)

7 ANALYSE COMPARATIVE AVEC L'APPROCHE LINEAIRE

7.1 Approche de la modélisation linéaire

7.1.1 Modélisation du sol et du chargement sismique

L'interaction sol-structure est prise en compte par l'intermédiaire de ressorts de sol linéaires représentant la raideur du sol de la fondation superficielle. Les fonctions d'impédances sont calculées à l'aide du logiciel MISS_3D de CodeAster et sont issues de la même lithographie que le modèle non-linéaire.

Les raideurs globales de translations K_x, K_y, K_z et de rotation K_{rx}, K_{ry} , ainsi que les amortissements globaux A_x, A_y, A_z et de rotation A_{rx}, A_{ry} introduits au niveau du radier sont données dans le Tableau 5.

Tableau 5. Raideurs et amortissements du calcul linéaire

K_x	K_y	K_z	K_{rx}	K_{ry}
[GN/m]	[GN/m]	[GN/m]	[GN.m/rad]	[GN.m/rad]
30,9	33,1	45,1	13200	17300
A_x	A_y	A_z	A_{rx}	A_{ry}
[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
20	16	46	4	5

L'excitation sismique est introduite à la base de la structure sous forme de champs d'accélération temporelles. Un jeu d'accélérogrammes décorrélés est renseigné dans les trois directions X, Y et Z après avoir été déconvolués au niveau du radier, avec la méthode

linéaire équivalente du logiciel DEFI_SOL_EQUI de CodeAster. Les trois signaux d'une durée de 23,995 s (Figure 2), correspondent à une période de retour de 100 000 ans.

Les séismes avec des périodes de retour supérieures n'ont pas été présentés car les torseurs d'efforts sismique à la base conduisent à des instabilités en glissement et en renversement. L'approche linéaire n'est pas validée pour ces niveaux sismiques.

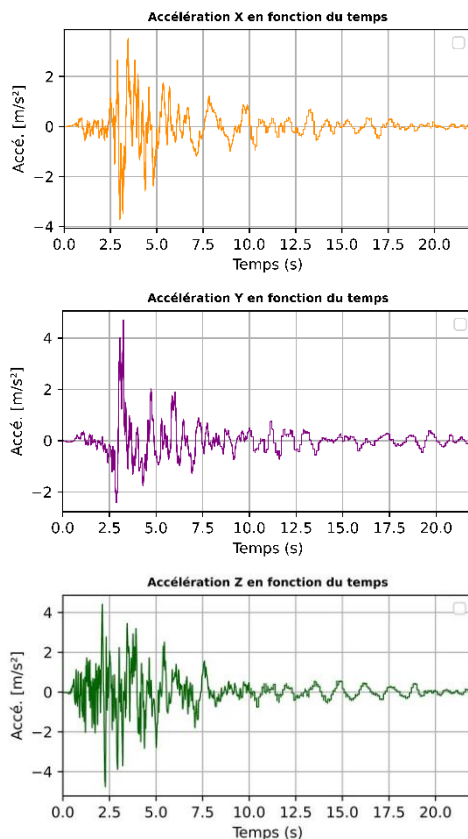


Figure 6. Signaux sismiques - trois directions (X, Y et Z)

7.1.2 Phasage de calcul

Le phasage de calcul linéaire est le suivant :

- Calcul statique sous poids propre uniquement
- Poursuite avec un calcul temporel linéaire sur base modale en appliquant les trois signaux sismiques à la base de la structure.

7.2 Analyse des résultats (critères de stabilité)

Le glissement de la structure est évalué via les torseurs d'effort globaux calculés à la base du bâtiment. Le rapport R de la résistance en glissement calculée à partir de la résultante stabilisatrice verticale sur la résultante des efforts sismiques horizontaux est présenté à chaque pas de temps sur la Figure 7. Sa valeur minimale est $R=0,988$ à l'instant $t=3,13$ s. La sécurité au glissement est donc critique. La prise en compte de la buté du sol permettrait de l'améliorer. Dans le modèle non-linéaire, le rapport R atteint une

valeur minimale de l'ordre de 2,0 à l'instant 4,4 s. Le modèle linéaire donne des résultats plus conservatifs.

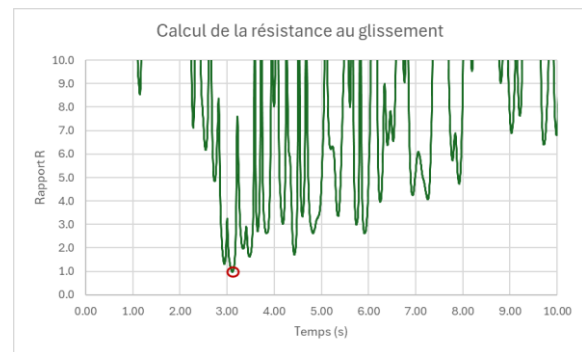


Figure 7. Variation temporelle du ratio de résistance au glissement - modélisation linéaire, période de retour de 100 000 ans

Le décollement maximal de la surface du radier au cours du temps est estimé à 36% avec la méthode d'équivalence énergétique à l'instant $t=3,065$ s. La variation temporelle du décollement sur la plage de temps la plus critique est donnée sur la Figure 8. Dans le modèle non-linéaire, le taux de décollement s'élève à 2,7 % à l'instant $t=3,23$ s. La partie décollée du radier est en gris sur la Figure 10. Le décollement du radier estimé à travers le modèle linéaire est plus conservatif que le modèle non-linéaire.

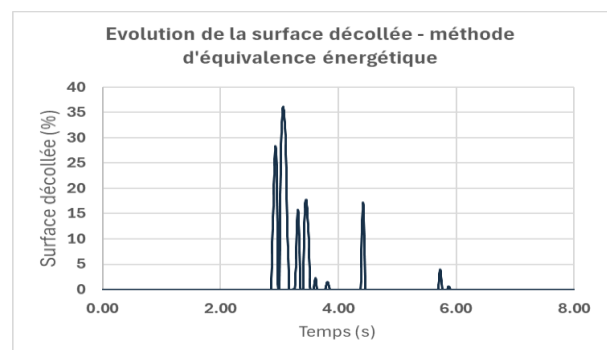


Figure 8. Évolution du décollement sur la plage de temps [0 ; 8s] calculée avec la méthode d'équivalence énergétique, période de retour de 100 000 ans

La zone décollée du radier et l'axe de basculement sont présentés en Figure 9.

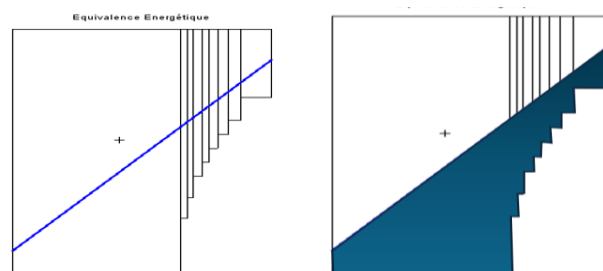


Figure 9. Ligne d'axe neutre et surface décollée en bleu à l'instant $t=3,065$ s (36% de décollement), période de retour de 100 000 ans

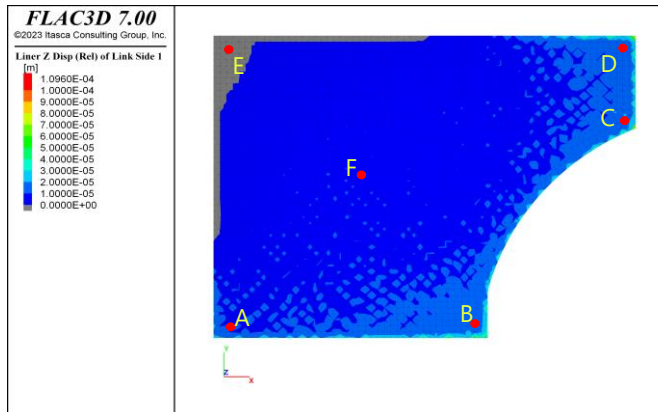


Figure 10. Décollement à l'interface radier/sol (zone en gris) à l'instant $t=3,23$ s (2,7% de décollement) selon le modèle non-linéaire – Période de retour de 100 000 ans

Ce calcul basé sur l'hypothèse d'une réponse sismique élastique linéaire fait apparaître un décollement supérieur au critère de 30% ce qui nécessite un changement d'approche de modélisation avec prise en compte des non-linéarités au niveau de l'interaction sol structure (intérêt du modèle non-linéaire).

8 CONCLUSIONS

Les travaux présentés dans cet article mettent en évidence l'importance d'une modélisation avancée de l'interaction sol-structure pour une réévaluation du comportement sismique des ouvrages nucléaires. L'approche non-linéaire couplée temporelle, mise en œuvre avec le logiciel FLAC 3D, permet une description plus riche des phénomènes de glissement et de décollement en tenant compte de la complexité du comportement du sol et de la structure. Les résultats obtenus pour différents niveaux d'accélération sismique soulignent les limites des méthodes simplifiées et démontrent la pertinence des modèles explicites pour mieux appréhender le comportement de l'ouvrage soumis à des sollicitations extrêmes. Ces travaux ouvrent la voie à des analyses plus fines bien qu'elles doivent être complétées par des études de sensibilité compte tenu des nombreuses sources d'incertitudes et de la sensibilité intrinsèque aux modèles non-linéaires aux hypothèses de modélisation.

En particulier, les calculs sismiques linéaires menés habituellement montrent rapidement leurs limites de validité pour des niveaux de séisme élevés. La non prise en compte de l'enfouissement et les phénomènes dissipatifs de non-linéarités des matériaux, du sol et de la géométrie à l'interface sol structure ne permettent pas d'évaluer correctement les effets inertiels dans la structure avec un modèle

linéaire. Ces éléments influent de façon non négligeable sur la réponse de l'ouvrage simulé.

En effet, le comportement du sol est déterminant pour la réponse sismique des ouvrages surtout pour des sols mous ou moyennement mous, par conséquent, il doit faire l'objet d'une attention particulière pour évaluer le risque de défaillance au niveau de la capacité portante et des déplacements résiduels induits.

REMERCIEMENTS

Ce travail fait partie d'une étude avancée plus large dédiée à la quantification de la fragilité sismique des ouvrages en collaboration avec l'IRSN (maintenant ASNR) en valorisant des approches de calcul basées sur des modèles non-linéaires.

EGIS remercie l'RSN (maintenant l'ASNR) pour sa confiance et pour cette opportunité de travailler sur ce sujet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Code_Aster version 14.6 <https://code-aster.org>

Hardin, B.O., Drnevich, V.P. (1972). Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 98(SM7), 667–692. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001760>

Itasca Consulting Group, Inc. (2023) FLAC3D — Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three-Dimensions, Ver. 7.0. MinneapolisFA: Itasca. <https://docs.itascasoftware.com/flac3d700/flac3d/docproject/source/flac3dhome.html>

Kuhlemeyer, R.L. and Lysmer; J. (1973) finite element method accuracy for wave propagation problems. journal of the soil dynamics division, 99, 421-427. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001885>

PLAXIS. (2017). *PLAXIS 2D Reference Manual*. Delft, Netherlands: Plaxis bv.

AFCEN. (2018). *RCC-CW – Règles de Conception et de Construction pour les ouvrages en béton des centrales nucléaires REP* (Section DA : Analyse sismique). Paris : Association Française pour les règles de Conception et de Construction des matériels des centrales nucléaires.