SDNP001 – Modélisation du barrage d'Aratozawa sous le séisme fort de Miyagi, 2008

Résumé :

Ce cas test décrit la modélisation numérique de la construction par couches, de la mise en eau et de la sollicitation du barrage d'Aratozawa par un séisme fort, celui de Miyagi de 2008 de magnitude $M_w = 7.2$ et d'accélérations maximales respectivement de $a_{x,max} = 10.24\, m.s^{-2}$ pour la composante horizontale, et de $a_{y,max} = 6.91\, m.s^{-2}$ pour la composante verticale.. Les deux composantes du signal sismique sont introduites sur la frontière absorbante.

On considère ici deux modélisations :

- modélisation A : prise en compte à la fois du couplage hydromécanique et de la plastification du sol. La compressibilité du fluide est déterminée à partir du modèle Boutonnier, tandis que le comportement non-linéaire est modélisé par la loi de Hujeux. O utilise la modélisation hydromécanique sous-intégrée `D_PLAN_HM_SI`. L'algorithme utilisée en dynamique pour l'intégration de la loi de Hujeux est `ALGO_INTE= SPECIFIQUE`.
- modélisation B : on utilise une approche simplifiée type Linéaire Équivalent [14] avec prise en compte des pressions d'eau par le modèle de Byrne (modèle X-ELM).

Remarque :

De nombreux post-traitements présents dans la modélisation A de ce test utilisent la bibliothèque scipy. Scipy n'est pas un prérequis de Code_Aster et n'est pas présent sur les machines de référence validant Code_Aster. Ces post-traitements ne sont donc pas testés mais seulement capitalisés dans ce test. Ils sont cependant effectués automatiquement en lançant le test sur une machine disposant de la bibliothèque scipy.

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

1 Problème de référence

1.1 Description de l'étude

1.1.1 Description du barrage

Le barrage d'Aratozawa est situé au nord du Japon, dans la préfecture de Myiagi (Figure 1.1.1-a) . C'est un barrage en remblai zoné à noyau central, d'une hauteur de 74.4m à sa plus grande section et d'une longueur en crête de 413.7m. Le barrage a été construit en 1991 et mis en service en 1998 pour le contrôle de l'irrigation des terres en aval. Il est constitué de cinq zones dont la représentation est donnée dans la Figure 1.1.1-b .

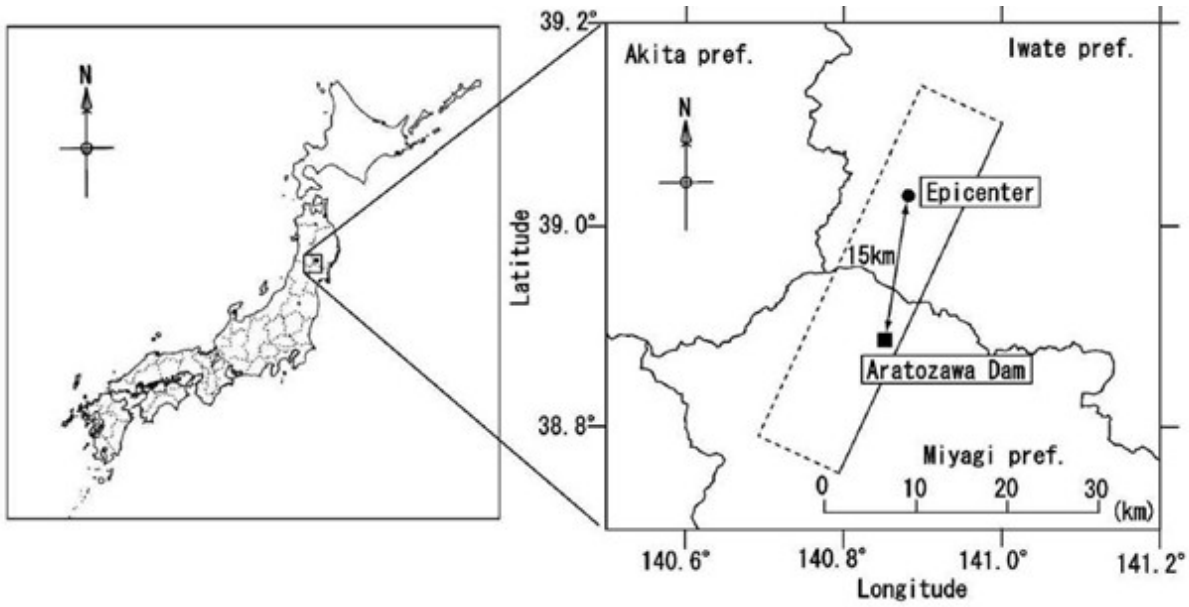
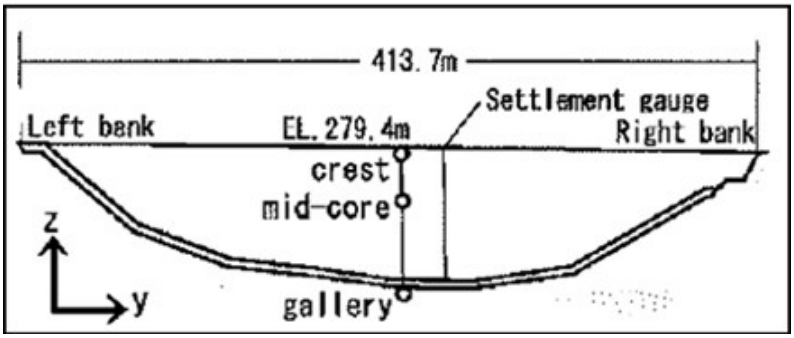


Figure 1.1.1-a : Emplacement du barrage d'Aratozawa et de l'épicentre du séisme de Miyagi, 2008 [10]



Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

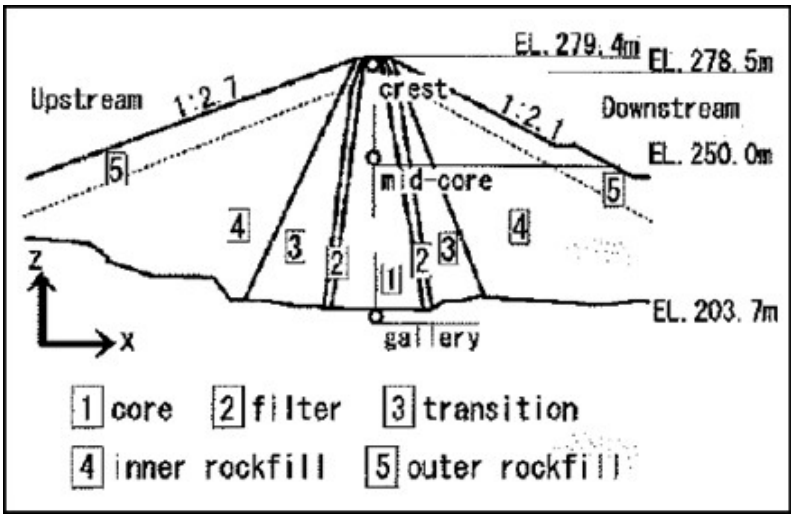
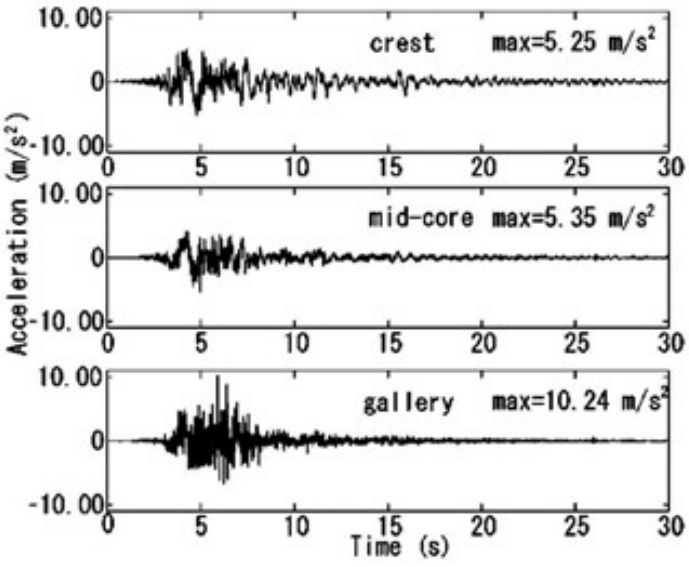


Figure 1.1.1-b : Coupes longitudinale (en haut) et transversale (en bas) du barrage

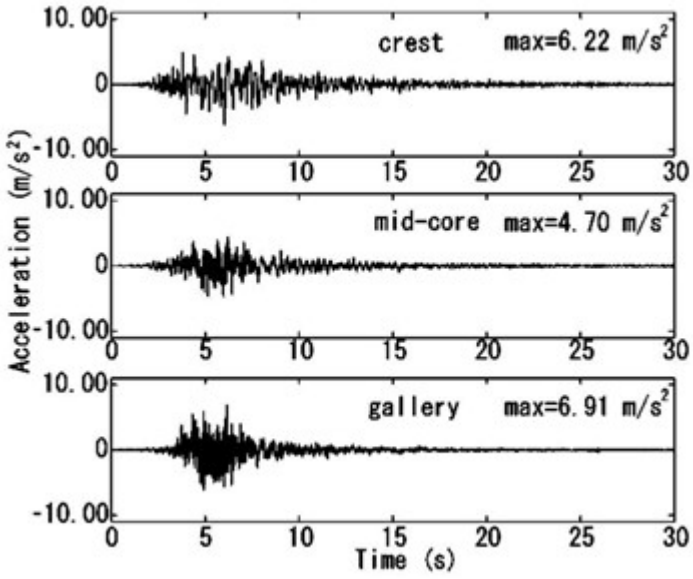
1.1.2 Description du séisme fort

Le séisme d'Iwate-Myiagi Nairiku d'une magnitude de 7.2 s'est produit à 8h43 le 14 juin 2008. Son épicentre se trouvait à environ 15 km au nord du barrage d'Aratozawa (Figure 1.1.1-a) . Les accélérations du séisme de 2008 ont été enregistrées par trois accéléromètres situés en galerie, au centre et en crête du barrage (Figure 1.1.1-b). L'accélération maximale dans la direction amont-aval mesurée à la base du barrage (en galerie) atteint $10.24 m/s^2$ tandis que celle mesurée en crête est désamplifiée d'un facteur deux, à 5.25 m/s ^{2} (Figure 1.1.2-a -a) , ce qui est inhabituellement important pour la réponse d'un barrage. Cet amortissement important laisse présager l'influence prépondérante des non linéarités du sol sur cette réponse. L'accélération maximale mesurée dans la direction verticale atteint 6.91 m/s ^{2} à la base du barrage (en galerie) et 6.22 m/s ^{2} en crête (Figure 1.1.2-a -b). Des fissures mineures sur le masque amont, et un tassement en crête de 19 cm au niveau des parements, et d'environ 40 cm au-dessus du noyau ont été observés [10].



(a)

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)



(b)

Figure 1.1.2-a : (a) Accélérations horizontales à la base (gallery), au milieu du noyau et en crête ; (b) Accélérations verticales à la base (gallery), au milieu du noyau et en crête

1.2 Description du maillage

Le maillage du barrage est bidimensionnel (déformation plane) et correspond à la plus grande section transversale, comme illustré sur la Figure 1.2-b . I l est constitué du barrage et d'une fondation. Les différentes zones du barrage sont modélisées, à savoir le noyau (orange foncé), les filtres (orange clair), les transitions (jaune) et les recharges (vert). L'extension horizontale de la fondation rocheuse est égale à deux fois son emprise à la base, et son extension verticale égale à une fois sa hauteur. Le maillage est de type quadratique : le nombre de mailles est de 3003, dont 2326 QUA8 et 38 TRIA6 et le nombre de nœuds de 7546.

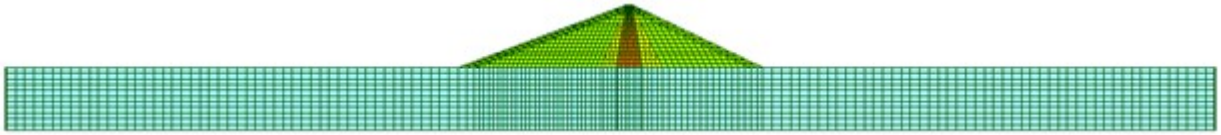


Figure 1.2-a : Maillage complet du barrage d'Aratozawa avec fondation

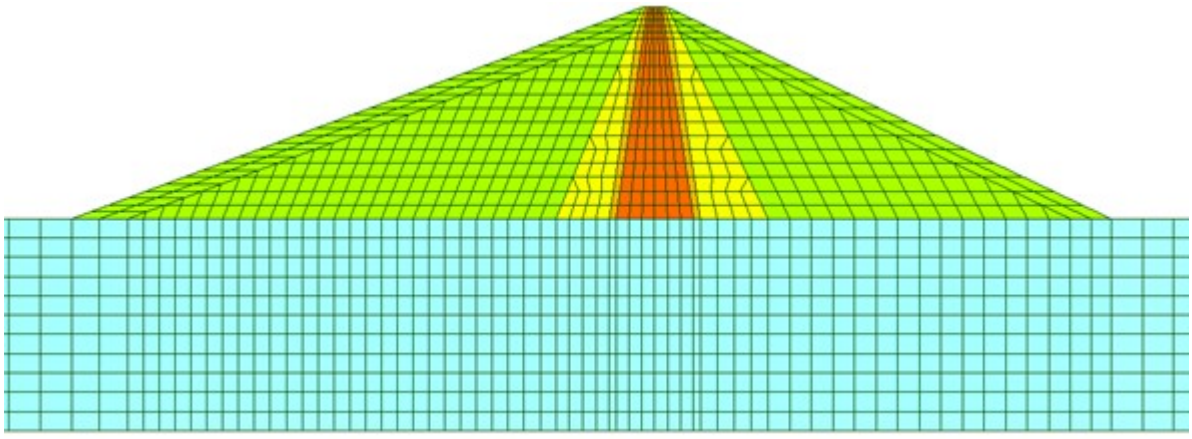


Figure 1.2-b : Zoom sur le barrage d'Aratozawa

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

2 Modélisation A

2.1 Caractéristiques de la modélisation

La modélisation A considère des éléments type D_PLAN_SI (plane sous-intégrée) dans les parements amont et aval, et D_PLAN_HM_SI dans les filtres et le noyau, considérés comme formant le « noyau ».

Pour tenir compte de la présence de la retenue à l'amont, la masse volumique déjaugée (tenant compte de la poussée d'Archimède) est utilisée pour le parement amont.

2.2 Propriétés des matériaux

2.2.1 Propriétés mécaniques

La fondation est considérée comme étant un matériau élastique linéaire infiniment rigide, dont les propriétés sont les suivantes :

- $E=143GPa$
- $\nu=0.3$
- $\rho=2200\,kg.m^{-3}$

Par simplification, seuls deux matériaux sont considérés :

- Le matériau noyau est affecté aux zones de noyau et de filtres
- Le matériau recharge est affecté aux zones de transitions et de recharges
-

L eur comportement est modélisé par la loi constitutive de Hujeux, dont les paramètres ont été discutés précédemment dans les paragraphes § 2.2.1 . Les recharges étant supposées drainées, le couplage hydromécanique n'y est pas pris en compte. Cependant, la présence d'une retenue dans la recharge amont est tout de même modélisée en utilisant la masse du matériau déjaugée lors du calcul statique . Par contre, le couplage hydromécanique est pris en compte dans le noyau à l'aide d'un modèle parfaitement saturé. La présence d'air occlus sera modélisée en tenant compte des propriétés du fluide équivalent déterminées au paragraphe § 2.2.2 à l'aide du modèle de Boutonnier.

Les valeurs des paramètres de la loi de Hujeux pour les parements et le noyau sont données dans le Tableau 2.2.1-1 ci-après. Le noyau est considéré comme étant un matériau de type sable (b=0,2) avec $C_c=0.11$ correspondant à 25% de fines. Le parement est rendu incompressible à l'amont $(\nu=0.45)$ et uniquement sous chargement isotrope $(\nu=0.3;\beta=200)$ à l'aval. Le profil de module d'Young dans les parements est ajusté suivant la relation donnée par Sawada [12] (Tableau 2.2.1-2 et Figure 2.2.2-a) de façon à obtenir une fréquence fondamentale de résonance f_0 du barrage comprise entre 2.86 Hz et 3.125 Hz.

Paramètres Hujeux	Enrochement	Noyau
$E[GPa]$	3.52	5.2
ν	0.3 − 0.45	0.36
$\rho_h[t.m^{-3}]$	2. 13 − 2.33	2.1
Porosité	0.2	0.36
n	0.4	0.7
β	200	32

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

$\lambda=\frac{e_0}{1+\beta}$	–	0.05
$C_c=\lambda\ln(10)$	–	0.11
d	3.5	2
b	0.6	0.2
$\phi[°]$	40	30
$\psi[°]$	30	30
f_0	224	200
$p'_{c0}=d\,p'_{crit0}[kPa]$	785	400
$p_{réf}[MPa]$	1	1
a_{mon}	0.03	0.001
a_{cyc}	10^{-5}	10^{-5}
c_{mon}	3.10^{-4}	0.01
c_{cyc}	3.10^{-4}	0.01
$r_d^{éla}$	0.01	0.05
$r_i^{éla}$	0.01	0.015
r_{hyst}	0.1	0.5
r_{mob}	0.9	0.9
x_m	2	1
r_d^{cyc}	0.01	0.05
r_i^{cyc}	0.01	0.015
α	1	1

Tableau 2.2.1-1 : Valeurs des paramètres de la loi Hujeux pour les enrochements et le noyau

<table>
<tr><th rowspan="2">Zone / Depth Z (m)</th><th colspan="2">Rock</th><th colspan="2">Core</th></tr>
<tr><th>Non-Saturated</th><th>Saturated</th><th>High</th><th>Low</th></tr>
<tr><td>0-5</td><td colspan="2">Vs = 245</td><td colspan="2">Vs = 210</td></tr>
<tr><td>5-30</td><td>Vs = 250 Z$^{0.20}$</td><td rowspan="2">Vs = 250 Z$^{0.20}$</td><td rowspan="2">Vs = 180 Z$^{0.35}$</td><td rowspan="2">Vs = 140 Z$^{0.34}$</td></tr>
<tr><td>30-</td><td>Vs = 200 Z$^{0.315}$</td></tr>
<tr><td>Poisson's Rato</td><td>ν = 0.375-0.006Z$^{0.58}$</td><td>ν = 0.49-0.00/Z$^{0.95}$</td><td colspan="2">ν = 0.45-0.006Z$^{0.60}$</td></tr>
</table>

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

Tableau 2.2.1-2 : Profils de vitesse des ondes de cisaillement et de coefficient de Poisson dans les parements (à gauche) et le noyau (à droite) du barrage d'Aratozawa, d'après Sawada [12]

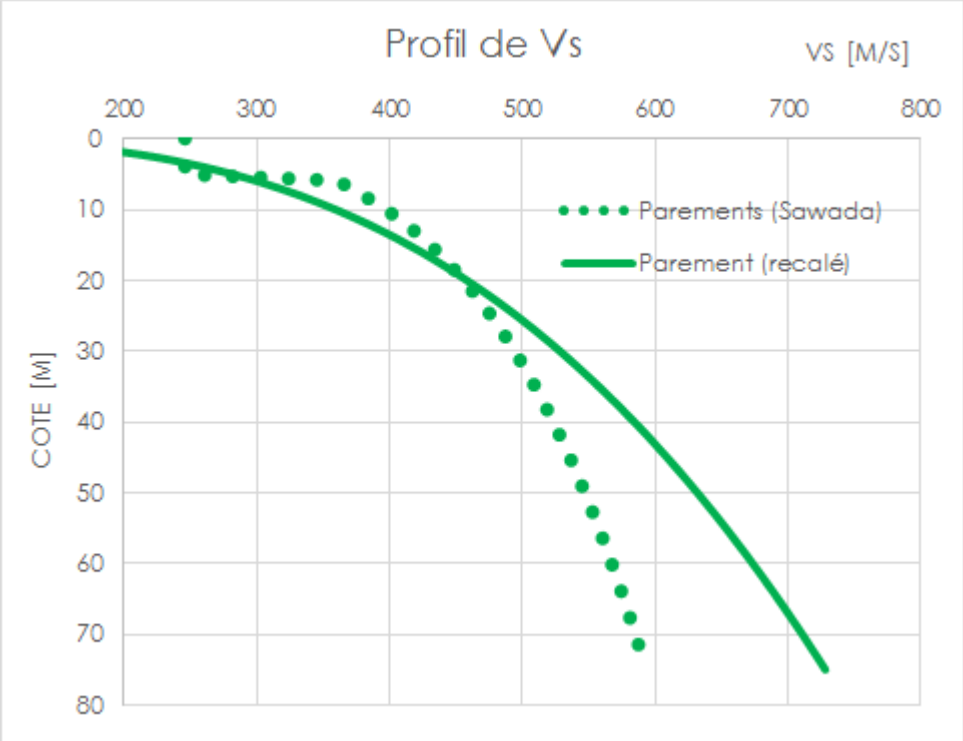


Figure 2.2.1-a : Profil de Vs dans les parements.
Le module de cisaillement G se déduit par la relation $G=\rho_h V_s^2$

Nota :

Les jeux de paramètres ECP, JEU2 et JEU3 proposés dans le fichier de commandes sont des jeux de paramètres alternatifs décrits dans le document [5].

2.2.2 Propriétés hydrauliques

Cette partie concerne uniquement la modélisation A. Le parement aval est considéré comme sec. Le parement amont est considéré comme parfaitement drainé comparé au noyau. La ligne piézométrique est à la même cote que la retenue d'eau située à 10m sous la crête. Le corps du parement est ainsi traité en contraintes totales (modélisation purement mécanique D_PLAN) avec la masse volumique déjaugée.

Le noyau est considéré comme quasi-saturé. Le modèle de Boutonnier [1] est utilisé pour calculer la compressibilité du fluide équivalent constitué d'eau et de bulles d'air. L'évolution du module de compressibilité $K_w(u_w)$ en fonction de la pression interstitielle u_w (positive en compression) est illustrée sur la Figure 2.2.2-a. Les valeurs des paramètres hydrauliques du noyau sont données dans le Tableau 2.2.2-1. Par approximation, une valeur constante de module de compressibilité K_w est affectée à chaque couche de sol, calculée à partir de l'hypothèse d'un profil géostatique de pression hydraulique à la fin de la construction par couches, à savoir $\rho_w g[z_0-z]$ où z_0 est la côte de la ligne d'eau supposée située en crête du barrage et [x] la partie positive de x.

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

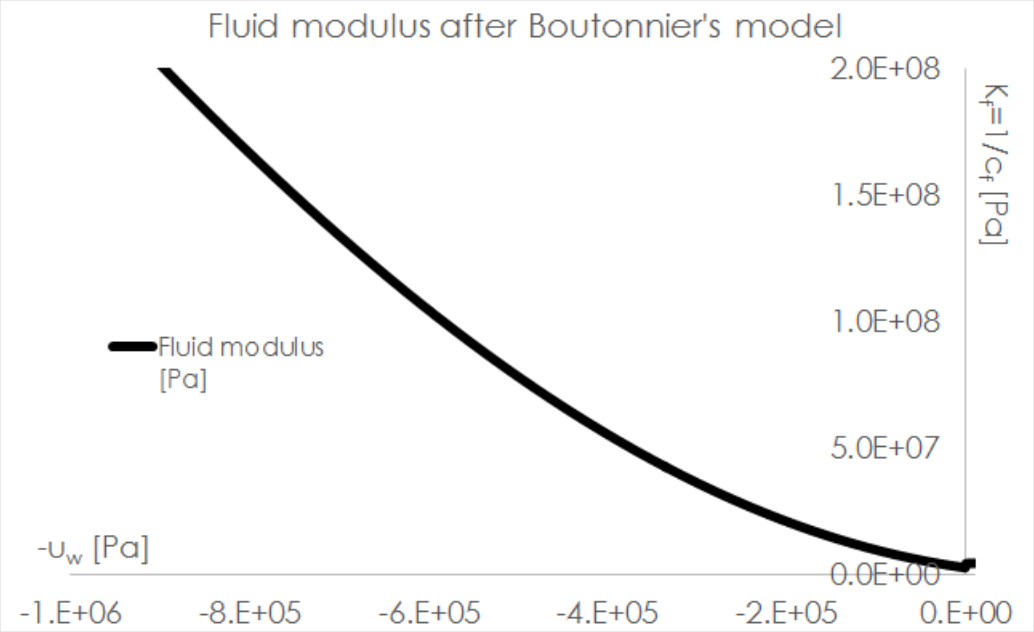


Figure 2.2.2-a : Module de compressibilité du fluide équivalent en fonction de la pression interstitielle, d'après le modèle de Boutonnier [1]

Paramètre	Valeur
Perméabilité [$m.s^{-1}$]	10^{-7}
Densité de l'eau [$kg.m^{-3}$]	1000
Coefficient de Biot	1
Viscosité v	10^{-3}
Dépendance de v par rapport à la température $\frac{dv}{dT}$	0

Tableau 2.2.2-1 : Valeurs des paramètres hydrauliques dans le noyau

2.3 Conditions aux limites et chargements

L'établissement des conditions aux limites et des chargements est basé sur la méthodologie décrite dans la documentation [U2.04.08]. Par ailleurs, on en trouvera une description détaillée dans la note [5]. Dans ce qui suit, on ne mentionne que les informations les plus dignes d'intérêt selon nous.

2.3.1 Pour l'étape statique de construction par couches et mise en eau

D'après Rachdi [11], simuler l'étape de mise en eau après la construction par couches ou en même temps ne modifie pas significativement les champs finaux de déplacement, de contraintes et de pression interstitielle. Cela s'explique peut-être par la petitesse de zone concernée, à savoir le noyau dans lequel la modélisation est `D_PLAN_HM_SI`. On retiendra donc cette solution plus économique en temps CPU.

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

Le barrage est divisé en 15 couches de sol, et la durée totale de construction par couches est de trois ans. Les conditions aux limites autour de la fondation sont donc les suivantes :

- encastrement de la base de la fondation ;
- blocage du déplacement horizontal sur les côtés de la fondation ;

Les conditions initiales et aux limites lors de la construction par couches sont donc les suivantes :

- application d'une pression mécanique « petite » $P_{libre}=10\,kPa$ sur la surface libre du barrage ;
- état de contraintes initiales effectives isotropes dans le noyau et les parements égal à $\sigma'_0=125\,kPa$. Cet état de contrainte correspond à la contrainte résiduelle après compactage des couches, estimé par la démarche proposée par Boutonnier [] ;
- Pour garantir la cohérence de l'état initial de contrainte avec la condition de pression libre, l'état initial de pression hydraulique est fixé à $PRE1=u_w=-115\,kPa$, de sorte que $P_{libre}=\sigma'_0+u_w$ dans le noyau ;
- application d'une pression hydraulique nulle $PRE1=0$ sur l'interface entre le noyau et le parement aval ;
- application d'une pression hydraulique $PRE1=u_w(z;t)=\rho_w g\left[z_0(t)-z\right]$ sur l'interface entre le noyau et le parement amont sous la forme d'une fonction du temps et de la côte $z_0(t)$ simulant la montée progressive de la retenue à l'amont. A l'étape de construction de chaque couche, on suppose que la nappe est située à la base de la couche en début d'étape, et à son sommet en fin d'étape ;

Enfin le chargement consiste en l'accélération de la pesanteur.

2.3.2 Pour l'étape dynamique de sollicitation sismique

L'étape de calcul dynamique est une poursuite du calcul statique. Les conditions aux limites en fin d'étape statique s'appliquent au calcul dynamique. Le seul chargement concerne les conditions aux limites autour de la fondation. Les conditions de blocage des déplacements sont d'abord remplacées par des conditions équivalentes de forces imposées. Cela est effectué grâce à l'utilisation de raideurs ponctuelles `2D_DIS_T` , permettant dans un premier temps de récupérer les valeurs de forces équivalentes, puis dans un deuxième temps de les ré-appliquer tout en se désactivant (en annulant leur propre raideur).

Enfin le signal sismique décrit au paragraphe § 1.1.2 est introduit sous la forme d'une onde plane de types P et SV d'incidence verticale à l'aide des éléments de frontière absorbante `D_PLAN_ABSO` . Le signal se décline en deux chargements : l'accélération horizontale et l'accélération verticale, appliqués à la fois à la base de la fondation et sur les côtés. Sur les côtés, le chargement est celui du demi-espace homogène qu'on active en affectant une valeur non nulle au mot-clé :

```
COOR_REFL E CHI = (cote x de la surface libre , cote y de la surface libre)
```

2.4 Paramétrage du calcul

Le parallélisme MPI est utilisé avec 8 cœurs sur 1 nœud de calcul. Le temps CPU total demandé est de 8 heures.

2.4.1 Pour le calcul statique

Le paramétrage général est le suivant :

- `SUBD_PAS` = 2 ;
- `SUBD_NIVEAU` = 6 ;
- Solveur `MUMPS` ;
- `RESI_GLOB_RELA` = 5.10^{-4} ;
- `ITER_GLOB_MAXI` = 5 ;

Pour la loi Hujeux :

- `ALGO_INTE = SPECIFIQUE`

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

- ITER_INTE_PAS = -20 ;
- ITER_INTE_MAXI = -20 ;
- RESI_INTE_RELA = 10^{-9};

2.4.2 Pour le calcul dynamique

Par souci de limiter la durée du cas-test, on se restreint à 7 secondes de signal avec un pas de temps . Le schéma temporel utilisé est le schéma HHT avec MODI_EQUI = OUI et $\alpha=-0.3$. L'amortissement numérique correspondant est de 0.2 % à partir de 20 Hz.

Le paramétrage général est le suivant :

- SUBD_PAS = 2 ;
- SUBD_NIVEAU = 10 ;
- Solveur MUMPS ;
- RESI_GLOB_RELA = 5.10^{-4} ;
- ITER_GLOB_MAXI = 5 ;

Pour la loi Hujeux :

- ALGO_INTE = SPECIFIQUE
- ITER_INTE_PAS = -1 ;
- ITER_INTE_MAXI = -1;
- RESI_INTE_RELA = 10^{-9};

2.4.3 Redimensionnement du problème hydromécanique

Le redimensionnement hydromécanique est utilisé pour le calcul dynamique, avec les paramètres suivants :

$$P_0=\frac{1}{K_0}=10^{+4}$$

2.5 Résultats de référence

2.5.1 Données de référence

Les résultats de référence sont issus de mesures japonaises principalement données par Ohmachi et Tahara [10]. Ils sont synthétisés dans le Tableau 2.5.1-1 en des points situés sur une coupe verticale le long du noyau (voir localisation sur la Figure 2.5.2-a)

	Sommet	Milieu (#23)	1/3 inférieur (#16)	Base (#2)
$max_{t\in[0;7]}\|a_x\|$	5.35 m/s²	5.25 m/s²	—	10.24 m/s ²
$max_{t\in[0;7]}\|a_y\|$	4.70 m/s²	6.22 m/s²	—	6.91 m/s ²
$u_y(t=7\,sec)$	39 cm	—	—	—
$moy_{t\in[4;7]}\Delta u_w$	—	150 – 180 kPa	250 – 310 kPa	400 – 410 kPa

Tableau 2.5.1-1 : Valeurs mesurées le long d'un profil vertical dans le noyau

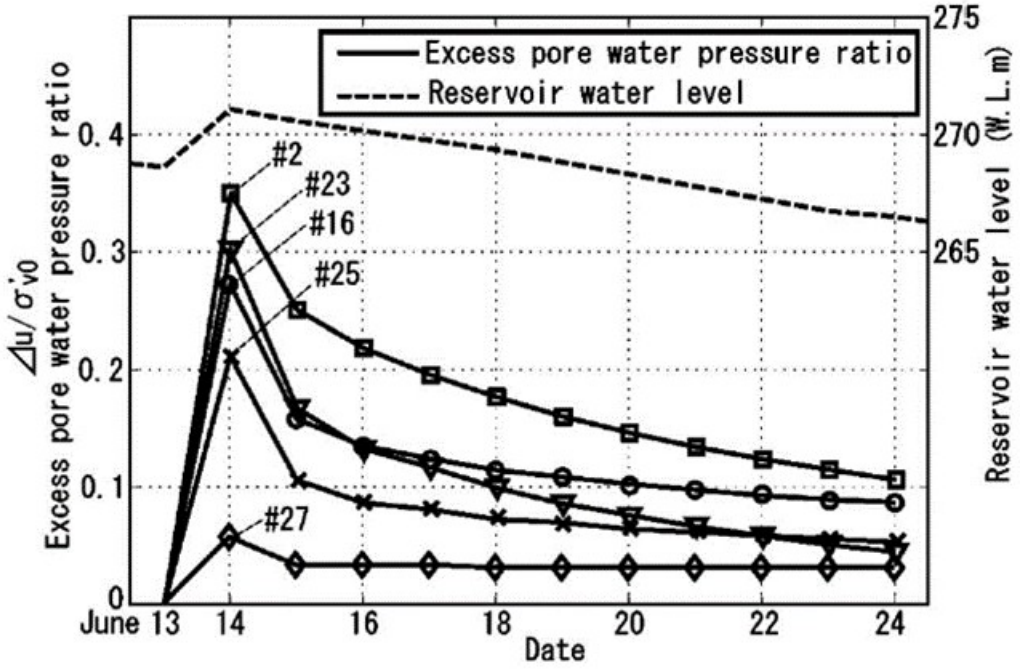
2.5.2 Tests de validation

Les tests sont les suivants :

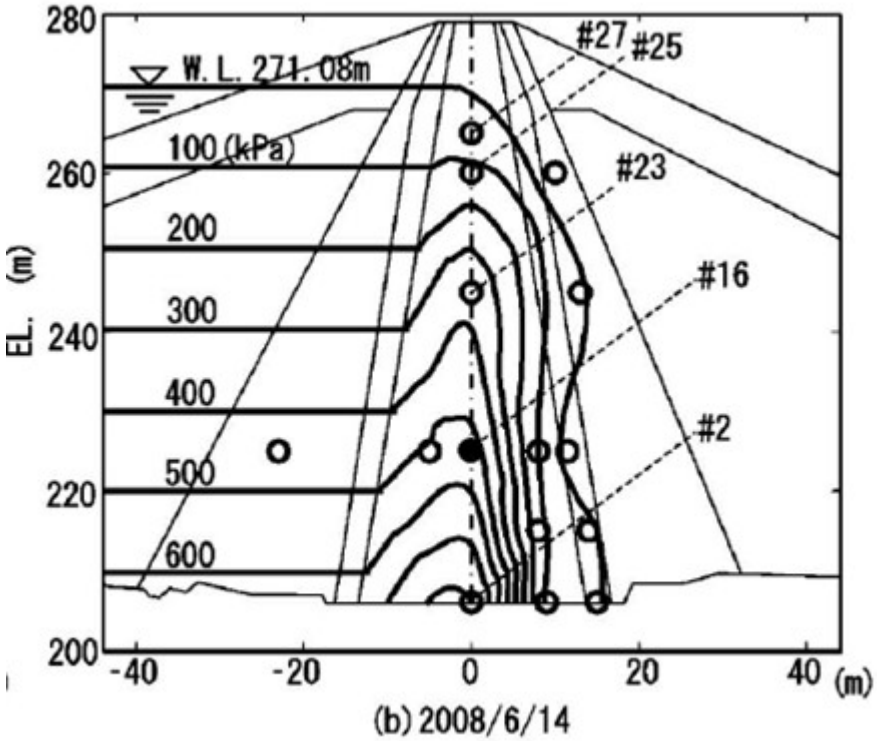
- 1 TEST_RESU porte sur la fréquence fondamentale de résonance du barrage après la phase statique ;

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

- 2 TEST_RESU portent sur les maxima d'accélération horizontale calculée au nœud sommet et au nœud milieu (#23) entre t=0 et t=7sec ;
- 2 TEST_RESU portent sur les maxima d'accélération verticale calculée au nœud sommet et au nœud milieu (#23) entre t=0 et t=7sec ;
- 1 TEST_RESU porte sur le tassement vertical calculé au nœud sommet à t=7sec ;
- Enfin, 2 TEST_RESU portent sur la moyenne de variation de la pression interstitielle calculée au nœud milieu (#23), au nœud situé au 1/3 inférieur (#16) et au nœud situé à la base (#2) entre t=4 et t=7sec ;



(a)



) (b)

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

Figure 2.5.2-a : Mesures d'augmentation de pression interstitielle après le séisme (au 14 juin 2008) : (a) en termes de Ru ; (b) en termes d'isovaleurs de pression interstitielle

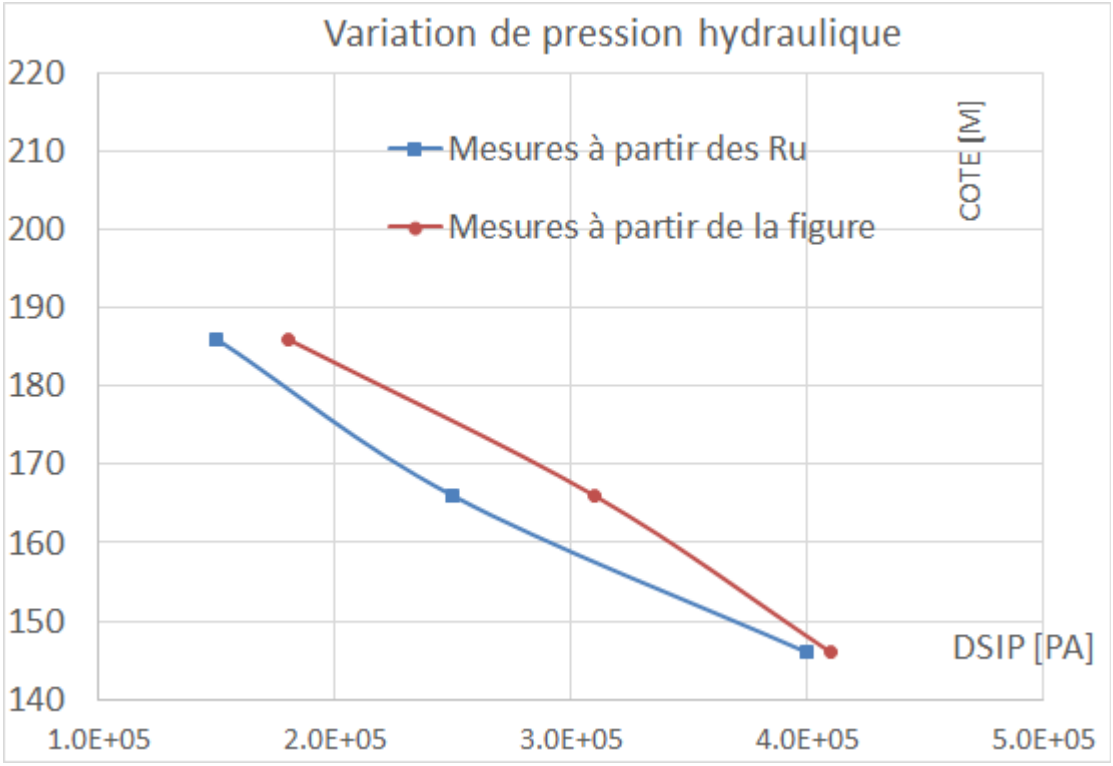


Figure 2.5.2-b : Augmentation de pression interstitielle après le séisme (au 14 juin 2008) calculée à partir de Ru et des isovaleurs de pression interstitielle de la Figure 2.5.2-a

2.6 Calcul de la réponse à la sollicitation sismique

Le calcul de la réponse à la sollicitation sismique s'opère sur une durée de 7 secondes suffisante pour le passage de la phase forte. Le pas de temps est de 0.001 secondes soit 7000 pas calculés et 875 pas archivés.

2.7 Fonctionnalités testées

Les nouveaux algorithmes de Hujeux sont testés :

- `ALGO_INTE = SPECIFIQUE` pour l'étape statique ;
- `ALGO_INTE = SPECIFIQUE` pour l'étape dynamique ;

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

2.8 Grandeurs et résultats testés de la modélisation A

2.8.1 Fréquence fondamentale de résonance avant calcul dynamique

Identification	Référence	Tolérance
$f_0 \in [2.86 - 3.125] Hertz$	2.9 Hz	2%

Tableau 2.8.1-1

2.8.2 Valeurs de l'accélération maximale horizontale

Identification	Référence	Tolérance
Sommet	5.25 m/s^2	50%
#23	5.35 m/s^2	50%

Tableau 2.8.2-1

2.8.3 Valeurs de l'accélération maximale verticale

Identification	Référence	Tolérance
Sommet	6.22 m/s^2	60%
#23	4.70 m/s^2	50%

Tableau 2.8.3-1

2.8.4 Valeur du tassement en crête à t = 7 sec

Identification	Référence	Tolérance
Sommet	-0.39 m	60%

Tableau 2.8.4-1

2.8.5 Valeurs de pression interstitielle moyenne entre 4 et 7 sec

Identification	Référence	Tolérance
#23	400 kPa	10%
#16	310 kPa	5%
#2	165 kPa	5%

Tableau 2.8.5-1

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

3 Synthèse des résultats de la modélisation A

On représente dans les Figures 3-a à 3-b une comparaison par rapport à la solution de référence décrite au paragraphe **§1.7.1** les solutions calculées suivantes :

- profil de tassement à t = 7 sec le long d'une ligne verticale passant par le milieu du noyau (Figure 3-a) ;
- profil de pression interstitielle à t = 7 sec le long d'une ligne verticale passant par le milieu du noyau (Figure 3-b) ;

On peut constater que :

- le profil de tassement calculé ne coïncide pas avec celui mesuré. Cela laisse penser que les parements ne sont pas suffisamment rigides et qu'une meilleure calibration de la loi Hujeux est possible ;
- le profil d'augmentation des pressions hydrauliques dans le noyau est quant à lui excellent par rapport au fuseau des valeurs mesurées ;

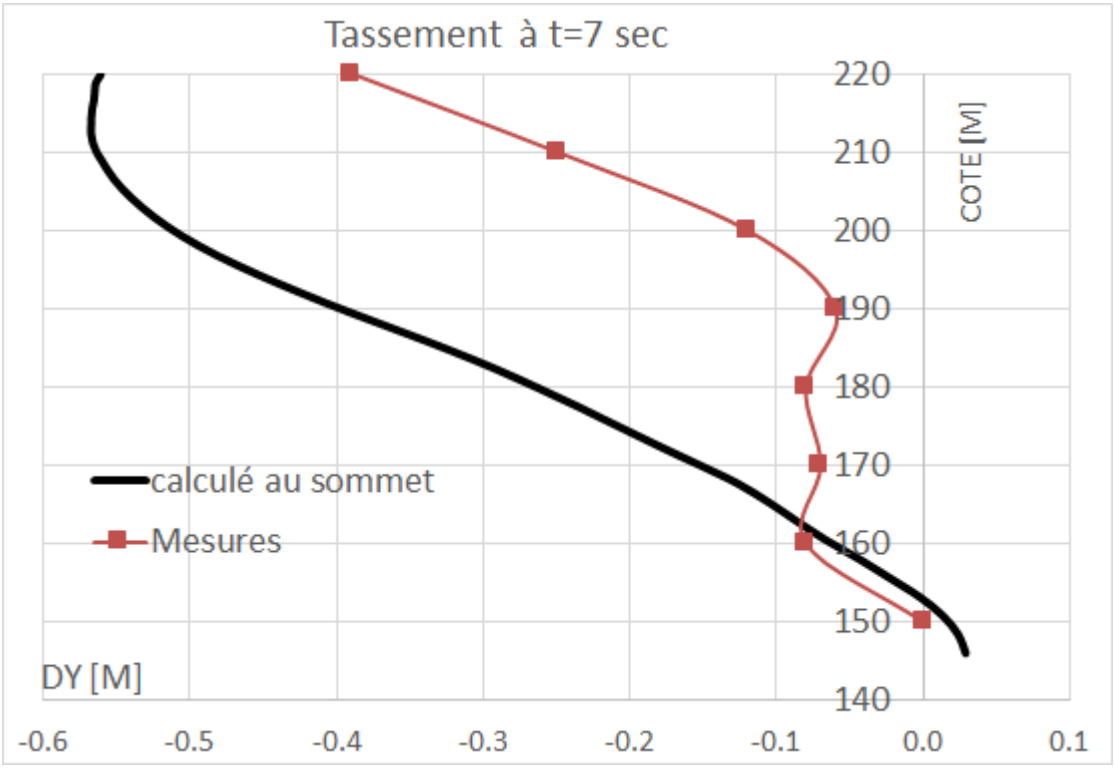


Figure 3-a : Profil de tassement Δu_y le long d'une coupe verticale du noyau à t = 7sec

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

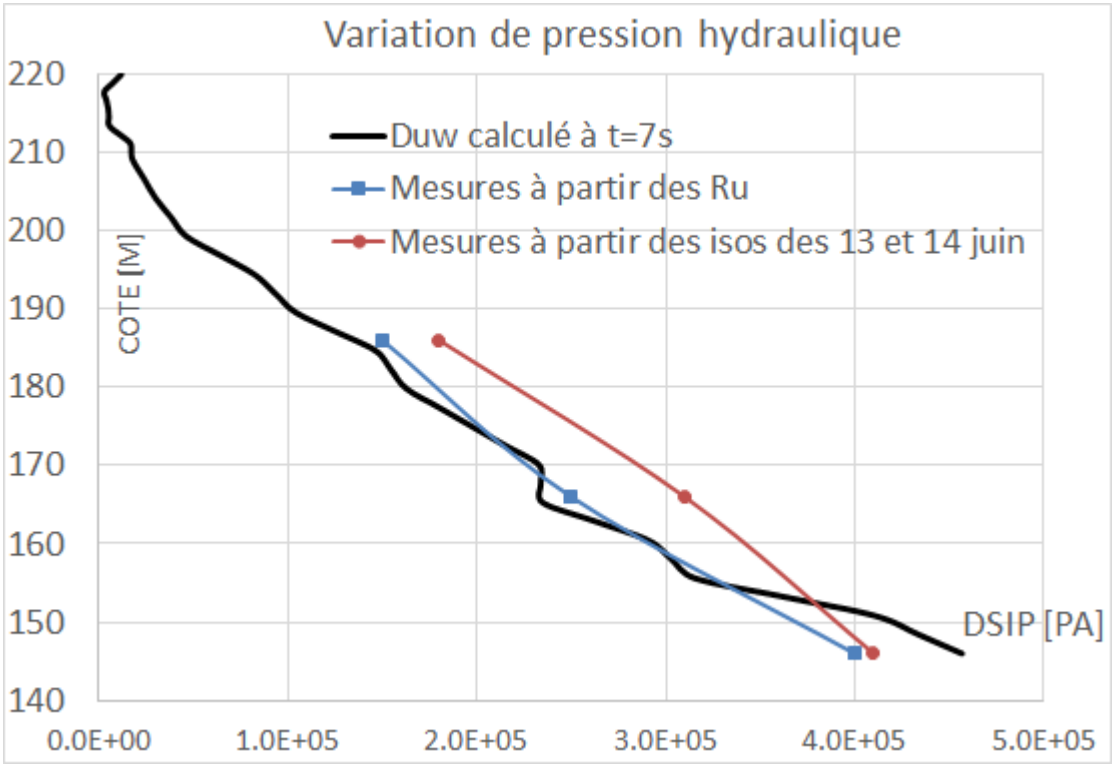


Figure 3-b : Profil de variation de pression interstitielle Δu_w le long d'une coupe verticale du noyau entre t = 0 et t = 7sec

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

4 Modélisation B

4.1 Caractéristiques de la modélisation

La modélisation B considère des éléments type D_PLAN pour tout le maillage. Elle est basé sur une approche type Linéaire Équivalent avec prise en compte simplifiée des pressions d'eau. Il s'agit d'une généralisation à des problèmes 2D de l'approche déclinée pour les études 1D à l'aide de la commande **DEFI_SOL_EQUI** [14].

La résolution est faite dans le domaine fréquentiel, à partir d'une méthode de réponse à un bruit blanc convoluée par la transformée de Fourier du signal à appliquer. Cette méthode propose deux niveaux de réduction du nombre de fréquences à calculer :

- Utilisation d'un pas de fréquence plus important que celui du signal (si signal long), car la fonction de transfert entre un point d'étude et le signal appliqué est plus régulière que la transformée de Fourier du signal,
- Choix d'une fréquence de coupure plus faible que celle induite par le pas de temps du signal, car très souvent le signal considéré présente une fréquence de coupure plus élevée que celle nécessaire vis-à-vis de son contenu fréquentiel. En plus, le maillage est souvent construit à une fréquence de coupure plus petite que celle du signal.

Ces deux niveaux permettent de réduire le temps de calcul de l'opérateur DYNA_VIBRA et de préparation des conditions aux limites par ONDE_PLANE dans le domaine fréquentiel, car cette opération dépendant de l'opérateur REST_SPEC_TEMP.

Le résultat au bruit blanc est ensuite reconstruit par synthèse fréquentielle sur la base du signal à appliquer, en tenant compte du pas de fréquence et de la fréquence maximale du signal. Cette partie ne bénéficie donc pas de la réduction du nombre de fréquences.

Pour des fins de performance du cas-test, la modélisation considère un critère d'arrêt à 100 % afin de converger en une seule itération. Les résultats des sections 4.5 et 5 considère un critère d'arrêt à 5 %, comme la pratique courante de la méthode Linéaire Equivalent.

4.2 Propriétés des matériaux

4.2.1 Propriétés mécaniques

Pour la modélisation B, la même calibration pour les paramètres élastiques de la modélisation A est utilisée (rocher, enrochements et noyau).

Les différentes zones du barrage sont constituées de graves pour les enrochements, de sable et d'argile pour le noyau et les filtres. Selon Ohmachi et Tahara [10] , le noyau est constitué d'une grave limoneuse à argileuse (GC-GM) (classification LPC/USCS). Les propriétés mécaniques des différents matériaux sont résumées sur la figure ci-dessous. Le noyau est saturé et a un comportement non drainé.

Pour tenir compte de la présence de la retenue à l'amont, la masse volumique déjaugée (tenant compte de la poussée d'Archimède) est utilisée pour le parement amont.

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

Matériau	densité sèche (t/m^3)	densité saturée (t/m^3)	coefficient de Poisson
Noyau	1.72	2.10	0.47
Filtres	2.27	2.43	0.47
Transition	2.13	2.33	0.4
Enrochement intérieur amont	2.05	2.29	0.47
Enrochement intérieur aval	2.12	2.32	0.4
Enrochement extérieur amont	2.09	2.32	0.47
Enrochement extérieur aval	2.07	2.30	0.4

Tableau 4.2.1-1 : Caractéristiques mécaniques des 5 zones du barrage.

4.2.2 Courbe de dégradation du module de cisaillement et d'augmentation de l'amortissement

Les cinq zones du corps du barrage sont rassemblées en deux type de comportement : le comportement des matériaux d'enrochements et des transitions et celui des filtres et du noyau. Le recalage des paramètres nous permet d'attribuer la courbe basse de diminution du module de cisaillement de Seed et al. [13] aux parements, et celle de Vucetic et Dorby [16] (IP=30) au noyau et aux filtres.

L'évolution du module de cisaillement G et de l'amortissement D sont donnés par les courbes suivantes :

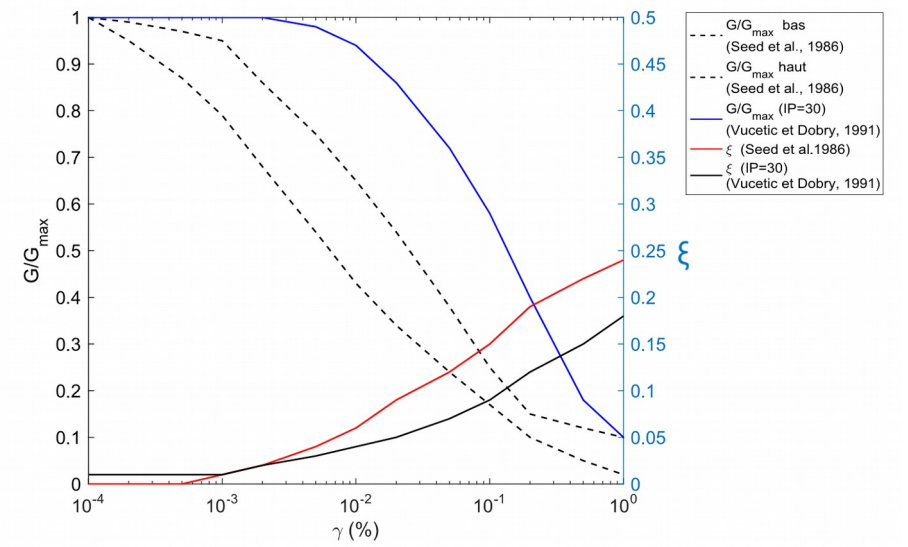


Figure 4.2.2-a : Courbes de comportement utilisées pour les matériaux du barrage

Le module de cisaillement G est lié au module d'Young E et à la vitesse de cisaillement V_s par la formule suivante :

$$G=\frac{E}{2(1+\nu)}=\rho V_s^2 \quad (1)$$

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

avec ρ masse volumique, et ν coefficient de Poisson.

4.2.3 Prise en compte simplifié de la pression d'eau via le modèle de Byrne [2]

La modélisation simplifiée de l'influence de la pression d'eau sur la réponse en cisaillement d'un modèle de barrage repose sur les hypothèses suivantes :

- Les déformations volumiques plastiques développées pendant un chargement sismique sont essentiellement dues à la déformation de cisaillement y subie par le sol,
- Incompressibilité de l'eau interstitielle, les variations de pression d'eau dans un sable saturé lors d'un chargement en cisaillement cyclique peuvent être estimées à partir des déformations volumiques obtenues lors d'un essai de cisaillement cyclique réalisé en conditions drainées à la même contrainte de confinement.
- Le mouvement sismique enregistré peut être associé à un processus aléatoire gaussien à large bande. Sa phase forte est considérée stationnaire. Le nombre de cycles de déformations équivalents est obtenu par la formule suivante :

$$N_{cycles}=\frac{T_f}{T_1} \tag{2}$$

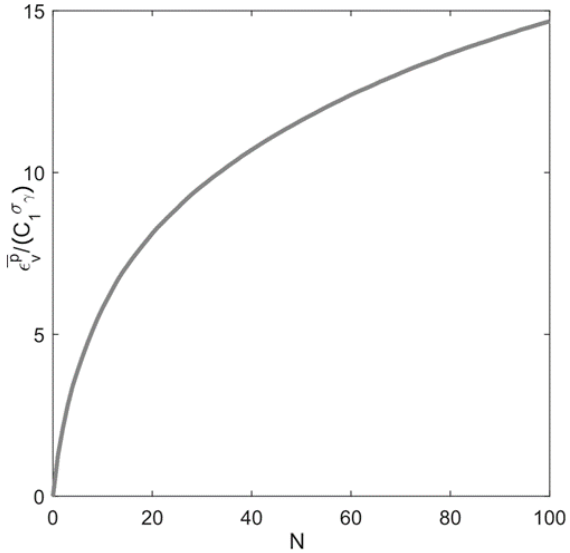
où T_f représente la durée de la phase forte et T_1 représente la première période propre de l'ouvrage.

- La réponse en termes de déformation de cisaillement est considérée comme un processus aléatoire à bande étroite et les pics de cette réponse sont distribués selon une loi de Rayleigh :

$$q_\gamma(\gamma_a)=\frac{\gamma_a}{\sigma_\gamma}\exp\left(\frac{-\gamma_a^2}{2}\sigma_\gamma^2\right) \tag{3}$$

où σ_γ représente l'écart-type du processus aléatoire et γ_a l'amplitude d'un cycle de déformation de cisaillement.

Avec ces hypothèses, l'évaluation de l'augmentation de pression d'eau pendant un séisme (chargement en cisaillement cyclique) requiert évaluer les déformations volumiques plastiques générées par ce séisme en conditions saturées. Ces déformations sont fonction de la déformation volumique plastique cumulée et de l'amplitude de la déformation de cisaillement appliquée [2],[9]. Martin et al. [9] considèrent que le glissement entre grains générant un incrément de déformation volumique plastique $\Delta\varepsilon_v^p$ lors d'un essai en cisaillement drainé ou non drainé est le même. Toute contrainte hydrostatique transférée par le glissement des grains à l'eau interstitielle génère une augmentation de la pression de l'eau, selon la relation suivante :



Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

Figure 3-1 : Variation de la déformation volumique en fonction du nombre de cycle normalisée par le paramètre C1 et l'écart-type du processus σ_γ [4].

$$\Delta u = E_r \Delta \varepsilon_v^p \tag{4}$$

où $\Delta \varepsilon_v^p$ représente l'incrément de déformation volumique plastique accumulé pendant une période de l'histoire de déformation de cisaillement, Δu est l'incrément de pression d'eau et E_r est le module de décharge/recharge du squelette pour le niveau de contrainte effective actuel [9].
Plus de détails sur l'étude statistique qui a été menée pour tracer la courbe unique de déformation volumique sont accessibles dans le manuscrit de la thèse de Kteich [7].

L'évaluation de E_r et de $\Delta \varepsilon_v^p$ est explicité en détails dans le document [14].
Les paramètres du modèle de Byrne [2] sont obtenus à partir des formules suivantes, faisant apparaître la dépendance à la mesure SPT $(N_1)_{60}$:

$$C_1 = \frac{8,7}{(N_1)_{60}^{1,25}}$$
$$C_2 = \frac{0,4}{C_1} \tag{5}$$

L e module de décharge-recharge M est obtenu à partir de la relation suivante, proposée par Wu [17] :

$$M = 10(N_1)_{60} + 160 \tag{6}$$

On considère une valeur de $(N_1)_{60} = 5$ pour le matériau du noyau. Cela correspond à une densité relative égale à 45%. Cette valeur a été choisie en accord avec des hypothèses des plusieurs auteurs sur la modélisation du barrage d'Aratozawa :

- Kham et al. [6] rapprochaient le comportement du noyau à un celui d'une grave lâche;
- O hmachi et Tahara [10] décri vent la matériau du noyau comme une grave argileuse silteuse;
- Fry et al. [4] considère la même valeur de densité relative;
- La valeur de l'angle de frottement de 33,2 choisi par Tsukuni et al. [15] rentre dans l'intervalle d'un sol lâche avec des valeur de N_1 entre 4 et 10, avec le pourcentage de fines l a valeur de N_1 diminue.

Néanmoins, il n'y pas de mesure in-situ pour confirmer ce choix, qui reste une hypothèse de la modélisation. Ce choix de valeur est peut être vue comme majorant de l'influence du modèle de Byrne sur le comportement dynamique et les tassement.

4.3 Conditions limites du modèle

Le signal sismique décrit au paragraphe § 1.1.2 est introduit sous la forme d'une onde plane de type SV uniquement, d'incidence verticale à l'aide des éléments de frontière absorbante `D_PLAN_ABSO` . Le chargement est lié à l'accélération horizontale appliqués à la fois à la base de la fondation et sur les côtés. Sur les côtés, le chargement est celui du demi-espace homogène qu'on active en affectant une valeur non nulle au mot-clé :

```
DIST_REFLECHI = cote_de_la_surface_libre
```

4.4 Méthode de résolution dynamique

La méthode de résolution de l'approche linéaire équivalent est une procédure itérative, où sont évaluées à chaque itération pour chaque nœud des caractéristiques linéaires équivalentes à partir des courbes de dégradation du module de cisaillement G et de l'augmentation de l'amortissement hystérétique.

Le calcul fournit en sortie les signaux temporels, les déformations à différents endroits du barrage, la valeur maximale de la montée de pression d'eau et de la déformation volumique ainsi que les propriétés dégradées

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

de sol en accord avec les niveaux de déformations de cisaillement calculées et la montée de pression d'eau dans le cas du sol saturé non drainé.

En entrée du calcul on fournit :

- Une table donnant le rapport G/G_{max} en fonction de γ ,
- Une table donnant l'amortissement réduit du matériau D en fonction de γ ,
- Les caractéristiques matériaux initiaux en format de champ type ELNO de distribution spatiale (module de Young E, masse volumique RHO, coefficient de poisson NU, les coefficients de l'amortissement hystéretique AMOR_HYST, la valeur $(N_1)_{60}$ de N1 pour l'obtention des paramètres du modèle de Byrne),
- Une table donnant les valeurs de la variation de déformation volumique en fonction du nombre de cycles (la courbe unique proposée en paragraphe § 4.2.3)
- Une table donnant les valeurs du facteur de pic en fonction du nombre de cycles (issue des travaux de Der Kiureghian [3]).

La procédure itérative s'organise de la manière suivant :

1. Affectation des modules de cisaillement et d'amortissement initiaux ($G=G_{max}$, $D=D_{min}$) via des champs de type ELNO_NEUT_R,
2. Calcul de la durée de phase forte T_f en connaissant la première période propre de l'ouvrage,
3. Calcul de la réponse transitoire du barrage à un bruit blanc : excitation par une onde plane à la base de la fondation (bord noté BAS) : DYNA_VIBRA, TYPE_CALCUL = 'TRANS',
4. Calcul de la réponse au signal à appliquer par synthèse fréquentielle,
5. Les accélérations en crête et à la base sont récupérées et la fonction de transfert entre la base et le crête est calculée et la première période propre est obtenue F_1 ,
6. Les valeurs maximales de déformation de cisaillement à chaque nœud par éléments (champ ELNO) sont récupérées et les écart-types de processus sont calculés par le facteur de pic,
7. Calcul des déformations volumiques maximales induites $\varepsilon^p_{v,max}$ à partir de la courbe unique introduite dans le paragraphe § 4.2.3 et obtention des valeurs maximales de montée de pression d'eau r_{umax} ,
8. Calcul dans cha que nœud par élément (cham_ elno) de la déformation de cisaillement effective définie comme :

$$\gamma_{effective}=\chi\cdot\gamma_{max}$$

avec γ_{max} déformation de cisaillement maximale calculée dans la couche et χ coefficient de pondération de la déformation effective (par défaut est égal à $0,65$).

9. Év aluation pour chaque nœud par élément (cham_ elno) du module de cisaillement et de l'amortissement correspondant à $\gamma_{effective}$ sur les courbes G/G_{max} - γ et D - γ correspondantes. Dans le cas de la modélisation simplifiée de la pression d'eau via le modèle de Byrne, la formule suivante est utilisée pour l'évaluation du module de cisaillement :

$$G/G_{max}(\gamma_{effective}).(1-\chi_{ru}r_{umax})^{0,5}$$

où $r_{u,max}$ représente le maximum calculé de la montée de pression d'eau et χ_{ru} est un coefficient de pondération qui permet de moduler l'impact de $r_{u,max}$ sur la déformation effective (par défaut est égal à $0,667$). L'amortissement est évalué avec l'expression de $\gamma_{effective}$ sans prise en compte de la pression d'eau.

10. Si $\left(\frac{G_{k+1,i}-G_{k,i}}{G_{k,i}}\right)>\theta$ (avec $\theta=5\%$ par défaut (DeltaE), retour à l'étape 3 avec les nouveaux modules $G_{k+1,i}$.

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

11. Si la convergence est atteinte, le post-traitement s'effectue. Le cas-test calcule les accélérations en crête et à la base du barrage, déformations maximales, et les distributions de la montée de pression d'eau et des déformations volumiques dans le modèle de barrage.

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

4.5 Grandeurs et résultats testés de la modélisation B

4.5.1 Fréquence fondamentale de résonance initiale

Identification	*Référence*	*Tolérance*
$f_0 \in [2.75 - 3.125]\, Hertz$	2.9 Hz	5%

Tableau 4.5.1-1

4.5.2 Valeur du tassement final en crête

Identification	*Référence*	*Tolérance*
Sommet	-0.39 m	65%

Tableau 4.5.2-1

4.5.3 Valeurs de r_u final maximal

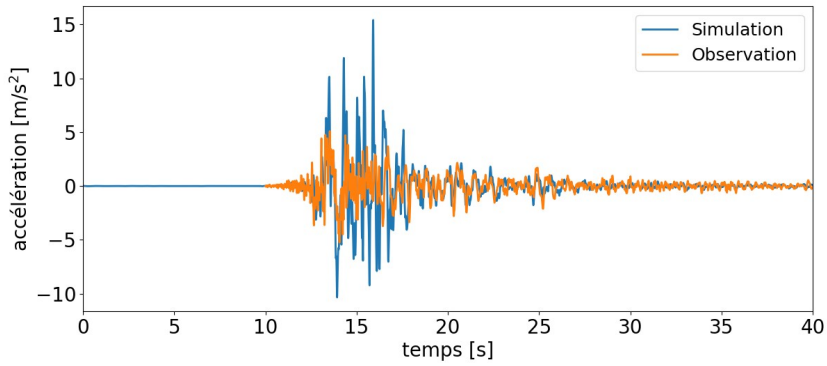
Identification	*Référence*	*Tolérance*
#23	0,40	20%
#16	0,45	20%

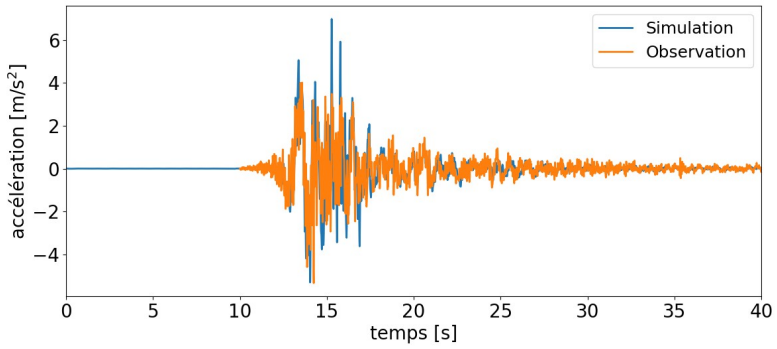
Tableau 4.5.3-1

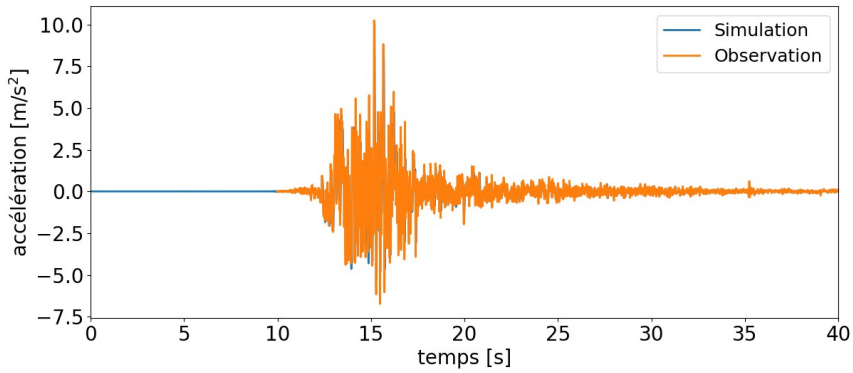
Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

5 Synthèse des résultats de la modélisation B

Les accélérogrammes enregistrés et simulés en crête (haut), à mi-hauteur (centre) et en galerie de fond (bas) du barrage sont présentés sur la Figure 6-1.1. La correspondance de l'accélération calculée et mesurée est relativement satisfaisante pour l'accélération à la base du barrage. Le PGA maximal calculé en galerie de fond est égal à 11.1 m/s² légèrement supérieur (8%) à celui enregistré et égal à 10.24 m/s² (Figure 6-1.1). Pour l'accélération à mi-hauteur, la majorité des pics d'accélération simulés et enregistrés se produisent simultanément et les valeurs de pics simulées sont légèrement supérieures à celles enregistrées. D'après la figure 6-1.2, l'accélération s'atténue entre la galerie du fond et le milieu du noyau central pour atteindre une valeur de 7.33 m/s², une valeur également supérieure à celle enregistrée (PGA=5.33 m/s²). L'accélération simulée en crête du barrage est plus élevée de celle enregistrée. La méthode proposée reproduit en partie le contenu fréquentiel de la réponse en crête mais pas l'atténuation de l'amplitude observée en crête du barrage. Le PGA calculé est amplifié de 1.5 fois par rapport à celui mesuré en galerie de fond. Ce résultat peut être attribué à l'amortissement relativement faible dans le noyau, car la méthodologie implémentée ne considère pas l'influence de l'augmentation de pression d'eau dans les courbes d'amortissement.







Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

Figure 6-1.1: Comparaison des accélérogrammes observés et simulés en crête (haut), à mi-hauteur du noyau (centre) et en galerie de fond (bas) du barrage.

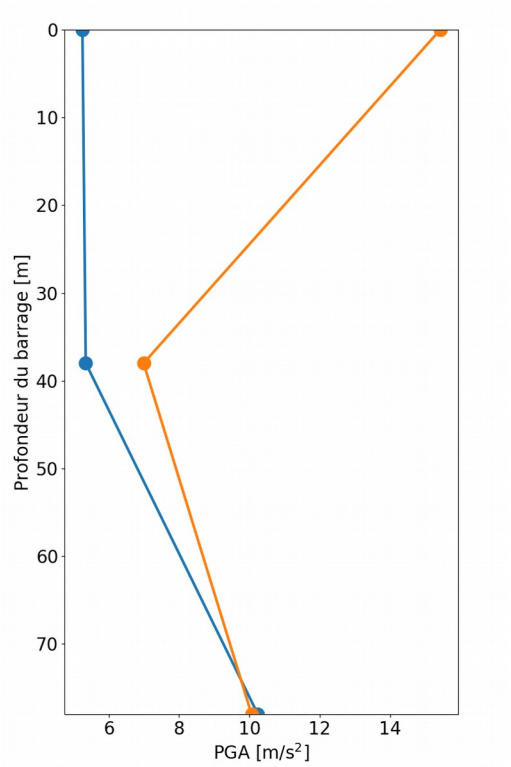


Figure 6-1.2: Comparaison des accélérations maximales (PGA) observées et simulées dans le barrage.

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

5.1 Spectre de réponse et transformée de Fourier des accélérations

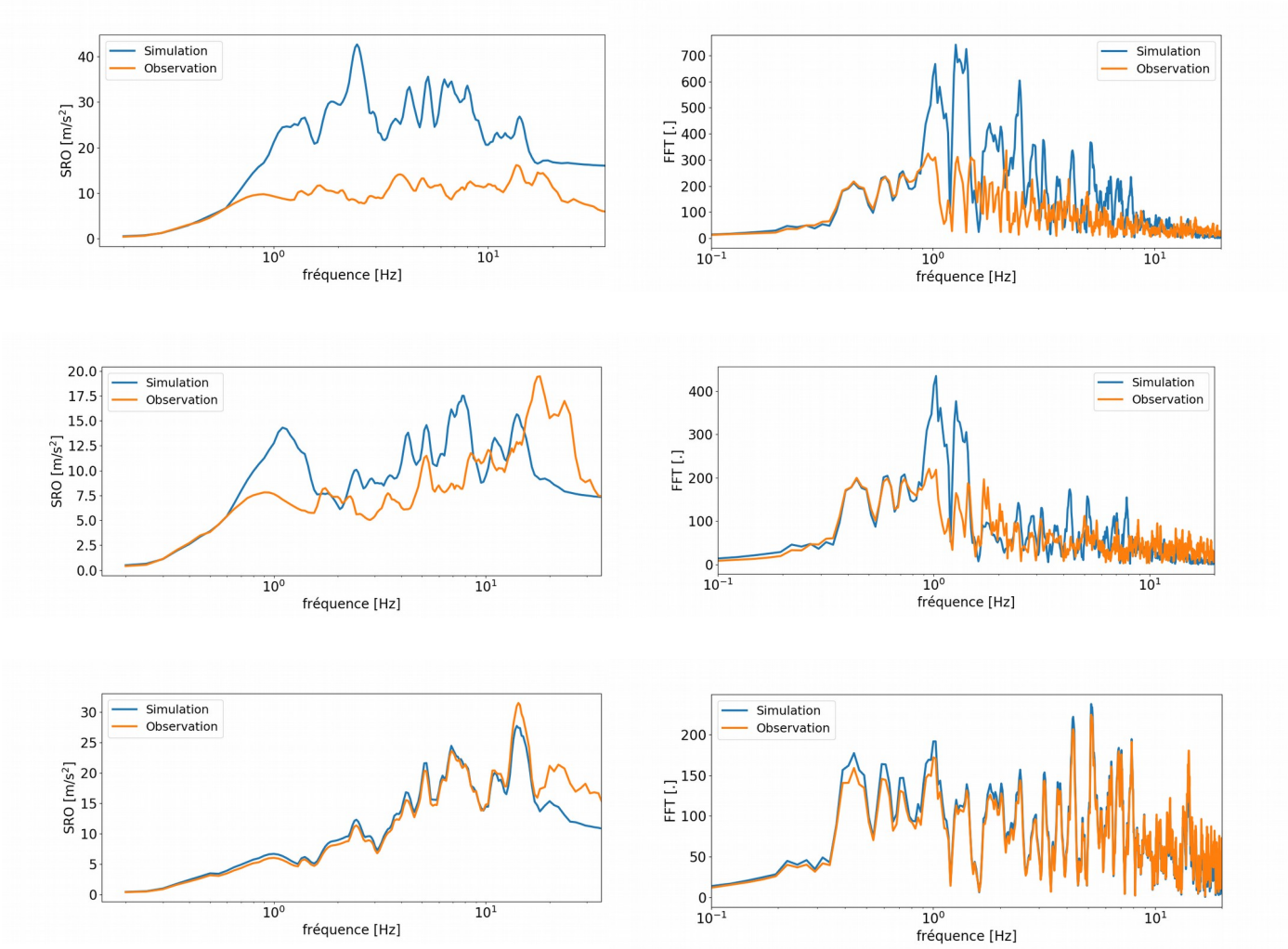


Figure 6-2.1: Comparaison des spectres de réponse (à gauche) et transformée de Fourier (à droite) des signaux observées et simulées en crête (haut), à mi-hauteur du noyau (centre) et en galerie de fond (bas) du barrage.

Les comparaisons des spectres de réponse et des transformée de Fourier pour les trois endroits sont données sur la Fi gure 6- 2.1 . Comme attendu, l es signaux enregistrés et calculés présentent un très bon accord à la base de l'ouvrage. Les spectres de réponse au milieu et en crête con fi rment ce qui apparaissait déjà dans l'analyse temporel : les signaux simulées présentent un contenu énergétique plus important que les signaux mesurés, due à la sous-estimation du taux d'amortissement. Néanmoins, l'analyse des transformées de Fourier montre un très bon accord des pics à basse fréquence, l'approche Linéaire Équivalent étant c apable d'approcher la modification des premiers modes de résonance de l'ouvrage.

5.2 Montées de pression d'eau

Le noyau du barrage est uniquement considéré ayant un comportement non drainé. La montée de pression d'eau est alors calculée uniquement dans le noyau. La figure 6- 3.1 montre la distribution de ce taux dans le noyau (gauche) et la comparaison du r_u simulé avec celui mesuré par les capteurs (droite). Les valeurs de r_u simulées sont très similaires à celles mesurées dans les partie centrale et inférieure du barrage.
En revanche, dans la partie supérieure du noyau, la valeur de r_u est largement surestimée. Une des possibles raisons est le fait que tout le noyau a été considéré complètement saturé mais en réalité le niveau d'eau était à

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

10 m en-dessous de la crête.

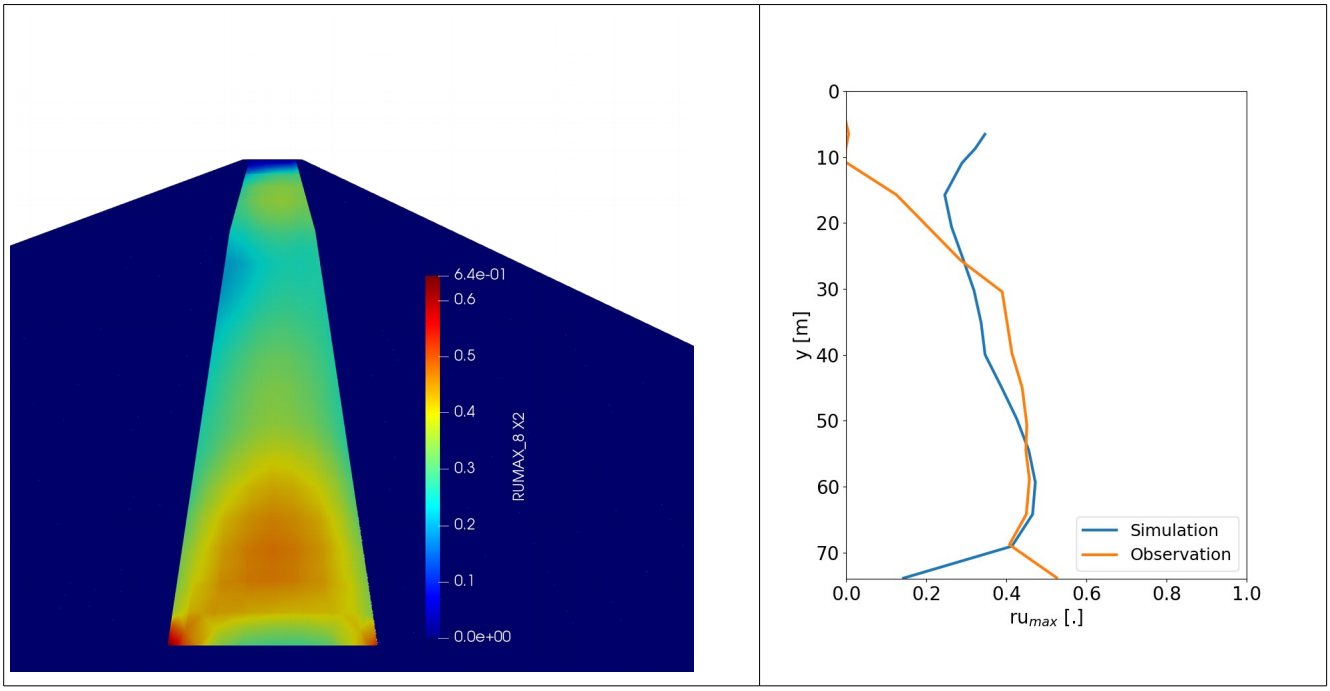


Figure 6-3.1: Taux de montée de pression interstitielle simulé (gauche); comparaison entre le taux de montée de pression interstitielle simulé (courbe bleu) et celui mesuré (courbe orange).

5.3 Distribution du tassement

La simulation numérique estime le tassement de la crête à 15 cm, une valeur sous-estimée par rapport au tassement réel mesuré dans le barrage qui est de l'ordre de 40 cm. Le cumul des tassements dans le noyau central du barrage est présenté sur la Figure 6-4.1. Le tassement calculé jusqu'à une profondeur de 25 m est en bon accord avec la valeur mesurée dans le barrage. La différence est dans la partie supérieure du noyau. Sachant que le tassement calculé par l'approche proposée est dû uniquement aux déformations volumiques cumulées dans le barrage, une autre partie du tassement peut être due aux glissements des parements qui ont eu lieu durant le séisme. Or ces glissements ne sont pas étudiés dans la méthode proposée, et cet aspect peut expliquer cette sous-estimation du tassement.

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

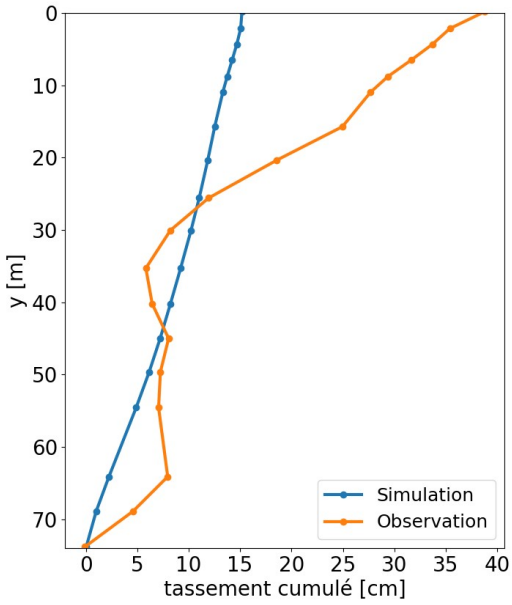


Figure 6-4.1: Comparaison des tassements calculés (courbe bleu) et mesurés (courbe orange) dans le barrage

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)

6 Bibliographie

1) Boutonnier L. "Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation. Cas des ouvrages en terre : coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait/gonflement", Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble, 2007

2) B yrne, Peter M., 1991. A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore Pressure Model for Sand. International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.

3) Der Kiureghian, A. (1979). On response of structures to stationary excitation. University of California, Earthquake Engineering Research Center.

4) Fry, J.-J., , Lefebvre, A., Jellouli, M., Matsumoto, N., Mevel, S. Tatsuta, T. Barrages en remblai : une nouvelle méthode simplifiée, in Colloque AFPS, 30 novembre – 2 décembre 2015, Marne-la-Vallée, France.

5) Kham M. " Modélisation numérique du barrage en remblai d'Aratozawa sous excitation sismique ", Note interne EDF R&D 6125-1714-2017-03830-FR, 2017

6) Kham, M., Kolmayer, P., Matsumoto, N. Advanced numerical modeling of Aratozawa dam response under Miyagi 2008 strong earthquake, in International Conference on Geotechnical Earthquake Engineering, 17-20 Juin 2019, Rome, Italy.

7) Kteich, Z. Méthodes d'ingénierie pour l'étude du risque de liquéfaction et du tassement sous séisme, Thèse de Doctorat, ESTP, 2018.

8) Kteich, Z., Alves Fernandes, V., Kham, M., Labbé, P., Semblat, J.-F., Kolmayer, P. Méthode linéaire équivalente étendue (X-ELM) : influence de la modélisation de l'amortissement sur la réponse sismique 2D du barrage d'Aratozawa. In Colloque AFPS 2019, 24-27 septembre, Strasbourg, France.

9) Martin, G.R, Finn, W.D.L. and Seed, H.B., 1975. Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101(GT5): 423-438.

10) Ohmachi T., Tahara T. "Nonlinear earthquake response characteristics of a central clay core rockfill dam", Soils and Foundations, vol.51, No.2, pp.227238, 2011

11) Rachdi S. "Calcul sismique sur un barrage en remblai non-linéaire", Rapport de stage de Master de l'école des Ponts Paritech, 2015

12) Sawada Y., Takahashi T. "study on the material properties and the earthquake behavior of rockfill dams", Proceedings of 4th japan earthquake engineering symposium, pp.695 - 702, 1975.

13) Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I., and Tokimatsu, K. (1986). Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. Journal of Geotechnical Engineering, 112(11) :1016–1032.

14) R4.05.06. Méthode linéaire équivalent pour la propagation des ondes en 1D. Documentation référence de code_aster.

15) T sukini, S., Ogino, H., Yasuda, N., Matsumoto, N. Application of non-linear constitutive models to three-dimensional simulation analysis of Aratozawa dam. In Book : Validation of dynamic analyses of dams and their equipments, Fry, J.-J., Matusmoto, N. CRC Press.

16) Vucetic, M. and Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of geotechnical engineering, 117(1) :89–107.

17) Wu, G., 2001. Earthquake induced deformation analyses of the Upper San Fernando dam under the 1971 San Fernando earthquake. Canadian Geotechnical Journal, 38: 1-15

Document diffusé sous licence GNU FDL (http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html)