



## **Instabilité post-sismique des digues Une approche en déplacements**

**Jean François SERRATRICE<sup>1</sup>**

1. Cerema Méditerranée, 30 rue Albert Einstein, CS 70499,  
13593 Aix-en-Provence, France. [jean-francois.serratrice@cerema.fr](mailto:jean-francois.serratrice@cerema.fr)

### **Résumé :**

L'article propose une récapitulation des observations des désordres produits dans les digues par des séismes, en vue de mieux connaître les mécanismes de déformation et de rupture de ces ouvrages. Puis, une méthode de calcul en déplacement est proposée, qui vise à décrire une cinématique de rupture post-sismique initiée par des pressions interstitielles. Le principe du calcul est exposé. Un exemple est commenté.

### **1. Introduction**

Comme de nombreux ouvrages en terre linéaires, les digues se déploient sur de vastes territoires dans une large variété de situations spécifiques. Les séismes constituent une forme de sollicitation particulièrement agressive pour ces ouvrages. La préservation des digues se trouve à la croisée d'un double problème de risque, sismique et hydraulique. Leur déformation ou leur ruine peut mettre en défaut leur garantie de protection le temps de la réparation, ce qui n'est pas sans conséquence en termes de gestion des risques, des secours ou de protection résiduelle, en plus des coûts des dommages.

De très nombreux cas de ruptures ou de tassements de remblais et de digues sous l'effet de séismes ont été recensés dans les régions de forte sismicité. L'analyse de ces observations permet de mieux connaître les mécanismes de déformation et de rupture de ces ouvrages en terre. Un aperçu de ces comportements est donné, avant de présenter la méthode de calcul en déplacement. L'analyse se fonde sur la méthode des blocs. La rupture est déclenchée à la fin du séisme par les pressions interstitielles accumulées au cours des cycles dans le sol de fondation de la digue. Les déplacements cessent après remobilisation des forces stabilisatrices quand les pressions interstitielles sont dissipées. L'amplitude des déplacements et la durée du mouvement sont évaluées. Un exemple est commenté pour montrer l'influence relative des principaux paramètres en jeu. Quelques indications sont évoquées enfin concernant la mise en œuvre de la méthode.

*Soumis le 15 juin 2016, accepté le 4 novembre 2016, en ligne le 14 novembre 2016.*

Pour citer cet article :

SERRATRICE J. F. (2016). *Instabilité post-sismique des digues. Une approche en déplacements*. Revue Paralia, Vol. 9, pp n01.1–n01.18.

DOI: <https://doi.org/10.5150/revue-paralia.2016.n01>

## 2. Mécanismes de rupture des digues

Un inventaire est proposé des principaux facteurs influents et des types d'instabilités rencontrés dans les problèmes de comportement des pentes sous séismes, avant d'évoquer les mécanismes de rupture des digues.

### 2.1 Facteurs influents dans les problèmes de stabilité des pentes sous séismes

Les facteurs influents sont nombreux dans les problèmes de stabilité des pentes sous séismes. Ils peuvent être classés dans différentes rubriques indiquées dans le tableau 1.

*Tableau 1. Facteurs influents dans les problèmes de stabilité des pentes sous séismes.*

---

<i>Propriétés morphologiques du versant ou profil de l'ouvrage</i>
<i>forme du profil, présence de proéminences</i>
<i>particularités morphologiques</i>
<i>pente moyenne (<math>\beta</math>)</i>
<i>dénivelée (<math>h</math>)</i>
<i>élancement</i>
<i>étendue latérale</i>
<i>degrés de liberté aval</i>
<hr/>
<i>Equilibre initial</i>
<i>mode de formation de la pente naturelle (érosion, colluvion, altération, etc.)</i>
<i>mode de construction (remblais, digues, barrages, sols renforcés)</i>
<i>cas des constructions anciennes rehaussées (remblais, digues, barrages)</i>
<i>état d'équilibre initial mécanique (contraintes et déplacements)</i>
<i>état d'équilibre initial hydraulique (pressions interstitielles, gradients)</i>
<i>surface potentielle de rupture (forme, courbure, etc.)</i>
<i>distribution des états le long de la surface potentielle de rupture (états des contraintes, pressions d'eau, indices de stabilité)</i>
<i>rupture progressive en cours</i>
<i>conditions climatiques momentanées et dans la période précédente</i>
<i>effet de confinement 3D (confinement latéral)</i>
<i>charges et surcharges</i>
<hr/>
<i>Propriétés du massif</i>
<i>état du massif, altération</i>
<i>hétérogénéités</i>
<i>masses volumiques</i>
<i>comportements et propriétés mécaniques des terrains (résistances de pic)</i>
<i>comportements post-rupture et résistances résiduelles</i>
<i>non linéarité, variations avec la profondeur, anisotropie</i>
<i>fracturation</i>
<i>présence d'eau, pressions interstitielles, écoulements</i>
<i>perméabilités</i>
<i>renforcements existants, traitements existants des terrains</i>
<i>répartition des propriétés mécaniques dans le massif et le long de la surface de rupture potentielle</i>
<hr/>
<i>Modes de rupture</i>
<i>rupture localisée sur des surfaces ou rupture dans la masse (couche)</i>
<i>effet des pressions d'eau</i>

---

*Tableau 1 (suite). Facteurs influents dans les problèmes de stabilité des pentes sous séismes.*

---

<i>Propriétés du signal sismique</i>
<i>variabilité des signaux aux différents points du site</i>
<i>magnitudes</i>
<i>accélérations, vitesses</i>
<i>contenus fréquentiels</i>
<i>longueurs d'ondes</i>
<i>composantes horizontales et verticales</i>
<i>durée, nombre de cycles principaux, coda (terminaison du signal sismique)</i>
<i>répliques (puissance, intervalle de temps entre les répliques)</i>
<i>angles d'incidence, réflexions</i>
<i>focalisation en crête</i>
<i>ondes de surface</i>
<hr/>
<i>Type d'instabilité</i>
<i>effet inertiel dominant</i>
<i>effet de la dégradation des propriétés de résistance des terrains</i>
<i>effet combiné inertiel et de dégradation des propriétés de résistance</i>
<hr/>
<i>Progression post-sismique et retour à l'équilibre</i>
<i>degrés de liberté vers l'aval, extension latérale</i>
<i>présence de forces statiques permanentes</i>
<i>conditions hydrauliques aux limites (réservoir pour les barrages, crue pour les digues)</i>
<i>autres sollicitations consécutives (submersion)</i>
<i>type de mécanisme attendu (par blocs, dans la masse)</i>
<i>déstructuration des terrains (fluidisation)</i>
<i>dissipation des pressions d'eau</i>

---

Cet inventaire donne un aperçu du grand nombre de facteurs présents dans ce problème. Quelques-uns d'entre eux sont aisément identifiables ou ont fait l'objet du recueil de nombreuses observations et interprétations. Mais pour beaucoup d'autres, leur connaissance est empirique, faute d'observations directes et de données instrumentales, sans compter la variété des situations rencontrées aux différents points du massif.

## 2.2 Types d'instabilité des pentes sous séismes

BIONDI et MAUGERI (2006) proposent les définitions rassemblées dans le tableau 2 pour décrire les effets des séismes et différents types d'instabilité des pentes. Les premières lignes du tableau 2 distinguent les effets inertiels et les effets de dégradation des résistances des sols. A ces effets correspondent deux types d'instabilités et un troisième type par combinaison des deux effets. Le type d'instabilité par dégradation des résistances aboutit à deux types de ruptures, ruptures totales et ruptures limitées. Les effets de l'accumulation des pressions interstitielles entrent dans les cas de dégradations des résistances des sols (accumulation des pressions interstitielles avec ou sans liquéfaction des sols).

**Tableau 2. Types d'instabilités des pentes (transposé de BIONDI & MAUGERI, 2006).**

<i>Effets des séismes</i>	
<i>Effet inertiel</i>	- variations des états des contraintes dans les sols sous l'effet du mouvement sismique
<i>Effet de dégradation</i>	- dégradation de la raideur et de la résistance des sols sous l'effet des cycles de déformation et des pressions interstitielles
<i>Types d'instabilités</i>	
<i>Instabilité inertielle</i>	- instabilité commandée principalement par les effets d'inertie et déclenchée par une incursion temporaire des forces motrices au-delà des forces résistantes - pas de dégradation significative des résistances
<i>Instabilité de dégradation</i>	- instabilité imputée à la dégradation des propriétés de résistance des sols - effets inertiels négligeables
<i>Instabilité inertielle et de dégradation</i>	- instabilité due à la combinaison des effets inertiels et de dégradation des résistances - la réponse de la pente dépend de l'effet dominant
<i>Types d'instabilités de dégradation des résistances</i>	
<i>Rupture</i>	- rupture d'une pente en très grandes déformations et déclenchée par la dégradation des résistances - les forces résistantes chutent en dessous des forces motrices requises pour assurer l'équilibre statique et les déformations sont commandées par la gravité - dans les sables saturés lâches à moyennement denses, le terme de rupture par écoulement (flow failure) est réservé aux ruptures provoquées par la montée brutale des pressions interstitielles - dans les sols cohérents, les facteurs déclenchant sont la montée en pressions interstitielles et la dégradation des résistances avec l'accumulation des cycles et la rupture peut advenir pendant le mouvement sismique ou après
<i>Rupture limitée</i>	- les forces résistantes chutent temporairement en dessous d'un seuil mais restent supérieures aux forces motrices requises pour assurer l'équilibre statique - la pente n'est pas détruite et sa réponse doit être examinée en termes de déplacements permanents admissibles
<i>Comportements possibles des pentes initialement stables <math>k_{co} / k_{max} &gt; 1</math></i>	
$k_c = k_{co}$	- pas de dégradation des résistances dans les sols et la pente reste stable sans faire apparaître de déplacements permanents
$k_{max} < k_c < k_{co}$	- malgré la dégradation des résistances, l'accélération $k_c$ reste supérieure à l'accélération $k_{max}$ et il n'y a pas d'apparition de déplacements permanents
$k_c < k_{max}$	- la dégradation des résistances produit un mécanisme de type instabilité de dégradation aboutissant à une rupture largement exprimée ou une rupture limitée
<i>Comportements possibles des pentes initialement instables <math>k_{co} / k_{max} &lt; 1</math></i>	
$k_c = k_{co}$	- pas de dégradation des résistances et une instabilité inertielle se produit
$k_c < k_{co}$	- une dégradation des résistances apparaît, une instabilité combinée inertielle et de dégradation se produit pour aboutir à des déplacements permanents (rupture limitée) ou la rupture largement exprimée

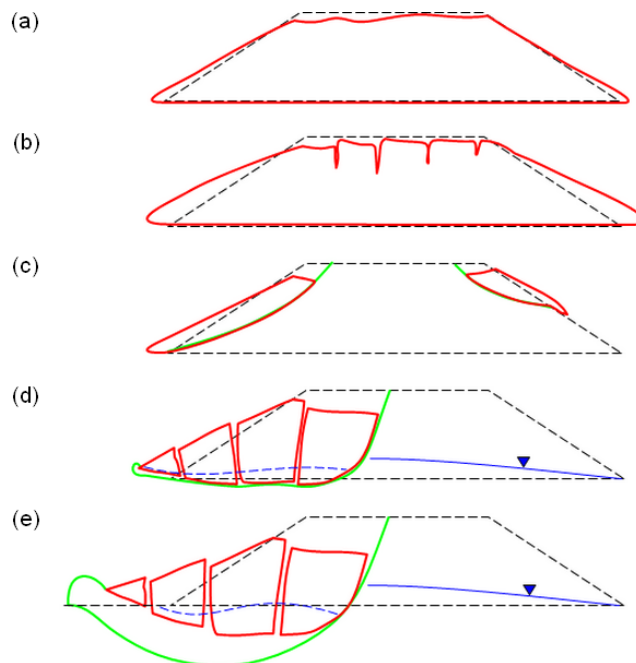
Note : voir les définitions de  $k_{co}$ ,  $k_c$  et  $k_{max}$  ci-dessous

Le comportement des pentes dépend alors des accélérations  $k_{co}$ ,  $k_c$  et  $k_{max}$  définies comme :

- a)  $k_{co}$  accélération critique de la pente évaluée sans dégradation des résistances des sols.
- b)  $k_c$  accélération critique de la pente avec dégradation des résistances des sols.
- c)  $k_{max}$  accélération maximale induite par le séisme à proximité immédiate du site.

### 2.3 Mécanismes de rupture des digues

Les dommages provoqués à des remblais et des digues par les séismes dans différentes régions du monde ont fait l'objet d'analyses en retour. Chaque occurrence d'apparition de désordres sur un ouvrage en terre constitue bien souvent un cas particulier. Néanmoins, certaines tendances se répètent et des classifications des désordres provoqués par les séismes ont vu le jour, au Japon notamment (NAKAYAMA *et al.*, 2007 ; SASAKI, 2009 ; OKHUBO *et al.*, 2009 ; OKA *et al.* 2012). Ces retours d'expérience apportent une meilleure connaissance du comportement des ouvrages en terre et permettent d'améliorer les pratiques de construction ou de renforcement dans ce domaine.



*Figure 1. Récapitulation des classifications des ruptures de remblais sous séismes. Remblais édifiés sur un massif horizontal. Ruptures dans leur plan transversal.*

Une récapitulation des principaux modes de déformation des remblais sous l'effet des séismes est indiquée schématiquement sur la figure 1. Elle concerne les remblais édifiés sur un massif horizontal. Mais une séquence analogue peut être envisagée pour les

remblais sur pente. Les déformations sont générées à deux dimensions (2D) dans le plan transversal des remblais. L'ampleur des désordres va en croissant du haut vers le bas de la planche graphique. En figure 1a, le tassement du remblai s'effectue sur lui-même. Les tassements différentiels sont à craindre en section courante du remblai, mais surtout aux abords des ouvrages tels que les ponts. En figure 1b, les désordres affectent principalement le corps du remblai sans implication notable des sols de fondation. Les tassements de la plate-forme sont accompagnés par une fissuration longitudinale avec des rejets éventuels. Un étalement du remblai se produit en pied. Quant aux trois autres mécanismes, ils mettent en jeu la stabilité du remblai. En figure 1c, des ruptures localisées affectent les flancs du remblai et éventuellement les voies de circulation. Elles témoignent de l'action des fortes accélérations sismiques à l'origine de ces désordres. La plate-forme du remblai se maintient à peu près à sa cote initiale ; ceci est important pour les digues. Ce mode de rupture est fréquent dans les remblais sur pente ou les remblais soutenus par des murs. En figure 1d, la liquéfaction de la couche basale du remblai ou d'une couche mince du sol de fondation, ou la dégradation de la résistance de ces terrains, produit la rupture du remblai de manière symétrique ou non. La rupture montrée en figure 1d se manifeste par de larges crevasses longitudinales à regard amont. Ces crevasses séparent des blocs. Au centre du remblai, les déplacements sont quasi-verticaux. En pied ils sont subhorizontaux et relèvent d'un mécanisme d'extrusion des couches molles plastifiées sous quelques blocs résiduels du remblai. L'étalement du pied du remblai est marqué. En figure 1e, le mécanisme de rupture affecte les sols de fondation en profondeur, suite à la liquéfaction des sols ou la dégradation de leur résistance. Le remblai est disloqué et s'étale. Contrairement à l'image donnée ici, la rupture peut se prolonger dans le terrain naturel très en aval du pied du remblai, même sur des pentes très faibles. Dans cette classification, la méthode de calcul proposée ci-après se rapporte aux deux modes de rupture "d" et "e" de la figure 1.

### **3. Méthodes de calcul**

Le principe des méthodes de calcul de stabilité des pentes est évoqué, avant de revenir à la méthode des blocs et son extension cinématique.

#### **3.1 Calculs de stabilité des pentes**

Les méthodes employées pour évaluer la stabilité des remblais et des digues sous l'effet des séismes font appel aux méthodes de calcul de stabilité des pentes, dont une évolution se fait sentir, comme le montre JIBSON (2011). Par sa primauté historique et par la simplicité de sa mise en œuvre, la méthode pseudo-statique couvre une large part du domaine d'applications courantes. Néanmoins, le recours à des coefficients de proportionnalité pour définir les accélérations horizontale et verticales pseudo-statiques constitue une hypothèse forte et discutable. La méthode a pour inconvénient aussi de ne

pas se prononcer sur ce qu'il advient quand l'équilibre est dépassé. Ainsi, des méthodes de calcul en déplacement ont été proposées, à commencer par la méthode de calcul en déplacement permanent de NEWMARK (1965). Puis, ces méthodes ont évolué à leur tour pour donner naissance aux méthodes d'analyse en déplacement découplées ou totalement couplées.

La méthode de NEWMARK (1965) permet de calculer le déplacement d'un bloc rigide posé sur un plan incliné et soumis à un accélérogramme représentatif du site. En se référant à des seuils en déplacement préétablis, l'analyse simplifiée qui se fonde sur ces calculs, aboutit au classement de l'ouvrage dans les classes de performances prédéfinies et dictées par les exigences du site en matière de sécurité. Pour une digue, il convient d'apprécier en plus la capacité résiduelle de protection qui est encore garantie par l'ouvrage endommagé.

Un premier niveau de perfectionnement porte le nom d'analyse découplée. L'analyse se déroule en deux étapes. Un calcul de la réponse dynamique de la pente sous l'effet du séisme est effectué pour commencer, connaissant les propriétés dynamiques des terrains. Les accélérations sont calculées en fonction du temps en différents points de la pente. La moyenne de ces accélérations est évaluée aux points circonscrits dans le volume en mouvement. La seconde étape consiste alors à comparer cette accélération moyenne à l'accélération critique  $k_c$  du bloc, puis à calculer la vitesse du bloc et son déplacement par double intégration comme dans le calcul d'un bloc rigide. Cette méthode est qualifiée de découplée, car la réponse dynamique de la masse et les déplacements permanents sont calculés indépendamment.

Dans une analyse totalement couplée, la réponse dynamique de la masse en mouvement et les déplacements permanents sont modélisés conjointement. L'effet des déplacements permanents est pris en compte de ce fait. Les calculs sont effectués par les méthodes numériques.

### 3.2 Méthode des blocs

La "méthode des blocs" a été proposée par SARMA (1979) pour effectuer le calcul de la stabilité des pentes à l'équilibre limite. Les calculs sont effectués à deux dimensions, dans un profil de la pente. La portion du massif comprise entre la surface de rupture et la surface libre est subdivisée en blocs rigides indéformables et de forme quelconque qui frottent les uns sur les autres, pour représenter un mécanisme de rupture approprié ou imposé par des discontinuités préexistantes. Le poids volumique  $\gamma$  de chaque bloc est donné. Le long de toutes les discontinuités, la résistance au cisaillement est gouvernée par la loi de Coulomb, avec, pour propriétés, une cohésion  $c$  et un angle de frottement  $\phi$  (et une dilatance  $\delta$  éventuellement). Chaque discontinuité et chaque bloc peuvent posséder des propriétés particulières. En présence d'une nappe, les forces de pression d'eau sont calculées dans toutes les portions des discontinuités situées sous la nappe. Les efforts extérieurs éventuels sont ajoutés.

Aux forces déstabilisatrices (poids, pression d'eau dans les discontinuités, efforts extérieurs) sont opposés des efforts résistants prenant naissance dans les interfaces entre les blocs et le long de la surface de rupture basale. Le calcul consiste à déterminer un coefficient de sécurité au glissement  $F_s$  représentant le rapport entre les efforts résistants et les efforts déstabilisateurs. Ce coefficient doit être supérieur à l'unité, au moins, pour que la stabilité soit assurée.

La méthode des blocs tire son originalité de l'introduction d'une accélération horizontale  $K$  comme inconnue auxiliaire dans l'équilibre des blocs pour déterminer le coefficient de sécurité  $F_s$  et une accélération critique  $K_c$ . En pondérant les propriétés de résistance  $c$  et  $\phi$  associées à chaque discontinuité par le facteur de sécurité  $F$  ( $c/F$  et  $\text{tg}(\phi)/F$ ), puis en faisant varier  $F$ , il est possible d'associer une accélération  $K$  à chaque niveau de sécurité  $F$  donné. La valeur cherchée du coefficient de sécurité statique  $F_s$  est obtenue pour  $K = 0$ . A  $F = 1$  est associée l'accélération critique  $K_c$ . Le calcul permet d'obtenir à la fois le coefficient de sécurité au glissement  $F_s$  dans l'état donné de l'ouvrage (topographie du site, caractéristiques mécaniques des interfaces, nappe d'eau, chargements extérieurs, etc.) et l'accélération horizontale critique  $K_c$  qu'il est nécessaire d'appliquer à la masse instable pour amener celle-ci à l'équilibre limite et produire le mécanisme de ruine envisagé. La méthode s'applique ainsi dans un problème statique. Elle s'applique aussi au calcul de l'équilibre pseudo-statique de l'ouvrage sous l'effet d'un séisme, en superposant un effort d'inertie horizontal et/ou vertical au poids du volume instable, via des coefficients sismiques  $k_H$  et  $k_V$ , puis en calculant la nouvelle accélération critique sismique  $K_{cs}$ .

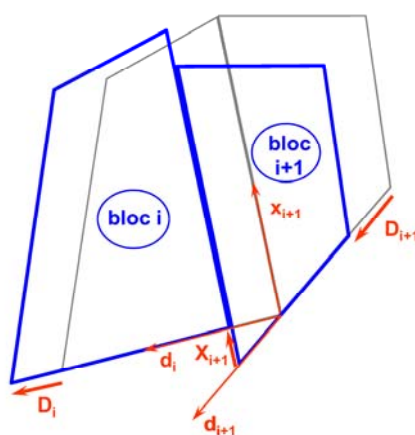


Figure 2. Mouvements relatifs de deux blocs en glissement sur leur base.  
 $D_i$  et  $D_{i+1}$  sont les vecteurs mouvements des blocs, de modules  $D_i$  et  $D_{i+1}$ .

### 3.3 Cinématique par la méthode des blocs

L'assemblage de blocs constitué pour effectuer l'analyse pseudo-statique de la stabilité permet de représenter aussi une cinématique de la rupture. Les mouvements des blocs



sont des translations sur leur base. Ces glissements sont contraints par la forme de la surface de rupture. Les mouvements relatifs entre deux blocs attenants dépendent des directions de leurs bases et de la direction de l'interface entre les blocs. En se reportant à la figure 2, la condition de compatibilité des déplacements entre deux blocs attenants est donnée par l'expression vectorielle suivante (les deux blocs ne se séparent pas et ne s'interpénètrent pas) :

$$D_i \mathbf{d}_i = D_{i+1} \mathbf{d}_{i+1} + X_{i+1} \mathbf{x}_{i+1} \quad (1)$$

où  $\mathbf{d}_i$  est la direction de la base du bloc  $i$ ,  $\mathbf{d}_{i+1}$  la direction de la base du bloc  $i+1$ ,  $\mathbf{x}_{i+1}$  la direction de l'interface qui lie les blocs  $i$  et  $i+1$  (vecteurs unitaires) et  $D_i$ ,  $D_{i+1}$ ,  $X_{i+1}$  les modules des déplacements des blocs sur leurs bases ou leur mouvement relatif. Par projection sur les directions  $\mathbf{d}_i$  et  $\mathbf{d}_{i+1}$ , un système peut être construit donnant  $D_{i+1}$  et  $X_{i+1}$  comme solution, connaissant le module  $D_i$  du déplacement du bloc  $i$ .

#### **4. Méthode de calcul**

Le principe de la méthode de calcul en déplacement post-sismique des digues est présenté avant d'examiner les modalités du calcul.

##### 4.1 Principe de la méthode de calcul

Une méthode est proposée ici pour analyser le mécanisme de rupture post-séisme d'un remblai ou d'une digue. L'instabilité résulte des pressions interstitielles accumulées pendant la durée du séisme le long de la surface de rupture potentielle. A cet instant initial du déclenchement, le déséquilibre mécanique se manifeste par une accélération imposée à la masse instable. Le déplacement de cette masse formée de plusieurs blocs est calculé en fonction du temps jusqu'à l'arrêt du mouvement quand les efforts statiques déstabilisateurs retrouvent un nouvel équilibre et/ou du fait de la dissipation des pressions interstitielles initiales. Le déplacement s'effectue à la fin ou après la fin du séisme, indépendamment des efforts sismiques d'inertie. Le déplacement final est comparé ensuite aux seuils préétablis dans le cadre d'une analyse performantielle de l'ouvrage en terre, voire comme scénario d'une analyse de risque.

##### 4.2 Equilibre initial et instabilité

Une solution du problème de stabilité est recherchée pour commencer, parmi d'autres, par la méthode des blocs (surface de rupture, découpage en blocs, identification des propriétés mécaniques des discontinuités, nappe, efforts extérieurs, etc.). Les résistances au cisaillement sont définies en termes de contraintes effectives. En principe, la digue est stable dans son état initial ( $F_s > 1$ ,  $K_c > 0$ ). Des hypothèses fortes sont admises alors. Une distribution de surpressions interstitielles  $\Delta u_0$  est donnée le long de la surface de rupture. Elles représentent les pressions interstitielles accumulées pendant le séisme.

Elles sont définies à la base de chacun des blocs  $i$  en fonction des contraintes normales effectives  $\sigma'_{0i}$ , calculées à l'étape précédente, par un coefficient  $r_{u0}$ , ou taux d'accumulation des pressions interstitielles, qui est unique pour l'ensemble de la surface de rupture. Pour chaque bloc  $i$  :

$$\Delta u_{0i} = r_{u0} \sigma'_{0i} \quad (2)$$

D'autres distributions sont possibles, mais elles appellent à connaître des données supplémentaires. Si les pressions interstitielles sont de nature à mettre en péril la stabilité de la digue, le déséquilibre mécanique ainsi créé se manifeste par une accélération imposée à chacun des blocs. Le calcul du déplacement de la masse instable commence à cet instant initial du déclenchement. Puis, pendant le mouvement des blocs, les surpressions interstitielles se dissipent par drainage de l'eau de part et d'autre et le long de la surface de rupture (et dans toutes les fissures connexes). Pour simplifier, la dissipation des surpressions interstitielles s'effectue en référence à la théorie de la consolidation unidimensionnelle des sols. Un temps caractéristique  $t_d$  contrôle cette dissipation en lien avec le facteur temps  $T_v$ , où  $t$  est le temps :

$$T_v = t/t_d \quad (3)$$

Dans la théorie de la consolidation unidimensionnelle, le temps  $t_d$  exprime le rapport entre un coefficient de consolidation  $c_v$  et le carré d'une distance de drainage  $e_{dra}$ . Cette configuration n'a pas de sens ici, sinon que les pressions interstitielles sont maximales le long de la surface de rupture qui constitue le centre d'une bande d'épaisseur  $2 e_{dra}$  et dont les bords sont des frontières drainantes. Le calcul du degré de consolidation s'effectue le long de la surface de rupture en fonction de  $T_v$ . D'où la pression interstitielle au temps  $t$  sous la base du bloc et l'effort normal associé qui contribue au déséquilibre. L'introduction du temps  $t_d$  permet de s'affranchir des paramètres tels que  $c_v$  et  $e_{dra}$ . Comme indiqué ci-après, le temps  $t_d$  s'accorde généralement à l'ordre de grandeur de la durée du glissement, ainsi qu'aux dimensions géométriques du problème.

#### 4.3 Déroulement du calcul

Le calcul des déplacements des blocs s'effectue pas à pas en fonction du temps à partir du déclenchement initial provoqué par les surpressions interstitielles. Pour chaque bloc et pendant chacun des pas de temps, l'incrément de vitesse et l'incrément de déplacement sont calculés par double intégration, connaissant l'accélération du bloc au temps  $t$  qui résulte du déséquilibre des forces de cisaillement sur sa base. Le calcul dépend de l'angle  $\beta$  de la base du bloc sur l'horizontale. Cet angle conserve sa valeur initiale. Il n'y a pas d'adaptation de la forme des blocs. Pendant ce pas de temps, l'incrément de dissipation des pressions interstitielles est calculé sous le bloc.

Ce calcul est effectué ainsi pendant le pas de temps en cours dans chacun des blocs considéré comme indépendant des autres. Puis la règle de compatibilité des vitesses et

des déplacements, équation (1), est appliquée le long de la surface de rupture à partir du bloc de pied de façon à rendre continu le mouvement d'ensemble. Ainsi par exemple, le long d'une surface de rupture à concavité tournée vers les altitudes croissantes, les blocs situés en amont glissent sur des bases plus pentues que les blocs situés en pied. Ils poussent les blocs situés en pied. Au contraire, les blocs situés en pied freinent les blocs situés en amont.

Le calcul s'arrête par un effet géométrique ou l'effet de la restauration des forces de cisaillement résistantes ou les deux effets simultanément. Dans le premier cas, les efforts statiques déstabilisateurs retrouvent un équilibre. Dans le second cas, les forces résistantes sont rétablies après dissipation des surpressions interstitielles. Le mouvement est retardé alors et, après quelques déplacements supplémentaires par effet d'inertie, il s'interrompt. Le résultat final s'exprime par le déplacement total de chacun des blocs depuis l'initiation de l'instabilité, puis par le temps de parcours. Un logiciel spécifique a été mis au point pour effectuer le calcul.

## 5. Exemple

Une illustration de la méthode de calcul est donnée à partir de l'exemple d'une digue de la rivière Naruse au Japon, qui a été endommagée par l'effet d'un séisme.

### 5.1 Présentation

En 2004, le séisme Niyagi-ken Hokubu a provoqué de sérieux dommages sur les digues de la rivière Naruse. L'observation des désordres a fait l'objet d'une analyse post-sismique par NAKAYAMA *et al.* (2007). Comme de nombreux ouvrages, la digue est hétérogène et a été rehaussée et élargie au fil du temps. Dans cette section de l'ouvrage, l'ancienne digue est constituée par des sols cohérents et les nouveaux matériaux rapportés sont sableux.

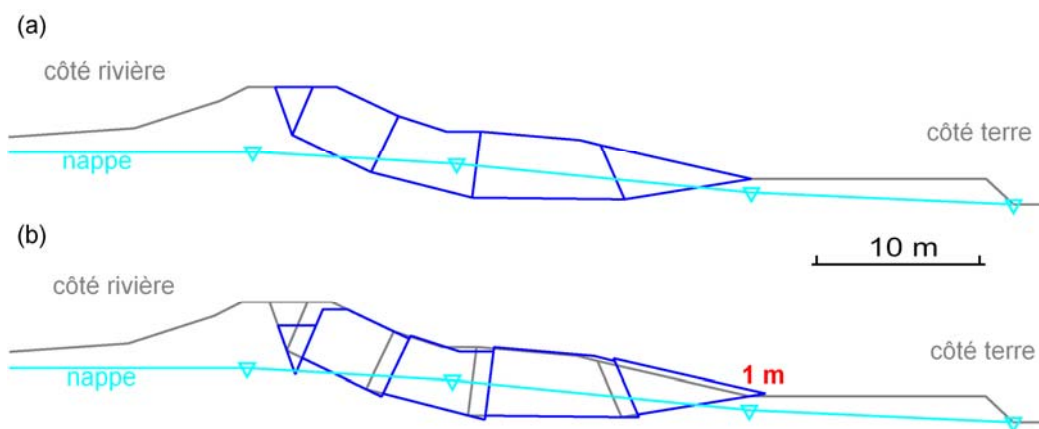


Figure 3. Profil de calcul d'une digue de la rivière Naruse au Japon.  
a) Discrétisation du profil en cinq blocs. b) Cinématique de rupture.

Le séisme de 2004 se singularise par une succession de quatre chocs importants dans la même journée. Le choc principal se caractérise par sa durée dont un épisode de 8 s constitué par des accélérations supérieures à  $1 \text{ m/s}^2$ . Ce séisme intervient après une période pluvieuse qui s'est traduite par la montée du niveau de la nappe dans le corps de la digue. La digue ne casse pas lors du premier choc, mais elle casse lors du choc principal qui fait suite et dont la durée est plus longue. La liquéfaction des terrains sableux de fondation de la digue et ceux qui constituent la région basale du corps du remblai explique la rupture de la digue. Un déplacement horizontal de 3 à 5 m est constaté en pied du côté terre (à l'opposé de la rivière). La surface de rupture s'appuie sur la frontière de l'ancien corps de digue argileux. Des crevasses longitudinales larges et profondes séparent des blocs du remblai initial. Des remontées de sable et d'eau au fond de ces crevasses témoignent de la liquéfaction des sols sableux sous-jacents.

En vue du calcul dédié à cet exemple, la masse instable est discrétisée en cinq blocs dans le profil de la digue, comme indiquée sur la figure 3a, d'après le schéma de rupture proposé par les auteurs. Les propriétés mécaniques des sols sont tirées des indications des auteurs. Le massif est supposé homogène avec un poids volumique  $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$  qui correspond à une couche sableuse située en haut du massif de fondation de la digue. Les interfaces entre les blocs possèdent les caractéristiques de cette même couche ( $c = 18 \text{ kPa}$  et  $\phi = 15^\circ$ ). Les surfaces basales des blocs ont été dotées des propriétés de la couche argileuse qui forme l'ancienne digue ( $c = 27 \text{ kPa}$  et  $\phi = 0^\circ$ ). Il s'agit de résistances à court terme. Le calcul pseudo-statique effectué à l'équilibre limite par la méthode des blocs aboutit à une accélération horizontale déstabilisatrice qui est égale à  $4,4 \text{ m/s}^2$ . Selon les auteurs, les accélérations estimées sont comprises entre 3 et  $5,5 \text{ m/s}^2$  pendant les secousses sismiques. L'accord avec les données du problème paraît satisfaisant.

*Tableau 3. Jeux de paramètres pour les calculs paramétriques.*

<i>Paramètres</i>	<i>Jeux des paramètres</i>			
<i>Angle de frottement des discontinuités <math>\phi</math> (<math>^\circ</math>)</i>	28	30	32	34
<i>Taux d'accumulation des pressions interstitielles <math>r_{u0}</math> (-)</i>	0,70	0,80	0,90	0,95
<i>Temps caractéristique de dissipation <math>t_d</math> (s)</i>	0,5	1	2,5	5

## 5.2 Résultats du calcul des déplacements

Les calculs sont effectués en contraintes effectives dans la modélisation proposée ici. En l'absence de données des caractéristiques de résistance des sols dans ces conditions, les propriétés suivantes ont été adoptées, qui sont reportées dans le tableau 3. Elles sont communes à tous les blocs. Les angles de frottement sont compris entre 28 et  $34^\circ$ . Cette plage correspond aux angles mesurés habituellement sur des sols naturels sableux à limoneux. La cohésion est nulle.

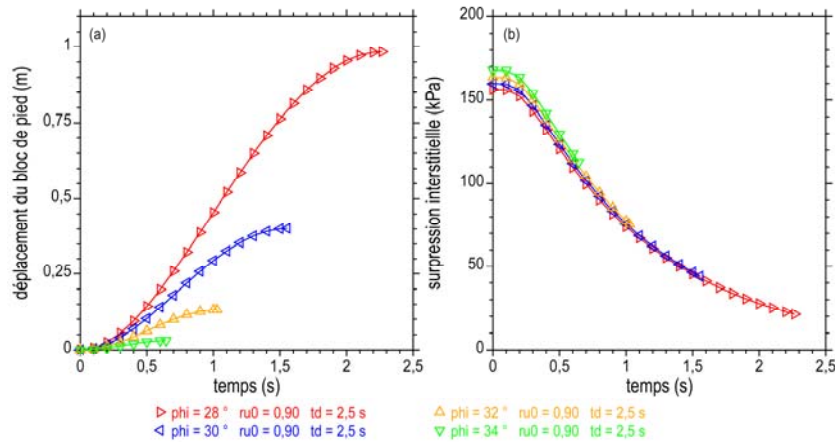


Figure 4. Influence de l'angle de frottement  $\phi$ .

a) Déplacement du bloc de pied. b) Dissipation de la surpression interstitielle.

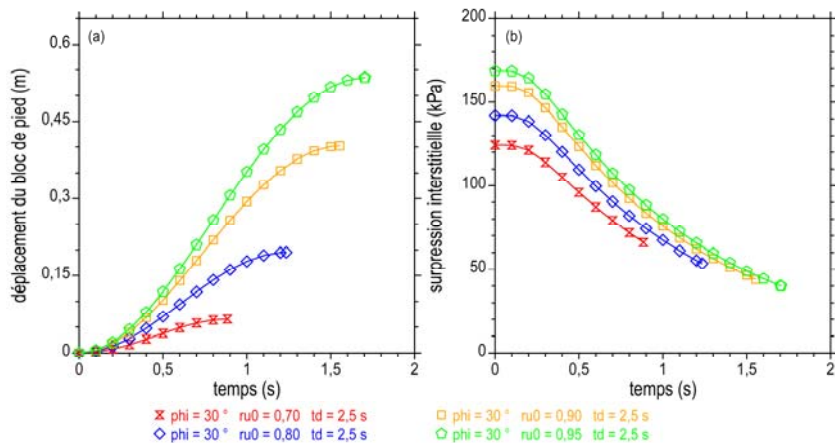


Figure 5. Influence du coefficient de pression interstitielle initiale  $ru_0$ .

a) Déplacement du bloc de pied. b) Dissipation de la surpression interstitielle.

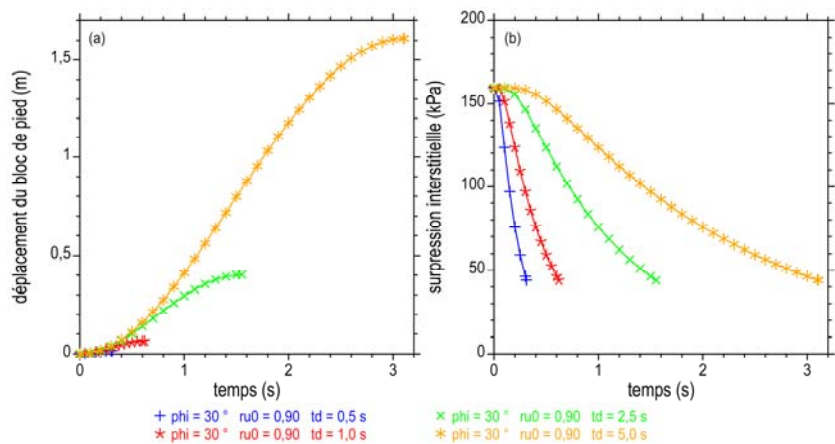


Figure 6. Influence du temps caractéristique de dissipation  $t_d$ .

a) Déplacement du bloc de pied. b) Dissipation de la surpression interstitielle.

Les taux d'accumulation des pressions interstitielles  $r_{u0}$  sont compris entre 0,7 et 0,95. Cela correspond à des montées rapides des pressions interstitielles en fonction du nombre de cycles dominants du séisme ou du nombre de cycles des essais de laboratoire. De telles progressions se rencontrent dans les sols sensibles à la liquéfaction (voir ci-après en section 6.2). Les temps de dissipation sont très courts, compris entre 0,5 et 5 s. Ils sont ainsi de l'ordre de grandeur de la durée des mouvements calculés.

Une première série de calculs montre l'influence de l'angle de frottement  $\phi$ . Le déplacement du bloc de pied est représenté en fonction du temps pour  $\phi = 28, 30, 32$  et  $34^\circ$  sur la figure 4a, alors que le coefficient initial vaut  $r_{u0} = 0,90$  et le temps caractéristique de dissipation  $t_d = 2,5$  s.

L'amplitude du déplacement diminue quand l'angle de frottement  $\phi$  augmente. L'influence de  $\phi$  est grande. La figure 4b montre la dissipation des surpressions interstitielles sous le bloc de pied depuis les valeurs initiales  $\Delta u_0$  qui ont provoqué la rupture. Ces pressions initiales valent autour de 150 kPa pour le bloc de pied, avec un petit écart qui dépend de l'angle  $\phi$ . Il faut imposer une plus grande surpression initiale pour vaincre les frottements les plus élevés. Puis les courbes se superposent. Mais la durée des mouvements diminue quand  $\phi$  augmente.

La figure 5 montre les résultats des calculs pour différents coefficients initiaux  $r_{u0}$ , alors que l'angle  $\phi$  vaut  $30^\circ$  et le temps caractéristique de dissipation est  $t_d = 2,5$  s. Cela concerne le bloc de pied. Les déplacements et les temps de parcours sont plus grands quand les surpressions interstitielles initiales sont plus grandes, en liaison avec les accélérations plus grandes qui provoquent le déclenchement de la rupture.

Enfin, la figure 6 montre l'influence du temps caractéristique de dissipation des pressions interstitielles. Ce temps  $t_d$  varie de 0,5 à 5 s, pour un angle  $\phi$  de  $30^\circ$  et un coefficient  $r_{u0}$  de 0,90. L'influence de  $t_d$  est forte. L'arrêt des mouvements n'est obtenu ici que lorsque la surpression interstitielle moyenne sous le bloc de pied est inférieure à 45 kPa environ. La durée des mouvements est proportionnelle aux temps  $t_d$  dans un rapport de 0,62 ici. Il apparaît néanmoins que les pressions interstitielles initiales ( $r_{u0}$ ) puis les conditions de dissipation de ces pressions ( $t_d$ ) sont déterminantes dans le déclenchement et le développement du mouvement. La non dissipation des pressions interstitielles conduit à des ruptures catastrophiques, y compris pour les faibles pentes, ce qui est bien connu et vérifié par l'expérience.

Les calculs paramétriques et les courbes des figures 4, 5 et 6 aboutissent à des déplacements du bloc de pied très variables et fortement dépendants des paramètres considérés. Ils dépassent 1,5 m ici pour des temps de parcours de quelques secondes. La figure 3b montre le profil cinématique calculé pour un déplacement de 1 m du bloc de pied. Les déplacements des blocs vont croissants en allant du pied vers la crête du glissement, d'après la règle de compatibilité selon la relation (1). Ici, le déplacement du bloc 5 en crête vaut 1,5 m sur sa base qui est très redressée, avec une composante verticale de plus de 1,4 m. Ce mécanisme explique les forts tassements souvent

observés, néfastes à l'intégrité des digues du fait de la perte de revanche hydraulique et la fissuration produite en profondeur dans le corps du remblai. En réalité, le tassement d'ensemble de la digue est encore augmenté quand le sol de fondation a été liquéfié sur une grande épaisseur (figure 1e), ce qui n'est pas envisagé ici dans ce mécanisme simplifié.

Il est difficile de valider les déplacements calculés sur les exemples connus en raison des incertitudes importantes qui altèrent la connaissance des paramètres du problème. Il est plus difficile encore de valider les temps de parcours faute de données disponibles. Néanmoins, les calculs de l'exemple montrent que les temps  $t_d$  sont de l'ordre de grandeur du temps de parcours. Le choix du taux d'accumulation des pressions interstitielles  $r_{u0}$  relève de la même problématique que celui des coefficients sismiques dans la méthode pseudo-statique, avec une part d'arbitraire notable.

## **6. Mise en œuvre de la méthode**

Quelques indications sont suggérées pour la mise en œuvre de la méthode de calcul.

### 6.1 Mise en œuvre

La méthode de calcul post-sismique de l'instabilité d'une digue s'appuie sur de nombreuses hypothèses simplificatrices. Sa mise en œuvre fait appel aux informations regroupées dans une "chaîne de connaissances" qui associe les caractéristiques de l'évènement sismique, les propriétés mécaniques des sols, les lois d'accumulation des pressions interstitielles, des seuils ou critères de rupture, etc. En pratique, quelques paramètres sont fixés ou se mesurent ou sont établis dans des scénarios : caractéristiques géométriques, propriétés des sols constituant le massif, régime hydraulique, combinaisons de charges, etc. Beaucoup d'autres doivent être estimés, faute d'un accès possible. En raison du caractère très simplifié de la méthode de calcul proposée ici, les paramètres à déterminer sont principalement : le profil de calcul à deux dimensions (2D), les propriétés et les résistances des sols, l'accélération sismique, le toit de la nappe à l'état initial. Le volume potentiellement instable est à discrétiser en blocs qui s'appuient sur une surface de rupture à définir. Comme dans les calculs de stabilité des pentes, plusieurs solutions sont à imaginer et soumettre au calcul. Des contraintes particulières peuvent être imposées par le profil 2D : une singularité morphologique spécifique, une couche particulière de sol, une construction, etc. Il peut être fait référence aux formes de ruptures inventoriées et cataloguées par l'analyse des retours d'expérience, dont un résumé est indiqué sur la figure 1.

### 6.2 Accumulation des pressions interstitielles

Le déclenchement de la rupture est initié par les surpressions interstitielles accumulées le long de la surface de rupture pendant le séisme. La méthode simplifiée se réfère au coefficient  $r_{u0}$  pour définir ces surpressions. Ce coefficient est supposé unique sur

l'ensemble de la surface de rupture et il représente la part des contraintes normales appliquées par les blocs sur celle-ci (en fait les efforts normaux). Le coefficient  $r_{u0}$  indique l'état final des surpressions interstitielles produit par le séisme, à partir duquel est effectué le calcul cinématique de rupture. Cette question de l'accumulation des pressions interstitielles pendant les sollicitations cycliques a fait l'objet de nombreux travaux et peut être mis à profit pour guider le choix de  $r_{u0}$ .

Très tôt, de nombreux auteurs se sont intéressés au mécanisme d'accumulation de la pression interstitielle dans les sols pendant les chargements cycliques non drainés au laboratoire ainsi qu'aux déformations associées. Comme le résumant CETIN et BILGE (2012), divers types d'approches ont été développées : en contraintes, en déformations, en énergie, via la théorie de la plasticité, ou autres. Beaucoup de travaux ont été consacrés aux sables ou aux mélanges de sables et de limons, sur des sols souvent reconstitués au laboratoire. Plus rares sont les études consacrées aux argiles. BOULANGER et IDRIS (2006) indiquent que, d'après l'expérience, la relation liant le nombre de cycles à la résistance cyclique des argiles est très différente de celle observée dans les sables. Sa pente est plus faible, comme le montre les graphiques où sont comparées des résistances cycliques non drainées mesurées sur des argiles et sur des sables en fonction du nombre de cycles (la résistance cyclique d'une argile diminue moins vite en fonction du nombre de cycles que celle d'un sable). Les réponses cycliques des argiles montrent des déformations très progressives, sans instabilité. Ce constat n'est pas sans conséquence sur le choix du nombre de cycles équivalents par exemple, en matière de critères de liquéfaction. Néanmoins, des déformations notables apparaissent dans les argiles molles. Enfin, il est nécessaire de traduire le signal sismique en un nombre de cycles équivalent. Diverses procédures de conversion ont été proposées (GREEN & TERRI, 2005).

### 6.3 Approche performantielle

Dans l'approche parasismique performantielle, les mouvements sismiques représentatifs à prendre en compte sont aussi bien les événements les plus fréquents, qui sont de nature à se produire pendant la durée de vie de l'ouvrage, que les événements très rares et très violents. En regard de ces actions, les niveaux de dommage acceptables sont définis en classes de performances, sur la base d'une échelle des déplacements supportés par la structure ou les structures voisines.

Comme indiqué plus haut, une trame méthodologique se déroule dans les méthodes simplifiées en usage pour analyser le comportement des remblais et des digues sous l'effet des séismes en regard des performances attendues. Les différentes étapes essentielles qui vont de la recherche des caractéristiques géométriques et géotechniques du site, puis ses caractéristiques sismiques, du potentiel de liquéfaction des sols, des lois d'accumulation des pressions interstitielles, etc. (voir le tableau 1), se prolongent par le calcul d'un coefficient de sécurité à l'état initial, du constat d'une instabilité (ici du fait



de l'accumulation des pressions interstitielles via l'introduction du coefficient  $r_{u0}$ ), puis l'évaluation des déplacements permanents par le calcul. L'analyse simplifiée aboutit au classement de l'ouvrage dans les classes de performances prédéfinies et dictées par les exigences attribuées à l'ouvrage en terre en matière de sécurité.

Des calculs paramétriques sont souvent préconisés pour tenir compte de la méconnaissance des données d'entrée. Une estimation de la capacité résiduelle de service de l'ouvrage est enfin déduite. Les méthodes peuvent être intégrées dans une démarche d'analyse de risque comprenant différents scénarios. Le tableau 4 donne un exemple de classes de performances attribuées à une digue de protection contre l'inondation. Ces classes de tassements en crête sont dictées par la capacité de protection résiduelle post-sismique de l'ouvrage en terre, avant réparation. D'autres classes de performances seraient à envisager par exemple, si des constructions attenantes ou des fondations d'ouvrages sont présentes en aval de l'ouvrage en terre. Dans ce cas, les critères de performance porteraient sur des déplacements horizontaux calculés en pied de remblai.

*Tableau 4. Exemple de classes de performances pour une digue de protection.*

<i>Classes de performance</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
<i>Déplacement vertical maximal en crête</i>	<i>inférieur à 0,03 m</i>	<i>inférieur à 0,15 m</i>	<i>inférieur à 0,75 m</i>	<i>supérieur à 0,75 m</i>
<i>Niveaux de dommages du corps de digue</i>	<i>pas de dommages significatifs</i>	<i>quelques dommages réparables</i>	<i>dommages significatifs</i>	<i>dommages très significatifs</i>
<i>Protection post-sismique contre l'inondation</i>	<i>non compromise</i>	<i>non compromise</i>	<i>probablement compromise</i>	<i>certainement compromise</i>

## **7. Conclusions**

Dans la méthode proposée, le calcul de la stabilité initiale du massif et du remblai avant séisme est effectué par la méthode des blocs en mode pseudo-statique. Puis, des pressions interstitielles accumulées au cours du séisme sont distribuées le long de la surface de rupture et elles déterminent l'instabilité. La méthode des blocs est utilisée pour calculer la cinématique des déplacements post-sismiques, jusqu'au rétablissement de l'équilibre. Des calculs paramétriques ont été effectués sur la base d'un exemple de rupture d'une digue au Japon, suite à la liquéfaction des sols sableux en présence.

Les hypothèses simplificatrices qui ont été admises réduisent à trois le nombre des paramètres du problème. D'après l'exemple étudié, l'influence de l'angle de frottement est grande. L'amplitude des pressions interstitielles initiales puis les conditions de dissipation de ces pressions sont déterminantes dans le déclenchement et le développement du mouvement. La non-dissipation des pressions interstitielles conduit à des ruptures catastrophiques.

La méthode de calcul en déplacement présentée ici ne constitue qu'une étape dans le processus de calcul de la stabilité d'une digue. Malgré sa simplicité et les hypothèses fortes qui la marquent, sa mise en œuvre fait appel en amont à des paramètres qui sont discriminants et qui nécessitent d'être identifiés avec soin. En aval, les déplacements calculés sont à comparer aux niveaux de dommage acceptables définis en classes de performances, sur la base d'une échelle des déplacements admissibles par l'ouvrage en terre.

## 8. Références bibliographiques

- BIONDI G., MAUGERI M. (2006). *A modified Newmark type-analysis according to EC-8 requirements for seismic stability analysis of natural slopes*. Proc. Athens Workshop ETC-12 on Geotech. Evaluation and Application of Seismic Eurocode EC 8 2003-2006, Athens, Jan 20-21 2006, pp 151-176.
- BOULANGER R.W., IDRIS I.M. (2006). *Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays*. J. Geotech. Geoenv. Eng., Vol. 132(11), pp 1413-1426. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:11\(1413\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:11(1413))
- CETIN K.O., BILGE H.T. (2012). *Cyclic strain and induced pore pressure models for saturated clean sands*. J. of Geotech. and Geoenv. Eng., Vol. 138(3), pp 309-323. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000631](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000631)
- GREEN R.A., TERRI G.A. (2005). *Number of equivalent cycles concept for liquefaction evaluations—Revisited*. J. Geotech. Geoenv. Eng., Vol. 131(4), pp 477-488. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:4\(477\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:4(477))
- JIBSON R.W. (2011). *Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes - A retrospective*. Eng. Geology, Vol. 122, pp 43-50. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.09.017>
- NAKAYAMA O., SASAKI Y., SEKISAWA M., HIRATSUKA T., SUSUKI Y. (2007). *Deformation of a river dike due to the Miyagi-Ken Hokubu earthquake*. Proc. 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engng., Paper n° 1240, 12 p.
- NEWMARK M.N. (1965). *Effects of earthquakes on dams and embankments*. Géotechnique, Vol. 15(2), pp 139-160. <https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.2.139>
- OKHUBO K, FUJIOKA K., YASUDA S. (2009). *Slump failure of highway embankments during the 2004 Niigataken Chuetsu earthquake*. Proc. Earthquake geotechnical case histories for performance-based design, CRC Press/Balkema, pp 71-82.
- OKA F., TSAI P., KIMOTO S., KATO R. (2012). *Damage patterns of river embankments due to the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake and a numerical modeling of the deformation of river embankments with a clayey subsoil layer*. Soils and Foundations, Vol. 52(5), pp 890-909. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.11.010>
- SARMA S.K. (1979). *Stability analysis of embankments and slopes*. J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 105(12), pp 1511-1523.
- SASAKI Y. (2009). *River dike failures during the 1993 Kushiro-oki earthquake and the 2003 Tokachi-oki earthquake*. Proc. Earthquake geotechnical case histories for performance-based design, CRC Press/Balkema, pp 131-157.