

MODELLAZIONE DELLA FASE DI ROTTURA E POST-ROTTURA DELLE COLATE RAPIDE IN TERRENI PIROCLASTICI

Sabatino Cuomo ⁽¹⁾, Leonardo Cascini ⁽¹⁾, Manuel Pastor ⁽²⁾, Claudia Sacco ⁽¹⁾

⁽¹⁾ *Università di Salerno*, ⁽²⁾ *Universidad Politecnica de Madrid*

scuomo@unisa.it, l.cascini@unisa.it, manuel.pastor@upm.es, claudiasacco85@libero.it

Sommario

Nella presente comunicazione si sintetizzano alcuni risultati preliminari ottenuti attraverso la modellazione geomeccanica delle fasi di rottura e post-rottura di fenomeni di primo distacco che evolvono in colate rapide e che hanno sede in terreni granulari di origine piroclastica. L'approccio prescelto tiene conto dell'accoppiamento idro-meccanico tra la fase solida e le pressioni interstiziali e fa riferimento a due distinti modelli costitutivi (Drucker-Prager e Pastor-Zienkiewicz) derivati rispettivamente dalla teoria della plasticità classica e della plasticità generalizzata. Nella nota si descrivono brevemente alcune analisi numeriche che hanno riguardato: i) prove di compressione triassiale consolidate non drenate (CU) e ii) un pendio sede di un incremento delle pressioni interstiziali. I risultati conseguiti delineano le potenzialità dell'approccio proposto ed incoraggiano ulteriori sviluppi della ricerca sul tema in esame.

Introduzione

Le colate rapide che si verificano all'interno di depositi superficiali di terreni granulari di origine piroclastica presentano caratteristiche peculiari quali l'assenza di segnali premonitori, le elevate distanze di propagazione (fino a qualche km) e le alte velocità che tipicamente raggiungono nelle zone pedemontane (dell'ordine dei 10-20 m/s). Tali caratteristiche cinematiche sono strettamente legate al verificarsi del cosiddetto processo di trasformazione in colata (o fase di post-rottura) che rende l'iniziale massa instabile (anche detto "volume di innesco") assimilabile ad un fluido e, quindi, dotato di elevatissima mobilità. In particolare: i) il meccanismo di innesco (Cascini et al., 2008, 2010) determina l'entità dei volumi mobilitati e le modalità di attingimento delle condizioni di rottura, ii) la fase di post-rottura si caratterizza per le accelerazioni che si instaurano nelle masse mobilitate, attraverso complessi meccanismi ancora oggetto di dibattito in letteratura (Chu et al., 2003; Take et al., 2004).

La presente comunicazione riguarda proprio l'analisi delle fasi di rottura e post-rottura per la quale si fa ricorso ad una modellazione geomeccanica. A differenza di altri (i.e. prove di laboratorio, prove su modelli in scala ridotta, prove in centrifuga, prove su pendii), questo approccio consente, infatti, di sviluppare le analisi in situazioni alquanto generali in termini di condizioni geo-ambientali ed al contorno.

Modellazione geomeccanica

Approccio matematico

La modellazione geomeccanica della fase di rottura e post-rottura richiede l'utilizzo di un adeguato modello matematico in grado di descrivere e prevedere l'accoppiamento idro-meccanico della fase solida con il regime delle pressioni interstiziali. Nella presente nota, si fa riferimento al modello proposto da Pastor et al. (2002) in quanto: i) adeguatamente validato

con riferimento a problemi per i quali si dispone di soluzioni analitiche (Pastor et al., 2002), ii) precedentemente applicato con successo in numerosi casi di studio tipici della Ingegneria geotecnica (Pastor et al., 2007), iii) attualmente implementato nel codice di calcolo agli elementi finiti “GeHoMadrid” (Pastor et al., 2002). Le equazioni che caratterizzano il modello sono riportate in Cascini et al. (2010) e possono così riassumersi: i) equazione di continuità della massa e della quantità di moto di ciascuna fase, acqua e grani solidi, costituente il terreno, ii) relazioni cinematiche tra deformazioni e spostamenti, iii) modello costitutivo. Introducendo opportune ipotesi (i.e. valore trascurabile dell’accelerazione dell’acqua rispetto ai grani solidi, forze di massa indipendenti dalle coordinate spaziali, valori trascurabili delle derivate spaziali dell’accelerazione dei grani solidi), è possibile riferirsi a due sole incognite, lo spostamento (u) e la pressione neutra (p_w) (Cascini et al., 2010).

Modelli costitutivi

Per descrivere la risposta tensio-deformativa del terreno sono stati utilizzati due diversi modelli costitutivi: i) il modello elastico perfettamente plastico con superficie di snervamento alla Drucker-Prager (DP) derivato dalla teoria della Plasticità Classica, ii) il modello Pastor-Zienkiewicz (PZ) derivato dai fondamenti teorici della teoria della Plasticità Generalizzata (Pastor et al., 1990).

Il modello costitutivo DP, ampiamente utilizzato anche in ambito professionale, richiede la definizione di un limitato numero di parametri (2 parametri elastici, 2 parametri plastici, un parametro per definire la legge del flusso plastico), tra cui l’angolo di dilatanza che può essere stimato dal valore della densità relativa attraverso correlazioni presenti in letteratura (Bolton, 1986). Tale modello consente una accurata simulazione della fase di rottura in condizioni drenate; inoltre, nella letteratura scientifica si ritrovano alcuni contributi che utilizzano il modello DP e tengono conto delle variazioni delle pressioni neutre indotte dalle deformazioni del terreno (Cascini et al., 2010). È utile osservare, però, che una adeguata valutazione delle variazioni di pressioni neutre durante la fase di post-rottura può ottenersi solo attraverso l’utilizzo di modelli costitutivi avanzati. Tra questi, si possono annoverare certamente i modelli derivati dalla teoria della Plasticità Generalizzata.

Nel modello PZ, le deformazioni plastiche vengono introdotte senza che debbano definirsi: i) una superficie di snervamento, ii) un potenziale plastico, iii) una legge di consistenza. Il modello PZ assume, inoltre, che le deformazioni plastiche possano avvenire sia in fase di carico che di scarico; il modello risulta, pertanto, particolarmente adatto a descrivere il comportamento dei terreni granulari sia sciolti che densi, in condizioni drenate e non drenate, soggetti a percorsi tensionali anche complessi. In particolare, il modello risulta definito una volta che siano specificate tre direzioni (direzione del carico n e direzioni del flusso plastico n_{gL} , n_{gU}), due scalari (i moduli plastici H_L ed H_U) ed il tensore elastico D_e . Complessivamente, si richiede la definizione di 12 parametri (G_0 , K_0 , M_g , M_f , α_g , α_f , H_0 , H_{u0} , β_1 , β_0 , γ , γ_u), la cui calibrazione può essere effettuata ricorrendo a prove di laboratorio standard, quali le prove triassiali, sia drenate e sia non drenate, secondo le procedure indicate da Zienkiewicz et al. (1999). In particolare, un parametro costitutivo (M_f) è univocamente legato al valore della densità relativa come mostrato da Pastor et al. (1990).

Analisi numeriche

Prove triassiali consolidate non drenate (CU)

Al fine di delineare le potenzialità dell’approccio adottato, ed a titolo esemplificativo, sono di seguito mostrati i risultati di alcune simulazioni di prove di compressione triassiale consolidate non drenate. Per tali analisi, nel codice GeHoMadrid è stato considerato un

modello numerico estremamente semplice, costituito da un solo elemento ad 8 nodi, con quattro punti di integrazione, in condizioni di assialsimmetria. Lo stato tensionale iniziale è stato assunto pari a 25kPa e sono stati considerati due provini di un terreno granulare (diversi per il solo valore della densità relativa) le cui proprietà meccaniche sono sintetizzate in tabella 1 con riferimento sia al modello DP che PZ.

La figura 1 evidenzia che i risultati forniti dal modello DP, per questo tipo di prova, sono indipendenti dal valore della dilatanza (e quindi della densità relativa) laddove il modello PZ riesce, invece, a cogliere adeguatamente il diverso comportamento meccanico dei due provini sia in termini di sforzo deviatorico (q) e sia per quanto riguarda i valori delle pressioni neutre (p_w) al variare del livello deformativo. Tali risultati sono congruenti, tra l'altro, con i risultati riportati in letteratura per questo tipo di prove di laboratorio.

#	Modello costitutivo	γ_{sat} (kN/m ³)	n (-)	k_{sat} (m/s)	E (kPa)	ν (-)	ϕ' (°)	ψ (°)	M_g (-)	M_f (-)
DP01	Drucker-Prager	14.0	0.33	10 ⁻⁴	30000	0.3	35	25	-	-
DP02	Drucker-Prager	14.0	0.33	10 ⁻⁴	30000	0.3	35	15	-	-
PZ01	Pastor-Zienkiewicz	14.0	0.33	10 ⁻⁴	30000	0.3	-	-	1.418	0.908 (*)
PZ02	Pastor-Zienkiewicz	14.0	0.33	10 ⁻⁴	30000	0.3	-	-	1.418	0.667 (*)

(*) $H_0=H_{u0}=0$, $\gamma=\gamma_w=2$, $\alpha_g=\alpha_f=0.45$, $\beta_0=4.2$, $\beta_1=0.2$

Tabella 1. Parametri meccanici assunti per il modello Drucker-Prager (DP) e Pastor-Zienkiewicz (PZ).

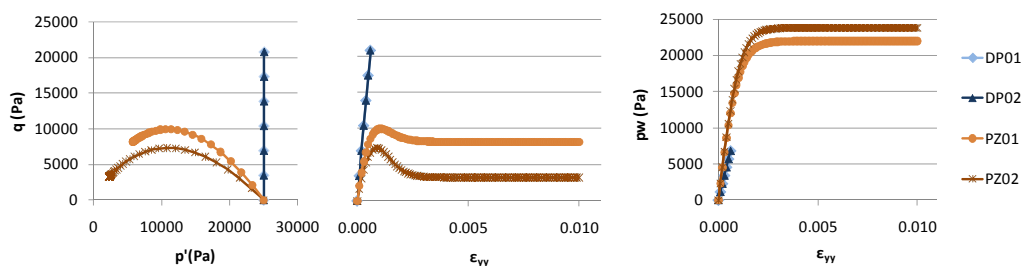


Figura 1. Modellazione di prove di compressione triassiali consolidate non drenate (CU) per 2 provini caratterizzati da differenti valori della densità relativa (denso: DP01 e PZ01, sciolto: DP02 e PZ02).

Fase di rottura e post-rottura di un pendio tipo

Per testare le potenzialità del modello prescelto, si è preso a riferimento un pendio con inclinazione pari a 27° e altezza uguale a 10 m. Il pendio è caratterizzato da condizioni di totale saturazione, pressioni neutre nulle al piano campagna e sul bordo destro e crescenti

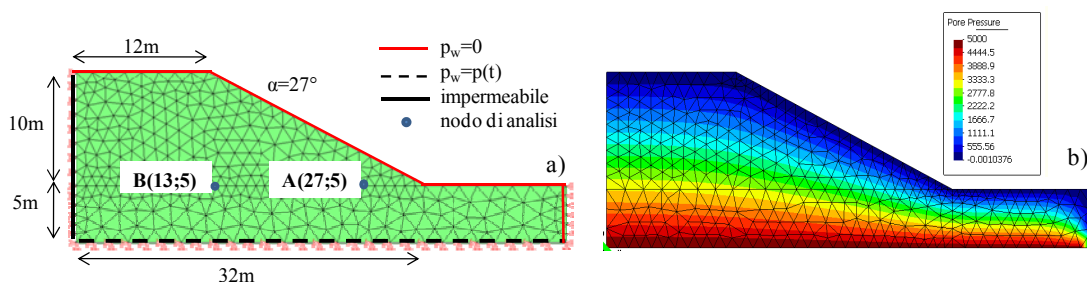


Figura 2. Pendio tipo: a) schema di calcolo e condizioni idrauliche al contorno, b) pressioni neutre iniziali.

lungo il contorno inferiore. Si è considerato il pendio sede di un moto di filtrazione con valori delle pressioni neutre crescenti nel tempo, da un valore pari a 5 kPa fino a 75 kPa (Fig. 2). Il modello numerico del pendio è costituito da 698 elementi triangolari ciascuno a 6 nodi. I risultati ottenuti con il modello DP consentono di descrivere accuratamente l'evoluzione delle deformazioni plastiche e la formazione di una superficie di scorrimento superficiale sia per il caso di terreno denso (DP01) che sciolto (DP02). Inoltre, è utile osservare che, nei due casi considerati, le deformazioni plastiche evolvono in modo poco differente nello spazio e nel tempo originando, quindi, analoghi campi di spostamenti il cui valore massimo è situato al piede del pendio; tra l'altro, anche i volumi mobilitati sono di simile entità.

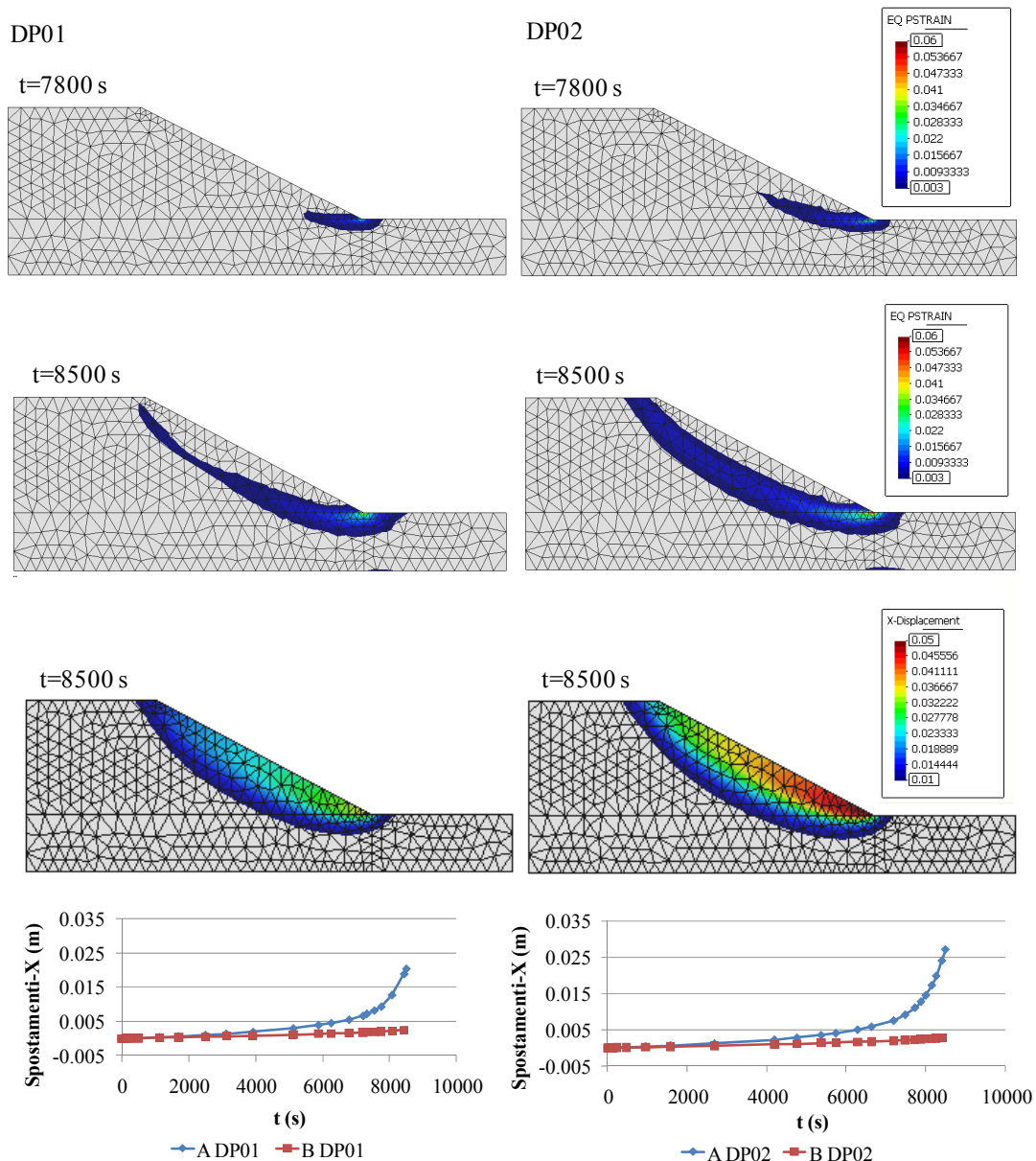


Figura 3. Risultati ottenuti con il modello costitutivo Drucker-Prager per un terreno denso (DP01) e per un terreno sciolto (DP02) di tabella 1.

Utilizzando il modello PZ, si ottengono i risultati di figura 4 con riferimento ad un terreno denso (PZ01) e sciolto (PZ02). È utile osservare che l'entità delle deformazioni plastiche

simulate nei due casi è differente, così come sono differenti le isolinee delle deformazione plastiche. In particolare, per il caso di terreno denso (PZ01) le deformazioni si distribuiscono lungo una superficie di scorrimento e danno luogo ad evidente rottura di tipo “localizzata”. Per il caso di terreno sciolto (PZ02) le deformazioni plastiche sono distribuite in modo più omogeneo ed in una ampia zona del pendio nel quale si verifica un meccanismo di rottura di tipo “diffuso”. Queste differenze si evidenziano anche nell’estensione della zona del pendio sede di significative deformazioni plastiche. In particolare, nel caso di terreno sciolto insorgono deformazioni plastiche anche in un’ampia zona al di sotto del piede del pendio a differenza di quanto simulato in tutti i casi precedenti. Si può, infine, osservare che nei due casi PZ01 e PZ02 si evidenziano importanti differenze nei tempi di innesco (fase di rottura) e per la entità dell’accelerazione del volume di innesco (fase di post-rottura) che subisce accelerazioni nettamente maggiori nel caso di terreno denso.

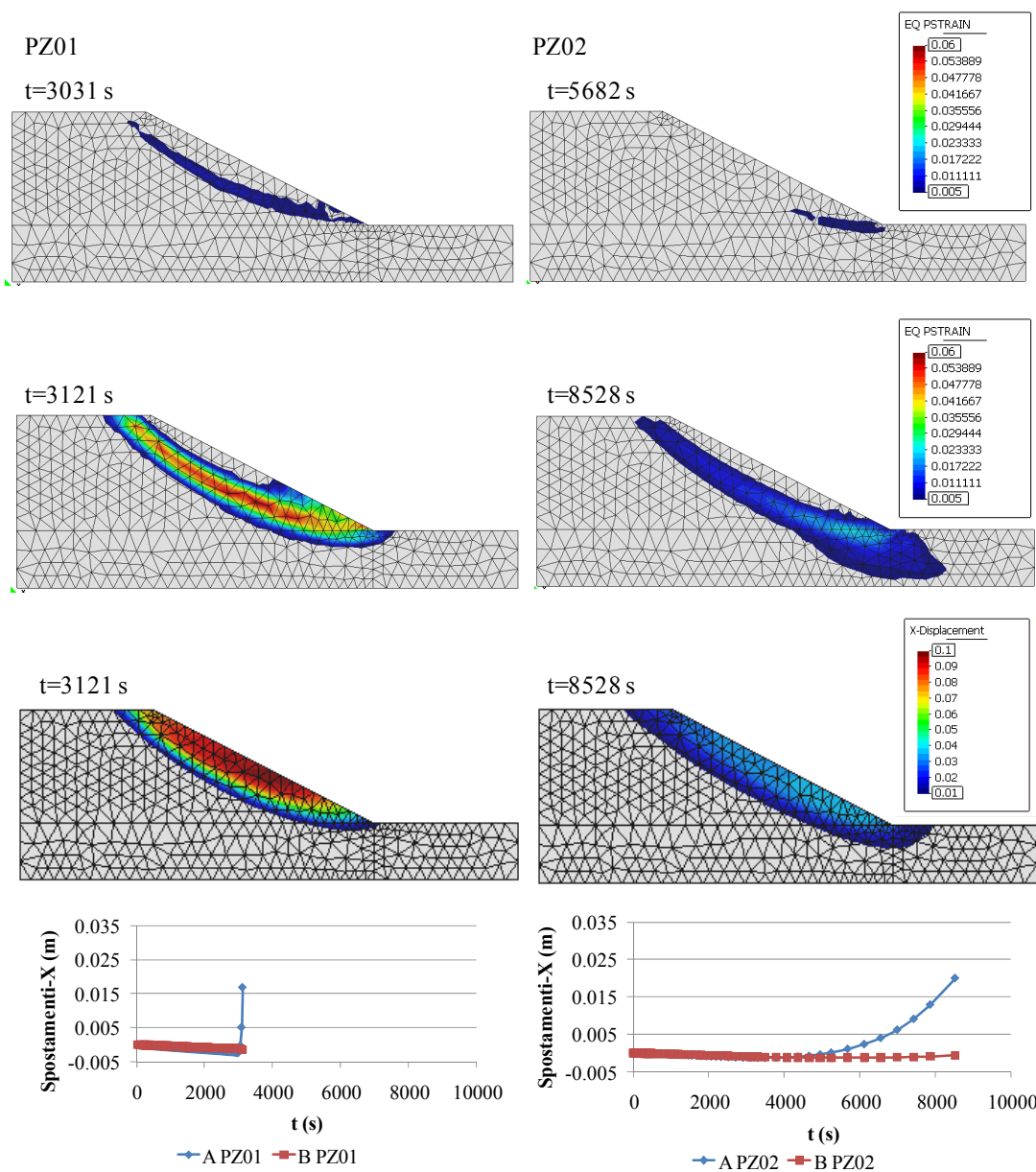


Figura 4. Risultati ottenuti con il modello costitutivo Pastor-Zienkiewicz per i casi PZ01 (terreno denso) e PZ02 (terreno sciolto) di tabella 1.

Volendo confrontare, seppur in modo qualitativo, i risultati ottenuti con i modelli DP e PZ, si può evidenziare che: i) entrambi i modelli consentono di descrivere adeguatamente la fase di rottura del fenomeno analizzato, ii) i volumi di innesco simulati sono, da un punto di vista ingegneristico, analoghi in tutti i casi simulati, iii) il modello DP non consente di distinguere il diverso comportamento del pendio al variare di un importante parametro del terreno quale la densità relativa; tali differenze sono, viceversa, ben descritte dal modello PZ.

Bibliografia

- Bolton, M. D. (1986). *Strength and dilatancy of sands*. Geotechnique, 36(1), 65–78.
- Cascini, L., Cuomo, S. and Guida, D. (2008). *Typical source areas of May 1998 flow-like mass movements in the Campania region, Southern Italy*. Engineering Geology, 96, 107-125.
- Cascini, L., Cuomo, S., Pastor, M. and Sorbino, G. (2010). *Modelling of rainfall-induced shallow landslides of the flow-type*. ASCE's Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1, 85-98.
- Chu, J., Leroueil, S., and Leong, W. K. (2003). *Unstable behaviour of sand and its implications for slope instability*. Canadian Geotechnical Journal, 40, 873-885.
- Pastor M., Fernández Merodo J.A., Herreros M.I., Mira P., González E., Haddad B., Quecedo M., Tonni L. Dremptic V. (2007). *Mathematical, Constitutive and Numerical Modelling of Catastrophic Landslides and Related Phenomena*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 41(1), 85-132.
- Pastor, M., Quecedo, M., Fernandez-Merodo, J.A., Herreros, M.I., Gonzalez, E. and Mira P. (2002). *Modelling tailing dams and mine waste dumps failures*. Geotechnique, 52(8), 579-591.
- Pastor, M., Zienkiewicz, O.C. and Chan, A.H.C. (1990). *Generalized plasticity and the modelling of soil behaviour*. Int. J. Numer. and Anal. Methods in Geomechanics, v.14, pp. 151-190.
- Take, W.A., Bolton, M.D., Wong, P.C.P. and Yeung F.J. (2004). *Evaluation of landslide triggering mechanisms in model fill slopes*. Landslides, 1, 173-184.
- Zienkiewicz, O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Shrefler, B.A. and Shiomi T. (1999). *Computational Geomechanics*. J.Wiley and Sons.