

UN INDICATORE GENERALIZZATO PER LA PREVISIONE DEL DANNO DA LIQUEFAZIONE E LATERAL SPREADING

Luca Paoletta

Università di Cassino e del Lazio Meridionale

luca.paoletta@unicas.it

Giuseppe Modoni

Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale

modoni@unicas.it

Rose Line Spacagna

CNR IGAG Area della Ricerca Roma 1

roseline.spacagna@igag.cnr.it

Anna Baris

Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale

anna.baris@unicas.it

Sommario

Tenendo conto dell'approccio e della struttura comuni ai vari indici del potenziale di liquefazione e degli effetti topografici connessi a geometrie 2D, si formalizza l'indicatore generalizzato GLSN, estendibile ai fenomeni di *lateral spreading*. La sua performance nel prevedere la severità della liquefazione al suolo è di seguito testata sul caso di studio del terremoto (Mw6.2) di Christchurch, Nuova Zelanda, del 22 febbraio 2011. Gli aspetti stratigrafici salienti, ovvero lo spessore, profondità e caratteristiche fisico-meccaniche dello strato liquefacibile sono stati ricavati sull'intero territorio mediante processamento delle prove CPT presenti nel Database Geotecnico Neozelandese (NZGD). Le condizioni topografiche sono state determinate dall'analisi del modello digitale di elevazione (DEM), mentre il criterio di validazione adottato, basato su test di logica binaria, conferma l'efficacia previsionale del metodo rimarcando il ruolo delle condizioni bidimensionali come aggravio della severità di liquefazione.

1. Introduzione

La liquefazione sismica ha spesso causato severi danni su strutture (Niigata, 1964; San Francisco 1989; Izmit 1999; Christchurch 2011; Emilia-Romagna 2012), infrastrutture civili (Kobe 1995, Urayasu, 2011), stravolgendo talvolta l'ambiente naturale (Alaska, 1964; Indonesia, 2018). In quest'ultimo caso, non si può trascurare il contributo della topografia, laddove le condizioni non fossero strettamente monodimensionale. Infatti, in condizioni 1D si osservano evidenze di liquefazione al piano campagna (*free-field*) puntuali (vulcanelli) e lineari (fratture con o senza fuoriuscita di materiale liquefatto). In presenza di manufatti, gli edifici sperimentano rotazioni e fessurazioni da cedimenti assoluti e differenziali in maniera dipendente dall'interazione terreno-strutture, mentre le infrastrutture subiscono danni da cedimenti o sollevamenti tali da interromperne la continuità e, nei casi estremi, comprometterne il livello di servizio (Baris et al., 2020). In condizioni 2D, ad esempio in presenza di argini fluviali o di pendii anche di modesta acclività, la liquefazione favorisce a sua volta l'innescò di *lateral-spreading* e *flow-failure*. L'obiettivo di questo studio è pertanto quello di colmare il *gap* degli indicatori tradizionali del potenziale di liquefazione al suolo nei confronti di tali fenomeni connessi alla natura bidimensionale del sito.

2. Indicatori tradizionali del potenziale di liquefazione

Gli Standard Normativi internazionali (NZGS/MBIE, 2016; ICMS-LIQ, 2017) prevedono in fase progettuale di determinare la severità di liquefazione secondo metodi di approfondimento crescente, dai fenomenologici che valutano l'innescò della liquefazione combinando l'integrale dell'azione sismica con i contributi tensionali e deformativi, ai più avanzati modelli numerici che simulano la risposta accoppiata del sistema acqua/terreno all'intero accelerogramma sismico. Tra i primi rientrano gli indicatori del potenziale di liquefazione (Tabella 1), la cui struttura è formalmente riportata in equazione 1. Essi integrano lungo una verticale di indagine un termine, generalmente funzione del fattore di sicurezza FSL assunto come proxy della liquefazione, calcolato ad ogni profondità, pesato per una funzione di attenuazione $w(z)$.

$$INDICATORE = \int_{z_{min}}^{z_{max}} f_1(FSL(z)) * w(z) dz \quad (1)$$

Tabella 1 – Indicatori della severità di liquefazione presenti in letteratura.

INDICE	RIFERIMENTO	$f_1(FSL(z))$	$w(z)$	Z
LPI	Iwasaki et al., (1978)	$(1 - FSL)$ if $FSL < 1$ 0 if $FSL \geq 1$	$10 - 0.5z$	$Z_{min} = 0$ $Z_{max} = 20m$
W	Zhang et al., (2002)	$\varepsilon_v = \varepsilon_v(FSL, qc1N_{cs})$	-	$Z_{min} = 0$ $Z_{max} = \max depth$
LDI	Zhang et al., (2004)	$\gamma_{max} = \gamma_{max}(FSL, qc1N)$	-	$Z_{min} = 0$ $Z_{max} < 23m$
LSN	van Ballegooy et al., (2014)	$\varepsilon_v = \varepsilon_v(FSL, qc1N_{cs})$	$\frac{1000}{z}$	$Z_{min} = 0$ $Z_{max} = 20m$
IAM	Chiaradonna et al. (2020)	$r_u = r_u(FSL, Dr, FC)$	$\frac{1}{(1 + z_{min})^{0.3}}$	Z_{min}, Z_{max} minimum and maximum depth of the uppermost liquefiable layer (**).

Gli indicatori riportati in Tabella 1 considerano ogni strato indipendente dall'altro, trascurando l'evidente meccanismo di interazione idraulica noto come *system response* (Cubrinovski et al, 2018). Inoltre, essi contemplano le sole condizioni monodimensionali sebbene numerose osservazioni post sisma dimostrino che in caso di piano campagna inclinato o presenza di una superficie libera di scavo, il *lateral spreading* rappresenti uno dei meccanismi di deformazione più comune. Per tener conto di ciò, Zhang et al. (2004) introducono un indicatore empirico che stima lo spostamento laterale in presenza di pendii inclinati o superfici libere moderatamente distanti dalla verticale indagata.

3. L'indicatore generalizzato GLSN

L'approccio pionieristico introdotto da Zhang et al. (2004) è stato in questo studio rivisitato pervenendo alla forma di indicatore generalizzato, GLSN, presentata in Eqn. 2.

$$GLSN = TF \int_0^1 \gamma_{max} * w(z^*) d(z^*) \quad (2)$$

γ_{max} è la massima deformazione di taglio ciclica, valutata (Zhang et al., 2004) in funzione della resistenza alla punta CPT normalizzata passando per la densità relativa ed il fattore di sicurezza a liquefazione FSL. Questo termine, valutabile agevolmente con metodi di letterature (es. Boulanger & Idriss, 2016), incorpora l'accelerazione massima al sito e la magnitudo momento del sisma. La variabile

adimensionale z^* rappresenta la profondità dal piano campagna scalata per la massima profondità di riferimento (z_{\max}). La funzione peso $w(z^*)$ relativa al contributo dei vari strati alla liquefazione in ragione della loro profondità, riportata in Eq. 3, mantiene un approccio flessibile che permette di adattarla a condizioni stratigrafiche particolari modulando opportunamente n_1 e n_2 . Infatti (vedi Figura 1.a e 1.b), n_1 regola la profondità alla quale il fenomeno è più rilevante, n_2 la pendenza e quindi la profondità di inflessione della curva.

$$w(z^*) = 10 \cdot \left(1 - \frac{\pi}{2} \cdot (\arctan(z^*))^{n_1}\right)^{n_2} \quad (3)$$

Nelle successive fasi di calcolo, si assume z_{\max} pari a 20 metri, coerentemente con quanto evidenziato in Tabella 1, mentre n_1 ed n_2 sono fissati rispettivamente pari a 5 e 20 in seguito ad analisi parametriche, definendo un andamento intermedio rispetto alla funzione lineare adottata da Iwasaki et al. (1978) e quella iperbolica di van Ballegooy et al. 2014 (Figura 1.c). Il fattore topografico TF definito riadattando il rapporto tra LD/LDI introdotto da Zhang et al. (2004) sulla base dell'interpolazione di punti sperimentali (Eq. 4) può essere espresso in funzione della pendenza (S) della superficie potenziale di scorrimento, quest'ultima ottenuta congiungendo il sito di indagine con il piede del pendio. Pertanto, S è valutata come rapporto tra differenza di quote e distanza orizzontale tra i due punti (H/L) (Figura 1.d).

$$TF = 1 + \frac{LD}{LDI} = 1 + 6 \cdot (S)^{0.8} \quad (4)$$

La funzione TF definita in Eq. 4 fornisce il massimo dell'amplificazione per i punti situati sul ciglio di un rilevato e decresce progressivamente fino al valore unitario per $L/H \geq 40$. L'applicazione dell'Eq. 4 a valori di $S > 0.25$ richiede maggiori approfondimenti poiché trattasi di estrapolazione di punti sperimentali.

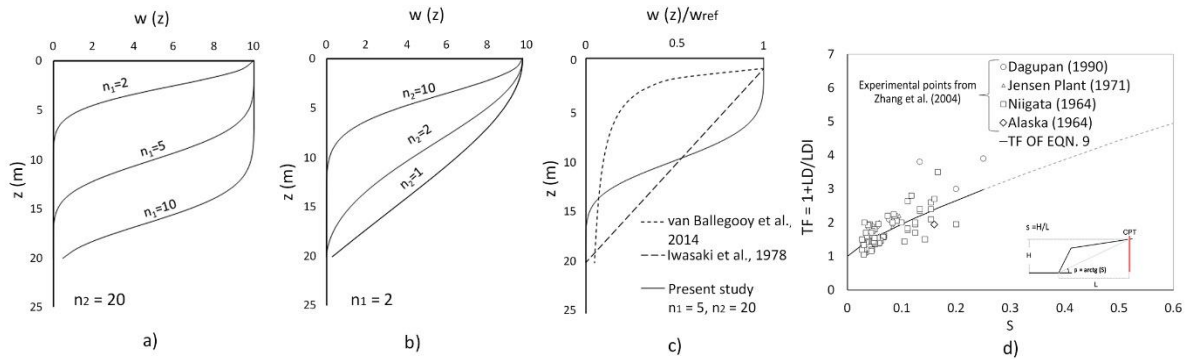


Figura 1 Curve di attenuazione valutate con Eq. 3 per $n_2 = 20$ (a), $n_1 = 2$ (b); confronto tra funzioni di Iwasaki, van Ballegooy e curva di attenuazione con $n_1 = 5$, $n_2 = 20$ (per $w_{ref} = w_{z=0}$); interpolazione dei punti sperimentali di Zhang et al. 2004 (d).

3.1 Il criterio di validazione

L'efficacia previsionale del GLSN nel prevedere il danno al suolo non può prescindere dalla quantificazione della performance su casi di studio. A tal fine si adotta il criterio delle curve caratteristiche di operatività "ROC", ottenute dal confronto tra pronostico ed osservazione mediante logica binaria. Essa prevede, al variare di un valore soglia, 4 possibili risultati: vero positivo (TP), falso positivo (FP), vero negativo (TN) e falso negativo (FN). I parametri su cui quantificare la bontà dell'indicatore ed il suo valore di soglia ottimale sono rispettivamente l'area sottesa alla curva caratteristica (AUC) ed il coefficiente di Matthews "MCC" (Eq. 5), (Kongar et al., 2015).

$$MCC = \frac{TP \times TN - FP \times FN}{\sqrt{(TP + FP)(TP + FN)(TN + FN)(TN + FP)}} \quad (5)$$

4. Il caso di studio di Christchurch (Nuova Zelanda)

Tra il settembre 2010 e il dicembre 2011, la Regione di Canterbury (Nuova Zelanda) è stata interessata da una sequenza sismica caratterizzata da $\approx 4'000$ eventi di Mw maggiore di 3. Tra questi, i più intensi risultano il terremoto Mw7.1 del Darfield, con epicentro a ≈ 45 km dal centro di Christchurch e soprattutto quello (Mw6.2) del 22 febbraio 2011, con epicentro localizzato 10 km a Sud di Christchurch e pertanto responsabile di diffusi fenomeni di liquefazione e *lateral spreading*. In particolare, nell'area residenziale Nord-Est della città (ingrandimento Figura 2.a), in seguito rinominata Zona Rossa si sono registrati spostamenti orizzontali di entità massima pari a 2 metri e deformazioni permanenti estese fino a 200 metri di distanza dal corso del fiume Avon (Cubrinovski et al., 2015). La mappa dei rilievi post-sismici (NZGD) classifica il danno da liquefazione per l'evento del febbraio 2011 nei seguenti livelli: L0 nessuna evidenza al suolo, L1 fenomeni puntuali isolati (vulcanelli, coni, espulsione di materiale liquefatto), L2 fenomeni puntuali multipli, fratture da minori a modeste, minori lesioni su edifici, L3 severe fratture, grave danno strutturale. Nell'ambito di quest'ultimo livello, le ispezioni post-sisma distinguono le zone affette dal *lateral spreading* che evidenziano il ruolo non trascurabile della topografia e della presenza del corso d'acqua (Figura 2.a).

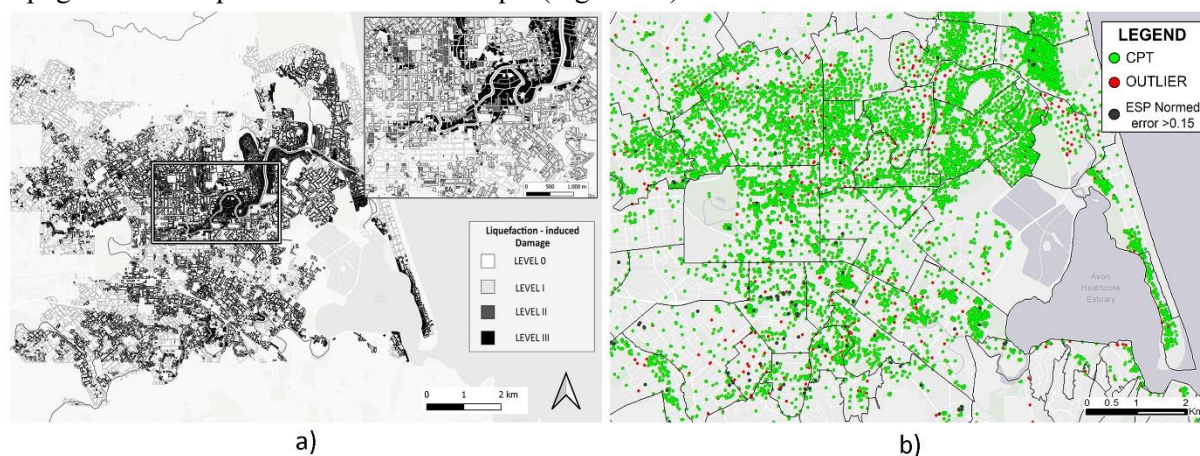


Figura 2. a) Osservazioni di liquefazione indotta al suolo dal terremoto di Christchurch del Febbraio 2011, NZGD; b) localizzazione dei profili CPT.

Unitamente alle evidenze al suolo, una gran mole di indagini geotecniche (tra cui $>14'000$ stratigrafie di sondaggio e $\approx 35'000$ prove CPT ad inizio 2021) è contenuta nel Database Geotecnico NZGD. Tali CPT e sondaggi sono stati omogenizzati, immagazzinati in ambiente GIS ed opportunamente processati come *back analysis* del terremoto di Christchurch. La suscettibilità alla liquefazione è stata preliminarmente valutata ricavando gli spessori della crosta e dello strato potenzialmente liquefacibile attraverso l'indice di comportamento del suolo "SBT" proposto da Robertson & Wride (1998). Una scansione preliminare dei profili ha permesso di indagare la consistenza spaziale dei dati e di eliminare eventuali dati anomali rispetto all'intervallo interquartile (IQR) valutato attraverso il test dei *boxplot* (Tukey, 1977). Per un profilo CPT, si è confrontato lo spessore dello strato liquefacibile calcolato con quello stimato attraverso interpolazione geostatistica; i valori al di fuori del range $[Q_1 - 1.5 \cdot IQR, Q_3 + 1.5 \cdot IQR]$, essendo Q_1 e Q_3 il 25° e 75° percentile dell'errore di stima sono stati ritenuti anomali. In seguito a questo test, $\approx 8'400$ sulle $\approx 8'800$ CPT estese fino a profondità maggiori di 10 metri sono state considerate ai fini dell'analisi di previsione del danno al suolo (Paoletta, 2020). Per il terremoto del 22 febbraio 2011, sono stati calcolati indicatori riportati in Tabella 1, avendo valutato il FSL con il metodo di Boulanger & Idriss (2016) e posto $I_c = 2,60$ come soglia limite di suscettibilità a liquefazione. Analogamente è stato valutato il GLSN, la cui distribuzione spaziale ottenuta attraverso interpolazione geostatistica è riportata in Figura 3. In questa fase, si è tenuto conto dell'interazione idraulica tra gli strati verificando l'aderenza dei profili CPT reali al modello a tre strati attraverso il metodo del profilo equivalente (Millen et al., 2020), che confronta il CRR reale calcolato alla generica profondità con quello adattato al modello equivalente. La consistenza con l'ipotesi di partenza è pienamente verificata per il 15%, accettabile per l'84% e inaccettabile per l'1% dei profili CPT (Figura

2.b). Sui profili ascrivibili al modello a tre strati equivalente ($\approx 1'000$), il test di validazione è stato quindi eseguito confrontando i valori degli indicatori con i livelli di danno da liquefazione mostrati in Figura 2. I risultati graficamente mostrati in Figura 4 evidenziano chiaramente il ruolo del fattore topografico nella previsione del *lateral spreading*. A tale scopo si veda (in Figura 4) il confronto tra la performance dell'indicatore generalizzato GLSN e quella dello stesso indicatore a meno del fattore TF (GLSN/TF).

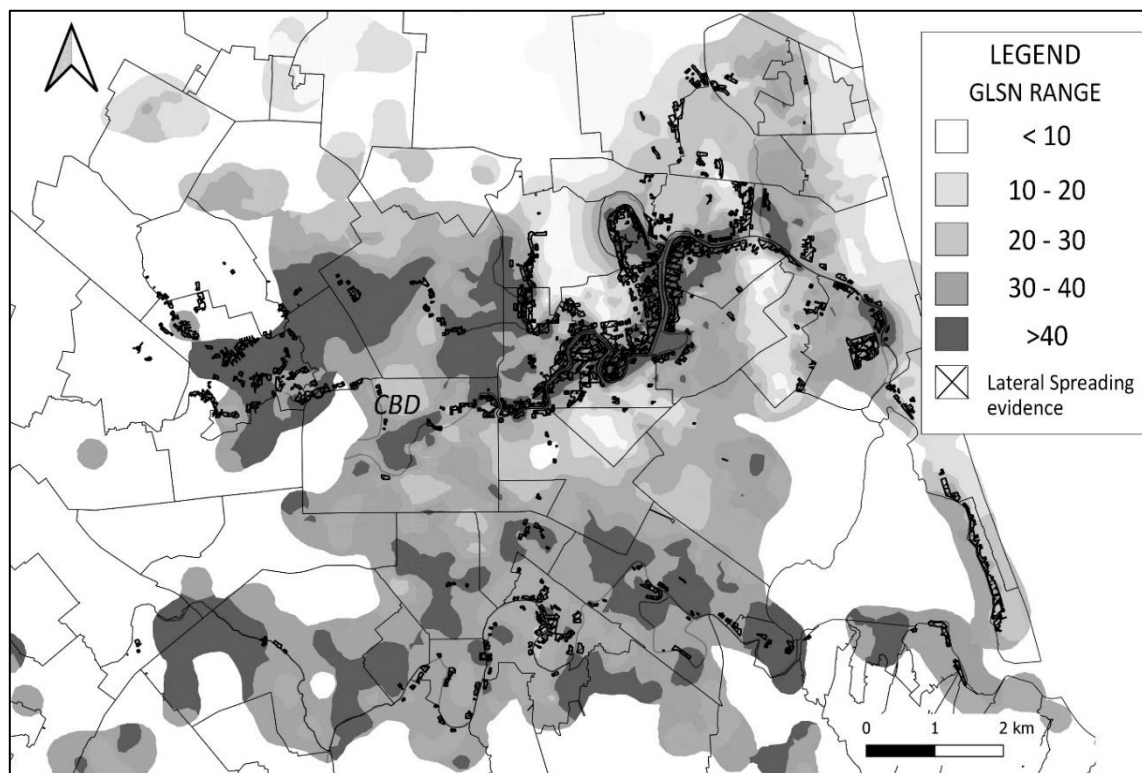


Figura 3) Distribuzione spaziale del GLSN, valutata per il terremoto del 22 febbraio 2011.

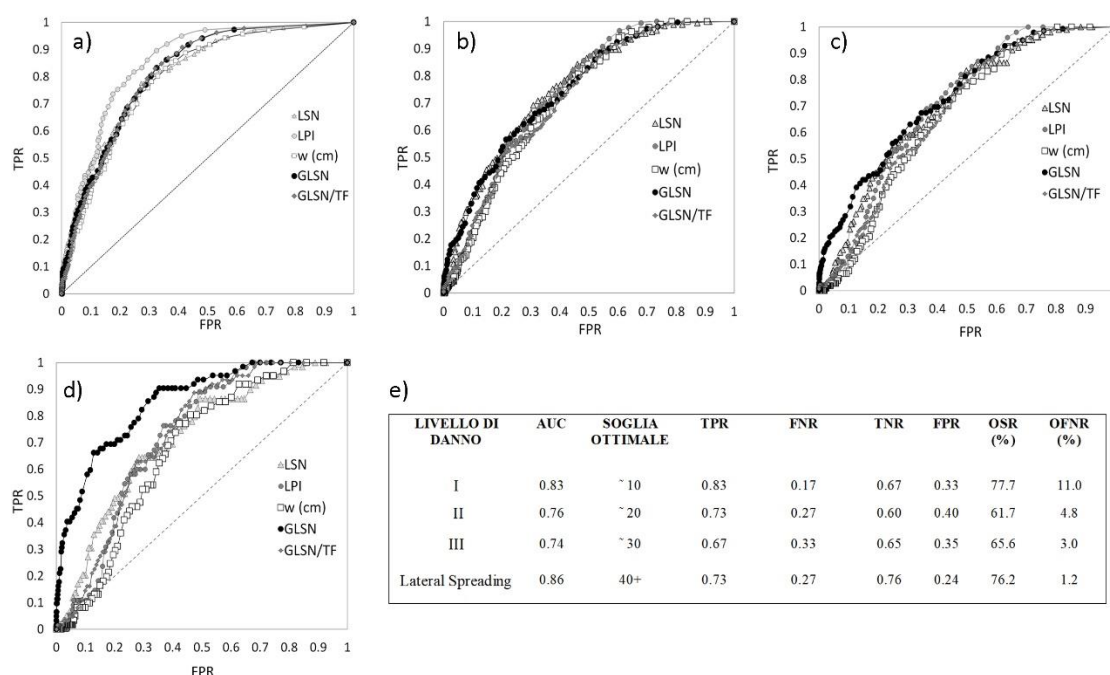


Figura 4) Curve caratteristiche per livello di danno 1 (a), 2(b), 3(c) e lateral spreading (d); e) performance globale e soglie ottimali del GLSN.

5. Conclusioni

La natura comune degli indicatori tradizionali riportati in Tabella 1 permette di eseguire analisi di pericolosità da liquefazione in maniera speditiva ed automatizzata, trascurando tuttavia aspetti che necessitano di maggiori approfondimenti, su tutti l'interazione idraulica e le condizioni topografiche. Per tener conto di ciò, il presente studio confronta la loro efficacia nella previsione del danno con quella dell'indicatore generalizzato "GLSN" qui introdotto attraverso la *back-analysis* del caso di studio del terremoto (Mw6.2) di Christchurch (N.Z.). In particolare, il "GLSN" condensa gli effetti topografici e stratigrafici in un'unica variabile, coniugando il termine deformativo γ_{\max} (Zhang et al., 2004) con una funzione peso $w(z)$ che può essere opportunamente adattata alle diverse condizioni stratigrafiche attraverso i due parametri n_1 ed n_2 ed un coefficiente topografico TF che modula l'indicatore in corrispondenza di pendii o argini fluviali. I risultati della validazione, eseguita su un set di dati opportunamente filtrato per eliminare dati inconsistenti e profili in cui l'interazione idraulica risulterebbe difficilmente gestibile con tali approcci semplificati, evidenziano che il GLSN riesce a discriminare i livelli di danno mostrati in Figura 2.a in corrispondenza di soglie pari a 10, 20, 30 e 40, con valori di AUC e percentuali di successo globale accettabili, evidenziando il ruolo chiave della topografia come discriminante con gli indicatori tradizionali. D'altro canto, si osserva la progressiva riduzione (dall'11 all'1%) degli errori di sottostima (falsi negativi) nei confronti dei fenomeni più severi di liquefazione.

Bibliografia

- Baris A., Spacagna R.L., Paoletta L., Koseki J., Modoni G., 2020: Liquefaction fragility of sewer pipes derived from the case study of Urayasu (Japan). Bulletin of Earthquake Engineering.
- Boulanger R.W. and Idriss I.M., 2016: "CPT-based liquefaction triggering procedure". J Geotech Geoenviron Eng. <https://doi.org/10.1061/%28ASCE%29GT.1943-5606.0001388>.
- Chiaradonna A., Lirer S., Flora A., 2020: "A liquefaction potential integral index based on pore pressure build-up". Engineering Geology.
- Cubrinovski M. and Robinson K., 2015: "Lateral spreading: evidence and interpretation from the 2010-2011 Christchurch earthquakes". 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering.
- Cubrinovski M., Rhodes A., Ntritsos N., & van Ballegooy S., 2018: "System response of liquefiable deposits". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, available online, 10.1016/j.soildyn.2018.05.013
- Dipartimento della Protezione Civile (2017): Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazioni (LQ). Versione 1.0, Roma 2017.
- Iwasaki T., Tatsuoaka F., Tokida K., Yasuda S. (1978). A Practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. [conference] // 2nd International conference on Microzonation. - 1978. - pp. 885-896.
- Kongar I., Rossetto T., Giovinazzi S., 2015: "Evaluating Desktop Methods for Assessing Liquefaction-Induced Damage to Infrastructure for the Insurance Sector". 12th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP12 Vancouver, Canada, July 12-15, 2015.
- Ministry of Business, Innovation & Development – NZGS (2016): Recommendation after the Canterbury Earthquake sequence (2010-2011).
- Paoletta L., Spacagna R. L., Chiaro G., Modoni G., 2020: "A simplified vulnerability model for the extensive liquefaction risk assessment of buildings". Bulletin of Earthquake Engineering, 2020.
- Robertson P.K. and Wride C.E., 1998: "Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test". Canadian Geotechnical Journal 35, 442–459.
- Tukey J. W., 1977: "Exploratory data analysis". Addison – Wesley Publishing Company.
- van Ballegooy S., Malan P., Lacrosse V., Jacka M.E., Cubrinovski M., Bray J.D., O'Rourke T.D., Crawford S.A., Cowan H. (2014). Assessment of Liquefaction-Induced Land Damage for Residential Christchurch. Earthquake Spectra, Volume 30, No. 1, pages 31–55, February 2014.
- Zhang G., Robertson P.K., Brachman R.W.I. (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. Canadian Geotechnical Journal, 39, 1168–80.
- Zhang G., Robertson P.K., Brachman R.W.I. (2004). Estimating liquefaction-induced Lateral Displacements from CPT for level ground. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/ AUGUST 2004.