

Liquiter

Part I Liquiter	1
Part II Progetto	3
1 Creazione nuovo progetto	3
Part III Guida ai menu	4
1 File	4
2 Dati	5
3 Stratigrafia	7
4 Opzioni Report	9
5 Modifica	10
6 Calcolo	11
Part IV Cenni teorici	14
1 Metodi semplificati	14
Introduzione	14
Seed e Idriss	16
Iwasaki et al.	19
Tokimatsu e Yoshimi	21
Finn	22
Cortè	22
Robertson e Wride	23
Robertson e Wride modificato	25
Idriss e Boulanger (2008)	26
Andrus e Stokoe	28
Youd et al.	29
EC8	33
2 Utilizzo di prove penetrometriche statiche a punta elettrica per la stima del potenziale di liquefazione	
3 Limit State of Liquefaction C. Hsein Juang 2006	39
4 Cedimenti post sismici	40
5 Interventi	45
Dreni di ghiaia	45
Heavy tamping	48
Priebe (1998)	48
6 Lateral Spreading	49
Lateral Spreading	49
Part V Bibliografia	51
Part VI Utility	58
1 Tabelle Conversione	58
2 Database Terreni	59
Part VII Libri consigliati	61
Part VIII Geoapp	65

1 Sezione Geoapp	66
Part IX Contatti	66
Index	0

1 Liquiter

Liquiter è un software per l'analisi della liquefazione dei terreni in condizioni sismiche. I dati di input richiesti possono essere ricavati da diverse prove di campagna.

In sintesi i risultati forniti dal programma sono:

- Fattore di sicurezza a liquefazione / Indice del potenziale di liquefazione.
- Mobilità ciclica per le argille.
- Liquefazione delle sabbie e delle argille.
- CSR, CSR variabile con la profondità (SHAKE).
- Riconsolidazione, Lateral Spreading.
- Forza residua.

Strato	Valore	Nr.	Profondità dal p.c. (m)	Pressione totale (kPa)	Pressione verticale effettiva (kPa)	Resistenza alla punta normalizzata (kPa)	Attrito laterale normalizzato (kPa)	Indice di compressione (I _p)	Correzione per la pressione verticale efficace (kPa)	Resistenza alla punta corretta (kPa)	Coefficiente ridotto (I _v)	Resistenza alla liquefazione (CSR)	Stato di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza (FS)	Suscettibilità di liquefazione	Indice di liquefazione	Stato
(0) S1 (S)	sabbia	1	1.70	26.400	24.626	33.240	3.080	3.891	3.7	139.764	0.907	0.024	0.361	1.109	Terreno non	0.00	Multi basso
(2) S2 (S)	sabbia	2	1.90	30.200	28.277	44.857	3.087	3.941	3.7	140.280	0.909	0.027	0.320	1.052	Terreno non	0.00	Multi basso
(3) S3 (S)	sabbia	3	2.10	33.800	31.616	47.337	3.244	4.484	3.7	133.086	0.904	0.294	0.327	0.874	Terreno non	2.30	Basso
(4) S4 (S)	sabbia	4	2.30	37.400	35.055	49.866	3.248	5.813	3.7	136.835	0.902	0.318	0.351	0.906	Terreno non	2.03	Basso
(5) S5 (S)	sabbia	5	2.50	41.000	38.383	44.762	3.253	7.212	3.7	141.721	0.901	0.340	0.384	0.946	Terreno non	1.29	Basso
(6) S6 (S)	sabbia	6	2.70	44.600	42.852	43.651	3.258	8.667	3.7	146.768	0.900	0.374	0.376	0.990	Terreno non	0.13	Basso
(7) S7 (S)	sabbia	7	2.90	48.200	46.471	42.581	3.263	10.177	3.7	151.961	0.899	0.408	0.386	1.032	Terreno non	0.00	Multi basso
(8) S8 (S)	sabbia	8	3.10	51.800	49.309	41.604	3.268	11.741	3.7	157.224	0.898	0.420	0.396	1.061	Terreno non	0.00	Multi basso
(9) S9 (S)	sabbia	9	3.30	55.400	52.346	40.680	3.273	13.358	3.7	162.556	0.897	0.432	0.404	1.071	Terreno non	0.00	Multi basso
(10) S10 (S)	sabbia	10	3.50	59.000	55.387	39.835	3.278	15.027	3.7	167.957	0.896	0.448	0.412	1.087	Terreno non	0.00	Multi basso
(11) S11 (S)	sabbia	11	3.70	62.600	58.025	39.035	3.283	16.748	3.7	173.428	0.895	0.464	0.419	1.098	Terreno non	0.00	Multi basso
(12) S12 (S)	sabbia	12	3.90	66.200	60.264	38.274	3.287	18.519	3.7	178.969	0.894	0.482	0.425	1.105	Terreno non	0.00	Multi basso
(13) S13 (S)	sabbia	13	4.10	69.800	62.103	37.560	3.292	20.340	3.7	184.570	0.893	0.503	0.431	1.108	Terreno non	0.00	Multi basso
(14) S14 (S)	sabbia	14	4.30	73.400	63.542	36.884	3.297	22.211	3.7	190.231	0.892	0.527	0.437	1.108	Terreno non	0.00	Multi basso
(15) S15 (S)	sabbia	15	4.50	77.000	64.581	36.242	3.302	24.132	3.7	195.952	0.891	0.552	0.442	1.101	Terreno non	0.00	Multi basso
(16) S16 (S)	sabbia	16	4.70	80.600	65.220	35.638	3.307	26.103	3.7	201.733	0.890	0.581	0.446	1.092	Terreno non	0.00	Multi basso
(17) S17 (S)	sabbia	17	4.90	84.200	65.559	35.066	3.312	28.124	3.7	207.574	0.889	0.581	0.450	1.080	Terreno non	0.00	Multi basso
(18) S18 (S)	sabbia	18	5.10	87.800	65.498	34.526	3.316	30.195	3.7	213.475	0.888	0.604	0.454	1.061	Terreno non	0.00	Multi basso
(19) S19 (S)	sabbia	19	5.30	91.400	64.958	34.013	3.321	32.316	3.7	219.436	0.887	0.630	0.458	1.034	Terreno non	0.00	Multi basso
(20) S20 (S)	sabbia	20	5.50	95.000	63.997	33.528	3.326	34.487	3.7	225.457	0.886	0.708	0.461	1.029	Terreno non	0.00	Multi basso
(21) S21 (S)	sabbia	21	5.70	98.600	62.636	33.066	3.331	36.708	3.7	231.538	0.885	0.752	0.464	1.037	Terreno non	0.00	Multi basso

* video registrato con interfaccia inglese

I dati richiesti da Liquiter si basano sui risultati ottenuti da diverse metodologie di indagine:

- Standard Penetration Test (SPT).
- Indagini che determinano le velocità delle onde di taglio (Vs).
- Cone penetration test (CPT).
- Cone penetration test electric (CPTE).
- Cone penetration test Piezocone (CPTU).
- Curva granulometrica.

Nuove correlazioni tra: **CPTe** punta elettrica e **CPTM** punta meccanica, export dati per **SISMI.CA**

Normative

Norme Tecniche per le Costruzioni, DM 17 gennaio 2018.

Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni, circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP

EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules, November 2004

EN 1997-2 Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing , March 2007

EN 1998-1 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, December 2004

EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects, November 2004

Altre normative: Est Europa, Sud America..

Stima della Magnitude Scaling Factor (MSF)

- [Seed & Idriss, 1971](#)
- Idriss, 1995
- [Andrus & Stokoe, 1997](#)
- [Idriss & Boulanger, 2008](#), 2014

Fattore di correzione della tensione litostatica ($K\sigma$)

- NCEER ([Youd and Idriss, 1997](#))

Normalizzazione delle velocità delle onde di taglio con la tensione litostatica

- Robertson et al., 1992

Correzione del numero di colpi della prova SPT con la tensione litostatica (C_n)

- Liao and Whitman, 1986; Idriss e Boulanger 2014

Resistenza residua post-liquefazione (S_r)

- Idriss & Boulanger, 2009, 2014

Correzione per la presenza di materiale fine (S_r)

- Seed and Idriss, 1997 (NCEER Workshop)
- Robertson & Wride, 1997 (NCEER Workshop)

- Idriss & Boulanger, 2004

Calcolo fattore sicurezza a liquefazione con:

- Andrus-Stokoe
- Boulanger-Idriss-CPT-2008
- Boulanger-Idriss-CPT-2014
- Boulanger-Idriss-NSPT, 2014
- Corte
- Eurocodice-8, Youd et al.(2001)
- Finn
- Iwasaki
- Robertson-Wride
- Seed-Idriss
- Tokimatsu-Yoshimi
- Youd et al.(2001)
- C. Hsein Juang 2006

Lateral Spreading

- Youd et. al., 2002 Barlett and Youd, 1995

Indice del potenziale di liquefazione (ILP)

- Iwasaki et al.
- Somez (2003)



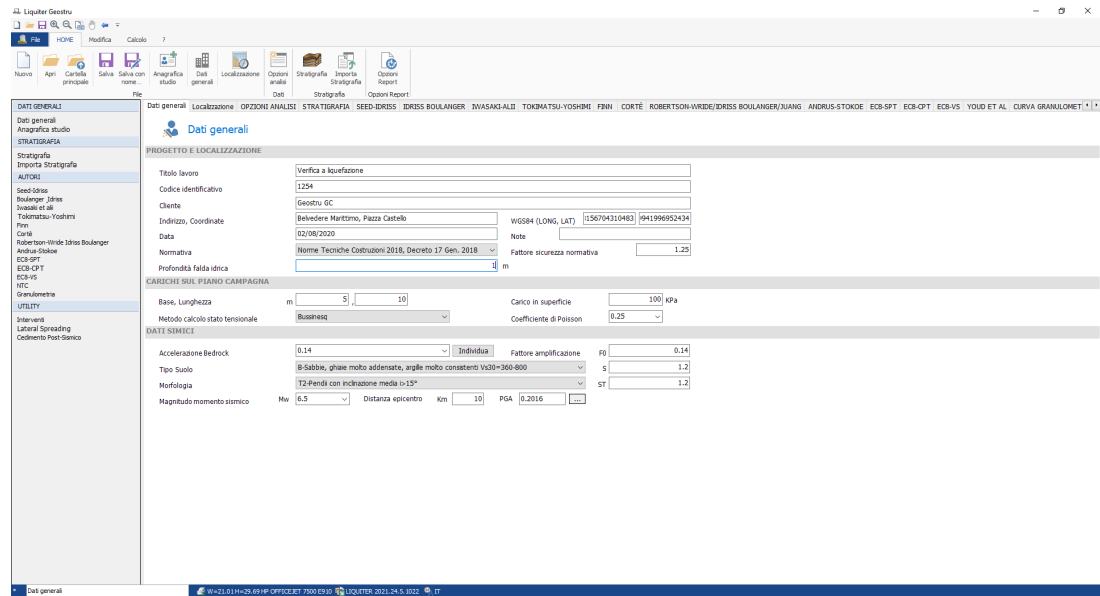
2 Progetto

2.1 Creazione nuovo progetto

Nuovo Progetto

Il software Liquiter (così come le nuove versioni dei software Geostru) è stato creato in modo tale da poter essere compreso ed utilizzato in maniera facile ed intuitiva. Ci limiteremo pertanto a descrivere solo alcuni passaggi da seguire per la creazione di un nuovo progetto.

Per la creazione di un nuovo progetto, bisogna cliccare sul menu "File" e successivamente "Nuovo", ma il software permette di velocizzare i passaggi facendo comparire nell'interfaccia generale la finestra principale relativa ai "Dati generali". All'interno di essa sarà possibile inserire i dati del progetto e altri dati utili ai fini del calcolo.



Si procede cliccando sulle altre finestre presenti sulla barra dei menu e/o a lato (barra verticale a sinistra).

3 Guida ai menu

3.1 File

Nuovo (Ctrl+N)

Consente di creare un nuovo progetto. Il comando è attivabile anche dalla barra degli strumenti Standard.

Apri

Viene aperto un progetto esistente già elaborato e archiviato in formato (*.lqf). Il comando è attivabile anche dalla barra degli strumenti Standard.

Salva (Ctrl+F12)

Salva i dati inseriti nel progetto corrente. Il comando è attivabile anche dalla barra degli strumenti Standard.

Salva con nome

Salva il progetto con un altro nome.

Esci

Consente di uscire dal progetto corrente.

Recenti

Consente di visualizzare i progetti precedentemente salvati.

3.2 Dati

Anagrafica Studio

Cliccando sul comando si attiva una finestra in cui è possibile riportare l'anagrafica dello Studio o della Società, vengono richiesti una serie di informazioni : *ragione sociale, titolo, P.Iva, Indirizzo...*

Cliccando sull'icona aggiungi l'utente si può inserire un'immagine/logo (*.bmp; *.jpg).

The screenshot shows a dialog box titled 'Anagrafica' with the subtitle 'ANAGRAFICA STUDIO SOCIETA''. The main title 'Anagrafica' is accompanied by a gear icon. The text 'Size: height 80px, width110px' is visible. The 'GeoStru' logo is highlighted with a red box. A red line connects the logo to a user icon with a plus sign. The form contains the following fields:

Cognome Ragione Sociale	S.C. EngSoft S.R.L.		
Nome	GeoStru		
Titolo	eu	PIVA	RO30277934
Indirizzo	Str. Sarmisegetuza nr. 21/25		
Citta	Cluj-Napoca	CAP	PROV FI
Telefono		Cellulare	3355223526
Albo		FAX	
Albo Certificatori		Numero	494
Email	info@geostru.eu		
Skype			
Sito	https://www.geostru.eu		
Note			

Buttons: Ok, Annulla

Dati Generali

Nella sezione 1 (Progetto e Localizzazione) si possono inserire informazioni riguardanti il progetto e la localizzazione dell'intervento, i dati potranno essere utilizzati nella configurazione dell'output grafico. Nella stessa sezione occorre definire la normativa di calcolo e il fattore di sicurezza ritenuto accettabile.

Nella sezione 2 (Falda) è richiesta la profondità della falda.

Il programma consente di stimare l'incremento tensionale nel terreno indotto dalla presenza di un sovraccarico in superficie. E' sufficiente definire nella sezione 3 (Carichi sul Piano Campagna) la sua geometria, scegliere il metodo di calcolo e introdurre il parametro elastico richiesto.

Per calcolare la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma, utilizzata nei metodi semplificati da diversi autori, nella stima del fattore di sicurezza, viene richiesta **l'accelerazione massima indotta dal sisma in superficie**. Per tale scopo, nella sezione 4, occorre definire i dati sismici richiesti utili per la sua determinazione.

La **magnitudo** e la **distanza epicentrale** viene utilizzata dal codice di calcolo per **correggere il Rapporto di Tensione Ciclica** utilizzando correlazioni proposte da diversi autori (*da scegliere in opzioni di analisi*).

The screenshot displays the 'Liquiter 2018' software interface. The main window is titled 'Liquiter - C:\Users\W10\OneDrive\Desktop\151098076_VerificaPT50cm_1.Theo2017.rpt'. The interface is organized into several sections:

- PROGETTO E LOCALIZZAZIONE (sezione 1):**
 - Titolare lavoro: Ampliamento del complesso alberghiero di Vila -
 - Codice identificativo: []
 - Cliente: Vila - Firenze
 - Indirizzo, Coordinate: Via degli - 4/B, 50134, 44.258, 11.365
 - Data: 16/11/2017, Note: []
 - Magnitudo: Norme Tecniche Costruzioni, Circolare 2 febbraio 2009, n.61, fattore sicurezza normativa: 1.25
- CARICHI SUL PIANO CAMPAGNA (sezione 2):**
 - Profondità falda sica: 4 m
 - Base, Lunghezza: m [0], [0], Carico in superficie: 0 kPa
 - Metodo calcolo stato tensionale: [], Coefficiente di Poisson: 0.25
- DATI SISMICI (sezione 4):**
 - Accelerazione Bedrock: 0.05, Fattore amplificazione: F0: 2.4
 - Tipo Suolo: B-Sabbie, ghiaie molto addensate, argille molto consistenti Vc30=360-800, S: 1.2
 - Morfologia: T1-Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media ic<=15°, ST: 1
 - Magnitudo momento sismico: Mw: 6.54, Distanza epicentro: Km: 25, PGA: 0.156

The interface also features a sidebar on the left with various analysis options and a top menu bar with 'FILE', 'HOME', 'MODIFICA', and 'CALCOLO'.

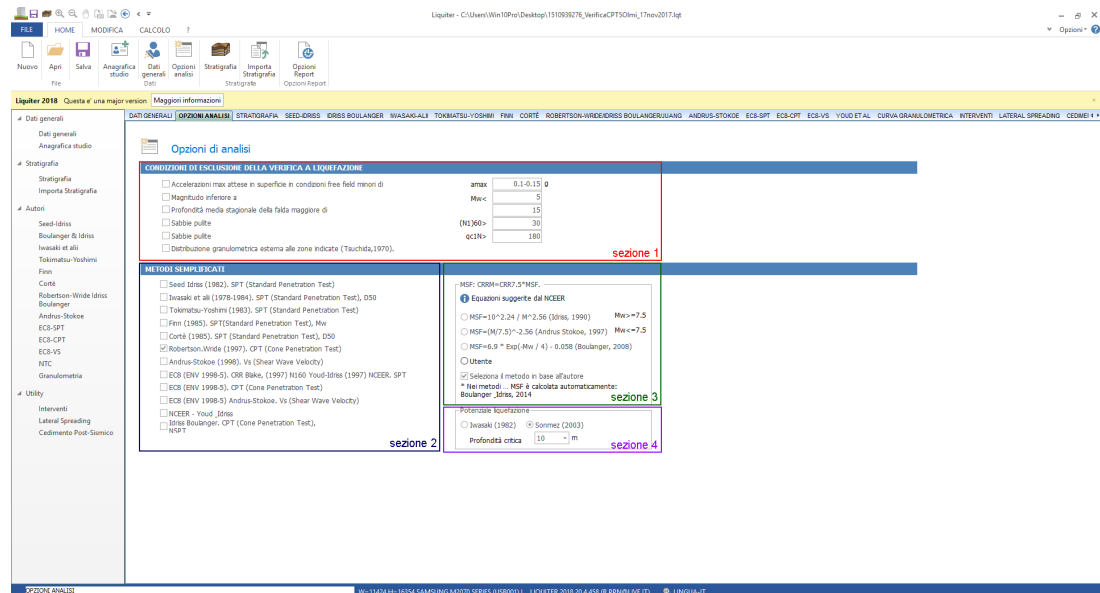
Opzioni di Analisi

Da questa finestra l'utente può definire le condizioni di esclusione alla verifica di liquefazione in base alle disposizioni legislative utilizzate, l'utente può modificare manualmente i limiti, digitandone i valori nei campi corrispondenti (*sezione 1*).

E' possibile scegliere il metodo o i metodi che verranno utilizzati nel progetto (*sezione 2*).

Per adeguare il valore del **CSR (Cyclic Stress Ratio)** a terremoti con magnitudo diversa da 7.5, occorre introdurre il fattore correttivo **MSF**

(*Magnitudo Scaling Factor*), le equazioni di calcolo, suggerite dal **NCEER** in base all'autore scelto, bisogna definirle, selezionandole dalla (*sezione 3*). Il programma fornisce anche la stima dell'indice del potenziale di liquefazione, Iwasaki(1982) e Sonmez (2003) - *sezione 4*, riferendosi ad una profondità critica di 10 oppure 20 metri.



3.3 Stratigrafia

Importa Stratigrafia

Selezionando il comando, si attiva una finestra di scelta da cui è possibile importare file di tipo (*.txt, *.edp). I file predisposti da altri software (*Static Probing, Dynamic Probing...*) contengono tutte le informazioni richieste nella griglia della Stratigrafia da utilizzare nel calcolo.

Stratigrafia

Nella griglia occorre inserire i parametri geotecnici richiesti:

DB

Posizionandosi con un click del mouse sulla cella corrispondente è possibile scegliere, dal menù contestuale, una tipologia di terreno tra quelli presenti nel database integrato. Il database è modificabile da parte dell'utente

Descrizione

Digitare il testo corrispondente alla nomenclatura della litologia.

Quote dello strato

Digitare la quota iniziale e finale di ogni strato (*il piano campagna rappresenta quota zero*).

La quota iniziale dello strato 1 deve essere, per convenzione, posta pari a zero!**Peso unità di volume naturale/saturo**

Riportare i pesi di volume specificati da assegnare allo strato.

Numero di colpi medio (NSPT)

Assegnare il numero medio di colpi della prova penetrometrica standard.

D50 (mm)

Digitare il valore del diametro corrispondente al 50% di passante (*curva granulometrica*).

Resistenza qc e resistenza per attrito laterale fs

Riportare i valori della resistenza alla punta e della resistenza laterale desunti da una prova statica.

Retino

Portarsi nella cella in cui si desidera collocare il retino, tenere premuto il pulsante del mouse, apparirà una finestra da cui è possibile scegliere un'immagine in formato (*.jpg, *.bmp) da assegnare allo strato.

Colore

Per assegnare un colore basta posizionarsi con un click del mouse sulla cella e si attiva il pulsante per la visualizzazione della tavolozza dei colori.

Cliccando sul comando "**Report**" il programma predispone la tabella della stratigrafia per la stampa o per l'esportazione. Dal comando "**Grafico**" invece verrà generato il grafico *stratigrafia-profondità* e a seconda del parametro selezionato o dei parametri selezionati (*NSPT-profondità, Qc-profondità, VS-profondità*).

Strato Nr	DB	Descrizione	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso unit. volume (g/m³)	Peso unit. volume saturato (g/m³)	Numero	Porosità (%)	Permeabilità (Darcy)	Permeabilità (mD)	Porosità (g/m³)	Porosità (%)
1	S1		1	2	16	19	31	1	3650	50	230	230
2	S2		2	8	14	18	14	1	2900	80	250	250
3	S3		8	14	15	18.65	22	1	3600	90	300	300
4	C4		12	14	15	17	22	1	2900	100	300	300
5	C5		14	16	18	19	38	1	2700	80	300	300
6	C6		16	20	18.1	19	18	1	2900	70	320	320
7	C7		20	22	18.5	19.5	16	1	2900	60	250	250
8	C8		22	24	18.7	19.6	20	1	3000	80	240	240
9	C9		24	26	18.9	19.2	22	1	3100	90	240	240
10	C10		26	28	19	20	24	1	3200	100	220	220
11			28	30	19.1	21	26	1	3300	90	200	200

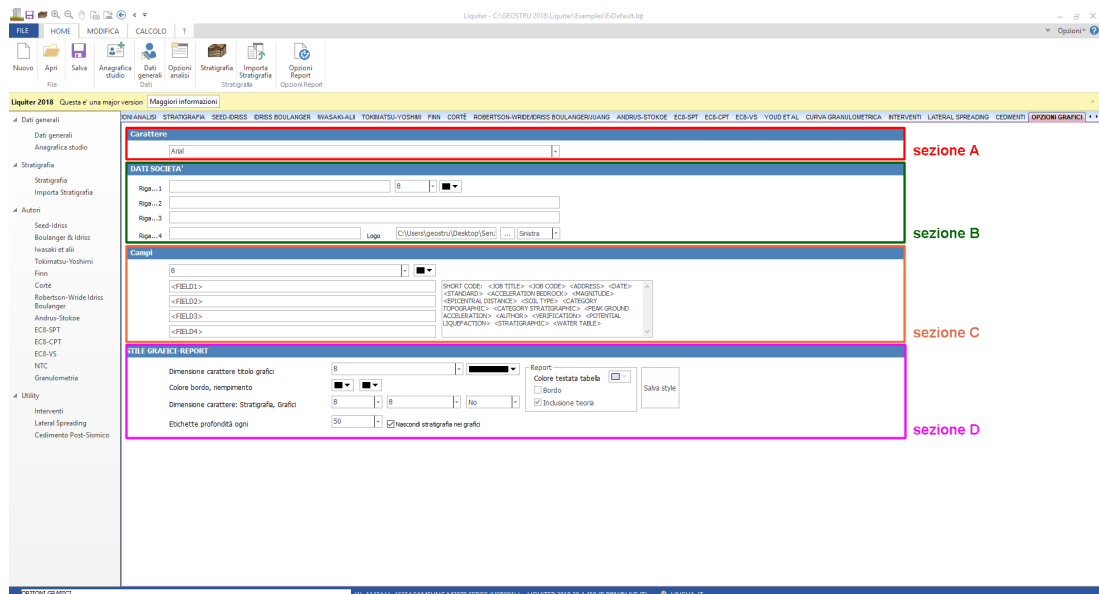
3.4 Opzioni Report

Dalla *sezione (A)* si sceglie il font che verrà utilizzato nel report grafico. I dati della società sono gestibili dalla *sezione (B)*, dalla stessa sezione sarà possibile introdurre un logo (*immagine *.bmp, *.jpg*) e posizionarlo a destra o a sinistra del cartiglio.

Nella *sezione (C)* sono presenti dei campi aggiuntivi utilizzabili dall'utente, in particolare, l'utente copiando e incollando gli **short code** disponibili nei campi, *Field1...Field2...Field3.....* potrà creare uno stile, salvarlo (*attraverso il comando salva stile*) e utilizzarlo per altri progetti.

La dimensione e il colore dei caratteri del titolo dei grafici, il colore del bordo, dei riempimenti, la dimensione dei caratteri del grafico stratigrafia e degli altri grafici possono essere assegnati dalla *sezione (D)*.

Dalla *sezione (E)* l'utente può definire il colore del bordo e del riempimento della testata delle tabelle e dei grafici, scegliere la dimensione e il colore dei titoli dei grafici, scegliere se includere la teoria in relazione, e salvare lo stile creato per progetti futuri.



3.5 Modifica

Per aumentare o ridurre le dimensioni dell'immagine visualizzata nell'area di disegno si utilizzano le opzioni di zoom del programma. Le opzioni di zoom sono attivabili sia dalla barra standard, sia tramite click del tasto destro del mouse sull'area del disegno.

Zoom (+)

Il comando applica un fattore di ingrandimento per visualizzare in maggiore dettaglio un'immagine.

Zoom (-)

Attraverso questo comando si applica un fattore di riduzione per visualizzare una parte maggiore della pagina con dimensioni inferiori.

Zoom (100%)

Visualizza il disegno al 100% delle sue dimensioni normali.

Zoom (tutto)

Riporta la vista completa del progetto di lavoro all'interno dell'area di disegno.

Sposta

Il comando si attiva tenendo premuto il tasto sinistro del mouse sull'area del disegno e spostandolo in qualsiasi direzione: orizzontale, verticale o diagonale. L'ingrandimento del disegno rimane lo stesso così come il suo

orientamento nello spazio. L'unico cambiamento è costituito dalla porzione del disegno visualizzata.



Salva elaborato

Attraverso questo comando è possibile salvare il report in formato editabile oppure pdf.

3.6 Calcolo

Da questa sezione è possibile scegliere tutti i metodi implementati nel programma per la verifica a liquefazione.

La scelta può avvenire dai comandi posizionati sulla barra standard (A), dal pannello posizionato a sinistra rispetto all'area di lavoro (B) e dai comandi specificati in (C).

Stato	Nr.	Dr (%)	validità	Profondità del p.c. (m)	Pressione testistica totale (kPa)	Pressione verticale effettiva (kPa)	Correzione per la pressione testistica efficace (kPa)	Numero colpi corretto (N ₆₀)	Coefficiente riduttivo (C _d)	Resistenza alla liquefazione (kPa)	Stato di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza (FS)	Suscettibilità di liquefazione
(1) - S1	1	30	valido per sabbie pulite	1	26.600	24.539	2.161	110.200	0.975	1.224	0.297	4.12	Terreno non suscettibile
(2) - S2	2	1.90	50 valido per sabbie limose	2	30.200	28.277	2.088	106.945	0.972	1.182	0.315	3.20	Terreno non suscettibile
(3) - S3	3	2.10	50 valido per sabbie pulite	3	33.800	27.916	2.017	105.743	0.969	1.140	0.331	1.20	Terreno non suscettibile
(4) - C4	4	2.20	50 valido per sabbie limose	4	37.400	28.553	1.955	104.571	0.966	1.097	0.346	1.10	Terreno non suscettibile
(5) - C5	5	2.30	50 valido per sabbie pulite	5	41.000	31.193	1.888	103.430	0.963	1.054	0.357	1.06	Terreno suscettibile di
(6) - C6	6	2.70	50 valido per sabbie pulite	6	44.600	32.832	1.845	102.322	0.960	1.010	0.368	1.01	Terreno suscettibile di
(7) - C7	7	2.90	50 valido per sabbie pulite	7	48.200	34.471	1.796	101.240	0.957	0.967	0.378	0.96	Terreno suscettibile di
(8) - C8	8	3.10	50 valido per sabbie pulite	8	51.800	36.109	1.751	100.185	0.954	0.924	0.386	0.92	Terreno suscettibile di
(9) - C9	9	3.30	50 valido per sabbie pulite	9	55.400	37.748	1.709	99.154	0.951	0.881	0.394	0.88	Terreno suscettibile di
(10) - C10	10	3.50	50 valido per sabbie pulite	10	59.000	39.387	1.669	98.143	0.948	0.838	0.401	0.84	Terreno suscettibile di
(11)	11	3.70	50 valido per sabbie pulite	11	62.600	41.025	1.632	97.151	0.945	0.795	0.407	0.80	Terreno suscettibile di
(12)	12	3.90	50 valido per sabbie pulite	12	66.200	42.664	1.598	96.186	0.942	0.752	0.413	0.80	Terreno suscettibile di
(13)	13	4.10	50 valido per sabbie pulite	13	69.800	44.301	1.565	95.247	0.939	0.709	0.418	0.78	Terreno suscettibile di
(14)	14	4.30	50 valido per sabbie pulite	14	73.400	45.941	1.534	94.334	0.936	0.666	0.422	0.76	Terreno suscettibile di
(15)	15	4.50	50 valido per sabbie pulite	15	77.000	47.580	1.505	93.446	0.933	0.624	0.426	0.74	Terreno suscettibile di
(16)	16	4.70	50 valido per sabbie pulite	16	80.600	49.219	1.477	92.581	0.930	0.582	0.430	0.72	Terreno suscettibile di
(17)	17	4.90	50 valido per sabbie pulite	17	84.200	50.857	1.450	91.740	0.927	0.540	0.433	0.71	Terreno suscettibile di
(18)	18	5.10	50 valido per sabbie pulite	18	87.800	52.496	1.425	90.911	0.924	0.500	0.436	0.70	Terreno suscettibile di
(19)	19	5.30	50 valido per sabbie pulite	19	91.400	54.135	1.401	90.092	0.921	0.460	0.439	0.69	Terreno suscettibile di
(20)	20	5.50	50 valido per sabbie pulite	20	95.000	55.773	1.379	89.282	0.918	0.420	0.442	0.68	Terreno suscettibile di
(21)	21	5.70	50 valido per sabbie pulite	21	98.600	57.412	1.357	88.487	0.915	0.380	0.444	0.66	Terreno suscettibile di

Scelto un metodo di calcolo ad esempio:

Seed Idriss

in (D) si riportano le condizioni di validità e i dati richiesti per eseguire l'analisi, nel caso specifico: Il metodo è valido per sabbie con D50>0.25, sabbie limose e limi. Densità relativa compresa tra (40 - 80)%, i dati richiesti per l'elaborazione sono NSPT e il D50 da riportare in [Stratigrafia](#).

Dopo aver assegnato la stratigrafia occorre definire *nella griglia (E)* le opzioni di validità del metodo strato per strato. Il programma elabora i dati e restituisce i risultati *nella griglia (F)* fornendo i risultati dell'analisi, è possibile selezionare i risultati riportati nella griglia ed esportarli tramite il comando copia/incolla.

Per eventi sismici di magnitudo maggiore di 7.5 viene calcolato il valore del fattore correttivo sulla magnitudo MSF utilizzando la correlazione o il metodo scelto in [Opzioni di Analisi](#)⁵. Il valore calcolato viene riportato a video come pure l'indice del potenziale di liquefazione (IPL) e il Rischio ad esso associato (G).

Il programma restituisce un'accurata relazione di calcolo, riportando i riferimenti teorici ed organizzando i risultati dell'analisi in forma tabellare. Dopo l'elaborazione dei dati è possibile generare un grafico che nel caso di Seed e Idriss è così strutturato: (*colonna stratigrafica-profondità, NSPT-profondità, FS-profondità*).

Per generare l'output basta selezionare i comandi specifici (H), le opzioni del report e del grafico possono essere modificate da [Opzioni Report](#)⁹.

Strato No.	Dv (%)	validità	Nr.	Profondità del p.c. (m)	Pressione istantanea totale (kPa)	Pressione verticale effettiva (kPa)	Correzione per la pressione istantanea efficace (kPa)	Numero colpi corretto (N1(L60))	Coefficiente riduttore (i/d)	Resistenza alla liquefazione (kPa)	Sforzo di taglio normalizzato (kPa)	Coefficiente di sicurezza Fu	Suscettibilità di liquefazione
01-S1	50	valido per sabbie-pulite	3	0	36.600	24.679	2.181	110.200	0.975	1.324	0.257	4.12	Terreno non suscettibile
02-S2	50	valido per sabbie-finosse	3	1.90	30.200	26.277	2.086	106.365	0.972	1.182	0.315	3.75	Terreno non suscettibile
03-S3	50	valido per sabbie-pulite	3	4.10	33.800	27.946	2.017	105.340	0.969	0.997	0.321	1.20	Terreno non suscettibile
04-C4	50	valido per sabbie-finosse	4	2.30	37.400	29.555	1.955	14.871	0.966	0.387	0.345	1.12	Terreno non suscettibile
05-C5	50	valido per sabbie-pulite	5	2.50	41.000	31.193	1.898	34.070	0.963	0.379	0.357	1.06	Terreno suscettibile di
06-C6	50	valido per sabbie-pulite	6	2.70	44.600	32.831	1.845	33.332	0.960	0.370	0.368	1.01	Terreno suscettibile di
07-C7	50	valido per sabbie-pulite	7	2.90	48.200	34.471	1.796	32.600	0.957	0.363	0.378	0.96	Terreno suscettibile di
08-C8	50	valido per sabbie-pulite	8	3.10	51.800	36.109	1.751	32.015	0.954	0.356	0.386	0.91	Terreno suscettibile di
09-C9	50	valido per sabbie-pulite	9	3.30	55.400	37.748	1.709	31.424	0.951	0.349	0.394	0.86	Terreno suscettibile di
10-C10	50	valido per sabbie-pulite	10	3.50	59.000	39.387	1.669	30.871	0.948	0.343	0.401	0.81	Terreno suscettibile di
11-C11	50	valido per sabbie-pulite	11	3.70	62.600	41.025	1.632	30.353	0.945	0.337	0.407	0.76	Terreno suscettibile di
12	5.00	66.200	42.664	1.598	29.866	0.942	0.332	0.413	0.80	Terreno suscettibile di			
13	4.10	69.800	44.301	1.565	29.407	0.939	0.327	0.418	0.76	Terreno suscettibile di			
14	4.30	73.400	45.941	1.534	28.974	0.936	0.322	0.422	0.71	Terreno suscettibile di			
15	4.50	77.000	47.580	1.505	28.564	0.933	0.317	0.426	0.66	Terreno suscettibile di			
16	4.70	80.600	49.219	1.477	28.176	0.930	0.313	0.430	0.71	Terreno suscettibile di			
17	4.90	84.200	50.857	1.450	27.866	0.927	0.309	0.433	0.71	Terreno suscettibile di			
18	5.10	87.800	52.496	1.425	27.655	0.924	0.305	0.436	0.70	Terreno suscettibile di			
19	5.30	91.400	54.135	1.401	27.521	0.921	0.301	0.439	0.69	Terreno suscettibile di			
20	5.50	95.000	55.773	1.379	27.402	0.918	0.298	0.442	0.67	Terreno suscettibile di			
21	5.70	98.600	57.412	1.357	27.497	0.915	0.294	0.444	0.66	Terreno suscettibile di			

Curva Granulometrica

Secondo quanto contenuto nelle NTC 2018, se la distribuzione granulometrica del terreno è esterna a delle zone indicate come "critiche" la verifica a liquefazione può essere esclusa, il terreno non è suscettibile a liquefazione ([Cenni Teorici/NT2018](#)²⁹).

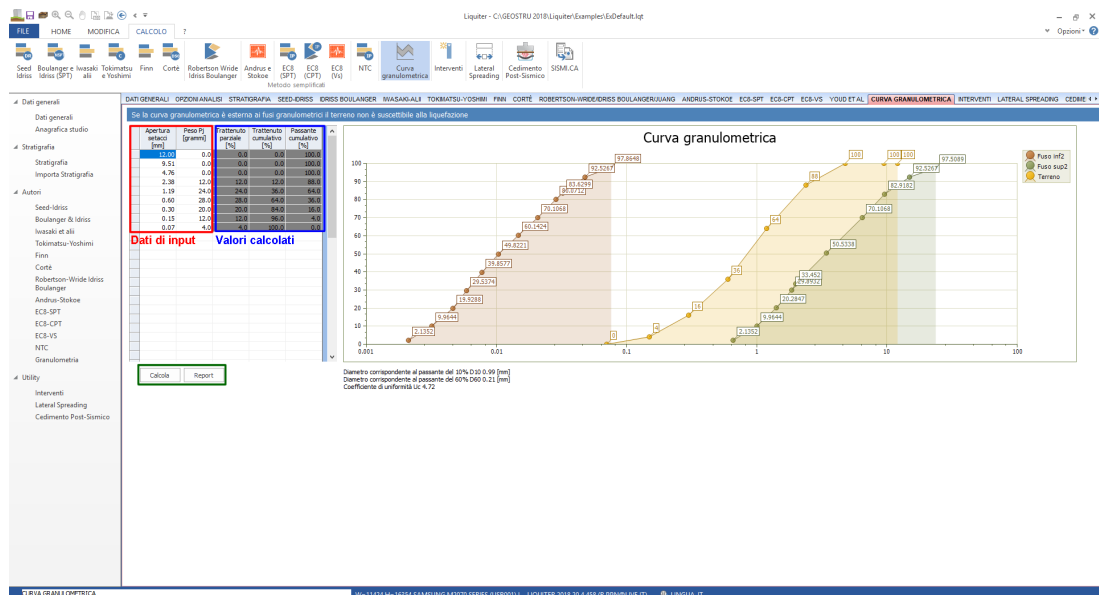
Cliccando sul comando si attiverà una finestra di dialogo caratterizzata da una griglia e da un grafico. Sulla griglia occorre inserire:

sulla prima colonna l'apertura dei setacci (si ricorda che quelli della serie A.S.T.M. in ordine decrescente sono:

38.10 mm, 25.40 mm, 19.00 mm, 12.70 mm, 9.51 mm, 4.76 mm, 2.38 mm, 1.19 mm, 0.595 mm, 0.297 mm, 0.149 mm, 0.074 mm.), sulla seconda colonna i pesi dei TRATTENUTI PARZIALI. Il programma effettuerà il calcolo dei TRATTENUTI PARZIALI (%), DEI TRATTENUTI CUMULATI (%) E DEL PASSANTE CUMULATO (%). Diagrammerà la curva granulometrica del terreno e la rappresenterà insieme ai fusi granulometrici indicati dalla normativa (per terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e per $U_c > 3,5$).

Cliccando sul pulsante **"Report"** verrà predisposta la stampa del grafico e di una tabella in cui sono riportati i dati per la rappresentazione della curva granulometrica.

L'elaborato può essere salvato in (*.bmp) attraverso il comando salva, presente sulla barra standard oppure scegliendolo dal menù a tendina tramite click col tasto destro del mouse sull'area del grafico.



Esportazione dati per sismica

Cliccando sul comando **SISMI.CA** il programma prepara il file [LIQUEFAZIONE \(F1 GEO LIQ\)](#) da importare nel *Sistema Informativo per l'analisi strutturale ed il monitoraggio degli interventi in Calabria*.

Tutti i parametri richiesti dal sistema verranno riportati su una specifica tabella a video, viene data la possibilità di salvare i dati su file nel formato previsto per l'importazione (.csv).

The screenshot displays the 'Liquiter' software interface. The main window shows a table with columns for 'Stato Nr.', 'D_v (%)', 'Valore', 'Profondità del p.c. (m)', 'Pressione storica totale (kPa)', 'Pressione verticale effettiva (kPa)', 'SS₁₅ (kPa)', 'SS₃₀ (kPa)', 'Tall₁₅ (kPa)', 'CSR', 'CRR', 'FI', and 'VALIDAZIONE'. The table contains 21 rows of data, with the first row highlighted in blue. A red box highlights the 'VALIDAZIONE' column, which contains values like 'OK' and 'OK'. Below the table, there are buttons for 'Controllo dati', 'Calcolo', 'Grafico', and 'Report'.

4 Cenni teorici

4.1 Metodi semplificati

4.1.1 Introduzione

I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

dove **CRR** (*Cyclic Resistance Ratio*) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e **CSR** (*Cyclic Stress Ratio*) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro

maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs. Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

Seed e Idriss (1971b), per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma propongono una semplice procedura basata sull'ipotesi di terreno omogeneo. Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza z (Figura 1) si muove rigidamente in direzione orizzontale e pertanto lo sforzo di taglio massimo alla profondità z è dato da:

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \cdot \gamma \cdot z$$

dove a_{max} è l'accelerazione massima in superficie, g l'accelerazione di gravità e γ il peso di volume secco del terreno.

Poiché nella realtà il terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido e quindi bisogna introdurre un coefficiente riduttivo r_d . Normalizzando con la pressione verticale effettiva e riferendosi ad un valore medio τ_{av} anziché ad un valore massimo τ_{max} si ottiene:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_{v0}} = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \right) \cdot r_d$$

Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d viene utilizzata la formula empirica proposta da **Liao e Whitman (1986)**:

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \text{ per } z \leq 9.15m$$
$$r_d = 1.174 - 0.0267z \text{ per } 9.15m < z \leq 23m$$

Dove z è la profondità dal piano campagna espressa in metri.

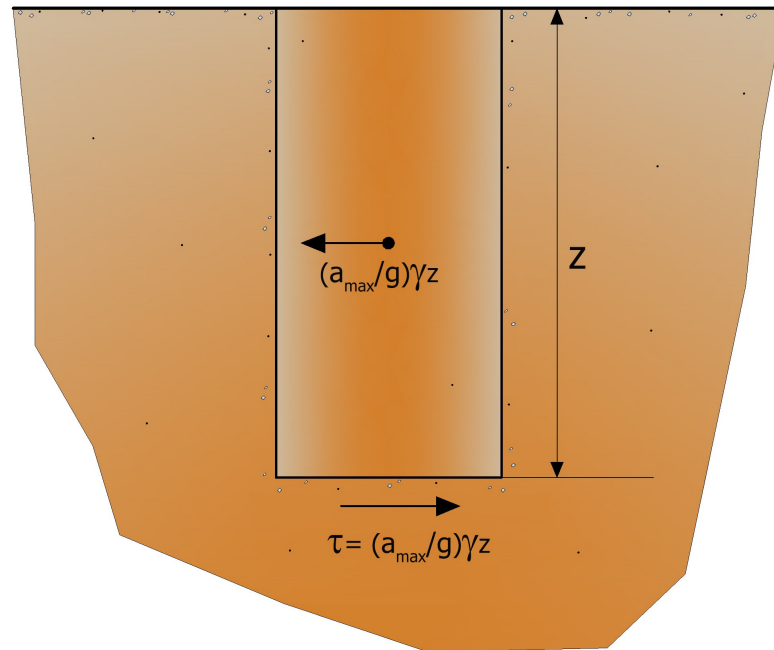


Figura 1 – Sforzo di taglio indotto dal terremoto alla profondità "z"

4.1.2 Seed e Idriss

Il metodo di **Seed e Idriss (1985)** consente di valutare il Rapporto di Tensione Ciclica dalla seguente relazione:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_{v0}} = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \right) \cdot r_d$$

dove **amax** rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa in superficie contenente gli effetti amplificativi di sito.

Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d viene utilizzata la formula empirica proposta da **Liao e Whitman (1986)**:

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \text{ per } z \leq 9.15m$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \text{ per } 9.15m < z \leq 23m$$

Dove **z** è la profondità dal piano campagna espressa in metri.

Per eventi sismici di magnitudo **7,5** viene considerato il grafico *SPT Clean Sand-Base Curve for Magnitude 7.5 Earthquake* di Seed et al. (1985) la cui forma è espressa dall'equazione:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Tale equazione è valida per $N_1(60) < 30$. Se invece $N_1(60) \geq 30$ non si verifica il fenomeno della liquefazione in quanto il terreno è troppo denso quindi verrà classificato come "terreno non liquefacibile".

Per magnitudo diverse (maggiori o minori di 7.5) **Seed e Idriss** (1982) hanno introdotto il fattore correttivo **MSF** (*Magnitude Scaling Factor*) dato dalla formula:

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}}$$

mentre per il fattore correttivo **MSF** si fa riferimento ai valori riportati in Tabella 1 ricavati da diversi ricercatori, tra cui **Seed H. B. e Idriss I. M (1982)**

Tabella 1- Fattore di scala della magnitudo derivato da diversi ricercatori

Magnitudo	Seed H.B. & Idriss I.M. (1982)	Ambraseys N.N (1988)	NCEER (Seed R. B. et alii) (1997; 2003)
5,5	1,43	2,86	2,21
6,0	1,32	2,20	1,77
6,5	1,19	1,69	1,44
7,0	1,08	1,30	1,19
7,5	1,00	1,00	1,00
8,0	0,94	0,67	0,84
8,5	0,89	0,44	0,73

Il Rapporto di Resistenza Ciclica CRR, viene calcolato in funzione della magnitudo, del numero di colpi nella prova SPT, della pressione verticale effettiva, della densità relativa.

Si calcola inizialmente il numero dei colpi corretto $(N_1)_{60CS}$ alla quota desiderata per tenere conto della pressione litostatica mediante la seguente espressione:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

Dove α e β sono coefficienti determinati dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}\alpha &= 0 \quad \text{for } FC \leq 5\% \\ \alpha &= \exp[1.76 - (190/FC^2)] \quad \text{for } 5\% < FC < 35\% \\ \alpha &= 5.0 \quad \text{for } FC \geq 35\% \\ \beta &= 1.0 \quad \text{for } FC \leq 5\% \\ \beta &= [0.99 + (FC^{1.5}/1,000)] \quad \text{for } 5\% < FC < 35\% \\ \beta &= 1.2 \quad \text{for } FC \geq 35\%\end{aligned}$$

Le altre correzioni da apportare ai risultati SPT sono incorporate nella seguente formula:

$$(N1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S$$

dove **Nm** è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard SPT, **C_N** è un fattore per normalizzare Nm, **C_E** è un fattore correttivo dell'energia del grave ER (Energy Ratio); **C_B** è un fattore correttivo per il diametro del foro e **C_S** è un fattore correttivo dei campionatori.

C_N è un coefficiente correttivo che si determina dalla relazione:

$$C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

dove **σ'_{v0}** è la pressione verticale effettiva, **Pa** la pressione atmosferica (~ 100 kPa) espressa nelle stesse unità di **σ'_{v0}** ed **n** un esponente il cui valore è posto pari a 0.5 e dipende dalla densità relativa del terreno (Figura 1).

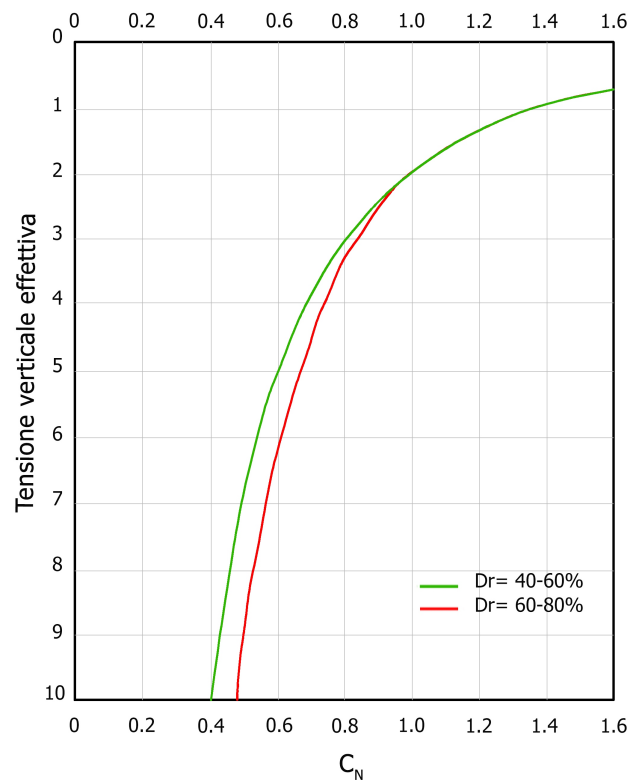


Figura 1 - Coefficiente correttivo C_N

Applicando l'influenza del fattore correttivo di scala della magnitudo ai rischi calcolati, l'equazione del fattore di sicurezza a liquefazione (**FS**) è scritto in termini di CRR, CSR e MSF come segue:

$$FS = (CRR_{7.5}/CSR)MSF$$

Dove CSR (*Cyclic Stress Ratio*) è il tasso di sollecitazione ciclico generato dal terremoto e CRR_{7.5} (*Cyclic Resistance Ratio*) è il rapporto di resistenza ciclico per terremoti di magnitudo 7.5

4.1.3 Iwasaki et al.

Questo metodo è stato sviluppato basandosi sull'osservazione che la severità dei danni prodotti dalla liquefazione sui manufatti è legata al volume di terreno liquefatto all'interno del deposito.

Il metodo si basa sulla stima di due quantità: **il fattore di resistenza (FS)** e **l'indice di liquefazione (IL)**. L'indice di liquefazione IL, indicativo dell'estensione che il fenomeno della liquefazione può avere all'interno del deposito, si ricava dall'espressione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z) \cdot W(z) dz$$

dove:

$$F = 1 - F_S \quad \text{per } F_S \leq 1$$

$$F = 0 \quad \text{per } F_S > 1$$

$$W(z) = 10 - 0.5 \cdot z$$

Il Rapporto di Sollecitazione Ciclica (CSR) per eventi sismici con magnitudo 7,5 si ricava dal metodo proposto da Seed e Idriss (1982).

Invece per la valutazione della resistenza CRR vengono proposte le seguenti espressioni ricavate da numerose prove di resistenza ciclica non drenata:

- per terreni con $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$:

$$CRR = 0.0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{v0} + 0.7}} + 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right)$$

- per terreni con $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$:

$$CRR = 0.0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{v0} + 0.7}} - 0.05$$

dove:

D_{50} è il diametro dei granuli al 50% (in mm) ed N_m è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard SPT.

La classificazione del rischio di liquefazione attraverso il metodo di **Iwasaki et alii** viene riportata in Tabella 2.

Tabella 2- Classi di Rischio

I_L	Rischio di Liquefazione
$IL = 0$	1,43
$0 < IL \leq 5$	1,32
$5 < IL \leq 15$	1,19
$15 < IL$	1,08

4.1.4 Tokimatsu e Yoshimi

Il metodo di **Tokimatsu e Yoshimi (1983)** per poter tener conto della magnitudo del terremoto, a differenza dei metodi precedenti, calcola il rapporto di sforzo ciclico con la seguente espressione:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \cdot r_n$$

dove viene introdotto un **coefficiente correttivo** r_n funzione della magnitudo M .

$$r_n = 0.1 \cdot (M - 1)$$

La resistenza alla liquefazione viene calcolata dalla seguente espressione:

$$CRR = a \cdot C_r \left[\frac{16 \sqrt{N_{1.60} + \Delta N_f}}{100} + \left(\frac{16 \sqrt{N_{1.60} + \Delta N_f}}{C_s} \right) \right]$$

dove:

$a = 0,45$.

$C_r = 0,57$.

$n = 14$.

$\Delta N_f = 0$ per sabbie pulite e $\Delta N_f = 5$ per sabbie limose

$N_{1,60} = [1,7 / (\sigma'_{v0} + 0,7)] N_m$

C_s è una costante empirica che dipende dall'ampiezza della deformazione di taglio.

La relazione precedente è stata ricavata dagli autori correlando i risultati ottenuti da prove triassiali cicliche con i risultati di prove penetrometriche standard SPT.

Gli Autori, ai fini progettuali, suggeriscono di adottare un valore di **FS > 1,5** per le sabbie medio-sciolte e **FS > 1,3** per le sabbie medio-dense.

Questo metodo è raccomandato nella proposta di *Norme Sismiche Italiane* avanzata dal CNR nel 1984.

4.1.5 Finn

Una correlazione della resistenza alla liquefazione con la magnitudo viene proposta da **Finn** (1985) che suggerisce un'espressione di **CRR** in funzione della magnitudo **M** e del numero dei colpi corretto **N_{1,60}**:

$$CRR = \frac{N_{1.60}}{12.9 M - 15.7}$$

F_s si ottiene mediante la seguente espressione:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

Per il calcolo del Rapporto di Tensione Ciclica **CSR** si utilizza l'espressione di **Seed e Idriss** (1982) dove il coefficiente riduttivo **r_d** si determina dalla formula empirica proposta da **Iwasaki et al.** (1978)

4.1.6 Cortè

Per il calcolo del Rapporto di Resistenza Ciclica **CRR**, **Cortè** propose due relazioni funzione del parametro **D₅₀**:

- per terreni con $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$:

$$CRR = \left\{ \left[\frac{N_m}{\sigma'_{v0} + 70} \right]^{0.5} - 0.258 \log_{10} \left(\frac{D_{50}}{0.35} \right) \right\}$$

- per terreni con $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$:

$$CRR = \left\{ \left[\frac{N_m}{\sigma'_{v0} + 70} \right]^{0.5} - 0.0567 \right\}$$

Il coefficiente **A** assume valori che variano fra 0,50 e 0,66, a seconda della magnitudo del sisma e quindi del **numero di cicli equivalenti** che variano a loro volta fra 5 e 20.

Il calcolo del Rapporto di Tensione Ciclica **CSR** si esegue utilizzando l'espressione di **Seed e Idriss** (1982) dove il coefficiente riduttivo **r_d** si determina dalla formula empirica proposta da **Iwasaki et al.** (1978)

4.1.7 Robertson e Wride

Il metodo di **Robertson e Wride** utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo I_c che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

$$I_c = \left[(3.47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1.22)^2 \right]^{0.5}$$

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} 100$$

dove:

q_c è la resistenza alla punta misurata.

Pa è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{v0} .

f_s è l'attrito del manicotto.

n è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume $n = 1$, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di I_c con la formula sopra riportata.

Se $I_c > 2,6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma. Il terreno non si considera a rischio di liquefazione.

Se $I_c \leq 2,6$, vuol dire che l'ipotesi assunta è errata, il suolo è di natura granulare, Q verrà ricalcolato utilizzando la relazione precedente ed usando come esponente $n = 0,5$.

Se è ancora $I_c \leq 2,6$, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.

Se invece $I_c > 2,6$, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. Q deve essere nuovamente ricalcolato ponendo $n = 0,75$.

Calcolato I_c , si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata q_c mediante la seguente espressione:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

Dove l'esponente di sforzo n è lo stesso utilizzato nel calcolo di I_c .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata con:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \cdot q_{c1N}$$

$$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (**CRR_{7,5}**) si calcola nel modo seguente:

- se $(q_{c1N})_{cs} < 50$:

$$CRR = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

- se $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$:

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.08$$

Il rapporto di sforzo ciclico **CSR** si calcola con la formula riportata nell'**Introduzione ai metodi semplificati** di questa Guida per magnitudo diverse occorre operare la correzione attraverso il fattore correttivo **MSF** come raccomandato dal **NCEER** (vedi Tabella 1 - metodo Seed Idriss).

Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d si utilizzano le formule raccomandate da un gruppo di esperti del **NCEER** (*National Center for Earthquake Engineering Research*):

se $z < 9,15$ m:

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z$$

se $9,15 \leq z < 23$ m:

dove z è la profondità in metri.

4.1.8 Robertson e Wride modificato

Nel metodo di **Robertson e Wride modificato**, la correzione della resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene determinata con la seguente procedura::

$$(q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$\Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

dove K_c dipende dal contenuto di fine, FC (%):

$$\begin{array}{ll} k_c = 0 & \text{per } FC \leq 5 \\ k_c = 0.0267(FC - 5) & \text{per } 5 < FC \leq 35 \\ k_c = 0.8 & \text{per } FC > 35 \end{array}$$

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$FC (\%) = 1.75(I_c)^{3.25} - 3.7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (**CRR_{7,5}**) si calcola nel modo seguente:

se $(q_{c1N})_{cs} < 50$

$$CRR = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

se $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$

Il rapporto di sforzo ciclico **CSR** si calcola con la formula riportata nell'**Introduzione ai metodi semplificati** di questa Guida per magnitudo diverse occorre operare la correzione attraverso il fattore correttivo **MSF** come raccomandato dal **NCEER** (vedi Tabella 1 - metodo Seed Idriss). Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d si utilizzano le formule raccomandate da un gruppo di esperti del **NCEER** (*National Center for Earthquake Engineering Research*) :

se $z < 9,15$ m:

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z$$

se $9,15 \leq z < 23$ m:

$$r_d = 1.174 - 0.00267 \cdot z$$

dove z è la profondità in metri.

4.1.9 Idriss e Boulanger (2008)

Nel metodo proposto da **Idriss e Boulanger** l'indice di comportamento I_c per il tipo di suolo è ricavato con le formule riportate di seguito:

$$I_c = \left[(3.47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1.22)^2 \right]^{0.5}$$

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} 100$$

dove:

q_c è la resistenza alla punta misurata.

Pa è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{v0} .

f_s è l'attrito del manicotto.

n è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

dove n si determina per via iterativa dalla seguente relazione:

$$n = 1.338 - 0.249 q_{c1N}^{0.264}$$

La correzione della resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata mediante la seguente procedura:

Dove la frazione di fine $FC(\%)$ viene calcolata mediante l'espressione seguente:

$$FS(\%) = 2.8 \cdot (I_c)^{2.60}$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 ($CRR_{7,5}$) si calcola da:

$$CRR = \exp \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{540} + \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{67} \right)^2 - \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{80} \right)^3 + \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{114} \right)^4 - 3 \right]$$

Per $z_w > z$, con z_w profondità della falda, e per $(q_{c1N})_{cs} \leq 160$ il terreno è non liquefacibile (NL).

Il rapporto di sforzo ciclico **CSR** si calcola con la formula riportata nell'**Introduzione ai metodi semplificati** di questa Guida. Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d si utilizzano le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} r_d &= \exp \left[(z) + (z) \cdot M \right] \\ &= -1,1012 - 1,126 \cdot \operatorname{sen} \left[\frac{z}{11,73} + 5,133 \right] \\ &= 0,106 + 0,118 \cdot \operatorname{sen} \left[\frac{z}{11,28} + 5,142 \right] \\ MSF &= 6,9 \cdot \exp \left(-\frac{M}{4} \right) - 0,058 \leq 1,8 \end{aligned}$$

Il fattore di sicurezza alla liquefazione è definito nel modo seguente:

$$FS = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K$$

Per determinare il fattore di scala della magnitudo **MSF**, la formula di **Idriss & Boulanger** utilizza l'espressione:

Il fattore di correzione della pressione di confinamento K_σ è dato da:

$$C = \frac{1}{37,3 - 8,27 \cdot (q_{c1N})^{0,264}} \leq 0,3$$

4.1.10 Andrus e Stokoe

Il metodo di **Andrus e Stokoe** è basato su dati provenienti da prove sismiche a rifrazione (V_s).

La velocità delle onde di taglio viene corretta dalla sovrappressione usando la l'equazione (Robertson et al., 1992):

$$V_{s1} = V_S \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

dove

V_{s1} velocità delle onde di taglio corretta dalla sovrappressione;

V_S velocità delle onde di taglio misurate in situ;

P_a pressione atmosferica (circa 100 kPa);

σ'_{v0} pressione effettiva iniziale nelle stesse unità di misura della P_a .

Per il calcolo della resistenza alla liquefazione, Andrus e Stokoe hanno proposto la seguente relazione:

$$CRR = 0.03 \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + 0.9 \cdot \left[\frac{1}{(V_{s1})_{cs} - V_{s1}} - \frac{1}{(V_{s1})_{cs}} \right]$$

dove la presenza di fini FC (%) è tenuta in conto mediante le seguenti indicazioni:

$$\begin{aligned} (V_{s1})_{cs} &= 220 && \text{per } FC \leq 5\% \\ 220 < (V_{s1})_{cs} &\leq 200 && \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ (V_{s1})_{cs} &= 200 && \text{per } FC > 35\% \end{aligned}$$

Il rapporto di sforzo ciclico **CSR** si calcola con la formula riportata nell'**Introduzione ai metodi semplificati** di questa Guida per magnitudo diverse occorre operare la correzione attraverso il fattore correttivo **MSF** come raccomandato dal **NCEER** (vedi Tabella 1 - metodo Seed Idriss).

4.1.11 Youd et al.

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

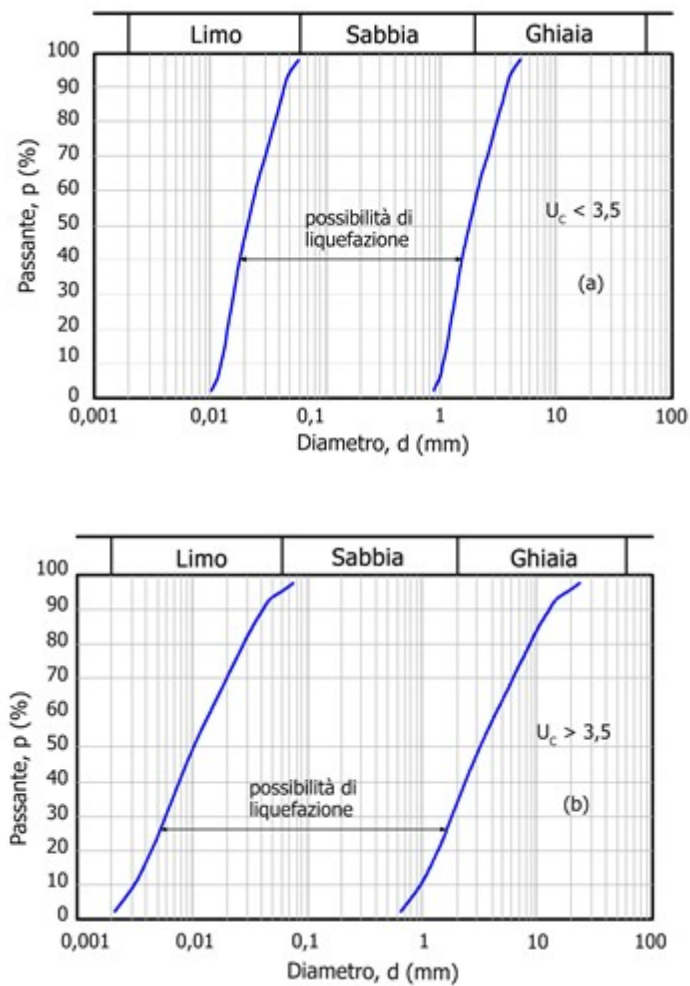


Figura4- Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Quando nessuna delle condizioni precedenti risulti soddisfatta, come la normativa europea, quella italiana ritiene che la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.

Come la normativa europea, quella italiana ritiene che la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.

Lo sforzo ciclico di taglio **CSR** viene stimato con l'espressione semplificata:

$$CSR = 0.65 \frac{a_g \cdot S}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \frac{r_d}{MSF} \frac{1}{K_\sigma}$$

dove a_g rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido orizzontale ed S è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

Il coefficiente riduttivo r_d viene valutato secondo quanto proposto da **Idriss** (1999):

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M]$$

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \operatorname{sen} \left[\left(\frac{z}{11,73} \right) + 5,133 \right]$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \operatorname{sen} \left[\left(\frac{z}{11,28} \right) + 5,142 \right]$$

con M si indica la magnitudo momento.

Laddove il terremoto atteso nell'area sia caratterizzato da una magnitudo con momento M diverso da 7,5 occorre rivalutare la sollecitazione sismica introducendo un coefficiente correttivo **MSF**, nel metodo proposto si fa riferimento ai valori suggeriti dal **NCEER** riportati nell' **Introduzione ai metodi semplificati** di questa Guida.

K_σ è un fattore di correzione della tensione litostatica compreso fra 1 e 1,5 (Olsen, 1984):

$$K_\sigma = 1 \quad \text{per } \sigma'_{v0} < 100$$

$$K_\sigma = (\sigma'_{v0}/100)^{(f-1)} \quad \text{per } \sigma'_{v0} \geq 100$$

dove f è un parametro funzione di $(N_{1,60})$ e σ'_{v0} .

La resistenza alla liquefazione viene calcolata in funzione di parametri desunti da prove SPT attraverso le seguenti espressioni:

$$CRR = \frac{1}{\left[34 - (N_{1,60})_{cs} \right]} \frac{(N_{1,60})_{cs}}{135} + \frac{50}{\left[10 (N_{1,60})_{cs} + 45 \right]^2} - \frac{1}{200}$$

$$N_{1,60} = C_N C_E C_R C_S C_B N_m$$

$$C_N = \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

$$C_E = \frac{ER}{60}$$

dove **ER** è pari al (rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico) x 100 e dipende dal tipo di strumento utilizzato (Tabella 2).

Tabella 2- Fattore di scala della magnitudo derivato da diversi ricercatori

Attrezzatura	C_E
Safety Hammer	0,7 , , 1,2
Donut Hammer (USA)	0,5 , , 1,0
Donut Hammer (Giappone)	1,1 , , 1,4
Automatico-Trip Hammer (Tipo Donut o Safety)	0,8 , , 1,4

I parametri α e β , invece, dipendono dalla frazione fine FC:

$\alpha = 0$ per FC $\leq 5\%$
 $\alpha = \exp[1,76 - (190 / FC^2)]$ per $5\% < FC \leq 35\%$
 $\alpha = 5$ per FC $> 35\%$

$\beta = 1,0$ per FC $\leq 5\%$
 $\beta = [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)]$ per $5\% < FC \leq 35\%$
 $\beta = 1,2$ per FC $> 35\%$

CR è un fattore di correzione per la lunghezza **L** delle aste della prova, i valori suggeriti si riportano in Tabella 3:

Tabella 3- Fattore di correzione da applicare in funzione della lunghezza delle aste dello strumento

L	C_R
≤ 3	0,75
$3 < L \leq 4$	0,80
$4 < L \leq 6$	0,85
$6 < L \leq 10$	0,95
> 10	1,00

CS è un fattore di correzione per il tipo di campionatore:
per campionatori di tipo standard **CS** è sempre uguale a 1,0
per campionatori di tipo non-standard **CS** è compreso fra 1,1 e 1,3

CB è un fattore di correzione per il diametro del foro di sondaggio, assume i valori riportati in Tabella 4.

Tabella 4- Fattore di correzione per il diametro del foro di sondaggio

Diametro foro	C_B
≤ 3	0,75
$3 < L \leq 4$	0,80
$4 < L \leq 6$	0,85
$6 < L \leq 10$	0,95
> 10	1,00

Secondo la normativa è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve essere $FS \leq 1,25$.

La probabilità di liquefazione P_L , invece, è data dall'espressione di **Juang et al. (2001)**:

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{0,72}\right)^{3,1}}$$

4.1.12 EC8

Le indicazioni della normativa europea sono contenute al punto 4.1.3 a cui si aggiungono ulteriori indicazioni che si possono trovare nell'appendice B della parte 5 dell'Eurocodice 8.

Secondo tale normativa si può escludere pericolo di liquefazione per i terreni sabbiosi saturi che si trovano a profondità di 15 m o quando $ag < 0,15$ e, contemporaneamente, il terreno soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità > 10 ;
- contenuto di limo superiore al 10% e resistenza $N_{1,60} > 20$;
- frazione fine trascurabile e resistenza $N_{1,60} > 25$.

In generale il metodo è valido se $N_{1,60} < 30$. Per $N_{1,60} > 30$, i suoli sono classificati non liquefacibili (suoli granulari puliti densi).

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

$$CSR = 0.65 \frac{a_g}{g} \cdot S \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \frac{r_d}{MSF}$$

dove S è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Tabella 5- Coefficienti di profilo stratigrafico

Categoria suolo	Spettri di Tipo 1 S (M > 5,5)	Spettri di Tipo 2 S (M ≤ 5,5)
A	1,00	1,00
B	1,20	1,35
C	1,15	1,50
D	1,35	1,80
E	1,40	1,60

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** consigliato dalla normativa è quello di **Ambraseys (Tabella 1-metodo Seed Idriss)**.

Nel caso vengano utilizzati dati provenienti da prove **SPT** la resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente relazione di **Blake, 1997**:

$$CRR = \frac{0,04844 - 0,004721 (N_{1,60})_{cs} + 0,0006136 [(N_{1,60})_{cs}] - 0,00001673 [(N_{1,60})_{cs}]}{1 - 0,1248 (N_{1,60})_{cs} + 0,009578 [(N_{1,60})_{cs}] - 0,0003285 [(N_{1,60})_{cs}] + 0,000003714 [(N_{1,60})_{cs}]}$$

dove $(N_{1,60})_{cs}$ viene valutato con il metodo proposto da **Youd e Idriss (1997)** e raccomandato dal **NCEER**:

dove $N_{1,60}$ è la normalizzazione dei valori misurati dell'indice N_m (ridotti del 25% per profondità < 3 m) nella prova **SPT** rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 kPa ed a un valore del rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%, cioè:

$$N_{1,60} = C_N C_E N_m$$

$$C_N = \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

$$C_E = \frac{ER}{60}$$

dove **ER** è pari al (rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico) x 100 e dipende dal tipo di strumento utilizzato (vedi Tabella 2-metodo NTC 2008).

I parametri α e β , invece, dipendono dalla frazione fine FC:

$\alpha = 0$	per $FC \leq 5\%$
$\alpha = \exp[1,76 - (190 / FC^2)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\alpha = 5$	per $FC > 35\%$
$\beta = 1,0$	per $FC \leq 5\%$
$\beta = [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\beta = 1,2$	per $FC > 35\%$

Nei seguenti casi, il terreno **non è suscettibile a liquefazione**, il programma non fornisce il fattore di sicurezza ma (--):

1. $a_{\max} < 0.15$, Frazione argillosa > 20 e $IP = > 10$
2. numeratore della relazione del CRR minore di zero
3. $a_{\max} < 0.15$, Frazione argillosa > 20
4. $a_{\max} < 0.15$, $N_{1,60} > 25$

Se invece si possiedono dati provenienti da una prova penetrometrica statica (**CPT**), i valori di resistenza alla punta misurati q_c devono essere normalizzati rispetto ad una pressione efficace di confinamento pari a 100 KPa e vanno calcolati mediante la seguente espressione:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

come proposto dall' **EC8**, quando sono disponibili i dati provenienti da una prova **CPT**, si può utilizzare la seguente relazione per derivare il valore delle ($N_{1,60}$)_{cs} :

Il valore della resistenza a liquefazione si determina dalla relazione di **Blake**, 1997 . Quando invece si possiedono dati provenienti da prove sismiche di rifrazione, si calcola la velocità di propagazione normalizzata con la relazione di **Robertson et al.**, 1992:

$$V_{S1} = V_S \left(\frac{Pa}{v_0} \right)^{0,25}$$

per la resistenza alla liquefazione si utilizza la formula di **Andrus e Stokoe** :

$$CRR = 0,03 \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 0,9 \left[\frac{1}{(V_{S1})_{CS} - V_{S1}} - \frac{1}{(V_{S1})_{CS}} \right]$$

4.2 Utilizzo di prove penetrometriche statiche a punta elettrica per la stima del potenziale di liquefazione

Utilizzo di prove penetrometriche statiche a punta elettrica per la stima del potenziale di liquefazione

La prova penetrometrica statica (CPT) è una tecnica di indagine che, per ragioni di costo e di tempo, è stata ed è molto utilizzata in Italia. Sebbene l'uso del penetrometro elettrico (CPTe) si stia rapidamente diffondendo anche in Italia, molte banche dati geotecniche esistenti contengono prevalentemente i risultati di prove di tipo meccanico (CPTm), eseguite in tempi e per scopi diversi da diversi operatori. Le banche dati geotecniche sono particolarmente utili per affrontare problemi di geotecnica delle grandi aree, fra cui la microzonazione del territorio per la definizione del rischio sismico. Da molti anni ormai sono state sviluppate procedure semplificate di valutazione del potenziale di liquefazione sismica dai risultati di prove CPTe. L'applicazione di tali procedure alle prove CPTm conduce generalmente ad una sottostima del rischio associato alla liquefazione e quindi a risultati non cautelativi. Obiettivo del presente lavoro è mettere a punto una procedura per rendere utilizzabili anche i risultati delle prove CPTm presenti nelle banche dati geotecniche regionali ai fini della valutazione del potenziale di liquefazione sismica in maniera meno precisa, ma comunque accurata.

Differenze tra i risultati di prove CPTe e CPTm

I risultati di prove CPTe e CPTm differiscono fra loro principalmente a causa di:

- a) differente geometria della punta dello strumento,

- b) differenti modalità di applicazione delle forze che producono l'infissione dello strumento,
- c) differenti modalità di acquisizione delle misure di resistenza,
- d) possibile deviazione delle aste dalla verticale, corretta nelle prove CPTe e non corretta nelle prove CPTm,
- e) differente volume di terreno cui si riferisce il dato acquisito.

Calcolo del Fattore di Sicurezza alla Liquefazione

Il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione (FSL) è definito nel modo seguente:

$$FSL = CRRM_{7.5, \sigma_v} / (CSR) \cdot MSF \cdot K\sigma$$

con:

$CRRM_{7.5, \sigma_v}$: Rapporto di Resistenza Ciclica per magnitudo $M=7.5$ e tensione verticale efficace $\sigma_v=1$ atm (*Cyclic Resistance Ratio*)

MSF: Fattore di Scala della Magnitudo (*Magnitude Scale Factor*)

K σ : Fattore di correzione per la tensione litostatica (*Overburden Correction Factor*)

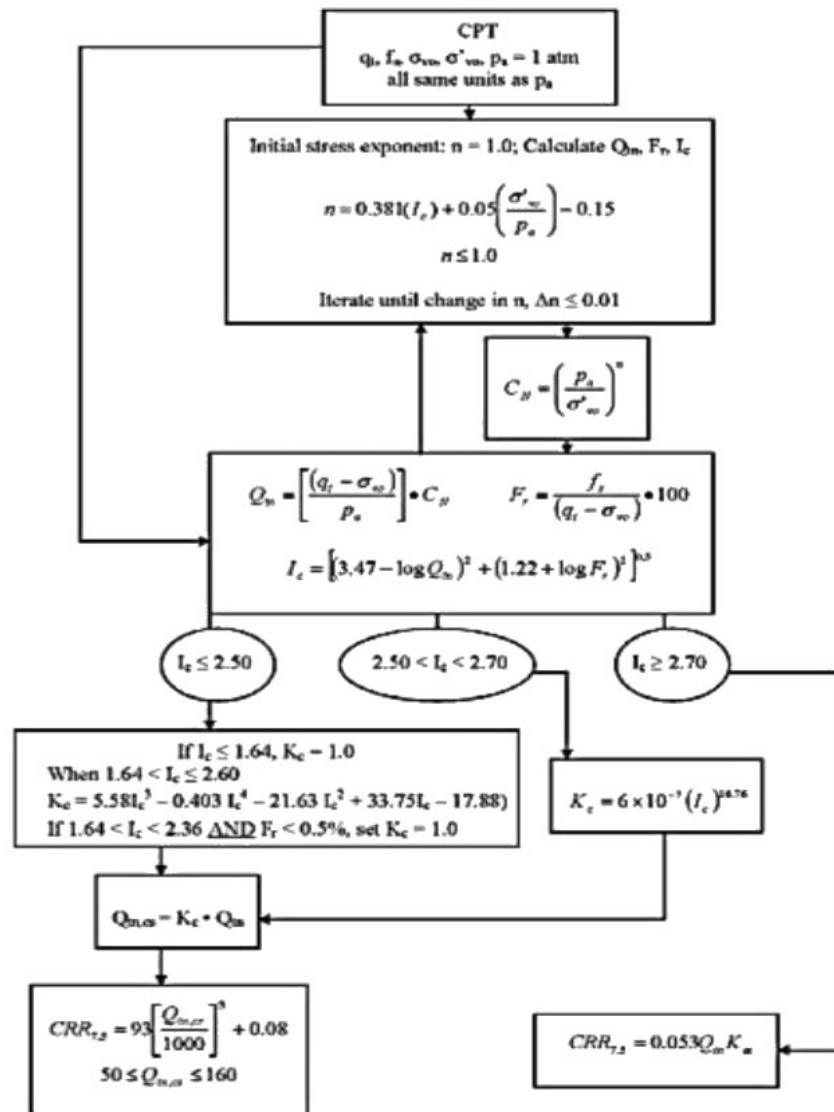
CSR: Rapporto di Tensione Ciclica (*Cyclic Stress Ratio*) e può essere determinato mediante la procedura semplificata suggerita da SEED e IDRISS [1982]:

$$CSR = 0.65 \cdot (a_{max}/g) \cdot (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}) \cdot r_d$$

in cui a_{max} è l'accelerazione massima in superficie, g è l'accelerazione di gravità, σ_{vo} e σ'_{vo} le tensioni geostatiche verticali totali ed efficaci, r_d coefficiente di riduzione delle tensioni

La resistenza ciclica alla liquefazione CRR

La resistenza ciclica alla liquefazione CRR può essere valutata da prove cicliche di laboratorio o da correlazioni empiriche basate su risultati di prove e misure in sito (NSPT, CPTM, CPTe). Il diagramma di flusso illustra chiaramente come calcolare la $CRR_{7.5}$ (P. K. Robertson e K.L. Cabal – 2012)



Equazioni di regressioni CPTe funzione di CPTM

Tramite le seguenti equazioni di regressione vengono ricalcolate le resistenze corrette per punta elettrica per due modelli di calcolo (*Juang et al. 2006, Boulanger e Idriss 2014*), quindi ricalcolate tutte le grandezze funzione di $qc1Ncs$ ($CRR_{7.5-\sigma}$, MSF , $K\sigma$, ecc.):

$$qc1Ncs,e = 0.8714 \cdot qc1Ncs,m + 4.3138 \quad (\text{Juang et al. 2006})$$

$$qc1Ncs,e = 0.0260 \cdot qc1Ncs,m + 49.6590 \quad (\text{Boulanger e Idriss 2014})$$

4.3 Limit State of Liquefaction C. Hsein Juang 2006

The limit state for liquefaction triggering is obtained using a neural network-based searching technique developed by **Juang et al. 2000b**. The technique involves the training of supervised feed-forward neural networks with the "full" database of case histories and its subsets or samples. The successfully trained neural network that generates the most accurate *input-output* relationship is adopted in the subsequent step for searching "data points" on the unknown boundary surface. Regression analyses of the searched data points, with some engineering judgment, yields the following empirical equation for liquefaction resistance:

$$\text{CRR} = \exp(-2.8781 + 0.000309 \cdot (qc_{1N,m})^{1.81}) \quad (1)$$

where:

$qc_{1N,m}$ = stress-normalized cone tip resistance qc_{1N} adjusted for the effect of "fines" on liquefaction thus, $qc_{1N,m} = K \cdot qc_{1N}$.

The stress-normalized cone tip resistance qc_{1N} used herein follows the definition by **Idriss and Boulanger 2004**, although the difference between this definition and that by **Robertson and Wride 1998** is rather small for the cases examined.

K is part of the regression model and expressed as:

$$\begin{aligned} K &= 1 \text{ for } I_c < 1.64 \quad (2) \\ &= 1 + 80.06 \cdot (I_c - 1.64) \cdot (qc_{1N})^{-1.2194} \quad \text{for } 1.64 < I_c < 2.38 \\ &= 1 + 59.24 \cdot (qc_{1N})^{-1.2194} \quad \text{for } I_c > 2.38 \end{aligned}$$

Both I_c and qc_{1N} in **Eqs. 2** are dimensionless. The term I_c in **Eqs. 2** is a variant of the soil behavior type index defined by **Lunne et al. 1997** and **Robertson and Wride 1998**, and updated in **Zhang et al. 2002**.

Although I_c was initially developed for soil classification, use of I_c to "gage" the effect of "fines" on liquefaction resistance is well accepted **Robertson and Wride 1998; Youd et al. 2001;**

As with any simplified methods that follow the general framework by **Seed and Idriss 1971**, CRR is defined as the critical CSR that causes liquefaction for a given soil. Thus, it is essential

that the CRR equation has to be used along with the reference CSR equation. To use **Eq. 1** for determination of CRR, the following cyclic stress ratio model must be used:

$$CSR_{7.5\sigma} = 0.65 \cdot (\sigma_v / \sigma'_v) \cdot (a_{\max} / g) \cdot r_d \cdot (1 / MSF) \cdot (1 / K\sigma) \quad (3)$$

where:

g = acceleration of gravity, which is the unit for a_{\max} ;

r_d = depth-dependent shear stress reduction factor dimensionless;

MSF = magnitude scaling factor dimensionless;

$K\sigma$ = overburden correction factor dimensionless for CSR.

In Eq. 3, $CSR_{7.5\sigma}$ is the CSR defined by **Seed and Idriss 1971** adjusted to the conditions of Mw moment magnitude=7.5 and $\sigma=100$ kPa. Such adjustment makes it easier to process case histories from different earthquakes and with soils of concern at different overburden pressures **Juang et al. 2003**. It should be noted that in this paper, the terms r_d , MSF , and $K\sigma$ are calculated with the formulae recommended by **Idriss and Boulanger 2004**;

The method C. **Hsein Juang** was implemented in software LIQUITER

[More details](#)

4.4 Cedimenti post sismici

Per cedimento si intende l'abbassamento del piano campagna, ovvero l'integrale della deformazione del terreno in direzione verticale, o anche la sommatoria dei prodotti della deformazione verticale media per lo spessore di ciascuno degli strati deformati.

Il cedimento permanente indotto dall'azione sismica in corrispondenza di una verticale di esplorazione si ottiene dalla somma dei contributi al cedimento stimati per i diversi strati del sottosuolo, fino alla profondità alla quale tali

contributi non sono più significativi. Il cedimento permanente post-sismico può dunque essere stimato con l'equazione:

$$s = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} \cdot \Delta z_i$$

in cui ε_{vi} è la deformazione volumetrica (e verticale) dello strato i -esimo e Δz_i il suo spessore.

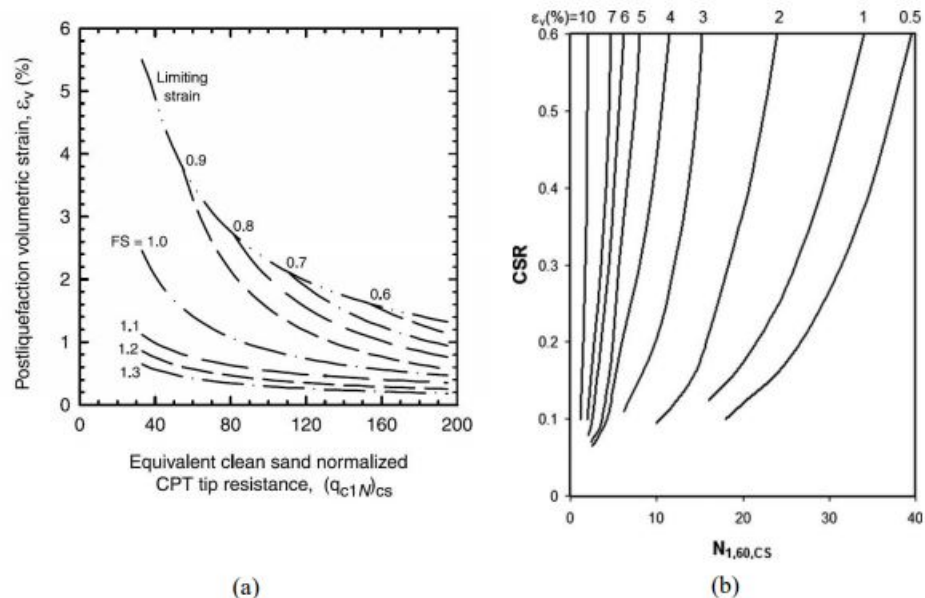
I cedimenti permanenti indotti dall'azione sismica possono essere dovuti alle deformazioni volumetriche (e quindi verticali) di:

- B1. terreni granulari saturi,
- B2. terreni granulari insaturi,
- B3. terreni coesivi soffici.

I cedimenti conseguenti a liquefazione di terreni granulari saturi hanno luogo immediatamente dopo il terremoto o comunque in un tempo non superiore a un giorno, i cedimenti per densificazione di terreni granulari insaturi avvengono durante lo scuotimento sismico, mentre i cedimenti per consolidazione di terreni coesivi molli possono richiedere tempi anche molto lunghi in funzione delle condizioni stratigrafiche e geotecniche.

Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni granulari saturi

La deformazione volumetrica (e verticale) ε_v nei terreni granulari saturi può essere stimata da prove CPT in funzione della resistenza penetrometrica di punta normalizzata e corretta, $(q_{c1N})_{cs}$ e del coefficiente di sicurezza alla liquefazione FL con il grafico di Figura 3a (Zhang et al., 2002), e da prove SPT in funzione della resistenza SPT normalizzata e corretta $(N_1)_{60,cs}$ e del rapporto di tensione ciclica CSR con il grafico di Figura 3b (Wu e Seed, 2004).



Carte per la stima delle deformazioni volumetriche indotte dall'azione sismica nei terreni granulari saturi sulla base dei risultati di prove CPT (a) (Zhang et al., 2002), e SPT (b) (Wu e Seed, 2004)

Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni granulari insaturi

Il cedimento indotto dall'azione sismica nei terreni granulari insaturi può essere stimato dai risultati di prove SPT con il metodo di Pradel (1998), nel modo seguente:

$$\Delta s = 2 \Delta z \cdot \varepsilon_{N_c}$$

in cui Δs è il cedimento dello strato di spessore Δz .

$$\varepsilon_{N_c} = \varepsilon_{15} \cdot \left(\frac{N_c}{15} \right)^{0.45}$$

È la deformazione volumetrica per un numero di cicli equivalente N_c il cui valore è funzione della magnitudo del terremoto secondo l'equazione:

$$N_c = (M-4)^{2.17}$$

$$\varepsilon_{15} = \gamma \cdot \left(\frac{(N_1)_{60}}{20} \right)^{-1.2}$$

È la deformazione volumetrica dopo 15 cicli di ampiezza γ , $(N_1)_{60}$ è il numero di colpi della prova SPT normalizzato alla pressione atmosferica, e γ è la deformazione di taglio media indotta dall'azione sismica.

Quest'ultima può essere determinata, in prima approssimazione, con la relazione empirica:

$$\gamma = 0.65 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot I_d \cdot \frac{1}{G}$$

G è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo γ , che può essere determinato per via iterativa, noto il valore della rigidità iniziale $G_0 (= \rho V_s^2)$, utilizzando la legge di variazione $G(\gamma)/G_0$ ottenuta con prove dinamiche in laboratorio o, in modo approssimato, desunta da curve di letteratura per terreni con proprietà simili (si veda ad es. Figura 4 da AGI, 2005).

In alternativa la deformazione di taglio media indotta dall'azione sismica può essere stimata con la relazione empirica (Pradel, 1998):

$$\gamma = \left(\frac{1 + a \cdot e^b \cdot \frac{\tau_{media}}{G_0}}{1 + a} \right)$$

in cui

$$\tau_{media} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot T_d$$

G_0 è il modulo di taglio iniziale, che può essere determinato con la relazione $G_0 (= \rho V_s^2)$ oppure stimato in prima approssimazione con relazioni empiriche in funzione dei risultati di prove in sito (ad es. SPT, CPT, etc).

$$a = 0.0389 \cdot \left(\frac{p'_0}{p_a} \right) + 0.124$$

$$b = 6400 \cdot \left(\frac{p'_0}{p_a} \right)^{-0.6}$$

Ove p_a è la pressione atmosferica e p'_0 è la pressione media efficace alla profondità considerata

$$p'_0 = \left(\frac{1 + 2k_0}{3} \right) \cdot \sigma'_{v0}$$

In mancanza di determinazione sperimentale si può assumere per il coefficiente di spinta a riposo k_0 il valore 0.5.

Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni coesivi soffici

Nei depositi coesivi soffici ($cu \leq 70\text{kPa}$; $VS < 180\text{m/s}$) e plastici ($IP \geq 30\%$), in cui si prevede un incremento delle pressioni interstiziali $\Delta u/p'_0 \geq 0.3$ durante l'azione sismica di riferimento, la deformazione volumetrica (e verticale) e quindi l'entità del cedimento di riconsolidazione conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante il terremoto può essere stimata con l'equazione (Yasuhara e Andersen, 1991):

$$\varepsilon_v = \frac{\alpha \cdot C_r}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{p_0}} \right)$$

In cui:

C_r è l'indice di ricomprensione, che si assume pari all'indice di rigonfiamento C_s , determinabile con prova edometrica oppure dalla relazione $C_r = 0.225 \cdot C_c$

Il valore dell'indice di compressione C_c può essere stimato con le due seguenti formule:

$$C_c = \frac{(1 + e_0) \cdot \sigma'_{v0}}{0.435 \cdot E_d}$$

(Relazione di lambe e Witman 1969)

$$C_c = 0.0348 + 0.0162 \cdot I_p$$

$\alpha = 1.5$ è un coefficiente empirico che tiene conto della particolare storia di carico ciclico,

e_0 è l'indice dei vuoti naturali in situ dell'argilla

$\Delta u / p'_0 = r_u$ è il rapporto fra l'incremento di pressione interstiziale indotta dallo scuotimento sismico e la tensione media efficace iniziale.

Per la stima del rapporto di sovrappressione interstiziale può essere utilizzata la seguente relazione empirica (Matsui et al., 1980):

$$r_u = \frac{\Delta u}{p_0} = \beta \cdot \left[\log \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_v} \right]$$

In cui

$\beta = 0.45$ è un coefficiente sperimentale

γ_{\max} è la deformazione di taglio massima in semplice ampiezza indotta dal terremoto, determinabile, in prima approssimazione, con la relazione empirica:

$$\gamma_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

G è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo γ , che può essere determinato per via iterativa, noto il valore della rigidità iniziale $G_0 (= \rho V_s^2)$, utilizzando la legge di variazione $G(\gamma)/G_0$ ottenuta con prove dinamiche in laboratorio o, in modo approssimato, desunta da curve di letteratura per terreni con proprietà simili (si veda ad es. Figura 4 da AGI, 2005).

γ_v è la deformazione di soglia volumetrica, determinabile con prove dinamiche di laboratorio, o in prima approssimazione con la relazione empirica (Matsui et al. 1980):

$$\gamma_v = A (\text{OCR}-1) + B$$

in cui OCR è il rapporto di sovraconsolidazione e A e B sono coefficienti sperimentali che, in assenza di determinazione diretta, possono essere stimati in funzione dell'indice di plasticità, IP (Tabella 1).

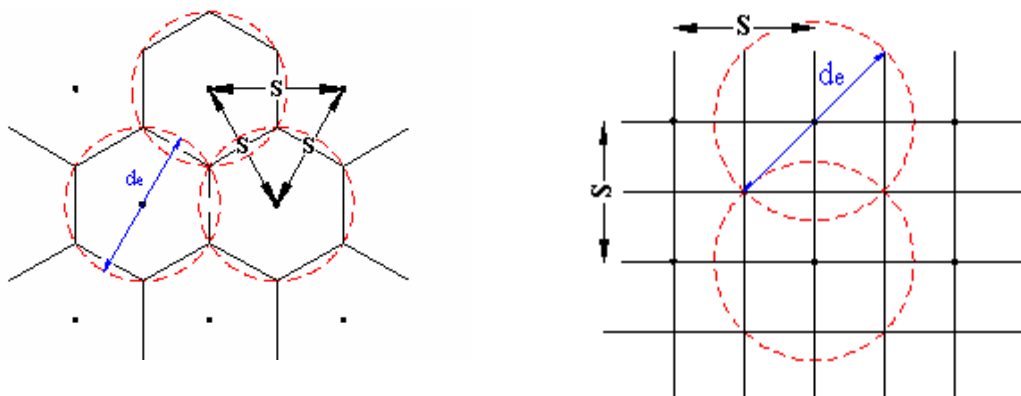
Tabella 1 - Valori suggeriti per i coefficienti A e B

I_p (%)	A	B
20	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.6 \cdot 10^{-3}$
40	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
55	$2.5 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$

4.5 Interventi

4.5.1 Dreni di ghiaia

Si tratta di colonne di ghiaia introdotte nello strato liquefacibile e sono usualmente installati a quinconce (Figura 5 (a)), in quanto questa disposizione risulta la più economica. In pratica, però, vengono disposti anche a maglia quadrata (Figura 5(b)).



a)

b)

Figura 5 – Disposizione dei dreni: a) Disposizione triangolare (a quinconce); b) Disposizione a maglia quadrata.

S indica la spaziatura fra i dreni, mentre d_e il diametro equivalente del cilindro di terreno che drena.

S indica la spaziatura fra i dreni, mentre d_e il diametro equivalente del cilindro di terreno che drena.

In ogni caso il problema da risolvere può essere ricondotto a quello di un cilindro equivalente di terreno (Figura 6), con la superficie laterale esterna impermeabile e un dreno centrale.

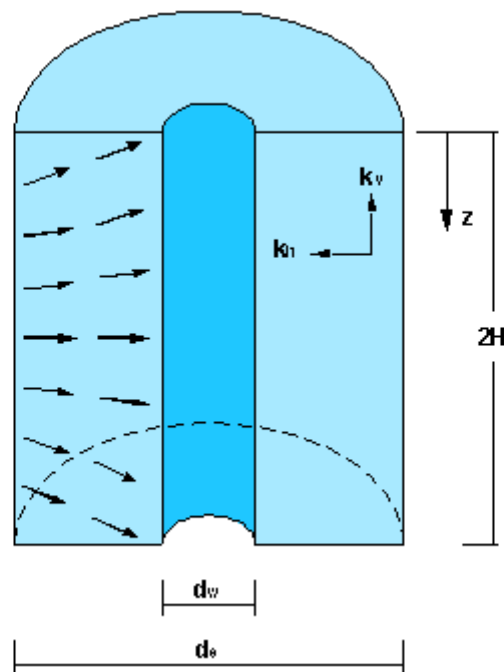


Figura 6 – Schema del cilindro equivalente di terreno drenato.

d_w = diametro del dreno;

d_e = diametro equivalente del cilindro di terreno che drena;

k_h = permeabilità in direzione orizzontale;

k_v = permeabilità in direzione verticale;

$2H$ = altezza del dreno;

z = profondità relativa.

Il diametro equivalente del cilindro di terreno che drena d_e è pari a 1,05 volte l'interasse S dei dreni se questi sono disposti a quinconce e pari **1,13** S nel caso essi siano disposti a maglia quadrata.

Per una disposizione dei dreni a maglia quadrata, è possibile valutare la spaziatura necessaria a portare l'indice dei pori da un valore e_0 ad un valore e in modo approssimato con l'espressione seguente:

$$S = \left[\frac{1 - e_0}{e_0 - e} \right]^{0,5} d_w$$

Barron (1948) è stato il primo ad elaborare una organica e completa trattazione del problema; in essa sono assunte come valide le ipotesi della teoria monodimensionale di Terzaghi.

Il grado di consolidazione medio U_h viene calcolato, quindi, mediante la seguente espressione:

$$U_h = 1 - \exp\left(-\frac{8T_h}{F}\right)$$

dove T_h e F sono rispettivamente pari a:

$$T_h = \frac{k_h}{\gamma_w} \frac{t}{m_v d_e^2}$$

$$F = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

dove:

m_v = coefficiente di compressibilità volumetrica;

n = rapporto tra diametro d_e e diametro d_w ;

t = $0,055 \exp(0,861M)$ durata dell'evento sismico di progetto;

M = magnitudo del sisma di progetto.

La magnitudo del sisma di progetto viene calcolata mediante la relazione empirica di **Berardi et alii** che è calibrata sui terremoti italiani:

$$\log R = 0,77 M - 3,6$$

dove R è la distanza epicentrale del terremoto di progetto in km.

Questa relazione ha il significato di minima magnitudo necessaria per produrre la liquefazione di depositi sabbiosi saturi superficiali recenti e consente di lavorare a favore della sicurezza.

4.5.2 Heavy tamping

Il metodo dell'heavy tamping consiste nel produrre un aumento della densità relativa dei terreni liquefacibile per caduta libera da altezze fino a 30-40 metri di grossi blocchi di calcestruzzo o di acciaio pesanti fino a decine di tonnellate, provocando onde di compressione, dovute all'improvviso rilascio di energia, che generano un istantaneo aumento della pressione dei pori, riducendo la resistenza al taglio inducendo nel terreno una serie di liquefazioni successive. Al dissiparsi della pressione neutra in eccesso le particelle raggiungono nuove configurazioni più stabili. La procedura richiede normalmente 2-3 colpi per mq. Al termine è consigliabile eseguire un controllo, per esempio con prove penetrometriche, al fine di accertare che il terreno abbia effettivamente raggiunto un aumento della densità relativa. Le prove andranno spinte fino ad una profondità di influenza della densificazione, funzione del peso della massa W e dell'altezza di caduta H e si valuta mediante l'espressione empirica:

$$D = (0,65 - 0,80)WH$$

dove W è misurato in tonnellate e D ed H in metri.

Il successo di questo metodo sui terreni naturali non è sempre garantito, soprattutto se è presente una percentuale di fini superiore al 10%; invece si sono ottenuti ottimi risultati nella densificazione di discariche e terreni di riporto.

Il metodo dell'*heavy tamping* è semplice e rapido a costi generalmente contenuti, dal quale si ricava inoltre una buona uniformità di trattamento. Però non può essere usato nei pressi di strutture esistenti dato che le vibrazioni prodotte inducono effetti nocivi sulle stesse.

4.5.3 Priebe (1998)

Priebe ha fornito una soluzione approssimata valutando la riduzione dello sforzo di taglio agente nel terreno dovuta alla presenza degli interventi colonnari

$$\alpha = \frac{p_s}{p} = \frac{K_{ac} \cdot (1 - A_c/A)}{A_c/A + K_{ac} \cdot (1 - A_c/A)^2}$$

Dove:

= rapporto tra gli sforzi p_s e p

p_s = sforzo residuo nel terreno contenuto tra le colonne

p = sforzo complessivo

K_{ac} = coefficiente di spinta attiva del materiale costituente la colonna in ghiaia

A_c = area della colonna in ghiaia

A = area della cella idealizzata

Una volta determinato il coefficiente λ , è possibile quindi ridurre in maniera adeguata la sollecitazione ciclica, rivalutando il fattore di sicurezza alla liquefazione a seguito dell'intervento di miglioramento.

È importante evidenziare che la trattazione prima mostrata è stata sviluppata per un'area indefinitamente estesa, sfruttando cioè il concetto di "cella ideale". Nella pratica professionale questo comporta che tendenzialmente l'intervento di miglioramento non potrà limitarsi alla sola impronta di fondazione, ma andrà opportunamente esteso nell'intorno del manufatto da proteggere; considerando infatti che la resistenza delle colonne in ghiaia è dovuta principalmente al confinamento che il terreno offre alla colonne stesse, nel caso in cui il terreno adiacente alla fondazione liquefi tale confinamento potrebbe venire a mancare con conseguenze potenzialmente nefaste. Nel progetto dell'intervento di miglioramento, oltre alla rivalutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione, è inoltre opportuno verificare che le colonne in ghiaia siano in grado di assorbire le sollecitazioni agenti sulle colonne stesse.

4.6 Lateral Spreading

4.6.1 Lateral Spreading

La perdita di resistenza nei terreni granulari saturi dovuta al fenomeno della liquefazione è causa di larghe deformazioni orizzontali del terreno.

Il Lateral spreading consiste in un movimento laterale di grossi blocchi di terreno sovrastanti il livello liquefatto, che si verifica quando si tagliano terreni pianeggianti o in lieve pendenza (0° - 3°) di materiali alluvionali.

Lo strato superiore si frattura in blocchi e il materiale che costituisce lo strato inferiore (liquefatto) va a riempire le fratture. Il suolo fratturato si sposta lateralmente verso la superficie libera con spostamenti anche metriche.

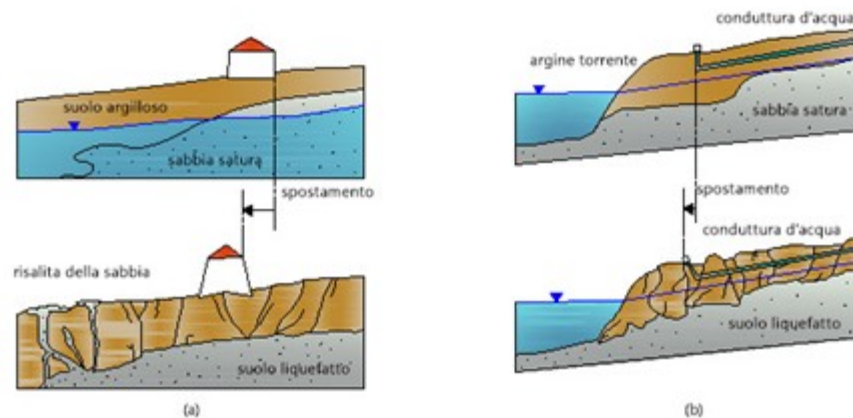


Figura7- Liquefazione del suolo con movimento laterale (a), movimento con fronte di avanzamento (b)

Bartlett e Yound (1995) hanno ricavato due modelli indipendenti per la stima del Lateral spreading (valide per $(N1)_{60}$ minori di 15 o per una distanza dalla sorgente inferiore a 30 Km):

- Modello a superficie piana per aree vicino agli argini;

$$\log \Delta h = -16.3658 + 1.178 \cdot M - 0.9275 \cdot \log r - 0.0133 \cdot r + 0.6572 \cdot \log W + 0.3483 \cdot \log H_{15} + 4.5270 \cdot \log(100 - F_{15}) - 0.9224 \cdot D_{50_{15}}$$

- Modello a superficie inclinata per aree con terreni leggermente inclinati.

$$\log \Delta h = -15.7870 + 1.1782 \cdot M - 0.9275 \cdot \log r - 0.0133 \cdot r + 0.4293 \cdot \log s + 0.3483 \cdot \log H_{15} + 4.5270 \cdot \log(100 - F_{15}) - 0.9224 \cdot D_{50_{15}}$$

dove:

Δh = valore in metri dello spostamento laterale del terreno;

H_{15} = spessore cumulativo degli strati saturi con numero di colpi corretto, $(N1)_{60}$, meno di 15, viene espresso in metri

$(D_{50})_{15}$ = dimensione medie D_{50} dei granuli incluse in H_{15} , in millimetri;

F_{15} = media del contenuto di fini (frazione di sedimenti passante al setaccio n° 200) degli strati contenuti in H_{15} ;

M = magnitudo del terremoto

R = distanza orizzontale dalla sorgente di energia sismica;

s = pendenza del terreno;

W = rapporto tra l'altezza della superficie libera (H) e la distanza tra il piede della superficie libera ed il sito considerato (L).

Analizzando casi storici gli autori **Bartlett e Yound** (1992) hanno individuato il campo di variazione delle variabili contenute nelle precedenti equazioni necessarie per il verificarsi del fenomeno del Lateral spreading (vedi Tabella 6).

Tabella 6- Range dei valori delle variabili contenute nelle equazioni di **Bartlett e Yound** (1995)

Fattore	Valori
<i>Magnitudo</i>	$6.0 < M < 8.0$
<i>Rapporto altezza/distanza</i>	$1.0\% < W < 20\%$
<i>Pendenza del terreno</i>	$1.0\% < s < 6\%$
<i>Spessore dello strato sciolto</i>	$0.3 < H15 < 6 \text{ m}$
<i>Contenuto di fini</i>	$0\% < F15 < 50\%$
<i>Dimensione media dei grani</i>	$0.1 \text{ mm} < (D50)15 < 1 \text{ mm}$
<i>Profondità del fondo della sezione</i>	$< 15 \text{ m}$

Scegliendo il comando "**Lateral Spreading**", riportando i dati di input richiesti e cliccando sul pulsante "**Calcola**", il programma esegue il calcolo dello spostamento laterale utilizzando i modelli di calcolo sopra descritti. Dal pulsante "**Report**" è possibile predisporre la stampa : contenuti teorici e riepilogo dei dati di input e del risultato.

5 Bibliografia

- Ambraseys N. N.**, 1988. "Engineering Seysmology". Earthquake Engineering and Structural Dinamics, vol. 17, pp. 1-105.
- Andrus, R., Stokoe, K. H.**, 1997. "Liquefaction Resistance Based on Shear Wave Velocity", Proceedings of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, National Center for Earthquake Engineering Research., State University of New York at Buffalo, 89–128.
- Andrus R. D., Stokoe K. H., II**, 2000. "Liquefaction resistance of soil from shear wave velocity", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 126, n. 11, pp. 1015-1025.
- Berardi R., Margottini C., Molin D., Parisi A.**, 1988. "Soil liquefaction case histories in Italy: preliminary data".
- Boulanger, R. W.**, 2003a. "Relating K_a to relative state parameter index." J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 129(8), 770–73.

- Blake, T. F.**, 1997. Summary Report of Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Youd T. L., and Idriss I. M., eds., Technical Report NCEER 97-0022.
- Boulanger, R. W.**, and Idriss, I. M. (2004). "State normalization of penetration resistances and the effect of overburden stress on liquefaction resistance." Proc., 11th Intl. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd Intl. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Doolin et al., eds, Stallion Press, Vol. 2, pp. 484-491.
- Cetin K.O.**, Seed R.B., Der Kiureghian A., Tokimatsu K., Harder L.F. Jr, Kayen R.E., Moss R.E.S., 2004. "SPT-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130(12), 1314-1340.
- Cetin, K. O.**, and Bilge, H. T., 2012. "Performance-based assessment of magnitude (duration) scaling factors." J. Geotech. Geoenviron. Eng., 138(3), 324-334.
- Cetin, K. O.**, Bilge, H. T., Wu, J., Kammerer, A. M., and Seed, R. B., 2009. "Probabilistic models for cyclic straining of saturated clean sands." J. Geotech. Geoenviron. Eng., 135(3), 371-386.
- Cetin, K. O.**, Bilge, H. T., Wu, J., Kammerer, A. M., and Seed, R. B., 2009. "Probabilistic Model for the Assessment of Cyclically Induced Reconsolidation (Volumetric) Settlements." J. Geotech. Geoenviron. Eng., 135(3), 387-398.
- Chinese Building Code**, 1974. "Earthquake resistant design code for industrial and civil buildings", TJ11-74, China Build. Publ. House, Pechino.
- C.N.R. Commissione Normativa del GNDT**, 1984. "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Crespellani T.**, Nardi R., Simoncini C., 1988. "La liquefazione del terreno in condizioni sismiche" Zanichelli.
- Cortè J. F.**, 1985. "L'evaluation du risque de liquefaction a partir des essais en place" in "Genie Parasismique", Presses Ponts et Chaussées.
- Durvill J. L.**, Meneroud J. P., Mouroux P., Simon J. M., 1985. "Evaluation de l'aléa sismique local - microzonage" in "Genie Parasismique", Presses Ponts et Chaussées.
- Eurocode 8**, 1988. "Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1-1: generale rules for the representation of seismic actions" Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.
- Finn W. D. L.**, 1985. "Soil liquefaction: recent developments in practice" 2nd Int. Conf. on Soil Dyn. and Earthq. Eng., Southampton.
- Hamada, O'Rourke**, and Bardet, 2003. eds., Report MCEER-03-0003, MCEER, SUNY Buffalo, N.Y., 449-468.
- Hynes, M. E.**, and Olsen, R. S., 1999. "Influence of confining stress on liquefaction resistance." Proc., Int. Workshop on Phys. And Mech. Of Soil Liquefaction, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 145-152.

- Idriss I. M. and Boulanger R. W., 2008.** Soil liquefaction during earthquakes. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.
- Idriss I. M., 1995.** H. B. Seed Memorial Lecture, Univ. of CA, Berkeley.
- Idriss I. M., 1999,** "An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential in Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration, January.
- Idriss IM, Boulanger RW., 2004.** Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. Proc., 11th International conference on soil dynamics and earthquake engineering, and 3rd International conference on earthquake geotechnical engineering, vol. 1. Stallion Press. p. 32–56.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W., 2008.** Soil liquefaction during earthquakes. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.
- Ishihara, K., 1977.** "Simple Method of Analysis for Liquefaction of Sand Deposits During Earthquakes", Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, September 1977, pp. 117.
- Ishihara, K., and Yoshimine, M., 1992.** "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes." Soils Found., 32(1), 173–188. JRA (1990) , Specification for Highway Bridges: Part V- Seismic Design. Japan Road Association, Tokyo.
- Ishihara, K., Shimuzu, K., and Yamada, Y., 1981.** "Pore Water Pressures Measured in Sand Deposits During an Earthquake", Soils and Foundations, Vol. 21, No. 4, pp. 85-100.
- Iwasaki T., Arakawa T., Tokida K., 1984.** "Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes", Soil Dyn. and Earthq. Eng. Conf., Southampton, G.B. vol. 3, n. 1.
- Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K., Yasuda S., 1978.** "A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan", II Int. Conf. on Microzon., Seattle.
- Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F., Watanabe S. Yasuda S. Sato H., 1982.** "Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods" III Int. Conf. on Microzon., San Francisco.
- Juang, C. H., Fang, S. Y., Khor, E. H., 2006.** "First-Order Reliability Method for Probabilistic Liquefaction Triggering Analysis Using CPT", J. Geotech. Geoenviron. Eng., 132(3), 337-350.
- Juang C. H.,Jiang T., Andrus R. D., 2002.** "Assessing the probability-based methods for liquefaction potential evaluation", Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. n. 128, pp. 580-589
- Kayen, R. E, Mitchell, J. K., Seed, R. B.' Lodge, A., Nishio, S., and Coutinho, R. (1992),** "Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data", Proc., 4th

- Japan-U.S. Workshop on Earthquake-Resistant Des. Of Lifeline Fac. And Countermeasures for Soil Liquefaction, Vol. 1, 177-204.
- Kuribayashi E., Tatsuoka F., 1975.** "Brief review of liquefaction during earthquakes in Japan", SF, vol. 14, n. 4.
- Lancellotta R., 1995.** Geotechnical Engineering. Rotterdam: A.A. Balkema. 6ed.
- Liao, S. S. C., Veneziano, D., Whitman R.V., 1988.** "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 4, pp. 389-409.
- Liao, S.S.C. and Whitman, R.V., 1986a.** "Overburden Correction Factors for SPT in Sand" Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 3, p. 373 - 377.
- Liao, S.S.C. and Whitman, R.V., 1986b.** "Catalogue of A Liquefaction and NonLiquefaction Occurrences During Earthquakes" Research Report, Dept. of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, MA.
- Meyerhof, G. G., 1957.** Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration testing, in Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 3, p.110.
- Moss, R. S. E, Seed, R. B., Kayen, R. E., Stewart, J. P., Der Kiureghian A., Cetin, K. O. (2006)** "CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential", J. Geotech. Geoenviron. Eng., 132(8), 10321051.
- NCEER, 1997,** "Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Edited by Youd, T. L., Idriss, I. M., Technical Report No. NCEER-97-0022, December 31.
- Peck, R B Hanson, W E & Thornburn, T H (1974)** Foundation engineering Pub: John Wiley, New York
- Robertson, P. K. and Wride, C. E., 1998.** "Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, 442 - 459.
- Robertson, P. K. Campanella, R. G., and Wightman, A. (1983).** "SPT CPT correlations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No.11, 1449-1459.
- Robertson, P. K., Wride (Fear), C. E., 1998.** "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test", Can. Geotech. J. 35: 442-459.
- Robertson P. K., Woeller D. J., Finn W. D. L., 1992.** "Seismic Cone Penetration Test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading", Canadian Geotechnical Journal, vol. 29, pp. 686-695
- Seed H. B., Idriss I. M., 1982.** "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes", Earthquake Engineering Research Institute Monograph Series.

- Seed H. B., Idriss I. M., Arango I., 1983.** "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482.
- Seed R. B., Chang S. W., Dickenson S. E., Bray J. D., 1997.** "Site-dependent seismic response including recent strong motion data" *Proc., Special Session on Earthquake Geotechnical Engineering, XIV Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Hamburg, A. A. Balkema Publ.*, pp. 125-134.
- Seed R. B., Cetin K. O., Moss R. E. S., Kammerer A. M., Wu J., Pestana J. M., Riemer M. F., 2001.** "Recent advanced in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation" *4th Int. Conf. Recent Advanced in Geotechnical Earthquake Engineering and soil dynamics, San Diego, California.*
- Seed R. B., Cetin K. O., Moss R. E. S., Kammerer A. M., Wu J., Pestana J. M., Riemer M. F, Sancio R. B., Bray J. D., Kayen R. E., Faris A., 2003.** "Recent advanced in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework" *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H. M. S. Queen Mary, Long Beach, California*
- Seed H.B. and Idriss I.M., 1971.** Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. *J. Geotech. Egrg. Div, ASCE*, 97(9), 1249-1274.
- Seed, H. B., Idriss I. M., Arango I., 1983.** "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482.
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., Chung, R. M., 1984.** "The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", *Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-84/15, University of California at Berkeley, October, 1984*
- Shamoto, Y., Zhang, J., and Tokimatsu, K., 1998.** "New charts for predicting large residual post-liquefaction ground deformation." *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, 17_7- 8_, 427-438.
- Skempton, A.W. 1986.** Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Geotechnique* 36(3): 425-447.
- Tokimatsu, K., and Seed, H. B. _1984_.** "Simplified procedures of the evaluation of settlements in clean sands." *Rep. No. UCB/GT-84/16, Univ. of California, Berkeley, Calif.*
- Youd T. L., Idriss I. M., eds., 1997.** NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils Technical Report NCEER 97-0022, Salt Lake City, UT, NCEER, Buffalo, NY, 276 p.
- Tokimatsu, K., and Seed, H. B., 1987.** Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking, *J. Geotechnical Eng., ASCE* 113 (GT8), 861-78.
- Tokimatsu K., Yoshimi Y., 1984.** "Criteria of soil liquefaction with SPT and fines content", *VIII WCEE, San Francisco.*

- Tokimatsu K., Yoshimi Y., 1983. "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-Value and fines content", SF, vol. 23, n. 4.
- Wu, J., Seed, R. B., and Pestana, J. M. (2003). "Liquefaction triggering and post liquefaction deformations of Monterey sand under unidirectional cyclic simple shear loading." Geotechnical Engineering Research Rep. No. UCB/GE-2003/01, Univ. of California, Berkeley, Calif.
- Youd T. L., Noble, S. K. 1997. "Liquefaction Criteria Based on Statistical and Probabilistic Analyses", Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, December 31, 1997, pp. 201-205.
- Youd T.L. and Hoose S.N., 1997. Liquefaction susceptibility and geologic setting. Proc., 6th World Conf. On Earthquake Engrg., Vol.3, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 2189-2194.
- Youd T.L. and Idriss I.M., eds., 1997. Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. For Earthquake Engrs., State Univ. of New York at Buffalo.
- Youd T.L. and Noble S.K, 1997a. Magnitude scaling factors. Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. For Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 149-165.
- Youd T.L. and Noble S.K, 1997b. Liquefaction criteria based on statistical and probabilistic analyses. Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 201-215.
- Youd T.L. and Perkins D.M, 1978. Mapping of liquefaction-induced ground failure potential. J.Geotech. Emrg. Div., ASCE, 104(4), 433-446.
- Youd T.L., Idriaa, I.M., Andrus, R.D., Argano, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Liam Finn, W.D., Harder, L.F. Jr., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F. III., Martin G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed R.B., and Stokoe, K.H. II., 2001. "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 10, 819-833.
- Youd T.L., Kayen R.E. and Mitchell J.L., 1997. Liquefaction criteria based on energy content of seismograms. Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. For Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 217-224.
- Youd, T. L., Hansen, C. M., and Bartlett, S. F., 2002. Revised Multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement, J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng. 128(12),1007-017.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, E., Finn, W. D. L., Harder Jr., L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. 169 P., Liao, S. S. C., Marcusson III, W. F., Martin, G.

-
- R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., and Stokoe II, K. H., 2001. "Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1966 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils" *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, 124(10), 817-833.
- Zhang G.; P. K. Robertson, M.ASCE; and R. W. I. Brachman, 2004. "Estimating Liquefaction-Induced Lateral Displacements Using the Standard Penetration Test or Cone Penetration Test, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.* 130(8), 861871.

6 Utility

6.1 Tabelle Conversione

Tabella di conversione da (°) in (%) e viceversa

Pendenza (%)	Angolo (°)	Pendenza (%)	Angolo (°)
1	0.5729	26	14.5742
2	1.1458	27	15.1096
3	1.7184	28	15.6422
4	2.2906	29	16.1722
5	2.8624	30	16.6992
6	3.4336	31	17.2234
7	4.0042	32	17.7447
8	4.5739	33	18.2629
9	5.1428	34	18.7780
10	5.7106	35	19.2900
11	6.2773	36	19.7989
12	6.8428	37	20.3045
13	7.4069	38	20.8068
14	7.9696	39	21.3058
15	8.5308	40	21.8014
16	9.0903	41	22.2936
17	9.6480	42	22.7824
18	10.2040	43	23.2677
19	10.7580	44	23.7495
20	11.3099	45	24.2277
21	11.8598	46	24.7024
22	12.4074	47	25.1735
23	12.9528	48	25.6410
24	13.4957	49	26.1049
25	14.0362	50	26.5651

Tabella di conversione delle forze

Da	A	Operazione	Fattore
N	kg	Dividere per	9.8
kN	kg	Moltiplicare per	102
kN	t	Dividere per	9.8
kg	N	Moltiplicare per	9.8
kg	kN	Dividere per	102
t	kN	Moltiplicare per	9.8

Conversione forze:

1 Newton (N) = 1/9.81 Kg = 0.102 Kg ; 1 kN = 1000 N

Tabella di conversione delle pressioni

Da	A	Operazione	Fattore
t/m ²	kg/cm ²	Dividere per	10
kg/m ²	kg/cm ²	Dividere per	10000
Pa	kg/cm ²	Dividere per	98000
kPa	kg/cm ²	Dividere per	98
Mpa	kg/cm ²	Moltiplicare per	10.2
kPa	kg/m ²	Moltiplicare per	102
Mpa	kg/m ²	Moltiplicare per	102000

6.2 Database Terreni

Valori indicativi del peso di volume in Kg/m³

Terreno	Valore minimo	Valore massimo
Ghiaia asciutta	1800	2000
Ghiaia umida	1900	2100
Sabbia asciutta compatta	1700	2000
Sabbia umida compatta	1900	2100
Sabbia bagnata compatta	2000	2200
Sabbia asciutta sciolta	1500	1800
Sabbia umida sciolta	1600	1900
Sabbia bagnata sciolta	1900	2100
Argilla sabbiosa	1800	2200
Argilla dura	2000	2100
Argilla semisolida	1900	1950
Argilla molle	1800	1850
Torba	1000	1100

Valori indicativi dell'angolo di attrito, in gradi, per terreni

Terreno	Valore minimo	Valore massimo
Ghiaia compatta	35	35
Ghiaia sciolta	34	35
Sabbia compatta	35	45
Sabbia sciolta	25	35
Marna sabbiosa	22	29
Marna grassa	16	22
Argilla grassa	0	30
Argilla sabbiosa	16	28
Limo	20	27

Valori indicativi della coesione in Kg/cm²

Terreno	Valore
Argilla sabbiosa	0.20
Argilla molle	0.10
Argilla plastica	0.25
Argilla semisolida	0.50
Argilla solida	1
Argilla tenace	2÷10
Limo compatto	0.10

Valori indicativi del modulo elastico, in Kg/cm²

Terreno	Valore massimo di E	Valore minimo di E
Argilla molto molle	153	20.4
Argilla molle	255	51
Argilla media	510	153
Argilla dura	1020	510
Argilla sabbiosa	2550	255
Loess	612	153
Sabbia limosa	204	51
Sabbia sciolta	255	102
Sabbia compatta	816	510
Argilloscisto	51000	1530
Limo	204	20.4
Sabbia e ghiaia sciolta	1530	510
Sabbia e ghiaia compatte	2040	1020

Valori indicativi del coefficiente di Poisson per terreni

Terreno	Valore massimo di ν	Valore minimo di ν
Argilla satura	0.5	0.4
Argilla non satura	0.3	0.1
Argilla sabbiosa	0.3	0.2
Limo	0.35	0.3
Sabbia	1.0	0.1
Sabbia ghiaiosa comunemente usata	0.4	0.3

Valori indicativi del peso specifico di alcune rocce in Kg/m^3

Roccia	Valore minimo	Valore massimo
Granito	45	60
Dolerite	55	60
Basalto	50	55
Arenaria.	35	50
Argilloscisto	15	30
Calcare	35	50
Quarzite	50	60
Marmo	35	50

Valori indicativi del modulo elastico e del coefficiente di Poisson per rocce

Roccia	E		ν	
	Valore massimo	Valore minimo	Valore massimo	Valore minimo
Basalto	1071000	178500	0.32	0.27
Granito	856800	142800	0.30	0.26
Scisto cristallino	856800	71400	0.22	0.18
Calcare	1071000	214200	0.45	0.24
Calcare poroso	856800	35700	0.45	0.35
Arenaria	428400	35700	0.45	0.20
Argilloscisto	214200	35700	0.45	0.25
Calcestruzzo	Variabile		0.15	

7 Libri consigliati

Libri per ingegneria geotecnica e geologia

Portale libri: [consulta la libreria on-line](#)

- Guida pratica alla risposta sismica locale 1D

[Guida pratica alla Risposta sismica locale 1D](#) nasce con l'intento, di fornire delle nozioni di base, anche se molto superficiali, su tutte le componenti che entrano in gioco negli studi di risposta sismica locale. Quindi i temi che verranno affrontati danno una panoramica, anche se non completamente esaustiva, degli strumenti operativi necessari ad una adeguata comprensione degli aspetti del problema sismico direttamente o indirettamente legati agli effetti delle risposta sismica locale, e delle modalità di esecuzione degli studi da effettuare per la loro determinazione in una logica multidisciplinare. Si spera che questo libro sia di ausilio per coloro che, partendo da una scarsa formazione di base del problema vogliano avere una comprensione delle problematiche da affrontare. Nella parte finale del libro, inoltre verrà, fornito un esempio di come condurre uno studio di risposta sismica locale mono-dimensionale con l'ausilio, per quanto riguarda l'analisi numerica del software RSL III della GeoStru software.

● **Methods for estimating the geotechnical properties of the soil**

[Methods for estimating the geotechnical properties of the soil](#): semi-empirical correlations of geotechnical parameters based on in-situ soil tests.

This text is designed for all professionals who operate in the geotechnical subsurface investigation. The purpose of this text is to provide an easy reference tool relatively to the means available today.

Theoretical insights have been avoided, for which please refer to the bibliography attached, except in cases where these were considered essential for the understanding of the formulation. The reason for this is obvious: make the text as easy to read as possible.

After a brief introduction about volumetric and density relationships with the most common definitions used for soils, in the following chapters we briefly described some of the most widespread in situ geotechnical testing and correlations to derive empirically geotechnical parameters and a number of useful formulations available today in the field of Geology.

The text concludes with the inclusion of formulas used in Technical Geology, considered of daily use to those working in the sector.

The topics are intended to provide a basic understanding of the in situ geotechnical testing and evaluation of geotechnical parameters necessary to define the geotechnical model.

- **TERRAE MOTUS Conoscere per prevenire**

[Terrae Motus Conoscere per Prevenire](#) (dal latino terrae motus, cioè "movimento della terra") è un testo rivolto a professionisti e docenti delle scuole di ogni ordine e grado, per essere aiutati ad affrontare le tematiche del rischio sismico, con informazioni di carattere generale e consigli utili per meglio fronteggiare tale evento.

Il libro comprende 11 capitoli: (1.0 INTRODUZIONE, 2.0 COME SI ORIGINA UN TERREMOTO, 3.0 LA CONFORMAZIONE INTERNA DELLA TERRA, 3.0.1 La crosta esterna, 3.0.2 Il mantello, 3.0.3 Il nucleo, 4.0 LA TEORIA DELLA TETTONICA DELLE PLACCHE, 5.0 LE FAGLIE, 6.0 LE ONDE SISMICHE, 7.0 GLI STRUMENTI PER MISURARE UN TERREMOTO, 8.0 COME SI MISURA UN TERREMOTO, 8.0.1 Scale di intensità macrosismica, 8.0.2 Magnitudo, 9.0 LA PREVISIONE DEI TERREMOTI, 10.0 IL RISCHIO SISMICO, 10.0.1 La pericolosità sismica, 10.0.2 La vulnerabilità sismica, 10.0.3 L'esposizione, 11.0 MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO, 11.0.1 Norme di comportamento).





8 Geoapp

Geoapp: la più grande suite del web per calcoli online

Gli applicativi presenti in [Geostru Geoapp](#) sono stati realizzati a supporto del professionista per la soluzione di molteplici casi professionali. Geoapp comprende oltre 40 [applicazioni](#) per: Ingegneria, Geologia, Geofisica, Idrologia e Idraulica.

La maggior parte delle applicazioni sono gratuite, altre necessitano di una sottoscrizione (subscription) mensile o annuale.

Perchè si consiglia la subscription?

Perchè una subscription consente di:

- usare applicazioni professionali ovunque e su qualunque dispositivo;
- salvare i file in cloud e sul proprio PC;
- riaprire i file per elaborazioni successive;
- servizi di stampa delle relazioni ed elaborati grafici;
- notifica sull'uscita di nuove applicazioni ed inclusione automatica nel proprio abbonamento;
- disponibilità di versioni sempre aggiornate;

- servizio di assistenza tramite Ticket.

8.1 Sezione Geoapp

Generale ed Ingegneria, Geotecnica e Geologia

Tra le applicazioni presenti, una vasta gamma può essere utilizzata per **Liquiter**. A tale scopo si consigliano i seguenti applicativi:

- [Zone sismogenetiche](#)
- [Mappa dei Rischi dei Comuni Italiani](#)
- [Parametri Sismici PRO](#)
- [Classificazione suoli NTC2018](#)
- [Classificazione delle terre SMC](#)
- [Liquefazione](#)

9 Contatti



Telefono

0690289085



Email

info@geostru.eu
office@geostru.eu



Orari

Lunedì-Venerdì Ore 9-17



Supporto

Per il servizio di assistenza usare preferibilmente l'area dedicata di supporto (Ticket).

Da inizio 2016 l'assistenza per i clienti ITALIANI è alla SOEG & C.

Per informazioni si prega di visitare il sito www.soeg.it.