

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

ASPETTI GEOTECNICI

Parte I – Considerazioni generali

1. Comportamento meccanico dei terreni sotto azioni statiche e dinamiche
2. Principi di progettazione e metodologie di analisi
3. Moti sismici di riferimento

Parte II – Analisi geotecnica del sito

4. Pericolosità ed effetti del sito
5. Risposta sismica locale
6. Liquefazione
7. Stabilità di pendii e dei fronti di scavo

Parte III – Opere geotecniche

8. Fondazioni
9. Fondazioni superficiali
10. Fondazioni su pali
11. Opere di sostegno a gravità
12. Opere di sostegno flessibili
13. Opere in terra rinforzata
14. Costruzioni in sotterraneo e scavi a cielo aperto
15. Costruzioni in terra

LIQUEFAZIONE

Il fenomeno della liquefazione interessa i depositi sabbiosi saturi che nel corso di un terremoto o più genericamente, durante ed immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio.

La causa principale della liquefazione dei terreni sabbiosi saturi è l'incremento delle pressioni interstiziali indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche, che sono da attribuire alla propagazione delle onde di taglio nel terreno, accompagnato da una riduzione delle tensioni efficaci, dovendo rimanere costanti le tensioni totali.

L'insorgere di fenomeni di liquefazione nei depositi naturali durante i terremoti è legata alle relazioni che si stabiliscono tra:

- caratteristiche delle vibrazioni sismiche;
- proprietà geotecniche dei terreni;
- fattori ambientali.

LIQUEFAZIONE

Fenomeni associati a:

- perdita di resistenza al taglio
- all'accumulo di deformazioni permanenti

in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, soggetti ad azioni cicliche e dinamiche agenti in condizioni non drenate

Superficie libera della falda idrica

argilla

sabbia

argilla

roccia di base

$u = u_0 + \Delta u$

LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI INCOERENTI SATURI IN CONDIZIONI SISMICHE

INTRODUZIONE

RESISTENZA AL TAGLIO PER I TERRENI SABBIOSI SATURI:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

$$\tau = c' + [\sigma - (u + \Delta u)] \tan \phi'$$

SOTTO CARICHI CICLICI:

Deformazione assiale e incremento di pressione neutra durante una prova triassiale ciclica.

$\sigma - u = 0 \rightarrow \tau = 0$

LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI INCOERENTI SATURI IN CONDIZIONI SISMICHE

INTRODUZIONE

Cause del fenomeno

La liquefazione si verifica quando il valore limite della tensione tangenziale τ tende a zero. E' necessario precisare che tale condizione è del tutto generale, indipendentemente dalla presenza o meno dell'azione sismica.

Come si può osservare facilmente il pericolo di liquefazione aumenta al diminuire della coesione c' , dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' , della tensione totale σ , ed all'aumentare della pressione interstiziale.

Tale pericolo riguarda pertanto i depositi superficiali di terreni incoerenti o debolmente coesivi, in presenza di falde acquifere.

LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI INCOERENTI SATURI IN CONDIZIONI SISMICHE

INTRODUZIONE

Valutazione del Rischio di Liquefazione

Benché sia molto difficile distinguere l'influenza delle singole caratteristiche del terremoto sulla resistenza alla liquefazione dei depositi, è possibile individuare alcune grandezze come la durata, la frequenza, la regolarità, che influenzano sensibilmente l'ampiezza dello sforzo e della deformazione di taglio sullo sviluppo delle pressioni interstiziali e sul numero di cicli necessari per causare la liquefazione.

Tra le proprietà geotecniche del terreno, lo stato di addensamento è uno dei fattori più importanti che controllano il pericolo di liquefazione dei depositi. La probabilità che un deposito raggiunga lo stato di liquefazione è tanto maggiore quanto più la densità relativa è bassa.

INTRODUZIONE

Cause del fenomeno

Per liquefazione si intende un processo di accumulazione della pressione del fluido interstiziale che causa in un terreno non coesivo (sabbia, ghiaia, limo non plastico) saturato diminuzione della resistenza e/o rigidezza a taglio a seguito dello scuotimento sismico, potendo dar luogo a deformazioni permanenti significative.

La liquefazione consiste quindi in una diminuzione della resistenza del terreno a seguito del raggiungimento della condizione di fluidità.

La perdita totale della resistenza viene raggiunta quando la pressione dell'acqua che riempie gli interstizi arriva a uguagliare la pressione di confinamento, rendendo nulle le tensioni efficaci attraverso le particelle solide.

Una volta che il terremoto ha innescato il processo di liquefazione, la massa del suolo resta in movimento fino a che non raggiunge una nuova condizione di stabilità.

INTRODUZIONE

Cause del fenomeno

Dai casi verificatisi in passato si è capito che questo fenomeno è profondamente influenzato dal numero dei cicli N del terremoto, dalla densità relativa D_r , e dalla granulometria del terreno.

Un terreno incoerente, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa.

Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere di N .

INTRODUZIONE

Valutazione del Rischio di Liquefazione

Una delle prime osservazioni compiute sul fenomeno della liquefazione di provini di sabbia (Lee e Seed, 1967) è stata che più alta è la pressione di confinamento iniziale, maggiore è il numero di cicli di carico richiesti per portare a liquefazione o a collasso il terreno.

La pressione di confinamento efficace σ_v' in situ è espressa dalla relazione:

$$\sigma_v' = 1/3 (1 + 2k_0)\sigma_v'$$

essendo:

- k_0 = coefficiente di spinta a riposo;
- σ_v' = pressione litostatica efficace.

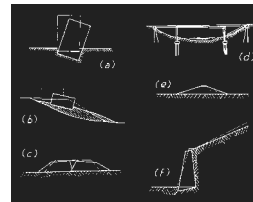
Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio diminuisce.

Ne consegue che la resistenza alla liquefazione dei depositi aumenta notevolmente con la profondità.

MANIFESTAZIONI DELLA LIQUEFAZIONE

La manifestazione della liquefazione può dare origine ad effetti di varia natura:

- affondamento di edifici nel terreno (Figura 1.a)
- scorrimento di pendii (Figura 1.b)
- collasso di terrapieni, rilevati stradali e opere di terra in genere (Figura 1.c)
- collasso di palificate per perdita di connessione laterale (Figura 1.d)
- zampillo di getti d'acqua e di sabbia con formazione di caratteristici coni (Figura 1.e)
- collasso di opere di sostegno per sovraspinta del terreno a monte (Figura 1.f)



MANIFESTAZIONI DELLA LIQUEFAZIONE

LIQUEFAZIONE CON TRASPORTO DI MATERIALE

Questo fenomeno è dovuto al collasso per instabilità accompagnato da trasporto laterale di materiale.

Esso può verificarsi solo quando agiscono nella massa del terreno tensioni tangenziali statiche (ad esempio sotto una fondazione), e nel contempo tali tensioni risultano maggiori della resistenza a taglio residua del materiale liquefatto.

In tali condizioni la massa del terreno fluisce fino a quando non avrà raggiunto nuove condizioni di stabilità, che dipendono anche dalla configurazione geometrica iniziale della massa stessa.

L'azione di un sisma può provocare un incremento di pressione interstiziale, necessario per raggiungere la condizione di instabilità che innesci la liquefazione con trasporto di materiale.

Fenomeni di Lateral Spreading: Turchia, 1999

LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI INCOERENTI SATURI IN CONDIZIONI SISMICHE

EFFETTI SULLE COSTRUZIONI



Niigata 1964 (M= 7.5)

LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI INCOERENTI SATURI IN CONDIZIONI SISMICHE

EFFETTI SULLE COSTRUZIONI



Kobe 1985

LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI INCOERENTI SATURI IN CONDIZIONI SISMICHE

EFFETTI SULLE COSTRUZIONI



Turchia 1999

LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI INCOERENTI SATURI IN CONDIZIONI SISMICHE

EFFETTI SULLE COSTRUZIONI



Turchia 1999

LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI INCOERENTI SATURI IN CONDIZIONI SISMICHE

EFFETTI SULLE COSTRUZIONI



Turchia 1999

LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI INCOERENTI SATURI IN CONDIZIONI SISMICHE

EFFETTI SULLE COSTRUZIONI



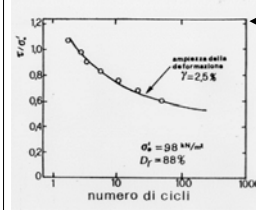
Sannomiya
Kobe 1995

FATTORI CHE INFLUENZANO LA LIQUEFAZIONE

Alcuni dei fattori che influenzano la liquefacibilità di un deposito sabbioso saturo sono:

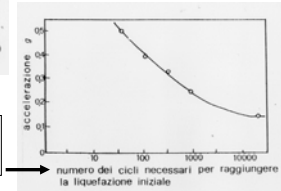
- Caratteristiche delle vibrazioni
- Pressione di confinamento
- Stato di addensamento
- Granulometria
- Storia sismica
- Condizioni di drenaggio
- Età del deposito
- Storia geologica
- Coefficiente di spinta a riposo e OCR

CARATTERISTICHE DELLE VIBRAZIONI



Relazione tra l'ampiezza dello sforzo di taglio ciclico ed il numero dei cicli necessari per produrre un'ampiezza della deformazione di taglio del 2.5% (Ishihara, 1985).

Effetto dell'accelerazione sulla resistenza alla liquefazione (Finn, 1972).

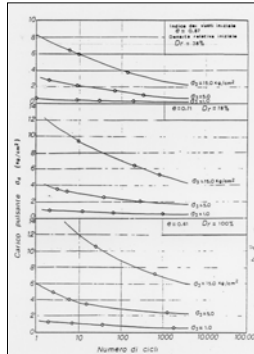


CARATTERISTICHE DELLE VIBRAZIONI

Magnitudo	N_H	Durata
5,5 - 6	5	8 sec
6,5	8	14 sec
7	12	20 sec
7,5	20	40 sec
8	30	60 sec

Relazione tra magnitudo, numero di cicli equivalenti e durata dei terremoti (Seed *et al.*, 1975).

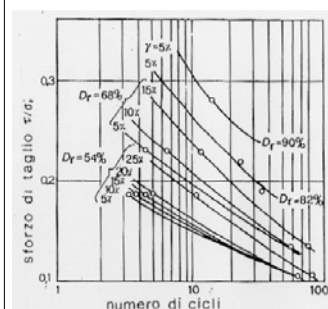
PRESSIONE DI CONFINAMENTO



Effetto della pressione di confinamento sull'ampiezza dello sforzo di taglio ciclico richiesto per la liquefazione iniziale e per una deformazione assiale del 20% (Lee e Seed, 1967).

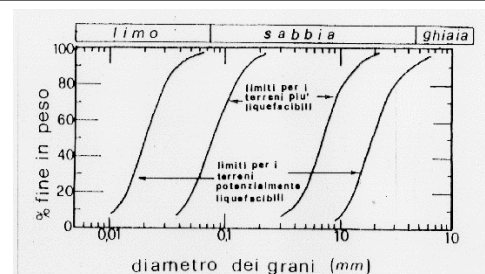
$(\sigma_1' - \sigma_3') - \sigma_3'$ = sforzo deviatorico

STATO DI ADDENSAMENTO

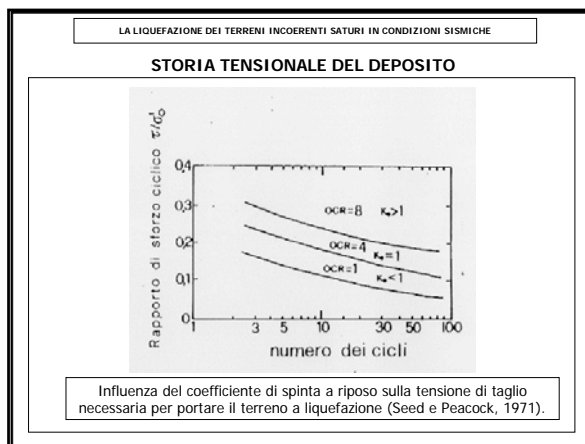
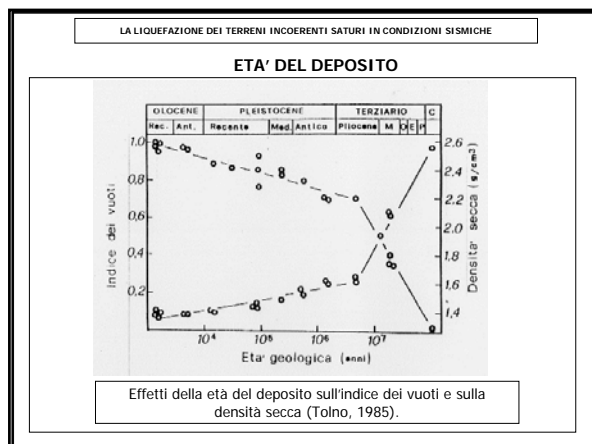


Relazione tra l'ampiezza dello sforzo di taglio ed il numero dei cicli che causano vari livelli deformativi per valori diversi della densità relativa (De Alba *et al.*, 1976).

GRANULOMETRIA



Fasce granulometriche critiche (Tsuchida, 1970).



D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

LIQUEFAZIONE

7.11.3.4 Stabilità nei confronti della liquefazione

7.11.3.4.1 Generalità

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.

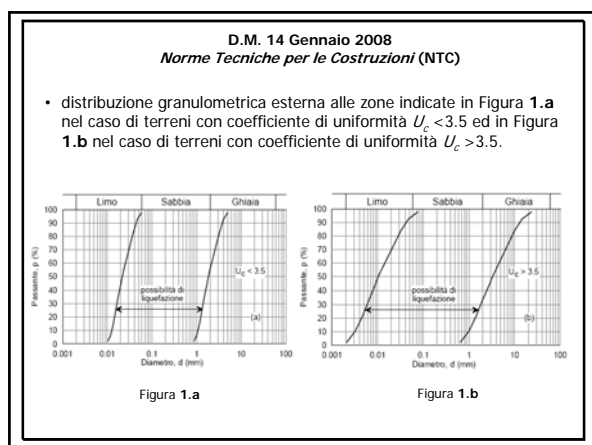
Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

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.

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

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

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (*free-field*) minori di 0.1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal p.c. sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_{60})_{60} > 30$ oppure $q_{c,1N} > 180$ (dove $(N_{60})_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (*SPT*) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $q_{c,1N}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (*CPT*) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;



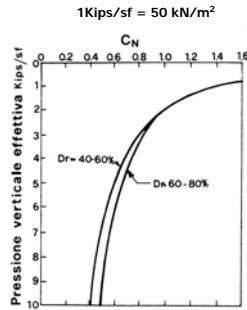
LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI INCOERENTI SATURI IN CONDIZIONI SISMICHE

- Per quanto concerne la densità relativa (D_R), le diverse metodologie disponibili in letteratura derivano dal primo tentativo di correlazione qualitativa tra D_R ed i valori N_{SPT} dovuto a Terzaghi & Peck (1948).
- La maggior parte delle correlazioni per l'interpretazione dei risultati delle prove *SPT* prendono in esame la correzione dovuta alla tensione verticale efficace agente alla quota di prova.
- Gibbs & Holtz (1957), successivamente, introdussero degli intervalli di variazione di D_R associabili alle precedenti correlazioni e per primi verificarono la importanza delle tensioni efficaci sulla relazione tra D_R e N_{SPT} .

N_{SPT} Colpi/30 cm	Densità relativa	
	Terzaghi-Peck (1948)	Gibbs-Holtz (1957)
0-4	molto sciolta	0-15%
4-10	sciolta	15-35%
10-30	media	35-65%
30-50	densa	65-85%
oltre 50	molto densa	85-100%

- Utilizzando il grafico viene valutato alla quota desiderata il numero di colpi corretto per tenere conto dell'effetto della pressione litostatica (Seed & Idriss, 1971):

$$N_1 = C_N N_{SPT}$$



- Per tenere conto della tensione verticale efficace agente a rottura intorno al penetrometro, può essere introdotto un fattore di correzione, normalizzando il valore della tensione efficace σ'_{v0} a $p_a = 1$ bar, mediante la formula proposta da Liao & Whitman (1986):

$$N_1 = C_N \cdot N_{SPT} \quad \text{con} \quad C_N = (p_a / \sigma'_{v0})^{0.5} < 1.7$$

- Un ulteriore fattore di correzione $(N_1)_{60}$ può essere introdotto per tenere conto delle caratteristiche di esecuzione della prova:

$$(N_1)_{60} = N_1 C_E C_B C_R C_S$$

dove:

- C_E = rendimento del sistema di infissione, normalizzato al 60% del valore teorico massimo;
- C_B = fattore di correzione diametro foro;
- C_R = fattore di correzione lunghezza aste;
- C_S = fattore di correzione per la presenza o meno di centroni.

lunghezza aste (m)	3 - 4	4 - 6	6 - 10	>10
C_R	0.75	0.85	0.95	1

(Chen & Robertson, 1987)

- E' necessario tenere conto che per $D_r < 70\%$ la densità ricavata con Gibbs & Holtz (1957) risulta tendenzialmente più alta del valore reale e per bassi valori di pressione efficace la densità relativa risulta tendenzialmente troppo alta.
- Disponendo del valore normalizzato di N_{SPT} ovvero $[(N_1)_{60}]$, la migliore correlazione risulta quella proposta da Terzaghi e Peck (1948) e da Skempton (1986):

$$D_r(\%) = 100 \sqrt{\frac{N_1}{60}}$$

0	15	35	50	65	85	100
Molto sciolta	Sciolta	Media	Addensata	Molto addensata		
0	3	8	15	25	42	58
$[(N_1)_{60}]$						

LIQUEFAZIONE

7.11.3.4.3 Metodologie di analisi

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

CRITERI DI PREVISIONE E METODI PER LA VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

- CRITERI EMPIRICI
- METODI SEMPLIFICATI
- METODI DI ANALISI DINAMICA

Posizione del problema

L'analisi della suscettibilità a liquefazione di un sito richiede:

- la valutazione delle caratteristiche del moto sismico
- la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo
- la stima degli effetti conseguenti alla liquefazione

I punti 1) e 2) caratterizzano i vari **metodi di analisi**



CRITERI DI PREVISIONE E METODI PER LA VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Table 1 Use of data for three levels of zonation

	Grade-1	Grade-2	Grade-3
Ground motions	<ul style="list-style-type: none"> Historical earthquakes and existing information Geological maps Interviews with local residents 	<ul style="list-style-type: none"> Microtremor Simplified geotechnical study 	<ul style="list-style-type: none"> Geotechnical investigation Ground response analysis
Slope instability	<ul style="list-style-type: none"> Historical earthquakes and existing information Geological and Geomorphological maps 	<ul style="list-style-type: none"> Air photos and remote sensing Field studies Vegetation and precipitation data 	<ul style="list-style-type: none"> Geotechnical investigation Analyses
Liquefaction	<ul style="list-style-type: none"> Historical earthquakes and existing information Geological and geomorphological maps 	<ul style="list-style-type: none"> Air photos and remote sensing Field studies Interview with local residents 	<ul style="list-style-type: none"> Geotechnical investigation Analysis
Scale of mapping	1:1,000,000-1:50,000	1:100,000-1:10,000	1:25,000-1:5,000

CRITERI EMPIRICI (LIVELLO I)

1) Criterio di Kishida (1969)

Secondo tale criterio, elaborato sulla base delle osservazioni degli effetti di terremoti di magnitudo 7, e quindi valido solo per questi, sono suscettibili di liquefazione i depositi che mostrano le seguenti caratteristiche:

- diametro dei granuli al 50%: $0,074 < D_{50} < 2 \text{ mm}$
- coefficiente di uniformità: $U_i = D_{60} / D_{10} < 10$
- densità relativa: $D_r < 75\%$
- pressione verticale effettiva: $\sigma'_v < 2 \text{ kg/cm}^2$

2) Criterio di Ohsaki (1969, 1970)

Un deposito sabbioso è suscettibile di liquefazione se il numero dei colpi N della prova SPT alla quota generica z è inferiore a 2z e se la curva granulometrica caratterizzata da:

- diametro dei granuli D_{50} : $0,2 < D_{50} < 2 \text{ mm}$
- percentuale di fini ($< 2 \mu$) minore del 10%
- coefficiente di uniformità: $U_i < 5$

CRITERI EMPIRICI (LIVELLO I)

3) Criterio della normativa cinese (1974)

La valutazione della suscettibilità di un deposito alla liquefazione si basa sul concetto del numero dei colpi critico N_{crit} , per cui se è $N < N_{crit}$ la comparsa della liquefazione è altamente probabile (Chinese Building Code, 1974). Il valore limite è dato dalla seguente espressione

$$N_{crit} = \bar{N} [1 + 0,125 (d_s - 3) - 0,05 (d_w - 2)] \quad (1)$$

dove

\bar{N} è il numero dei colpi di riferimento che varia al variare dell'intensità del terremoto secondo quanto indicato nella TAB.
 d_s è la profondità in metri dello strato di sabbia considerato
 d_w è l'altezza dell'acqua in metri alla quota considerata.

CRITERI EMPIRICI (LIVELLO I)

Il criterio è tra i pochi criteri empirici che permette di tenere conto dell'intensità della scossa sismica e della profondità della falda.

Numero dei colpi di riferimento

Intensità (Mercalli mod.)	Accelerazione (gal)	\bar{N} (colpi/piede)
7	75	6
8	150	10
9	300	16

CRITERI EMPIRICI (LIVELLO I)

4) Criterio di Kuribayashi e Tatsuoka (1975)

Ad eccezione del criterio della normativa cinese, i criteri precedentemente indicati non tengono conto delle caratteristiche dell'evento sismico.

Perché in un sito si possano verificare fenomeni di liquefazione, la scossa sismica deve invece raggiungere un certo livello di intensità.

Un'indicazione sul livello di intensità della scossa sismica richiesta affinché si verifichino importanti fenomeni di liquefazione è stato fornito da Kuribayashi e Tatsuoka (1975).

Sulla-base di osservazioni effettuate in occasione di un elevato numero di terremoti, tali Autori hanno dimostrato che esiste una relazione lineare fra la magnitudo e il logaritmo della distanza entro la quale si possono avere significativi fenomeni di liquefazione.

CRITERI EMPIRICI (LIVELLO I)

Secondo i risultati di questi studi, i depositi alluvionali recenti con falda superficiale possono essere sede di fenomeni di liquefazione entro un raggio R dato dall'equazione

$$\log_{10} R = 0,8 M - 4,5$$

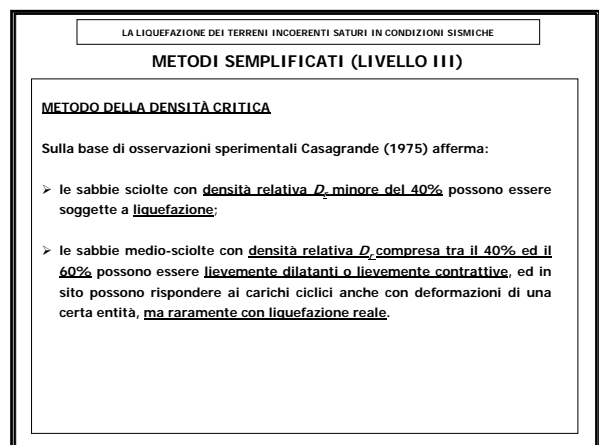
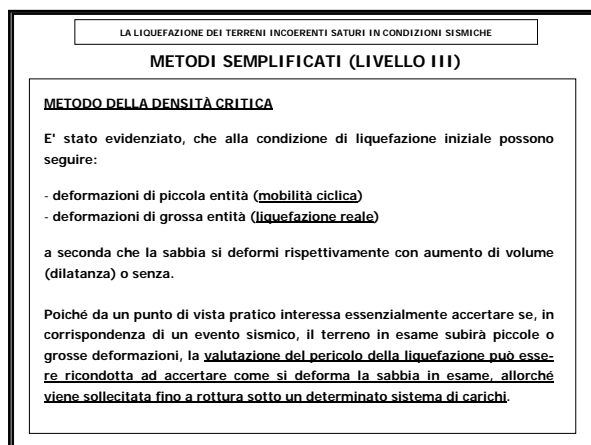
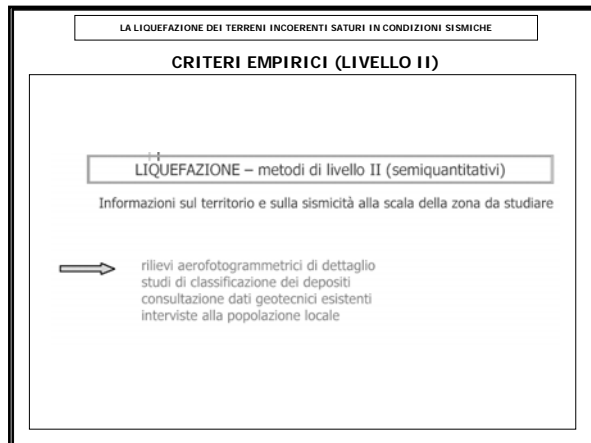
dove R è espresso in km e M è la magnitudo.

La relazione [] vale per magnitudo maggiore di 6.

Elaborando i dati di alcuni terremoti storici italiani che hanno dato luogo a fenomeni di liquefazione (Berardi et Al., 1988) hanno ottenuto l'analoga relazione:

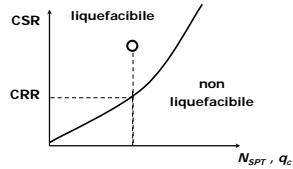
$$\log_{10} R = 0,77 M - 3,6$$

anch'essa valida per terremoti di magnitudo maggiore o uguale a 6.



Analisi Dinamica Semplificata

CSR \Rightarrow stimata da $a_{max,s}$
 CRR \Rightarrow abachi a partire dai risultati di prove in sito (SPT, CPT, misure di V_s)



CSR > CRR \Rightarrow il terreno è considerato liquefacibile

METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

METODO DI SEED & IDRIS (1982)

Soprattutto quando la valutazione della RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE viene condotta utilizzando correlazioni empiriche, senza ricorrere a prove dinamiche specificamente studiate per il caso in esame, può essere utile ricorrere a METODI DI CALCOLO SEMPLIFICATI.

Una semplice procedura per la determinazione degli sforzi di taglio indotti dal sisma è stata proposta da Seed e Idriss (1982), nell'ipotesi di terreno omogeneo.

METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

METODO DI SEED E IDRIS (1982)

Tra i metodi semplificati quello Metodo di Seed e Idriss (1982) è di gran lunga il più noto ed utilizzato.

In questo caso la resistenza del deposito alla liquefazione viene valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione, espresso dal rapporto fra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma, cioè:

$$F = \tau_{lim} / \tau_{max}$$

I termini a numeratore e denominatore sono resi adimensionali attraverso il rapporto di sforzo ciclico, ottenuto normalizzando l'ampiezza dello sforzo di taglio con la pressione efficace iniziale σ_v' o σ_o' , ovvero:

METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

METODO DI SEED & IDRIS (1982)

Il FATTORE DI RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE di un deposito viene quindi generalmente espresso ricorrendo ai seguenti simboli equivalenti:

$$F = \frac{(\tau / \sigma_v')_{lim}}{\tau / \sigma_v'} \quad \text{oppure} \quad F = \frac{(\tau / \sigma_o')_{lim}}{\tau / \sigma_o'}$$

o anche:

$$F_L = CRR / CSR$$

METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

METODO DI SEED E IDRIS (1982)

I numerosi metodi semplificati che sono stati proposti, basati sul concetto di fattore di resistenza, differiscono tra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavato il termine a numeratore e cioè la resistenza del terreno agli sforzi ciclici ovvero, la resistenza alla liquefazione.

Allo stato attuale, il parametro su cui si basano il maggior numero di correlazioni e confronti con osservazioni reali è il numero di colpi di una prova penetrometrica dinamica (SPT) o la resistenza alla punta di una prova penetrometrica statica (CPT).

Una valutazione dello stato di sollecitazione indotto dal sisma ad una determinata quota, può essere condotta in modo accurato solo effettuando un'analisi della risposta sismica locale, partendo da un dato accelerogramma alla base del deposito ed analizzando le sue modificazioni alle diverse quote.

METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

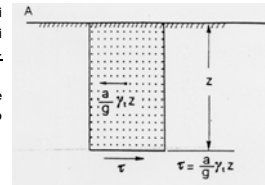
Metodo di Seed e Idriss (1982)

Nell'ipotesi di propagazione verticale di onde sismiche di taglio, la colonna di terreno di altezza z si muove rigidamente in direzione orizzontale.

Se si indica con a_{max} l'accelerazione massima in superficie, lo sforzo di taglio massimo alla profondità z è dato da:

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \gamma_z z$$

essendo γ_z il peso dell'unità di volume del terreno e g l'accelerazione di gravità.



METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

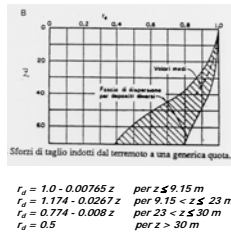
Metodo di Seed e Idriss (1982)

Poiché in realtà la colonna di terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido, occorre quindi introdurre un coefficiente riduttivo r_d per il quale Seed e Idriss (1971) hanno fornito in forma grafica i valori in funzione della profondità.

Normalizzando lo sforzo di taglio massimo con la pressione verticale efficace si ottiene:

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma_v'} = \frac{a_{max}}{g} r_d \frac{\sigma_v}{\sigma_v'}$$

con $\sigma_v = \gamma_f z$ pressione totale verticale.



METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

Iwasaki et Al. (1978) hanno invece fornito la seguente formula empirica

$$r_d = 1 - 0.015z$$

con z in metri.

Per tener conto del carattere sporadico dei picchi di accelerazione massima, il rapporto di sforzo ciclico indotto dal terremoto viene valutato con riferimento, anziché al valore massimo τ_{max} , a un valore medio $\tau_v = 0.65 \tau_{max}$.

Il fattore di resistenza alla liquefazione è quindi fornito dall'espressione

$$F = \frac{(\tau_v / \sigma_v')_{lim}}{\tau_v / \sigma_v'}$$

dove $\tau_v / \sigma_v' = 0.65 (a_{max} / g) r_d (\sigma_v / \sigma_v')$.

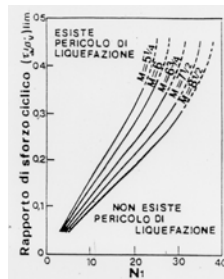
METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

Metodo di Seed e Idriss (1982)

Il termine al numeratore, cioè la resistenza alla liquefazione, viene valutato in funzione della magnitudo, del numero di colpi della prova SPT , della densità relativa D_r , della pressione verticale efficace, ecc.

Utilizzando il numero di colpi corretto N_f , si valuta per un dato valore della magnitudo M il rapporto di sforzo ciclico $(\tau_{av} / \sigma_v')_{lim}$ che provoca liquefazione.

Se il fattore di resistenza alla liquefazione risulta $F > 1.0$ il deposito viene considerato non liquefacibile.

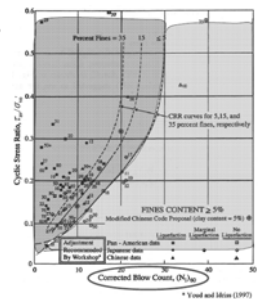


METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

Metodo di Seed e Idriss (1982)

Il grafico è stato ottenuto discriminando i casi di terreni che hanno dato luogo a fenomeni di liquefazione e non liquefazione durante terremoti reali. In esso le linee relative ad un terremoto di data magnitudo, separano il campo dei siti di probabile liquefazione e quello dei siti in cui questa è improbabile.

La curva C_{RR} è valida per terremoti di magnitudo $M = 7.5$; è necessario pertanto adottare degli opportuni fattori di scala per ottenere valori di C_{RR} corrispondenti ad altre magnitudo.



METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

In particolare Seed & Idriss (1982) hanno introdotto alcuni fattori di correzione denominati "*magnitude scaling factors (MSF)*". Infatti, dopo aver calcolato il valore $CRR_{7.5}$ relativo ad un terremoto di magnitudo 7.5, si determina il valore di CRR relativo alla magnitudo del terremoto di scenario mediante la relazione:

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot MSF$$

Consequentemente il FATTORE DI SICUREZZA CONTRO LA LIQUEFAZIONE può essere scritto come:

$$F_s = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF$$

In letteratura esistono diversi metodi per calcolare MSF (Seed & Idriss, 1982; Ambraseys, 1988; Arango, 1996; Andrus & Stokoe, 1997; Youd & Noble, 1997).

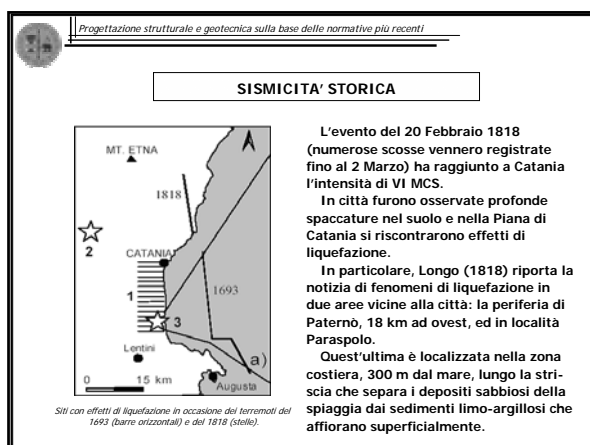
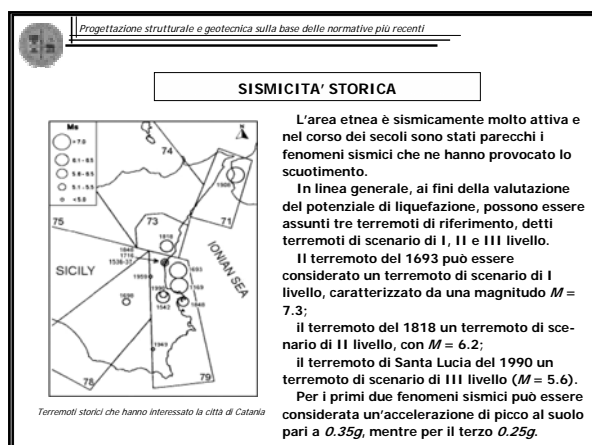
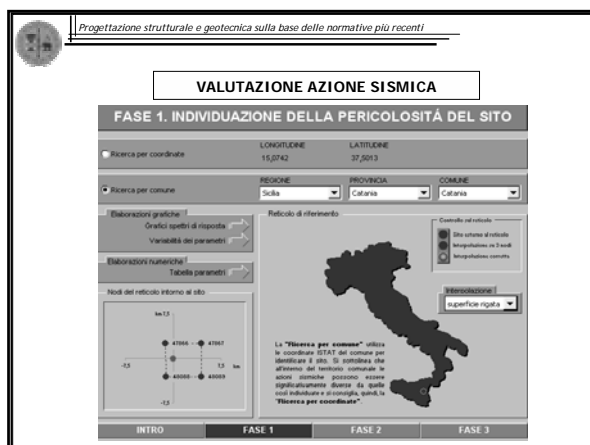
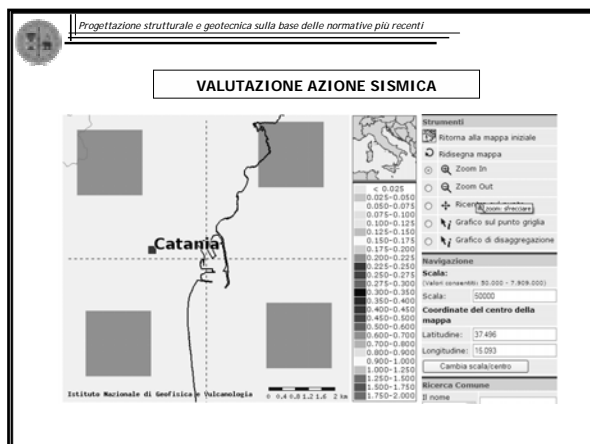
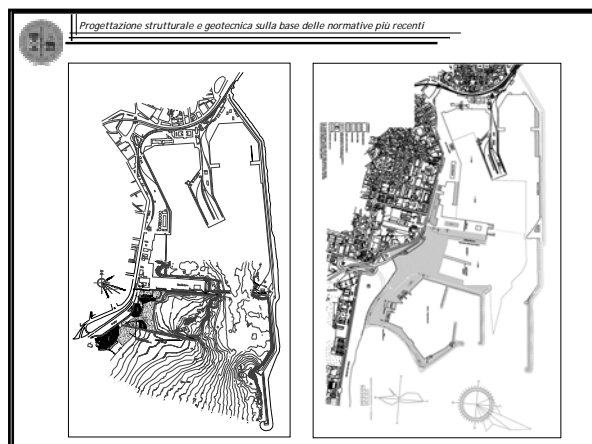
Analisi Dinamica

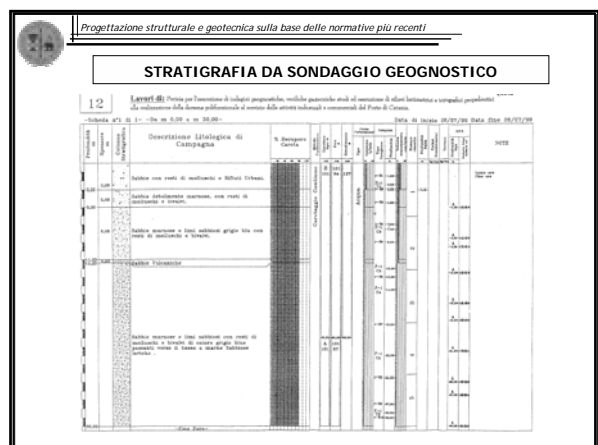
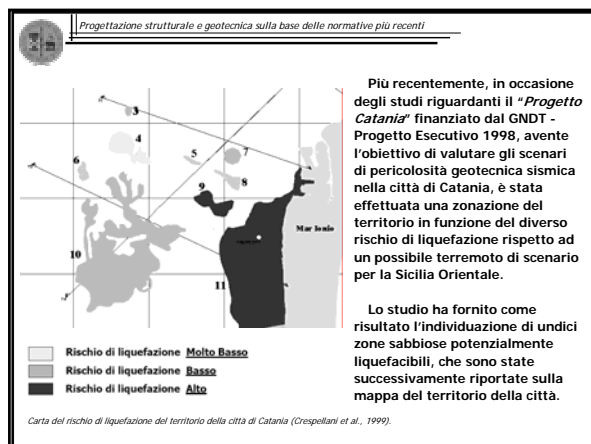
Queste analisi sono generalmente condotte in tensioni efficaci, con modelli *bi*-dimensionali mediante l'impiego di codici di calcolo sofisticati.

È necessario caratterizzare con elevata affidabilità:

- azione sismica di riferimento;
- geometria del sottosuolo;
- comportamento sforzi-deformazioni dei terreni attraverso indagini in sito e laboratorio.

Nella pratica l'impiego dei metodi dinamici avanzati per l'analisi della suscettibilità alla liquefazione è generalmente limitata al caso di opere importanti (es. le dighe in terra).





Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

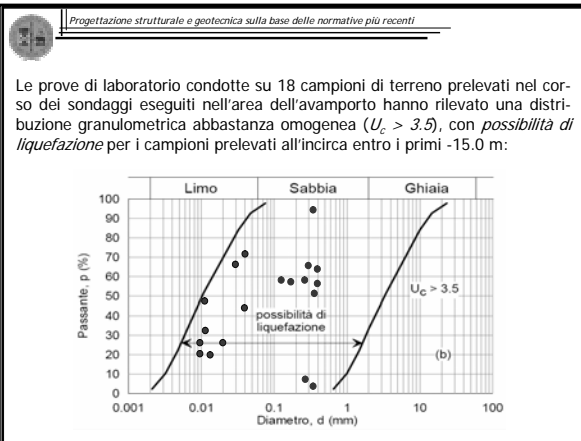
STRATIGRAFIE RISULTANTI DAI SONDAGGI GEONOSTICI

	Caso A								Caso B							
Sondaggio	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	M	M	S8	S9	S10	S11	S12	Sondaggio	
Sabbie giallastre di fondale									7.70	8.90	4.0	3.50	11.0	11.0	Sabbie con resti di molluschi	
Sabbie nerastre leggermente limose	5.0	3.0	2.0	2.50	3.20	2.80	4.0	3.20							Sabbie limive	
Sabbie limose con interstizi di sabbie limive	13.5	12.0	10.0	10.0	11.5	10.5	12.5	11.5	7.90	9.15	4.30	3.80	11.2	11.2		
Sabbie limose con interstizi di sabbie bianche	19.0	15.0	16.0	17.0	18.0	22.0	16.0	17.6							Sabbie nerastre passanti a sabbie minuscole limose	
Sabbie con limi sabbiosi	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0		

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE DEI CAMPIONI DI TERRENO

Campione	Profondità (m)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	U_c
1 S1-C1	6.50 - 6.72	60.82	29.34	9.77	60.5
2 S1-C5	26.50 - 26.70	38.25	55.49	5.66	3.2
3 S2-C3	12.0 - 12.20	67.75	24.28	7.81	55
4 S3-C1	4.50 - 4.75	66.25	23.51	10.13	68.2
5 S3-C4	16.0 - 16.20	3.33	71.25	20.89	22.5
6 S4-C6	27.50 - 27.70	61.03	25.22	7.59	34
7 S5-C1	7.50 - 7.70	7.34	65.5	17.24	83.6
8 S6-C1	8.50 - 8.70	50.91		48.62	/
9 S6-C5	20.0 - 20.20	54.76	28.35	15.73	/
10 S7-C6	25.0 - 25.25	60.82	29.34	9.77	60.5
11 S8-C2	4.0 - 4.20	58.5	32	9.28	49.1
12 S8-C6	26.50 - 26.70	100	-	-	/
13 S9-C2	8.50 - 8.75	57.75	27.05	15.12	/
14 S10-C3	8.50 - 8.75	95.08	-	-	/
15 S10-C6	25.0 - 25.20	53.58	40.53	5.36	3.5
16 S11-C6	24.50 - 24.70	32.88	59.94	7.01	4.9
17 S12-C2	7.50 - 7.70	57.08		42.77	/
18 S12-C6	28.50 - 28.70	66.2	20.19	9.95	150.8

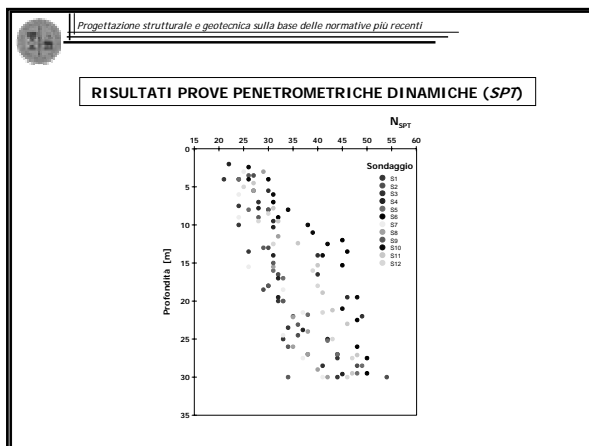


Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT)

S1		S2		S3		S4		S5		S6	
Prof. (m)	N _{SPT}	Prof. (m)	N _{SPT}	Prof. (m)	N _{SPT}	Prof. (m)	N _{SPT}	Prof. (m)	N _{SPT}	Prof. (m)	N _{SPT}
4	21	3.5	27	5.5	30	7.8	28	8	26	4	30
7.5	24	5.5	27	5.5	30	7.8	28	8	26	7	31
10	24	13	30	7	25	10.5	31	10	31	9	32
13.5	26	18.5	32	6	30	14	31	17	33	12	45
18	30	18.5	29	9.5	31	17	32	20	33	13.5	46
20	32	23	35	14	40	19.5	32	21.8	38	15.5	45
23.5	34	24.5	36	16.5	40	23.8	37	25.2	42	22.5	48
25	33	27	38	19.5	46	25	42	27	44	26	48
27.5	44	28.5	48	22	49	27	44	28.5	49	27.5	50
30	44	30	54	28.5	41	29.6	45	29.5	48	29.5	50

S7		S8		S9		S10		S11		S12	
Prof. (m)	N _{SPT}	Prof. (m)	N _{SPT}	Prof. (m)	N _{SPT}	Prof. (m)	N _{SPT}	Prof. (m)	N _{SPT}	Prof. (m)	N _{SPT}
3	25	3	29	3.5	26	2.4	26	4.5	27	5	25
6	24	5.5	27	8	30	4	26	7.8	31	8.5	36
9	24	11.5	32	9	28	6	31	5.5	32	5.5	31
12.5	31	15.5	31	13	29	8	34	12.4	36	12.5	31
15.5	37	24	38	16	30	11	39	16.9	41	18	40
18.5	37	26	35	20	33	12.5	42	21.2	43	21.5	41
21.5	43	27	38	23.1	36	14	41	23	48	26	43
24.5	37	29	40	25	34	19.5	40	27.1	48	27.5	47
27.5	41	30	42	30	34	21	45	29.5	47	30	46



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Valori rappresentativi di N_{SPT} per ciascun intervallo litologico: Caso A

	Prof. media di riferimento (m)	N_{SPT} rappresentativo
Sabbie giallastre di fondale	1.60	23
Sabbie nerastre leggermente limose	7.35	27
Sabbie limose con intervalli di sabbie laviche	14.50	35
Sabbie con limi sabbiosi	23.80	41

Valori rappresentativi di N_{SPT} per ciascun intervallo litologico: Caso B

	Prof. media di riferimento (m)	N_{SPT} rappresentativo
Sabbie	4.00	29
Sabbie nerastre passanti a sabbie marnose limose	19.0	38

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Valutazione densità relativa con diverse correlazioni: Caso A

	D_r	
	Gibbs & Holz (1957)	Skempton (1986)
Sabbie giallastre di fondale	> 95 %	> 95 %
Sabbie nerastre leggermente limose	88 %	73 %
Sabbie limose con intervalli di sabbie laviche	82 %	70 %
Sabbie con limi sabbiosi	75 %	67 %

Valutazione densità relativa con diverse correlazioni: Caso B

	D_r	
	Gibbs & Holz (1957)	Skempton (1986)
Sabbie	> 95 %	87 %
Sabbie nerastre passanti a sabbie marnose limose	78 %	68 %

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Sottosuolo di **tipo C** ($N_{SPT,30} = 33$) e S_T coefficiente di amplificazione topografica = 1.

$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1}^N h_i}{\sum_{i=1}^N N_{SPT,i}}$

A	Arretrici rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{30} superiori a 800 m/sec, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{30} compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine).
C	Depositi di terreni a grana grossa moderatamente addensati o terreni a grana fine moderatamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{30} compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fine).
D	Depositi di terreni a grana grossa sparsamente addensati o di terreni a grana fine moderatamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{30} < 180 m/sec (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine).
E	Terreni di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{30} inferiori a 100 m/sec (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 5 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensibili o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

**CLASSE D'USO: II
VITA NOMINALE: 50**

Stato Limite	Tr	γ_b	F_a	T^*
Operatività (SLO)	30	0.061	2.555	0.245
Danno (SLD)	50	0.075	2.546	0.265
Subsig. Vite (SLV)	475	0.208	2.448	0.36
Collapsa (SLC)	975	0.287	2.405	0.446

**CLASSE D'USO: II
VITA NOMINALE: 100**

Stato Limite	Tr	γ_b	F_a	T^*
Operatività (SLO)	60	0.081	2.531	0.271
Danno (SLD)	101	0.101	2.508	0.286
Subsig. Vite (SLV)	949	0.283	2.407	0.442
Collapsa (SLC)	1950	0.4	2.383	0.508

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

**CLASSE D'USO: II
VITA NOMINALE: 50**

Stato Limite	Tr	γ_b	F_a	T^*
Operatività (SLO)	45	0.072	2.548	0.26
Danno (SLD)	75	0.089	2.514	0.279
Subsig. Vite (SLV)	712	0.249	2.424	0.466
Collapsa (SLC)	1462	0.348	2.392	0.481

**CLASSE D'USO: II
VITA NOMINALE: 100**

Stato Limite	Tr	γ_b	F_a	T^*
Operatività (SLO)	90	0.096	2.51	0.284
Danno (SLD)	151	0.123	2.475	0.299
Subsig. Vite (SLV)	1424	0.344	2.393	0.479
Collapsa (SLC)	2924	0.448	2.376	0.531

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Fattore di Sicurezza alla Liquefazione: Caso A

1. Soil layers data

No	H	gamma
1	30,00	20,00

2. Test points data

No	Depth	N ₆₀	FC
1	1,60	25	1,00
2	7,35	27	1,00
3	14,50	35	1,00
4	23,00	41	1,00

3. Calculation parameters

G.W.T.: 0,00 (m, -1 no water)
P.G.A.: 0,35 (g)
Earthquake Magn.: 7,0 (Richter)
Global factor of safety: 1,0

4. Calculation results

No	Depth	Bulk ?	% FC	u (kPa)	s _v (kPa)	N ₆₀	N ₁₍₆₀₎	FS	CSR	CRRM	F.S.
1	1,60	20,00	1	15,70	32,00	25	27,7	0,0	0,44	0,41	0,52
2	7,35	20,00	1	72,10	147,00	27	29,5	0,0	0,42	0,43	1,03
3	14,50	20,00	1	142,25	290,00	35	28,1	0,0	0,35	0,42	1,19
4	23,00	20,00	1	233,40	476,00	41	24,2	0,0	0,25	0,29	1,19

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Fattore di Sicurezza alla Liquefazione: Caso B

1. Soil layers data

No	H	gamma
1	30,00	20,00

2. Test points data

No	Depth	N ₆₀	FC
1	4,00	25	1,00
2	19,00	38	1,00

3. Calculation parameters

G.W.T.: 0,00 (m, -1 no water)
P.G.A.: 0,35 (g)
Earthquake Magn.: 7,0 (Richter)
Global factor of safety: 1,0

4. Calculation results

No	Depth	Bulk ?	% FC	u (kPa)	s _v (kPa)	N ₆₀	N ₁₍₆₀₎	FS	CSR	CRRM	F.S.
1	4,00	20,00	1	39,24	80,00	25	25,4	0,0	0,43	0,49	1,13
2	19,00	20,00	1	196,79	390,00	38	25,9	0,0	0,30	0,34	1,14

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

RISULTATI

- L'esame dei risultati ottenuti evidenzia che, per il terremoto di scenario ($M = 7$) ed un'accelerazione massima superiore a $0.35g$, calcolata secondo il nuovo modello previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), il coefficiente di sicurezza alla liquefazione può diventare inferiore all'unità.
- Nel caso della situazione stratigrafica denominata **Caso A**, il valore del fattore di sicurezza ($F_S = 0.92$) consente di stabilire che il terreno può andare incontro a liquefazione soprattutto nei primi metri di profondità (≈ 3.0 m), laddove il deposito è caratterizzato da valori più bassi del numero di colpi N_{60} delle prove penetrometriche dinamiche.
- Con l'aumentare della profondità il fattore di sicurezza tende ad aumentare e conseguentemente il pericolo di un fenomeno di liquefazione a diminuire.

LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI INCOERENTI SATURI IN CONDIZIONI SISMICHE

MISURE PER PREVENIRE O RIDURRE GLI EFFETTI DEL FENOMENO

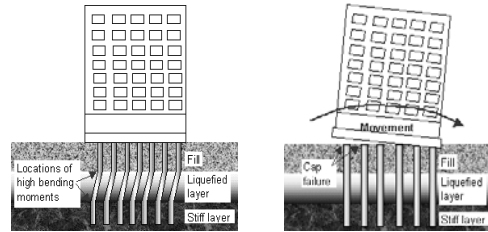
- SCELTA DEI SITI**
- TECNICHE FONDAZIONALI**
- TECNICHE DI STABILIZZAZIONE:**
 - METODI DINAMICI
 - VIBROCOMPATTAZIONE
 - HEAVY TAMPING
 - ABBASSAMENTO DELLA FALDA
 - INIEZIONI DI MISCELE
 - DRENI O PALI DI GHIAIA

MISURE PER PREVENIRE O RIDURRE GLI EFFETTI DEL FENOMENO

SCELTA DEI SITI E TECNICHE FONDAZIONALI

- Evitare, se possibile, il ricorso a tipologie fondazionali differenti nell'ambito dello stesso corpo di fabbrica. L'utilizzo di fondazioni del tipo a platea risulta essere peggiorativo, a causa della grande quantità di massa in gioco, impedendo tra l'altro la capacità di drenaggio superficiale del deposito;
- L'utilizzo di fondazioni del tipo a graticcio o su pali è consigliabile, poiché consente la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali;
- Nel caso di fondazione su pali, progettare la palificata in modo da renderla lavorante di punta, oltre che dotata di portanza laterale. Il palo battuto è preferibile a quello trivellato, a causa dell'effetto di compattazione e densificazione dell'intorno di terreno nelle immediate vicinanze del palo.

MISURE PER PREVENIRE O RIDURRE GLI EFFETTI DEL FENOMENO



MISURE PER PREVENIRE O RIDURRE GLI EFFETTI DEL FENOMENO

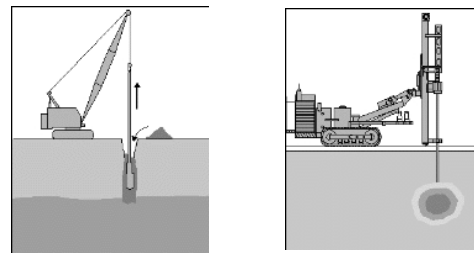
METODI DI STABILIZZAZIONE

- La tecnica della vibrocompattazione consiste nell'infiggere delle aste di acciaio nel terreno provocando delle vibrazioni in senso verticale ed orizzontale;
- La tecnica denominata "Heavy Tamping" provoca una compattazione del deposito sabbioso mediante caduta di blocchi in calcestruzzo o acciaio da una certa altezza; la profondità di efficacia del metodo viene empiricamente calcolata:

$$D = (0.6 - 0.8) WH$$

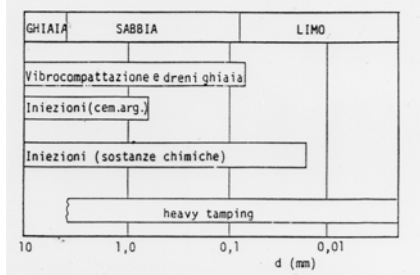
- Qualora i metodi meccanici siano insufficienti si può ricorrere alle iniezioni di miscele chimiche o di cemento additivato con materiale argilloso; altra possibilità è quella di ricorrere ai dreni o pali di ghiaia, per favorire la filtrazione radiale.

MISURE PER PREVENIRE O RIDURRE GLI EFFETTI DEL FENOMENO



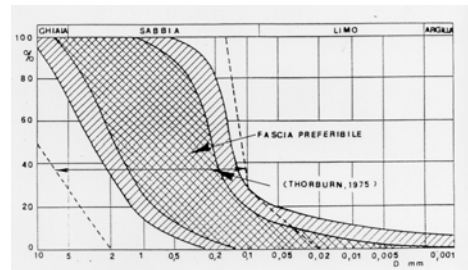
Vista degli interventi di stabilizzazione del deposito sabbioso

MISURE PER PREVENIRE O RIDURRE GLI EFFETTI DEL FENOMENO



Campi di dimensione delle particelle entro cui sono efficaci i principali metodi di stabilizzazione dei depositi liquefacibili.

MISURE PER PREVENIRE O RIDURRE GLI EFFETTI DEL FENOMENO



Campo delle distribuzioni granulometriche per le quali risultano più efficaci i metodi di compattazione dinamica (Mitchell e Katti, 1981).

Compattazione dinamica

Scopo del trattamento è addensare i terreni granulari con struttura sciolta. Ciò avviene mediante applicazione dinamica di una vibrazione. Può essere:

- 1) compattazione superficiale (heavy tamping)
- 2) compattazione profonda

Compattazione dinamica superficiale

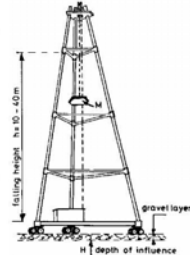
Tecnica messa a punto in America da Menard (1974) al quale si debbono i maggiori contributi teorici e pratici.

Ripropone in sito la compattazione che si analizza con la prova Proctor.

Avviene lasciando cadere sul piano campagna un grave di forma opportuna da un'altezza di diversi metri. L'energia cinetica del grave si trasforma in un'onda di compressione e taglio che si trasmettono nel terreno.

Apparecchiature:

- Compattatore Menard:
Peso = 5-200 t (tipico 15-25 t)
Lato = 1,4-2,5 m
Altezza di caduta = 7-40 m.
- Compattatore a cingoli

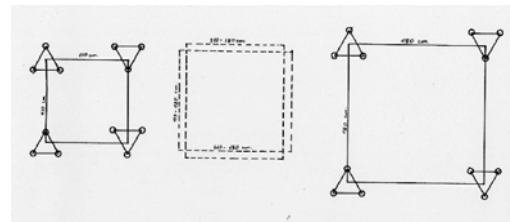


COMPATTAZIONE DINAMICA

- Il metodo consiste nell'impartire alla superficie del terreno una serie di percussioni, ottenute lasciando cadere un gravatore di vari metri di altezza.
- Il grave ha pianta quadrata o circolare e fondo piatto. La massa può variare da 5 a 200 t; l'altezza di caduta può variare da 7 a 40 m.
- L'impatto del grave provoca la diffusione nel terreno di onde di compressione e taglio, simili a quelle prodotte da un'isma. Le frequenze variano da pochi Hz a circa 20 Hz.

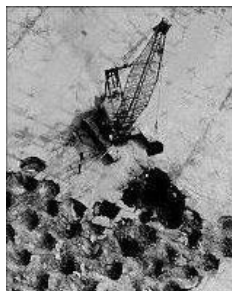
- I punti di impatto vengono distribuiti su una maglia regolare, generalmente quadrata, il cui lato ha lunghezza variabile da poco meno del lato di base del grave a circa (5÷6) volte tanto (1,5 ÷ 15 m).
- Su ogni punto della maglia vengono impartiti da 2 a 5 colpi in rapida successione, che lasciano sul piano di lavoro impronte di profondità comprese tra 10 cm e circa 1 m.
- Applicata tale trattamento a tutti i punti della maglia, il lavoro può ripetersi per una successiva "passata", previo livellamento del piano compattato, eventualmente appostando nuovo materiale per riempire le calette che si sono formate e livellazione con rullo vibrante. Il totale delle passate può variare da 1 a 3 o 4.

MISURE PER PREVENIRE O RIDURRE GLI EFFETTI DEL FENOMENO



Forma e dimensioni delle maglie di vibrocompattazione

MISURE PER PREVENIRE O RIDURRE GLI EFFETTI DEL FENOMENO



Vista degli interventi di stabilizzazione del deposito sabbioso

COMPATTAZIONE DINAMICA

ASPETTI DELLA PROGETTAZIONE

- Caratteristiche del grave
- Altezza di caduta

Tali fattori di giudizio della profondità di trattamento:

$$D = \alpha \sqrt{m \cdot H}$$

- m = massa del grave (t);
- H = altezza di caduta (m);
- D = profondità di trattamento (m);
- α = coefficiente empirico variabile tra 0,5 e 0,8 (più basso per terreni fini).

- NUMERO DEI COLPI
- NUMERO DELLE PASSATE
- INTERASSE TRA LE IMPRONTE

Tali grandezze sono tutte in senso crescente con la profondità di trattore. Per grandi profondità è bene iniziare con le porte distanziate tra loro (1:5) volte il lato di base del grove e proseguire con passate successive riducendo sia l'interasse che l'altezza di caduta.

COMPATTAZIONE DINAMICA

Gli effetti prodotti dalla compattazione dinamica sono essenzialmente due:

- aumento della densità del terreno
- incremento delle tensioni orizzontali efficaci

Da ciò porta sul terreno:

- AUMENTO DELLA RESISTENZA AL TAGLIO
- AUMENTO DEL MODULO DI DEFORMABILITÀ
- RIDUZIONE DEI SEDIMENTI DOWA CAPACITÀ VERTICALI



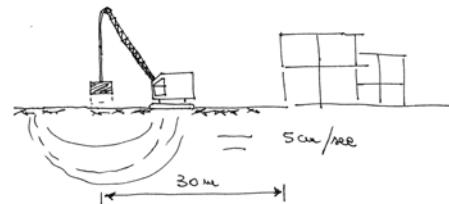
- AUMENTO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO
- RIDUZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE PER ALCUNI SISMICHE

COMPATTAZIONE DINAMICA

- LIMITAZIONI:

Una limitazione è data dalla presenza di immobili nei pressi dell'area da trattare. In fatti gli impatti producono vibrazioni in senso orizzontale, ciò che può farne crollare, o per almeno danni.

Secondo Menard (1944) la velocità delle particelle di terreno messe in vibrazione dall'impatto del grove scade sotto 5 cm/sec a circa 30 m di distanza dal punto di impatto. Tale valore è generalmente indicato come il limite di sicurezza per evitare danni nei edifici in muratura.



- VALUTAZIONE DELL'EFFICACIA DEL TRATTAMENTO

- Misura delle velocità trasversali v_h con prove geosismiche down-hole e cross-hole.
- resistenza alla punta (q_0) misurata con prove penetrometriche statiche (CPT).