



FACOLTÀ DI INGEGNERIA
UNIVERSITÀ DI CATANIA

Corso di Aggiornamento:

PROGETTAZIONE STRUTTURALE SULLA BASE DELLE NORMATIVE PIÙ RECENTI

GEOTECNICA, FONDAZIONI E
OPERE DI SOSTEGNO

FRANCESCO CASTELLI

Spoletto, Villa Redenta, 5 - 7 Febbraio 2009

D.M. 14 Gennaio 2008

Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

MODULO:

GEOTECNICA, FONDAZIONI E OPERE DI SOSTEGNO
Spoletto, Villa Redenta, 5 - 6 - 7 Febbraio 2009

Docente: Francesco Castelli
Facoltà di Ingegneria - Università di Catania

- **CONSIDERAZIONI GENERALI:** comportamento meccanico dei terreni sotto azioni statiche e dinamiche; determinazione sperimentale delle proprietà meccaniche; principi di progettazione e metodologie di analisi.
- **ANALISI GEOTECNICA DEL SITO:** pericolosità ed effetti del sito; risposta sismica locale; liquefazione; stabilità di pendii e dei fronti di scavo.
- **OPERE GEOTECNICHE:** tipologie di fondazione; fondazioni superficiali; fondazioni su pali; regole generali di progettazione: azioni correlate alla fondazione; verifiche e criteri di dimensionamento; interazione terreno - struttura.



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



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

"L'Ingegneria Geotecnica è semplicemente quella branca della Ingegneria Civile che si occupa del progetto di strutture costruite nel terreno o nella roccia che utilizzano i terreni e le rocce come materiali da costruzione"

Mentre nella maggior parte dei rami dell'Ingegneria Civile è possibile scegliere i materiali con cui si andrà a progettare e prescriverne le caratteristiche meccaniche, l'Ingegnere Geotecnico è costretto ad utilizzare i materiali che rinviene in sito e ha solo possibilità relativamente limitate di migliorarne le caratteristiche meccaniche....."

Dal momento poi che i terreni e le rocce naturali sono il prodotto di processi geologici di larga scala, la conoscenza della Geologia è un aspetto importante nella preparazione dell'Ingegnere Geotecnico."

John Atkinson
Geotecnica
Meccanica delle Terre e delle Fondazioni

XXIII CONVEGNO NAZIONALE DI GEOTECNICA Previsione e controllo del comportamento delle opere Abano Terme (Padova) 16 - 18 Maggio 2007

Nell'ambito del Convegno è stato previsto un *Workshop* per illustrare e discutere il tema delle regole progettuali definite dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, nella versione predisposta a seguito delle significative modifiche conseguenti alla fase di monitoraggio.

Abano Terme - Teatro Congressi Pietro D'Abano

18 maggio 2007

14:30 - 16:30 Workshop

("Sala Plenaria" Teatro Congressi Pietro D'Abano)

La progettazione geotecnica alla luce delle nuove norme per le costruzioni

Prof. Ing. Alberto Burghignoli - Università di Roma "La Sapienza"
Dott. Ing. Marcello Mauro - Presidente del Consiglio Superiori Lavori Pubblici

QUADRO NORMATIVO

- D.M. Gennaio 16.01.1996
- OPCM n.3474 e s.m.i.
- EUROCODICI senza Allegati
- Testo Unico 14.09.2005



Non equivalenti per livello di sicurezza assunto

- Esigenza di garantire il carattere prestazionale del testo, con le indicazioni e le precisazioni necessarie per raggiungere tale obiettivo.
- Necessità di un riferimento costante agli EUROCODICI.
- Inserimento organico delle norme sismiche.
- Opportunità di significativi cambiamenti nella parte geotecnica.

Ultima versione profondamente modificata rispetto a quella iniziale:

- Definiti gli **Approcci Progettuali**.
- Mantenuti i **Coefficienti di Sicurezza Globale**.
- Riformulato il **Metodo Osservazionale**.
- In limitate situazioni è ancora possibile il ricorso al **Metodo delle Tensioni Ammissibili**.
- Grosso spazio alla **Geotecnica**.
- Progettazione Geotecnica in zona sismica: mantenuto il **Metodo Pseudo-statico**.
- Formato sostanzialmente analogo a quello degli **EUROCODICI** (stessi criteri di verifica).

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

Sicurezza e prestazioni \Rightarrow STATI LIMITE

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- **sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)**: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- **sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)**: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- **robustezza nei confronti di azioni eccezionali**: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

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

Il metodo prestazionale

Tipo di analisi	Classe di prestazione		
	C	B	A
Metodi pseudo-statici o empirici			
Metodi dinamici semplificati			
Metodi dinamici completi			

	Progettazione finale (definitiva/esecutiva)
	Progettazione preliminare o zona sismica di bassa intensità

Quanto più elevata è la classe di prestazione richiesta per un'opera, tanto più sofisticato ed affidabile deve essere il metodo d'analisi.

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

Sicurezza e prestazioni \Rightarrow STATO LIMITE ULTIMO

2.2.1 STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi, di cui al § 2.1, sono elencati nel seguito:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi sono quelli precisati nel § 3.2.1.

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

Sicurezza e prestazioni \Rightarrow STATO LIMITE ESERCIZIO

2.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 2.1, sono elencati nel seguito:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
 - spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
 - spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
 - vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
 - danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
 - corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;
- Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio sono quelli precisati nel § 3.2.1.

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

Sicurezza e prestazioni \Rightarrow STATO LIMITE ULTIMO (SLU)
STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

VERIFICHE

Le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli **stati limite ultimi** che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli **stati limite di esercizio** definiti in relazione alle prestazioni attese.

Sicurezza e prestazioni \Rightarrow STATO LIMITE ULTIMO

Allo Stato Limite Ultimo (SLU)

In generale si deve verificare che:

$$E_d \leq R_d$$

con:

- E_d = Azione sollecitante di progetto;

- R_d = Resistenza di progetto.

Verifiche allo stato limite ultimo (ULS)

Per ogni SLU si deve verificare, sulla base delle diverse Combinazioni e dei diversi Coefficienti Parziali, che l'Effetto delle azioni di progetto (E_d) sia non superiore alle Resistenze di progetto (R_d):

$$E_d \leq R_d$$

$$E_d = \gamma_E E \left(\gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right) \quad R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left(\gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

Sicurezza e prestazioni \Rightarrow STATO LIMITE ULTIMO

R_d : resistenza di progetto

È la resistenza caratteristica della "struttura", ridotta per un opportuno coefficiente di sicurezza parziale: es. la resistenza di progetto di una barra tesa è data dalla resistenza caratteristica (il valore che meglio approssima il valore vero) , divisa per un coeff.

γ_M

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$$

E_d = Azione sollecitante di progetto

E' l'azione sollecitante di calcolo e deriva dalla combinazione delle sollecitazioni associate ai carichi elementari

$$E_d = E + \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Qj} \psi_{ij} Q_{kj}$$

con:

- E = azione dovuta al sisma;
- G = azione dovuta ai carichi permanenti;
- ψQ = azione dovuta ai carichi accidentali.

Valori dei Coefficienti di Combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Coefficienti Parziali per le Azioni nelle Verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_0	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli sfavorevoli	γ_0	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_0	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano congiuntamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

stato limite di equilibrio come corpo rigido:

stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione:

stato limite di resistenza del terreno:

EQU
STR
GEO

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

Sicurezza e prestazioni \Rightarrow STATO LIMITE ULTIMO

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella *Combinazione 1* dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella *Combinazione 2* dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_R riportati nella colonna A2.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nel successivo Capitolo 6.

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

Sicurezza e prestazioni \Rightarrow STATO LIMITE ULTIMO

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

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

RESISTENZA DI PROGETTO R_d

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_s$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_s	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_u	γ_u	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7

EUROCODICE 7 – 2003

Gli Approcci progettuali

EC7 prescrive che vengano analizzati più scenari, considerando di volta in volta, diversi insiemi (A) di coeff. delle azioni γ_F combinati con diversi coeff. γ_M (M) sui parametri geotecnici a loro volta combinati con diversi coeff. γ_R (R) sulle resistenze.

Talora diverse combinazioni possono dare luogo a scenari ridondanti.

Di solito, ma non sempre, le combinazioni fra i diversi coefficienti sono congegnate in modo tale che, quando si adottino coeff. $\gamma_M > 1$, i corrispondenti γ_R siano pari a 1 e viceversa (se penalizzo i parametri geotecnici di base, non penalizzo le resistenze da cui essi dipendono, e viceversa).

EUROCODICE 7

Coefficienti parziali sulle azioni o sull'effetto delle azioni

Azioni	Simbolo	A1	A2
Permanenti	γ_G	1.35	1.0
Favorevoli		1.0	1.0
Accidentali	γ_Q	1.5	1.3
Favorevoli		0	0

Coefficienti parziali sulle caratteristiche di resistenza

Parametro	Simbolo	M1	M2
Angolo di attrito	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.0	1.4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.0	1.0

*applicato alla $\tan \phi'$

Coefficienti parziali di resistenza per pendii e stabilità globale

Resistenza	Simbolo	R1	R2	R3
Resistenza	$\gamma_{R,e}$	1.0	1.1	1.0

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

METODO OSSERVAZIONALE

Nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangano documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione può essere basata sul metodo osservazionale.

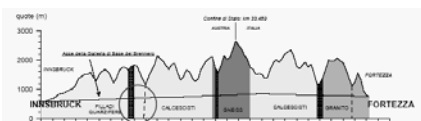
Nell'applicazione di tale metodo si deve seguire il seguente procedimento:

- devono essere stabiliti i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno;
- si deve dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti;
- devono essere previste soluzioni alternative, congruenti con il progetto, e definiti i relativi oneri economici;
- deve essere istituito un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti.

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

- **MODELLO GEOLOGICO**

- La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.
- In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.
- Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.
- Metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati in una relazione geologica.



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

- **MODELLO GEOTECNICO**

- Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.
- Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono permettere la definizione dei modelli necessari alla progettazione.
- I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.
- Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.
- È responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.
- Le indagini e le prove devono essere eseguite e certificate dai laboratori facenti parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture.
- Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

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

La **Geotecnica** è la disciplina dell'**Ingegneria** che studia la risposta meccanica di **terreni e rocce** alle azioni di superficie trasmesse da strutture e altri manufatti, alle forze di volume derivanti da gravità, eventi sismici e moti di filtrazione e alle variazioni di geometria prodotte da erosione e scavi.

Scopo primario è di dare risposte ai quesiti sulla stabilità del territorio e di definire i margini di sicurezza delle opere, per gli aspetti dipendenti dal comportamento del terreno, rispetto alle possibili condizioni di stato limite ultimo (SLU) e di servizio (SLE), nelle fasi di **progetto, costruzione, collaudo ed esercizio**.

Essa fa uso dei metodi sia **teorici** sia **sperimentali** della meccanica applicata.

Importanza di conoscere il **COMPORTAMENTO MECCANICO**

PROPRIETÀ MECCANICHE DEL TERRENO



«BENCHÉ LA STRUTTURA INTERNA (FORMA, GRANULOMETRIA) DEI VARI TIPI DI TERRENO SIA ASSAI DIVERSA, IL LORO COMPORTAMENTO MACROSCOPICO È QUALITATIVAMENTE SIMILE»

«UNA DIFFERENZA FONDAMENTALE È LEGATA ALLA **PERMEABILITÀ**»

ARGILLA $K \approx 10^{-7}$ cm/s
SABBIA $K \approx 10^{-1}$ cm/s

«POICHÉ È IMPOSSIBILE, DA UN PUNTO DI VISTA PRATICO, SEGUIRE NEL DETTAGLIO LO STATO TENSIONALE NEI GRANELLI E CONOSCERE LE CONDIZIONI INIZIALI ED AL CONTORNO, SI OPERA CON RIFERIMENTO AD UN MEZZO CONTINUO EQUIVALENTE SOLIDO CHE OCCUPA TUTTO IL VOLUME»

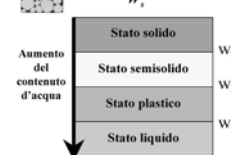


«TUTTAVIA, LA RISPOSTA MECCANICA DEI TERRENI, IN TERMINI DI **DEFORMABILITÀ** E **RESISTENZA**, È SPIEGABILE TENENDO PRESENTE LA NATURA PARTICELLARE DEL MEZZO COSTITUITO DA GRANULI»

Terreno a grana fine

Contenuto d'acqua:

$$w = \frac{W_v}{W_s} \cdot 100 \quad (\%)$$



$$PI = w_L - w_P$$

$$LI = \frac{(w_L - w_P)}{PI}$$

$$IC = \frac{(w_L - w_P)}{PI} = 1 - LI$$

Terreno a grana grossa

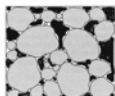
Densità relativa:

$$D_r = \frac{(e_{max} - e_s)}{(e_{max} - e_{min})} \cdot 100 \quad (\%)$$

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

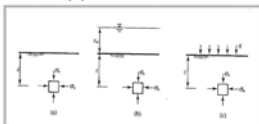
D_r (%)	Stato di addensamento
0-15	Molto sciolto
15-35	Sciolto
35-65	Medio
65-85	Denso
85-100	Molto denso

IL TERRENO E' QUINDI UN CONTINUO POROSO



IL FLUIDO INTERSTIZIALE (GENERALMENTE ACQUA) PERCOLA ATTRAVERSO UNA FITTA RETE TRIDIMENSIONALE DI CANALI

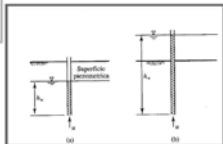
LO STATO TENSIONALE TOTALE (σ) APPLICATO AL TERRENO AVRA' UNA COMPONENTE INTERSTIZIALE (u) CON LA QUALE INTERAGISCE



$$\sigma_v = \gamma \cdot z + q$$

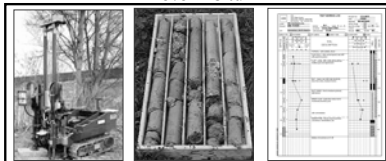
$$\sigma'_v = f(\sigma_v)$$

$$u = \gamma_w \cdot h_w$$

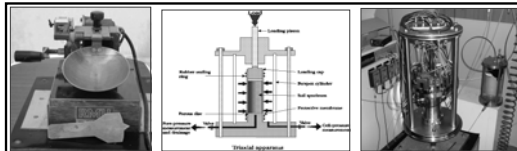


- CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI -

Prove in Situ



Prove di Laboratorio

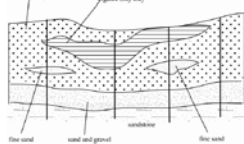


Analisi dei problemi geotecnici

Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo = Caratterizzazione da un punto di vista fisico-meccanico di quella parte di sottosuolo che influenza il comportamento dell'opera di progetto.

A tal fine occorre considerare:

- costituzione del sottosuolo e geometria delle stratificazioni
- presenza e regime delle acque sotterranee
- proprietà fisico-meccaniche dei terreni
- stato tensionale attuale e passato



L'esecuzione di un'indagine geotecnica costituisce un **elemento essenziale** di qualsiasi progetto di ingegneria che interagisca con il sottosuolo.

Finalità delle indagini

Scopo delle indagini geotecniche è la riduzione delle incertezze relative alle caratteristiche dei terreni (funzione dell'importanza dell'opera). Le indagini sono la base per la corretta definizione dei parametri del **modello geotecnico** del problema da studiare.

Ruolo di grande rilievo delle indagini nel quadro generale della progettazione di un'opera di ingegneria civile (spesso sottovalutato nella praticità). Il **grado di approfondimento** dell'indagine dipende dall'importanza del progetto e dalle sue fasi di sviluppo.

Contributo delle indagini geotecniche (con riferimento ad un'opera da realizzarsi ex-novo):

- supporto alla progettazione
- scelta del sito
- analisi di fattibilità
- supporto all'organizzazione del lavoro

Programmare una campagna di indagini

Acquisire tutte le informazioni sul sito in esame (situazione geologica, materiale bibliografico, indagini precedenti)

Scelta di **articolazione ed estensione** delle indagini

- funzione dell'opera geotecnica (fase di progetto, volume significativo, parametri geotecnici)
- budget a disposizione

Scelta dei **mezzi d'indagine**

- limiti e potenzialità degli strumenti
- aspetti significativi ai fini della progettazione
- interpretazione e significatività dei risultati

Soggetti coinvolti

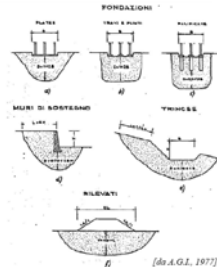
- progettista (elabora programma, sovrintende all'esecuzione, interpretazione dei risultati)
- impresa specializzata (prove in situ)
- laboratorio geotecnico (prove di laboratorio)

A chi affidare la programmazione/realizzazione delle indagini?

Estensione e frequenza delle indagini

Volume significativo (relativamente ad un'opera) = volume di terreno che, con le sue proprietà, influenza in modo significativo il comportamento dell'opera stessa

Il volume significativo è funzione di:
Volume significativo:
 - tipo e dimensioni dell'opera
 - costituzione del sottosuolo
 - carichi applicati
 indicazioni di massima sul volume significativo da investigare con indagini geotecniche, per i principali tipi di manufatto (per analisi in condizioni di equilibrio limite e di deformazioni ammissibili).

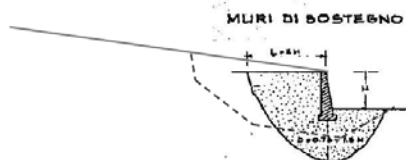


N.B. Indicazioni fornite per approccio in campo statico

[da A.G.I., 1977]

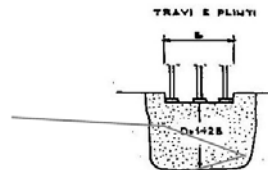
Per indagini finalizzate a problemi geotecnici in aree sismiche, il volume significativo deve tener conto della possibilità di fenomeni di instabilità, dovuti a:

- ❖ innesco o riattivazione di frane (sia di neoformazione, sia temporaneamente inattive o quiescenti), con possibilità di estensione della massa instabile, a monte dell'opera di sostegno, al di là del valore $L = 2H$ suggerito da A.G.I. (valore, peraltro, di per sé raramente rispettato nella comune pratica progettuale);



(Per indagini finalizzate a problemi geotecnici in aree sismiche, il volume significativo deve tener conto della possibilità di fenomeni di instabilità, dovuti a:)

- ❖ liquefazione di depositi sabbiosi saturi, anche al disotto e all'esterno della massa di terreno interessata dal c.d. "bulbo delle pressioni", con possibile ripercussione sulla stabilità delle fondazioni stesse (o delle strutture di sostegno).



Prove in sito e prove di laboratorio

Le indagini necessarie alla **caratterizzazione geotecnica del sottosuolo** (i.e. quantificare la risposta meccanica delle terre) possono essere effettuate tramite:

- prove di laboratorio
- **prove in sito**
- analisi retrospettiva del comportamento di opere in vera grandezza (monitoraggio, misure in sito)

Vantaggi offerti dalle prove in sito:

- volume di terreno indagato, che consente di portare in conto le peculiarità macrostrutturali del terreno
- più rapide ed economiche delle prove effettuate in laboratorio
- possibilità di indagare terreni per i quali il prelievo di campioni è impossibile
- (con alcune attrezzature) registrazione continua di parametri, peculiarità stratigrafiche

Limitazioni delle prove in sito:

- natura del materiale indagato non direttamente identificata
- problema al contorno da risolvere in sede di interpretazione
- disturbo introdotto dalla strumento di misura, interpretazione empirica della prova.

Prove in sito e prove di laboratorio

	Prove in sito	Prove di laboratorio
VANTAGGI	volume di terreno	natura del materiale
	economicità e rapidità	condizioni al contorno
	terreni a grana grossa	condizioni di drenaggio
	peculiarità stratigrafiche e strutturali	percorsi di carico
SVANTAGGI	natura del materiale	volume di terreno
	condizioni al contorno	tempi lunghi
	interpretazione empirica	disturbo del campione

Le prove in sito e quelle di laboratorio sono **complementari** e NON alternative le une alle altre.

Prove in sito e caratterizzazione geotecnica

Parametri geotecnici / Strumento d'indagine	Profilo stratigrafico	Stato tensionale	Resistenza al taglio (Non drenata)	Resistenza al taglio (drenata)	Deformabilità	Permeabilità
CPT, CPTu	X		X	X		X
SPT	X			X		
Dilatometro		X			X	
Sclerometro			X			
Pressiometro		X	X		X	
Prove geofisiche					X	
Prove di permeabilità						X

Tabella 3 - Potenzialità delle indagini in situ (Lancellotta, 1997).

Finalità	Mezzi di indagine	Terreni coesivi	Terreni non coesivi
Profilo stratigrafico	Sondaggi	D	D
	Prove penetrometriche	IN	IN
Rilievo falda	Dilatometro	IN	IN
	Sondaggi	D	D
Caratteristiche di permeabilità	Piacometri	D	D
	Pozzi	-	D
Parametri di deformabilità	Prove emungimento	-	D, R
	Prove in foro di sondaggio	-	D, R
Parametri di resistenza al taglio	Misure piezometriche	D	-
	Pressiometro Menard	D, R	D, R
Pressione orizzontale a riposo	Pressiometro autoporforante	D	D
	Prova penetrometrica statica	NR	NR
Prova di resistenza al taglio	Prove penetrometriche dinamiche	NR	NR
	Dilatometro	E	E
Pressione orizzontale a riposo	Prova carico su piastra	D	D
	Cross-Hole, Down-Hole	D	D
Prova di resistenza al taglio	Pressiometro	D	D
	Prova penetrometrica statica	E	E
Prova di resistenza al taglio	Prova penetrometrica dinamica	NR	NR
	Dilatometro	E	E
Prova di resistenza al taglio	Vane Test	D, E	-
	Prova carico su piastra	D	-
Pressione orizzontale a riposo	Pressiometro autoporforante	D, R	D, R
	Fratturazione idraulica	D, R	-
Pressione orizzontale a riposo	Dilatometro	E, R	E, R

D = Determinazione diretta E = Determinazione empirica IN = Non indagabile NR = Non affidabile

PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI

MOLTO SINTETICAMENTE

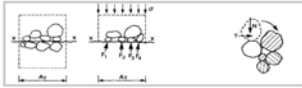
$$\sigma = \sigma' + u$$

LO STATO TENSIONALE TOTALE $\{\sigma\}$ SI RIPARTISCE IN UNA COMPONENTE EFFICACE $\{\sigma'\}$ E UNA COMPONENTE INTERSTIZIALE $\{u\}$

NEL SEGUITO SI FARA' RIFERIMENTO:

A TENSIONI POSITIVE DI COMPRESSIONE σ (RARAMENTE A QUELLE DI TRAZIONE) SOPPORTABILI SIA DA SCHELETRO SOLIDO CHE DA FLUIDO INTERSTIZIALE

A TENSIONI TANGENZIALI (TAGLIO) τ SOPPORTABILI DAL SOLO SCHELETRO SOLIDO



ULTERIORE IPOTESI CHE SEMPLIFICA MOLTO LE ANALISI

TERRENO SECCO $\rightarrow S=0$
TERRENO SATURO $\rightarrow S=1$

CONDIZIONI GEOTECNICHE "TIPICHE"

- IN GENERALE GLI STATI TENSIONALI INDOTTI DA CARICHI ESTERNI O VARIAZIONI GEOMETRICHE AGISCONO (ALTERANDONE LO STATO) SIA SULLE TENSIONI EFFICACI CHE SU QUELLE NEUTRE PRE-ESISTENTI
- LA DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE INTERSTIZIALE (NEUTRA) E' FONDAMENTALE PER LA DETERMINAZIONE DELLO STATO TENSIONALE EFFICACE E QUINDI DELLO STATO DEFORMATIVO.
- PURTROPPO E' SPESSO POCO AGEVOLE CONOSCERNE CON ESATTEZZA I VALORI;

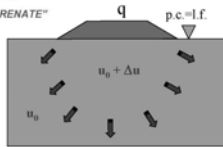
4 CASI TIPICI:

- TERRENO SECCO \rightarrow NO INTERAZIONE $\sigma = \sigma'$
- ACQUA IN QUIETE $\rightarrow u$ IDROSTATICA NOTA
- FILTRAZIONE: REGIME STAZIONARIO \rightarrow NECESSITA' CONOSCENZA CONDIZIONI AL CONTORNO
- FILTRAZIONE: REGIME TRANSITORIO \rightarrow NECESSITA' CONOSCENZA CONDIZIONI AL CONTORNO + IPOTESI SEMPLIFICATIVE + PARAMETRI DEL TERRENO
CASO DI GRANDE INTERESSE PER GLI ASPETTI DEFORMATIVI (ASSETTAMENTI TERRENO E OPERE) DI INTERESSE PRATICO PARTICOLARMENTE PER TERRENI A GRANA FINE (BASSA PERMEABILITA') \rightarrow FENOMENO DI "CONSOLIDAZIONE"

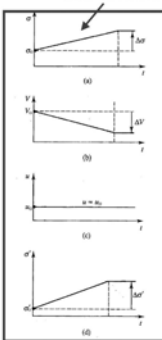
IN GEOTECNICA SI RICONOSCONO DUE CONDIZIONI DI RIFERIMENTO:

"CONDIZIONI "DRENATE"

"CONDIZIONI "NON DRENATE"



CONDIZIONI DRENATE



CONDIZIONI DRENATE

Caratterizzate da:

Processo di carico accompagnato da moto di filtrazione (drenaggio)

le pressioni neutre rimangono costanti ($\Delta u = \dot{u} = 0$)

pressioni totali = pressioni efficaci ($\Delta \sigma = \Delta \sigma'$)

CONDIZIONI DRENATE E NON DRENATE:

OLTRE ALLA VELOCITA' DI FILTRAZIONE (PERMEABILITA') E' NECESSARIO TENERE CONTO DELLA VELOCITA' DI APPLICAZIONE DEL CARICO CHE PUO' ESSERE MOLTO VARIABILE

Tabelle 1 Valori del coefficiente di permeabilita' di alcuni terreni

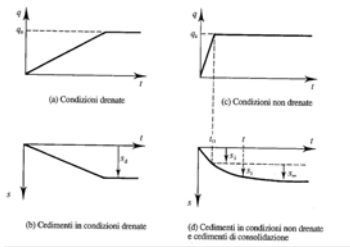
Dimensioni delle particelle	k (m/s)
Chiaia	$> 10^{-2}$
Ballata	$10^{-2} - 10^{-4}$
Limo	$10^{-5} - 10^{-6}$
Argilla	$< 10^{-7}$

Tabelle 2 Tempi necessari alla costruzione in alcuni casi tipici

Evento	Durata
Impatto (terremoto, battitura di pali)	< 1 s
Onda marina	10 s
Decompressione di una trincea	10^2 s ≈ 3 h
Carico di una piccola fondazione	10^3 s ≈ 10 giorni
Decompressione di una trincea di grosse dimensioni	10^4 s ≈ 5 mesi
Assestamento	10^5 s ≈ 3 anni
Fratture	10^6 s ≈ 30 anni

NELL'ANALISI DI QUALUNQUE PROBLEMA DI ING. GEOTECNICA E' FONDAMENTALE VALUTARE QUALI CONDIZIONI SONO RAPPRESENTATIVE (E PIU' PERICOLOSE) PER IL PROBLEMA IN ESAME. LE PROCEDURE CHE SI UTILIZZANO NEI DUE CASI SONO COMPLETAMENTE DIVERSE.

SCELTA PARAMETRI DI CALCOLO



Importanza permeabilita' terreno + tempo applicazione del carico

p.es.

- ✓ impatto: $t < 1$ s
- ✓ carico statico plinto: $t \approx$ settimane
- ✓ grande rilevato: $t \approx$ anni

ESEMPI DI VERIFICHE DI STABILITA' IN CONDIZIONI

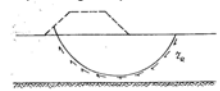
DRENATE

rilevato costruito molto lentamente su un deposito argilloso consistente



NON DRENATE

rilevato costruito rapidamente su un deposito argilloso poco consistente



Più in generale fondazione superficiale su terreno argilloso poco consistente

PENDII NATURALI vengono generalmente verificati in condizioni drenate (lungo termine, sforzi efficaci) in quanto le pressioni interstiziali sono in equilibrio; si devono però tenere in debito conto le più sfavorevoli condizioni ed evoluzioni della falda



RESISTENZA DEI TERRENI

Poiché il comportamento meccanico dei terreni è retto dallo stato tensionale efficace, il criterio di rottura più idoneo ad esprimere la resistenza appare dunque il Criterio di Mohr-Coulomb:

$$\tau_R = c' + \sigma'_n \cdot \tan \phi'$$

La resistenza al taglio è funzione dello stato tensionale efficace, quindi essa risulta determinabile se è noto il valore u della pressione dell'acqua interstiziale. In condizioni non drenate, all'applicazione di un carico corrisponde un incremento della pressione u (si generano sovrappressioni Δu). Nelle prove di laboratorio il valore della pressione neutra viene direttamente misurato ed è pertanto possibile esprimere la resistenza del materiale in funzione delle tensioni efficaci. Nelle applicazioni pratiche, il problema è più complesso, in quanto il valore della u dipende dalle caratteristiche strutturali del deposito e dalla non linearità di comportamento del terreno. Per superare tali difficoltà è prassi corrente il ricorso al Criterio di Tresca, ossia ad una resistenza definita in termini di tensioni totali, trascurando l'interazione tra lo scheletro solido e l'acqua interstiziale (approccio convenzionale):

$$\tau_R = c_u$$

Per tale ragione c_u viene anche detta resistenza in condizioni non drenate (ovvero undrained strength, s_u).

RESISTENZA DEI TERRENI

CONDIZIONI DRENATE:

$$\tau_R = c' + \sigma'_n \cdot \tan \phi'$$

c' = coesione (resistenza per $\sigma'_n = 0$)

ϕ' = angolo di resistenza al taglio

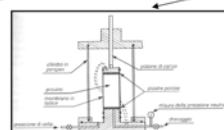
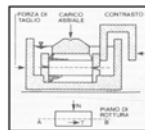
CONDIZIONI NON DRENATE:

$$\tau_R = c_u$$

c_u = resistenza in termini di tensioni totali

Nota: $c' = 0$ SE TERRENO A GRANA GROSSA O A GRANA FINE NORMALCONSOLIDATO

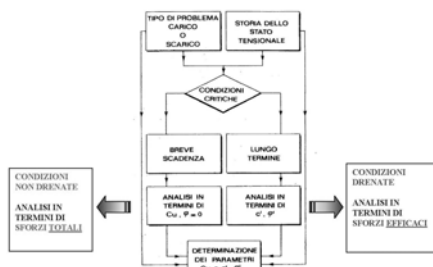
Nota: determinazione dei parametri di resistenza al taglio da prove di taglio diretto o prove triassiali



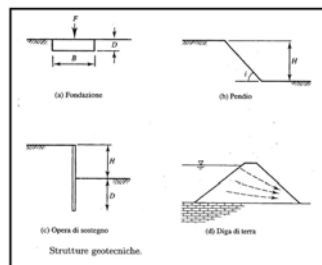
DIFFICOLTÀ LEGATE ALLA VALUTAZIONE PARAMETRI RESISTENZA

Dipendenza da:

- proprietà fisiche
- interazione fasi costituenti
- storia dello stato tensionale
- caratteristiche delle sollecitazioni indotte dai carichi
- modalità e velocità di applicazione carichi in relazione a permeabilità e condizioni di drenaggio



VERIFICHE GEOTECNICHE



Requisito comune

STABILITÀ'

Ulteriore Requisito

LIMITATI SPOSTAMENTI

Problemi ricorrenti: •Problemi di deformazione (spostamenti)

•Problemi di resistenza (perdita stabilità)

Sono aspetti di uno stesso fenomeno, legati al comportamento tensodeformativo del terreno, che spesso, per motivi pratici, vengono trattati separatamente.

Problemi di deformazione (spostamenti)

- corretta scelta dei parametri
- non linearità di comportamento meccanico

Problemi di resistenza (perdita stabilità)

- valutazione condizioni più critiche per la struttura
- corretta scelta dei parametri
- ipotesi di equilibrio limite (??)
 - fenomeni di rottura progressiva (soglie di resistenza) in pendii, scavi, opere sostegno, fondazioni.

ASPETTI CONNESSI A RESISTENZA e DEFORMABILITÀ'

Per studiare il comportamento di un terreno, come per un qualunque altro materiale, è necessario definire come variano le sue deformazioni con lo stato tensionale.

Tale legame, espresso in termini analitici, prende il nome di **LEGGE COSTITUTIVA**, ed è funzione della natura del materiale.

Gli **obiettivi** nella definizione di un modello di comportamento sono fondamentalmente due:

•completezza;

•semplicità (sia per quanto riguarda l'impiego finalizzato alla risoluzione di problemi pratici, sia per la valutazione dei parametri necessari).

Ciò risulta assai difficile nel caso dei terreni, il cui comportamento è: **ELASTICO NON LINEARE, ANISOTROPO, PLASTICO, VISCOSO E DIPENDENTE DALLE CONDIZIONI DI DRENAGGIO**.

Generalmente, nella pratica progettuale si impiegano **modelli di comportamento parziali**: alcuni adatti all'analisi di **stabilità** delle opere (ovvero all'individuazione di un adeguato coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura) ed altri al **calcolo degli spostamenti** in condizioni di esercizio.



Il fattore che regola le deformazioni e gli spostamenti sotto determinati carichi è la **RIGIDEZZA**, mentre la grandezza che determina la stabilità o il collasso è il valore della massima tensione, che esso può sopportare, ossia la sua **RESISTENZA**.

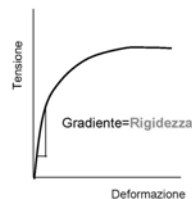
Quando l'interesse è rivolto al comportamento a rottura, il modello che viene impiegato è quello di mezzo plastico, generalmente rigido perfettamente plastico (es. espressioni di capacità portante di Terzaghi o Brinch-Hansen), mentre per le analisi di deformazione si fa riferimento al modello di mezzo elastico, spesso elastico lineare con il conseguente vantaggio della possibilità di applicare il principio di sovrapposizione degli effetti (es. valutazione dello stato tensionale indotto da carichi in condizioni di esercizio).

Tale schematizzazione è convenzionale e non rigorosa, ma funzionale, anche perché la notevole dispersione dei valori misurati delle proprietà meccaniche dei terreni naturali può vanificare il vantaggio dell'impiego di modelli più sofisticati.

ASPETTI CONNESSI ALLA DEFORMABILITÀ

La **RIGIDEZZA** dei terreni dipende da molteplici fattori:

- ✦ natura del terreno
- ✦ stato di addensamento
- ✦ stato tensionale
- ✦ storia tensionale
- ✦ livello deformativo
- ✦ ecc.



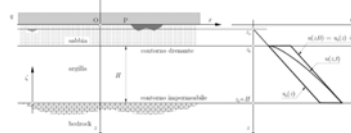
VERIFICHE GEOTECNICHE

Una volta garantita la stabilità dell'opera il **PROGETTISTA** deve controllare che le deformazioni della costruzione e delle aree circostanti **causate dall'assetamento del terreno possano ritenersi accettabili**, e non inducano invece nei materiali da costruzione delle **sollecitazioni superiori ai limiti di sicurezza**.

In molti casi tale accertamento (**calcolo CEDIMENTI**) è una verifica ancora più importante di quella di stabilità e necessita quindi **particolare attenzione**.

La valutazione dei cedimenti (totali e differenziali) è, ovviamente, strettamente legata al comportamento **DEFORMATIVO** dei terreni.

In tale comportamento, così come nella valutazione dei parametri che lo caratterizzano, risiedono le maggiori fonti di **incertezza** e le maggiori **difficoltà** in ingegneria geotecnica.



CEDIMENTI

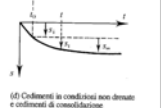
- ✦ Attesa risposta deformativa del terreno all'applicazione del carico della fondazione
 - Cedimento "immediato"
 - Cedimento di "consolidazione"
 - Cedimento "secondario"

- ✦ Variazione dei livelli di falda
- ✦ Esecuzione scavi limitrofi
- ✦ Cambiamento carichi in fondazione
- ✦ Vibrazioni
- ✦ ecc.

Metodi per il calcolo dei CEDIMENTI

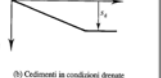
- ✦ Terreni a grana fine ("argille")
teoria consolidazione
monodimensionale ↔ prova
compressibilità edometrica

$$S_T = S_i + S_c + (S_s)$$



- ✦ Terreni a grana grossa ("sabbie")
metodi "empirici" + teoria elasticità ↔
prove in sito

$$S_T \cong S_i$$



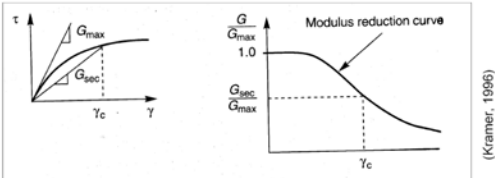
D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

7.11.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio. Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

- ☐ Nel caso di opere per le quali si preveda l'impiego di metodi d'analisi avanzata, è opportuna anche l'esecuzione di prove cicliche e dinamiche di laboratorio, quando sia tecnicamente possibile il prelievo di campioni indisturbati. In ogni caso, la caratterizzazione geotecnica dei terreni deve consentire almeno la classificazione del sottosuolo secondo i criteri esposti nel § 3.2.2.
- ☐ Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidità e dello smorzamento dal livello deformativo.
- ☐ Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi nei terreni saturi.
- ☐ Nei terreni a grana fina, le analisi possono essere condotte in termini di tensioni totali esprimendo la resistenza al taglio mediante la resistenza non drenata, valutata in condizioni di sollecitazione ciclica.

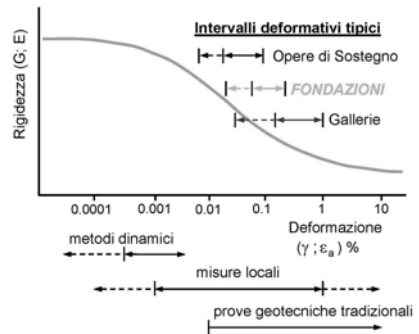
Curve di decadimento



Variazione del modulo secante in funzione della deformazione

Nota: $G_{\max} = G_0$: modulo iniziale a piccole deformazioni

Rigidezza del terreno: livelli deformativi e opere geotecniche



RAPPRESENTAZIONE DEL COMPORTAMENTO MECCANICO

PARAMETRI EQUIVALENTI:

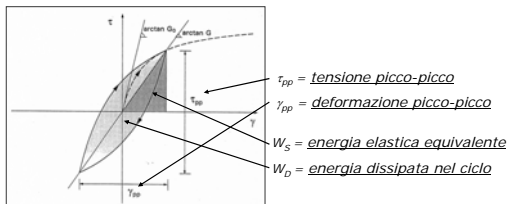
G = modulo di taglio

(G_0 = rigidezza a basse deformazioni = ρV_s^2)

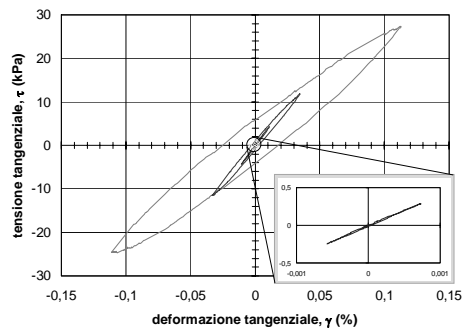
D = fattore di smorzamento (damping)

$$G = \frac{\tau_{pp}}{\gamma_{pp}}$$

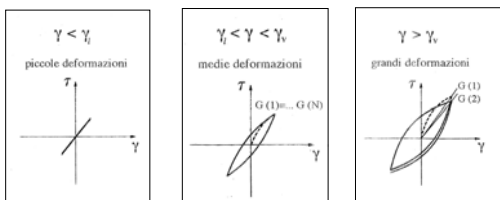
$$D = \frac{W_D}{4\pi W_S}$$



EVIDENZA SPERIMENTALE DEL LEGAME $\tau - \gamma$



CAMPI DI DEFORMAZIONE E MODELLI DI COMPORTAMENTO



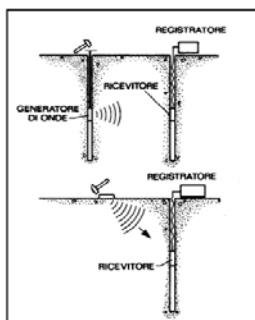
Piccole deformazioni $\gamma < \gamma_e$	Medie deformazioni $\gamma_e < \gamma < \gamma_v$	Grandi deformazioni $\gamma > \gamma_v$
Modelli visco - elastici lineari	Modelli a parametri variabili	Modelli elasto - plastici
Tensioni totali		Tensioni efficaci
Analisi lineare	Analisi lineare equivalente	Analisi non lineare

MISURA SPERIMENTALE DEI PARAMETRI MECCANICI

Categorie di prova	Tipo di prova	Stato tensionale	Deformazioni γ (%)	Frequenza f (Hz)	Rigidezza	Smorzamenti	Resistenza G σ τ
In situ	Penetrom.	SPT			$N \rightarrow V_s \rightarrow G_0$		$\sigma' \quad \tau'$
		CPT			$Q_s \rightarrow V_s \rightarrow G_0$		$\sigma' \quad \tau'$
	Down-Hole				$V_p \rightarrow G_0$		
	Cross-Hole				$V_p \rightarrow G_0$		
Geofisiche	SASW	Uniaxiale	$< 10^{-3}$	10-100	$V_p \rightarrow V_s \rightarrow G_0$	possibile	
Laboratorio	Cicliche	Triassiale	Simmetria radiale	$> 10^{-2}$	0.01-1	$q, \sigma_3 \rightarrow E \rightarrow G$	$q/\sigma_3 : N_c$
		Taglio semplice	Simmetria radiale	$> 10^{-2}$	0.01-1	$\tau, \gamma \rightarrow G$	$\sigma'/\tau' : N_c$
		Taglio torsionale	Simmetria radiale	$10^{-1}, 1$	0.01-1	$\tau, \gamma \rightarrow G_0, G$	
	Dinamiche	Colonna risonante	Simmetria radiale	$10^{-1}, 1$	> 10	$\epsilon_c \rightarrow G_0, G$	$A(f) \rightarrow D$
		Trasduttori piezoelettrici	Simmetria radiale	$< 10^{-2}$	> 100	$V_p \rightarrow G_0$	

INDAGINI GEOSIMICHE

PROVE SISMICHE



Cross-hole

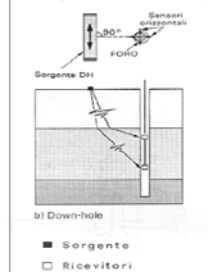
Down-hole

$$E_{\max} = \gamma V_p^2$$

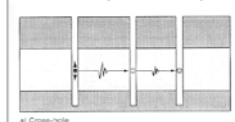
$$G_{\max} = \gamma V_s^2$$

INDAGINI GEOSIMICHE

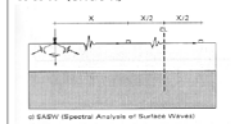
Down-hole (a due ricevitori I)
(e derivati, come Cono sismico e DMTs)



Cross-hole (a due ricevitori I)



SASW (onde R)

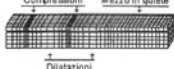


Onde di volume

A seconda del movimento delle particelle materiali rispetto alla direzione di propagazione delle onde stesse, possono essere divise in:

ONDE P (longitudinali)

Il loro nome è l'abbreviazione di **primae**, sono molto veloci (da 5,5 a 11,7 Km / sec). Il movimento trasmesso dall'onda alle particelle materiali, avviene nella stessa direzione di propagazione dell'onda (come le onde sonore). Implicano variazioni di volume; il mezzo sarà soggetto a compressioni e dilatazioni.



ONDE S (trasversali)

Il loro nome è l'abbreviazione di **secundae**, sono meno veloci delle onde P (da 3,5 a 7,3 Km / sec). Sono dette onde trasversali, cioè di torsione, capaci di imprimere alle particelle incontrate vibrazioni in direzione ortogonale a quella di propagazione dell'onda.

Questo tipo di onda è fortemente attenuata nei mezzi poco rigidi, fino a scomparire totalmente nei mezzi fluidi. Danno luogo a variazioni di forma.

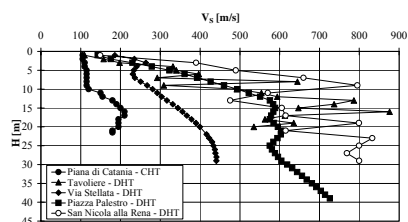


Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

CONSIDERAZIONI SULLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO IN CONDIZIONI DINAMICHE

- Nella valutazione della risposta sismica sono rilevanti: il valore iniziale del modulo di taglio G_o , il decadimento di G_o e l'incremento dello smorzamento al procedere della deformazione.
- G_o può essere determinato da prove in situ e da prove di laboratorio; quest'ultime forniscono valori più bassi. Esistono correlazioni empiriche per valutare G_o da prove statiche in situ e di laboratorio.

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti



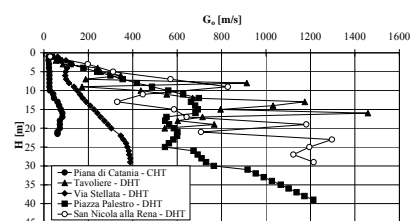
VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO DA PROVE IN SITU

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

MODULO DI TAGLIO DA PROVE IN SITU

$$G_o = \rho \cdot V_s^2$$

dove ρ = densità di massa.



DETEMINAZIONE DEL MODULO DI TAGLIO DA PROVE IN SITU

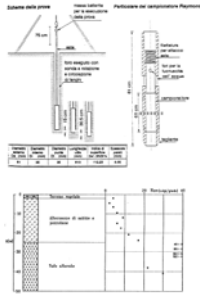
Correlazioni empiriche per determinare V_s da prove SPT

Yoshida e Motonori (1988):

$$V_s = \beta \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot \sigma'_{v0}{}^{0.14}$$

dove:

- V_s = velocità onde di taglio (m/s);
- N_{SPT} = numero di colpi da SPT;
- σ'_{v0} = pressione verticale efficace;
- β = fattore geologico
(qualunque terreno = 55
sabbia fine = 49).



DETEMINAZIONE DEL MODULO DI TAGLIO DA PROVE IN SITU

Correlazioni empiriche per determinare V_s da prove SPT

Ohta e Goto (1978):

$$V_s = 54.33 \cdot (N_{SPT})^{0.173} \cdot \alpha \cdot \beta \left(\frac{Z}{0.303} \right)^{0.193}$$

dove:

- V_s = velocità delle onde di taglio (m/s);
- N_{SPT} = numero di colpi da SPT;
- Z = profondità (m);
- α = fattore di età (Olocene = 1.000, Pleistocene = 1.303);
- β = fattore geologico (argille = 1.000, sabbie = 1.086).

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

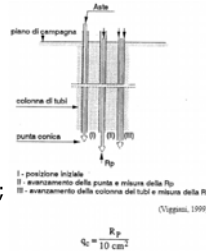
Correlazioni empiriche per determinare G_o da Prove Penetrometriche Statiche (CPT):

Mayne e Rix (1993):

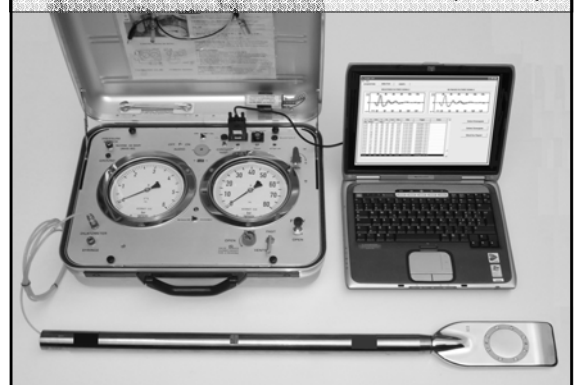
$$G_o = \frac{406 \cdot q_c^{0.696}}{e^{1.13}}$$

dove:

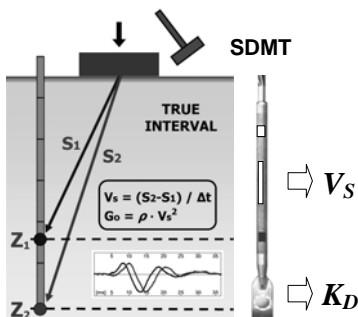
- q_c = resistenza alla punta [kPa];
- e = indice dei vuoti.



Dilatometro sismico Marchetti (SDMT)



Misure eseguite con il Dilatometro sismico (SDMT)



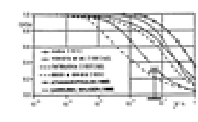
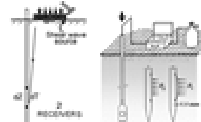
Prove SDMT eseguite a Catania nei siti test (luglio 2004)



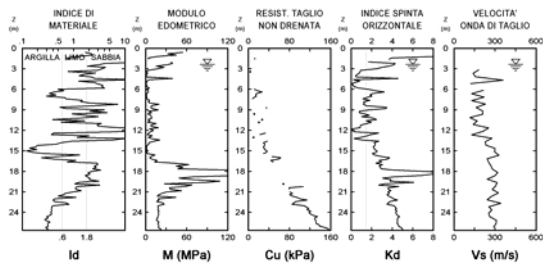
Villa Bellini, Catania



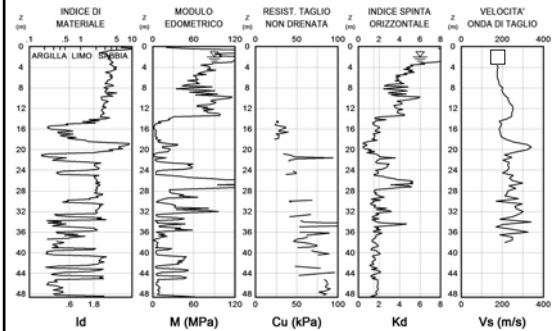
Modulo M6 ST Microelectronics, Catania



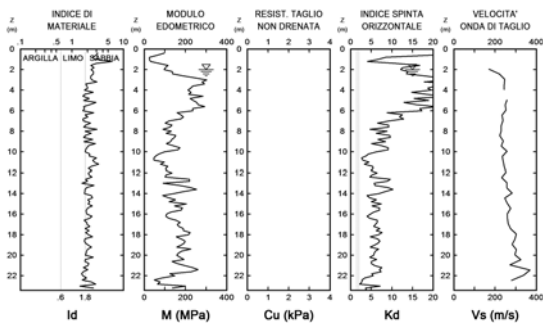
Prove SDMT eseguite a Cassino



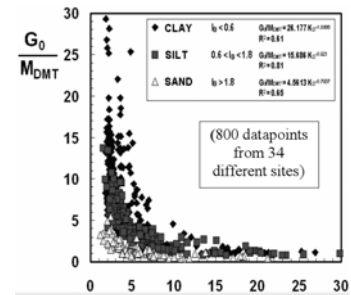
Prove SDMT eseguite a Venezia



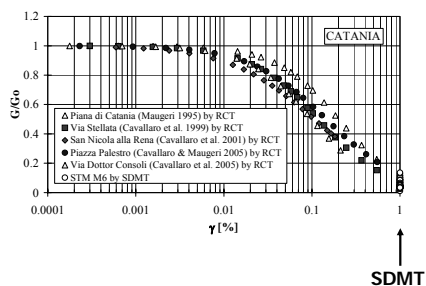
Risultati prove SDMT a Catania località San Giuseppe La Rena



Correlazioni per valutare G_o (da I_d , K_d , M_{DMT})



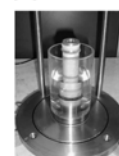
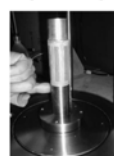
Prove SDMT eseguite a Catania nei siti test (luglio 2004)



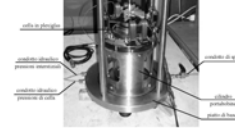
APPARECCHIO DI TAGLIO TORSIONALE CICLICO E DI COLONNA RISONANTE

Preparazione del provino per prova RC e TTC

Apparecchiatura per prova RC e TTC



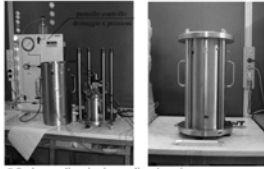
Motore torsionale per prova RC e TTC



Crespienati 2004

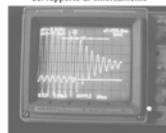
APPARECCHIO DI TAGLIO TORSIONALE CICLICO E DI COLONNA RISONANTE

Crespiellari, 2004

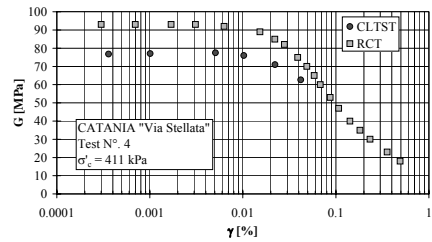


Prova RC: sistema di eccitazione e di registrazione

Prova RC: oscillazioni libere per la determinazione del rapporto di smorzamento



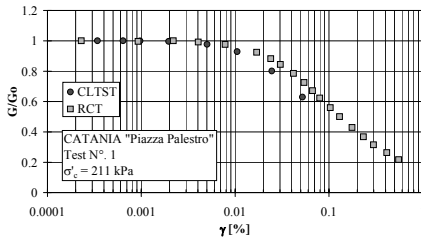
Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti



Modulo di taglio da prove torsionali cicliche e di colonna risonante ("Via Stellata").



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti



Modulo di taglio normalizzato da prove torsionali cicliche e di colonna risonante ("Piazza Palestro").



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

DEGRADAZIONE DEL MODULO DI TAGLIO CON IL LIVELLO DI DEFORMAZIONE

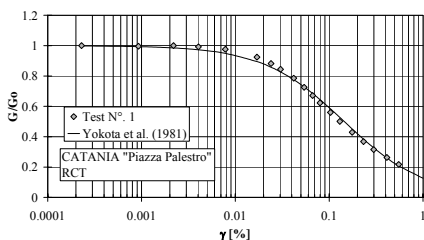
EQUAZIONE DI YOKOTA *et al.* (1981)

$$\frac{G(\gamma)}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \gamma (\%)^\beta}$$

dove:

- $G(g)$ = modulo di taglio dipendente dalla deformazione;
- γ = deformazione di taglio;
- α, β = costanti del terreno.

DEGRADAZIONE DEL MODULO DI TAGLIO CON IL LIVELLO DI DEFORMAZIONE



Curve $G/G_0 - \gamma$ da prove di colonna risonante ("Piazza Palestro")



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

IL RISCHIO SISMICO

$$R = V * E * P$$

- V = **Vulnerabilità**: attitudine dei beni presenti in un sito a subire un certo livello di danno per effetto di un certo livello di scuotimento.
- E = **Esposizione**: valore economico del bene e del suo uso.
- P = **Pericolosità sismica o hazard**: è la probabilità di eccedenza di un fissato valore del livello di scuotimento in un sito, in un prestabilito intervallo di tempo.

La **pericolosità** è legata solo al fenomeno naturale; il rischio dipende anche da variabili "umane": urbanizzazione, numero e valore degli edifici, presenza di industrie, etc. Non si può agire sull'**hazard**, ma si può mitigare il rischio.

La **Pericolosità Sismica** è tutto ciò associato con un **terremoto** che può influenzare l'attività delle persone. Ciò include, ad esempio, il **fagliament** superficiale, lo scuotimento del suolo, le **frane**, la deformazione del suolo, la **liquefazione**, gli **tsunami**.

VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO

VALUTAZIONE DELLA INTENSITÀ SISMICA

- Sismicità storica.
- D.M. 09.01.1996; Eurocodice EC8.
- GNDT: *Seismic Hazard Map of Italy*.
- Legge 31.12.1991 n.433.
- D.L. 31.03.1998 n. 112 (Decentramento alle Regioni ed agli Enti Locali).
- Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20.03.2003 e *s.m.i.*
- Testo Unico per le Costruzioni del 30.03.2005 e *s.m.i.*
- Norme Tecniche per le Costruzioni del 14.01.2008.

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

PERICOLOSITA' SISMICA

La **pericolosità sismica** P rappresenta una stima approssimata della sismicità di un'area e viene espressa mediante due indicatori:

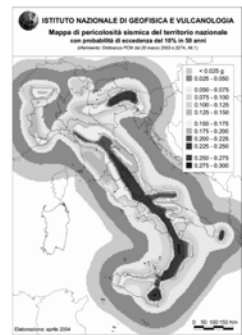
- **accelerazione orizzontale di picco (PGA)**
grandezza di interesse ingegneristico, che definisce le caratteristiche costruttive richieste agli edifici in zona sismica.
- **intensità macrosismica**
descrive il grado di danneggiamento causato dai terremoti.

AZIONE SISMICA

INGV: Mappe del **Rischio Sismico** in Italia

Approvata dalla Commissione Grandi Rischi nella seduta del 06.04.2004.

Mappa di Riferimento della Ordinanza PCM del 20 Marzo 2003 n.3274 All. 1.



APPROCCIO PRESTAZIONALE : TERREMOTI DI PROGETTO

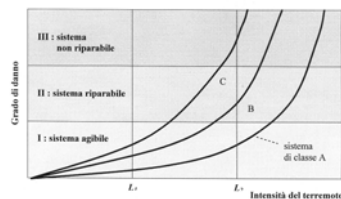
duplice verifica con riferimento a:

- terremoto "probabile", di livello **L1**, caratterizzato da un'intensità che ha una "probabilità di eccedenza" $P1$ in un arco temporale di riferimento T_s , correlato alla durata o alla vita utile del sistema in esame
 $T=72$ anni
- terremoto "poco probabile", di livello **L2**, caratterizzato da una intensità che, nello stesso arco temporale T_s , ha una probabilità di eccedenza $P2$ più bassa
 $T= 475$ anni

INDIVIDUAZIONE DELLE CLASSI DI PRESTAZIONE

L'individuazione della classe di prestazione dipende dalla complessità e dall'importanza dell'opera in esame. Dovrebbe, in linea di principio, essere effettuata dal progettista caso per caso.

Classe di prestazione	Danno per terremoto di livello L_1	Danno per terremoto di livello L_2
A	I (Sistema agile)	I (Sistema agile)
B		II (Sistema riparabile)
C		III (Sistema non riparabile)



CLASSI DI PRESTAZIONE E METODOLOGIE DI ANALISI

Principio:

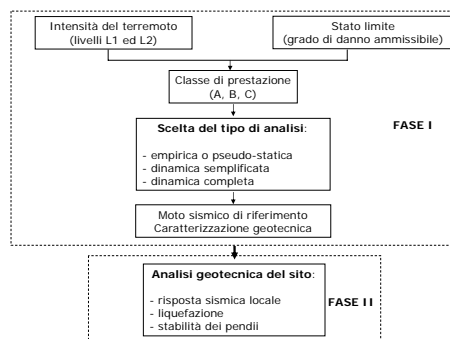
quanto più elevata è la classe di prestazione richiesta per un'opera, tanto più raffinato ed affidabile deve essere il metodo d'analisi.

Tipo di analisi	Classe di prestazione		
	C	B	A
Pseudo - statica e metodi empirici			
Analisi dinamica semplificata			
Analisi dinamica completa			
Progettazione finale (definitiva/esecutiva)			
Progettazione preliminare o zona di bassa pericolosità sismica			

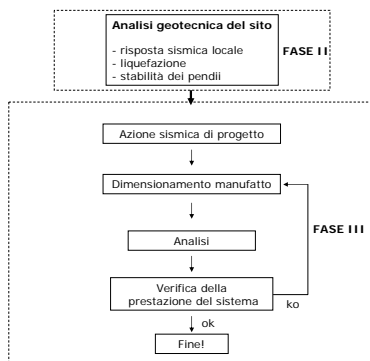
In proporzione all'aumento di **complessità dell'analisi**, devono crescere:

- i livelli di dettaglio nella caratterizzazione delle **azioni sismiche di riferimento**
- l'ampiezza e la qualità delle **indagini sul sottosuolo**
- l'accuratezza e il grado di dettaglio della **caratterizzazione geotecnica** e della **modellazione del legame costitutivo** dei terreni in sito e posti in opera;
- il grado di approfondimento nella **descrizione degli effetti indotti dalle azioni sismiche**.

PROCEDURA DI PROGETTO/VERIFICA GEOTECNICA



PROCEDURA DI PROGETTO/VERIFICA GEOTECNICA



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

AZIONE SISMICA

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

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

AZIONE SISMICA

2.4.2 CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV; reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

AZIONE SISMICA

2.4 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

2.4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.1 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.1 – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
1 Opere provvisorie – Opere provvisorie - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2 Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3 Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

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

Sicurezza e prestazioni \Rightarrow **CONDIZIONI SISMICHE**

STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

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

Sicurezza e prestazioni \Rightarrow **CONDIZIONI SISMICHE**

STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

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

AZIONE SISMICA

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento T_R cui riferirsi per individuare l'azione sismica in ciascuno degli stati limite considerati sono:

Tabella 3.2.1 – Probabilità di superamento P_{Vs} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{Vs} Probabilità di superamento nel periodo di riferimento T_R
Stati limite di esercizio	
SLO	81%
SLD	63%
Stati limite ultimi	
SLV	10%
SLC	5%

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

AZIONE SISMICA

La pericolosità sismica in un generico sito è descritta a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido e orizzontale:

- **accelerazione orizzontale massima al sito a_g ;**
- in corrispondenza dei punti di un reticolo di riferimento i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non più di 10 km);
- per diverse **probabilità di superamento** in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi;
- **valore massimo del fattore di amplificazione** dello spettro in accelerazione orizzontale F_o ;
- **periodo di inizio del tratto a velocità costante** dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* .


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

AZIONE SISMICA

La pericolosità sismica sul reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento può essere ricavata dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi chiaramente precisati dalle NTC, per tenere conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie.

Tali modifiche caratterizzano la **RISPOSTA SISMICA LOCALE**.



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

ASPETTI GEOTECNICI

Parte I – Considerazioni generali

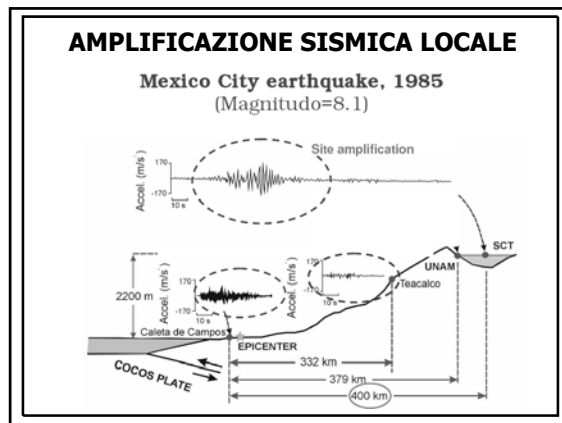
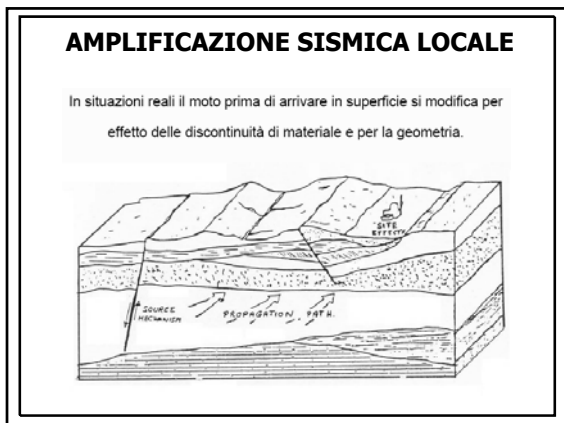
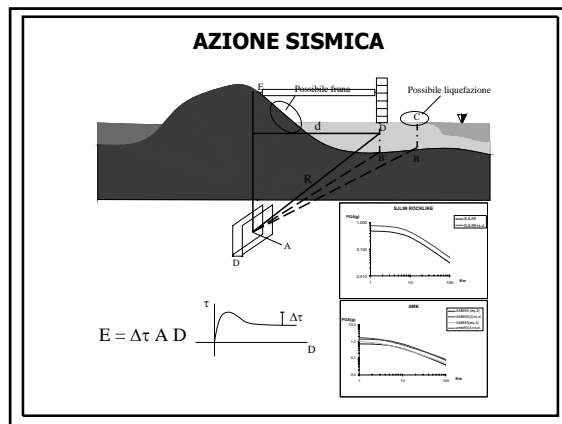
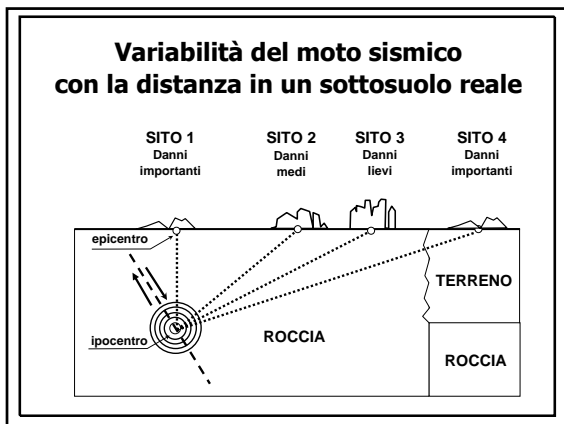
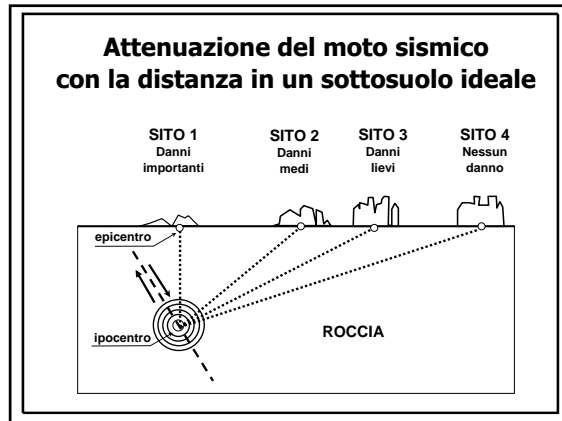
1. Comportamento meccanico dei terreni sotto azioni statiche e dinamiche
2. Principi di progettazione e metodologie di analisi
3. Moti sismici di riferimento

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

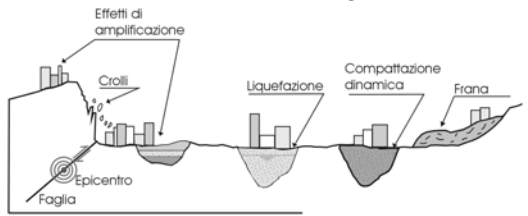


Fattori che influenzano la pericolosità sismica locale

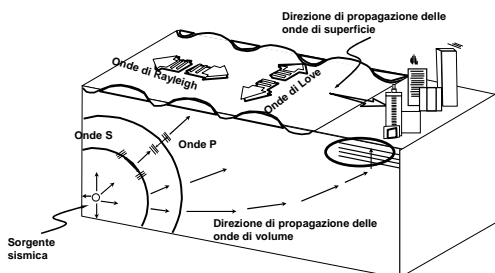
- presenza di faglie e discontinuità dell'ammasso roccioso;
- presenza di differenti unità litologiche e stratigrafiche;
- proprietà geotecniche dei terreni;
- profondità della falda;
- interazione tra le fasi del terreno per effetto della velocità di applicazione delle sollecitazioni sismiche e del loro andamento ciclico;
- interazioni tra onde sismiche e morfologia.

Scenari di pericolosità sismica locale

- Scorrimenti di faglia
- Instabilità di pendii
- Liquefazione di sabbie saturate
- Amplificazione sismica
- Addensamento di terreni a grana grossa
- Subsidenza di terreni molli a grana fina



Definizione di Risposta Sismica Locale



Modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza di un *moto sismico di riferimento* definito su una formazione rocciosa di base nell'attraversare il deposito di terreno sovrastante fino alla superficie.

Amplificazione locale

Generalmente si assume che il terremoto di progetto in un'area sia noto su suoli pianeggianti estremamente compatti ed omogenei. Per **amplificazione locale** si intende il fenomeno di potenziamento dell'effetto del sisma, dovuto alle differenze che si riscontrano tra la situazione reale e quella del semplice modello di riferimento.

L'analisi dei danni causati dal terremoto ha più volte evidenziato l'importanza primaria degli effetti morfologici sull'amplificazione locale, soprattutto quando un terreno deformabile costituisce il riempimento di un avvallamento roccioso (effetto catino) ed in presenza di pendii e creste (focalizzazione delle onde).

L'importanza di tale problematica è confermata dal diverso grado di danneggiamento prodotto da terremoti su costruzioni limitrofe simili, ubicate su terreni di diverse caratteristiche.



FATTORI INFLUENTI

A seconda del principale fenomeno fisico responsabile della modifica delle caratteristiche del moto sismico è possibile distinguere:

- Effetti stratigrafici o mono - dimensionali (1D)
- Effetti di valle (bidimensionali – 2D)
- Effetti topografici (bidimensionali – 2D)

EFFETTI STRATIGRAFICI (1D)

Contrasto di impedenza

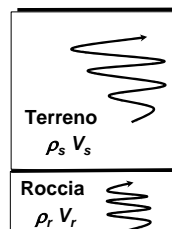
Depositi costituiti da terreni di caratteristiche meccaniche diverse da quelle della roccia sottostante

$\rho_r V_r$ = impedenza sismica roccia

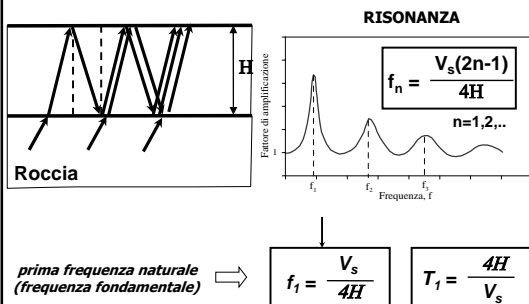
$\rho_s V_s$ = impedenza sismica terreno

$$I = \frac{\rho_r V_r}{\rho_s V_s}$$

rapporto di impedenza
roccia-terreno



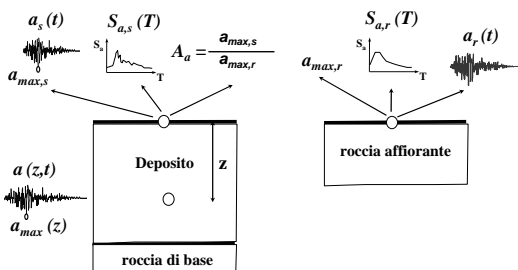
EFFETTI STRATIGRAFICI (1D)



POSIZIONE DEL PROBLEMA

Parametri del moto sismico alla superficie del sito (*free-field*)

Parametri del moto sismico di riferimento su roccia



METODI DI ANALISI DELLA RSL

La RISPOSTA SISMICA LOCALE al sito di interesse può essere valutata con:

Metodi empirici

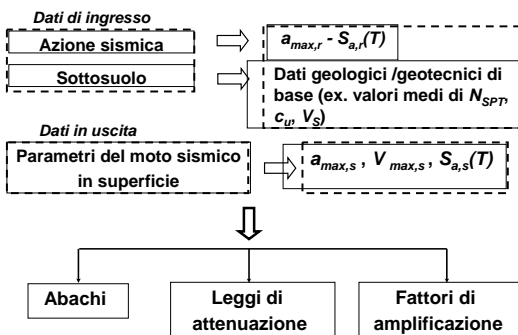
Relazioni approssimate

Metodi numerici

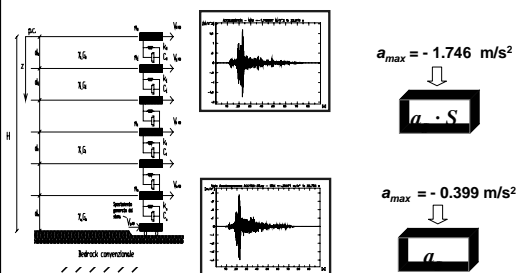
La scelta della procedura da utilizzare dipende da:

- finalità dello studio
- prestazioni che la struttura deve garantire nei confronti del terremoto di riferimento
- qualità dei dati sismici e geotecnici disponibili

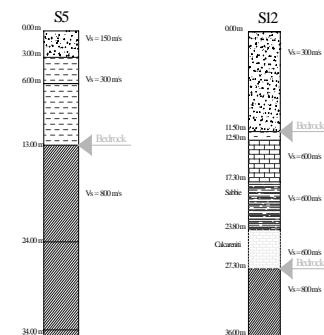
METODI EMPIRICI



VALUTAZIONE DELLA AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE Dal "bedrock" alla superficie



DETERMINAZIONE DEL BEDROCK



DETERMINAZIONE DELLA PROFONDITA' DEL BEDROCK CONVENZIONALE

- ♦ Secondo l'Eurocodice 8 (EC8, 2004) il **bedrock** può essere *"posizionato"* laddove la velocità delle onde di taglio è maggiore o uguale a **750-800 m/sec**;
- ♦ Alternativamente, il **bedrock** convenzionalmente può essere posizionato alla profondità in cui si verifica un *brusco salto nei valori della velocità delle onde di taglio*.
- ♦ Ne segue che possono essere presi in considerazioni *più profondi* del **bedrock** nell'ambito di un medesimo sondaggio.

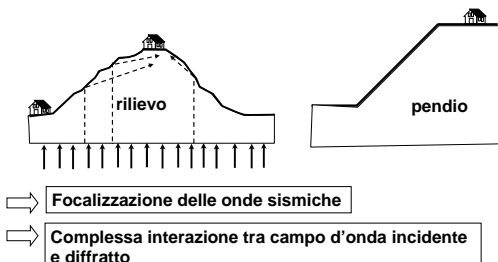
CODICI DI CALCOLO

Geometria	Codice di calcolo (riferimento)	Tipo di analisi		Ambiente operativo
1-D	SHAKE (Schnabel et al., 1972) SHAKE91 (Idriss & Sun, 1992) PROSHAKE (EduPro Civil System, 1999) SHAKE2000 (www.shake2000.com) EERA (Bardet et al., 2000) NERA (Bardet & Tobita, 2001) DEEPSOIL (Hashash & Park, 2001)	TT	LE	DOS
				Windows
	DESRA 2 (Lee & Finn, 1978) DESRAMOD (Vucetic, 1986) D-MOD 2 (Matasovic, 1995) SUMDES (Li et al., 1992) CYBERQUAKE (www.brgm.fr)	TE	NL	DOS
				Windows
2-D / 3-D	QUAD4 (Idriss et al., 1973) QUAD4M (Hudson et al., 1994) FLUSH (Lysmer et al., 1975)	TT	LE	DOS
	QUAKE/W vers. 5.0 (GeoSlope, 2002)			Windows
	DYNFLOW (Prevost, 2002) GEFDYN (Aubry & Modaresi, 1996) TARA-3 (Finn et al., 1986)	TE	NL	DOS
	FLAC vers. 4.0 (Itasca, 2000) PLAXIS vers. 8.0 (www.plaxis.nl)			Windows

*gratuito
TT = Tensioni Totali; TE = Tensioni Efficaci;
LE = Lineare Equivalente; NL = Non Lineare

Effetti topografici (2D)

Sommità di rilievi, creste, pendii, etc.



Amplificazione stratigrafica

"Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni)"



CATEGORIE DI PROFILO STRATIGRAFICO DEL SUOLO DI FONDAZIONE

Classificazione in base a:

• V_{S30} = velocità media di propagazione (media pesata) entro 30m di profondità delle onde di taglio

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{t,i}}} \rightarrow \sum_{i=1,N} t_i \quad \text{con } t_i = \frac{h_i}{V_{t,i}}$$

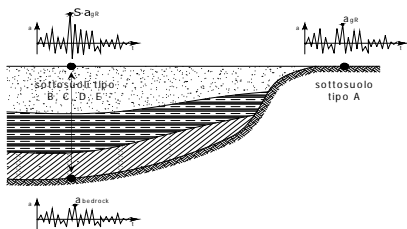
altrimenti

• N_{SPT} = resistenza penetrometrica prova SPT

• C_u = resistenza non drenata

Risposta Sismica Locale (RSL)

Propagazione delle onde, dal substrato rigido fino in superficie (piano di campagna)



D.M. 14 Gennaio 2008

Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

La RISPOSTA SISMICA LOCALE deve essere valutata mediante specifiche analisi, o alternativamente, mediante un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di CATEGORIE DI SOTTOSUOLO DI RIFERIMENTO.

A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{S30} 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 fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} 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 fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} 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 fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S30} < 180$ m/sec (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
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_{S30} inferiori a 100 m/sec (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina 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.

VALUTAZIONE FATTORE DI AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE

$$a_g \cdot S$$

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in superficie è costituito dallo spettro di risposta elastico.

Tale spettro è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore dell'accelerazione massima ($a_g \cdot S$) del terreno che caratterizza il sito, dove:

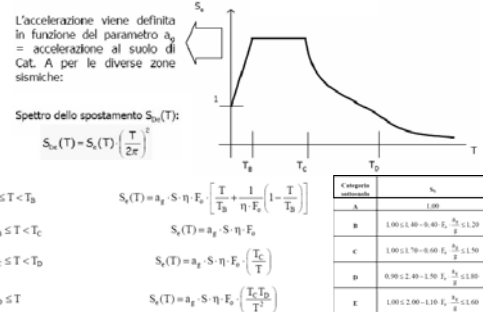
- a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A;
- S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche:

$$S = S_s \cdot S_T$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

DEFINIZIONE AZIONE SISMICA

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:



SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

- η = fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

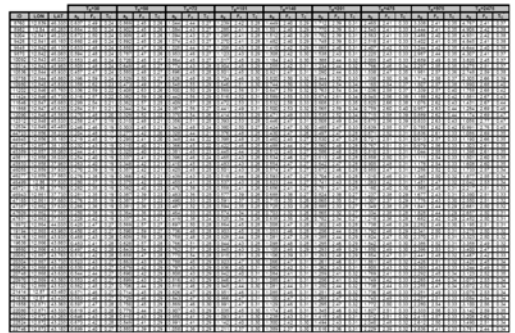
dove ξ (in percentuale) è valutato sulla base del materiale, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

- F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale (valore minimo 2.2);
- T_C = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati (10751 punti del reticolo di riferimento), sono forniti i valori di T_C^* e F_0 necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

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



SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

- C_C = coefficiente funzione della categoria di sottosuolo:
- T_B = periodo corrispondente all'inizio tratto spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C / 3$$

- T_D = periodo corrispondente all'inizio tratto a spostamento costante mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici, se si vuole aumentare l'accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi richiedono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni ed, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da valutare mediante specifiche indagini e prove.

Categoria sottosuolo	C_C
A	1,00
B	$1,10 \cdot (T_C^*)^{0,20}$
C	$1,05 \cdot (T_C^*)^{0,20}$
D	$1,25 \cdot (T_C^*)^{0,20}$
E	$1,15 \cdot (T_C^*)^{0,20}$

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{sv}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{sv}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{sv}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{sv}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I termini a_g , F_0 , S , η sono definiti come per la componente orizzontale. I valori di S_B , T_C e T_D , sono:

Categoria di sottosuolo	S_B	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

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

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

Per configurazioni superficiali semplici si utilizzano i seguenti valori del coefficiente topografico S_T :

Tabella 3.2.IV - Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

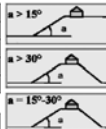
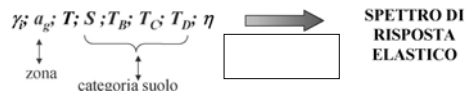


Tabella 3.2.VI - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

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



3.2.3.6 Impiego di accelerogrammi

Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi, o artificiali o simulati o naturali. Ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica. L'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali ed una verticale) costituisce un gruppo di accelerogrammi.

L'uso di accelerogrammi artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici.

L'uso di accelerogrammi registrati è ammesso, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.

Gli accelerogrammi registrati devono essere selezionati e scalati in modo da approssimare gli spettri di risposta nel campo di periodi di interesse per il problema in esame.

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

2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il Metodo agli stati limite di cui al § 2.6.

Per le costruzioni di tipo I e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S , quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

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



Turchia, 1999

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, che si verifica nel corso dei terremoti, 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

Terremoto di Kocaeli

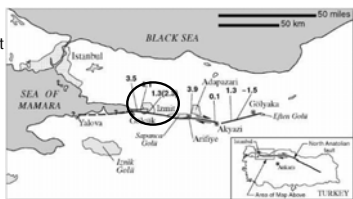
(Turchia, 1999)

Magnitudo 7,3

Epicentro tra Golcuk e Izmit



Halidere

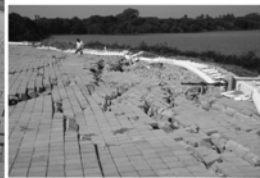


- Danni per più di 12 miliardi di dollari
- 16.000 morti e 23.000 feriti
- 2000 edifici distrutti
- Diffusi fenomeni di collasso e scorrimenti laterali causati da incrementi della pressione interstiziale.

LIQUEFAZIONE

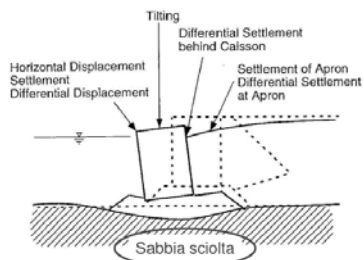
Soil Liquefaction

Colima Earthquake, Mexico (2003)



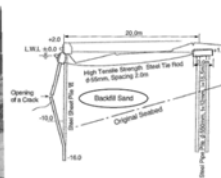
Manzanillo Port - Lateral spreading phenomena

LIQUEFAZIONE



Caisson wall at Kobe Port, 1995 (PIANC, 2001)

LIQUEFAZIONE



Sheet-pile wall at Akita Port (PIANC, 2001)

LIQUEFAZIONE



Turchia, 1999



LIQUEFAZIONE



Turchia, 1999



LIQUEFAZIONE



Turchia, 1999



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

D.M. 14 Gennaio 2008

Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

6.3 STABILITÀ DEI PENDII NATURALI

- Le norme si applicano allo studio delle condizioni di stabilità dei pendii naturali e al progetto, alla esecuzione e al controllo degli interventi di stabilizzazione.

6.3.1 PRESCRIZIONI GENERALI

- Lo studio della stabilità dei pendii naturali richiede osservazioni e rilievi di superficie, raccolta di notizie storiche sull'evoluzione dello stato del pendio e su eventuali danni subiti dalle strutture o infrastrutture esistenti, la constatazione di movimenti eventualmente in atto e dei loro caratteri geometrici e cinematici, la raccolta dei dati sulle precipitazioni meteoriche, sui caratteri idrogeologici della zona e sui precedenti interventi di consolidamento. Le verifiche di sicurezza, anche in relazione alle opere da eseguire, devono essere basate su dati acquisiti con specifiche indagini geotecniche.

6.3.2 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO

6.3.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO

6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

6.3.6 CONTROLLI E MONITORAGGIO

D.M. 14 Gennaio 2008

Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

- Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali.
- Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.
- Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

- La scelta delle più idonee tipologie degli interventi di stabilizzazione deve essere effettuata solo dopo aver individuato le cause promotrici della frana e dipende, oltre che da queste, da forma e posizione della superficie di scorrimento.

.....

PENDII NATURALI E ARTIFICIALI

La valutazione della stabilità di un pendio costituisce un problema di difficile risoluzione che richiede, oltre ad una adeguata esperienza, un'accurata conoscenza di dati geologici, geotecnici, idraulici ed idrologici della zona oggetto dello studio.

Dall'elaborazione e dal confronto di questi dati è possibile:

- ❖ classificare il fenomeno
- ❖ procedere ad un'analisi di stabilità
- ❖ scegliere il tipo di intervento di stabilizzazione più appropriato

Generalità

Le analisi di stabilità dei pendii possono essere distinte in due casi:

- (1) La rottura è incipiente, ma non si è ancora manifestata; si stima il livello di sicurezza globale e si accerta che il pendio non sia soggetto a rotture né a deformazioni eccessive.
- (2) La rottura è già avvenuta; l'analisi mira a comprendere dal punto di vista ingegneristico le ragioni del fenomeno franoso. Le analisi a posteriori servono per la progettazione delle opere di stabilizzazione.

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

7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII NATURALI

- La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma la resistenza del sistema sia superiore alle azioni ovvero gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

7.11.3.5.2 METODI DI ANALISI

- L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante **METODI PSEUDO-STATICI**, **METODI DEGLI SPOSTAMENTI** e **METODI DI ANALISI DINAMICA**.
- Nelle analisi, si deve tenere conto dei **comportamenti di tipo fragile**, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una **riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni**. Inoltre, si deve tener conto dei possibili **incrementi di pressione interstiziale** indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi.

ANALISI DINAMICA

Lo studio del comportamento dinamico dei pendii è un problema notevolmente complesso qualora lo si voglia affrontare in modo preciso, dato che si deve utilizzare un approccio di tipo dinamico. Esiste tuttavia la possibilità di impiegare un metodo approssimato che è costituito dall'approccio pseudostatico. I due metodi differiscono in modo sostanziale in quanto, in quest'ultimo, la stabilità della massa che potenzialmente può scivolare è determinata nelle sue condizioni statiche e gli effetti dell'azione sismica sono presi in considerazione mediante forze equivalenti, proporzionali alla massa del terreno in esame.

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

7.11.3.5.2 METODI DI ANALISI

- Nei **METODI PSEUDO-STATICI** l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.
- Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.
- Nelle **verifiche allo stato limite ultimo**, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$\begin{aligned} F_h &= k_h \times W & \text{ed} \\ F_v &= k_v \times W \end{aligned}$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$\begin{aligned} k_h &= \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} & \beta_s &= \text{coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;} \\ & & a_{\max} &= \text{accelerazione orizzontale massima attesa al sito;} \\ k_v &= \pm 0,5 \cdot k_h & g &= \text{accelerazione di gravità.} \end{aligned}$$

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

7.11.3.5.2 METODI DI ANALISI

I valori di β_s sono riportati nella Tabella:

Tabella 7.11.1 - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
β_s	β_s	β_s
$0,2 < a_d(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_d(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_d(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

In assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S a_g = S_s S_T a_g$$

con S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), ed a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

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

7.11.3.5.2 METODI DI ANALISI

- La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.
- In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa $a_{\max} > 0,15g$, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.
- Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni.

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

7.11.3.5.2 METODI DI ANALISI

- Le analisi del comportamento dei pendii in condizioni sismiche possono essere svolte anche mediante il **METODO DEGLI SPOSTAMENTI**, in cui la massa di terreno potenzialmente in frana viene assimilata ad un corpo rigido che può muoversi rispetto al terreno stabile lungo una superficie di scorrimento. Il metodo permette la valutazione dello spostamento permanente indotto dal sisma nella massa di terreno potenzialmente instabile.
- L'applicazione del metodo richiede che l'azione sismica di progetto sia rappresentata mediante **STORIE TEMPORALI DELLE ACCELERAZIONI**. Gli accelerogrammi impiegati nelle analisi, in numero non inferiore a 5, devono essere rappresentativi della sismicità del sito e la loro scelta deve essere adeguatamente giustificata. Non è ammesso l'impiego di accelerogrammi artificiali.
- Nel metodo degli spostamenti, la valutazione delle condizioni di stabilità del pendio è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato per il cinemismo di collasso critico e valori limite o di soglia dello spostamento. La scelta dei valori limite di spostamento nei riguardi di condizioni di stato limite ultimo o di servizio deve essere effettuata e opportunamente motivata dal progettista.

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

7.11.3.5.2 METODI DI ANALISI

- Lo studio del comportamento in condizioni sismiche dei pendii può essere effettuato anche impiegando **METODI AVANZATI DI ANALISI DINAMICA**, purché si tenga conto della natura polifase dei terreni e si descriva realisticamente il loro comportamento meccanico in condizioni cicliche.
- Per questi motivi, il ricorso alle analisi avanzate comporta indagini geotecniche adeguatamente approfondite.

7.11.4 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI

- Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali.

Analisi di Stabilità

- prima del sisma: condizioni statiche
- durante il sisma: condizioni pseudo-statiche o dinamiche
- dopo il sisma: condizioni statiche, tenendo conto degli eventuali incrementi di u e decrementi di c' e φ'

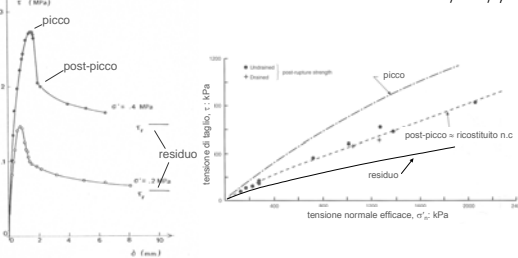
Metodologie di Analisi

- Metodi pseudo-statici
- Metodi degli spostamenti
- Metodi di analisi dinamica avanzata

Scelta parametri di resistenza

frane attive o quiescenti (possono essere riattivate da sismi):

terreni a comportamento fragile: condizioni di post-picco $c' \approx 0$ $\varphi' = \varphi'_{pp}$
 condizioni residue $c' \approx 0$ $\varphi' = \varphi'_r$



Valutazione delle condizioni di stabilità

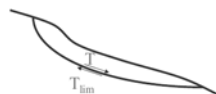
Le ipotesi a base dei metodi dell'equilibrio limite

Il terreno è considerato rigido-plastico, ovvero non presenta deformazioni prima della rottura.



La rottura avviene per raggiungimento della resistenza a taglio lungo una superficie di scorrimento che delimita il volume instabile

$$T = T_{lim}$$



Le forze in gioco sono: il peso proprio del terreno instabile, eventuali sovraccarichi, il sisma, le azioni esercitate dal terreno stabile su quello instabile

Valutazione delle condizioni di stabilità

coefficiente di sicurezza definito come rapporto tra resistenza al taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la s.d.s.

$$F_s = \tau_f / \tau_m \quad \text{assunto costante lungo la s.d.s.}$$

coefficiente di sicurezza definito come rapporto tra uno spostamento ammissibile e il massimo spostamento indotto dal sisma

$$F_s = S_{adm} / S_{max} \quad \text{funzione della posizione del punto}$$

Valutazione delle condizioni di stabilità

Condizioni di esercizio

In condizioni di esercizio il pendio deve essere sufficientemente distante dalle condizioni di equilibrio limite.

Il coefficiente di sicurezza all'equilibrio limite è il rapporto fra la risultante delle resistenze e quella delle sollecitazioni, oppure è il rapporto fra i momenti delle suddette quantità.

$$FS = \frac{\int \tau_{lim} dl}{\int \tau dl}$$

I coefficienti di sicurezza sono fissati dal D.M. L.L.PP. 11 marzo 1988

Valutazione della sicurezza

cinematismo di collasso critico \Rightarrow minimo $F_s = \tau_f / \tau_m$
(D.M. 11.03.1988 e D.M. 16.01.1996)

Eurocodice 8 – parte 5:

coefficienti di sicurezza parziali:

- riduttivi dei parametri di resistenza
- moltiplicativi delle azioni destabilizzanti

(approcci di progetto Eurocodice 7)

Eurocodice 7

Coefficienti parziali sulle azioni o sull'effetto delle azioni

Azioni	Simbolo	A1	A2
Permanenti			
Sfavorevoli	γ_g	1.35	1.0
Favorevoli		1.0	1.0
Accidentali			
Sfavorevoli	γ_q	1.5	1.3
Favorevoli		0	0

Coefficienti parziali sulle caratteristiche di resistenza

Parametro	Simbolo	M1	M2
Angolo di attrito	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.0	1.4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.0	1.0

*applicato alla $\tan \phi'$

Coefficienti parziali di resistenza per pendii e stabilità globale

Resistenza	Simbolo	R1	R2	R3
Resistenza	$\gamma_{R,e}$	1.0	1.1	1.0

Eurocodice 7

Combinazioni dei coefficienti parziali

Approccio DA1C1: A1 + M1 + R1

Approccio DA1C2: A2 + M2 + R1

Approccio DA2: A1 + M1 + R2

Approccio DA3: (A1 or A2) + M2 + R3

Nota: i coefficienti parziali moltiplicano le azioni o i loro effetti e dividono le resistenze e le caratteristiche di resistenza

Eurocodice 7

approcci di progetto e coefficienti di sicurezza parziali

E_d = azione di progetto

γ_d = resistenza di progetto

$$R_d \geq E_d$$

(1) DA1C1: coeff. parziali applicati alle azioni (γ_g applicato al valore caratteristico del peso dell'unità di volume γ_k) e non alle caratteristiche di resistenza dei terreni

(2) DA1C2: coeff. parziali applicati alle caratteristiche di resistenza dei terreni ($\gamma_{\phi'}$ all'angolo di attrito ϕ'_k , $\gamma_{c'}$ alla coesione efficace c'_k , o γ_{cu} alla coesione non drenata c_u)

(3) DA2: coeff. parziali applicati alle azioni o direttamente all'effetto delle azioni (γ_E) ed alla resistenza globale (γ_R) e non alle caratteristiche di resistenza dei terreni

(4) DA3: coeff. parziali applicati solo alle azioni provenienti dalla struttura, e non a quelle provenienti dal terreno; coeff. applicati anche alle caratteristiche di resistenza dei terreni (come in DA1C2)

Nota: in assenza di carichi dalla struttura
DA3 coincide con DA1C2

STABILITÀ DEI PENDII

Metodo Pseudo - statico

Ipotesi del metodo:

- Analisi 2D o 3D
- Azione sismica \Rightarrow insieme di forze staticamente applicate
- Meccanismo di collasso: noto o ipotizzato
- La massa in frana si comporta come un corpo rigido
- Il terreno ha comportamento rigido-plastico
- Criterio di rottura: *Mohr - Coulomb*
- Il fattore di sicurezza è definito in termini di forze o tensioni

Azione Sismica - Analisi Pseudo-statica

- terreno: mezzo rigido plastico perfetto
- esistenza di una superficie di scorrimento
- sole equazioni della statica e criterio di resistenza (1)
- sisma = forza statica equivalente proporzionale al peso della massa potenzialmente instabile

$$F_h = \pm k_h W \quad (\text{componente orizzontale})$$

$$F_v = \pm k_v W \quad (\text{componente verticale})$$

- metodi globali dell'equilibrio limite o dell'analisi limite
- metodi dei blocchi o delle strisce, dell'equilibrio limite (1)
- $\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \phi'$ (analisi in tensioni efficaci)
- $\tau_f = c_u$ (analisi in tensioni totali)

Scelta di k_h e k_v

Normativa Europea (EC8-5):

$$k_h = 0.5 a_{gR} \gamma_I S/g \quad k_v = \pm 0.5 k_h \quad \text{se } a_{gR,v}/a_{gR,h} > 0.6$$

$$k_v = \pm 0.33 k_h \quad \text{se } a_{gR,v}/a_{gR,h} < 0.6$$

a_{gR} = accelerazione orizzontale max su roccia o terreno rigido

γ_I = coefficiente di importanza del pendio

S = coefficiente di amplificazione della classe di terreno

g = accelerazione di gravità

Normativa Italiana (D.M. 16.01.1996):

$$k_h = C \cdot \varepsilon \cdot I; \quad k_v \text{ (trascurato)}$$

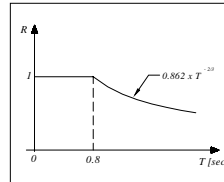
C = coeff. di intensità sismica 0.1; 0.07; 0.04

ε = coeff. di fondazione 1; 1.3 (dep. alluvionali di spessore ≤ 20 m)

I = coeff. di protezione sismica 1; 1.2 (affollamento); 1.4 (rilevanza strategica)

AZIONE SISMICA

(D.M. 09.01.1996)



$\varepsilon = 1$ per terreni rocciosi
 $\varepsilon = 1.3$ per terreni alluvionali
 con spessore variabile dai
 5m ai 20 m.

$$F_R = C \cdot R \cdot \beta \cdot \varepsilon \cdot I \cdot W_i$$

dove:

C = coefficiente di intensità sismica:

$C = (S - 2) / 100$

$C = 0,10$ per zone di I categoria

$C = 0,07$ per zone di II categoria

$C = 0,04$ per zone di III categoria

R = coefficiente di risposta

β = coefficiente di struttura $= 1 \div 1,2$

ε = coefficiente di fondazione $= 1 \div 1,3$

I = coeff. di protezione sismica $= 1 \div 1,4$

W_i = peso del piano i-esimo

Forma spettrale di riferimento prevista dalla Normativa Italiana

STABILITÀ DEI PENDII

sisma: sollecitazioni di breve durata ma intensità,
 direzione e verso variabili nel tempo e nello spazio

le sollecitazioni dipendono da:

- caratteristiche del sisma
- condizioni stratigrafiche e idrauliche
- proprietà meccaniche terreni attraversati
- geometria del pendio

riduzione delle condizioni di stabilità:

- momentanee (per la durata delle azioni dinamiche) con accumulo di deformazioni e spostamenti
- permanenti (per intensità elevata – riduzione resistenza)
 \Rightarrow movimenti franosi del pendio

In presenza di sisma:

- aggravio delle condizioni di carico
- riduzione della resistenza al taglio:

$$\tau_f = c' + [(\sigma_n + \Delta\sigma_n) - (u + \Delta u)] \cdot \tan \varphi'$$

- aumento pressioni interstiziali (Δu indotte dal sisma)
- riduzione parametri di resistenza c' e φ' (fatica)

Riduzione della resistenza al taglio

prescritta dall'EC8 – 5 se $a_{gR} \gamma_I S/g > 0.15$

$$\tau_f = c' + [(\sigma_n + \Delta\sigma_n) - (u + \Delta u)] \cdot \tan \varphi' \quad \text{T.E.}$$

$$\tau_f = c_u \quad \text{T.T.}$$

indotta da condizioni di carico sismico per:

- incremento delle pressioni interstiziali (Δu)
- decremento dei parametri di resistenza (c' , φ' o c_u)

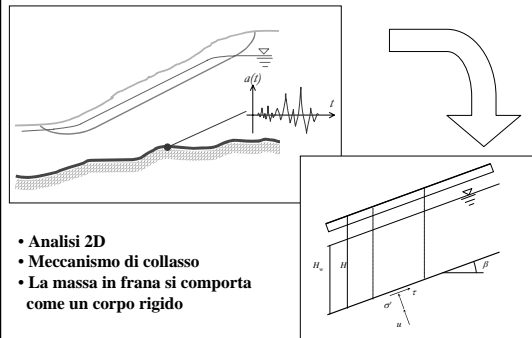
in condizioni post-sismiche:

- riduzione di resistenza senza l'azione pseudo-statica

analisi in tensioni efficaci più appropriate:

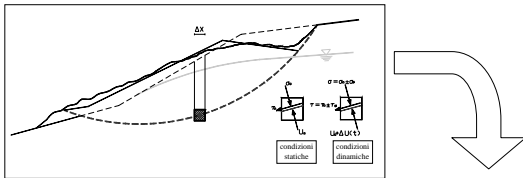
- Δu costante lungo la s.d.s.
- $\Delta u = 0$ in condizioni residue

Metodo pseudo-statico: modello di calcolo per pendio indefinito

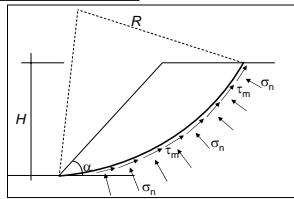


- Analisi 2D
- Meccanismo di collasso
- La massa in frana si comporta come un corpo rigido

Metodo pseudo-statico: modello di calcolo per pendio di altezza finita

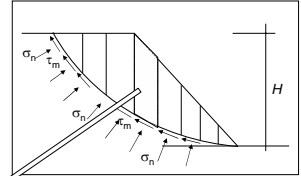


- Analisi 2D
- Meccanismo di collasso
- La massa in frana si comporta come un corpo rigido



METODI DEI CONCI

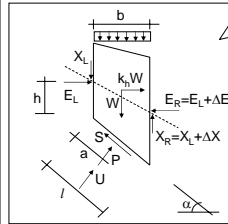
- Fellenius (1936)
- Bishop (1955)
- Bell (1962)



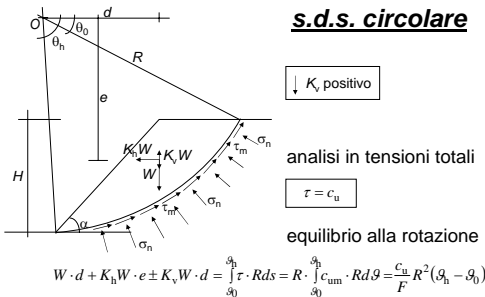
$$\tau_m = \frac{1}{F} [c' + (\sigma_n - u) \tan \varphi']$$

larghezza concii sufficientemente piccola:

- da potere assumere σ_n , τ_m ed u costanti
- descrivere con accuratezza p.c. e s.d.s.



s.d.s. circolare



↓ K_v positivo

analisi in tensioni totali

$$\tau = c_u$$

equilibrio alla rotazione

$$W \cdot d + K_h W \cdot e \pm K_v W \cdot d = \int_{\theta_0}^{\theta_1} \tau \cdot R ds = R \cdot \int_{\theta_0}^{\theta_1} c_u \cdot R d\theta = \frac{c_u}{F} R^2 (\theta_1 - \theta_0)$$

$$F = \frac{c_u R^2 (\theta_1 - \theta_0)}{W [(1 \pm K_v) d + K_h e]}$$

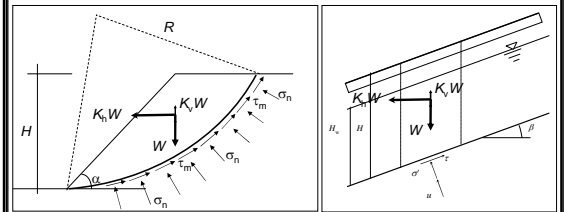
Metodo pseudo-statico: Azione sismica (D.M. 14.01.2008)

$$F_H = \beta_s \cdot S_s \cdot a_g \cdot W \cdot S_T \quad \text{Componente orizzontale}$$

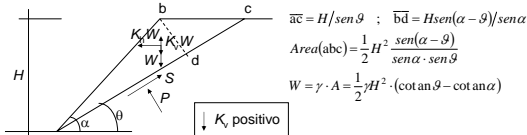
$$F_V = \pm 0.5 \cdot F_H \quad \text{Componente verticale}$$

W : peso della massa in frana

S_T : Coefficiente di amplificazione topografica



Cuneo Piano



↓ K_v positivo

eq. traslazione in direzione perpendicolare e parallela al giunto

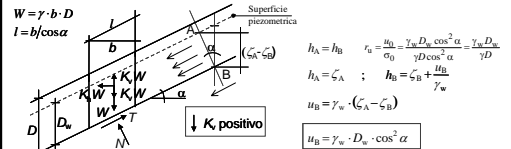
$$\begin{cases} W \cos \theta - K_h W \sin \theta \pm K_v W \cos \theta = P \\ W \sin \theta + K_h W \cos \theta \pm K_v W \sin \theta = S \end{cases}$$

$$F = \frac{c' \cdot \overline{ac} + [(1 \pm K_v) W \cos \theta - K_h W \sin \theta - U] \tan \varphi'}{W [(1 \pm K_v) \sin \theta + K_h \cos \theta]}$$

Pendio Indefinito

$$W = \gamma \cdot b \cdot D$$

$$l = b / \cos \alpha$$



$$h_A = h_B \quad r_u = \frac{u_0}{\sigma_0} = \frac{\gamma_w D_w \cos^2 \alpha}{\gamma D \cos^2 \alpha} = \frac{\gamma_w D_w}{\gamma D}$$

$$h_A = \zeta_A \quad ; \quad h_B = \zeta_B + \frac{u_0}{\gamma_w}$$

$$u_B = \gamma_w \cdot (\zeta_A - \zeta_B)$$

$$u_B = \gamma_w \cdot D_w \cdot \cos^2 \alpha$$

eq. traslazione in direzione perpendicolare e parallela al p.c.

$$\begin{cases} W \cos \alpha - K_h W \sin \alpha = P \Rightarrow \sigma_n = \frac{P}{l} = \gamma D \cos^2 \alpha - K_h \gamma D \sin \alpha \cos \alpha \\ K_h W \cos \alpha + W \sin \alpha = S \Rightarrow \tau_m = \frac{S}{l} = K_h \gamma D \cos^2 \alpha + \gamma D \sin \alpha \cos \alpha \end{cases}$$

$$F_S = \frac{c'}{\gamma D \cos^2 \alpha [K_h + (1 \pm K_v) \tan \alpha]} + \frac{1 \pm K_v}{K_h + (1 \pm K_v) \tan \alpha} \cdot \frac{r_u - K_h \tan \alpha}{\tan \varphi'}$$

Metodo di Fellenius (1936): approccio tradizionale

Ipotesi: per ogni concio la risultante delle spinte agenti ai lati è parallela alla base

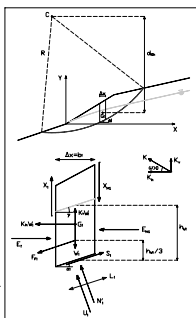
$$\Delta X_i \cos \alpha_i - \Delta E_i \sin \alpha_i = 0$$

- **Fattore di sicurezza statico**

$$F = \frac{\sum_{i=1}^N [c' \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi']}{\sum_{i=1}^N W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

- **Fattore di sicurezza sismico**

$$F = \frac{\sum_{i=1}^N \{c'_i \cdot l_i + [W_i \cdot (1 - K_V) \cos \alpha_i + K_H \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i - u_i \cdot l_i] \cdot \tan \phi'_i\}}{\sum_{i=1}^N W_i \cdot \left[(1 - K_V) \cdot \sin \alpha_i + K_H \cdot \frac{d_{Ku}}{R} \right]}$$



Metodo di Bishop (1955): approccio tradizionale

Ipotesi: per ogni concio la risultante delle spinte agenti ai lati è orizzontale

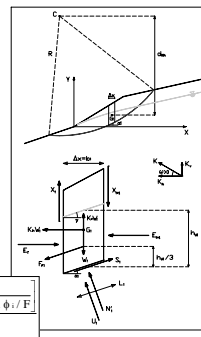
$$X_i = 0 \quad X_{i-1} = 0$$

- **Fattore di sicurezza statico**

$$F = \frac{\sum_{i=1}^N [c' \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \phi'] \cdot \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \cdot \frac{\tan \phi_i}{F}}}{\sum_{i=1}^N W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

- **Fattore di sicurezza sismico**

$$F = \frac{\sum_{i=1}^N [c'_i \cdot b_i + W_i \cdot (1 - K_v) \tan \phi_i - u_i \cdot b_i \cdot \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^N W_i \cdot [(1 - K_v) \cdot \sin \alpha_i + K_H \cdot \frac{dK_{\alpha i}}{R}]} \cdot \left[\frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i / F} \right]$$



Incremento di pressione interstiziale: terreni sabbiosi

I metodi pseudo - statici **NON** sempre possono essere utilizzati nel caso di terreni capaci di **sviluppare pressioni interstiziali** elevate o di subire **perdite rilevanti di rigidezza** sotto carico ciclico.

L'incremento di pressione interstiziale o la perdita di rigidità possono essere valutati mediante **prove sperimentali di tipo ciclico** riferite alle effettive condizioni locali.

In assenza di tali prove tale incremento può essere stimato mediante **correlazioni empiriche**.

- **prove sperimentali di tipo ciclico**

- **correlazioni empiriche**

Stima Δu in terreni coesivi

$$\frac{\Delta u}{p'_0} = \beta \cdot \left[\log \frac{\gamma_{c,\max}}{\gamma_v} \right]$$

Matsui *et al.*, (1980)

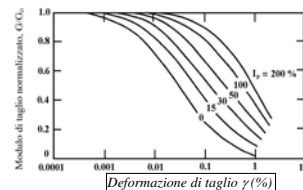
$$\beta \cong 0.45$$

$\gamma_{c,max}$ = deformazione di taglio max indotta dal sisma – da analisi di risposta sismica locale – in alternativa:

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

con $r_d = 1 - 0.015z$

$$\gamma_{C,\max} = \frac{\tau_{\max}}{G}$$

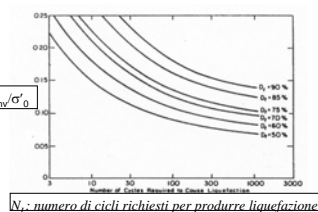


Stima Δu in terreni granulari

$$\Delta u_N^* = \frac{\Delta u_N}{\sigma_0} = \frac{2}{\pi} \operatorname{sen}^{-1} \left[\left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/2a} \right]$$

(Seed e Booker, 1977)

$$a = 0.96 \cdot D_r^{0.83}$$

stima di $N_L \Rightarrow \tau_p$ 

Stima Δu in terreni granulari

- $\Delta u_N^* = \Delta u_N / \sigma'_{v0}$ = rapporto di pressione interstiziale indotta;
- σ'_{v0} = pressione efficace media iniziale;
- N_L = num. cicli di carico uniformi necessari per inizio liquefazione;
- N = num. cicli di carico uniformi equivalenti al sisma;
- D_r = densità relativa.

$$\log N = -2.3679 - 2.3460 \cdot \log a_{\max} + 0.9194 \cdot \log v_0 + 1.1911 \cdot \log I_a$$

$$\log N = -1.9231 - 2.5467 \cdot \log a_{\max} + 0.8657 \cdot \log v_0 - 0.2278 \cdot \log T_D + 1.2613 \cdot \log I_a$$

stima di N (Biondi, Cascone, Maugeri, 2003)

Note sui Metodi Pseudostatici

in genere troppo cautelativi (sovrastimano gli effetti del sisma)

i risultati dipendono da:

- valore assunto per k (cruciale)
- superficie di scorrimento
- resistenza al taglio mobilitata lungo la s.d.s.

superficie di scorrimento:

- frane quiescenti: pre-esistente – effettiva
- frane di primo scorrimento: neo-formazione – potenziale – non coincide con quella in condizioni statiche

non ne è consigliato l'uso per forti riduzioni della resistenza al taglio

Applicabilità dei Metodi Dinamici

- **superficie topografica** e **profilo stratigrafico** con marcate irregolarità
- terreni capaci di **sviluppare pressioni interstiziali elevate** o di subire **perdite rilevanti di rigidità** sotto carico ciclico



Indipendentemente dalla zona sismica e dalla categoria del suolo in questi casi la stabilità deve essere valutata con un approccio in campo dinamico:

- **Metodo degli spostamenti**
- **Analisi dinamica**

Metodi degli Spostamenti

- azione sismica = funzione temporale (*accelerogramma*)
- effetti dell'azione sismica valutata in termini di spostamenti accumulati

analisi della sicurezza:

- *confronto tra spostamento accumulato e quello ammissibile*

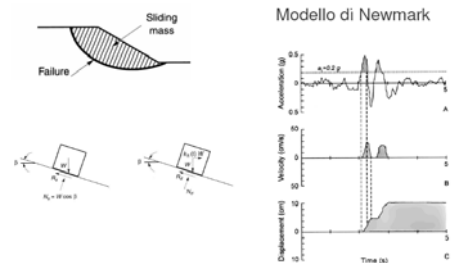
soglia critica di spostamento:

- condizione di collasso generalizzato (**Stato Limite Ultimo**)
- perdita di funzionalità (**Stato Limite di Servizio**)

cinematismi di collasso idealizzati e semplificati:

- *stima dell'ordine di grandezza degli spostamenti*
- *indice di prestazione sismica del pendio*

Metodi degli Spostamenti



con tale approccio, più razionale, utilizzando un input sismico reale si "neutralizza" l'effetto delle accelerazioni di picco elevate

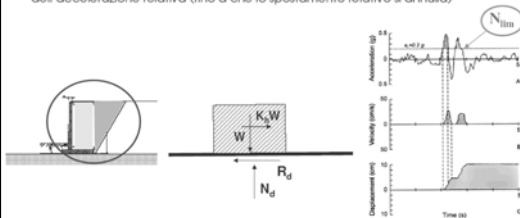
Modello di Newmark

Newmark (1965) - Blocco rigido scorrevole su di un piano orizzontale

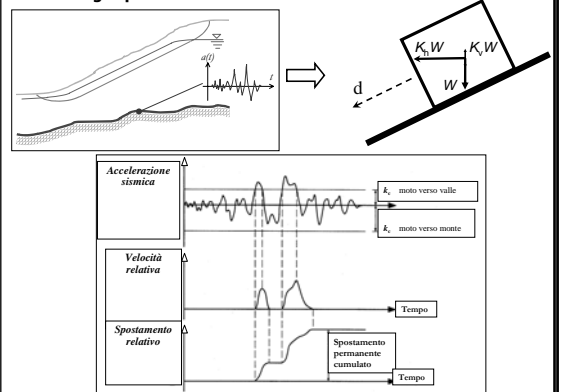
Legame rigido-plastico all'interfaccia blocco-piano

Lo scorrimento parte ogni qualvolta viene superato un valore di accelerazione di soglia (threshold acceleration)

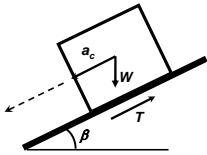
Lo spostamento relativo è calcolato mediante la doppia integrazione dell'accelerazione relativa (fino a che lo spostamento relativo si annulla)



Metodo degli spostamenti: Modello di Newmark



Accelerazione di primo scorrimento

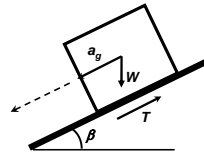


Calcolo dell'accelerazione critica a_c che induce il primo scorrimento relativo tra il blocco ed il piano:

$$\begin{cases} T = m \cdot a_c + W \sin \beta \\ T = W \cos \beta \cdot \tan \varphi \end{cases} \Rightarrow m \cdot a_c + W \sin \beta = W \cos \beta \cdot \tan \varphi$$

$$\boxed{a_c} = \frac{W}{m} \cdot (\cos \beta \cdot \tan \varphi - \sin \beta) = \boxed{g \cdot (\cos \beta \cdot \tan \varphi - \sin \beta)}$$

Accelerazione relativa



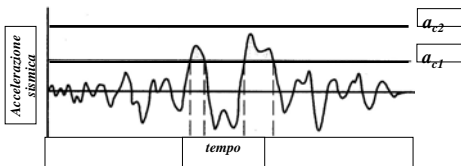
Forza agente sul blocco nella direzione dello scorrimento

$$\boxed{F = m \cdot a_g + W \sin \beta - W \cos \beta \cdot \tan \varphi}$$

Da considerazioni di equilibrio dinamico si ha: $F = m \cdot \ddot{x}$

$$\begin{aligned} \ddot{x} &= \frac{F}{m} = \frac{m \cdot a_g + W \sin \beta - W \cos \beta \cdot \tan \varphi}{m} = \\ &= a_g - \frac{W}{m} \cdot (\cos \beta \cdot \tan \varphi - \sin \beta) = \boxed{a_g - a_c} \Rightarrow \text{Accelerazione relativa} \end{aligned}$$

Accelerazione relativa



Se $a_c = a_{c2} \Rightarrow a_g < a_{c2}$ e non c'è spostamento relativo $\Delta = 0$

Se $a_c = a_{c1} \Rightarrow \begin{cases} \text{Per } a_g < a_{c1} \text{ non c'è spostamento relativo } \Delta = 0 \\ \text{Per } a_g > a_{c1} \text{ si ha spostamento relativo tra il blocco ed il piano } \Delta \neq 0 \end{cases}$

Velocità e spostamento relativi

$$\boxed{a^* = \ddot{x} = a_g - a_c}$$

\Rightarrow Accelerazione relativa

Integrando rispetto al tempo si ha:

$$\boxed{v^* = \dot{x} = a^* \cdot \Delta t + x_0}$$

\Rightarrow Velocità relativa

Integrando rispetto al tempo si ha:

$$\boxed{x = \frac{1}{2} a^* \cdot \Delta t^2 + x_0 \cdot \Delta t + s_0}$$

\Rightarrow Spostamento relativo Blocco-Piano

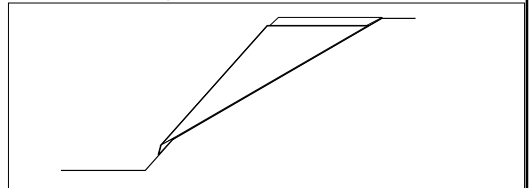
Metodi degli Spostamenti

Fasi di analisi:

- ricerca (i.e. approccio pseudostatico) della s.d.s. alla quale corrispondono condizioni di equilibrio limite ($F_s = 1$) e determinazione del coefficiente sismico critico $k_c = a_c/g$
- scelta accelerogramma di progetto
- calcolo spostamento (doppia integrazione eq. moto relativo)
- confronto tra spostamento ammissibile e quello accumulato

Metodi degli Spostamenti

Formulazione originaria:



lo spostamento calcolato dipende da:

- ampiezza e contenuto in frequenza dell'azione sismica ($a(t)$)
- caratteristiche geotecniche e geometriche del pendio (a_c)

Spostamenti Ammissibili

S_{adm} { spostamento ammissibile del pendio
spostamento ammissibile delle strutture presenti

livello di danno	spostamento (cm)	
irrilevante	< 0.5	
modesto	0.5 ÷ 5	Legg e Slosson (1984)
forte	5 ÷ 50	
severo	50 ÷ 500	
catastrofico	> 500	

livello di danno	spostamento (cm)	
V irrilevante	< 3	Idriss (1985)
IV modesto	15	State of Alaska
III moderato	30	Geotech. Evaluation
II elevato	90	Criteria Committee
I catastrofico	300	

Metodi di Analisi Dinamica

risoluzione delle equazioni del moto in condizioni dinamiche mediante tecniche di integrazione numerica (*FEM, FDM*)

in genere, un'analisi affidabile richiede una stima accurata di:

- stratigrafia del sottosuolo (lungo una o più sezioni longitudinali)
- stato di tensione efficace iniziale e storia di carico
- regime delle pressioni interstiziali
- caratteristiche di resistenza e rigidezza dei terreni interessati

schematizzazione realistica del comportamento delle terre
⇒ mezzi porosi bifase (o trifase)

Metodi di Analisi Dinamica

In condizioni dinamiche, una descrizione affidabile del comportamento meccanico delle terre in condizioni cicliche richiede:

- uso di modelli costitutivi avanzati (plasticità cinematica inrudente o plasticità diffusa);
- determinazione di parametri non abitualmente ottenuti in prove di sito o laboratorio convenzionali;
- considerazione di un maggiore volume di terreno nelle analisi (maggiori oneri di caratterizzazione e maggiori incertezze).

Metodi di Analisi Dinamica

- la stabilità è governata da una combinazione di condizioni geologiche, geotecniche e sismiche mai completamente conoscibili e spesso difficilmente modellabili;
- l'accuratezza delle analisi numeriche è molto maggiore dell'affidabilità con cui possono essere definiti i parametri di input sismico e geotecnico;
- i risultati possono essere poco rappresentativi della realtà:
⇒ affinamento dell'analisi solo apparente;
- le analisi dinamiche sono appropriate per le dighe in terra:
 - la loro importanza giustifica l'onere di indagini e mezzi di analisi più sofisticate;
 - geometria, caratteristiche meccaniche e condizioni idrauliche note con buona approssimazione.



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:

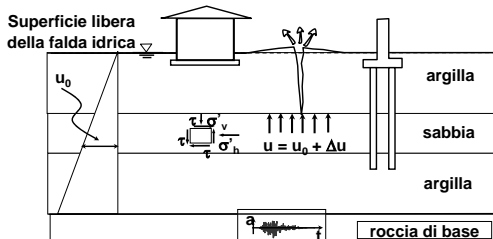
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche;
- proprietà geotecniche dei terreni;
- fattori ambientali.

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



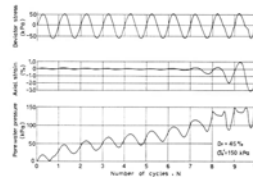
INTRODUZIONE

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.

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

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**.

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) saturo 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.

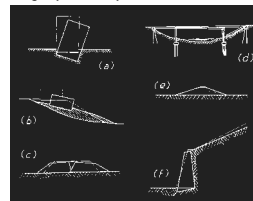
Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio diminuisce.

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 sovrappinta 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



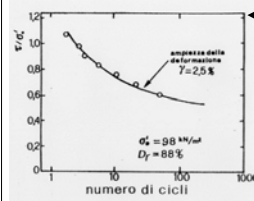
Kobe 1995

FATTORI CHE INFLUENZANO LA LIQUEFAZIONE

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

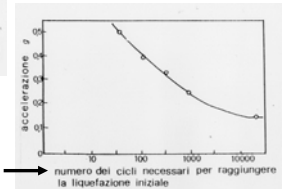
- Caratteristiche delle vibrazioni
- Pressione di confinamento
- Stato di addensamento
- Granulometria
- Storia sismica
- Condizioni di drenaggio
- Età del deposito
- Storia geologica
- Coefficiente di spinta a riposo e OCR

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).

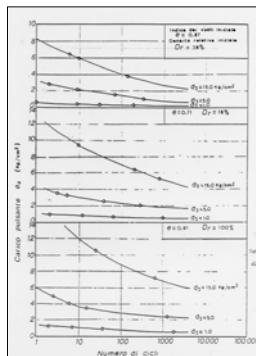


CARATTERISTICHE DELLE VIBRAZIONI

Magnitudo	N_{eq}	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).

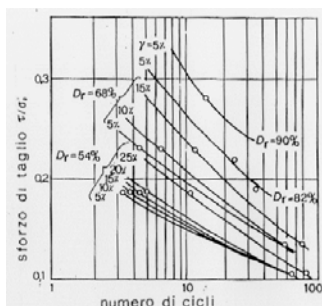
PRESSIONE DI CONFINAMENTO



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).

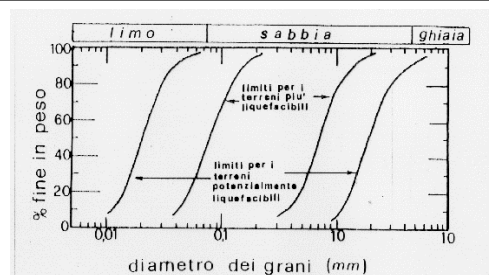
$(\sigma_1' \pm \sigma_3') - \sigma_3'$ = sforzo deviatorico

STATO DI ADDENSAMENTO



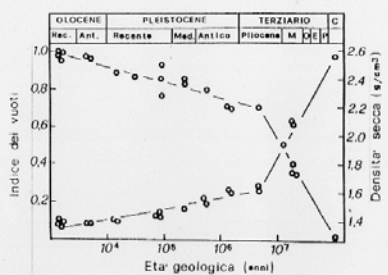
Relazione tra l'ampiezza dello sforzo di taglio ed il numero dei cicli che causano vari livelli deformativi per valori diversi della densità relativa (De Alba *et al.*, 1976).

GRANULOMETRIA



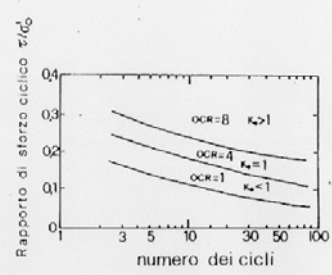
Fasce granulometriche critiche (Tsuhida, 1970).

ETA' DEL DEPOSITO



Effetti della età del deposito sull'indice dei vuoti e sulla densità secca (Tolno, 1985).

STORIA TENSIONALE DEL DEPOSITO



Influenza del coefficiente di spinta a riposo sulla tensione di taglio necessaria per portare il terreno a liquefazione (Seed e Peacock, 1971).

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 $(N_{60})_{90} > 30$ oppure $q_{c,1N} > 180$ (dove $(N_{60})_{90}$ 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;

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

- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in Figura 1.a nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 1.b nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

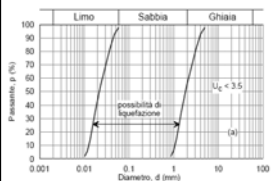


Figura 1.a

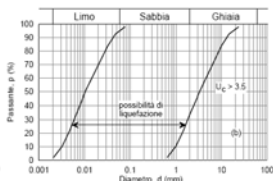


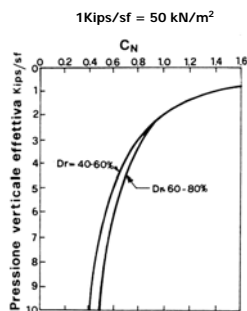
Figura 1.b

- 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 l'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):

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

- 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

(Ghannia e 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 $[(N_1)_{sol}]$, 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
[[$(N_1)_{60}$]]						

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

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**

Analisi
semplificata

Analisi dinamica
semplificata

Analisi dinamica
avanzata

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: $U_c = D_{60} / D_{10} < 10$
- 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: $U_c < 5$

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

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

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

CRITERI EMPIRICI (LIVELLO II)

LIQUEFAZIONE – metodi di livello II (semiquantitativi)

Informazioni sul territorio e sulla sismicità alla scala della zona da studiare



rilievi aerofotogrammetrici di dettaglio
studi di classificazione dei depositi
consultazione dati geotecnici esistenti
interviste alla popolazione locale

METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

METODO DELLA DENSITÀ CRITICA

Per una stima accurata della probabilità di liquefazione di un deposito sabbioso saturo, occorrerebbe tenere in conto tutti i fattori che concorrono a creare le condizioni in cui il fenomeno può verificarsi.

A causa dell'impossibilità di inglobare in un unico modello tutti i numerosi parametri che li rappresentano, i criteri di previsione ed i metodi di calcolo che sono stati avanzati in questi ultimi anni si accentrano su un numero di fattori più ridotto.

Tra questi può essere citato il Metodo basato sulla ricerca della Densità Critica proposto da Castro (1969) e Casagrande (1975):

I fenomeni di liquefazione si verificano quando eventi sismici di elevata magnitudo ($M > 6$) e prolungata durata (> 15 sec), interessano depositi deltizi, fluviali, marini recenti e costieri, nonché terreni di riporto costituiti da materiali granulari fini saturi con falda superficiale, non consolidati, con granulometria uniforme e con densità da media a bassa.

METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

METODO DELLA DENSITÀ CRITICA

E' stato evidenziato, che alla condizione di liquefazione iniziale possono seguire:

- deformazioni di piccola entità (mobilità ciclica)
- deformazioni di grossa entità (liquefazione reale)

a seconda che la sabbia si deformi rispettivamente con aumento di volume (dilatanza) o senza.

Poiché da un punto di vista pratico interessa essenzialmente accertare se, in corrispondenza di un evento sismico, il terreno in esame subirà piccole o grosse deformazioni, la valutazione del pericolo della liquefazione può essere ricondotta ad accertare come si deforma la sabbia in esame, allorché viene sollecitata fino a rottura sotto un determinato sistema di carichi.

METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

METODO DELLA DENSITÀ CRITICA

Sulla base di osservazioni sperimentali Casagrande (1975) afferma:

- le sabbie sciolte con densità relativa D_r minore del 40% possono essere soggette a liquefazione;
- le sabbie medio-sciolte con densità relativa D_r compresa tra il 40% ed il 60% possono essere lievemente dilatanti o lievemente contrattive, ed in sito possono rispondere ai carichi ciclici anche con deformazioni di una certa entità, ma raramente con liquefazione reale.

METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

METODO DELLA DENSITÀ CRITICA

Sulla base di risultati di questo tipo Casagrande (1975) afferma:

- nelle sabbie fortemente dilatanti, con densità relativa D_r superiore al 70%, è normalmente impossibile alle pressioni interstiziali avvicinare o uguagliare le pressioni di confinamento efficaci a causa della dilatanza che si manifesta nel terreno, e pertanto ci si possono attendere solo assestamenti di lieve entità.

Il problema appare così ricondotto alla determinazione della densità relativa del deposito in sito, la quale viene normalmente valutata attraverso prove penetrometriche statiche e/o dinamiche.

La sicurezza nei confronti della liquefazione è generalmente valutata confrontando due grandezze:

CSR

lo sforzo di taglio indotto dall'azione sismica
(rapporto tensionale ciclico ovvero *cyclic stress ratio*)

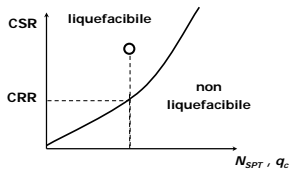
CRR

la resistenza disponibile alla liquefazione
(rapporto di resistenza ciclica ovvero *cyclic resistance ratio*)

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 **FAITTORE DI RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE** di un deposito viene quindi general-mente 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)

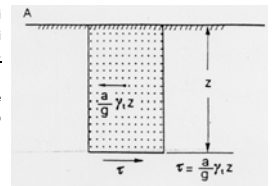
Metodo di Seed e Idriss (1982)

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)

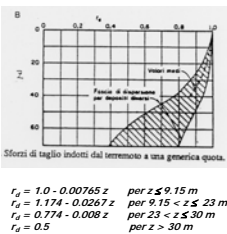
Metodo di Seed e Idriss (1982)

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 $\sigma_v = \gamma_t z$ 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 $\tau_w = 0,65 \tau_{max}$.

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

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

dove $\tau_w / \sigma_v' = 0,65 (a_{max} / g) r_d (\sigma_v / \sigma_v')$.

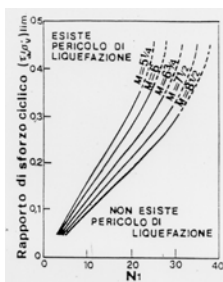
METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

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_1 si valuta per un dato valore della magnitudo M il rapporto di sforzo ciclico $(\tau_w / \sigma_v')_{lim}$ che provoca liquefazione.

Se il fattore di resistenza alla liquefazione risulta $F > 1,0$ il deposito viene considerato non liquefacibile.

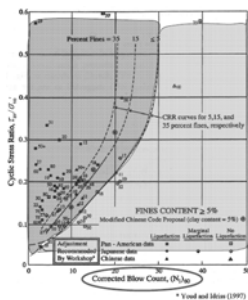


METODI SEMPLIFICATI (LIVELLO III)

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 CRR è valida per terremoti di magnitudo $M = 7.5$; è necessario pertanto adottare degli opportuni fattori di scala per ottenere valori di CRR 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 mediante la relazione:

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

Conseguentemente 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).

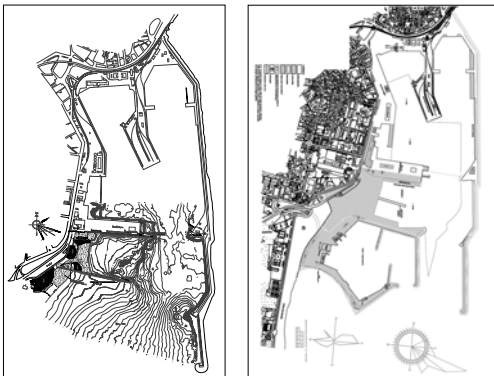
Analisi Dinamica

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

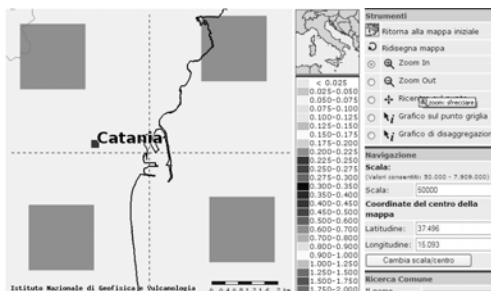
È necessario caratterizzare con elevata affidabilità:

- 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).



VALUTAZIONE AZIONE SISMICA



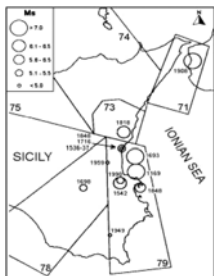
VALUTAZIONE AZIONE SISMICA



VALUTAZIONE AZIONE SISMICA



SISMICITA' STORICA



Terremoti storici che hanno interessato la città di Catania

L'area etnea è sismicamente molto attiva e nel corso dei secoli sono stati parecchi i fenomeni sismici che ne hanno provocato lo scuotimento.

In linea generale, ai fini della valutazione del potenziale di liquefazione, possono essere assunti tre terremoti di riferimento, detti terremoti di scenario di I, II e III livello.

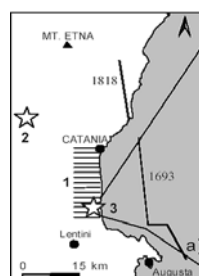
Il terremoto del 1693 può essere considerato un terremoto di scenario di I livello, caratterizzato da una magnitudo $M = 7.3$;

il terremoto del 1818 un terremoto di scenario di II livello, con $M = 6.2$;

il terremoto di Santa Lucia del 1990 un terremoto di scenario di III livello ($M = 5.6$).

Per i primi due fenomeni sismici può essere considerata un'accelerazione di picco al suolo pari a $0.35g$, mentre per il terzo $0.25g$.

SISMICITA' STORICA



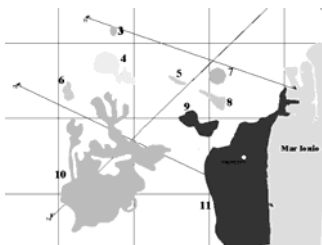
Siti con effetti di liquefazione in occasione dei terremoti del 1693 (punto orizzontale) e del 1818 (punto).

L'evento del 20 Febbraio 1818 (numerosi scosse vennero registrate fino al 2 Marzo) ha raggiunto a Catania l'intensità di VI MCS.

In città furono osservate profonde spaccature nel suolo e nella Piana di Catania si riscontrarono effetti di liquefazione.

In particolare, Longo (1818) riporta la notizia di fenomeni di liquefazione in due aree vicine alla città: la periferia di Paternò, 18 km ad ovest, ed in località Paraspolo.

Quest'ultima è localizzata nella zona costiera, 300 m dal mare, lungo la striscia che separa i depositi sabbiosi della spiaggia dai sedimenti limo-argillosi che affiorano superficialmente.



□ Rischio di liquefazione **Molto Basso**
 ■ Rischio di liquefazione **Basso**
 ■ Rischio di liquefazione **Alto**

Più recentemente, in occasione degli studi riguardanti il "Progetto Catania" finanziato dal GNDT - Progetto Esecutivo 1998, avente l'obiettivo di valutare gli scenari di pericolosità geotecnica sismica nella città di Catania, è stata effettuata una zonazione del territorio in funzione del diverso rischio di liquefazione rispetto ad un possibile terremoto di scenario per la Sicilia Orientale.

Lo studio ha fornito come risultato l'individuazione di undici zone sabbiose potenzialmente liquefacenti, che sono state successivamente riportate sulla mappa del territorio della città.

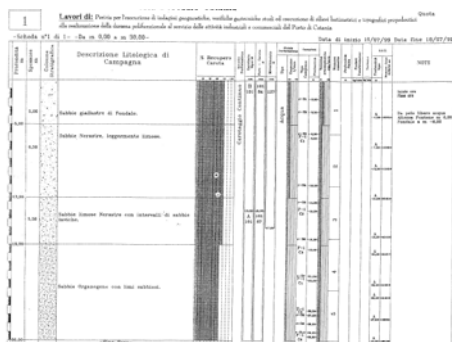
Carta del rischio di liquefazione del territorio della città di Catania (Crespiellani et al., 1999).



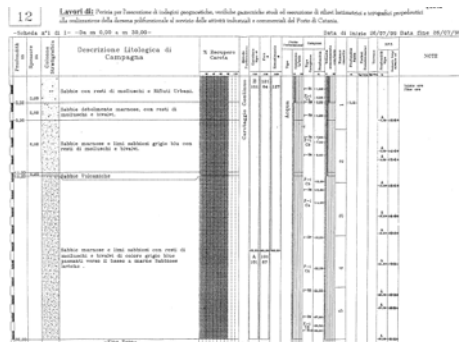
CARTA GEOLOGICA E UBICAZIONE SONDAGGI GEONOSTICI A ROTAZIONE



STRATIGRAFIA DA SONDAGGIO GEONOSTICO



STRATIGRAFIA DA SONDAGGIO GEONOSTICO



STRATIGRAFIE RISULTANTI DAI SONDAGGI GEONOSTICI

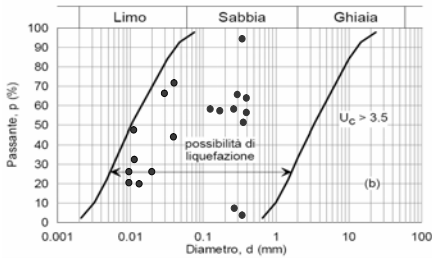
	Caso A									Caso B						
Sondaggio	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	M	M	S8	S9	S10	S11	S12	Sondaggio	
Sabbie giallastre di fondale															Sabbie con resti di molluschi	
Sabbie nerastre ingrossamente limose	5.0	3.0	2.0	2.50	3.20	2.80	4.0	3.20	7.70	8.90	4.0	3.50	11.0	11.0		
Sabbie limose con intercali di sabbie limiche	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 bianche	
Sabbie con limi sabbiosi	19.0	15.0	16.0	17.0	18.0	22.0	16.0	17.6							Sabbie nerastre passanti a sabbie arginose limose	
	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		



CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE DEI CAMPIONI DI TERRENO

Campione	Profondità (m)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	u_L
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

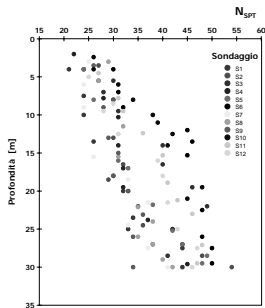
Le prove di laboratorio condotte su 18 campioni di terreno prelevati nel corso dei sondaggi eseguiti nell'area dell'avamposto hanno rilevato una distribuzione granulometrica abbastanza omogenea ($U_c > 3.5$), con possibilità di liquefazione per i campioni prelevati all'incirca entro i primi -15.0 m:



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	23	4	24	4	24	4	24	4	24	4	24
7.5	24	7.5	24	7.5	24	7.5	24	7.5	24	7.5	24
10	24	10	24	10	24	10	24	10	24	10	24
13.5	26	13.5	26	13.5	26	13.5	26	13.5	26	13.5	26
18	30	18	30	18	30	18	30	18	30	18	30
20	32	20	32	20	32	20	32	20	32	20	32
23.5	34	23.5	34	23.5	34	23.5	34	23.5	34	23.5	34
25	33	25	33	25	33	25	33	25	33	25	33
27.5	44	27.5	44	27.5	44	27.5	44	27.5	44	27.5	44
30	44	30	44	30	44	30	44	30	44	30	44

RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT)



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

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

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

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

A	Arretrici e depositi di terreni a grana grossa molto adensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s0} 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).
B	Arretrici e depositi di terreni a grana grossa molto adensati 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_{s0} 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 adensati 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_{s0} 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 moderatamente adensati o 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_{s0} superiori a 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 spessori non superiori a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{s0} > 800$ m/sec).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s0} inferiori a 100 m/sec (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 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	η_b	F_a	T^*
Operatività (SLO)	30	0.061	2.555	0.245
Danno (SLD)	50	0.075	2.546	0.285
Salvag. Vita (SEF)	475	0.208	2.448	0.36
Collaps (SLC)	975	0.287	2.405	0.446

CLASSE D'USO: II
VITA NOMINALE: 100

Stato Limite	Tr	η_b	F_a	T^*
Operatività (SLO)	60	0.081	2.531	0.271
Danno (SLD)	101	0.101	2.508	0.286
Salvag. Vita (SEF)	949	0.283	2.407	0.442
Collaps (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	η_b	F_a	T^*
Operatività (SLO)	45	0.072	2.548	0.26
Danno (SLD)	75	0.089	2.514	0.279
Salvag. Vita (SEF)	712	0.249	2.424	0.406
Collaps (SLC)	1462	0.348	2.392	0.481

CLASSE D'USO: II
VITA NOMINALE: 100

Stato Limite	Tr	η_b	F_a	T^*
Operatività (SLO)	90	0.096	2.51	0.284
Danno (SLD)	151	0.121	2.475	0.299
Salvag. Vita (SEF)	1424	0.344	2.393	0.479
Collaps (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	23	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 γ	% FC	σ_v (kPa)	σ'_v (kPa)	N_{60}	r_{f1}	CSR	CRRM	F.S.
1	1,60	20,00	1	15,79	52,00	16,30	23	0,0	0,44	0,41
2	7,35	20,00	1	72,10	147,00	74,80	27	28,5	0,0	0,42
3	14,50	20,00	1	142,25	290,00	147,75	35	28,1	0,0	0,35
4	23,00	20,00	1	233,40	476,00	242,52	41	24,2	0,0	0,25

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.: 0,25 (g)
Earthquake Magn.: 7,0 (Richter)
Global factor of safety: 1,0

4. Calculation results

No.	Depth	Bulk γ	% FC	σ_v (kPa)	σ'_v (kPa)	N_{60}	r_{f1}	CSR	CRRM	F.S.
1	4,00	20,00	1	39,24	80,00	40,76	25	25,4	0,0	0,43
2	19,00	20,00	1	195,39	380,00	193,61	38	25,9	0,0	0,30

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_{SPT} 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

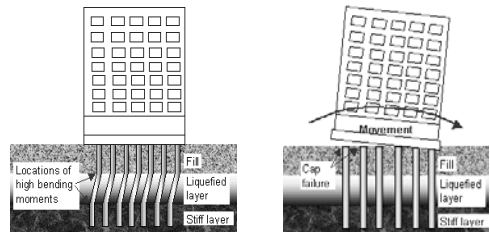
- SCELTA DEI SITI
- TECNICHE FONDAZIONALI
- TECNICHE DI STABILIZZAZIONE:
 - METODI DINAMICI
 - VIBROCOMPATTAZIONE
 - HEAVY TAMPING
 - ABBASSAMENTO DELLA FALDA
 - INIEZIONI DI MISCELE
 - DRENI O PALI DI GHIAIA

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

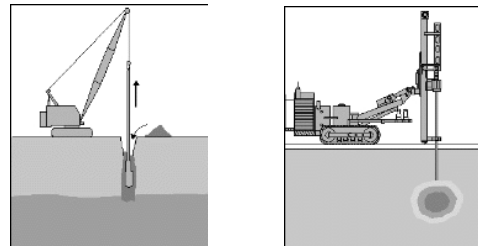
METODI DI STABILIZZAZIONE

- 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:

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

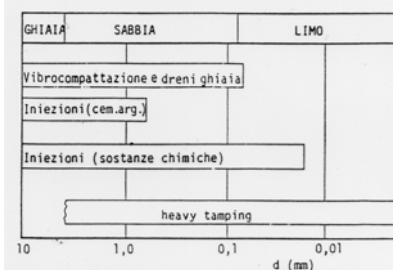
- Qualora i metodi meccanici siano insufficienti si può ricorrere alle iniezioni di miscele chimiche o di cemento additivato con materiale argilloso; altra possibilità è quella di ricorrere ai dreni o pali di ghiaia, per favorire la filtrazione radiale.

MISURE PER PREVENIRE O RIDURRE GLI EFFETTI DEL FENOMENO



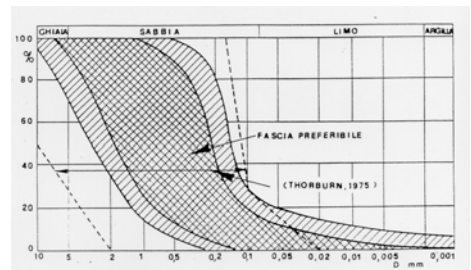
Vista degli interventi di stabilizzazione del deposito sabbioso

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) compactazione superficiale (heavy tamping)
- 2) compactazione profonda

Compattazione dinamica superficiale

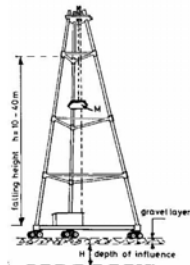
Tecnica messa a punto in America da Menard (1974) al quale si debbono i maggiori contributi teorici e pratici.

Ripropone in sito la compactazione 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



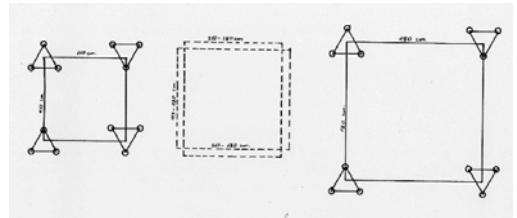
COMPATTAZIONE DINAMICA

- Il metodo consiste nell'impartire alla superficie del terreno una serie di percussioni, ottenute lasciandola cadere su gravata diversi 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 5 a 15 m in funzione del lato di base del grave a circa $(5 \div 6)$ volte tanto $(1,5 \div 15 m)$.
- 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 20 cm e circa 1 m.
- Applicata tale trattamento a tutti i punti della maglia, il lavoro può riprendere per una successiva "passata", previo livellamento del piano campagna, eventualmente appostando nuovo materiale per riempire le caucle che si sono formate e livellazione con il vibratore.

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 da trattare. Per grandi profondità è bene iniziare con impronte distanziate tra loro (1:5) volte il lato di base del grave 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

Dei suoi effetti sul terreno:

- AUMENTO DELLA RESISTENZA AL TAGLIO
- AUMENTO DEL MODULO DI DEFORMABILITÀ
- RIDUZIONE DEI SPOSTAMENTI DOWNTA CARICHI VERTICALI



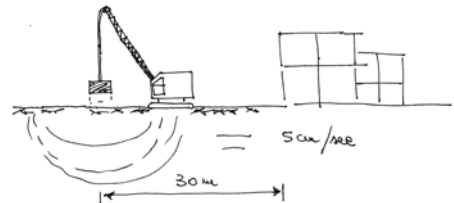
- AUMENTO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO
- RIDUZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE PER AZIONI SISMICHE

COMPATTAZIONE DINAMICA

- LIMITAZIONI:

Una limitazione è data dalla presenza di immobili nei pressi dell'area da trattare. Infatti gli impatti producono vibrazioni in senso orizzontale, ed occorre far stare quindi, da un minimo di:

Secondo Renard (1964) la velocità delle particelle di terreno verso la vibrazione dell'impatto del grave deve essere 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 agli edifici in muratura.



- VALUTAZIONE DELL'EFFICACIA DEL TRATTAMENTO

- Misura delle velocità trasversali V_h con prove geosismiche down-hole e cross-hole.
- misurazione della punta (q_p) misurate con prove penetrometriche statiche (CPT).

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

ASPETTI GEOTECNICI

Parte I – Considerazioni generali

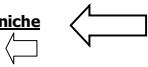
1. Comportamento meccanico dei terreni sotto azioni statiche e dinamiche
2. Principi di progettazione e metodologie di analisi
3. Moti sismici di riferimento

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



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Fondazione: elemento di raccordo fra elevazione e sottosuolo

La progettazione di una fondazione è un tema “di frontiera”, a cavallo fra L'Ingegneria Strutturale ed L'Ingegneria Geotecnica

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Approccio più rigoroso (adottato per opere impegnative)

Analisi globale dell'interazione a tre componenti
elevazione – fondazione – sottosuolo
sottoposto ad un sistema di azioni esterne



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Approccio più diffuso (nella progettazione corrente)

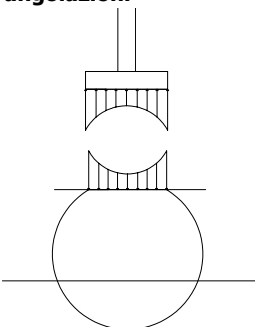
Introducendo alcune semplificazioni:
l'analisi globale del sistema complessivo viene sostituita da analisi parziali di sottosistemi fra loro comunicanti attraverso azioni mutue

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Due diverse angolazioni

Strutturale
risposta concentrata al contorno

Geotecnica
risposta all'interno di un volume significativo di sottosuolo, multistrato, multifase, non lineare, tridimensionale,



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Iter progettuale tradizionale per edifici “normali”

Si introducono due semplificazioni:
Suddivisione del problema di interazione a tre componenti in due problemi a due componenti:

- (A1) interazione elevazione – fondazione
- (A2) interazione fondazione – sottosuolo

Studio in cascata di (A1) e (A2)



Iter progettuale tradizionale per edifici "normali"

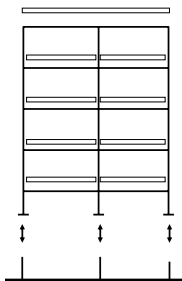
Questo iter progettuale

ampiamente consolidato in campo statico,
è di fatto impiegato anche in campo dinamico

(spesso attraverso il metodo delle
sottostrutture)



(A1) Interazione elevazione – fondazione (in campo statico)



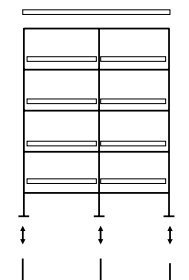
Analisi della sola elevazione, sottoposta a
carichi statici, essenzialmente verticali,
assumendo vincoli fissi nei punti di innesto
elevazione – fondazione,
prescindendo dal comportamento del
sistema fondazione – sottosuolo

Determinazione

- delle sollecitazioni nella elevazione
- degli "scarichi" in fondazione



(A2) Interazione fondazione – sottosuolo (in campo statico)



Impiegando gli "scarichi" in fondazione
ottenuti nella precedente fase (A1)
si effettuano le:

Verifiche in fondazione

- (ULS) Carico limite (coeff. globale)
- (SLS) Cedimenti
- (SLS) Interazione

Obiettivi

- ULS Sicurezza nei confronti del collasso
- SLS Contenimento dei cedimenti e
- SLS delle sollecitazioni nelle fondazioni



Le Fondazioni

Come fondazione si intende l'unità tecnologica che funge da
collegamento statico tra edificio e suolo e che ha il compito di
trasmettere a terra i carichi imposti alla costruzione.

Definizione (Unl 8290)



- TERRENO
 - FONDAZIONE
 - STRUTTURA PORTANTE IN ELEVAZIONE
- FORNANO UN INSIEME FUNZIONALE CHE DEVE ESSERE
CONSIDERATO COME UN INSIEME UNITARIO



Le fondazioni saranno quindi progettate in funzione di:

- CARATTERISTICHE TECNOLOGICHE E COSTRUTTIVE DELL'ORGANISMO EDILIZIO
- CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE



FONDAZIONI

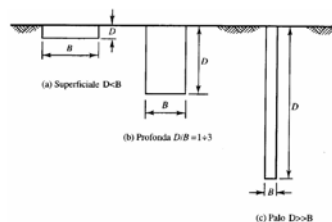
Ogni struttura, non galleggiante, è collegata al terreno e la sua parte strettamente a contatto con col terreno si
chiama fondazione.

FASI DI PROGETTO DI UN'OPERA DI FONDAZIONE

- 1) Indagini, rilievi, prove
 - In sito
 - In laboratorio
- 2) Scelta del tipo di fondazione,
determinazione del piano di posa.
 - Superficiali
 - Profonde
 - Pali
- 3) Calcoli di verifica
 - Calcolo del carico limite e verifiche di stabilità del complesso terreno-fondazione
 - Calcolo dei cedimenti e relativo decorso nel tempo
- 4) Studio delle modalità esecutive
 - Programma dei lavori, metodi di scavo
 - Sceita dei macchinari e delle attrezzature
- 5) Capitolato speciale preventivo di spesa piano dei controlli
 - Nel corso dei lavori
 - In fine di esercizio



SCELTA DELLE FONDAZIONI

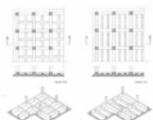


Limite convenzionale $D/B=1/3$, la resistenza e la rigidità di un terreno omogeneo aumentano all'aumentare
della profondità (aumento tensioni efficaci) → le fondazioni profonde incontrano terreni più resistenti e meno
deformabili e spesso la punta è spinta su uno strato rigido o formazione rocciosa. Inoltre le tensioni di taglio
sulla superficie laterale contribuiscono alla capacità portante. Questo contributo è trascurabile per le fondazioni
superficiali. Analisi costi benefici: La soluzione più conveniente può ricercarsi operando sulla struttura, come
visto, o sul terreno al fine di migliorarne le caratteristiche di resistenza e rigidità.

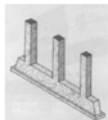


Le Fondazioni

Le fondazioni dirette vengono anche indicate come:
FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENO RESISTENTE POCO PROFONDO.
Rappresentano il tipo più semplice ed economico tra tutti i sistemi di fondazione e vengono classificate in funzione della modalità di trasmissione del carico al terreno in:
- FONDAZIONI CONTINUE, che trasmettono al terreno carichi distribuiti su superfici CONTINUE ed ESTESE su TERRENI RESISTENTI POCO PROFONDI e/o TERRENI INCOERENTI DI SCARSA RESISTENZA
- FONDAZIONI DISCONTINUE, che trasmettono al terreno carichi distribuiti su superfici RIDOTTE e LIMITATE su TERRENI RESISTENTI POCO PROFONDI



Fondazioni continue a PLATEA



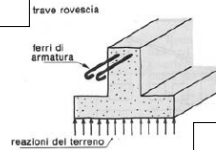
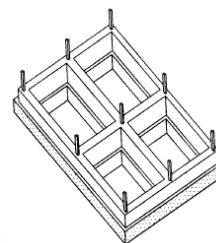
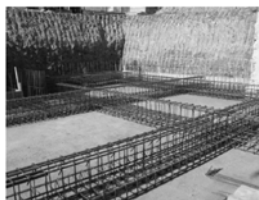
Fondazione continua a TRAVE ROVESCIA



Fondazione discontinua a PLINTO ISOLATO



FONDAZIONI SUPERFICIALI



Sicurezza e prestazioni → STATO LIMITE ULTIMO

6.4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR)
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

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

Sicurezza e prestazioni → STATO LIMITE ESERCIZIO

6.2.3.3 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (6.2.7)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

6.4.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) FONDAZIONI SUPERFICIALI

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7).

Analogo, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

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

Sicurezza e prestazioni → STATO LIMITE ULTIMO

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella Tabella 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

La rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_F per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_F = 1,0$	$\gamma_F = 1,8$	$\gamma_F = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_F = 1,0$	$\gamma_F = 1,1$	$\gamma_F = 1,1$

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

Sicurezza e prestazioni → STATO LIMITE ULTIMO

Coefficienti Parziali per le Azioni nelle Verifiche allo SLU

	Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	fronteroli	γ_F	0,9	1,0
	sfonteroli	γ_F	1,1	1,3
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	fronteroli	γ_F	0,0	0,0
	sfonteroli	γ_F	1,5	1,5
Carichi variabili	fronteroli	γ_F	0,0	0,0
	sfonteroli	γ_F	1,5	1,5

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano convenientemente definiti, si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_s$	γ_F	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_s	γ_F	1,0	1,25
Resistenza non drenata	s_u	γ_F	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_F	1,0	1,0

- Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO), riguardano:
 - il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa.
- Tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.
- Il progetto delle fondazioni superficiali deve prevedere anche l'analisi degli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono la fondazione stessa (STR). In questo caso l'azione di progetto è costituita dalla sollecitazione nell'elemento e la resistenza di progetto è il valore della sollecitazione che produce la crisi nell'elemento esaminato.

APPROCCIO 1

Nelle verifiche agli STATI LIMITE ULTIMI per il **dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO)**, si considerano meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni.

L'analisi può essere condotta con la **Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2.

Nelle verifiche agli STATI LIMITE ULTIMI finalizzate al **dimensionamento strutturale (STR)**, si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione.

L'analisi può essere svolta utilizzando la **Combinazione 1 (A1+M1+R1)**, nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate.

Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

APPROCCIO 2

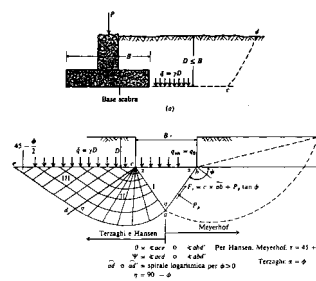
Nelle verifiche effettuate seguendo l'approccio progettuale 2, le azioni di progetto in fondazione derivano da un'unica analisi strutturale condotta impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

Nelle verifiche agli STATI LIMITE ULTIMI per il **dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO)**, si considerano meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni.

L'analisi può essere condotta con la **Combinazione (A1+M1+R3)**, nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dalla forza parallela al piano di scorrimento che ne produce il collasso per scorrimento. Essi vengono utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO.

Nelle verifiche agli STATI LIMITE ULTIMI finalizzate al **dimensionamento strutturale (STR)**, si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi di fondazione. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente γ_R e si procede perciò come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1.

Sicurezza e prestazioni \rightarrow STATO LIMITE ULTIMO



Verifica allo stato limite ultimo (ULS)

- Carico limite: volume di rottura



Collasso per rottura generale

Deve essere verificato che sotto le sollecitazioni di calcolo il terreno sia stabile e non presenti deformazioni permanenti incompatibili con i requisiti di funzionalità della struttura.

Carico Limite: Formula Generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_{\gamma} \alpha_{\gamma} + c' N_c \alpha_c + q N_q \alpha_q$$

$$\text{Fattori di capacità portante } N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} \quad N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

Prandtl, 1921

Vesic, 1970

Prandtl, 1921

Coefficienti correttivi

$$\alpha_{\gamma} = i_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

$$\alpha_c = i_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c$$

$$\alpha_q = i_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Coeff. di inclin. del carico (Vesic, 1970)

Coeff. di forma (De Beer, 1967)

Inclinaz. p. c. (Brinch-Hansen, 1970)

$$i_{\gamma} = [1 - (N_c / (B' \cdot L' \cdot c' \tan \phi'))^{(m+1)}]$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4(B'/L')$$

$$R_{\gamma} = R_{\gamma_0}$$

$$i_c = i_{\gamma} \cdot (1 - i_{\gamma}) (N_q \tan \phi')$$

$$s_c = 1 + (B'/L') (N_q / N_c)$$

$$R_c = R_{c_0} - (1 - R_{c_0}) (N_q \tan \phi')$$

$$i_q = [1 - (N_c / (B' \cdot L' \cdot c' \tan \phi'))^m]$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi'$$

$$R_q = (1 - \tan \phi')^2$$

Coeff. di affondamento

Coeff. di inclin. della base (Brinch-Hansen, 1970)

$$d_{\gamma} = 1$$

$$b_{\gamma} = b_{\gamma_0}$$

$$d_c = d_{\gamma} - (1 - d_{\gamma}) (N_q \tan \phi') \quad \text{Vesic, 1973}$$

$$b_c = b_{\gamma_0} - (1 - b_{\gamma_0}) (N_q \tan \phi')$$

$$d_q = 1 - 2(D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi') \quad \text{Brinch-Hansen, 1970}$$

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi')^2$$

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Verifica a carico limite di fondazioni superficiali

Verifica secondo la Normativa attuale (DM 11.III.88)

Per la componente verticale unitaria il valore limite è dato dalla nota formula trinomiale

$$q_{v,lim} = \xi_q \xi_c N_q q + \xi_c \xi_c N_c c + \xi_\gamma \xi_\gamma N_\gamma \gamma \frac{B'}{2}$$

(Prandtl/Terzaghi/Vesic/Brinch-Hansen & co.)

valida per:
rottura generale, fondazione rettangolare, piano di posa e di campagna orizzontali

N_q N_c N_γ = coefficienti funzione di ϕ e c (carico nastriforme, verticale, centrato)
 ξ_q ξ_c ξ_γ = coefficienti di forma
 ξ_q ξ_c ξ_γ = coefficienti di inclinazione del carico
 B' = larghezza ridotta per tenere conto dell'eccentricità ($B' = B - 2e$)

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

SICUREZZA NELLA PROGETTAZIONE TRADIZIONALE

ULS : la sicurezza è contemplata nel coefficiente globale di sicurezza delle verifiche in fondazione

↓

- Non vi sono coefficienti parziali su carichi e su altre azioni
- Non si considerano coefficienti parziali su caratteristiche di resistenza del terreno

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

RENATO LANCELLOTTA
ATTIVITÀ DI RICERCA DELLA Cattedra di Geotecnica
DEL POLITECNICO DI TORINO

ELEMENTI DI GEOTECNICA

CAPACITÀ PORTANTE DELLE
FONDAZIONI SUPERFICIALI

LIBRERIA EDITRICE UNIVERSITARIA LEVIROTTI & BELLA
C.so Vittorio Emanuele 26/II - TORINO - C.so Luigi Einaudi 57

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Carico Limite di Fondazioni Superficiali

Meccanismo di Rottura

Definizione Carico Limite

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Valutazione Sperimentale del Carico Limite di Fondazioni Superficiali

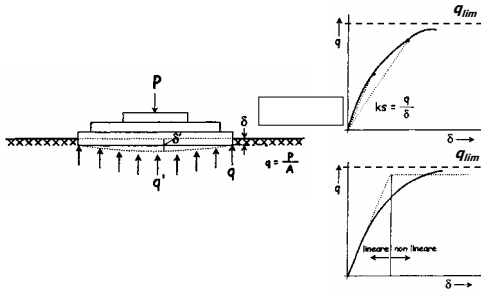
Valutazione Sperimentale del Carico Limite di Fondazioni Superficiali

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

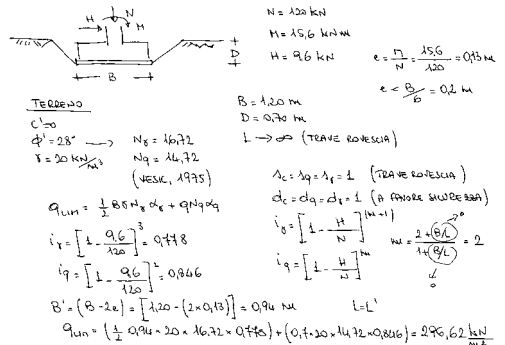
Valutazione Sperimentale del Carico Limite di Fondazioni Superficiali

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

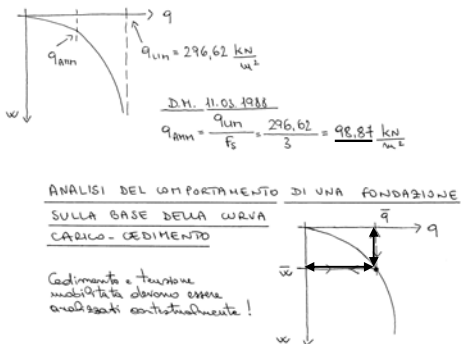
Sicurezza e prestazioni \Rightarrow STATO LIMITE ULTIMO



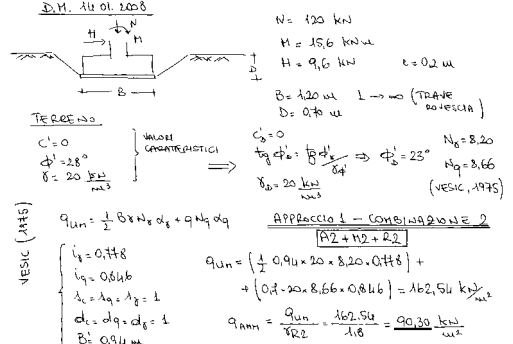
D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)



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



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



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

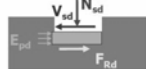
Collasso per slittamento

La resistenza laterale di calcolo E_{pd} derivante dalla spinta del terreno sulla faccia laterale del plinto, può essere tenuta in conto a condizione che vengano presi adeguati provvedimenti in sito, quali la compattazione del terreno di riporto ai lati del plinto, l'infissione di un muro verticale di fondazione nel terreno, o il getto del calcestruzzo armato del plinto direttamente a contatto con una parete di scavo netta e verticale.

Per la verifica di sicurezza contro il collasso per slittamento su una base orizzontale, deve essere soddisfatta la disuguaglianza seguente:

$$V_{sd} < F_{Rd} + E_{pd}$$

nella quale V_{sd} è il valore di calcolo della forza orizzontale.



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

Collasso per slittamento

Nel caso di fondazioni la cui base giaccia al di sopra del livello di falda, si deve contrastare questo tipo di collasso sfruttando sia la resistenza ad attrito sia, sotto condizioni specificate, la spinta laterale del terreno.

In assenza di studi specifici la resistenza per attrito di calcolo può essere valutata mediante l'espressione seguente:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta$$

nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale
 δ è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto.

Nel caso di fondazioni al di sotto del livello di falda la resistenza a taglio di calcolo deve essere valutata sulla base del valore della resistenza non drenata.



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Interazione terreno-struttura sotto scossa sismica

Sistemi a grado di **complessità crescente**:

Assenza della struttura

Sistema costituito solo da un deposito di terreno investito da onde sismiche note su un affioramento rigido o su un substrato rigido

Il moto **free field** in superficie viene ottenuto dallo studio della *Risposta Sismica Locale* (RSL)

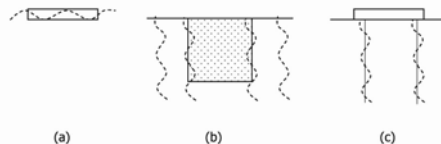


Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Interazione terreno-struttura sotto scossa sismica

Sistema **appena più complesso**:

fondazione immersa nel sottosuolo, priva di una struttura in elevazione



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Interazione terreno - struttura sotto scossa sismica

Il moto sismico proveniente dal substrato rigido pone in vibrazione il sistema globale:

Le forze di inerzia che si destano nella struttura in **elevazione** impegnano il sistema **fondazione – terreno**
(Interazione Inerziale)

D.M. 14 Gennaio 2008

Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

Stato Limite di Danno

In aggiunta all'analisi della sicurezza del complesso fondazione-terreno rispetto allo **stato limite ultimo**, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, devono essere valutati gli **spostamenti permanenti** indotti dal sisma, verificando che essi siano accettabili per la fondazione e siano compatibili con la **funzionalità dell'intera opera**.

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Bozza di Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni

La valutazione delle azioni trasmesse dalla struttura in elevazione alla fondazione deriva dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la *sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche*. Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura in elevazione si può tenere conto della modifica del moto sismico indotta dall'**interazione cinematica** fondazione-terreno.

L'*azione del sisma* si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Metodo delle sottostrutture

Decomposizione dello spostamento relativo elevazione – fondazione in 2 aliquote:

CINEMATICA ED INERZIALE

Metodo delle sottostrutture:
Interazione Cinematica

Studio del sistema **terreno – fondazione**, connesso ad una elevazione **priva di massa**

Azione sismica esterna al sistema: moto al **bedrock**

Si determinano

gli **spostamenti cinematici** e

le **sollecitazioni in fondazione** ad essi connesse



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Metodo delle sottostrutture:
Interazione Inerziale

Studio della **elevazione** connessa ad un sistema fondazione – terreno privo di massa

Azione sismica esterna: spostamenti cinematici determinati nella fase precedente

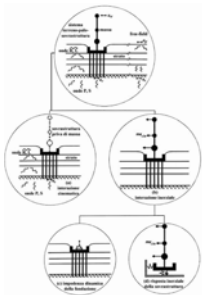
Si determinano

gli **spostamenti inerziali** e

le **sollecitazioni in fondazione** ad essi connesse

Metodo delle sottostrutture: Interazione Cinematica e Inerziale

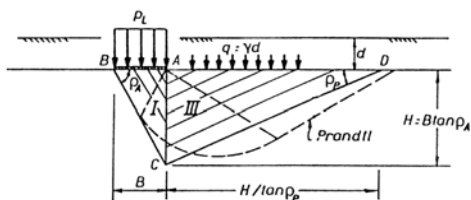
Le **sollecitazioni compressive** agenti in **fondazione** si ottengono **sommando** le aliquote determinate nelle **due fasi di analisi**



Metodi di analisi dell'influenza dell'inerzia del terreno sulla capacità portante

- Richard *et al.*, (1993)
- Paolucci & Pecker, (1997)
- Kumar & Mohan Rao, (2002)
- EC8, (2003)

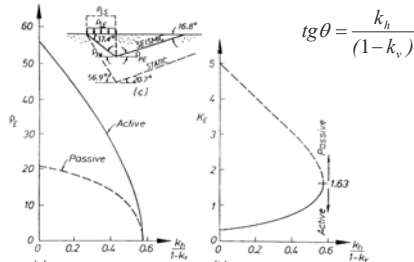
Verifica a carico limite ultimo Richards *et al.* (1993)



$$N_q = \frac{K_p}{K_a} ; \quad N_\gamma = (N_q - 1) \tan \rho_A ; \quad N_c = (N_q - 1) \cot g \varphi$$

Meccanismo di collasso semplificato

Verifica a carico limite ultimo Richards *et al.* (1993)



Valori delle inclinazioni ρ e dei coefficienti di spinta K

Verifica a carico limite ultimo Richards *et al.* (1993)

Acceleration Intensity	Seismic Bearing-Capacity Factors			Ratios of Seismic to Static Bearing-Capacity Factors		
$\tan \theta = \frac{k_h}{1 - k_v}$	$N_{q,e}$	$N_{\gamma,e}$	$N_{c,e}$	$N_{q,e}/N_{q,s}$	$N_{\gamma,e}/N_{\gamma,s}$	$N_{c,e}/N_{c,s}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0	16.51	23.76	26.86	1.00	1.00	1.00
0.807	12.86	15.34	20.55	0.78	0.65	0.77
0.176	9.84	9.45	15.31	0.60	0.40	0.57
0.268	7.30	5.36	10.91	0.44	0.23	0.41
0.364	5.12	2.61	7.14	0.31	0.11	0.27
0.466	3.21	0.88	3.83	0.19	0.04	0.14
0.577	1.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00

Coefficienti di carico limite in condizioni di scossa sismica

Verifica a carico limite ultimo Paolucci e Pecker (1997)

$$q_{lim,e} = v_h \cdot v_e \cdot v_i \cdot q_{lim,s}$$

$$v_h = \left(1 - \frac{V}{0.85 \cdot N}\right)^3$$

Forza orizzontale

$$v_e = \left(1 - \frac{e_B}{0.5 \cdot B}\right)^{1.8}$$

Eccentricità del carico

$$v_i = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0.35}$$

Inerzia del terreno

$$k_h = (a_g/g) \cdot S < \tan \varphi$$



Verifica a carico limite ultimo Paolucci e Pecker (1997)

$$v_i = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0.35}$$

Condizione necessaria per utilizzare v_i è che sia:

$$k_h = (a_g/g) \cdot S < \tan \varphi \quad (*)$$

Per la vecchia Normativa Sismica Italiana (D.M. 16/01/1996) si aveva:

$$k_{h,max} = [(a_g/g) \cdot S]_{max} = 0.1 \times 1.3 = 0.13$$

per cui la (*) era sempre verificata.



Formula proposta dall'EC8 (2003)

Annex F

Capacità portante sismica delle fondazioni nastriformi

$$\frac{\left(1 - e F^*\right)^{CT} \left(\beta V^*\right)^{CT}}{\left(N^*\right)^a \left[\left(1 - m F^* k^*\right)^{b'} - N^*\right]^b} + \frac{\left(1 - f F^*\right)^{CT} \left(\gamma M^*\right)^{CT}}{\left(N^*\right)^c \left[\left(1 - m F^* k^*\right)^{d'} - N^*\right]^d} - 1 \leq 0$$

dove:

F^* = Forza d'inerzia del terreno

$$N^* = \gamma_{Rd} \cdot N_{Ed} / N_{max} \quad V^* = \gamma_{Rd} \cdot V_{Ed} / N_{max} \quad M^* = \gamma_{Rd} \cdot M_{Ed} / N_{max}$$

BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS NEAR SLOPES: STATIC ANALYSIS

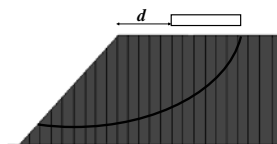
BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS NEAR SLOPES: SEISMIC ANALYSIS

F. CASTELLI

Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering University of Catania, ITALY

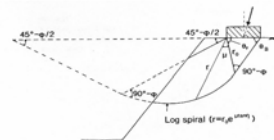
E. MOTTA

Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering University of Catania, ITALY



When a footing is placed near the edge of a sloping ground the bearing capacity may be reduced. The failure mechanism is influenced by the distance d of the foundation from the edge of the sloping ground.

If the footing is far enough from the edge, the failure mechanism will be not affected by the slope, and the failure surface reaches the ground in the horizontal plane.

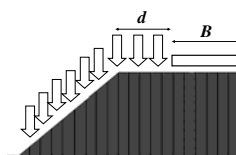


- The bearing capacity of a vertically loaded shallow foundation in plane strain conditions is generally evaluated by the superposition formula proposed by Terzaghi (1943).
- The ultimate load that the soil foundation can sustain is expressed by the linear combination of the three bearing capacity factors N_c , N_q and N_γ which depend on the friction angle of the soil:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot (N_c) + c \cdot (N_c) + q \cdot (N_q)$$

- Further solutions for the bearing capacity were given in a more general form, taking into account, by means of corrective factors, of the shape of the foundation, of the load and ground inclination and of the depth and inclination of the bearing surface:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_q \cdot (\alpha_\gamma) + c \cdot N_c \cdot (\alpha_c) + q \cdot N_q \cdot (\alpha_q)$$

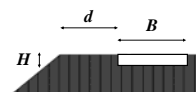


Bearing capacity correction factors for a strip footing resting near a sloping ground can be considered:

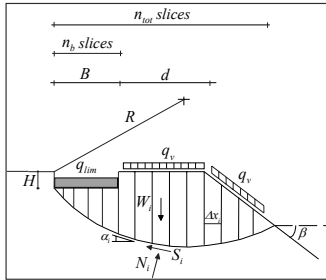
$$\frac{N_c^*}{N_c} \quad \frac{N_q^*}{N_q} \quad \frac{N_\gamma^*}{N_\gamma}$$

Bearing capacity correction factors are given as a function of the friction angle of soil, of the slope angle, and of the ratio d/B between the distance from the edge of the slope and the width of the footing.

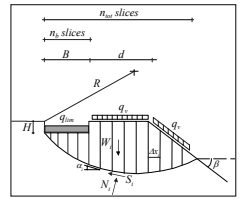
The depth effects (H) for an embedded footing are also investigated.



- The method of analysis is based on the Limit Equilibrium Technique.
- The failure mechanism is a circular surface which, from the foundation, propagates until the sloping ground is reached.



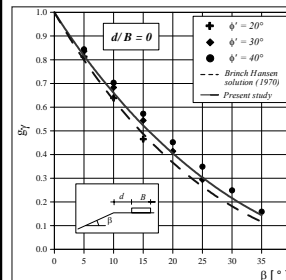
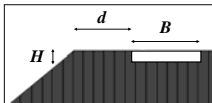
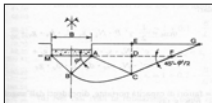
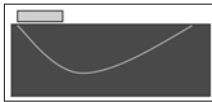
- The bearing capacity is investigated considering both the effects of the distance of the footing from the edge of the slope (d) and of the footing embedment (H).
- The normal force N_i acting at the slice base (i.e. and N_i the resultant of effective normal stress acting at the base of the slices) can be derived by the Bishop's method (1955):



$$N_i = \frac{q_{lim} \Delta x_i + W_i - c \Delta x_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi} \quad (\text{slices } i = 1 \text{ to } n_b)$$

$$N_i = \frac{q_i \Delta x_i + W_i - c \Delta x_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi} \quad (n_{b+1} \leq i \leq n_{tot})$$

- If the footing is far enough from the edge, the failure mechanism will be not affected by the slope.
- When the distance increases, the correction factors become closer and closer to 1 for a not embedded footing.
- For a depth ratio H/B greater than zero, the correction factors become greater than 1, because of the depth effect which increases the limit load.
- Greater is the friction angle of the soil, greater is the distance at which the effect of the sloping ground vanishes.
- There is a distance at which the effect of the sloping ground is negligible (threshold distance d_t).

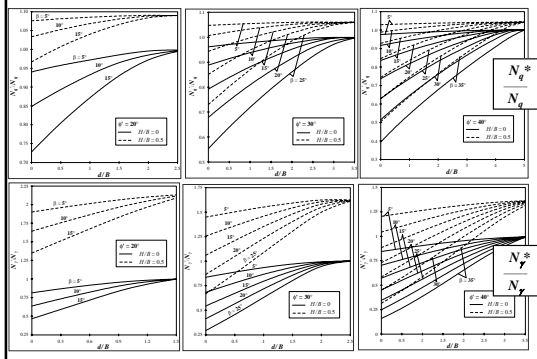
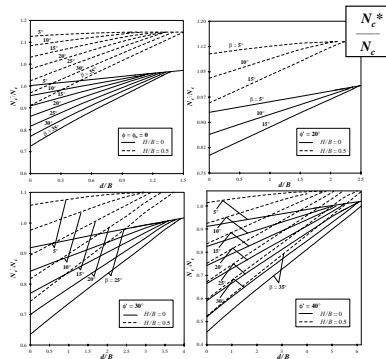


Despite of the simplified mechanism, results are in a very good agreement with the well known Brinch Hansen's solution (1970).

The ground factors g_γ derived by assuming the distance d equal to zero and the slope angle $\beta > 0$, has been evaluated for three different friction angles:

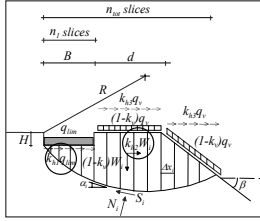
$$\phi = 20^\circ - 30^\circ - 40^\circ$$

According to the Brinch Hansen solution we have:
 $g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$, while in the present study we obtain:
 $g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^{4.5}$



SEISMIC ANALYSIS

- The seismic bearing capacity of a strip footing under seismic conditions is investigated with the pseudo static method.
- Both inertial and kinematic effects of the seismic loading have been analyzed in the evaluation of the bearing capacity.



$$N_i = \frac{q_{vm} \Delta x_i + W_i (1 - k_v) - c \Delta x_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi} \quad (\text{slices } i = 1 \text{ to } n_i)$$

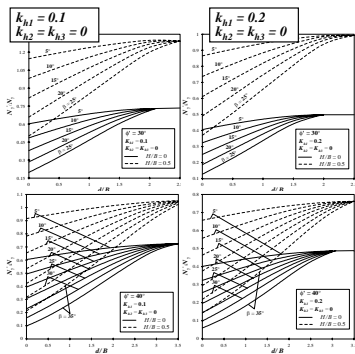
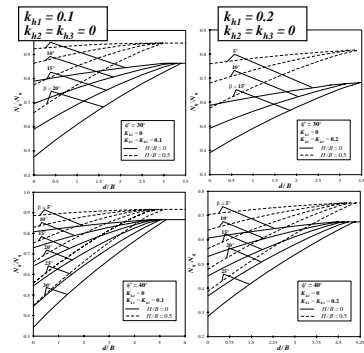
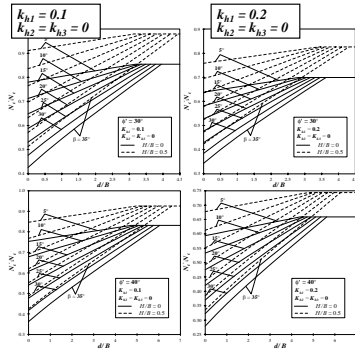
$$N_i = \frac{q_v (1 - k_v) \Delta x_i + W_i (1 - k_v) - c \Delta x_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi} \quad (n_{i+1} \leq i \leq n_{tot})$$

PARAMETRIC ANALYSIS

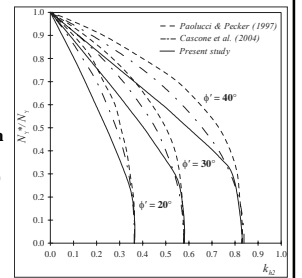
- A parametric analysis was carried out assuming a friction angle of the soil varying in the range 0° (for undrained analysis) up to 40° .
- The angle of the slope near the footing was varied in the range 5° to 35° .
- The limit values of β for $k_v = 0$ and $\phi = 20^\circ - 30^\circ$ and 40° are:

ϕ'	k_{h2}, k_{h3}				
	0.1	0.2	0.3	0.4	
20°	14.29°	8.69°	3.30°	-	
30°	24.29°	18.69°	13.30°	8.19°	
40°	34.29°	28.69°	23.30°	18.19°	

Limit values of β



- Referring to the kinematic effect due to the inertia of the soil mass (seismic coefficient k_{h2}), a good agreement can be observed between the results of the present study (for $\beta = 0^\circ$), those produced by Paolucci & Pecker (1997) with the limit analysis and those found by Cascone *et al.* (2004) with the method of characteristics.
- The reduction of the bearing capacity is presented in terms of the ratio N_q^*/N_c as a function of k_{h2} .



-



INTERAZIONE TERRENO - STRUTTURA IN CAMPO PSEUDO-STATICO E DINAMICO

Approcci d'indagine:

- **Approcci analitici (approssimati)** \Rightarrow *Metodi delle situazioni limite
Metodi della rigidezza equivalente
Metodo delle impedenze*
- **Modelli di laboratorio** \Rightarrow *Test su tavola vibrante
o in centrifuga*
- **Analisi numeriche** \Rightarrow *Uso di codici FEM,
BEM, FDM, DEM*

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

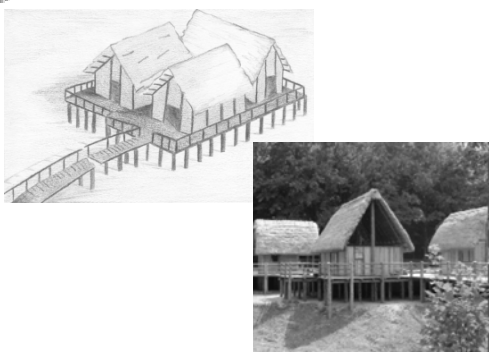
Parte II – Analisi geotecnica del sito

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

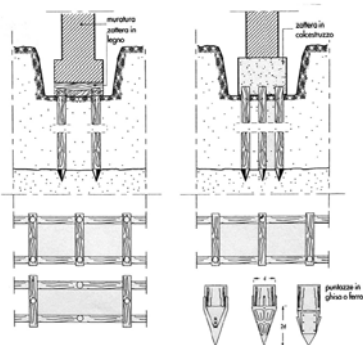
Parte III – Opere geotecniche

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

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

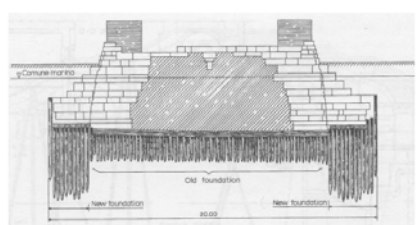


Figura 37 – Fondazione del Campanile di San Marco a Venezia (da Donghi, 1913, riprodotta in Colombo e Colleselli, 1997)

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

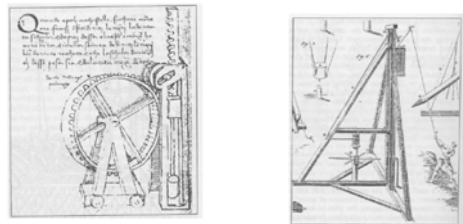



Figura 10 – Macchina per l'infissione di pali, in Trattati di Architettura, Ingegneria e Arte Militare, 1482, (da Jappelli e Marconi, 1997)

Figura 11 – Macchina per l'infissione di pali, in Architettura sabaudica, ovvero arte di condurre, innalzare e regolare le acque per vari bisogni della vita (Mastora, 1896), (da Jappelli e Marconi, 1997)

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Pali Trivellati gettati in Opera

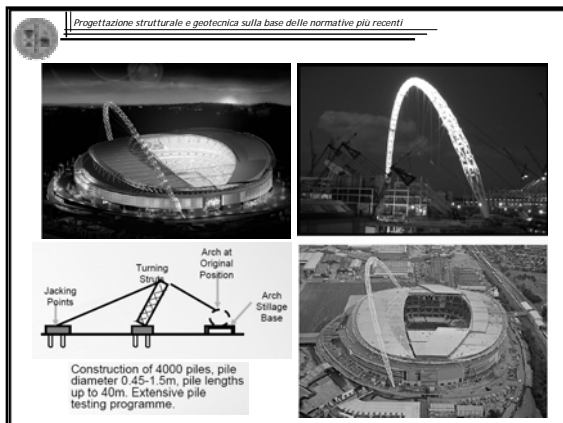


ARMATURA PALI # 1800

SEC. A-A

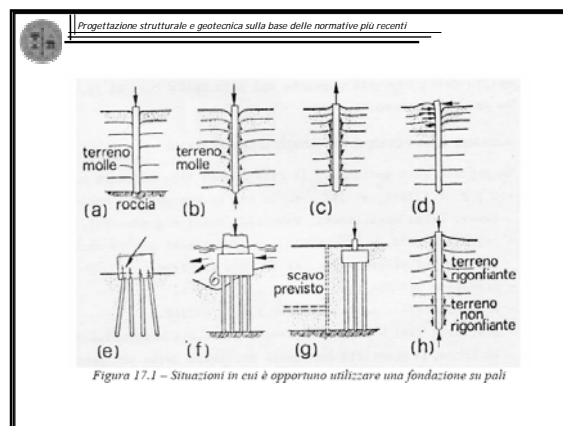
ARMATURA PALI # 1800

SEC. B-B



TIPI DI MICROPALI

- Si definiscono micropali i pali trivellati di piccolo diametro ($D < 250 \text{ mm}$) realizzati con attrezzature e tecnologie particolari
- I tipi fondamentali sono due:
 - PALO RADICE**, che riproduce la tecnica dei pali trivellati di medio diametro, ma con getto in pressione
 - PALO TUBFIX**, ottenuto per trivellazione e getto attraverso un tubo di acciaio valvolato e cementato al terreno



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

DIMENSIONAMENTO

- Scelta del tipo di palo**
- Dimensionamento del palo (L, d)**
- Numero di pali e disposizione**
- Struttura/e di collegamento**

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

I pali di fondazione possono essere classificati in base a differenti criteri:

Rispetto alle dimensioni

- piccolo diametro o micropali ($d \leq 25 \text{ cm}$),
- medio diametro ($30 \leq d \leq 60 \text{ cm}$),
- grande diametro ($d \geq 80 \text{ cm}$).

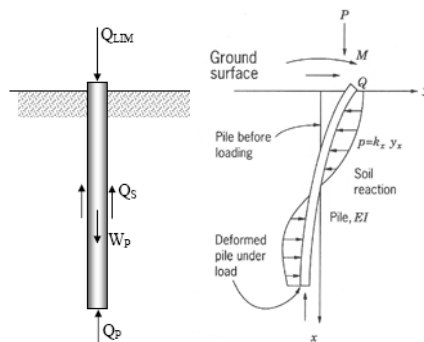
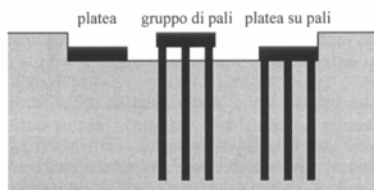
Rispetto al materiale costituente

- calcestruzzo (prefabbricato o gettato in opera, normale, centrifugato, vibrato, precompresso),
- acciaio,
- legno.

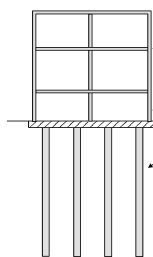
Rispetto al procedimento costruttivo

- infissi (senza asportazione di terreno, prefabbricati o gettati in opera),
- trivellati (con asportazione di terreno),
- trivellati con elica continua (parziale asportazione di terreno).

Definizione dei tipi di fondazione su pali



INTERAZIONE SOVRASTRUTTURA – FONDAZIONE - TERRENO



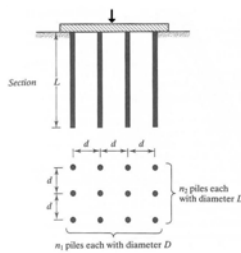
FONDAZIONI SU PALI

INTERAZIONE :

1. SOVRASTRUTTURA
2. ELEMENTO DI COLLEGAMENTO
3. PALI (Ulteriori Fenomeni di Interazione)
4. TERRENO

INTERAZIONE LIMITATA A ELEMENTO DI COLLEGAMENTO PALI - TERRENO

ASPETTI GENERALI DELL'ANALISI E DEL PROGETTO DELLE FONDAZIONI SU PALI



■ CAPACITA' PORTANTE

- Palo Singolo
- Gruppo di Pali
- Elemento di Collegamento

■ CEDIMENTI

- Cedimenti Assoluti
- Cedimenti Differenziali
- Cedimento Medio

■ AZIONI MOBILITATE

- Carico Assiale
- Momento Flettente e Taglio nella Piastra e nei Pali

ASPETTI GENERALI DELL'ANALISI E DEL PROGETTO DELLE FONDAZIONI SU PALI

■ AZIONI MOBILITATE

- Reazioni nel Terreno lungo i Pali

■ PROBLEMI DI MODELLAZIONE

- Comportamento non-lineare del Terreno
- Non-omogeneità del Terreno
- Rigidità dell' Elemento di Collegamento

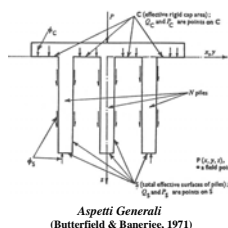
■ EFFETTI DI INTERAZIONE

- Palo - Terreno
- Palo - Palo
- Terreno - Piastra
- Palo - Piastra

■ ASPETTI DI PROGETTO

- Geometria dei Pali
- Posizione dei Pali
- Spessore della Piastra

METODI DI ANALISI DELLE FONDAZIONI SU PALI

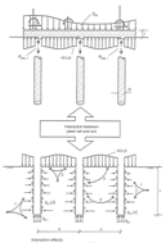


Aspetti Generali (Butterfield & Banerjee, 1971)

METODI DI CALCOLO RIGOROSI

- "(BEM) Boundary Element Methods" (Butterfield & Banerjee, 1971; Kuwabara, 1989; Mendoca & Paiva, 2000).
- "Hybrid Method" (Hain & Lee, 1978; Franke et al., 1994; Russo, 1996; Ta & Small, 1996; Russo & Viggiani, 1998).
- "Simplified 2D Finite Element and Differential Methods" (Mohamedzain et al., 1999; Horikoshi & Randolph, 1999; Prakoso & Kulhawy, 2001).
- "(FDM) 3D Finite Differential Methods" (Poulos, 2001).
- "3D-dimensional FEM" (Ottaviani, 1975; Chow & Teh, 1991; Katzenbach et al., 2000; De Sanctis, 2001).

METODI DI ANALISI DELLE FONDAZIONI SU PALI



METODI DI CALCOLO APPROSSIMATI

- "A strip on springs" (Poulos, 1991).
- "A plate on springs" (Burghignoli, 1983; Chow & The, 1991; Clancy & Randolph, 1993; Poulos, 1994; Russo & Viggiani, 1997; Kim et al., 2001; Gue et al., 2002).
- "Variational approach" (Shen et al., 1997; 2000).

METODI DI CALCOLO SEMPLIFICATI

- "Equivalent Pier Method" (Poulos & Davis, 1980; Randolph, 1983; Horikoshi & Randolph, 1999).
- "Stiffness Equivalent Method" (Randolph, 1994; Poulos, 2000; 2001; 2002).

Effetti di Interazione Struttura - Terreno
(Katzembach et al., 2000)

FONDAZIONI SU PALI
AZIONI E SITUAZIONI DI PROGETTO
SECONDO L'EC7 (EN 1997-1:2003E)

- PALI CARICATI ASSIALMENTE
- PALI CARICATI TRASVERSALMENTE ALL'ASSE
(pali in zona sismica, livelli di scavo diversi su lati opposti della fondazione su pali, fondazione su pali ai piedi di un rilevato, ...)
- PALI CARICATI DA AZIONI DOVUTE A SPOSTAMENTI DEL TERRENO
(pali passivi, attrito negativo, rigonfiamenti o sollevamenti del terreno, ...)
- PALI SOGGETTI A TRAZIONE

FONDAZIONI SU PALI
STATI LIMITE PREVISTI DALL'EC7
(EN 1997-1:2003E)

- Instabilità globale;
- Rottura per carico limite della fondazione su pali;
- Sollevamento o insufficiente resistenza a trazione della fondazione su pali;
- Rottura del terreno per carico trasversale sulla fondazione su pali;
- Rottura strutturale del palo per compressione, trazione, flessione, taglio o carico di punta;
- Rottura combinata del terreno e dei pali di fondazione;
- Rottura combinata del terreno e della struttura di collegamento;
- Cedimenti eccessivi;
- Sollevamenti eccessivi;
- Spostamenti laterali eccessivi;
- Vibrazioni inaccettabili.

Capacità Portante di un Palo Singolo

Carico limite verticale di collasso di fondazioni profonde

A differenza delle fondazioni dirette, per i pali si assume totale indipendenza tra calcolo di componente assiale (V_{lim}) e trasversale (H_{lim})

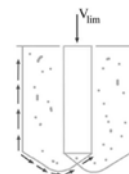
Componente assiale V_{lim} (verticale e centrata)
Ipotesi: palo rigido, terreno rigido-plastico

$$V_{lim} = P_{lim} + S_{lim} = P_{lim} + \int_0^L s_{lim} dz$$

$$P_{lim} = N_c A_p + N_q A_p' = s_{lim} = k \cdot k' \cdot \tan \theta_{sk} + c_{sk}$$

p, A_p = resistenza unitaria e area della punta
 s, A_p' = resistenza unitaria e area laterale

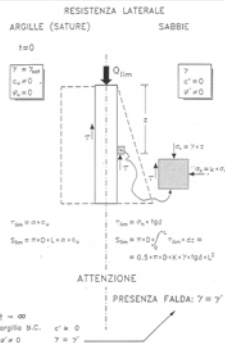
$$N_c = f(q) \quad N_q = (N_c - f(q)) \cdot \frac{L}{L + f(q)}$$



Verifica secondo la Normativa attuale (DM 11.III.88)

$$\frac{V_{lim}}{S_{lim}} > \gamma S = 2.5$$

Capacità Portante di un Palo Singolo: Resistenza Laterale

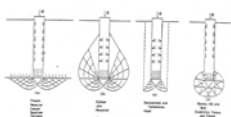


Capacità Portante di un Palo Singolo: Resistenza Laterale

EFFETTI PRODOTTI DALLA INSTALLAZIONE DI UN PALO



Capacità Portante di un Palo Singolo: Resistenza alla Punta



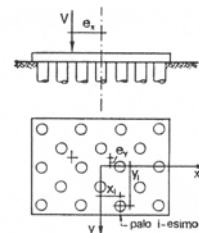
ARGILLE (SATURE)
 $f = 0$
 $P_{lim} = A_p (c_u + N_u + \gamma_{sat} L)$

SABBIE
 $P_{lim} = A_p \cdot \gamma \cdot L \cdot N_q$

ATTENZIONE
 PRESENZA FALDA: $\gamma = \gamma'$

$f = 0$
 argilla N.C.
 $\gamma' = 0$
 $\gamma = \gamma'$

Pali in Gruppo: Carico Agente sul Singolo Palo



$$Q_i = \frac{V}{n} + V \cdot e_y \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2} + V \cdot e_x \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2}$$

Capacità Portante di un Gruppo di Pali

Effetto di gruppo

Il carico limite Q_{lim} di un gruppo di N pali differisce, in generale, dal prodotto del carico limite Q_{lim} del palo singolo per il numero N di pali del gruppo. Si pone:

$$Q_{lim} = N \cdot E \cdot Q_{lim}$$

dove il fattore E è detto efficienza della palificata.

Per palificate in terreni incoerenti, l'esperienza (Vesic, 1968) ha mostrato che l'efficienza risulta non minore dell'unità; nel progetto, cautelativamente, si potrà assumere $E = 1$.

Per palificate in terreni coesivi, invece, l'efficienza risulta minore dell'unità e tipicamente pari a 0.6 + 0.7. Per un gruppo costituito da m file di pali con n pali per ciascuna fila, si potrà adottare la formula empirica di Converse Labarre:

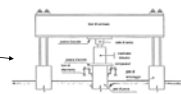
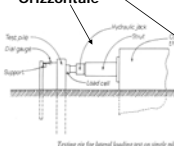
$$E = 1 - \frac{\arctg(i/d) \cdot (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \cdot mn}$$

nella quale i rappresenta l'interasse fra i pali del gruppo.

FONDAZIONI SU PALI AZIONI E SITUAZIONI DI PROGETTO SECONDO L'EC7 (EN 1997-1:2003E)

Prove di Carico Statiche:

- Verticale
- Orizzontale



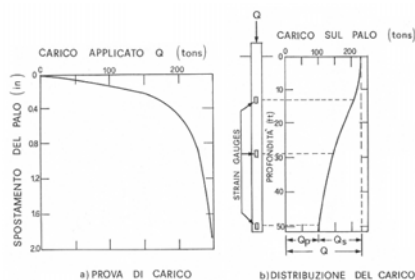
Schema di una prova di carico con trave di contrasto e pali di ancoraggio



Schema di una prova di carico con reverse

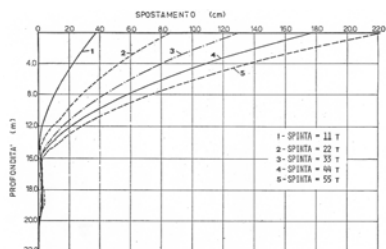


Prove di Carico su Pali Strumentati



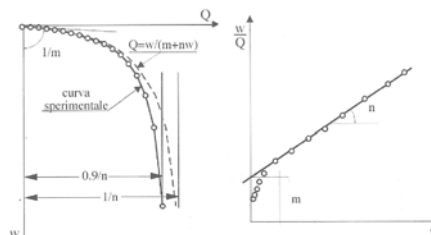
Curva carico - cedimento

Prova di Carico Orizzontale

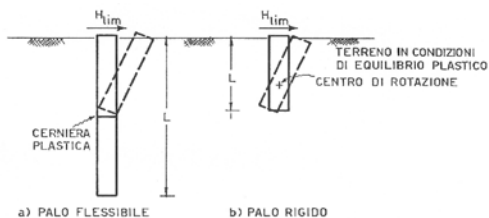


Curva carico - spostamento

Interpolazione della Curva Carico - Cedimenti

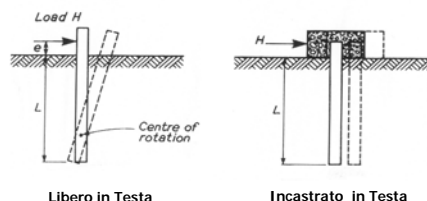


Pali soggetti ad Azione Orizzontale: Meccanismi di Rottura

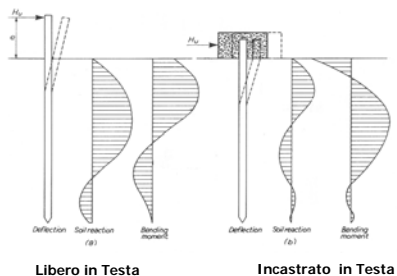


GRADO DI LIBERTÀ DI ROTAZIONE DELLA TESTA DEL PALO, O DELLA CONNESSIONE TRA PALO E STRUTTURA

Pali soggetti ad Azione Orizzontale: Palo Corto

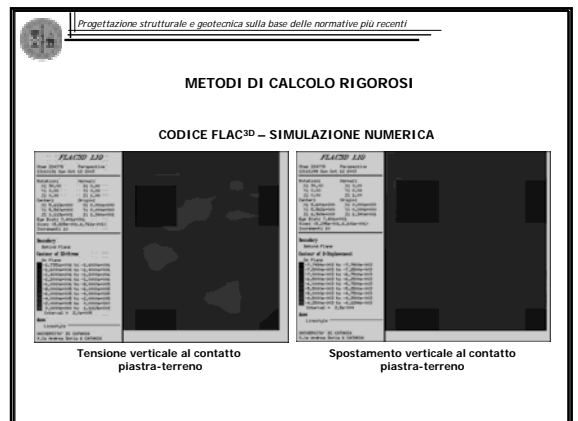
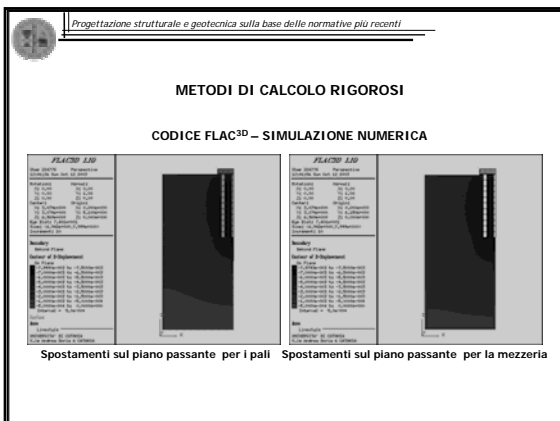
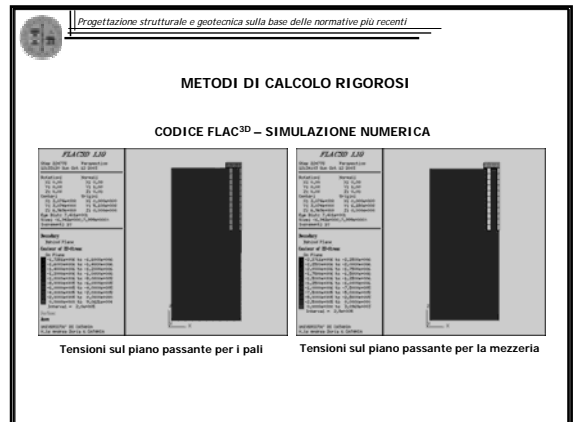
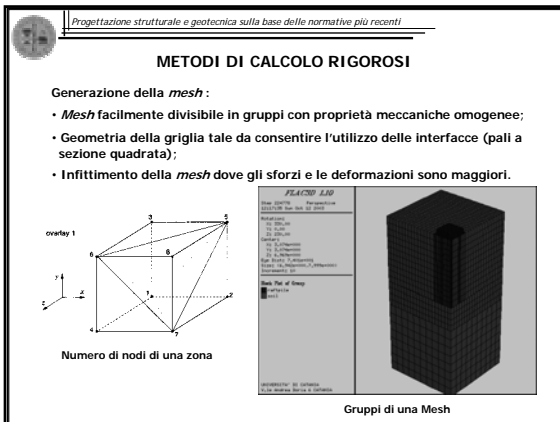
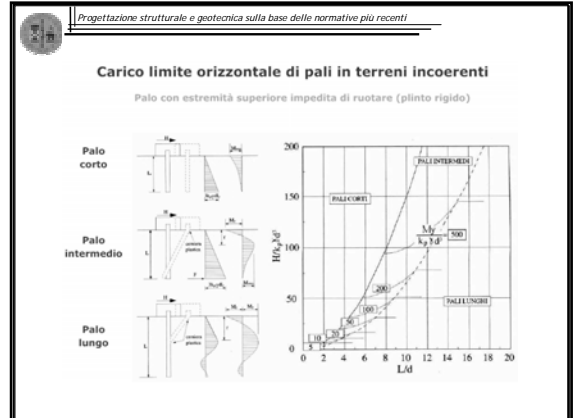
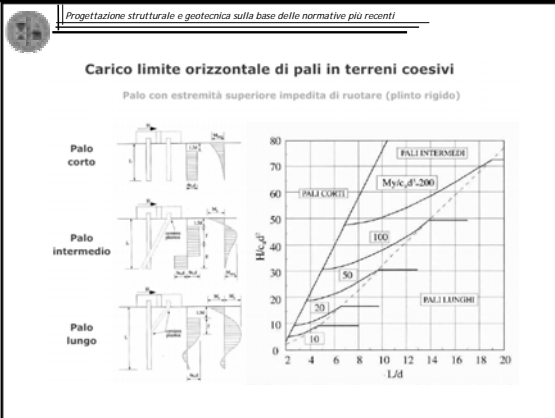



Pali soggetti ad Azione Orizzontale: Palo Lungo



Carico limite orizzontale di collasso di fondazioni profonde








Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

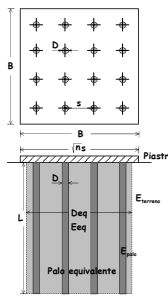
CONSIDERAZIONI SULL'ANALISI NUMERICA TRIDIMENSIONALE

- Potenzialmente è il più rigoroso metodo di analisi delle piastre su pali
- Permette di tenere conto delle interazioni:
 - Palo - palo
 - Palo - piastra
 - Piastra - terreno
 - Terreno - palo
- Permette di stimare con affidabilità i cedimenti assoluti e differenziali e le sollecitazioni all'interno della piastra e dei pali
- Risulta oneroso in termini di tempi d'analisi (CPU_{time} = 36 ore).



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

METODI DI ANALISI DELLE FONDAZIONI SU PALI



METODI DI CALCOLO SEMPLIFICATI

"Metodo del Palo Equivalente"
(Poulos & Davis, 1980; Randolph, 1983; Horikoshi & Randolph, 1999)

$$Deq = \sqrt{\frac{4}{\pi} Ag} = 2 \sqrt{\frac{Ag}{\pi}} = 1.13 \sqrt{Ag}$$

$$Eeq = Es + (Ep - Es) \frac{Atp}{Ag}$$

$$Ag = \left[(\sqrt{n} - 1) k \right]^2$$

$$R = \sqrt{\frac{Bp}{Lp}}$$

R < 2

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

6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platen su pali) che porti alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

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

Sicurezza e prestazioni STATO LIMITE ULTIMO

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2-R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

La rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1-R1)
- Combinazione 2: (A2+M2-R2)

Approccio 2:

(A1+M1-R3)

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_i da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_a	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,15	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_l	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Trazione	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{lt}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

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

Sicurezza e prestazioni STATO LIMITE ULTIMO

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

(a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$ ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ_i riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\min}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\max}}{\xi_2} \right\} \quad (6.2.8)$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\min}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{\max}}{\xi_2} \right\} \quad (6.2.9)$$

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

Sicurezza e prestazioni STATO LIMITE ULTIMO

Tabella 6.4.III - Fattori di correlazione ξ_i per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto R_{ed} della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando i coefficienti parziali γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T=1,0$	$\gamma_T=1,6$	$\gamma_T=1,3$

Sicurezza e prestazioni → STATO LIMITE ESERCIZIO

6.4.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

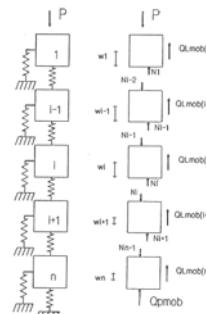
Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

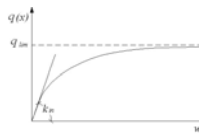
PALI SOGGETTI A CARICO VERTICALE: MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO

Metodo delle "Funzioni di Trasferimento"



MODELLAZIONE COMPORTAMENTO PALI

$$q(x) = \frac{w(x)}{\frac{1}{k_{in}} + \frac{w(x)}{q_{lim}}}$$



Metodo delle "funzioni di trasferimento"

$$K_{si} = \frac{G_o}{R_o \ln(R_o/R_p)} \quad [FL^{-1}] \quad K_s = K_{si} (1 - \eta_s)$$

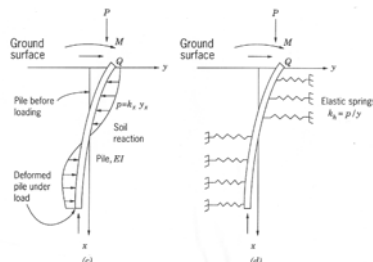
$$K_{bi} = \frac{4G_o}{\pi R_o (1 - \nu)} \quad [FL^{-2}] \quad K_b = K_{bi} (1 - \eta_b)$$

$$\eta_s = Q_s / Q_{olim} \quad \eta_b = Q_b / Q_{olbm}$$

CASTELLI F., MAUGERI M., MOTTA E. (1992): "Analisi non lineare del cedimento di un palo singolo".
Rivista Italiana di Geotecnica, vol.26, n.2, pp.115-135.

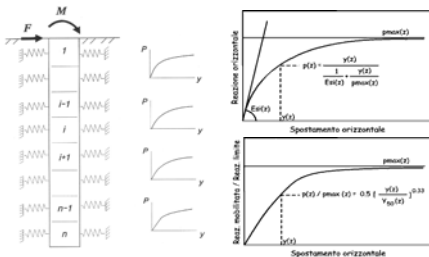
CASTELLI F., MOTTA E. (2003): "Settlement prevision of piles under vertical load". Journal of Geotechnical Engineering. Proceedings of the ICE, London, Issue GE4, pp.183-191.

PALI SOGGETTI AD AZIONE ORIZZONTALE: MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO



Behaviour of laterally loaded pile subgrade reaction approach. (a) Beam on elastic foundation, (b) Winkler's idealization, (c) laterally loaded pile in soil, (d) laterally loaded pile on springs.

MODELLAZIONE NUMERICA PROVA DI CARICO ORIZZONTALE



Metodo delle curve "p-y"

CASTELLI F., MAUGERI M., MOTTA E. (1995): "Analisi non lineare dello spostamento di un palo soggetto a forze orizzontali".
Rivista Italiana di Geotecnica, vol.29, n.4, pp.289-303.

CONTROLLI D'INTEGRITÀ'

6.4.3.6 Controlli d'integrità dei pali

In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, devono essere effettuati controlli di integrità.

Il controllo dell'integrità, da effettuarsi con prove dirette o indirette di comprovata validità, deve interessare almeno il 5% dei pali della fondazione con un minimo di 2 pali.

Nel caso di gruppi di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm), il controllo dell'integrità deve essere effettuato su tutti i pali di ciascun gruppo se i pali del gruppo sono in numero inferiore o uguale a 4.

6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.

L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.

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

6.4.3.7.2 Prove di verifica in corso d'opera

Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione: in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore $5 + n/500$, se il numero n di pali è superiore a 500.

Il numero di prove di carico di verifica può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali.

Progetto convenzionale

L'approccio tradizionale è basato sul calcolo a rottura.

Il carico viene affidato integralmente ai pali

preoccupandosi che FS sia sufficiente

Questo procedimento equivale a ignorare completamente il contributo della piastra

↓
I cedimenti delle fondazioni su pali risultano inutilmente ridotti

Progetto innovativo

Nel calcolo del carico limite della fondazione su pali viene considerato il contributo della piastra

In quali casi è necessario ricorrere all'aggiunta di pali alla fondazione diretta?

1. FS della piastra sufficiente → Affidando ai pali la sola funzione di controllo e regolazione dei cedimenti è possibile adottare soluzioni di progetto molto meno onerose delle configurazioni dettate dall'approccio tradizionale
2. Se i pali servono a evitare una rottura per carico limite è possibile limitarne il numero in modo molto significativo portando in conto il contributo della piastra

CONDIZIONI DI UTILIZZO E VANTAGGI DELLE PIASTRE SU PALI

Il progetto della piastra su pali con l'approccio innovativo dei "Pali come riduttori dei cedimenti" comparato con l'approccio "convenzionale" comporta:

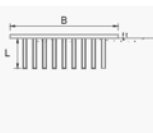
- ✓ Una significativa riduzione del numero di pali;
- ✓ Incrementa la funzionalità della fondazione superficiale riducendone i valori massimi dei cedimenti differenziali e totali;
- ✓ Posizionando opportunamente i pali è possibile ridurre sensibilmente le sollecitazioni interne alla piastra;
- ✓ Nel caso di carichi eccentrici, è possibile concentrare la resistenza in corrispondenza del punto di applicazione della forza ponendovi i pali direttamente al disotto;
- ✓ Incrementa la capacità portante della fondazione grazie alla suddivisione del carico tra pali e piastra.



• FS della piastra non accettabile

I pali servono a evitare una rottura per carico limite

"Qual è il numero minimo di pali che occorre aggiungere alla piastra in modo che FS sia sufficiente e i cedimenti siano accettabili?"



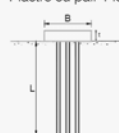
• FS della piastra sufficiente

I pali servono a limitare i cedimenti

"Qual è il numero minimo di pali che occorre aggiungere alla piastra in modo che i cedimenti siano accettabili?"

Russo e Viggiani (1998)

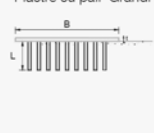
Piastre su pali "Piccole"



- FS della piastra non accettabile
- $5\text{ m} \leq B \leq 15\text{ m}$
- $B/L < 1$
- Piastra rigida

Piastre di piccole dimensioni su terreni coesivi poco consistenti

Piastre su pali "Grandi"



- FS della piastra sufficiente
- $B > 15\text{ m}$
- $B/L > 1$
- Piastra relat. flessibile

Piastre grandi su terreni a grana grossa

Esame della letteratura

"GRUPPI DI PALI" (Kezdi, 1957)

$$Q_{G,ult} = \eta \cdot n \cdot Q_{s,ult}$$

$Q_{s,ult}$ = Carico ultimo del palo singolo

n = numero di pali

η = efficienza del gruppo

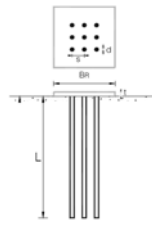
"PIASTRE SU PALI" (Liu et al., 1994; Borel, 2001)

$$Q_{PR,ult} = \alpha_{UR} \cdot Q_{UR,ult} + \alpha_G \cdot (\eta \cdot n \cdot Q_{s,ult})$$

α_{UR} , α_G = coefficienti di efficienza o coefficienti di carico limite della piastra e del gruppo

Piastre su pali in vera grandezza e modelli in scala ridotta

Test	Dimensione	L x B x H	α_{UR}	α_G	ζ_{PR}
1g - model	Coker (1960)	48 x 3 x 49	27	1.28	0.83
	Coker (1960)	48 x 3 x 25	18	1.44	0.88
	Coker (1960)	48 x 3 x 9	10	1.31	0.81
	Coker (1960)	24 x 3 x 49	27	1.34	0.86
	Coker (1960)	24 x 3 x 25	18	1.33	0.80
	Coker (1960)	24 x 3 x 9	10	1.94	0.97
	Coker (1960)	48 x 4 x 49	28	1.63	0.87
	Coker (1960)	48 x 4 x 25	20	1.89	1.00
	Coker (1960)	48 x 4 x 9	12	1.71	0.94
	Coker (1960)	24 x 4 x 25	20	2.08	0.81
Crossbridge	Coker (1960)	24 x 4 x 9	12	2.50	1.03
	Conte et al. (2003)	28.6 x 4 x 9	14.3	2.28	1.00
	Conte et al. (2003)	28.2 x 4 x 49	28.4	2.43	1.00
	Conte et al. (2003)	28.6 x 4 x 9	28.6	9.57	0.89
	Conte et al. (2003)	14.3 x 4 x 49	28.6	3.74	1.04
	Conte et al. (2003)	28.6 x 4 x 49	28.6	2.43	0.83
	Borel et al. (1972)	40 x 5 x 4	7	1.18	-
	Borel et al. (1972)	40 x 4 x 4	6	1.08	-
	Borel et al. (1972)	40 x 3 x 4	5	1.13	-
	Borel et al. (1972)	40 x 2.5 x 4	4.5	1.08	-
Full scale	Liu et al. (1994)	40 x 4 x 16	15	1.07	-
	Sader (2000)	33.3 x 5 x 4	6.7	1.33	0.89
	Borel (2003)	27.1 x 3 x 4.4	1.90	1.07	-

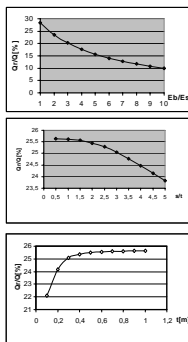


$$\zeta_{PR} = \frac{Q_{PR,ult}}{Q_{UR,ult} + Q_{G,ult}} \quad \zeta_{PR} = \frac{Q_{PR,ult}}{Q_{G,ult}} \quad \zeta_{PR} > 1$$

STUDIO PARAMETRICO

FATTORI INFLUENTI SUL MECCANISMO DI TRASFERIMENTO DEI CARICHI

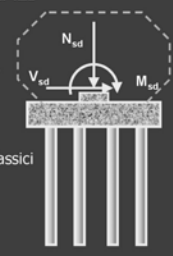
- ✓ MODULO DI ELASTICITÀ DEL TERRENO
- ✓ SPESSORE PIASTRA
- ✓ INTERASSE TRA I PALI
- ✓ SNELLEZZA DEI PALI
- ✓ DISPOSIZIONE DEI PALI



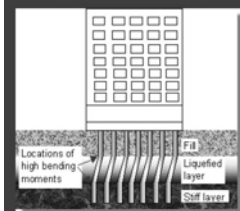
AZIONI INERZIALI

Sono queste, cioè le azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla palificata

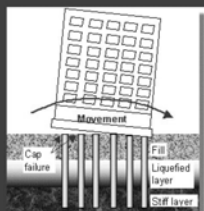
Il calcolo della palificata per l'insieme delle azioni verticali e orizzontali va fatto con i classici metodi ingegneristici (ormai diffusi)



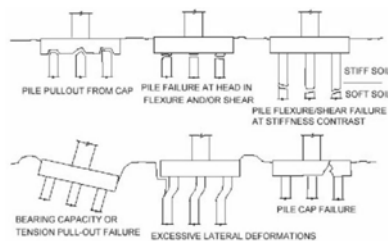
AZIONI CINEMATICHE



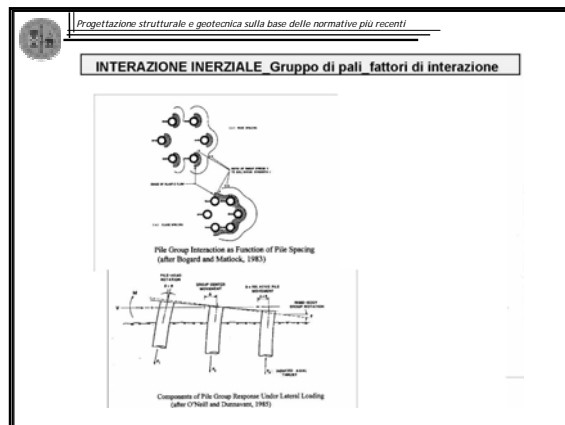
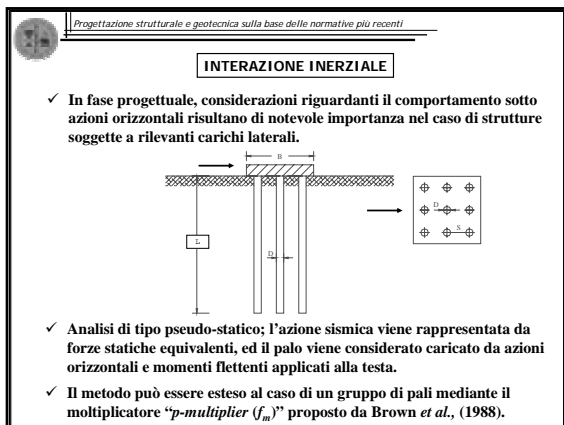
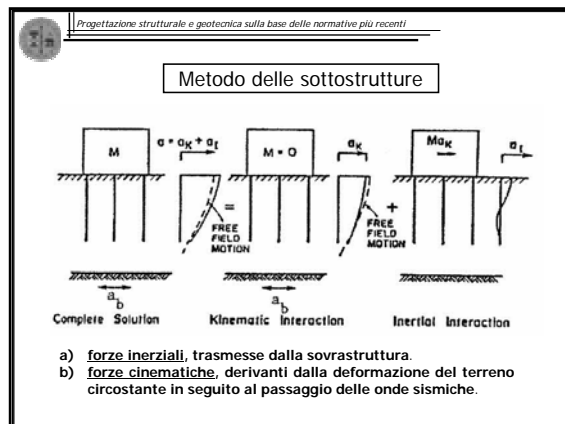
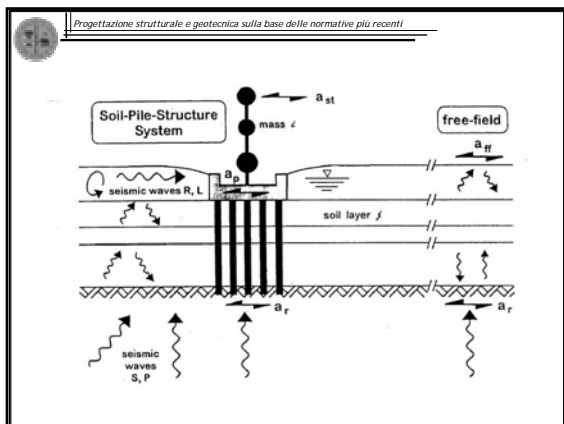
Azioni cinematiche



Azioni inerziali



Possibili modi di collasso di fondazioni su pali soggette ad azione sismica



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Pali in gruppo: comportamenti tipici

- Efficienza del gruppo minore dell'unità:** carico medio nel gruppo minore rispetto a quello del palo singolo, a parità di spostamento
- Distribuzione disuniforme dei tagli in testa ai pali** in ragione della fila di appartenenza (**effetto shadowing**; Brown et al., 1988)
- Distribuzione disuniforme dei tagli in testa ai pali** in ragione della posizione all'interno della fila (**effetto di bordo**; Ruesta & Townsend, 1997)
- Aumento del momento massimo** agente sui pali del gruppo rispetto al palo singolo, a parità di carico (Brown et al., 1987; Rollins et al., 2005)

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

PALI SOGGETTI AD AZIONE ORIZZONTALE: MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEI GRUPPI DI PALI

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

MODELLO D'INTERAZIONE PALO - TERRENO

Le curve di trasferimento del carico definite per il palo singolo vengono modificate per tenere conto degli effetti di gruppo attraverso un "allungamento (stretching)" della curva nella direzione dello spostamento orizzontale.

$$p(z) = \frac{y(z)}{\frac{1}{\zeta_m E_{si}(z)} + \frac{y(z)}{f_m p_{lim}(z)}}$$

Può essere considerato un **fattore di riduzione (f_m)** per correlare la resistenza orizzontale limite p_{lim} di un palo singolo a quello di un gruppo.

curve $p-y$ per palo singolo ed in gruppo

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

MODELLO D'INTERAZIONE PER PALI IN GRUPPO

Le "curve $p-y$ " relative ad un palo singolo possono essere adattate al caso di un gruppo di pali ricorrendo al concetto di " p - multiplier" proposto da Brown et al., (1988).

Viene introdotto il termine di "effetto ombra (shadowing)" (Rollins et al., 1998) ad indicare il fenomeno per il quale la resistenza orizzontale di un palo di una data fila di un gruppo è ridotta a causa della presenza dei pali che gli stanno davanti.

Interazione in direzione laterale (laterale e frontale) di un gruppo di pali (Ashour et al., 2004)

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

MODELLO D'INTERAZIONE PER PALI IN GRUPPO

La riduzione della capacità portante laterale è da ricondursi alla sovrapposizione delle zone di plasticizzazione ("shadowing"), ed alla possibilità di separazione tra palo e terreno ("gap").

In alternativa, per tenere conto di questi effetti, possono essere considerati dei "fattori di amplificazione di gruppo" (Ooi et al., 2004):

$$y_g = y_s A_y$$

$$M_g = M_s A_M$$

da Rollins et al., (1998)

- y_g, M_g = spostamento e momento max gruppo;
- y_s, M_s = spostamento e momento max palo singolo;
- A_y, A_M = fattori di amplificazione (adimensionali).

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

MODELLO D'INTERAZIONE PER PALI IN GRUPPO

Relazione $p-y$ alla "Kondner" (1963):

$$p(z) = \frac{y(z)}{\frac{1}{\zeta_m E_{si}(z)} + \frac{y(z)}{f_m p_{lim}(z)}}$$

- E_{si} = modulo di reazione orizzontale iniziale;
- p_{lim} = resistenza orizzontale limite.

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

MODELLO D'INTERAZIONE PER PALI IN GRUPPO

Valori tipici di letteratura del fattore di riduzione f_m nel caso di pali posti ad interasse $3D$.

p -multiplier value	FHWA (1996)	Rollins et al. (1998)	Mc Vay et al. (1998)
Lead Row	0.8	0.6	0.8
2 nd Row	0.4	0.4	0.4
3 rd Row	0.3	0.4	0.3

I valori del fattore di riduzione f_m sono ovviamente compresi tra 0 e 1, anche se dipendono dall'interasse e dalla posizione dei pali all'interno di un gruppo (Zhang et al., 1999; Rollins et al., 1998).

Fila anteriore (Rollins et al., 1988)

Fila posteriore (Rollins et al., 1988)

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

MODELLO D'INTERAZIONE PER PALI IN GRUPPO

- ✓ L'approccio proposto è simile al metodo dell'"efficienza" utilizzato per progetto di pali in gruppo caricati in direzione verticale.
- ✓ In questo caso anche il modulo di reazione orizzontale iniziale E_{si} deve tenere conto degli effetti d'interazione ai diversi livelli di carico dei pali.
- ✓ Di conseguenza il valore di E_{si} di un palo singolo deve essere ridotto nel caso in cui il palo faccia parte di un gruppo.
- ✓ Così come f_m il fattore di riduzione ζ_m ha valori compresi tra 0 e 1 e può essere definito come il rapporto tra i valori del modulo di reazione orizzontale iniziale di un palo in un gruppo $(E_{si})_{gruppo}$ e quello del singolo palo $(E_{si})_{singolo}$:

$$\zeta_m = \frac{(E_{si})_{gruppo}}{(E_{si})_{singolo}}$$

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Interazione inerziale

Valori dei coefficienti di rigidezza proposti da EC8

Modello di terreno	$\frac{K_{HM}}{d^3 E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^3 E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^3 E_s}$
$E = E_s \frac{z}{d}$	$0.60 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.35}$	$0.14 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.80}$	$0.17 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.60}$
$E = E_s \sqrt{\frac{z}{d}}$	$0.79 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.28}$	$0.15 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.77}$	$0.24 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.53}$
$E = E_s$	$1.08 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$	$0.16 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.75}$	$0.22 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.50}$

N.B. In letteratura sono disponibili soluzioni alternative

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

INTERAZIONE CINEMATICA

forze cinematiche derivanti dalla deformazione del terreno circostante in seguito al passaggio delle onde sismiche

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

INTERAZIONE SISMICA TERRENO-STRUTTURA (SSI)

Metodi di analisi per lo studio dell'interazione cinematica

Metodi semplificati: il palo segue il moto di *free-field* del terreno. Solo per sottosuoli omogenei (Margason, 1977; NEHRP, 1997).

Modelli alla Winkler (BDWF): l'interazione palo-terreno è schematizzata con un sistema di molle (lineari oppure non lineari) e smorzatori distribuiti lungo il fusto del palo (Flores-Berrones & Whitman, 1982; Kavvadas & Gazetas, 1993; Dobry & O'Rourke, 1983; Nikolaou et al., 2001).

Approcci al continuo con tecniche FEM o BEM (Kimura e Zeng, 2000; Kimura et al. 2000; Zeng e Kimura 2002; Wu e Finn, 1997; Bentley & El Naggar, 2000; Finn e Fujita, 2002).

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

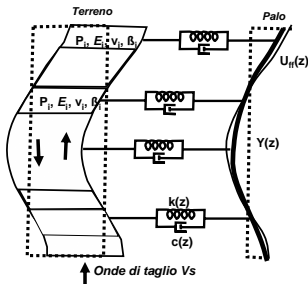
INTERAZIONE SISMICA TERRENO-STRUTTURA (SSI)

INTERAZIONE CINEMATICA

Le notevoli profondità in corrispondenza delle quali si sono osservati danni nei pali di fondazione a seguito di azioni sismiche, portano ad escludere l'effetto dell'interazione inerziale.

Momenti flettenti elevati si possono generare in corrispondenza di forti discontinuità meccaniche (contrastati di rigidezza) dei terreni lungo il fusto del palo (anche in assenza di sovrastruttura)

INTERAZIONE CINEMATICA



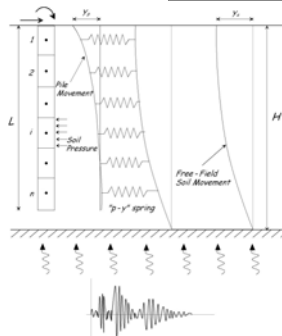
Interazione cinematica

Norme NEHRP (1997)

$$M(z, t) = E_p I_p \frac{a(z, t)}{V_s^2}$$

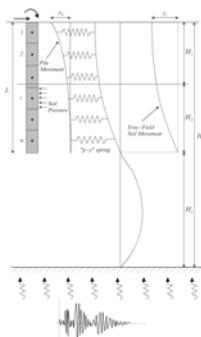
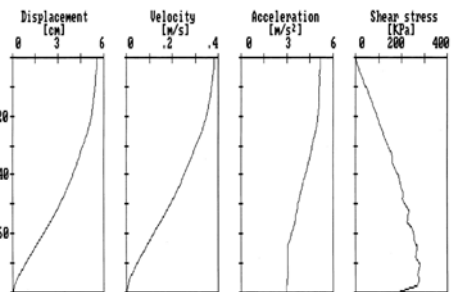
Valida per sottosuolo omogeneo

INTERAZIONE CINEMATICA



Relazione p-y alla
"Kondner" (1963):

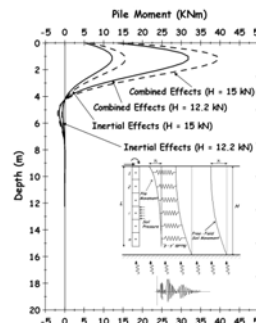
$$p(z) = \frac{[y_p(z) - y_s(z)]}{\frac{1}{E_{sp}(z)} + \frac{|y_p(z) - y_s(z)|}{p_{lim}(z)}}$$



$$p(z) = \frac{[y_p(z) - y_s(z)]}{\frac{1}{E_{sp}(z)} + \frac{|y_p(z) - y_s(z)|}{p_{lim}(z)}}$$

$$p(z) = \frac{[y_p(z) - y_s(z)]}{\frac{1}{\zeta_m E_{sp}(z)} + \frac{|y_p(z) - y_s(z)|}{f_m p_{lim}(z)}}$$

Interazione cinematica e inerziale



EFFETTI COMBINATI

- forze inerziali, trasmesse dalla sovrastruttura.
- forze cinematiche, derivanti dalla deformazione del terreno circostante in seguito al passaggio delle onde sismiche.



MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEI GRUPPI DI PALI

EFFETTI DI INTERAZIONE

IN CAMPO STATICO È NOTO CHE L'EFFETTO DELL'INTERAZIONE TRA I PALI È QUELLO DI RIDURRE LA CAPACITÀ PORTANTE DEL GRUPPO ED INCREMENTARE I CEDIMENTI RISPETTO AL CASO DEL PALO SINGOLO.

IN CAMPO DINAMICO GLI EFFETTI DI INTERAZIONE DIFFERISCONO DAL CASO STATICO. INFATTI L'INTERAZIONE TRA I PALI PUÒ MODIFICARE SENSIBILMENTE LA RIGIDEZZA E LO SMORZAMENTO NEL GRUPPO.

Rapporto di Efficienza del Gruppo (GER)

$$GER = \frac{k_{\text{gruppo}}}{\sum k_i}$$

ANALOGAMENTE SI PUÒ DEFINIRE PER LO SMORZAMENTO.



MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEI GRUPPI DI PALI

EFFETTI DI INTERAZIONE

IN CAMPO DINAMICO È POSSIBILE INTRODURRE UN FATTORE DI **INTERAZIONE DINAMICA** (Kaynia & Kausel, 1982). NEL CASO DI DUE PALI ESSO È PARI A:

Spostamento dinamico palo 2

Spostamento statico palo 1

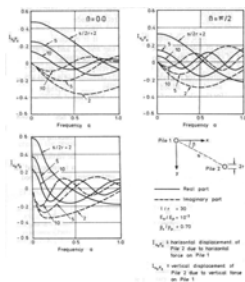


Figure 6.10 Interaction curves for horizontal and vertical displacement of pile 2 due to horizontal and vertical force on pile 1 (after Kaynia & Kausel 1982).

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

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

Parte III – Opere geotecniche

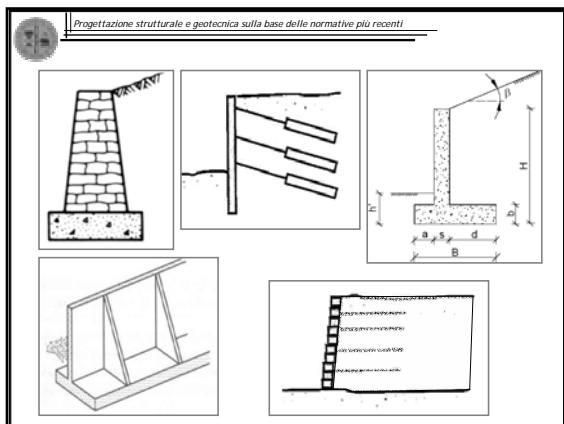
9. Fondazioni
10. Fondazioni superficiali
11. Fondazioni su pali
12. Opere di sostegno a gravità
13. Opere di sostegno flessibili
14. Opere in terra rinforzata
15. Costruzioni in sotterraneo e scavi a cielo aperto
16. Costruzioni in terra

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

6.5 OPERE DI SOSTEGNO

Le norme si applicano a tutte le opere geotecniche e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile:

- **muri**, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);
- **paratie**, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni;
- **strutture miste**, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, terra rinforzata, muri cellulari).



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

CRITERI DI PROGETTAZIONE DI UN'OPERA DI SOSTEGNO

I criteri di progettazione delle opere di sostegno si basano essenzialmente su due tipi di verifiche, relativamente a specifiche condizioni di **STATO LIMITE**:

- **verifica della sicurezza** rispetto a predefiniti meccanismi di collasso (scorrimento, ribaltamento, carico limite, stabilità globale), mediante **metodi dell'equilibrio limite** in cui il terremoto può essere modellato attraverso azioni statiche equivalenti (metodi pseudostatici).
- **verifica della ammissibilità** dei valori di grandezze che "identificano" la prestazione dell'opera (deformazioni e spostamenti in senso lato) mediante metodi che simulano la reale natura "dinamica" dell'azione sismica.

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

6.5.3.1 Verifiche di sicurezza (SLU)

6.5.3.1.1 Muri di sostegno

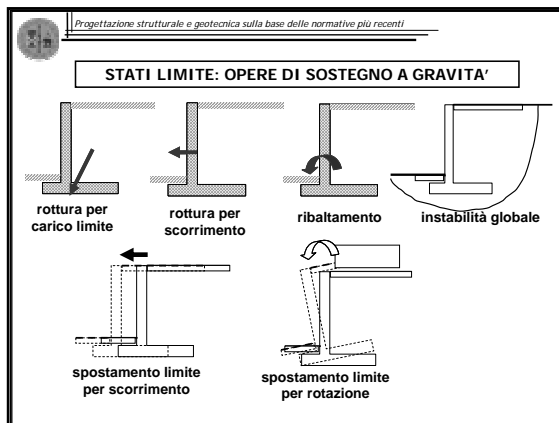
Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.



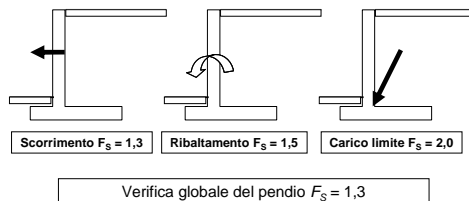
STATI LIMITE : OPERE DI SOSTEGNO A GRAVITA'

- 1) Rottura per carico limite dell'insieme fondazione terreno;
- 2) Rottura per scorrimento lungo il piano di posa della fondazione;
- 3) Ribaltamento dell'opera (intorno al piede o alla sommità);
- 4) Rottura dell'insieme struttura terrapieno terreno di fondazione;
- 5) Spostamento limite per scorrimento lungo il piano di posa della fondazione;
- 6) Spostamento limite per rotazione dell'opera intorno al piede o alla sommità;
- 7) Rottura dell'elemento strutturale.

STATI LIMITE E VERIFICHE DI SICUREZZA

COEFFICIENTI DI SICUREZZA GLOBALI

D.M. 11.03.1988



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

6.5.3.1 Verifiche di sicurezza (SLU)

6.5.3.1.2 Paratie

Per le paratie si devono considerare i seguenti stati limite ultimi:

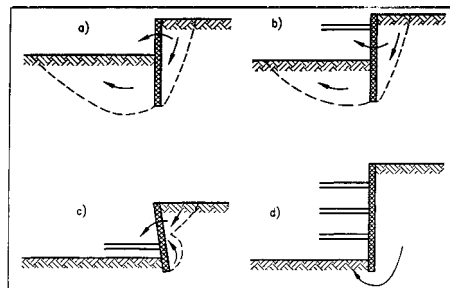
SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

- collasso per rotazione intorno a un punto (moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in cond. *n.d.*;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;

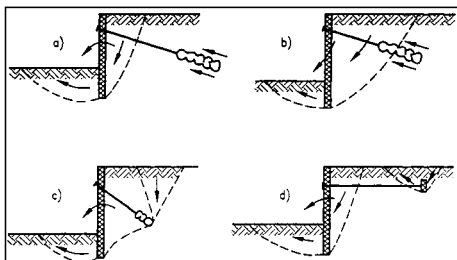
SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

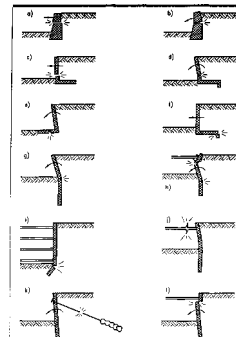
STATI LIMITE: PARATIE



PARATIE : STATI LIMITE TIPO STRUTTURALE



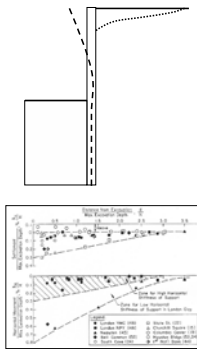
STATI LIMITE TIPO STRUTTURALE



6.5.3.2 Verifiche di esercizio (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.



7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.11.6 Opere di sostegno

7.11.6.1 Requisiti generali

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto. Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di strutture interagenti con essa.

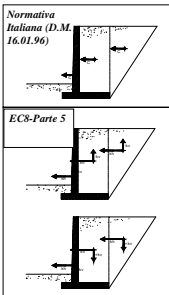
L'analisi sismica deve comunque portare in conto i seguenti aspetti:

- **effetti inerziali nel terreno**, nelle strutture di sostegno e nei carichi aggiuntivi;
- comportamento anelastico e **non lineare del terreno**;
- effetto della distribuzione delle **pressioni interstiziali**, se presenti, sulle azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno;
- **condizioni di drenaggio**;
- influenza degli **spostamenti** dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite.

È ammesso l'uso dei metodi pseudostatici, come specificato nei successivi §§ 7.11.6.2.1 e 7.11.6.3.1.

Analisi pseudostatiche

Schematizzazione delle forze d'inerzia nelle NORMATIVE



← Normativa Italiana (D.M. 16.01.96)

← EC8 - Parte 5

CONSIDERAZIONI GENERALI

Lo studio del comportamento sismico delle opere di sostegno pone in generale notevoli difficoltà.

L'interazione dinamica tra struttura e terreno è alquanto complessa, essendo condizionata dalle loro deformabilità e dalle caratteristiche del moto sismico.

I tradizionali metodi di progetto e/o di verifica delle opere di sostegno si basano, tuttavia, su importanti ipotesi semplificative.

Le osservazioni sul comportamento reale delle opere di sostegno in occasione di eventi sismici passati, hanno messo in evidenza una discreta risposta di tali manufatti, tranne che in casi particolari (come il terremoto di Kobe, 1995).

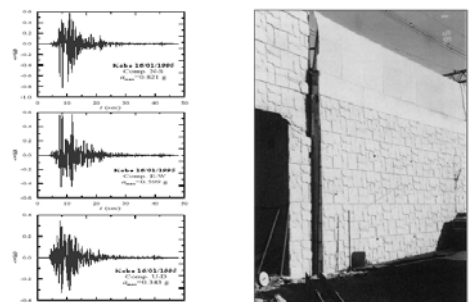
Terremoto di Kobe 17 gennaio 1995



Esempi di crollo di muri di sostegno

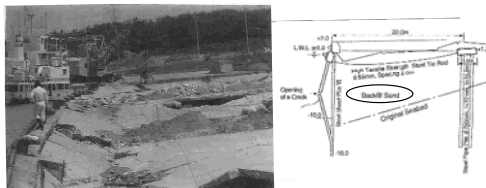
- Perdita di stabilità
- Eccessive deformazioni

Terremoto di Kobe 17 gennaio 1995 Esempi di crollo di muri di sostegno





Pertanto, il sistema di drenaggio, laddove possibile, deve essere opportunamente realizzato in modo da conservare la propria efficienza anche in presenza di eventuali spostamenti e rotazioni indotti dal sisma (transitori o permanenti), e compatibili con i requisiti prestazionali dell'opera.



IMPORTANTE - Preliminarmente alla progettazione vera e propria, essenziale verificare l'assoluta sicurezza rispetto a potenziali fenomeni di liquefazione in tutti i terreni che interagiscono con l'opera.

Vengono realizzate dopo l'esecuzione dello scavo
possibilità di realizzare interventi di drenaggio
pressioni interstiziali assenti

7.11.6 Opere di sostegno

7.11.6.2.1 Metodi di analisi

L'analisi pseudostatica si effettua mediante i **metodi dell'equilibrio limite**. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo.

Nelle **verifiche allo stato limite ultimo**, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g = accelerazione di gravità.

$$k_y = \pm 0,5 \cdot k_h$$

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

Intenti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_{sa}	β_{sb}
$0.2 < a_d(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_d(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_d(g) < 0.1$	0.20	0.18

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_{sp} assume **valore unitario**. Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello **stesso punto di quella statica**. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a **metà altezza del muro**.



ANALISI PSEUDOSTATICA – AZIONE SISMICA

Un elemento originale, e certamente razionale delle NTC, è l'adozione del coefficiente β_n che tiene conto di eventuali spostamenti ammissibili per l'opera



Si riduce l'azione sismica in funzione della possibilità che l'opera possa subire spostamenti



Metodi di Analisi

Analisi pseudo-statica

- L'azione sismica è rappresentata con un insieme di forze staticamente applicate
- Si analizza una situazione di incipiente collasso (equilibrio limite, analisi limite)
- Si valuta l'equilibrio in termini di forze e momenti resistenti e destabilizzanti

Metodi degli spostamenti

⇒ S_{max}

⇔ **Accelerazione critica**

- Situazione di incipiente collasso ⇔ Accelerazione critica
- Doppia integrazione di una storia delle accelerazioni $a(t)$ [Newmark, 1965]



- Metodi semplificati: correlazioni tra S_{max} e **parametri sismici** significativi
- Analisi disaccoppiata: metodo di Newmark con $a(t)$ da analisi di risposta sismica locale 1D

Analisi dinamica 2D o 3D

- Risoluzione delle equazioni del moto in condizioni dinamiche
- terreno ⇒ mezzo poroso bifase con comportamento elasto-plastico

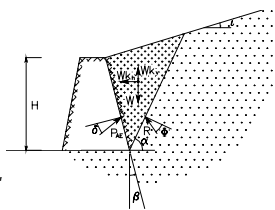


ANALISI PSEUDOSTATICHE: Teoria di Mononobe e Okabe (M.O.)

Le analisi pseudostatiche consistono in analisi per la valutazione di condizioni di equilibrio limite dell'insieme manufatto – terreno-fondazione.

Le forze d'inerzia indotte dal sisma sono trasformate in azioni statiche equivalenti.

La spinta del terreno può essere valutata con la formula di Mononobe (1929) e Okabe (1926), che è un'estensione della classica teoria di Coulomb (1776), valida in condizioni statiche, al caso di presenza di sisma.



ANALISI PSEUDOSTATICHE: teoria di Mononobe e Okabe (M.O.)

IPOTESI

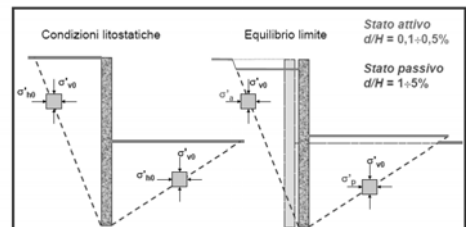
- ✓ Terreno omogeneo, incoerente e asciutto
- ✓ Comportamento rigido-plastico e criterio di resistenza di Mohr Coulomb,
- ✓ Cuneo di rottura rigido, soggetto ad accelerazioni sismiche costanti, uguali a quelle agenti alla base del manufatto;

GEOMETRIA

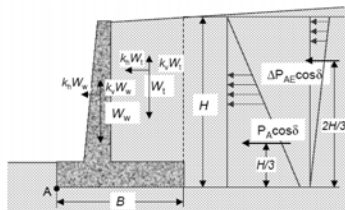
- ✓ Paramento interno del muro piano e comunque inclinato
- ✓ Superficie limite del terrapieno piana, eventualmente inclinata
- ✓ Superficie che delimita inferiormente il cuneo anch'essa piana, e passante per il tacco del muro.



Modelli di riferimento: stati limite attivo e passivo



"Per generare lo stato di spinta attiva nel terreno, il movimento del muro di sostegno durante il terremoto deve essere sufficientemente ampio. Nel caso di strutture flessibili, ciò può essere ottenuto tramite flessione, e nel caso di strutture a gravità tramite slittamento o rotazione."



D.M. 16.01.96
per $k_v = 0$:

$$P_{AE} = \frac{\gamma}{2} H^2 K_{AE}$$

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$$

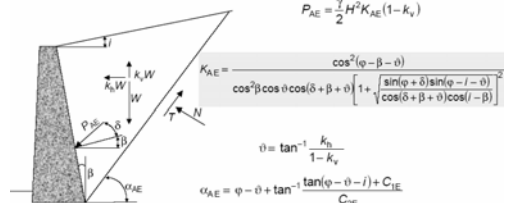
$$P_A = \frac{\gamma}{2} H^2 K_A$$

$$\Delta P_{AE} = \frac{\gamma}{2} H^2 (K_{AE} - K_A)$$

la spinta dinamica ΔP_{AE} deve essere applicata ad $H/2$
 $k_v \neq 0$

Soluzione di Mononobe & Okabe (1926): caso attivo

Valida per terreno incoerente $c'=0$



$$P_{AE} = \frac{\gamma}{2} H^2 K_{AE} (1 - k_v)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \vartheta)}{\cos^2 \beta \cos \vartheta \cos(\delta + \beta + \vartheta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i - \vartheta)}{\cos(\delta + \beta + \vartheta) \cos(i - \beta)} \right]}$$

$$\vartheta = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v}$$

$$\alpha_{AE} = \varphi - \vartheta + \tan^{-1} \frac{\tan(\varphi - \vartheta - i) + C_{IE}}{C_{IE}}$$

$$C_{IE} = \sqrt{\tan(\varphi - \vartheta - i) [\tan(\varphi - \vartheta - i) + \cot(\varphi - \vartheta - \beta)] [1 + \tan(\delta + \vartheta + \beta) \cot(\varphi - \vartheta - \beta)]}$$

$$C_{IE} = 1 + \tan(\delta + \vartheta + \beta) [\tan(\varphi - \vartheta - i) + \cot(\varphi - \vartheta - \beta)]$$

Teoria di Mononobe e Okabe : SPINTA ATTIVA

Nella condizione di equilibrio limite attivo (spostamento del muro verso valle), la **spinta attiva** del terrapieno (**statica + sismica**) è pari a:

$$S_{AE} = 0.5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot K_{AE} \cdot H^2$$

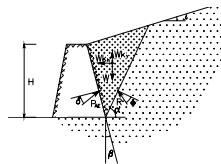
dove:

γ = peso dell'unità di volume del terreno;

k_v = coefficiente sismico verticale;

K_{AE} = coefficiente di spinta attiva del terreno (statica + dinamica);

H = altezza del muro.



Teoria di Mononobe e Okabe : COEFFICIENTE K_{AE}

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta - \theta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta - \theta) \cos(i - \beta)} \right]}$$

ϕ = angolo di attrito interno del terreno;

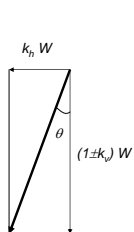
β = inclinazione del paramento interno del muro rispetto alla verticale;

δ = angolo di attrito terra-muro;

i = inclinazione della superficie limite del terrapieno;

θ = inclinazione della risultante della forza peso e delle forze d'inerzia, agenti sul cuneo di spinta.

Teoria di Mononobe e Okabe : SIGNIFICATO FISICO DI θ



$$\tan \theta = \frac{k_h \cdot W}{W - k_v \cdot W} = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

K_h e K_v sono i coefficienti sismici orizzontale e verticale

L'angolo θ è l'inclinazione sulla verticale della risultante delle forze di massa (peso proprio + azione statica del sisma)

Per il DM 96 non si considera il k_v

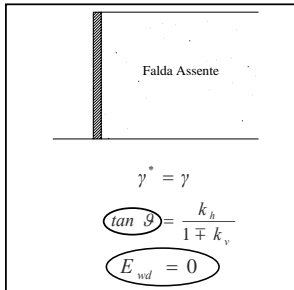
Teoria di Mononobe e Okabe : Estensione al caso di TERRENO SATURO

La spinta di progetto totale E_d è la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno:

$$E_d = 0.5 \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

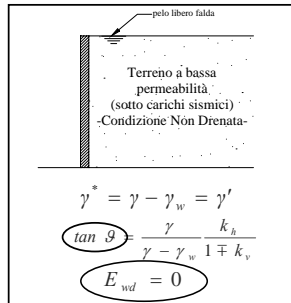
- γ^* = peso dell'unità di volume del terreno
- k_v = coefficiente sismico verticale
- K = coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico)
- H = altezza del muro
- E_{ws} = spinta dell'acqua in condizioni statiche
- E_{wd} = incremento di spinta in condizioni dinamiche

Teoria di Mononobe e Okabe : Estensione al caso di TERRENO SATURO



Caso di
Falda assente

Teoria di Mononobe e Okabe : Estensione al caso di TERRENO SATURO



Caso di
Terreno a bassa permeabilità

Teoria di Mononobe e Okabe : Estensione al caso di TERRENO SATURO

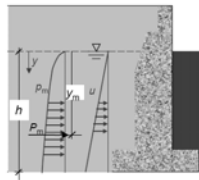
Effetto dell'azione sismica sulle pressioni dell'acqua: lato monte

Teoria di Matsuo e Ohara (1960)

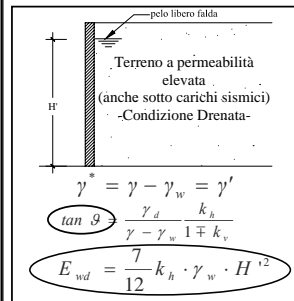
pressione $\rho_m(y) = 0.7 p_v(y) = 0.7 \frac{\gamma}{8} k_h \gamma_w h^2 y^2$

spinta $P_m = 0.7 P_v = 0.7 \frac{\gamma}{12} k_h \gamma_w h^2$

braccio $y_m = y_v = 0.6h$



Teoria di Mononobe e Okabe : Estensione al caso di TERRENO SATURO



Caso di
Terreno ad elevata permeabilità

Soluzione di Mononobe & Okabe: caso passivo (Kapila 1963)

Valida per terreno incoerente $c=0$

$$P_{PE} = \frac{\gamma}{2} H^2 K_{PE} (1 - k_v)$$

$$\bar{\vartheta} = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi + \beta - \bar{\vartheta})}{\cos^2 \beta \cos \bar{\vartheta} \cos(\bar{\vartheta} - \beta + \bar{\vartheta}) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \bar{\vartheta}) \sin(\varphi + \bar{\vartheta} - \bar{\vartheta})}{\cos(\bar{\vartheta} - \beta + \bar{\vartheta}) \cos(\bar{\vartheta} - \beta)} \right]}$$

$$\alpha_{PE} = \bar{\vartheta} - \varphi + \tan^{-1} \frac{\tan(\varphi + \bar{\vartheta} + i) + C_{3E}}{C_{4E}}$$

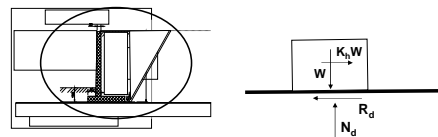
$$C_{3E} = \sqrt{\tan(\varphi - \bar{\vartheta} + i) [\tan(\varphi - \bar{\vartheta} + i) + \cot(\varphi - \bar{\vartheta} + \beta)] [1 + \tan(\bar{\vartheta} + \bar{\vartheta} - \beta) \cot(\varphi - \bar{\vartheta} + \beta)]}$$

$$C_{4E} = 1 + \tan(\bar{\vartheta} + \bar{\vartheta} - \beta) [\tan(\varphi - \bar{\vartheta} + i) + \cot(\varphi - \bar{\vartheta} + \beta)]$$

Previsione di spostamenti con METODI EMPIRICI

In letteratura sono state proposte diverse **correlazioni**, desunte dalla elaborazione di spostamenti calcolati mediante analisi dinamiche semplificate.

In tali analisi l'interazione tra muro e terreno di fondazione viene studiata mediante il classico modello di blocco rigido scorrevole su di un piano orizzontale, proposto da **Newmark (1965)**.

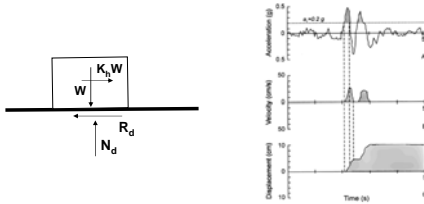


MODELLO DI NEWMARK (1965)

Il legame tra blocco e piano è di tipo **rigido-plastico**.

Lo scorrimento avviene quando è superata un'**accelerazione di soglia**.

Lo **spostamento relativo** si ottiene dalla doppia integrazione dell'accelerogramma rispetto all'accelerazione di soglia.



Accelerazione critica

Si definisce accelerazione critica quel valore dell'accelerazione sismica per la quale il sistema muro terreno è in condizioni di equilibrio limite, cioè $F=1$. L'equazione che fornisce l'accelerazione critica è:

$$\tan \bar{\theta} = \tan \phi_b - \frac{1/2 \gamma H^2 K_{AE} [\cos(\delta + \beta) - \sin(\delta + \beta) \tan \phi_b]}{W_{rn}}$$

Essa è implicita perché K_{AE} è funzione di $\bar{\theta}$ e può essere risolta per tentativi, fissando un valore di $\bar{\theta}$ ed iterando finché risulta soddisfatta.

Noto $\tan \bar{\theta}$ si calcolano:

$$k_c = (1 - k_v) \tan \bar{\theta}$$

Coefficiente sismico critico

$$a_c = k_c g$$

Accelerazione critica

Valutazione degli SPOSTAMENTI

Durante un terremoto l'accelerazione sismica può superare l'accelerazione critica più volte per brevi intervalli di tempo.

In tali intervalli:

- il coefficiente di sicurezza è $F < 1$, senza tuttavia implicare un completo collasso dell'opera;
- l'opera è soggetta ad una accelerazione relativa rispetto al suolo pari a $a_{re} = a(t) - a_c$ e subisce pertanto degli spostamenti.

I metodi dell'equilibrio limite e dell'analisi limite non forniscono indicazioni circa gli spostamenti permanenti che un muro può subire durante un evento sismico.

Previsione di spostamenti con METODI EMPIRICI

$$d = 0.087 \frac{V^2}{A_g} \left(\frac{N}{A} \right)^{-4} \quad (\text{inch})$$

Richards e Elms (1979)

d = spostamento relativo, in pollici (in)
 V è la massima velocità (espressa in in/s) dell'accelerogramma

$$D_e = 37 \cdot \frac{V_{\max}^2}{A_{\max} \cdot g} \cdot e^{-9.4 \left(\frac{N}{A_{\max}} \right)} \cdot R_v \cdot R_z$$

Wong (1982)

D_e = spostamento atteso (expected)

R_v = coefficiente che tiene conto delle accelerazioni verticali del suolo

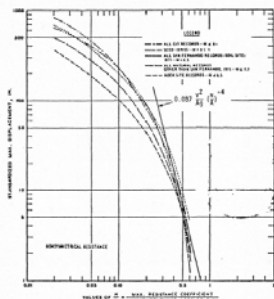
R_z = coefficiente del modello di Zarrabi (che differenzia i risultati rispetto a quelli che si otterrebbero dal modello di Newmark)

A_{\max} e V_{\max} sono i valori massimi di accelerazione e velocità dell'accelerogramma

Valutazione degli spostamenti: metodi semplificati

Richards ed Elms (1979)

$$s = 0.087 \frac{V_{\max}^2}{a_c^4}$$



STATI LIMITE E VERIFICHE DI SICUREZZA

PIANC 2001 : VALORI AMMISSIBILI DI SPOSTAMENTI E ROTAZIONI

Table 4.1. Proposed damage criteria for gravity quay walls.

Level of damage	Degree I	Degree II	Degree III	Degree IV
Gravity wall	Normalized residual horizontal displacement (d/H)*	Less than 1.5%**	1.5-5%	5-10%
Apron	Residual tilting towards the sea	Less than 3°	3-5°	Larger than 5°
	Differential settlement on apron	Less than 0.03-0.1 m	N/A***	N/A
	Differential settlement between apron and non-apron areas	Less than 0.3-0.7 m	N/A	N/A
	Residual tilting towards the sea	Less than 2-3°	N/A	N/A

* d : residual horizontal displacement at the top of the wall; H : height of gravity wall.

** Alternative criterion is proposed with respect to differential horizontal displacement less than 30 cm.

*** Abbreviation for not applicable.

Metodi di ANALISI DINAMICA SEMPLIFICATA

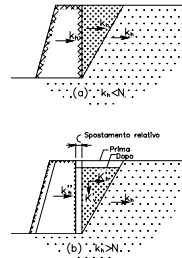
Metodi pseudostatici più sofisticati che si basano su di una caratterizzazione geotecnica di livello superiore e/o descrivono in maniera più accurata le azioni dinamiche a tergo del manufatto.

Valutazione degli spostamenti mediante modelli di blocco rigido con **integrazione numerica di accelerogrammi reali o sintetici**.

Un esempio è il modello proposto da Zarrabi (1979)



Metodi di ANALISI DINAMICA SEMPLIFICATA



Modello di Zarrabi (1979)

Nell'ambito del modello si impone la congruenza degli spostamenti relativi fra terreno, cuneo di spinta e muro.

Metodi di ANALISI DINAMICA COMPLETA: peculiarità

Le **analisi dinamiche complete** consentono uno studio più accurato della interazione dinamica terreno - struttura.

- Il comportamento del terreno viene simulato mediante modelli costitutivi decisamente più complessi e rigorosi.
- I modelli sono implementati all'interno di codici di calcolo tipo *FEM* o *FDM*, che necessitano di algoritmi numerici robusti e generalmente comportano notevoli oneri di calcolo.
- Tali metodi di analisi, ovviamente, presuppongono anche:
 - ✓ una più articolata rappresentazione spaziale delle reali azioni sismiche
 - ✓ Una caratterizzazione geotecnica più sofisticata e dettagliata.

Metodi di ANALISI DINAMICA COMPLETA

L'efficacia dei metodi di analisi dinamica completa è però subordinata ad un'adeguata determinazione dei valori dei numerosi parametri che caratterizzano struttura e terreno.

Tali metodi non sempre riescono a studiare il comportamento del sistema quando si generano deformazioni rilevanti con cinematismi accentuati lungo superfici di plasticizzazione.

E' da sottolineare però che, nell'ambito della filosofia della progettazione di tipo prestazionale, questo livello di analisi sarebbe prescritto solo per opere cui si richiede la classe di prestazione A ("agibilità").