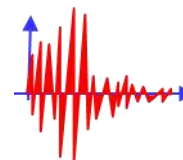


Capitolo 7.

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE



Modifiche introdotte dalle NTC18 rispetto alle NTC08

Criteri generali per progettazione antisismica	7	Per gli edifici soggetti ad $a_g \leq 0.075 g$ sono stati definiti dei criteri semplificati per il progetto: ▪ sistema di forze orizzontali ($F_h = 0,10 W \lambda$) ▪ sola verifica nei confronti dello SLV ▪ comportamento strutturale non dissipativo o dissipativo CD"B" con γ_{8d} unitari ▪ impalcati rigidi
	7.2.2	Nel paragrafo è stato definito chiaramente cosa si intende per elementi secondari (elementi progettati per resistere ai soli carichi verticali). Inoltre, sono riportati degli approfondimenti per i due tipi di Comportamento Strutturale da utilizzare in fase di progettazione: dissipativo e non dissipativo.
	7.2.5	Per il calcolo delle azioni in fondazione, è stato semplificato il criterio per stabilirne l'entità. Adesso è possibile utilizzare una tra le tre situazioni previste. Per le platee di fondazione è specificata l'armatura minima, che deve essere pari allo 0.1% dell'area della sezione trasversale. Per la progettazione dei pali è stato definito un passo massimo delle staffe pari a 8 volte il diametro longitudinale. Nelle zone dissipative il passo massimo delle staffe deve essere pari a 6 volte. Nelle zone di passaggio tra strati con rigidezza molto diversa, l'infittimento deve essere mantenuto per una lunghezza pari a 5 volte il diametro del palo. Nelle zone dissipative dei pali non è possibile utilizzare staffe a spirale. Nella verifica a taglio dei pali, il coefficiente di sicurezza minimo è stato portato a 1.3 Per le fondazioni su plinti, è stato aggiunto l'obbligo di collegamento tra plinti anche su suolo di tipo A. La verifica assiale dei collegamenti deve essere fatta utilizzando l'accelerazione sismica degli SLC.
Metodi di Analisi	7.3	Come in altri punti delle stesse norme, viene specificato che anche per il comportamento non dissipativo si utilizza un fattore q maggiore all'unità (≤ 1.5). Dal punto di vista delle definizioni, il "fattore di struttura" diventa "fattore di comportamento" (dalla terminologia anglosassone "behaviour factor").
	NdR	Scomparsa di qualunque riferimento alla zonazione sismica, sostituita dalla indicazione dei livelli di accelerazione a_{gS}, attesa allo SLV.

Progettazione sismica per opere geotecniche	7.3.1	Nella definizione del fattore q aggiunto il caso di "Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano". Nella tabella dei valori, sono stati aggiunti i fattori q0 per strutture composte acciaio-cl e per alcune tipologie di strutture in legno. Per le strutture in muratura, i fattori q0 oltre che aggiunti hanno subito anche delle modifiche nei valori. Per i ponti è stata aggiunta la tipologia "ponti ad arco". Nelle nuove NTC è prescritto un controllo sul valore massimo del fattore q, il quale deve essere tale che lo spettro SLV sia superiore o uguale ad SLD in ogni punto. Per le strutture con comportamento non dissipativo è stato definito il fattore di struttura q_{add} da utilizzare (compreso tra 1 e 1.5).
	7.3.3.2	Il calcolo del periodo di vibrazione fondamentale (per analisi lineare statica) è stato modificato. Il periodo T1 è funzione della rigidezza del modello, e dello spostamento orizzontale massimo calcolato con il peso sismico applicato in orizzontale.
	7.11.4	Rispetto alle NTC 2008, sono state aggiunte indicazioni di calcolo relative ai fronti di scavo e rilevati .
	7.11.5.3.1	Per le fondazioni superficiali se si considerano gli effetti inerziali, il coefficiente γ_R sarà pari a 1.8 anziché a 2.3. Una delle modifiche più rilevanti dell'approccio alla Geotecnica è la sostituzione della verifica SLD in termini di spostamenti permanenti indotti, con la verifica del carico limite utilizzando le pressioni calcolate con le combinazioni SLD.
	7.11.5.3.2	Anche per i pali la verifica SLD va fatta in termini di carico limite anziché come spostamenti permanenti indotti.
	7.11.6.2.1	Per i muri di sostegno , il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m è pari a 0.38 per SLV e 0.47 per SLD.
	7.11.6.2.1	Il coefficiente β_m per i muri può essere incrementato, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede.
	7.11.6.2.2	Per la verifica a ribaltamento dei muri , il coefficiente β_m deve essere incrementato del 50% (con valore massimo pari ad 1), utilizzando i coefficienti parziali γ pari a 1.0.
		Per i muri di sostegno , i coefficienti γ_R per gli SLV sono differenziati per le apposite verifiche .

ATTUALMENTE LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA STATICA E QUELLA SISMICA SONO SVILUPPATE IN MODO SEPARATO

La costruzione che interagisce con il terreno (fondazione, opera di sostegno..) è concepita per le azioni statiche



L'opera progettata per le azioni statiche è quindi verificata nei confronti delle azioni sismiche e, se necessario, modificata

.... tipiche conseguenze

- Sovradimensionamento geotecnico
- Sottodimensionamento strutturale
- costi eccessivi

In Europa c'è chi promuove la continuità fra progettazione geotecnica statica e sismica

- **E', infatti, errato considerare che il progetto sismico di una fondazione sia semplicemente aggiungere una verifica di stabilità o di funzionalità in più.**
- I progettisti dei paesi ad alta sismicità sono ben consapevoli che il progetto delle fondazioni, delle opere di sostegno etc. non è solo scegliere geometria e capacità strutturale, ma la concezione dell'opera deve tenere conto del suo ruolo nell'impianto strutturale complessivo e delle prestazioni richieste all'opera stessa.
- **E' importante comprendere che la condizione sismica deve influenzare la concezione iniziale del progetto.**
- **La condizione sismica è quella dimensionante dal punto di vista strutturale nelle zone ad alta sismicità.**

7.0. GENERALITÀ

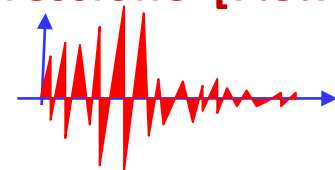
Il presente capitolo disciplina la **progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica**. Le sue indicazioni sono da considerarsi aggiuntive e non sostitutive di quelle riportate nei Capitoli 4, 5 e 6; si deve inoltre far sempre riferimento a quanto indicato nel Capitolo 2, per la **valutazione della sicurezza**, e nel Capitolo 3, per la **valutazione dell'azione sismica**.

Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello SLV, da $agS \leq 0,075g$ (Ndr: a_{max}) possono essere progettate e verificate come segue:

• si considera la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4, applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dall'espressione [7.3.7] assumendo

$$F_h = 0,10 W \lambda$$

per tutte le tipologie strutturali, essendo λ definito al § 7.3.32;



La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \quad [7.3.7]$$

dove:

F_h = $S_d(T_1) W \lambda / g$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

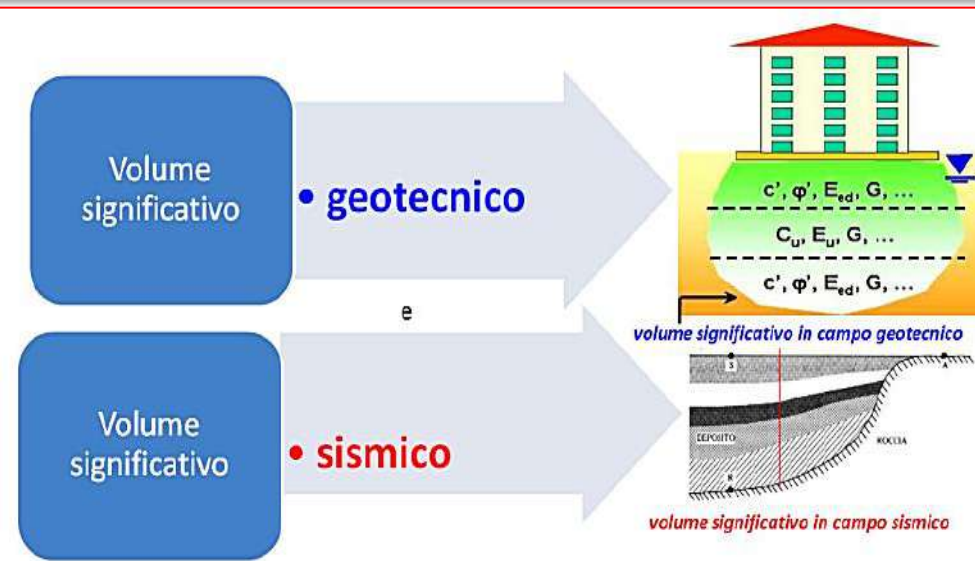
(T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro).

- si richiede la sola verifica nei confronti dello **SLV**;
- si utilizza in generale una “**progettazione per comportamento strutturale non dissipativa**”, quale definita nel § 7.2.2; qualora si scelga una “**progettazione per comportamento strutturale dissipativa**”, quale definita nel § 7.2.2, si possono impiegare, in classe di duttilità CD“B”, valori unitari per i coefficienti γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I;
- ad eccezione del caso di edifici fino a due piani, considerati al di sopra della fondazione o della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, **gli orizzontamenti devono rispettare i requisiti di rigidezza e resistenza di cui al § 7.2.2.**

Circolare: scomparsa di qualunque riferimento alla zonazione sismica, sostituita dalla indicazione dei livelli di accelerazione a_{gS} (a_{max}), attesa allo SLV.

Per volume significativo «**geotecnico**» di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

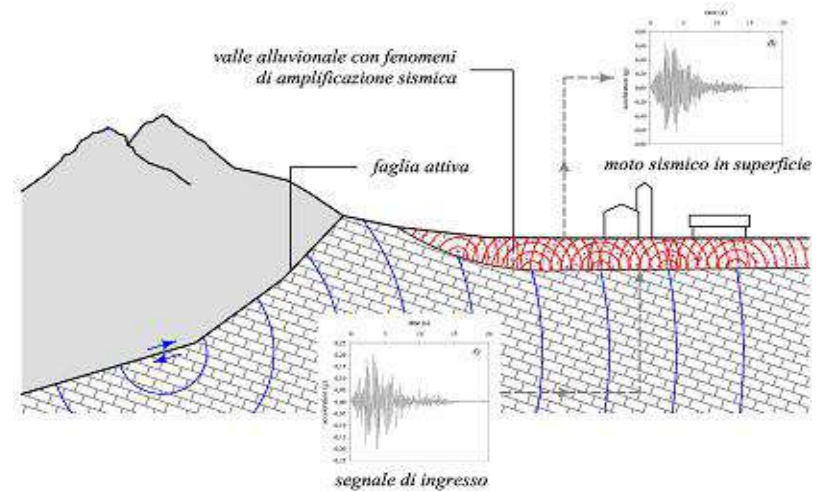
Volume significativo «**sismico**» è la parte di sottosuolo compresa tra la superficie (o il punto di misura della V_s) e il bedrock sismico.



Attenzione dunque all' **$a_{max} = ag \cdot S$** nei confronti di SLV

con **$S = S_s, S_T$**

Se nel sito $a_{max} \leq 0.075 g$



1.-nella combinazione delle azioni si assume la combinazione sismica

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [3.2.13]$$

Forza da applicare a ciascuna massa della costruzione

$$F_i = F_b \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \quad [7.3.7] \quad F_h = 0,10 W \lambda$$

2. - verifica solo nei confronti dello SLV

Con **W** peso complessivo della costruzione

λ coefficiente pari 0,85 se la costruzione ha tre orizzontamenti e $T1 < 2Tc$, altrimenti pari a 1,0.

7.1. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

S'intende per:

- **capacità di un elemento strutturale o di una struttura**: l'insieme delle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità da essi manifestate, quando soggetti ad un prefissato insieme di azioni;

- **domanda su un elemento strutturale o su una struttura**: l'insieme delle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità ad essi richieste da un prefissato insieme di azioni.

Sotto l'effetto delle azioni definite nel § 3.2, **deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio**, quali definiti al § 3.2.1 e individuati *riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso che include, oltre agli elementi strutturali in elevazione e di fondazione, agli elementi non strutturali e agli impianti, il volume significativo di terreno.*

*La verifica nei confronti dei vari stati limite si effettua confrontando **capacità** e **domanda***; in mancanza di specifiche indicazioni in merito, la verifica si considera svolta positivamente quando sono soddisfatti i requisiti di rigidezza, resistenza e duttilità, per gli elementi strutturali, e di stabilità e funzionalità, per gli elementi non strutturali e gli impianti, secondo quanto indicato al §7.3.6.

Per tutti gli stati limite, le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti dalla risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento. **Al riguardo, deve essere valutata la risposta sismica e la stabilità del sito, secondo quanto indicato nel § 7.11.5**

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

(**Ndr: interessa per inserire il fattore di comportamento q , insieme con T_1 , per ottenere lo spettro di progetto e ridurre la domanda sismica**)

L'entità della domanda con la quale confrontare la capacità della struttura, secondo i criteri definiti al § 7.3.6, può essere valutata utilizzando una delle modellazioni descritte in precedenza ed adottando uno fra i metodi di analisi illustrati nel seguito.

I metodi di analisi si articolano in lineari e non lineari, in funzione delle caratteristiche della struttura e del modello di comportamento adottato.

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q (ex Fattore di struttura). I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Per ciascuno degli stati limite e dei metodi di analisi considerati, nella tabella successiva sono riportati:

- ***per l'analisi lineare***, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica e i limiti da attribuire al fattore di comportamento q , a seconda dello stato limite considerato;
- ***per l'analisi non lineare***, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica.

ANALISI LINEARE

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo, sia dissipativo (§ 7.2.2). In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto (§ 3.2.3.4 e § 3.2.3.5) ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento q , i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base q_0 riportati in Tab. 7.3.II.

Valori del fattore di comportamento q (Forniti dallo strutturista)

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento (ex **Fattore di struttura q**) relativo allo **SLV** è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \quad [7.3.1] \quad \text{(già analizzato; v.)}$$

dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto α/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; **la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata**;

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza. 

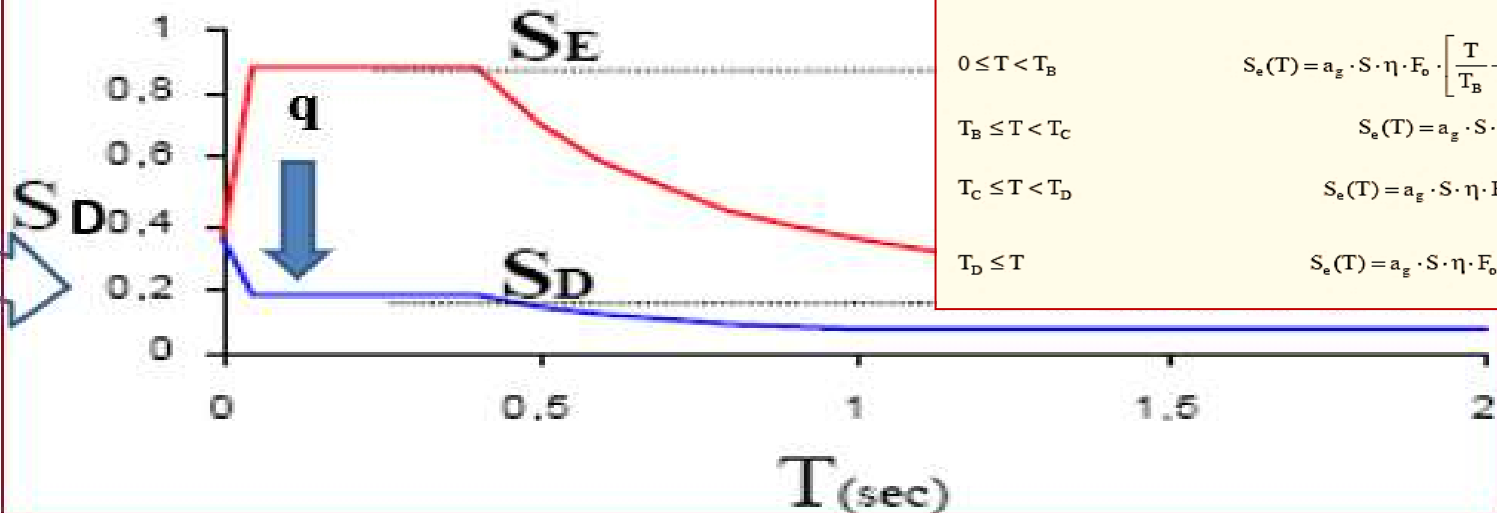
COME SI UTILIZZANO GLI SPETTRI DI PROGETTO

ESEMPIO

Per tutti gli Stati Limite, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica, eccetto (SLO), Spettri elastici $\neq$ da Spettri di risposta di progetto

Si utilizza lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito a PVR con le ordinate ridotte sostituendo η con $1/q$

— Spettro Elastico — Spettro di Progetto



OBBLIGATORIO:

$$S_D(T) \geq 0,2a_g$$

η smorzamento diverso
da quello base del 5%



Nella combinazione delle azioni stati limite ultimi e di esercizio →

Combinazione sismica :



$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

- **E** è l'azione sismica per lo stato limite considerato (**SLV** o **SLD**)

- **G₁, G₂** il valore caratteristico delle azioni permanenti

- $\psi_{2j} \times Q_{kj} \dots$ il valore caratteristico delle azioni variabili o accidentali.

Ma come si ricava **E (Azione sismica)** e quindi successivamente **Ed**,
ossia le **Azioni di progetto**?

$$E = (G_1 + G_2 + \psi_{2j} \times Q_{kj}) \times k_v \quad (\text{kN})$$

K_v (coefficiente sismico verticale) va ricavato dallo spettro di progetto verticale in base al livello prestazionale (SLV o SLD)

$$E_d \leq R_d$$

$$E_d = (G_1 + G_2 + \psi_{2j} \times Q_{kj}) + E \quad \text{e sostituendo } E$$

$$E_d = (G_1 + G_2 + \psi_{2j} \times Q_{kj}) + [(G_1 + G_2 + \psi_{2j} \times Q_{kj}) \times k_v]$$

D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Spettri di risposta

ver. 1.0.3

Il documento Excel SPETTRI-NTC fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);

FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;

FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito www.cslp.it

Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Se non si sono convertite le coordinate di Google da WGS84 a ED50 (datum INGV) per ridurre in parte l'errore si sceglie il metodo della superficie rigata e non la media pesata (da utilizzare in caso di conversione)

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

11,12610

LATITUDINE

43,64600

Ricerca per comune

REGIONE

Toscana

PROVINCIA

Firenze

COMUNE

Montespertoli

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

20500

20501

20722

20723

7,5

7,5

km

km

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

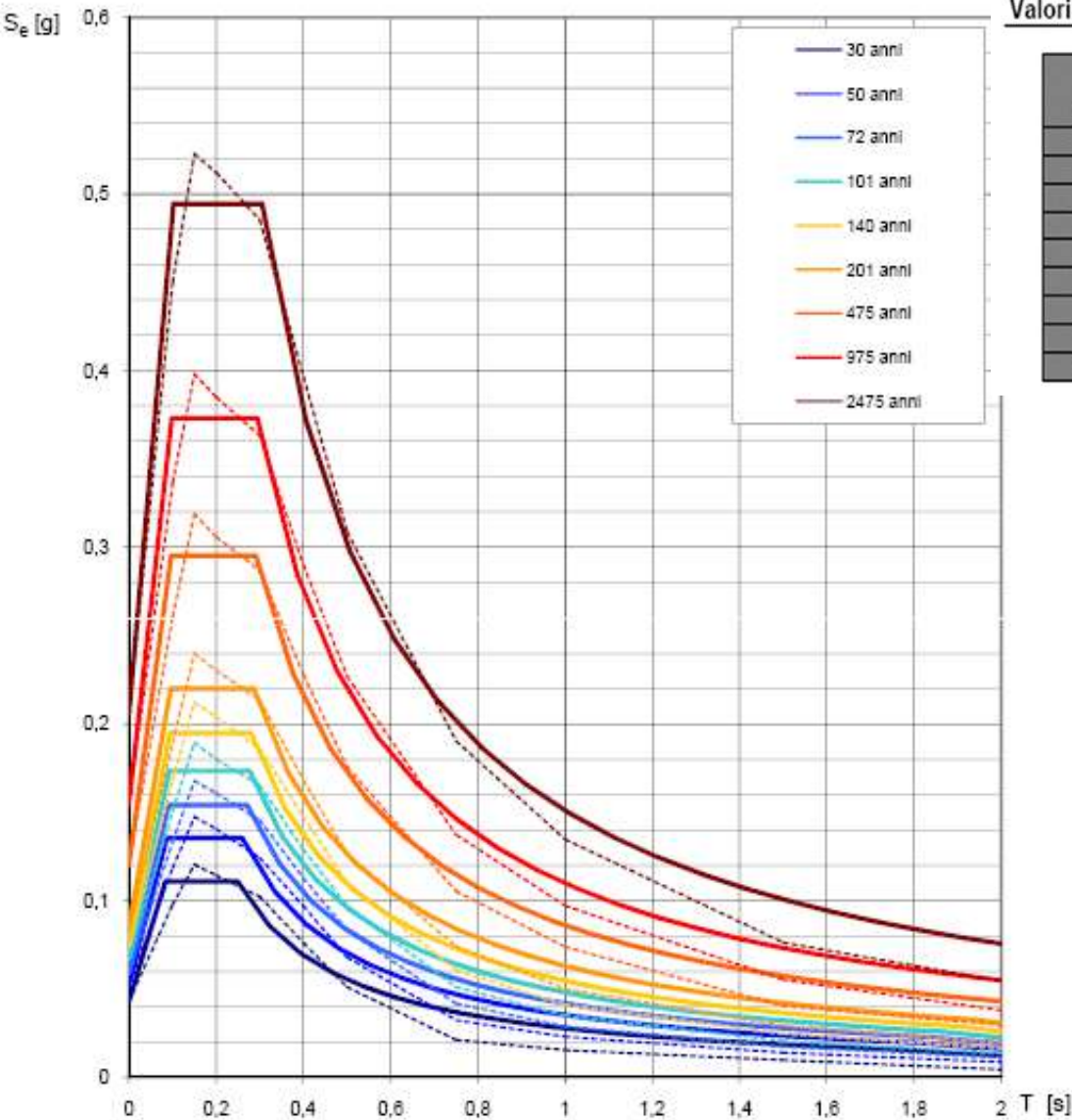
FASE 1

FASE 2

FASE 3

306

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C [s]
30	0,043	2,576	0,249
50	0,052	2,594	0,259
72	0,059	2,619	0,271
101	0,067	2,606	0,276
140	0,074	2,614	0,280
201	0,085	2,602	0,286
475	0,120	2,457	0,291
975	0,155	2,411	0,294
2475	0,206	2,402	0,305

NOTA:
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (In anni) - V_N Info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U Info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (In anni) - V_R Info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (In anni) - T_R Info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	45
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	75
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	712
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1462

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

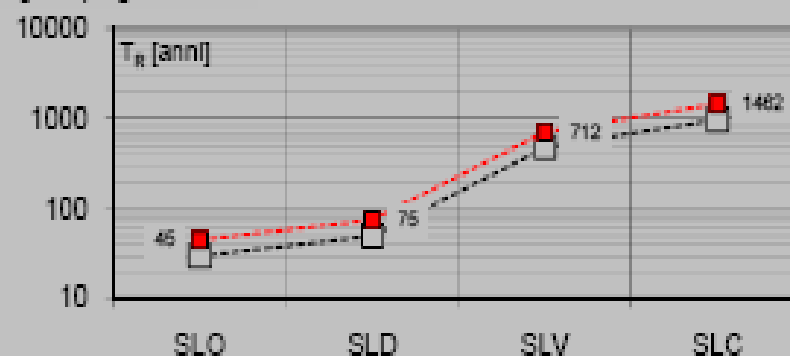
Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



**Classe
d'uso
III
Cu = 1,5**

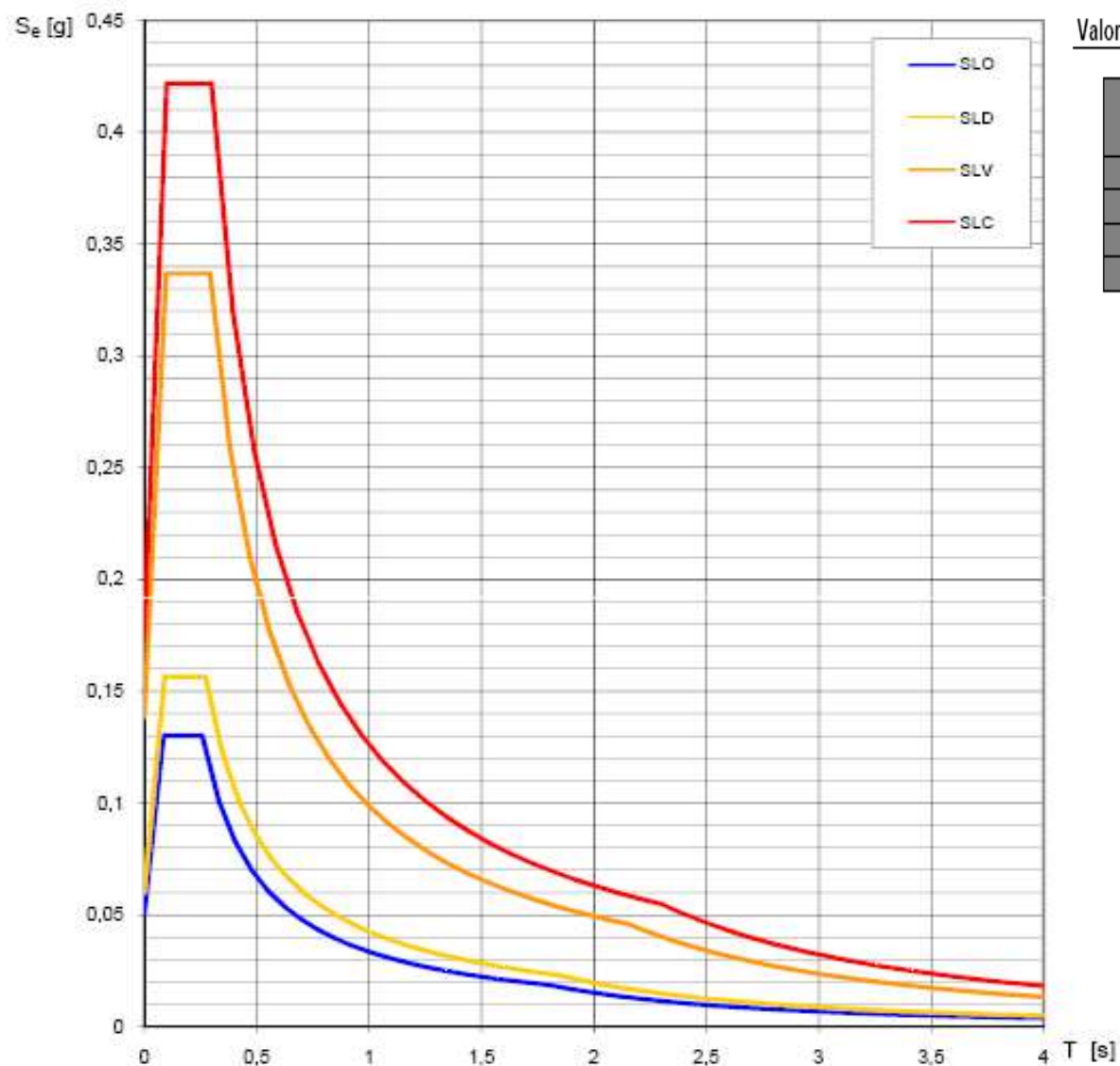
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,050	2,580	0,257
SLD	75	0,080	2,618	0,271
SLV	712	0,139	2,431	0,293
SLC	1482	0,175	2,407	0,299

Dagli spettri di risposta elastici, introducendo il **periodo fondamentale di struttura T1** ed il **fattore di comportamento q**, forniti dallo strutturista, si sono ricavati gli spettri di progetto:

Fattore di comportamento $q = 3.0$, $q_0 = 3,75$ (edificio irregolare in pianta e in altezza)

Periodo fondamentale $T1 = 0.358$

IMPORTANTE

Nel foglio del CSLP nella “FASE 3” non viene richiesto il fattore di comportamento q, ma q_0 che rappresenta la duttilità generale della tipologia strutturale (valore fornito dallo strutturista).

Se abbiamo solo il valore di q e utilizziamo il foglio **Spettri**, ci sono due possibilità:

1) si inserisce tale valore al posto di q_0 , se l'edificio è regolare in altezza, poiché

$$q = q_0 \cdot K_r$$

e in questo caso $K_r = 1,0$; nella finestra di Spettri a destra di quella di q_0 a Regol. in altezza va detto si;

2) si ottiene q_0 da $q/0,8$ se l'edificio in altezza è irregolare, poiché in tal caso $K_r = 0,8$.

Nella finestra a Regol. in altezza va detto no.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** ▼ info

Categoria topografica **T1** ▼ info

$S_e = 1,200$ ▼ info
 $C_c = 1,406$ ▼ info
 $h/H = 0,000$ ▼ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)
☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%) **5** ▼ info
 $\eta = 1,000$ ▼ info
 Fattore q_o **3,75** ▼ info
 Regol. in altezza **no** ▼ info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1,5** ▼ info
 $\eta = 0,667$ ▼ info

Elaborazioni

☒ Grafici spettri di risposta ▶▶
☐ Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

$S_{a,o}$ [g]
 $S_{a,v}$ [g]
 S_e [g]

0,40
0,35
0,30
0,25
0,20
0,15
0,10
0,05
0,00

0 0,5 1 1,5 2 2,5 3 3,5 T [s] 4

INTRO **FASE 1** **FASE 2** **FASE 3**

SLV- Spettro di progetto inelastico (**SLU**) - q verticale è sempre = 1.5

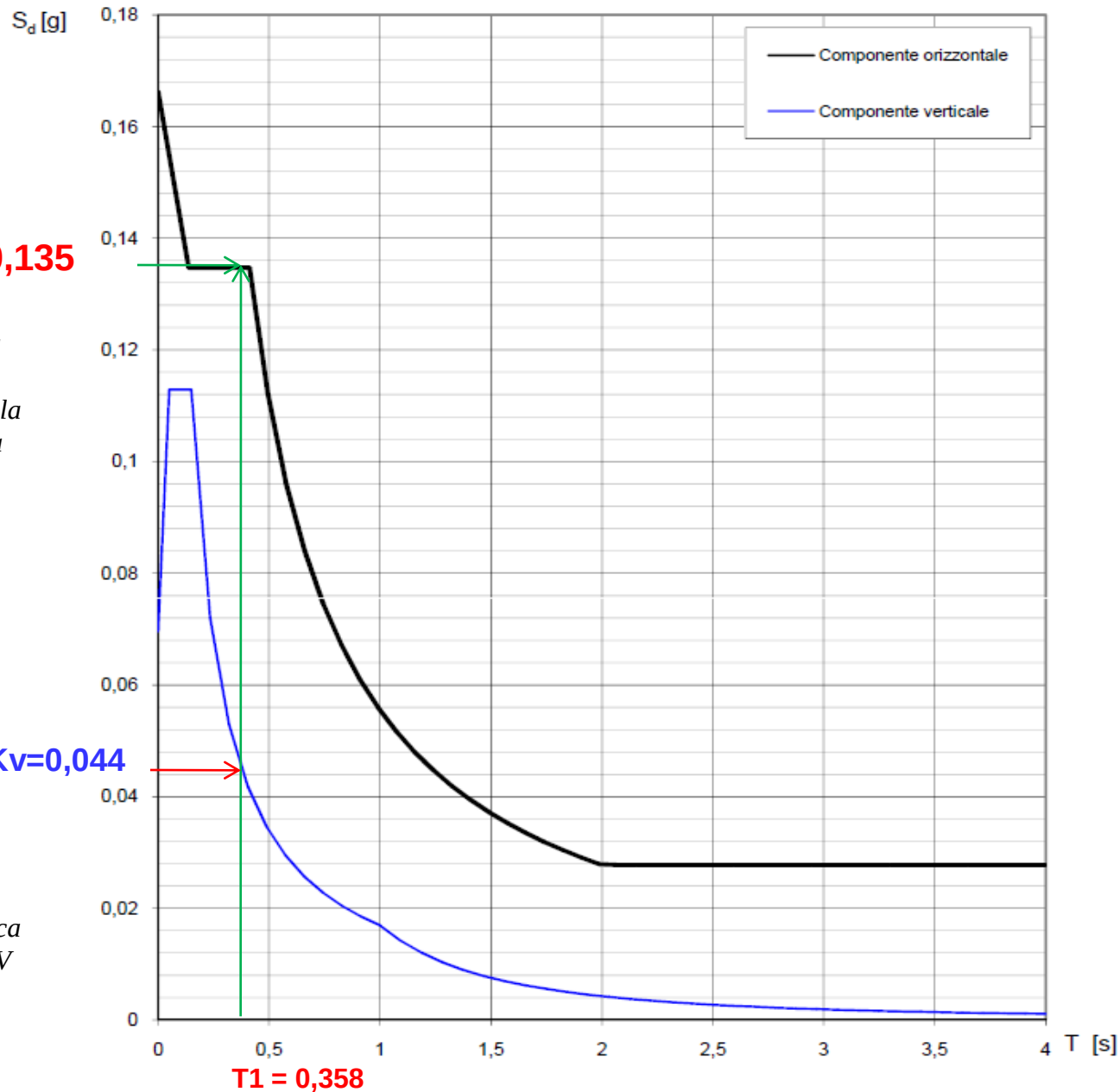
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

K_{hi} = 0,135

K_{hi} = 0,135 da utilizzare per il taglio sismico alla base per verifica allo scorrimento

K_v = 0,044

K_v = 0,044 da utilizzare nella combinazione sismica (q_{lim} sismica) - SLV (Resistenze) per **E**



Sd(T) – SLV dallo spettro di progetto inelastico (SLU)

K_{hi} = 0,135 da utilizzare per il taglio sismico alla base per verifica allo scorrimento

K_v = 0,044 da utilizzare nella combinazione sismica (**q_{lim} sismica**) - SLV (Resistenze) per **E**

stati limite ultimi (**q_{lim} sismica**) SLV

Combinazione sismica

$$\mathbf{E} + \mathbf{G1} + \mathbf{G2} + \mathbf{P} + \psi_{21} \times \mathbf{Qk1} + \psi_{22} \times \mathbf{Qk2} + \dots$$

$$\mathbf{E} \text{ (kN)} = (\mathbf{G1} + \mathbf{G2} + \psi_{2j} * \mathbf{Qk_j}) * \mathbf{k_v}$$

$$\mathbf{E} \text{ (kN)} = (\mathbf{G1} + \mathbf{G2} + \psi_{2j} * \mathbf{Qk_j}) * \mathbf{0,044}$$

sostituendo

$$\mathbf{0,044 \text{ kN}} + \mathbf{G1} + \mathbf{G2} + \mathbf{P} + \psi_{21} \times \mathbf{Qk1} + \psi_{22} \times \mathbf{Qk2} + \dots$$

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_o	0,139 g
F_o	2,431
T_c^*	0,293 s
S_s	1,200
C_c	1,406
S_T	1,000
q	3,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,333
T_B	0,137 s
T_C	0,412 s
T_D	2,154 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,166
$T_B \leftarrow$	0,137	0,135
$T_C \leftarrow$	0,412	0,135
	0,495	0,112
	0,578	0,096
	0,661	0,084
	0,744	0,075
	0,827	0,067
	0,910	0,061
	0,993	0,056
	1,076	0,052
	1,158	0,048
	1,241	0,045
	1,324	0,042
	1,407	0,039
	1,490	0,037
	1,573	0,035
	1,656	0,033
	1,739	0,032
	1,822	0,030
	1,905	0,029
	1,988	0,028
	2,071	0,028
$T_D \leftarrow$	2,154	0,028
	2,242	0,028
	2,330	0,028
	2,418	0,028
	2,506	0,028
	2,594	0,028
	2,682	0,028
	2,770	0,028
	2,857	0,028
	2,945	0,028
	3,033	0,028
	3,121	0,028
	3,209	0,028
	3,297	0,028
	3,385	0,028
	3,473	0,028
	3,561	0,028
	3,648	0,028
	3,736	0,028
	3,824	0,028
	3,912	0,028
	4,000	0,028

In questo caso è il valore di **khi**, poiché T_1 si raccorda con il plateau. (v. pag.157)

q fornito dallo strutturista

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{av}	0,070 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,222
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,070
$T_B \leftarrow$	0,050	0,113
$T_C \leftarrow$	0,150	0,113
	0,235	0,072
	0,320	0,053
	0,405	0,042
	0,490	0,035
	0,575	0,029
	0,660	0,026
	0,745	0,023
	0,830	0,020
	0,915	0,019
$T_D \leftarrow$	1,000	0,017
	1,094	0,014
	1,188	0,012
	1,281	0,010
	1,375	0,009
	1,469	0,008
	1,563	0,007
	1,656	0,006
	1,750	0,006
	1,844	0,005
	1,938	0,005
	2,031	0,004
	2,125	0,004
	2,219	0,003
	2,313	0,003
	2,406	0,003
	2,500	0,003
	2,594	0,003
	2,688	0,002
	2,781	0,002
	2,875	0,002
	2,969	0,002
	3,063	0,002
	3,156	0,002
	3,250	0,002
	3,344	0,002
	3,438	0,001
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,001

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLD** ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** ▼ info

Categoria topografica **T1** ▼ info

$S_s =$ **1,200**

$C_0 =$ **1,428** info

$h/H =$ **0,000**

$S_T =$ **1,000** info

(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta =$ **1,000** info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_a **3,5**

Regol. in altezza **no** ▼ info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1,5**

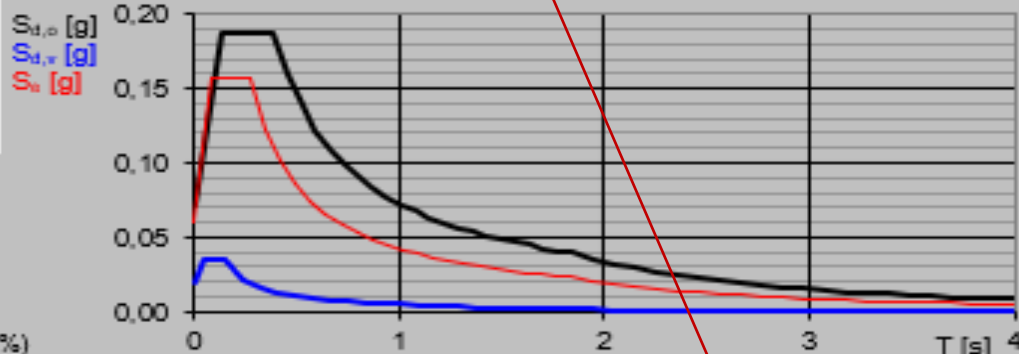
$\eta =$ **0,667** info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO

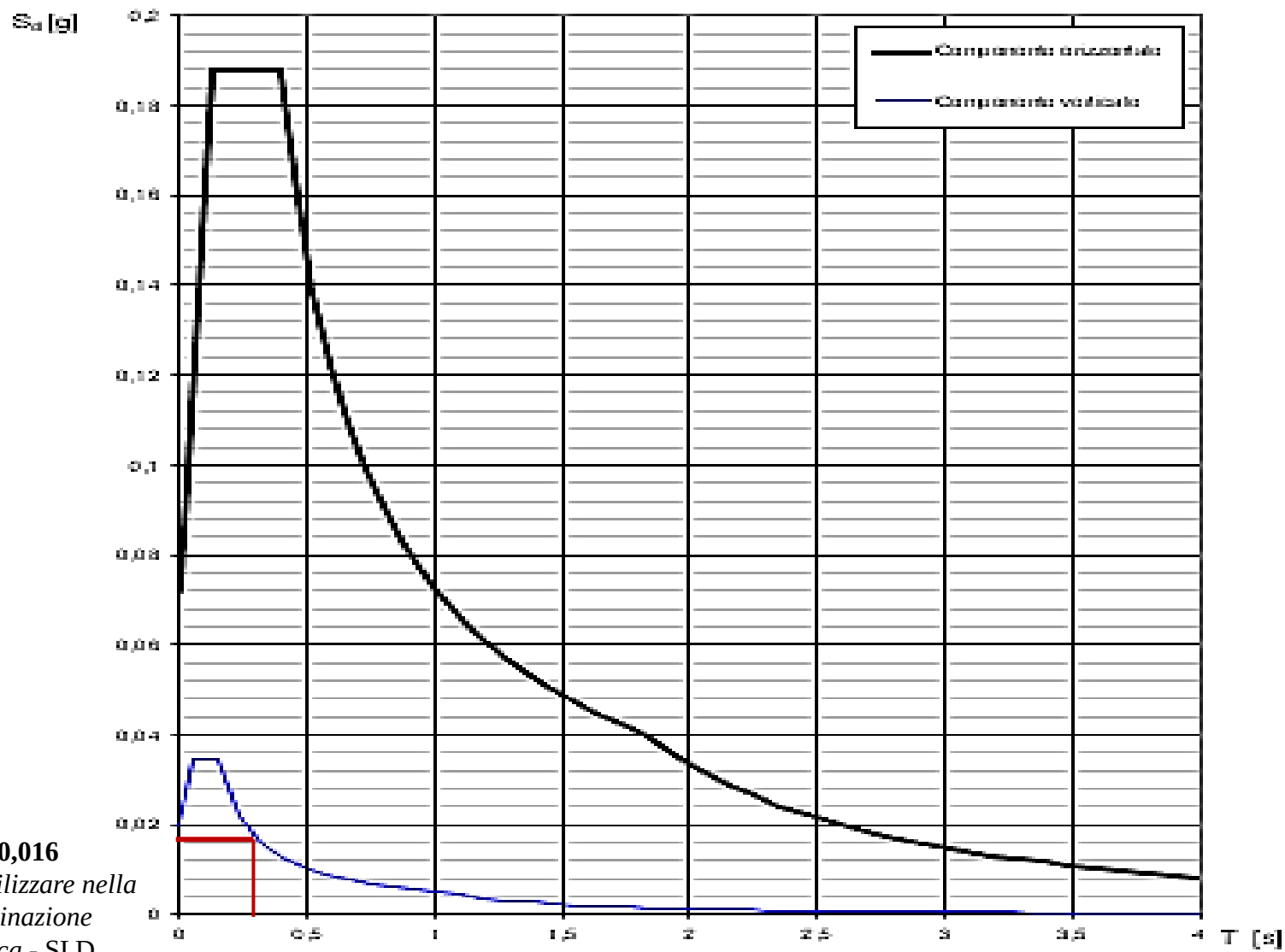
FASE 1

FASE 2

FASE 3

SLD- Spettro di progetto elastico (SLE) - q verticale è = 1.5

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo SLD



$K_v=0,016$
da utilizzare nella
combinazione
sismica - SLD
(cedimenti) per **E**

$T_1=0,358$

$S_d(T)$ dallo spettro di progetto elastico (SLE)

$K_v = 0,016$ da utilizzare nella combinazione sismica -
SLD (cedimenti) per **E**

stati limite esercizio (cedimenti sismici) SLD

Combinazione sismica

$$\mathbf{E} + \mathbf{G1} + \mathbf{G2} + \mathbf{P} + \psi_{21} \times \mathbf{Qk1} + \psi_{22} \times \mathbf{Qk2} + \dots$$

con

$$\mathbf{E} \text{ (kN)} = (\mathbf{G1} + \mathbf{G2} + \psi_{2j} \times \mathbf{Qk_j}) * \mathbf{k_v}$$

$$\mathbf{E} \text{ (kN)} = (\mathbf{G1} + \mathbf{G2} + \psi_{2j} \times \mathbf{Qk_j}) * \mathbf{0,016}$$

$$\mathbf{0,016 \text{ kN}} + \mathbf{G1} + \mathbf{G2} + \mathbf{P} + \psi_{21} \times \mathbf{Qk1} + \psi_{22} \times \mathbf{Qk2} + \dots$$

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{SL}	0,020
S_S	1,000
S_T	1,000
η	1,000
T_B	0,050
T_C	0,150
T_D	1,000

Parametri dipendenti

F_a	0,004
S	1,000
η	0,007

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad [\text{HTC-III Eq. 3.2.3}]$$

$$\eta = 1/\eta \quad [\text{HTC-III 3.2.3.3}]$$

$$F_a = 1,35 \cdot F_s \cdot \left(\frac{a_{SL}}{\mu} \right)^{0,4} \quad [\text{HTC-III Eq. 3.2.11}]$$

Espressioni dello spettro di risposta [HTC-III Eq.

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_{SL} \cdot S \cdot \eta \cdot \xi \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot \xi \cdot T_B} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_{SL} \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_{SL} \cdot S \cdot \eta \cdot \xi \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_{SL} \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	$T [s]$	$S_d [g]$
	0,000	0,020
T_{B1}	0,050	0,034
T_{B2}	0,150	0,034
	0,200	0,022
	0,300	0,016
	0,400	0,013
	0,500	0,011
	0,600	0,009
	0,700	0,008
	0,800	0,007
	0,900	0,006
	1,000	0,006
T_{D1}	1,000	0,005
	1,050	0,004
	1,100	0,004
	1,200	0,003
	1,300	0,003
	1,400	0,002
	1,500	0,002
	1,600	0,002
	1,700	0,002
	1,800	0,002
	1,900	0,001
	2,000	0,001
	2,100	0,001
	2,200	0,001
	2,300	0,001
	2,400	0,001
	2,500	0,001
	2,600	0,001
	2,700	0,001
	2,800	0,001
	2,900	0,001
	3,000	0,001
	3,100	0,001
	3,200	0,001
	3,300	0,001
	3,400	0,000
	3,500	0,000
	3,600	0,000
	3,700	0,000
	3,800	0,000
	3,900	0,000
	4,000	0,000

7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, **a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.**

Analisi lineare statica effettuabile se $T_1 < 2,5 T_C$ e costruzione regolare in altezza

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza, **T_1** (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

(eliminata la $T_1 = C_1 \times h^{3/4}$ delle NTC08)

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad [7.3.6]$$

dove **d** è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale.

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \quad [7.3.7]$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_c$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8]$$

dove

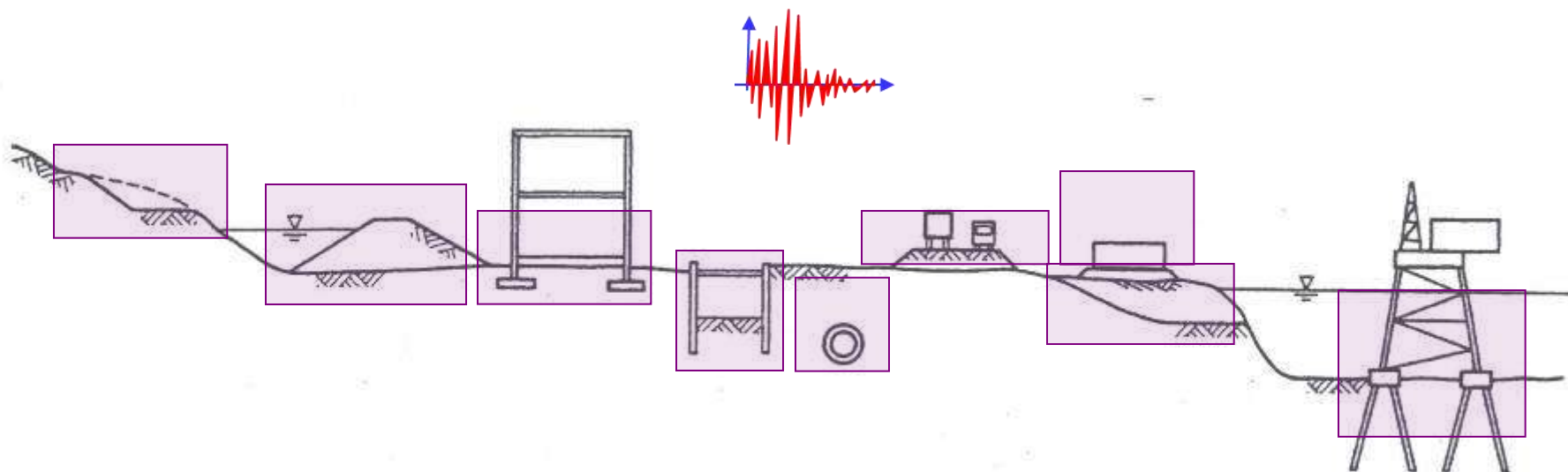
$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Gli spostamenti allo SLC si possono ottenere, in assenza di più accurate valutazioni che considerino l'effettivo rapporto delle ordinate spettrali in spostamento, moltiplicando per 1,25 gli spostamenti allo SLV.

7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

Le presenti norme disciplinano la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 soggetti ad azioni sismiche, nonché i requisiti cui devono soddisfare i siti di costruzione e i terreni interagenti con le opere in presenza di tali azioni.



In aggiunta alle prescrizioni contenute nel presente paragrafo, le opere e i sistemi geotecnici devono soddisfare le prescrizioni contenute nel Capitolo 6, relative alle combinazioni di carico non sismico.

SCHEMA PROPEDEUTICO AL 7.11.1

Per le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si utilizzano quali livelli prestazionali solo: **SLD** e **SLV**

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio →	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi ↗	SLV	10%
	SLC	5%

**Con il sisma le azioni A non si amplificano
e i coefficienti parziali M non si riducono**

$$\gamma_A = 1 ; \gamma_{M2} = \gamma_{M1} = 1$$



Rimane solo γ_R indicato nel cap. 7; se mancante, si assume per la singola opera quello indicato nel cap. 6.

7.11.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

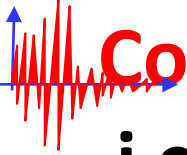
Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1 .

Le verifiche agli **stati limite ultimi** di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo **stato limite di salvaguardia della vita (SLV)** di cui al § 3.2.1; quelle agli **stati limite di esercizio** si riferiscono al solo **stato limite di danno (SLD)** di cui allo stesso § 3.2.1.

Quindi solo $\Rightarrow$  **SLU - SLV** e **SLE - SLD**

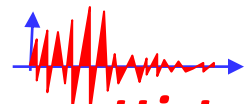
Verifiche agli stati limite ultimi (SLU-SLV) :

- coefficienti parziali sulle azioni $\gamma_A = 1$
- coefficienti parziali sui parametri geotecnici $\gamma_M = 1$
- resistenze di progetto γ_R sono indicate nelle verifiche in questo capitolo 7. Se mancanti, si ricavano dal cap.6 (condizioni statiche).

 **Con il sisma** le azioni A non si amplificano e i coefficienti parziali γ_M non si riducono:

$$\gamma_A = 1 ; \gamma_{M2} = \gamma_{M1} = 1 .$$

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. (in senso sismico: $v_s > 800$ m/s!)*

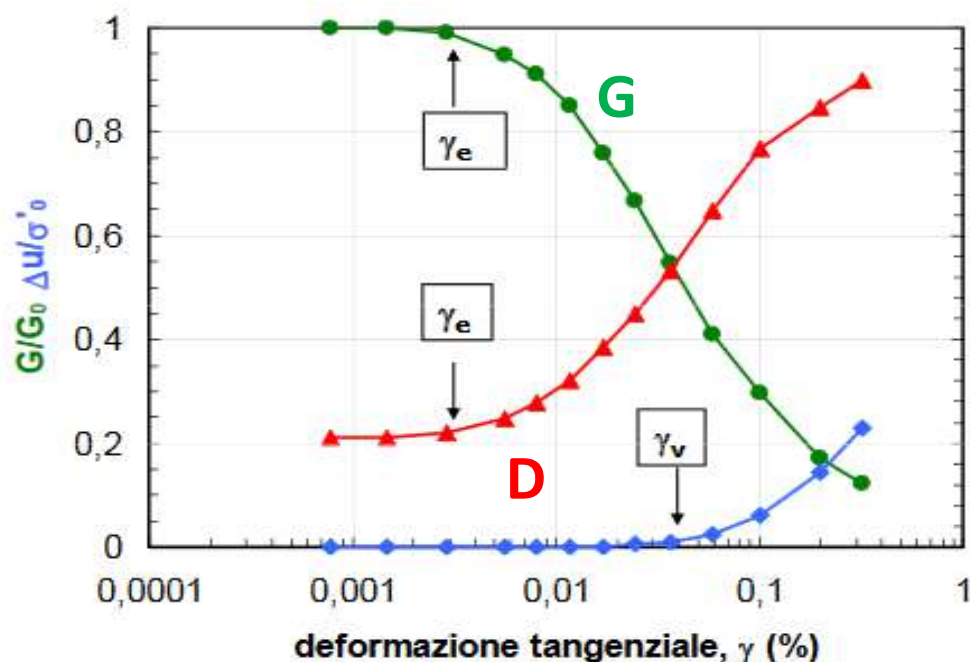
(Ndr: Elementi già rilevati e presenti nella Relazione Geologica, come richiesto da C 3.2.2). 



La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine devono essere effettuate tenendo conto della tipologia del sistema geotecnico e del metodo di analisi adottato nelle verifiche.

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. (Ndr: Categorie di sottosuolo)**

Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo.



Al crescere di γ :

- la rigidezza G diminuisce
- lo smorzamento D aumenta

Vengono individuati due livelli di **soglia**:

- una soglia elastica γ_e
- una soglia volumetrica γ_v

Oltre la **soglia volumetrica** γ_v si osservano :

Drenaggio libero Terreni non saturi	Drenaggio impedito Terreni saturi
variazioni di volume ε_v	sovrapressioni interstiziali Δu
degradazione ciclica $[G(\gamma), D(\gamma) = f(N_{cicli})]$ distorsioni permanenti ε_s	

Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tenere 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 si assumono generalmente **condizioni di drenaggio impedito**. In tal caso, nelle analisi condotte in termini di tensioni efficaci, la resistenza al taglio è esprimibile mediante la relazione

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan \phi' \quad [7.11.1]$$

dove

σ'_n tensione efficace iniziale normale alla giacitura di rottura, Δu l'eventuale sovrappressione interstiziale generata dal sisma

c' e ϕ' parametri che tengono conto della degradazione dei terreni per effetto della storia ciclica di sollecitazione.

• 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

$$\tau_f = c_{u,c} \quad [7.11.2]$$

dove $c_{u,c}$ include gli effetti di degradazione dei terreni.

Circolare:C7.11.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce, così come la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo, costituiscono **un insieme di attività riguardanti unitariamente la progettazione geotecnica, sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche.**

Ne consegue che la **caratterizzazione geotecnica ai fini sismici costituisce la necessaria integrazione di quella illustrata nel Cap. 6 delle NTC per la progettazione in condizioni statiche** ed è finalizzata a completare la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo secondo le necessità della progettazione sismica.

Pertanto, anche in presenza di azioni sismiche, il progetto deve articolarsi nelle fasi prescritte nel §6.2 delle NTC, comprendendo anche tutti gli elementi necessari per tenere conto degli aspetti sismici.

7.11.3. RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

7.11.3.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei terreni e degli ammassi rocciosi di cui è costituito.

Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, l'analisi della risposta sismica locale consente quindi di definire le modifiche che il segnale sismico di ingresso subisce, a causa dei suddetti fattori locali.



Le analisi di risposta sismica locale richiedono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

Nelle analisi di risposta sismica locale, l'azione sismica di ingresso è descritta in termini di storia temporale dell'accelerazione (accelerogrammi) su di un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo tipo A del § 3.2.2). Per la scelta degli accelerogrammi di ingresso, si deve fare riferimento a quanto specificato al § 3.2.3.6.

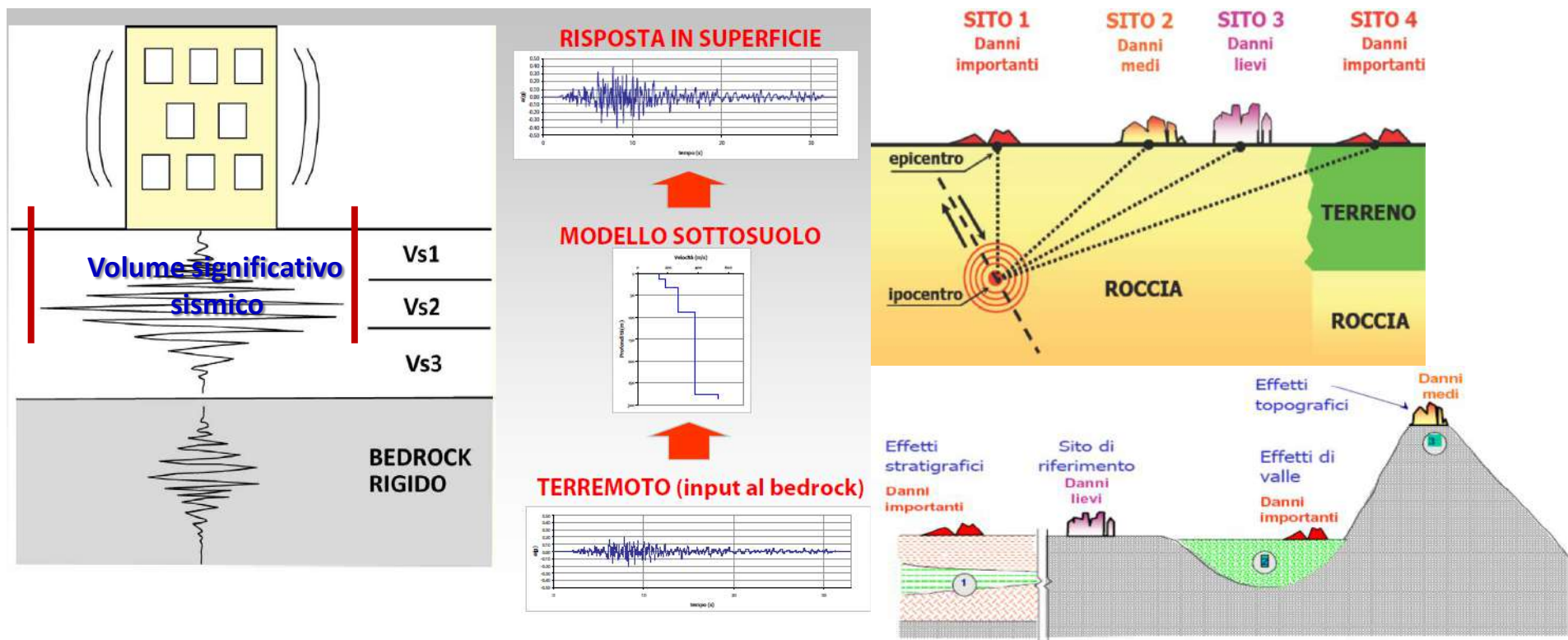
MODELLAZIONE SISMICA

La **modellazione sismica di base** concerne la **pericolosità sismica di base del sito** di costruzione, che è l'elemento primario di conoscenza per la determinazione delle *azioni sismiche*.

Per definire l'azione sismica di progetto si deve valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Risposta Sismica Locale (RSL)

La **caratterizzazione geofisica** è finalizzata all'analisi di uno **specifico problema di progetto** e riguarda il **volume significativo sismico**. A questa va associata una adeguata conoscenza delle proprietà dei terreni in condizioni cicliche, mediante indagini in situ e prove di laboratorio programmate in funzione del tipo d'opera.



OPERE E SISTEMI GEOTECNICI - RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO –

Nelle NTC, **specifiche analisi di risposta sismica locale RSL sono fortemente raccomandate per determinati sistemi geotecnici**, o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione del moto sismico in un dato sito.

Nelle analisi condotte in condizioni bi-dimensionali è possibile tenere conto dell'amplificazione stratigrafica e morfologica (superficiale e/o profonda) del sito, in quelle mono-dimensionali, invece, si tiene conto soltanto degli effetti stratigrafici.

INDAGINI SPECIFICHE



Le indagini geotecniche devono consentire la definizione di:

- condizioni stratigrafiche e modello di sottosuolo;**
- proprietà fisiche e meccaniche degli strati di terreno;**
- regime delle pressioni interstiziali;**
- profondità e morfologia del substrato rigido o di un deposito ad esso assimilabile.**

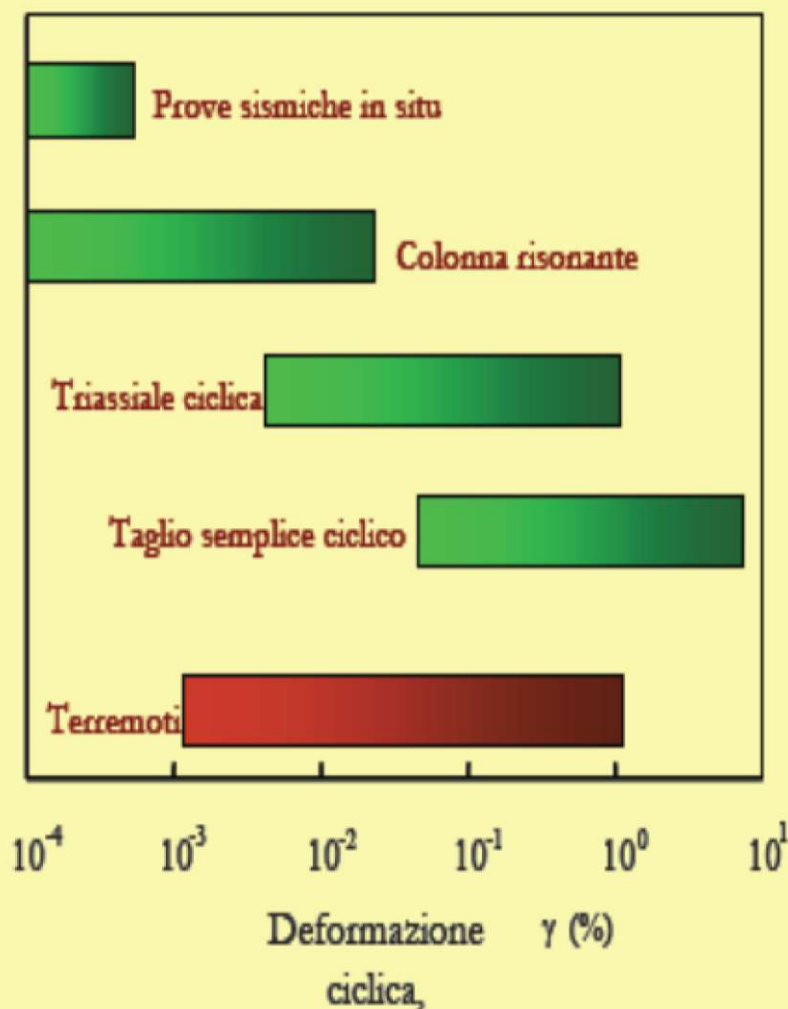


Dette analisi di **RSL** richiedono un'adeguata **conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche**, da determinare **mediante specifiche indagini in sito e prove di laboratorio**, programmate in funzione del tipo di opera e/o intervento e della procedura di analisi adottata. **In particolare, è fortemente raccomandata l'esecuzione di prove in sito per la determinazione dei profili di velocità di propagazione delle onde di taglio, ai fini della valutazione della rigidezza a bassi livelli di deformazione.**



Prove geotecniche di laboratorio

Le prove di laboratorio sono anche raccomandate per la valutazione della dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo, e per la determinazione, in dipendenza del legame costitutivo adottato per i terreni, dei parametri di ingresso necessari alle analisi.



PROVE A BASSI LIVELLI DI DEFORMAZIONE

- Colonna risonante
- Ultrasuoni
- Bender Elements

Le prove di laboratorio possono consistere in prove cicliche di taglio torsionale o di taglio semplice, prove di colonna risonante, prove triassiali cicliche ecc.

Le apparecchiature di laboratorio, opportunamente strumentate, possono permettere anche la determinazione delle caratteristiche di rigidezza a bassi livelli di deformazione.

PROVE AD ALTI LIVELLI DI DEFORMAZIONE

- Prova triassiale ciclica
- Taglio diretto/semplificato ciclico
- Taglio torsionale ciclico

(Da Ishihara, 1996 con modifiche)

Circolare: C7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

C7.11.3.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE Nella definizione delle azioni sismiche cui è sottoposta una costruzione, sia in fondazione, sia in elevazione, il progettista deve svolgere un'analisi della risposta sismica locale, cioè una valutazione delle modificazioni del segnale sismico, rispetto a quanto atteso sulla base delle indicazioni riportate al paragrafo 3.2 in merito alla pericolosità sismica di base, dovute alla deformabilità e alla capacità dissipativa del terreno compreso nel volume significativo. A questo fine, sono disponibili diversi strumenti per studiare gli effetti della propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo, basati in genere su metodi di analisi numerica, lineare e non, riferiti a problemi monodimensionali, bidimensionali o tridimensionali. Mentre nelle analisi monodimensionali è possibile tenere conto soltanto degli effetti dell'amplificazione stratigrafica, nelle analisi condotte in condizioni bi-tridimensionali è possibile tenere conto, congiuntamente, sia dell'amplificazione stratigrafica, sia dell'amplificazione morfologica (superficiale e/o profonda) del sito. Nel caso in cui il volume significativo di terreno sia caratterizzato da situazioni stratigrafiche tipiche e ben definite, cui corrispondano anche prefissati campi di variazione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, le norme offrono la possibilità di studiare la risposta sismica locale con un procedimento semplificato che permette di identificare uno spettro di risposta elastico in accelerazione ancorato all'accelerazione $a_{max}=SS \cdot a_g$, dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed SS è il coefficiente di amplificazione stratigrafica. Analogamente, per condizioni topografiche riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.III delle NTC, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata con metodi semplificati, utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica ST .

C7.11.3.1.1 INDAGINI SPECIFICHE

In aggiunta alle indagini in sito e alle prove di laboratorio necessarie per l'identificazione dei modelli geotecnici di sottosuolo in condizioni statiche, **per la progettazione in presenza di azioni sismiche** *le indagini e le prove devono comprendere l'accertamento della profondità e della conformazione del substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile. Per depositi molto profondi, la profondità di indagine si estende fino alla profondità in corrispondenza della quale vengono individuati strati di terreno molto rigidi, assimilabili al substrato ai fini delle analisi di risposta sismica locale. Queste analisi richiedono, inoltre, un'adeguata conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche, da determinare mediante specifiche indagini in sito e prove di laboratorio, programmate dal progettista in funzione del tipo di opera e/o di intervento, e della procedura di analisi che intende adottare.* In particolare, è auspicabile l'esecuzione di prove in sito per la determinazione dei profili di velocità di propagazione delle onde di taglio, ai fini della valutazione della rigidità a bassi livelli di deformazione. **Le prove di laboratorio sono invece raccomandate per la valutazione della dipendenza della rigidità e dello smorzamento dal livello deformativo, e per la determinazione, in dipendenza del legame costitutivo adottato per i terreni, dei parametri di ingresso necessari alle analisi.** A titolo di esempio e in maniera non esaustiva, le prove in sito possono includere le prove Cross-Hole, le prove Down-Hole, le prove SASW, le prove MASW, le prove eseguite con il dilatometro sismico (SDMT) e con il penetrometro sismico SCPT, ecc.; **le prove di laboratorio possono invece consistere in prove cicliche di taglio torsionale o di taglio semplice, prove di colonna risonante, prove triassiali cicliche, ecc.** Le apparecchiature di laboratorio, opportunamente strumentate, possono permettere anche la determinazione delle caratteristiche di rigidità a bassi livelli di deformazione.

C7.11.3.1.2 ANALISI NUMERICHE DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Le analisi della risposta sismica locale sono effettuate utilizzando procedure di calcolo numerico in cui viene simulata la propagazione delle onde sismiche entro gli strati di terreno compresi tra il sottostante substrato rigido e il piano campagna (volume significativo ai fini della definizione della azione sismica). In generale, queste analisi richiedono le seguenti operazioni: - scelta della schematizzazione geometrica del problema; -definizione del modello geotecnico di sottosuolo; -definizione delle azioni sismiche al substrato rigido; - scelta della procedura di analisi.

C7.11.3.1.2.1 Scelta della schematizzazione geometrica e definizione del modello geotecnico di sottosuolo La schematizzazione geometrica monodimensionale è la più semplice ai fini delle analisi; a prescindere dalla effettiva configurazione topografica del piano campagna, ci si riconduce allo schema di terreno omogeneo o stratificato orizzontalmente, delimitato da piano campagna orizzontale e poggiante su un substrato rigido, anch'esso orizzontale. Sono assimilabili ad un substrato rigido strati di terreno caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio maggiori di 800 m/s. Qualora il piano di campagna o la giacitura degli strati e/o del substrato non siano facilmente riconducibili a tale schematizzazione a causa di assetti morfologici e stratigrafici complessi debbono essere valutate schematizzazioni che consentano una rappresentazione adeguata degli effetti della morfologia superficiale e dell'assetto stratigrafico del sito, attraverso una modellazione numerica più raffinata. Nella definizione del modello geotecnico di sottosuolo è necessario specificare, per ciascuno degli strati individuati, i parametri di ingresso all'analisi.

C7.11.3.1.2.2 Definizione delle azioni sismiche di ingresso. Le azioni sismiche di ingresso sono costituite da storie temporali del moto del terreno rappresentative dello scuotimento sismico

atteso su un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A e classe topografica T1 descritte nel § 3.2.2 delle NTC). Come specificato nel § 3.2.3.6 delle NTC, **nelle analisi di risposta sismica locale**, così come nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici, **non è consentito usare accelerogrammi artificiali**. Gli accelerogrammi artificiali spettro-compatibili sono infatti caratterizzati da una banda di frequenze irrealisticamente ampia poiché gli spettri di risposta di progetto, su cui essi sono calibrati, sono ottenuti da involucri di spettri di risposta di numerosi eventi reali. Conseguentemente, l'uso di accelerogrammi artificiali in un'analisi di risposta sismica locale può produrre un'amplificazione contemporanea, e perciò poco realistica, dei diversi modi di vibrazione del sistema, mentre un'azione sismica reale, caratterizzata da una larghezza di banda modesta, amplifica solo un limitato numero di modi, o al limite un unico modo. Inoltre, dal momento che la risposta dei terreni a una sollecitazione ciclica è non lineare, la rigidezza e la capacità di dissipare energia dipendono dall'ampiezza del livello deformativo. Perciò, durante il sisma, il terreno modifica la propria rigidezza e le caratteristiche di smorzamento, adattandole all'ampiezza delle vibrazioni che riceve. Se l'azione sismica è poco realistica, la rigidezza e lo smorzamento operativi prodotti dalla non-linearità del comportamento del terreno sono molto distanti dal vero e la conseguente risposta sismica risulta falsata. **Per le analisi di risposta sismica locale e per le analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici devono essere impiegati accelerogrammi registrati.** È ammesso tuttavia l'uso di accelerogrammi sintetici, purché siano generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente (§ 3.2.3.6 delle NTC). La scelta di accelerogrammi registrati può essere effettuata attingendo da archivi nazionali o internazionali accreditati, disponibili in rete, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche

sismogenetiche della sorgente, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.

Nella selezione degli accelerogrammi registrati occorre anche tenere conto del contesto geologico e delle caratteristiche geotecniche dei siti ove sono ubicate le stazioni accelerometriche di registrazione. Idealmente essi dovrebbero essere caratterizzati da substrato roccioso affiorante e superficie topografica orizzontale. Inoltre è opportuno utilizzare registrazioni in campo libero ed evitare la selezione di accelerogrammi registrati all'interno di edifici o altre tipologie di strutture. Ulteriori dettagli sui criteri di scelta degli accelerogrammi registrati sono riportati nel § C3.2.3.6 delle NTC. **È inoltre raccomandabile effettuare analisi di risposta sismica locale utilizzando un numero adeguato di segnali (almeno 7 come richiamato in diversi punti delle NTC).** Ciò è relativamente agevole, considerata l'ampia disponibilità di registrazioni accelerometriche di terremoti reali. Benché le NTC prescrivano che il requisito della spettro-compatibilità debba essere soddisfatto rispetto allo spettro di risposta medio di un insieme di accelerogrammi, è opportuno evitare l'utilizzo di segnali individuali il cui spettro di risposta presenti uno scarto in eccesso rispetto allo spettro elastico di riferimento superiore al 30% questo per evitare l'adozione di accelerogrammi rappresentativi di una domanda sismica troppo severa. Tali accelerogrammi potrebbero infatti determinare, sulla struttura o sul sistema geotecnico oggetto dell'analisi, effetti di non linearità eccessivamente pronunciati e incompatibili con l'effettiva pericolosità sismica del sito. Per motivi analoghi, è opportuno selezionare storie temporali che soddisfino l'ulteriore vincolo di compatibilità in media con l'accelerazione massima (a_g) prescritta per il sito in esame dallo studio di pericolosità sismica di base.

C7.11.3.1.2.3 Scelta della procedura di analisi.

Le analisi di risposta sismica locale possono essere effettuate a diversi livelli di raffinatezza, in relazione all'importanza dell'opera e/o dell'intervento, e alla complessità del problema in esame. Nelle analisi semplificate, il terreno viene assimilato a un mezzo monofase visco-elastico non lineare, con caratteristiche di rigidità e smorzamento dipendenti dal livello di deformazione. Le analisi sono generalmente eseguite in termini di tensioni totali, risolvendo la non linearità con un approccio lineare equivalente. Queste analisi possono essere condotte in condizioni monodimensionali o bidimensionali e forniscono i profili o le isolinee di accelerazione massima, deformazione e tensione di taglio, i valori operativi del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento, le storie temporali di accelerazione, deformazione e tensione di taglio e gli spettri di risposta e di Fourier in prefissati punti del dominio. L'analisi non permette la valutazione delle deformazioni permanenti indotte dal sisma nel terreno, in quanto essa è condotta facendo riferimento ad un modello elastico. Inoltre, essendo svolte in termini di tensioni totali, nel caso di terreni saturi, le analisi non permettono la valutazione della variazione delle pressioni interstiziali e delle tensioni efficaci. Le analisi semplificate risultano poco accurate nei casi in cui la non-linearità di comportamento dei terreni assume un ruolo importante (eventi sismici di elevata intensità e terreni teneri/sciolti, di modesta rigidità). Per valori delle deformazioni di taglio maggiori di 1-2%, soprattutto in presenza di terreni molto deformabili, è quindi opportuno non utilizzare l'approccio lineare equivalente e riferirsi a leggi costitutive maggiormente rappresentative del comportamento meccanico del terreno. Nelle procedure di analisi avanzate, il terreno viene assimilato a un mezzo polifase elasto-plastico il cui comportamento è descritto in termini di tensioni efficaci. Affinché le analisi siano affidabili, i modelli costitutivi adottati devono essere in grado di riprodurre adeguatamente il comportamento non lineare e isteretico dei terreni in condizioni cicliche, a partire da bassi livelli di deformazione. In queste condizioni è possibile ottenere una descrizione più realistica del comportamento dei terreni, ottenendo, ad esempio, in aggiunta a quanto summenzionato, la valutazione di:

- sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma, particolarmente rilevanti nelle verifiche di stabilità nei confronti della liquefazione;
- ridistribuzione e dissipazione delle sovrappressioni interstiziali nella fase successiva al sisma;
- stato di deformazione permanente indotta dal sisma e diffusione delle zone plasticizzate;
- stato di tensione efficace e grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

L'uso di queste procedure di analisi richiede in genere un numero elevato di parametri di ingresso all'analisi, in dipendenza dei modelli costitutivi adottati per i terreni, e implica perciò una campagna di indagine specifica, da definire caso per caso.

7.11.3.2 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

In condizioni stratigrafiche e morfologiche schematizzabili con un modello monodimensionale e per profili stratigrafici riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.II, **il moto sismico** alla superficie di un sito **è definibile mediante l'accelerazione massima (*a_{max}*) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa.**

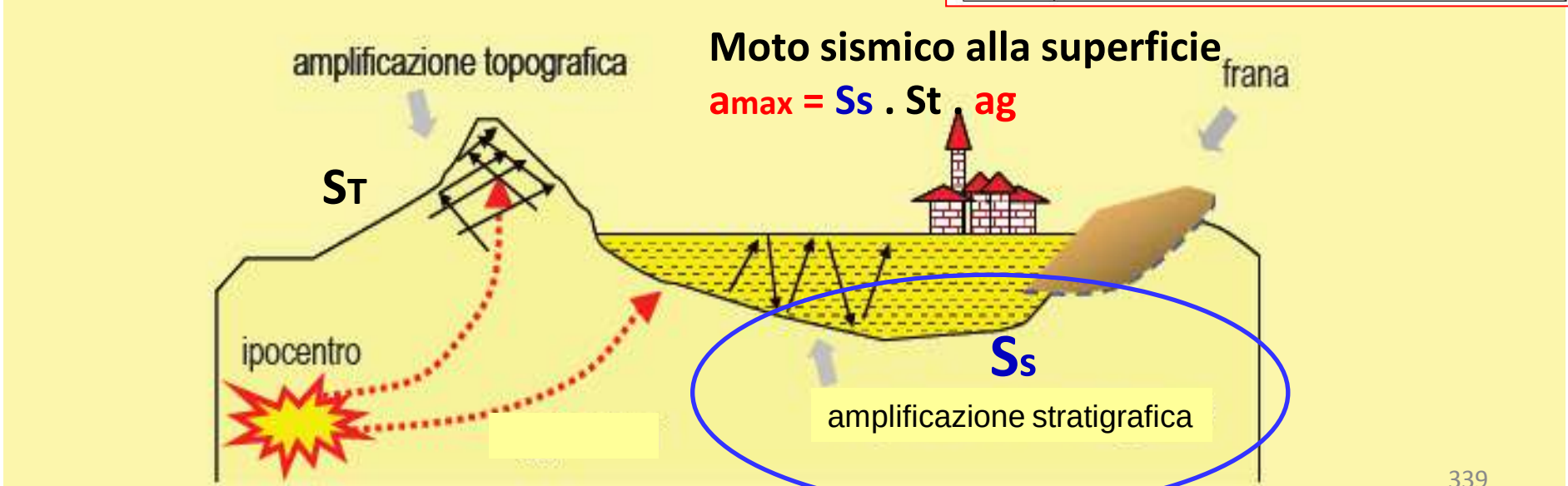
Il valore di ***a_{max}*** può essere ricavato dalla relazione

$$a_{max} = S_s \cdot a_g$$

dove *a_g* è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed *S_s* è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti 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, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.



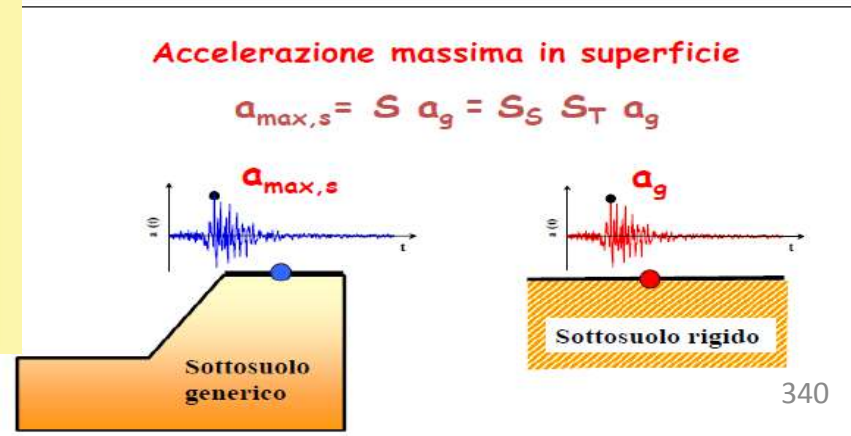
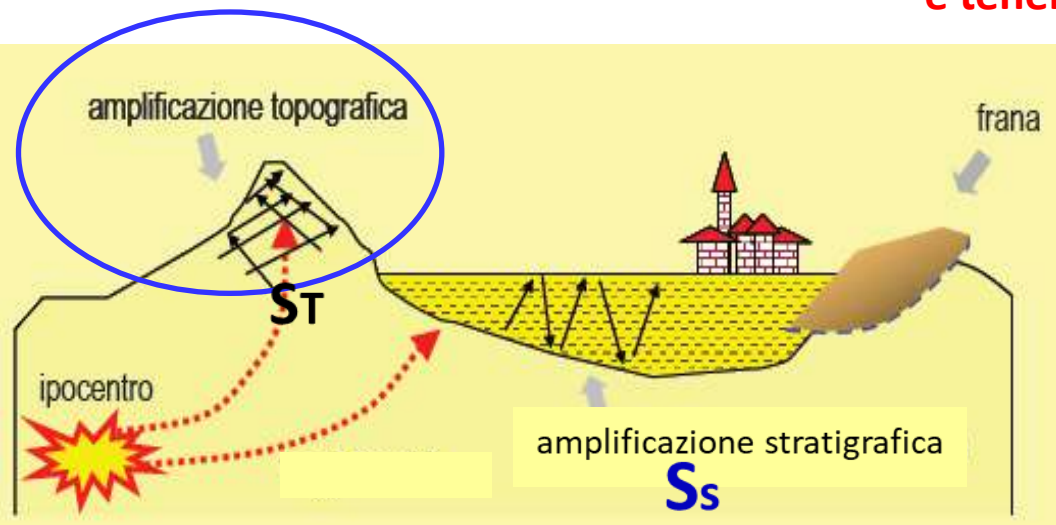
7.11.3.3 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Per condizioni topografiche riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.III, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica S_T . Il **parametro S_T** deve essere applicato nel caso di configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, *creste o dorsali allungate*, di **altezza superiore a 30 m**. Gli **effetti topografici** possono essere **trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15°**, altrimenti si applicano i criteri indicati nel § 3.2.2.

$$a_{max} = S_T \cdot a_g$$

e tenendo conto dei due fattori di amplificazione

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$



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.

7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

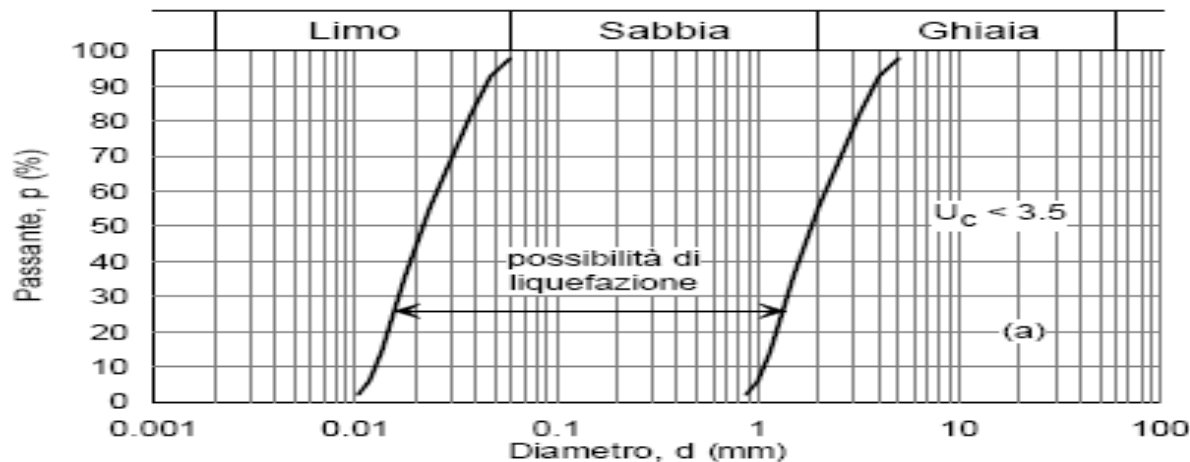
La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

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

(U_c rapporto D_{60}/D_{10} , dove D_{60} e D_{10} sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa).

CANCELLATA LA MAGNITUDO M_w delle NTC 08





U_c rapporto D_{60}/D_{10} , dove D_{60} e D_{10} sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa

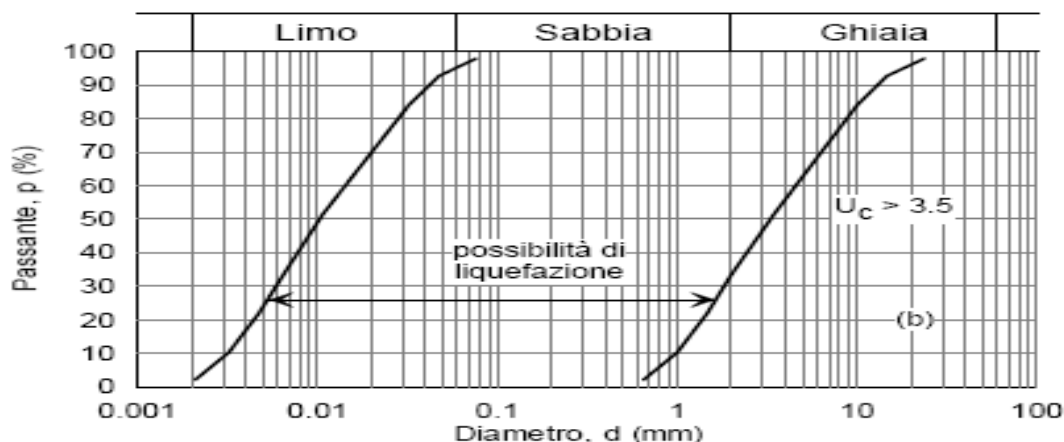
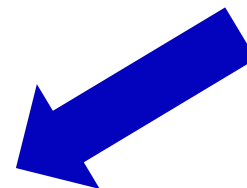
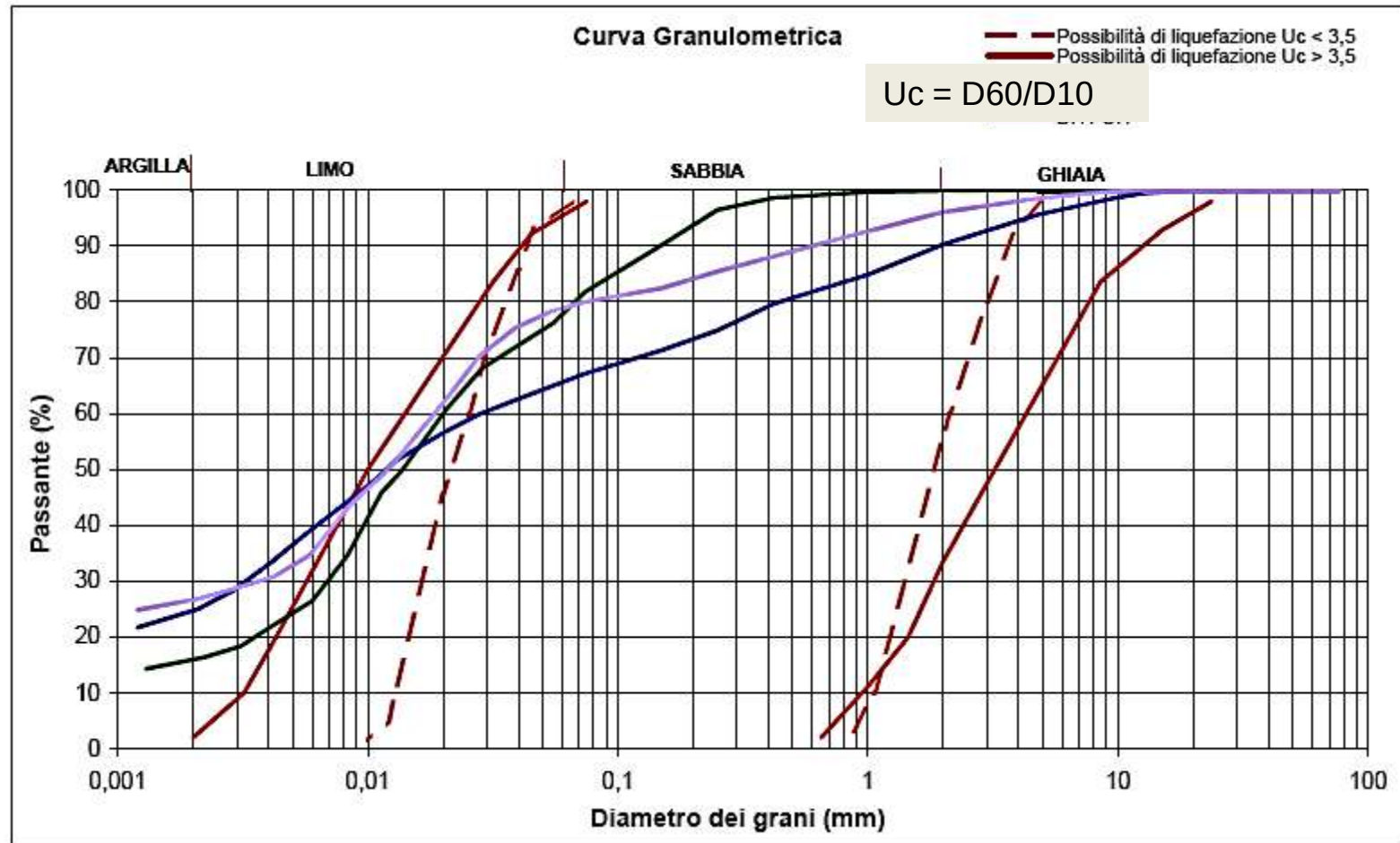


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.



Quando la condizione 1 (Ndr: accelerazione max attesa $a_{max} < 0,1$ g) non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

Nell'esempio le curve viola contengono oltre il 20% di argilla; il 43% circa del materiale si trova al di fuori dell'area di liquefazione. Si esclude il rischio di liquefazione.

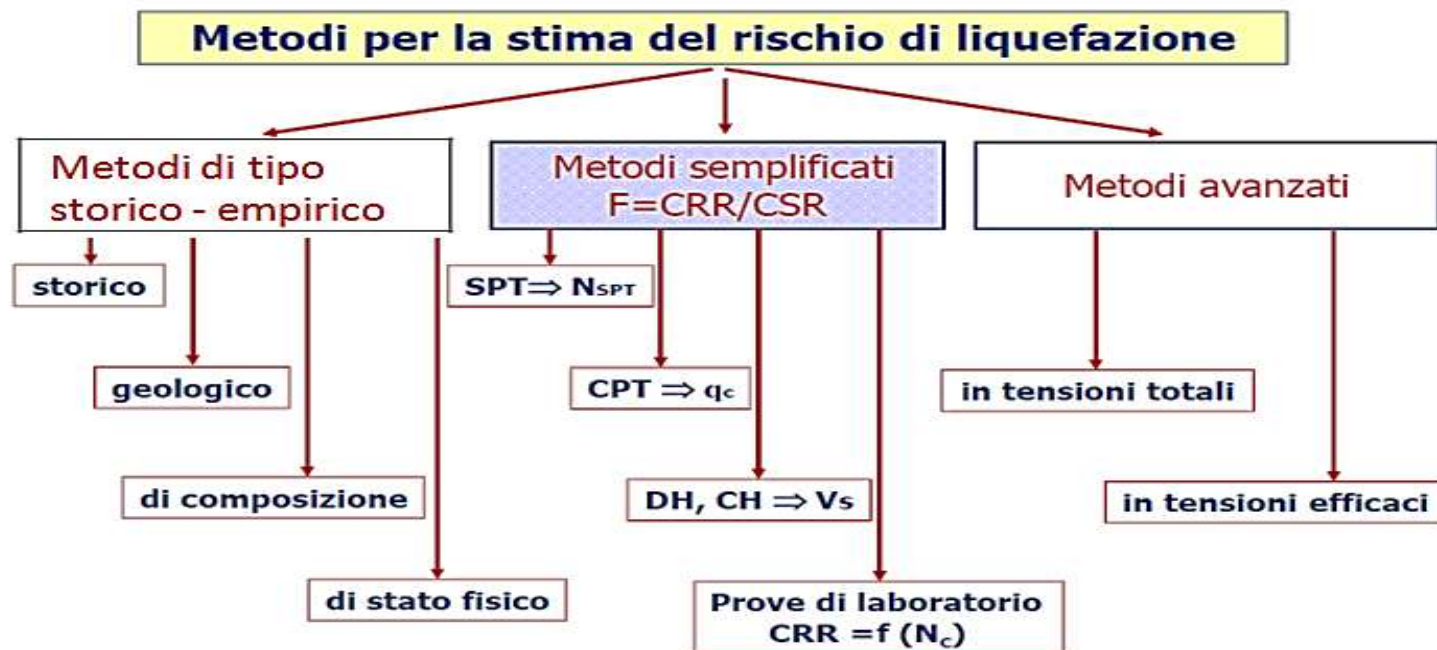


La curva verde contiene il 16% di argilla; il 23% circa del materiale si trova al di fuori dell'area di liquefazione. Si esclude il rischio di liquefazione.

7.11.3.4.3 Metodi di analisi

Quando nessuna delle condizioni precedenti 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.**

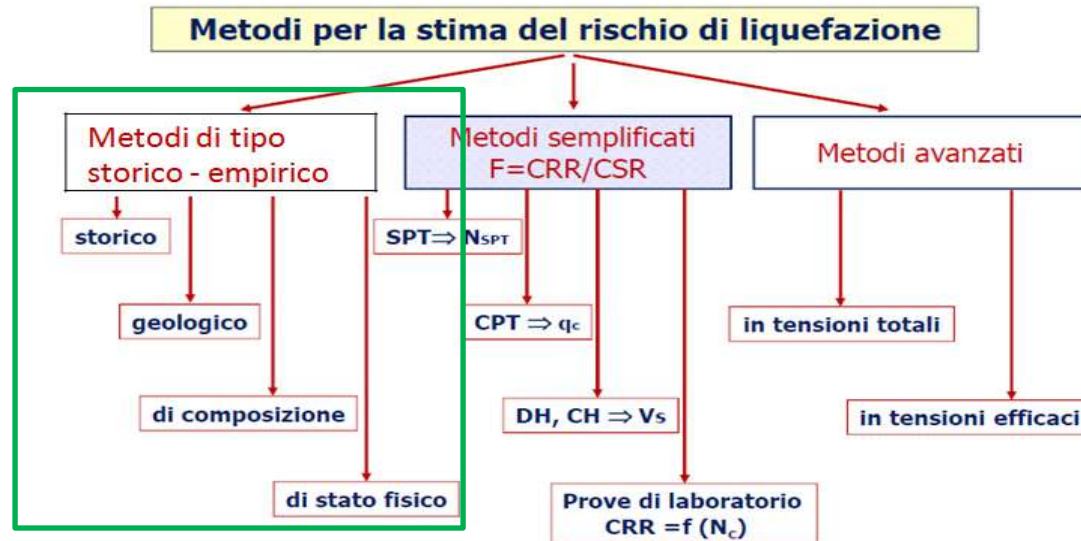


F_s = resistenza disponibile alla liquefazione / **sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.**

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.

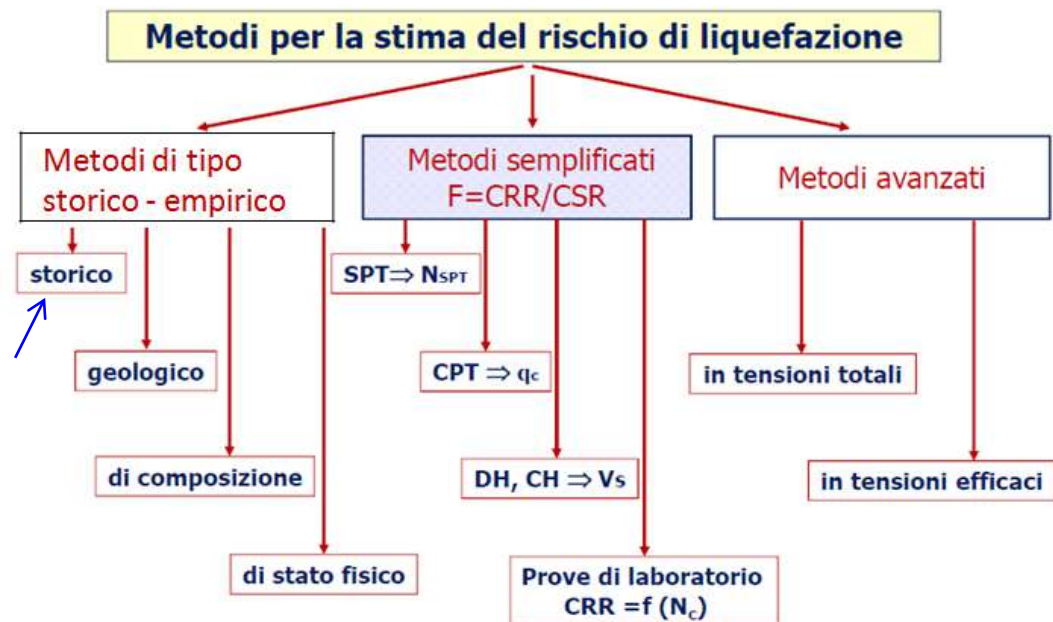
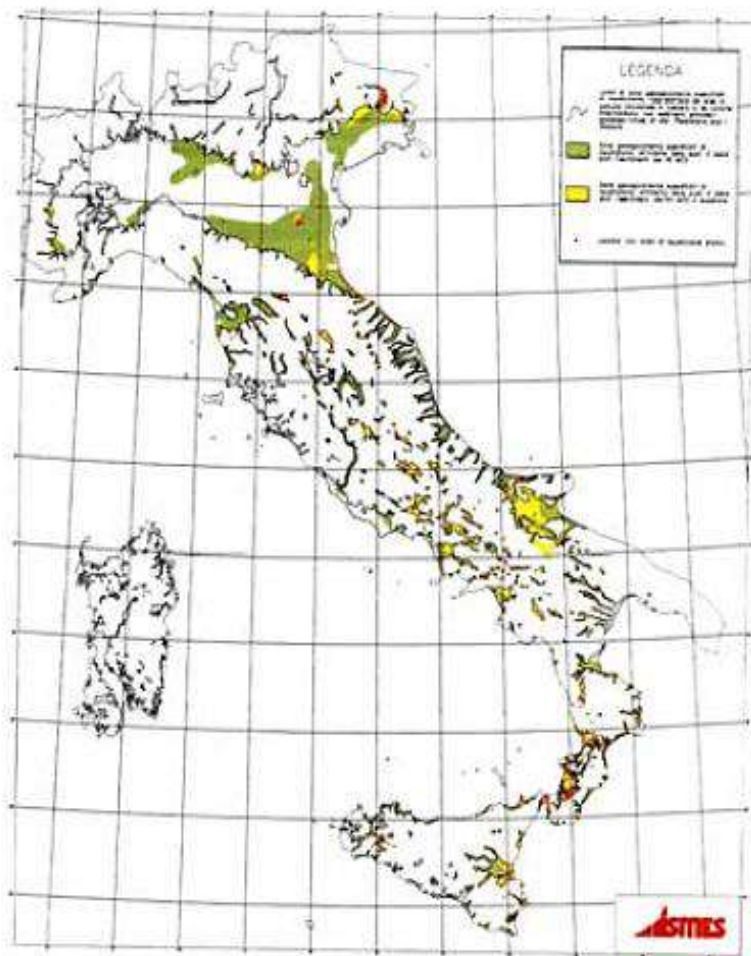
L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.



METODI DI TIPO STORICO- EMPIRICO (qualitativi o semiquantitativi)

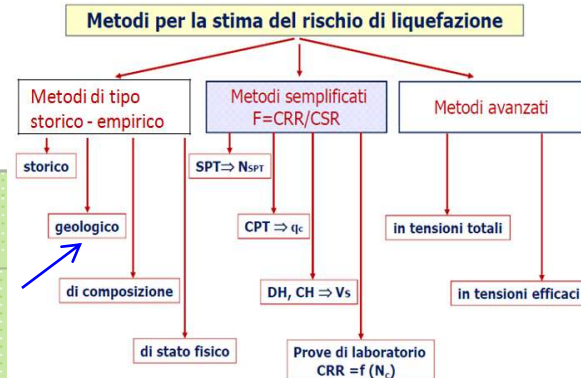
Metodo storico

La liquefazione tende a ripetersi negli stessi siti ove ci sono notizie storiche che tali fenomeni si sono già verificati.



Metodo geologico

Età del deposito	Profondità della falda		
	< 9 m	9 ÷ 15 m	> 15 m
Olocene recente	Elevata	Bassa	Molto bassa
Alto Olocene	Moderata	Bassa	Molto bassa
Pleistocene recente	Bassa	Bassa	Molto bassa
Pleistocene antico e depositi anteriori	Molto bassa	Molto bassa	Molto bassa



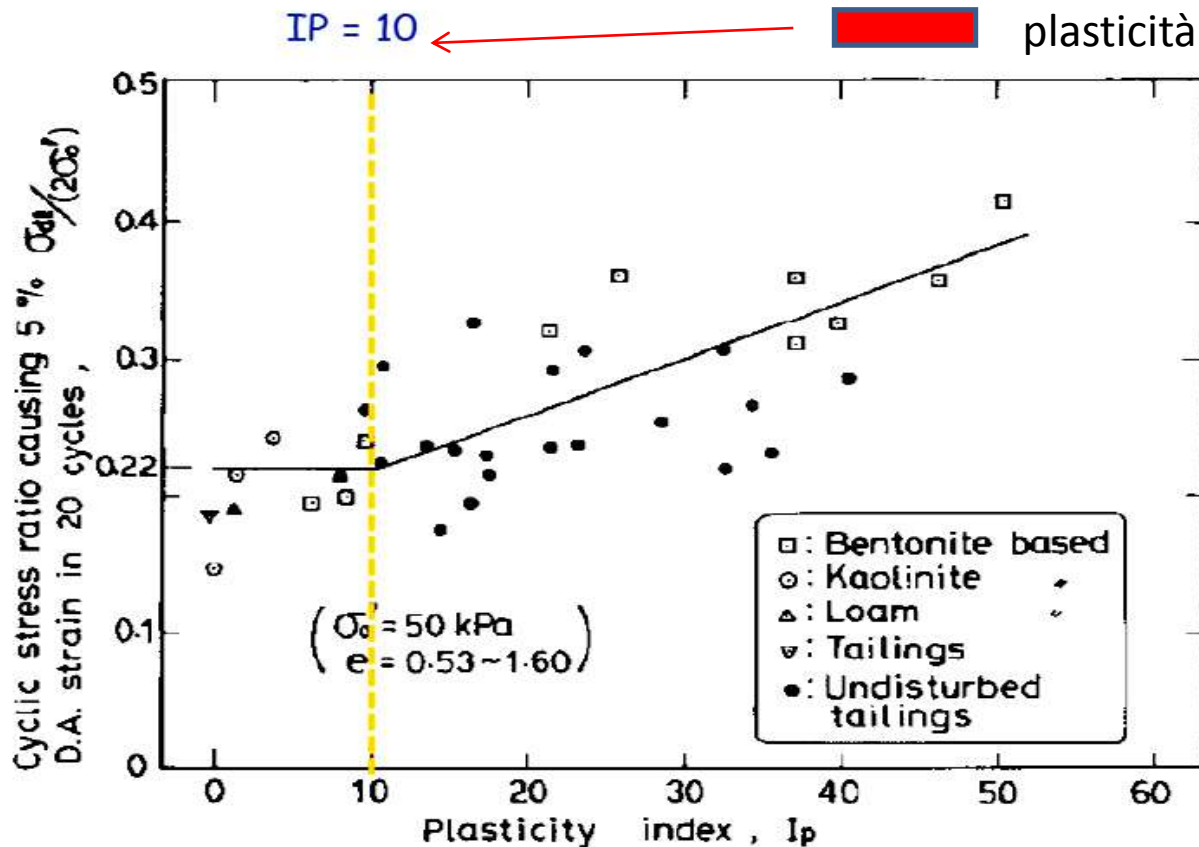
Suscettibilità alla liquefazione

Categoria	Morfologia	Liquefazione
A	Letti di fiume, antichi e recenti, paludi, terreni di bonifica, zone interdunari	Probabile
B	Conoidi, argini naturali, dune, pianure di esondazione, spiagge	Possibile
C	Terrazzi, colline, montagne	Improbabile

Probabilità di liquefazione

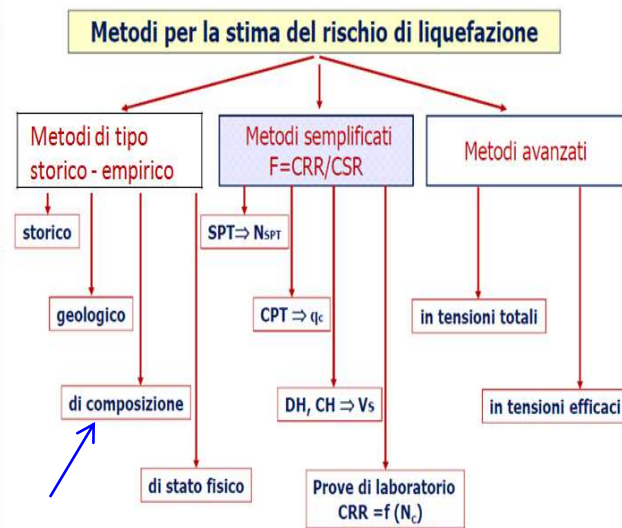
Metodo composizionale

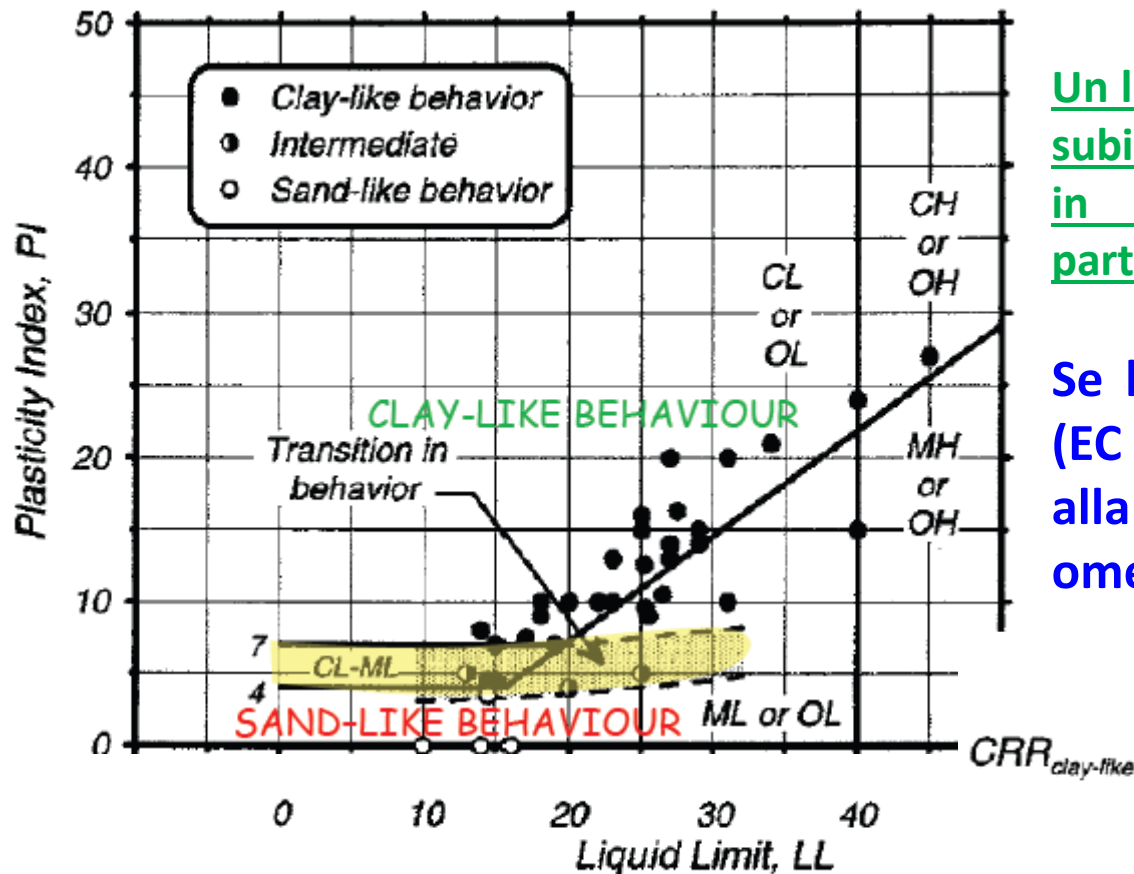
- distribuzione granulometrica
- forma delle particelle
- diametro medio
- percentuale di frazione argillosa e limosa
- plasticità della frazione argillosa e limosa



(da Ishihara, 1993)

$$I_p = L_L - L_p$$



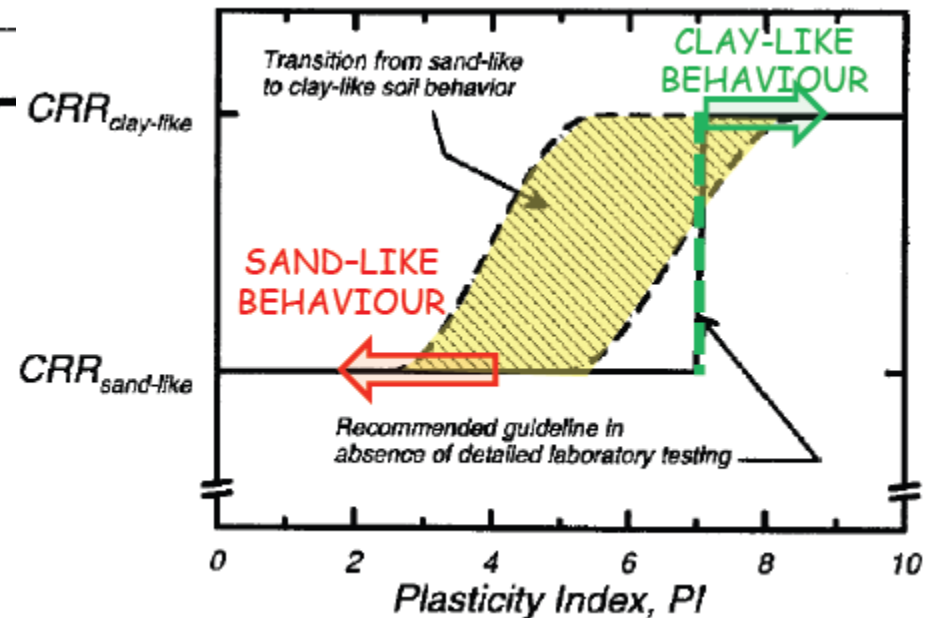


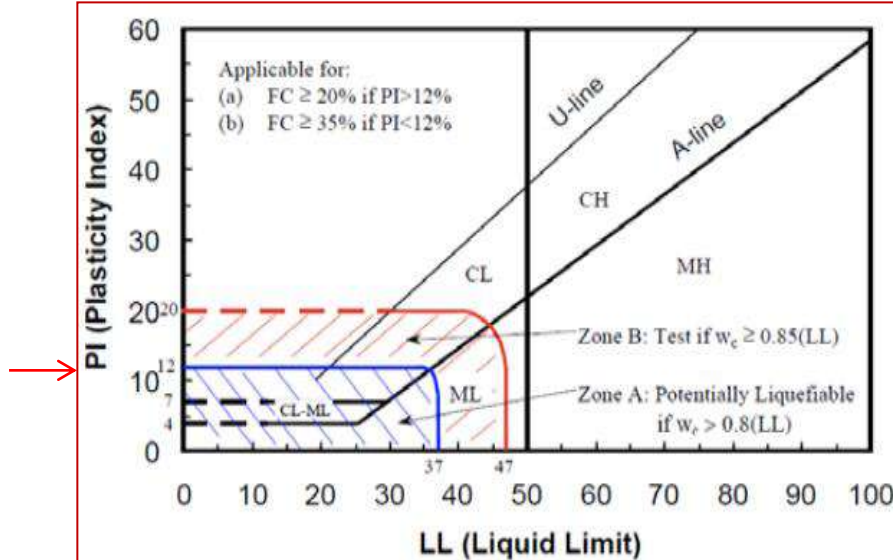
(da Boulanger e Idriss, 2006)

Un livello composto da limo e argilla può subire liquefazione in condizioni sismiche in corrispondenza di eventi sismici particolarmente intensi.



Se l'indice plastico è superiore a 10 (EC 8) o a 12 (Sancio, 2006) la verifica alla liquefazione potrà essere omessa.

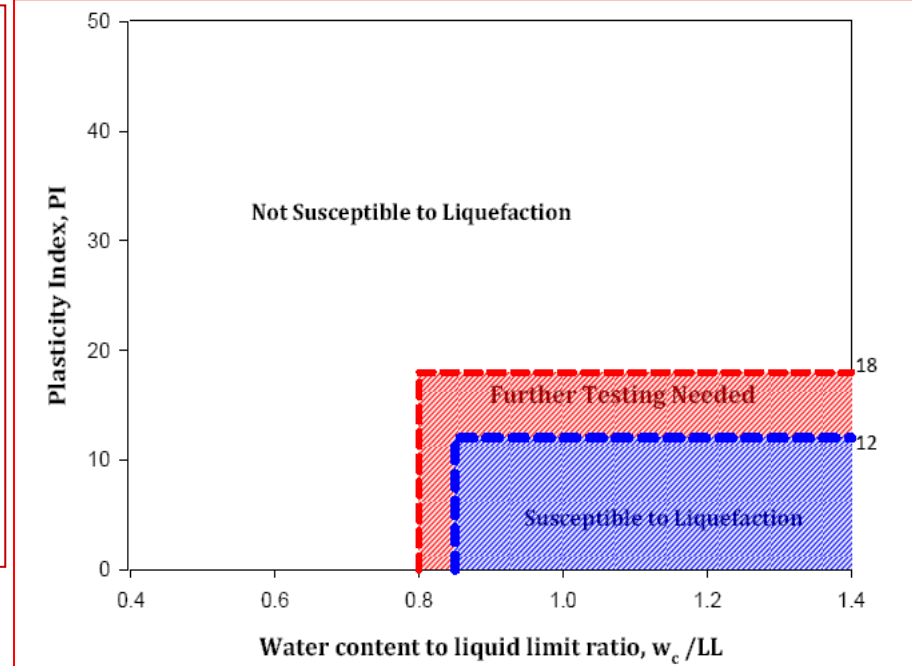




(R.B. Seed, 2003)

Metodo di stato fisico

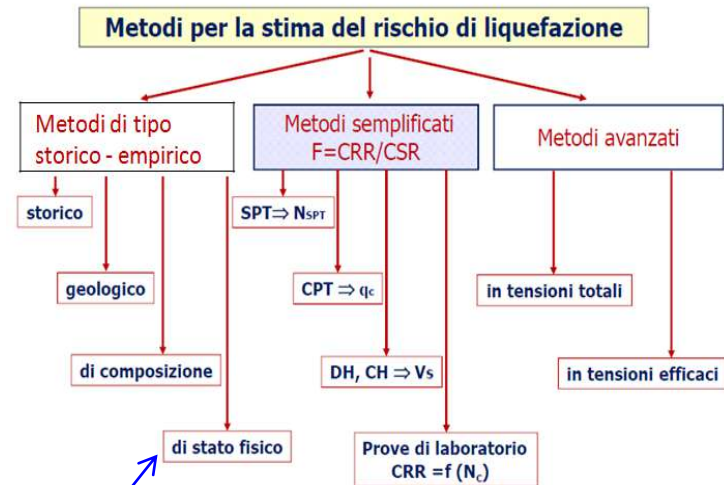
$I_p = 12$



(Sancio, 2006)

La suscettibilità alla liquefazione è influenzata da:

- **densità relativa**
- **pressione di confinamento media**
- **altri parametri indicativi del comportamento contrattivo o dilatante**



METODI SEMPLIFICATI (quantitativi) *di carattere semi-empirico*

Sono validi in condizione free-field e per aree sub-pianeggianti e possono permettere una

verifica di tipo puntuale o una *verifica di tipo globale*.

■ Verifica di tipo puntuale

La sicurezza alla liquefazione (valutata localmente, a diverse profondità) è data da:

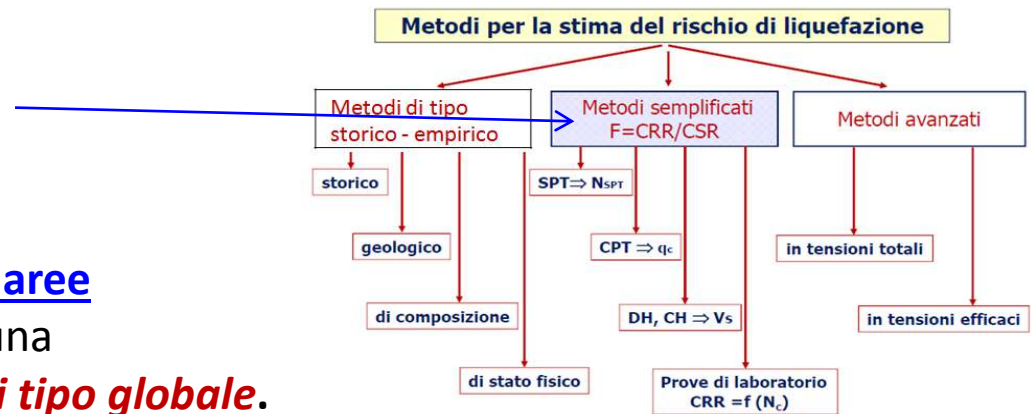
$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

Resistenza alla liquefazione del terreno
Carico indotto dal sisma

dunque dal rapporto tra *resistenza ciclica alla liquefazione*, $CRR = \tau_f / \sigma'_{v0}$ e *sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica*, $CSR = \tau_{media} / \sigma'_{v0}$.

La *resistenza ciclica alla liquefazione* CRR può essere valutata da prove cicliche di laboratorio o da correlazioni empiriche basate su risultati di prove e misure in sito.

La *sollecitazione ciclica* CSR è connessa alla conoscenza dell'accelerazione orizzontale *massima*, ossia alla massima tensione tangenziale indotta dall'azione sismica alla profondità considerata τ_{max} , che può essere determinata direttamente, da analisi di risposta sismica locale (RSL), o indirettamente, da relazioni empiriche, in funzione dei caratteri del moto sismico atteso al sito.

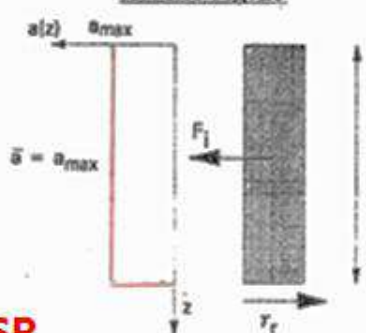


- 1) **valutazione dell'azione sismica** (rapporto tensionale ciclico, CSR)
- 2) **correzione e normalizzazione delle misure in situ** (resistenza normalizzata, R1)
- 3) **uso degli abachi di liquefazione** (rapporto di resistenza ciclica, $CRR = f(R1)$)

⇒ Step 1 - Valutazione dell'azione sismica

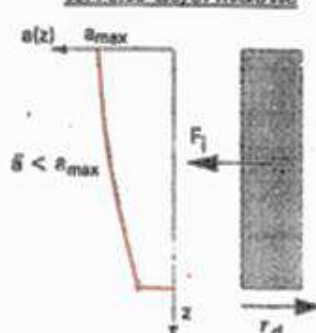
↓
 $CSR > CRR \Rightarrow$
il terreno è considerato liquefacibile

terreno rigido



$$\tau_r = \rho h a_{max} = \gamma h \frac{a_{max}}{g} = \sigma_{v0} \frac{a_{max}}{g}$$

terreno deformabile



$$\tau_d = \rho h \bar{a} = \gamma h \frac{r_d a_{max}}{g} = r_d \sigma_{v0} \frac{a_{max}}{g}$$

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

Seed e Idriss (1971)

$$r_d = 1 - 0.00765 \cdot z \quad \text{per } z \leq 9.15m$$

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

a_{max} = accelerazione orizzontale di picco
(in superficie)

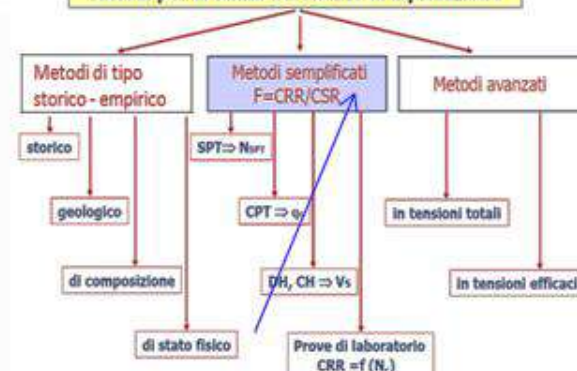
σ_{v0} = tensione totale litostatica

σ'_{v0} = tensione efficace litostatica

r_d = fattore di riduzione
della tensione tangenziale
alla profondità z
(effetto della deformabilità)

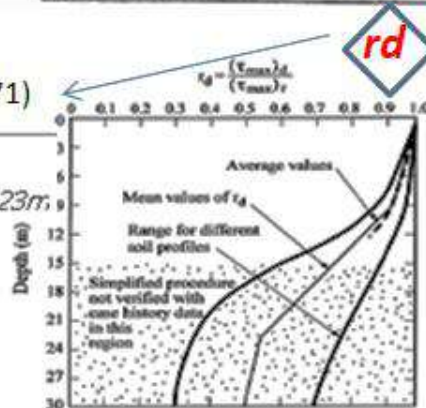
0.65 → irregolarità delle azioni sismiche

Metodi per la stima del rischio di liquefazione



Iwasaki et al. (1978)

$$r_d = 1 - 0.015 \cdot z \quad (z \text{ in } m)$$



Idriss & Boulanger (2004)

$$r_d = \exp \left(-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) + \left(0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right)$$

⇒ Step 2 – **Correzione e normalizzazione delle misure in situ**

Prove SPT $(N_1)_{60} = NSPT \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$

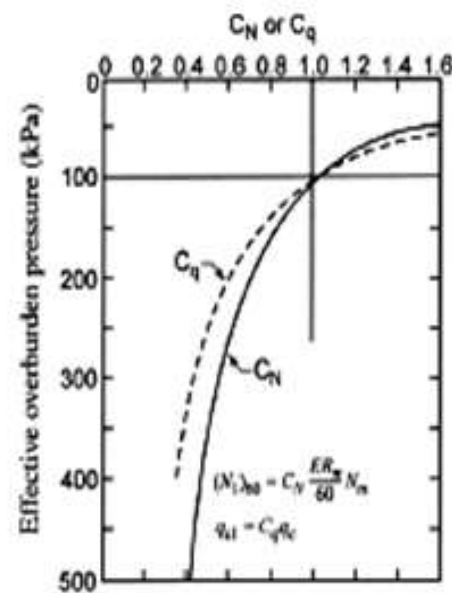
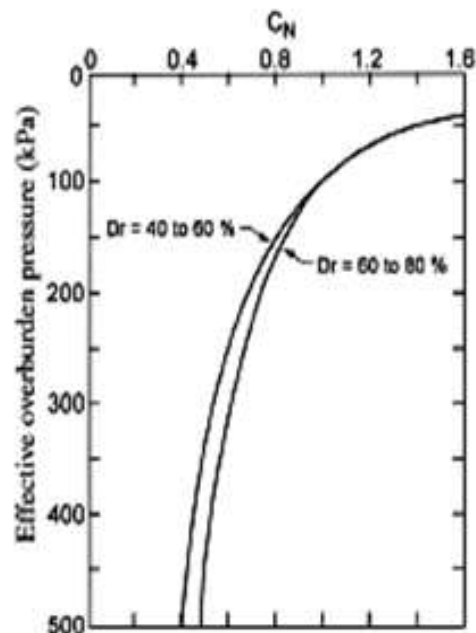
Prove CPT $q_{c1N} = C_Q \cdot \frac{q_c}{Pa}$

Velocità delle onde di taglio S $V_{s1} = C_V \cdot V_s$

Le misure in situ (numero di colpi SPT, N_{SPT} ; resistenza alla punta CPT, q_c ; velocità delle onde S, V_s) vanno normalizzate per una tensione efficace di riferimento (100 kPa) → R1

Prove SPT	Prove CPT	Prove geofisiche
N_{60}	q_c	V_s
$C_N = \frac{1.7}{\sigma'_{v0} + 0.7}$ or $C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$	$C_q = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$ $n = 0.5 \div 1.0$	$C_V = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$ $n = 0.25 \div 0.33$
$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{corr}$	$q_{c1} = C_q \cdot q_c$	$V_{s1} = C_V \cdot V_s$

σ'_{v0} in daN/cm²
 $Pa = 100 \text{ kPa}$



Il numero di colpi N_{SPT} va corretto per un rilascio di energia standard di riferimento (ER=60%).

$$N_{60} = \frac{ER_m}{ER} N_{spt}$$

(da NCEER,1997)

Correzione generalizzata

$$(N1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_s$$

Paese	Tipo di maglio	Sgancio del maglio	Rilascio energia stimata ER_m (%)	Fattore di correzione per 60% di rilascio energia
Giappone	Donut	Tombi	78	1.30
	Donut	Rope and pulley with special throw release	67	1.12 1.2 (media)
U.S.A.	Safety	Rope and pulley	60	1.00
	Donut	Rope and pulley	45	0.75
Argentina	Donut	Rope and pulley	45	0.75
Cina	Donut	Free-fall	60	1.00
	Donut	Rope and pulley	50	0.83
U.K.	Pilcon	Trip	60	1.00
	Old standard	Rope and pulley	60	1.00

$$C_N = (Pa/\sigma'_{vo})^{0.5} \leq 1.7 \quad \text{Liao and Whitman [1986a]}$$

$$2.2 / (1.2 + \sigma'_{vo}/Pa) \leq 1.7 \quad \text{Kayen et al. [1992]}$$

Pa = reference pressure $\cong 100$ kPa

$$C_E = \text{coefficiente correttivo legato all'efficienza del dispositivo SPT, variabile tra 0.6-1.0}$$

$$C_B = \text{coefficiente correttivo funzione del diametro (d) del foro di sondaggio:}$$

$$d < 115 \text{ mm} \quad C_B = 1.0 \quad \text{Robertson and Wride [1998]}$$

$$d = 150 \text{ mm} \quad C_B = 1.05$$

$$d < 200 \text{ mm} \quad C_B = 1.15$$

$$C_R = \text{coefficiente correttivo funzione della lunghezza (L) delle aste:}$$

$$L < 3 \text{ m} \quad C_R = 0.75 \quad \text{Robertson and Wride [1998]}$$

$$L = 3-4 \text{ m} \quad C_R = 0.80$$

$$L = 4-6 \text{ m} \quad C_R = 0.85$$

$$L = 6-10 \text{ m} \quad C_R = 0.95$$

$$L = 10-30 \text{ m} \quad C_R = 1.00$$

$$C_s = 1.0 \text{ se il campionario è standard}$$

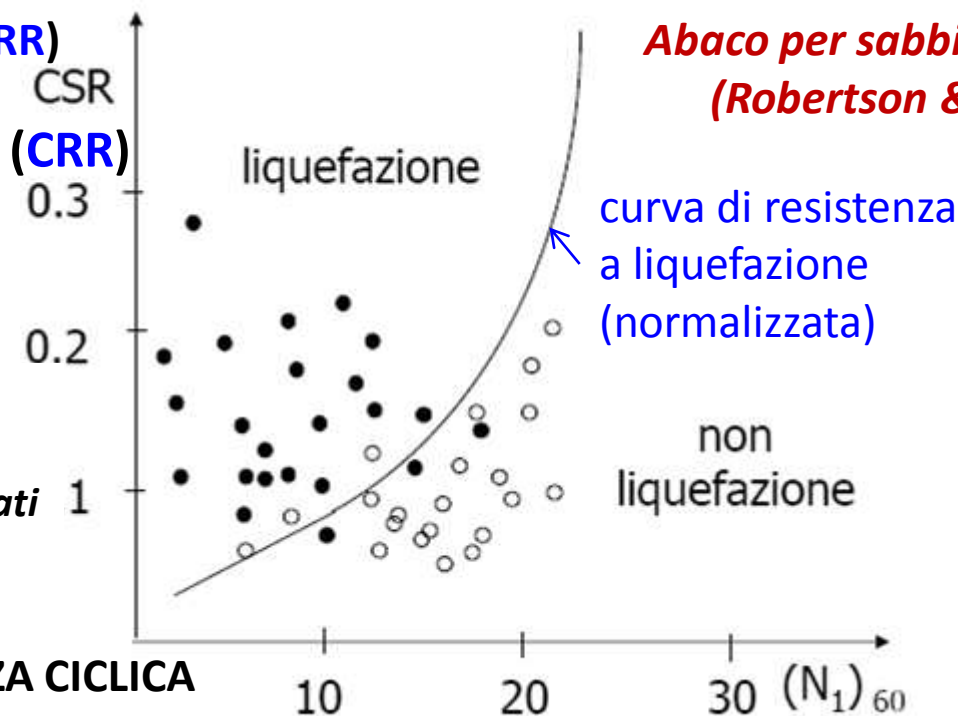
$$1.1 \div 1.3 \text{ se campionario senza astuccio}$$

⇒ Step 3 - Uso degli abachi di liquefazione

La **verifica** viene effettuata utilizzando degli abachi nei quali in ordinata è riportata la sollecitazione ciclica *CSR* e in ascissa una *proprietà del terreno stimata dalle prove in sito* (prove penetrometriche statiche *qc* o dinamiche *N_{spt}* o misure in sito della velocità di propagazione delle onde di taglio *V_s*). Negli abachi, una curva separa stati per i quali nel passato si è osservata la liquefazione da quelli per i quali la liquefazione non è avvenuta.

CSR = sforzo di taglio
indotto dall'azione
sismica (normalizzato
rispetto alla pressione
litostatica efficace)

(N₁)₆₀ = numero di colpi
della prova **SPT**,
oppure **qc(CPT)**, **V_s**
parametri di resistenza misurati
in sito
(corretto e normalizzato)



Abaco per sabbie pulite Mw=7.5
(Robertson & Wride, 1997)

RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA

$$CRR = \exp \left[\frac{(N1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

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

Gli abachi fanno riferimento a terremoti $M_w = 7.5$. Per magnitudo M_w diverse da 7.5, $CRR_{7.5}$ va scalato utilizzando un fattore CM (o MSF).

Fattore CM			
Magnitudo	<i>Seed H. B. & Idriss I. M.</i> (1982)	<i>Ambroseys N. N.</i> (1988)	<i>NCEER (Seed R. B. et al.)</i> (1997; 2003)
5.5	1.43	2.86	2.21
6.0	1.32	2.20	1.77
6.5	1.19	1.69	1.44
7.0	1.08	1.30	1.19
7.5	1.00	1.00	1.00
8.0	0.94	0.67	0.84
8.5	0.89	0.44	0.73

Di fatto si applica a $CRR_{7.5}$ un **fattore di scala CM** (o MSF che va a dividere CSR) in modo che si abbia:

$CRR > CRR_{7.5}$ per $M_w < 7.5$

$CRR < CRR_{7.5}$ per $M_w > 7.5$

Relazione fra sforzo ciclico equivalente (rapporto di resistenza ciclica) CRR, normalizzato alla pressione geostatica verticale efficace, capace di indurre liquefazione e NSPT corretto

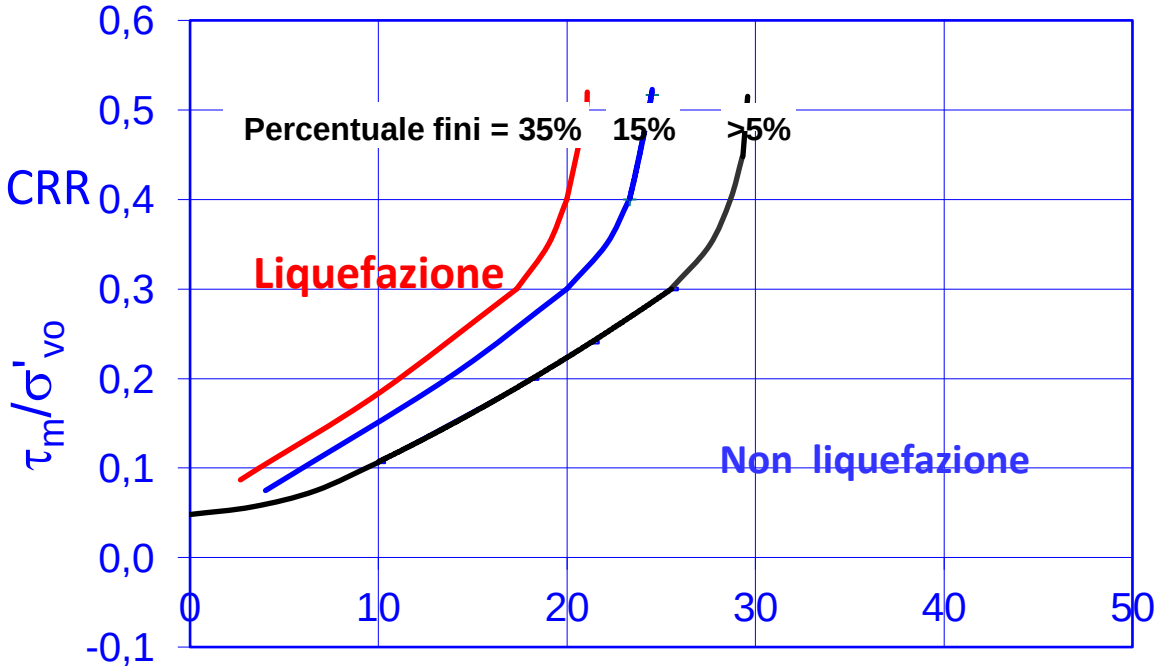


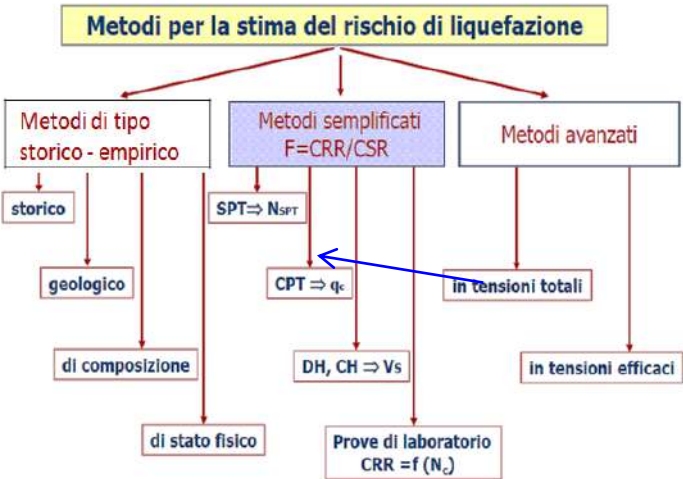
Fig. a
VALUTAZIONE DI CRR_{7.5}

Le correlazioni in fig.a si riferiscono a :

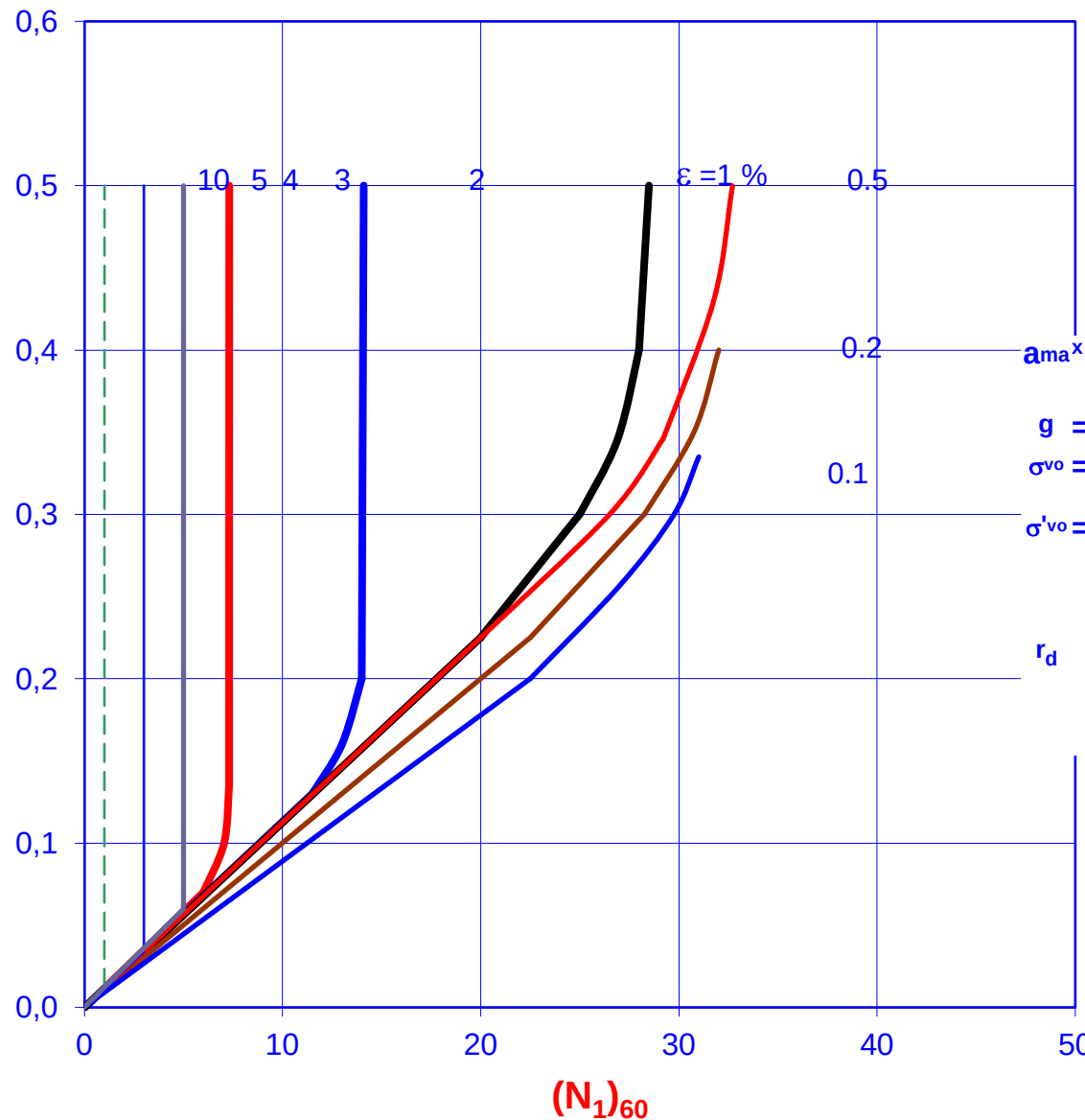
- .Terremoti di magnitudo M=7.5
- .Sabbie pulite e sabbie con fine compreso fra il 5% ed il 35%
- .profondità <15 m da p.c. e falda a p.c.

In ascisse i valori di Nspt corretti tenendo conto delle σ eff. e del livello di energia trasmesso al campionatore; in ordinata il rapporto che esprime le sollecitazioni di taglio equivalente generate dal sisma.

Le curve limite separano il dominio di **non liquefazione** (in basso a dx) da quello di **liquefazione** (in alto a sx)



$(N_1)_{60}$



Lo sforzo di taglio ciclico equivalente, normalizzato alla pressione verticale efficace esistente in sito, generato dal terremoto di progetto alla generica profondità z è stimato mediante l'espressione seguente:

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

a_{max} = accelerazione massima a livello piano campagna

g = accelerazione di gravità

σ_{vo} = pressione geostatica verticale totale alla generica profondità z

σ'_{vo} = pressione geostatica verticale efficace alla generica profondità z

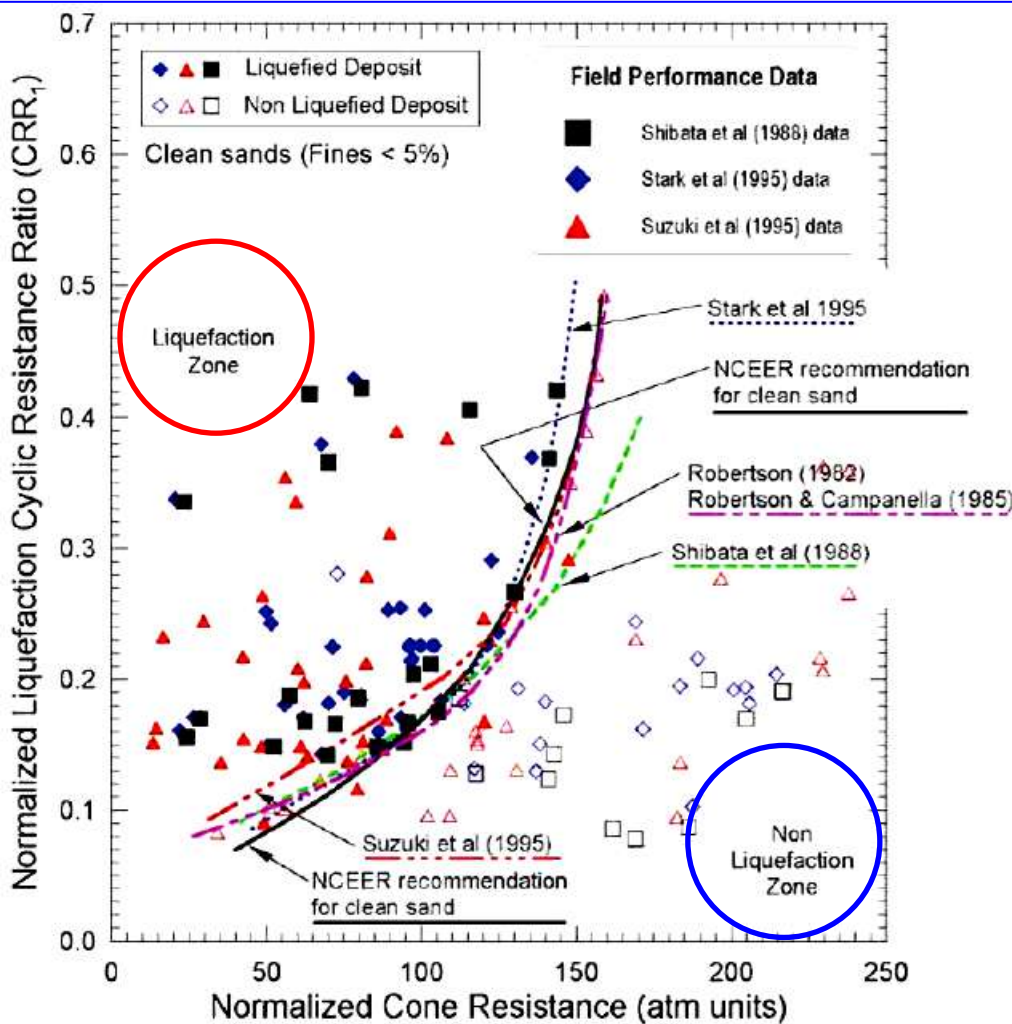
r_d = $\begin{cases} (1-0.00765 z) & \text{per } z \leq 9.15 \text{ m} \\ (1.174 - 0.0267 z) & \text{per } 9.15 < z \leq 23 \text{ m} \end{cases}$ Liao and Whitman [1986b]
Coefficiente di riduzione della rigidezza con l'aumentare della profondità z

$$CSR = \tau_m / \sigma'_{vo}$$

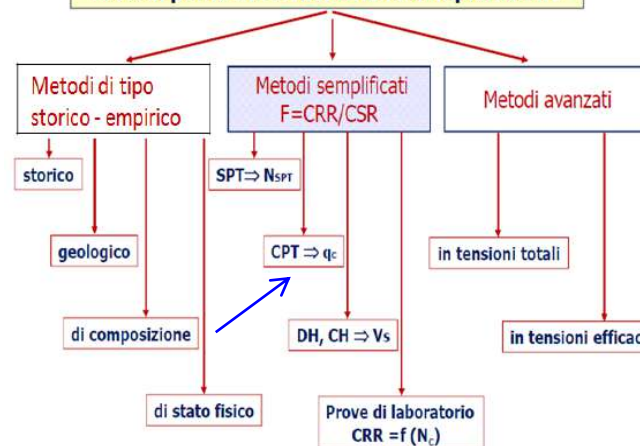
$(N_1)_{60}$

Relazione fra sforzo ciclico equivalente, normalizzato alla pressione geostatica verticale efficace, capace di indurre liquefazione, $(N_1)_{SPT}$ corretto e ε_v , (deformazione volumetrica $= \Delta H_I / H_I$ per sabbie pulite e per terremoti di magnitudo $M=7.5$. Il cedimento sismico è dato da $s = \sum (\Delta H_I / H_I) H_I$

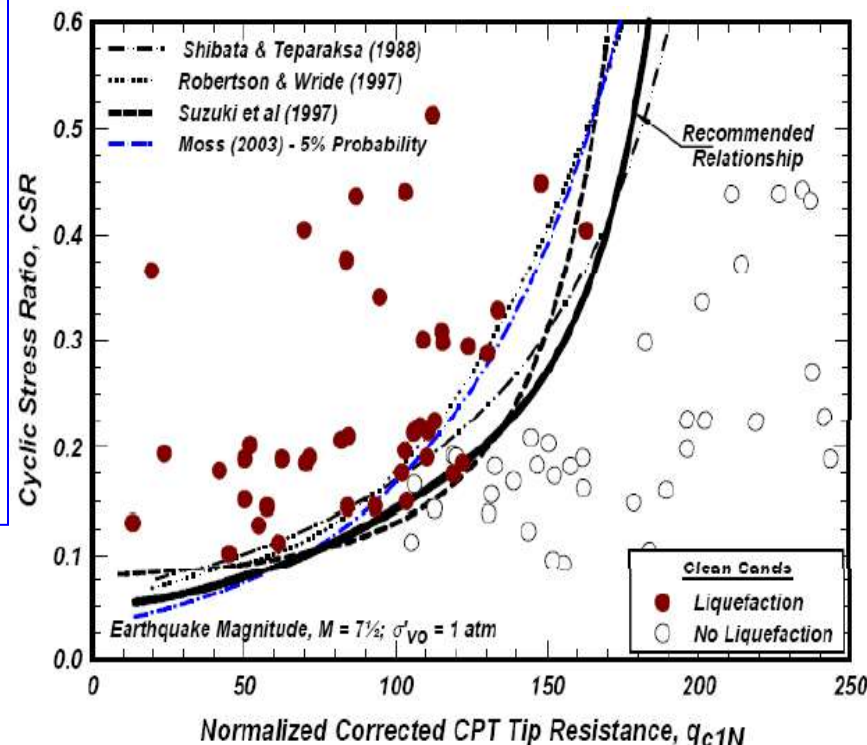
RESISTENZA CICLICA CRR



Metodi per la stima del rischio di liquefazione



SFORZO DI TAGLIO CICLICO EQUIVALENTE CSR



Resistenza ciclica CRR da CPT (sec. Robertson e Wride, 1997)

Resistenza alla punta normalizzata

$$q_{c1N} = \left(\frac{q_c}{P_a} \right) \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

Indice di classificazione del terreno

$$I_c = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q - 3.47)^2}$$
$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100 \quad Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

Stima del tenore di fine

$$FC = 1.375 \cdot I_c^3 - 3.5$$

Correzione della resistenza alla punta normalizzata in relazione al contenuto di fine

$$(q_{c1N})_{CS} = K_C \cdot q_{c1N} \quad K_C = f(I_C)$$

Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR(Mw = 7.5)

$$CRR_{7.5} = 93 \cdot \left(\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right)^3 + 0.08$$

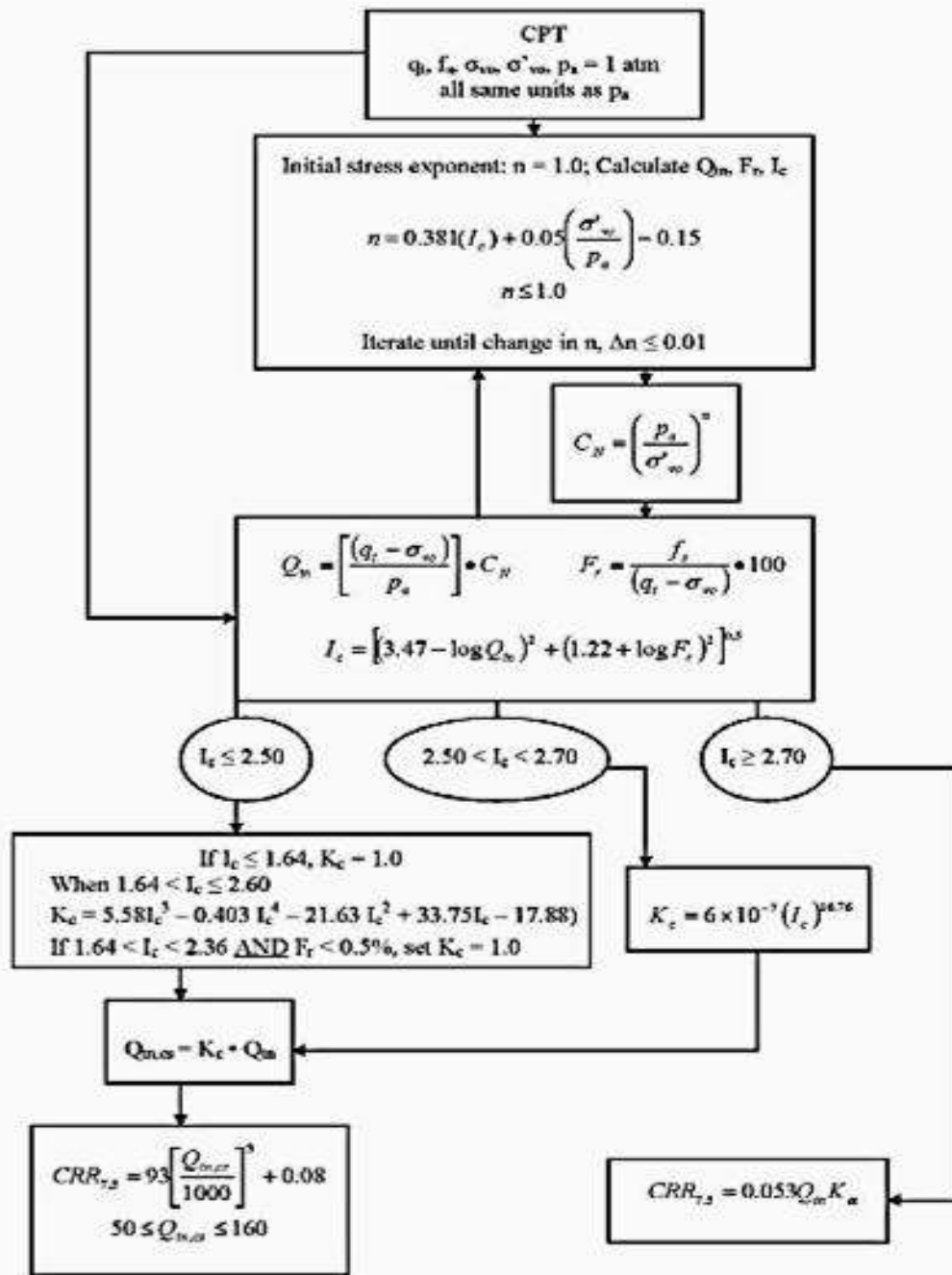


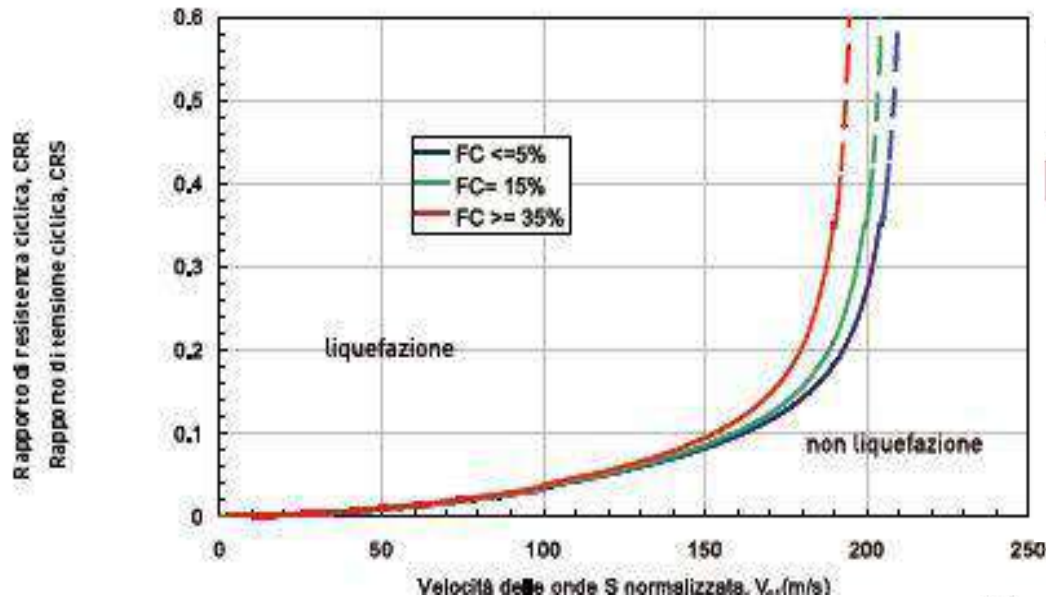
Diagramma di flusso per il calcolo del $CRR_{7.5}$

(P. K. Robertson e K.L. Cabal - 2012).

Il diagramma di flusso mostra la **procedura completa per la valutazione del CRR**, in cui si vede come i fattori che influenzano questa grandezza sono la q_c , la f_s , gli stati tensionali nel terreno ed in misura minore ed indiretta la pressione interstiziale u .

L'attrito laterale viene utilizzato per la indicizzazione del tipo di terreno I_c , che ne definisce la litologia o, più correttamente, il comportamento (SBT). È infatti ormai accertato, che la presenza di materiali fini (limi e argille) inibisce lo sviluppo delle sovrappressioni interstiziali che, durante il sisma, possono portare a liquefazione i terreni. Fondamentale quindi, nello sviluppo della valutazione della resistenza ciclica dei terreni proposta da Robertson, è anche la determinazione del cosiddetto attrito laterale, che nella prova penetrometrica statica è, in rapporto alla resistenza alla punta, direttamente proporzionale alla coesione dei terreni incontrati, quindi al loro contenuto in fini.

RESISTENZA CICLICA CRR da misure di Vs



Depositi non cementati di età olocenica per $M_w=7.5$

(Andrus e Stokoe, 2000)

$V_{s1} = CV \cdot V_s$

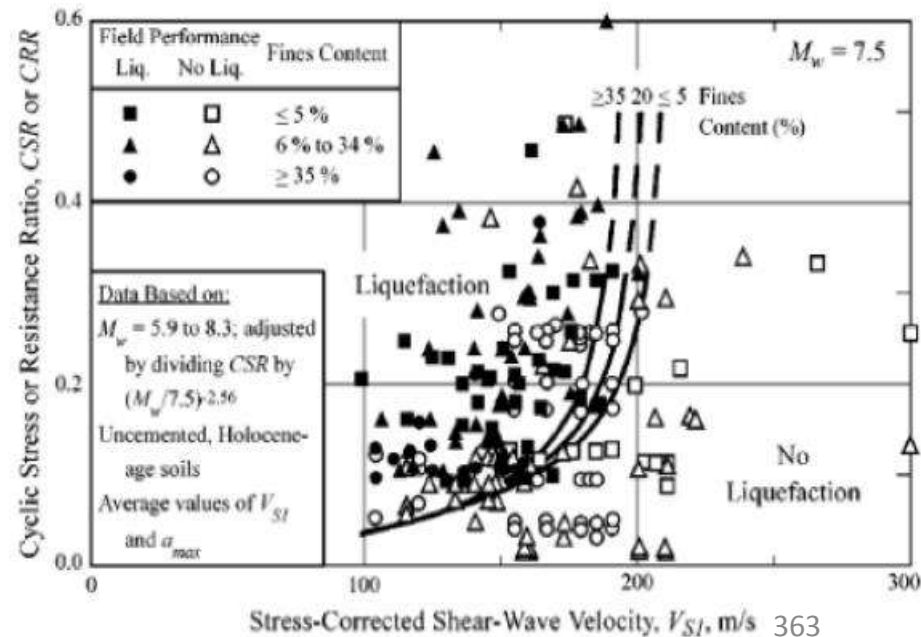
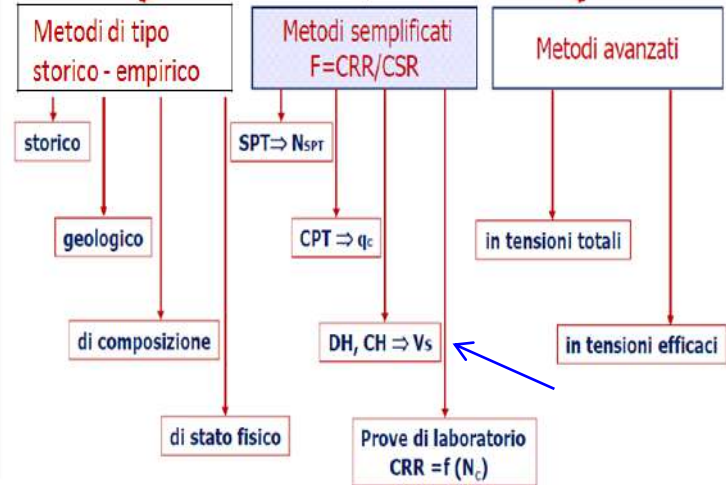
$CV = (p_a/\sigma'_v)^{0.25}$

$p_a = 100 \text{ kPa}$, press. atm.

σ'_v in kPa, press. vert. effc.

CGT
Centro di GeoTecnologie

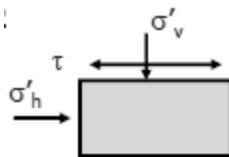
Metodi per la stima del rischio di liquefazione



RESISTENZA CICLICA CRR da prove di laboratorio

Taglio semplice ciclico

$$CRR_{\text{sito}} = 0.9 (\tau / \sigma'_v)$$



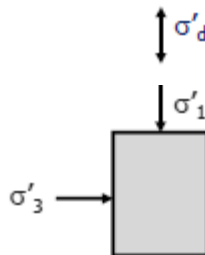
Prove triassiali cicliche

$$CRR_{\text{sito}} = 0.9 Cr (\sigma'_d / 2\sigma'_3)$$

Cr=fattore di correzione

- per $K_0 = 0.4$ $Cr = 0.57$

- per $K_0 = 1.0$ $Cr = 1.0$



Se sono presenti sovraccarichi ed il piano campagna è inclinato, la verifica a liquefazione va effettuata con l'impiego di metodi avanzati.

Si possono utilizzare, in prima approssimazione, i metodi semplificati, stimando CRR tramite la relazione di Boulanger 2003, e Boulanger e Idriss, 2004:

dove:

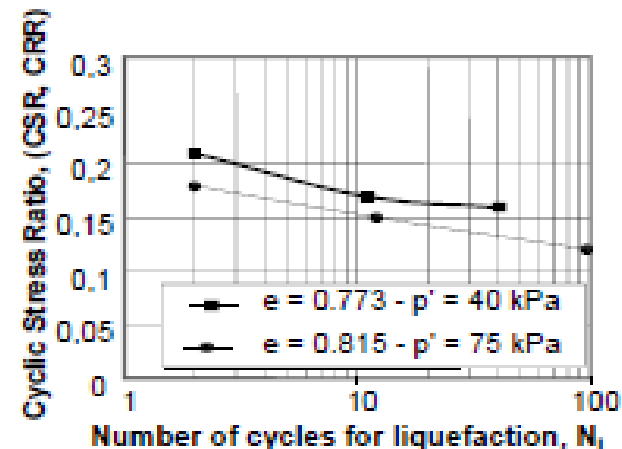
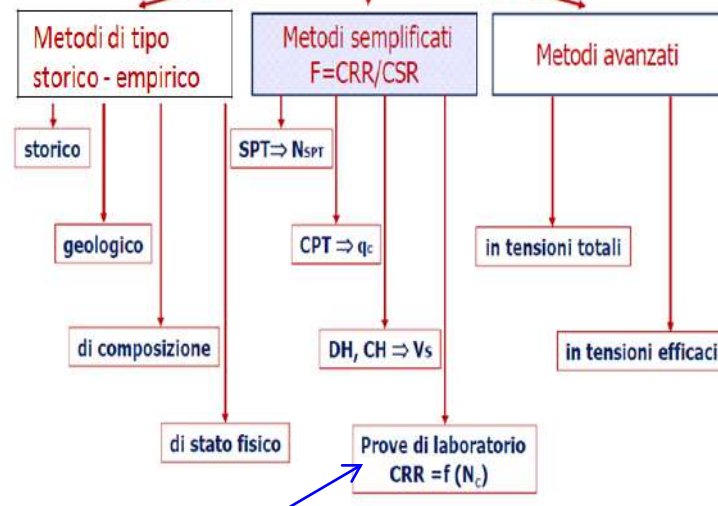
$$CRR = CRR_{\sigma=1, \alpha=0} \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$$

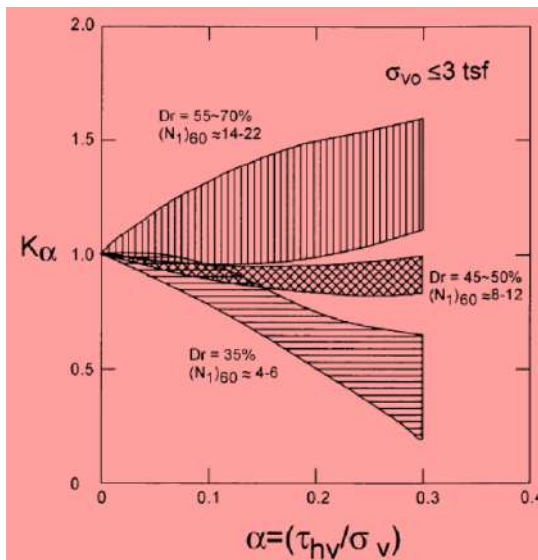
$CRR_{\sigma=1, \alpha=0}$ = valore di CRR per stato tensionale geostatico e p.c. orizzontale

K_{σ} = fattore che tiene conto dell'entità delle tensioni efficaci

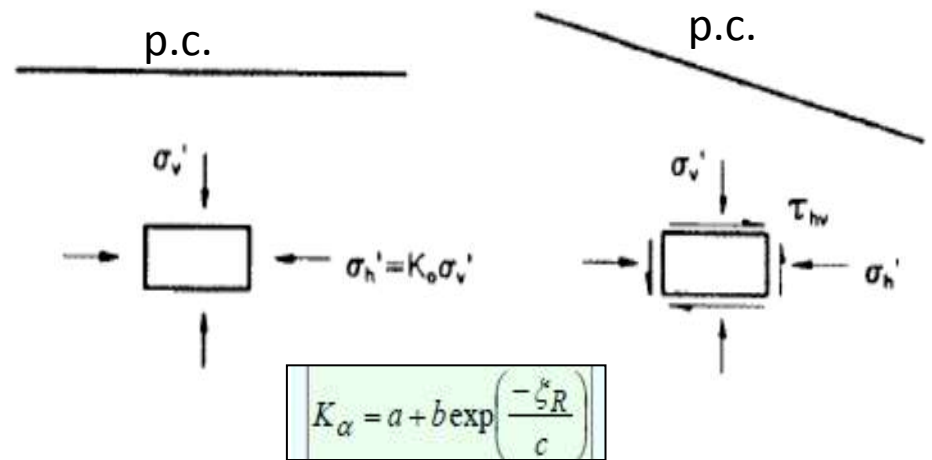
K_{α} = fattore che tiene conto dell'inclinazione del piano campagna.

Metodi per la stima del rischio di liquefazione





K_α = fattore che tiene conto dell'inclinazione del piano campagna.



$$a = 1267 + 63\alpha^2 - 634\exp(\alpha) - 632\exp(-\alpha)$$

$$b = \exp\left[-1.11 + 12.3\alpha^2 + 1.31\ln(\alpha + 0.0001)\right]$$

$$c = 0.138 + 0.126\alpha + 2.52\alpha^3$$

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100P'}{Pa}\right)} - D_R$$

$\alpha = \tau_{st}/\sigma'_v$
sul piano di interesse

τ_{st} = tensione tangenziale statica agente
 σ'_v = tensione efficace verticale

D_r = densità relativa

Q = parametro dipendente dalla composizione mineralogica ($Q=10$ per quarzo e feldspati, $Q=8$ per calcare, $Q=7$ per antracite e $Q=5.5$ per gesso)

P' = tensione efficace media

p_a = pressione atmosferica ($\cong 100$ kPa)

K_σ = fattore che tiene conto dell'entità delle tensioni efficaci

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma_{v0}'}{P_a}\right)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 0,3$$

da prove penetrometriche dinamiche;

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27\sqrt{(q_{c1N})^{0.264}}} \leq 0,3$$

da prove penetrometriche statiche;

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 3.1(V_{s1}/100)^{1.976}} \leq 0,3$$

da indagini geofisiche.

■ Verifiche globali

Nelle verifiche di tipo globale, dopo avere valutato l'andamento con la profondità di CRR e CSR, si stima il potenziale di liquefazione su tutta la colonna stratigrafica.

Dunque, si valuta preliminarmente il profilo della sollecitazione e della resistenza ciclica, CSR e CRR, e, per l'intervallo di profondità in esame, il **potenziale di liquefazione IL** (v. oltre), funzione dell'area racchiusa tra i due profili. **La suscettibilità nei confronti della liquefazione**, valutata in base ai valori assunti dal potenziale di liquefazione, **è così riferita ad uno spessore finito di terreno piuttosto che al singolo punto**.

Tali procedure sono valide per piano di campagna sub-orizzontale. In caso contrario, la verifica va eseguita con studi specifici.

Se le verifiche semplificate sono effettuate contemporaneamente con più metodi, si deve adottare quella più cautelativa, a meno di non giustificare adeguatamente una scelta diversa.

La sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere effettuata utilizzando i valori caratteristici delle proprietà meccaniche dei terreni. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

Al fattore di sicurezza viene assegnato generalmente un valore minimo in funzione del tipo di terreno. Si assume:

- per sabbie medio-dense => $F_s \geq 1,3$;
- per sabbie medio-sciolte => $F_s \geq 1,5$.

CGT
Centro di GeoTecnologie

Secondo le normative europea (EC8) e italiana è **suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico ($CSR \geq 0.80$ CRR)** che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve risultare $F_s \leq 1,25$ perché ciò avvenga.

Pertanto, il valore minimo del Fattore di sicurezza alla liquefazione è $F_s > 1.25$.

Si definisce un indice sintetico per quantificare il **rischio di liquefazione** in corrispondenza dell'intera verticale. A tale scopo viene di norma utilizzato un **Indice del potenziale di liquefazione IL** (Iwasaki, 1978):

Indice del Potenziale di liquefazione IL
$$IL = \sum_{i=1}^n FW(z)\Delta z$$

con :

n = numero intervalli di calcolo di Fs lungo la verticale;

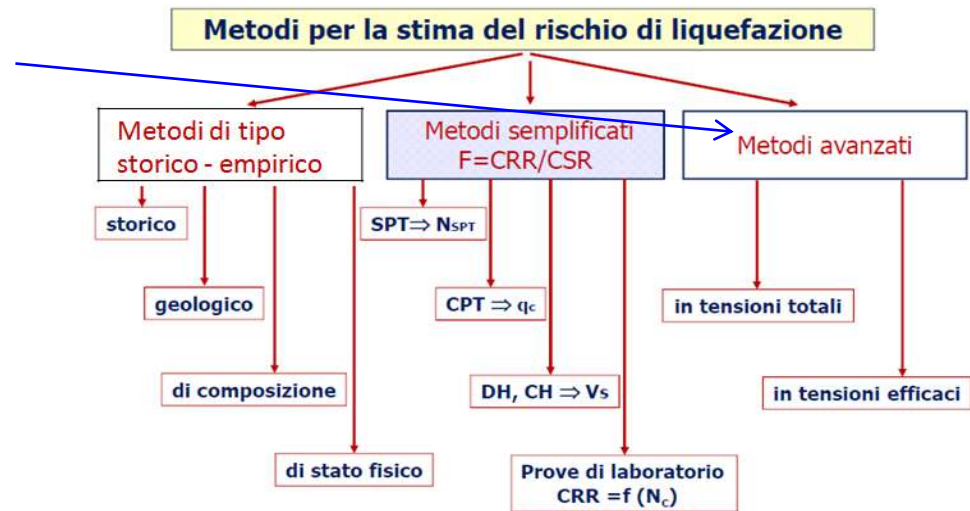
F = (funzione del fattore di sicurezza) $1 - F_s$ per $F_s \leq 1$ ed $F = 0$ per $F_s > 1$ (F_s = fattore di sicurezza)

Δz = spessore intervallo di calcolo;

$W(z) = 10 - 0,5z$, con z = profondità di calcolo (max 20 m);

Il **rischio di liquefazione**, associato all'**Indice del potenziale di Liquefazione IL**, si desume dalla seguente tabella:

IL	RISCHIO DI LIQUEFAZIONE
IL = 0	MOLTO BASSO
$0 < IL \leq 2$	BASSO
$2 < IL \leq 5$	MODERATO
$5 < IL \leq 15$	ALTO
$15 < IL$	MOLTO ALTO



Si deve tenere conto della natura polifase dei terreni, considerando l'accoppiamento tra fase solida e fase fluida, e *si deve descrivere adeguatamente il comportamento meccanico delle terre in condizioni cicliche*.

I metodi di analisi avanzata si basano su analisi 1-D o 2-D della Risposta Sismica Locale(RSL) e determinano l'andamento degli sforzi e delle deformazioni di taglio indotti dall'azione sismica di progetto all'interno del deposito.

I più evoluti tra questi tengono conto all'interno del deposito dell'accumulo delle pressioni interstiziali durante il sisma, della dissipazione delle pressioni interstiziali durante e dopo l'evento sismico e richiedono di conseguenza:

⇒ l'impiego di codici di calcolo numerico di una certa complessità

⇒ l'esecuzione di specifiche prove dinamiche in sito e di prove cicliche di laboratorio per la definizione del modello geotecnico.

Le analisi possono essere effettuate:

♦ **in tensioni totali**, con codici di calcolo tipo SHAKE, STRATA , oppure con codici tipo NERA .

Trattasi in effetti di metodi in un certo senso semplificati in cui **FS è valutato determinando CSR con un'analisi della RSL e CRR mediante prove cicliche di laboratorio;**

♦ **in tensioni efficaci**, con codici di calcolo tipo DESRA, valutando contemporaneamente il carico sismico (CSR) e la resistenza (CRR).

La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata anche in termini di $\Delta u / \sigma'_0$.

Metodi avanzati 2-D

Le analisi sono generalmente condotte:

- in tensioni efficaci
- con metodi agli elementi finiti o alle differenze finite
- utilizzando legami costitutivi elasto-plastici

Particolare attenzione va posta nel caratterizzare :

- l'azione sismica di riferimento
- la geometria del sottosuolo
- il comportamento dei terreni attraverso prove in sito e laboratorio

<http://cyclic.ucsd.edu> riporta esempi di analisi 1-D e 2-D.

7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII

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 (condizione [6.2.1]), 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.

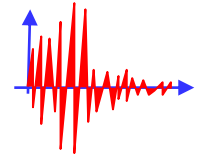
7.11.3.5.1 Azione sismica

L'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità **deve essere determinata in accordo ai criteri esposti nel § 3.2.3.**

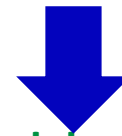
Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata

-o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica (vedi §§ 3.2.2 e 3.2.3) S_T

accelerazione massima attesa al sito **$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$**

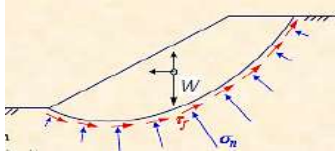


-o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.



In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, *gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde.* **In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ($S_T=1$).**

Le condizioni di stabilità di un pendio in condizioni sismiche dipendono da:



CARATTERISTICHE DEL PENDIO



proprietà meccaniche
proprietà di resistenza
proprietà di rigidezza
assortimento granulometrico
regime delle pressioni interstiziali
storia di carico pre-sisma
stato tensionale pre-sisma
condizioni stratigrafiche
geometria



CARATTERISTICHE DEL SISMA

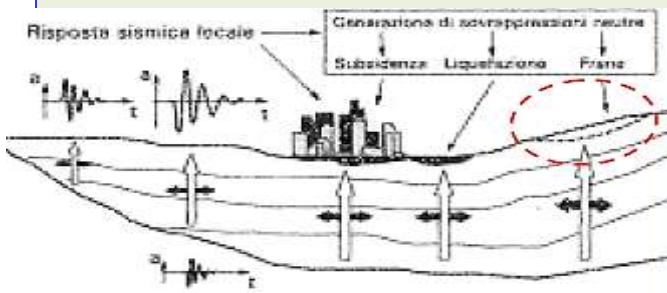


intensità
durata
contenuto in frequenza

RISPOSTA SISMICA LOCALE



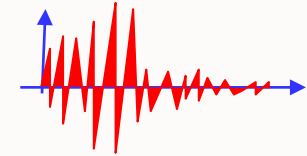
In base alla RSL alcune proprietà possono subire modifiche importanti lungo il percorso di propagazione delle onde dal bedrock sismico alla sommità del pendio.



7.11.3.5.2 Metodi di analisi

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante:

- **metodi pseudostatici**
- **metodi degli spostamenti**
- **metodi di analisi dinamica.**



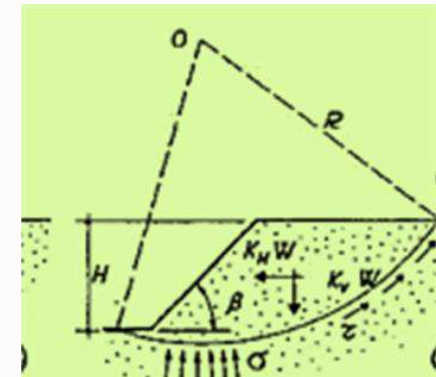
Ndr. :

Nei metodi pseudostatici la condizione di **stato limite ultimo (SLU)** viene riferita al **cinematismo di collasso critico**, caratterizzato dal più basso valore del coefficiente di sicurezza FS

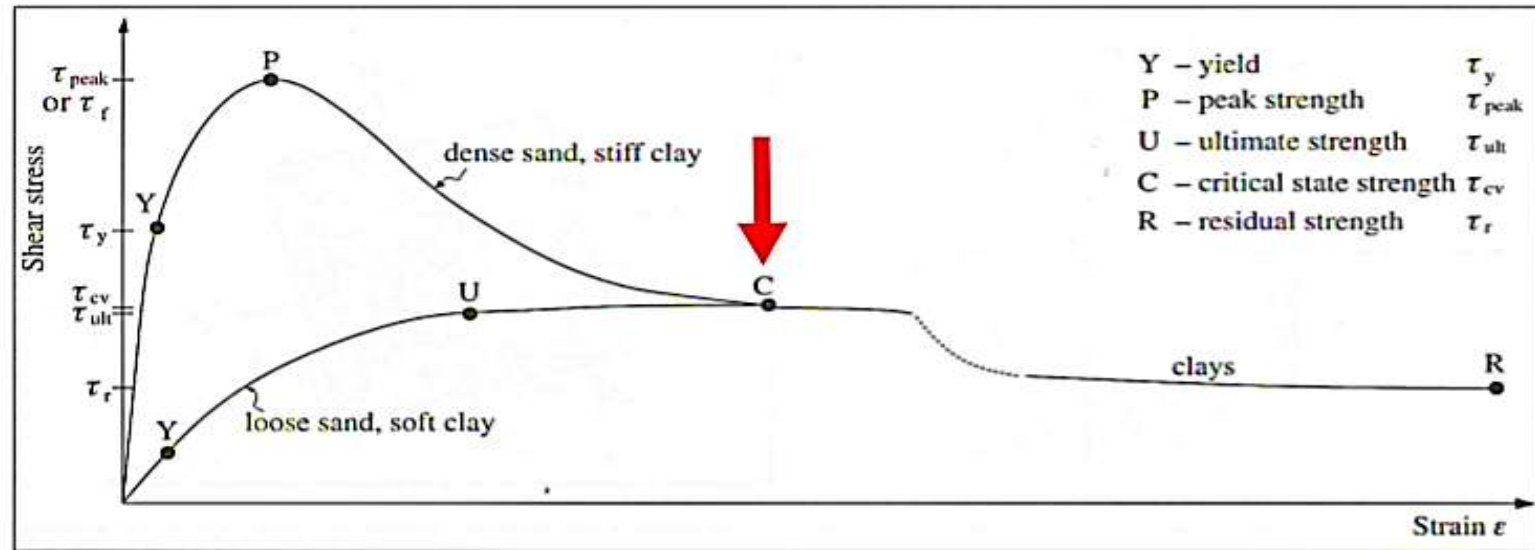
$$FS = \tau_s / \tau_m$$

τ_s resistenza al taglio disponibile

τ_m sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale)



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 (v. Fig. sottostante). Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi.



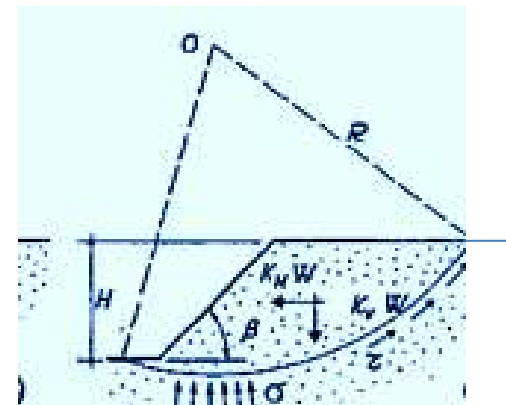
Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

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 (SLU-SLV), in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza (azione sismica) possono esprimersi come

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

$\rightarrow$ Si applicano al
 $\nearrow$ baricentro del concio



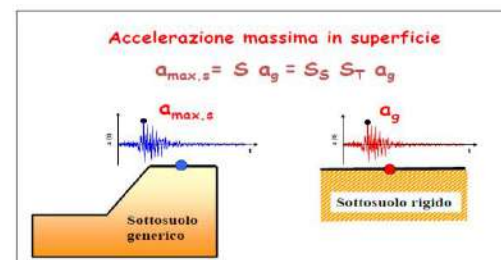
Con W = peso del volume di terreno potenzialmente instabile
 k_h e k_v = coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad \Leftarrow \quad (7.11.3)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h. \quad (7.11.4)$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
 $a_{\max}$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g = accelerazione di gravità.



In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito $a_{\max}$ può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad (7.11.3)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h. \quad (7.11.4)$$

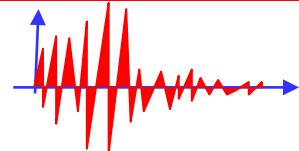
I valori di β_s sono riportati nella Tab. 7.11.I al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (**ndr**: a_g/g).

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.



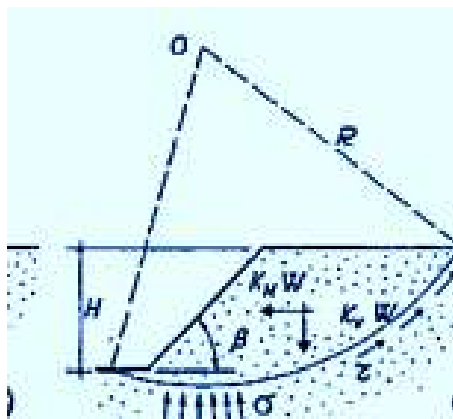
In condizioni sismiche (SLV) – Metodo pseudo-statico (uno dei tre metodi)

Utilizzo di parametri caratteristici

$F_h = k_h \cdot W$ con $k_h = \beta_s \cdot \underline{a_{max}}$ $F_v = \pm 0.5 F_h$ (F_h e F_v comp.orizz. e vert. forza statica equiv.)



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



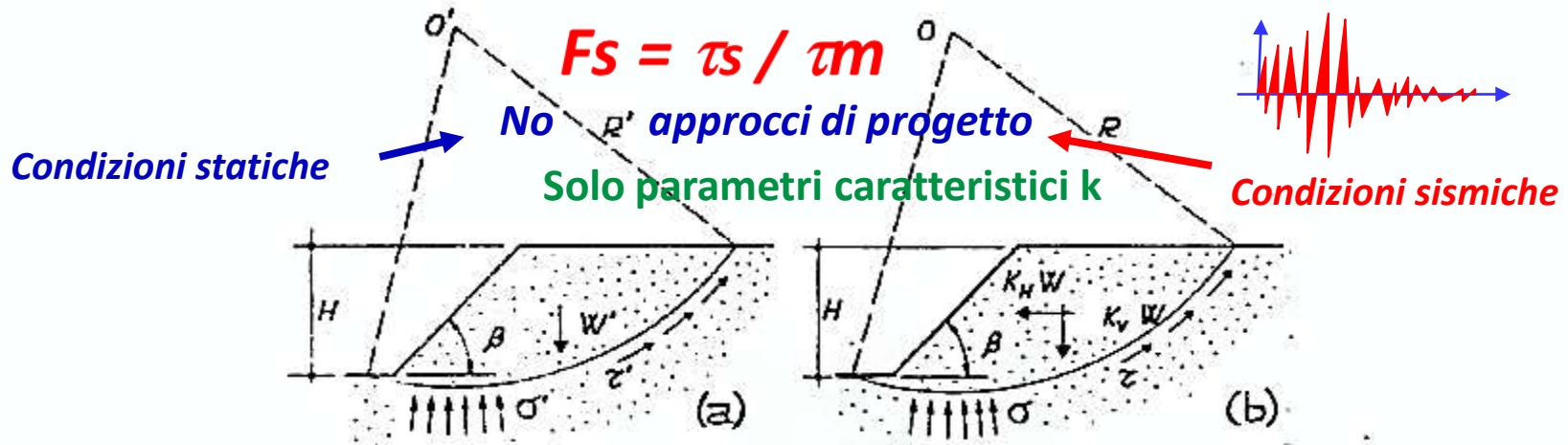
Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito

Non si assumono Approcci di progetto DA1 o DA2 e quindi niente γ_R , ma si utilizzano solo parametri caratteristici.

Valore del fattore di sicurezza F_s stabilito dal geotecnico

Metodo pseudo-statico

Pendio naturale ante operam e post operam ma soggetto ad interventi non strutturali



NTC 2018

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

β_s = coefficiente riduzione $a_{\max}$

$a_{\max}$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

(da analisi di risposta sismica locale oppure $a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$)

$a_g(g)$	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

ESEMPIO DI PENDIO NATURALE IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA

Analisi di stabilità dei pendii naturali con Janbu (1967)

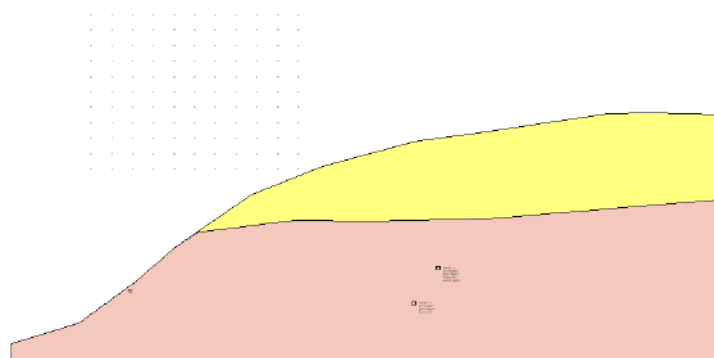
Calcolo eseguito secondo	Utente
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Critico
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore x_i	0,0 m
Ordinata vertice sinistro inferiore y_i	60,06 m
Ascissa vertice destro superiore x_s	41,65 m
Ordinata vertice destro superiore y_s	94,71 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Sisma

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,038
Coefficiente azione sismica verticale	0,019

**Vertici profilo**

Nr	X (m)	y (m)
1	-16,09	20,96
2	-2,46	25,56
3	8,95	34,76
4	16,61	42,25
5	32,11	54,17
6	46,42	60,65
7	64,82	66,1
8	82,19	68,82
9	103,49	72,4
10	112,34	72,57
11	126,14	72,23

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	-16,09	20,96
2	-2,46	25,56
3	8,95	34,76
4	16,61	42,25
5	21,29	45,85
6	40,8	48,55
7	56,13	48,38
8	79,64	48,89
9	126,14	53,16

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

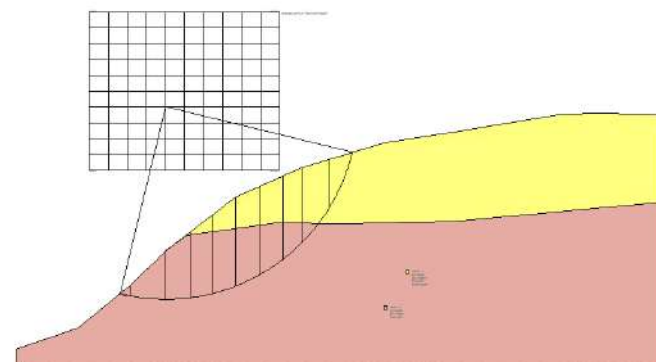
Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	35	89	18,01	19	21		
2	15		21,83	20	22		

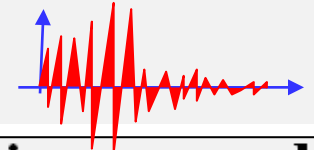
Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	0,54
Ascissa centro superficie	0,0 m
Ordinata centro superficie	60,06 m
Raggio superficie	28,43 m

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh·Wi (Kg)	Kv·Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	Ni (Kg)	Ti (Kg)
1	2,24	-12,1	2,29	51,84	1,97	0,99	0,0	21,8	0,0	60,2	34,1
2	7,67	-5,3	7,7	1006,26	38,24	19,12	0,0	21,8	0,0	1065,4	593,3
3	5,37	3,6	5,38	1340,22	50,93	25,46	0,0	21,8	0,0	1297,6	721,0
4	5,09	10,8	5,18	1602,71	60,9	30,45	0,0	21,8	0,0	1475,7	833,0
5	5,04	17,9	5,29	1831,35	69,59	34,8	0,0	21,8	0,0	1632,2	951,1
6	5,15	25,4	5,7	1971,31	74,91	37,45	0,0	21,8	0,0	1727,5	1060,2
7	5,09	33,4	6,1	1885,02	71,63	35,82	0,0	21,8	0,0	1653,4	1098,2
8	4,07	41,2	5,41	1383,74	52,58	26,29	0,0	21,8	0,0	1238,2	912,9
9	6,12	51,6	9,85	1644,08	62,48	31,24	0,0	21,8	0,0	1557,4	1390,6
10	5,09	67,3	13,21	643,11	24,44	12,22	0,0	18,0	0,0	803,1	937,9



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.

Le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente :

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h.$$

$$\beta_s = 0.38 \text{ per SLV}$$

$$\beta_s = 0.47 \text{ per SLD}$$

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando i coefficienti parziali. Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2)

con $\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ e $\gamma_R = 1.2$



Solo per Fronti di scavo e Rilevati, intesi in senso lato (argini, etc.), nel procedimento va utilizzato il coefficiente globale $\gamma_R = 1.2$.

Per i **fronti di scavo** ed i **rilevati**, dunque:

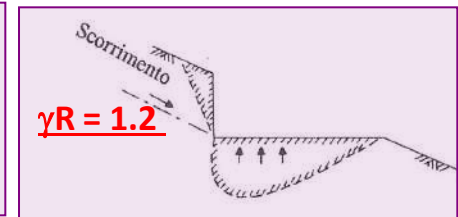
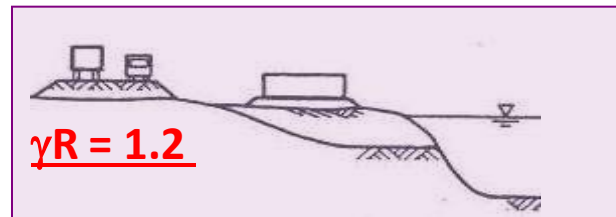
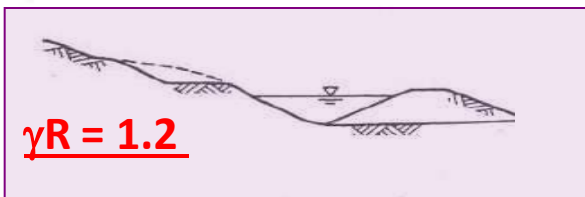
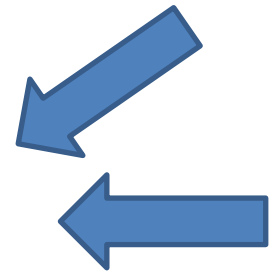


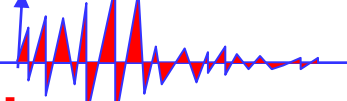
Parametri caratteristici e

sempre **(A2 + M2 + R2)** ma con

$$\gamma_A = 1 \quad \gamma_M = 1 \quad \gamma_R = 1.2$$

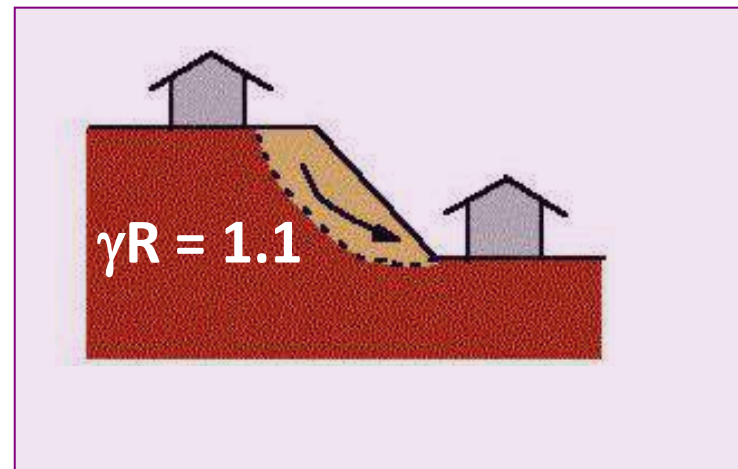
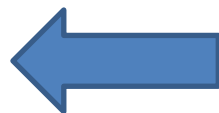
Quindi solo parametri caratteristici k e $\gamma_R = 1.2$



 Per tutte le opere poste lungo un pendio
in presenza di azioni sismiche le verifiche di stabilità si effettuano
utilizzando **DA1 – C2**

APPROCCIO 1 - Combinazione 2
(A2 + M2 + R2) con
 $\gamma A = 1$ $\gamma M = 1$ $\gamma R = 1.1$

Quindi solo **$\gamma R = 1.1$**

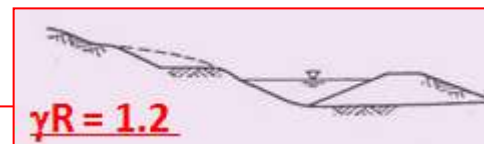


IN SINTESI:

(A2 + M2 + R2)

1. I risultati delle verifiche ottenuti utilizzando i parametri caratteristici
per tutte le opere poste lungo un pendio vanno divisi per $\gamma R = 1.1$

2. I risultati delle verifiche ottenuti utilizzando i parametri caratteristici per
Fronti di scavo e Rilevati vanno divisi per $\gamma R = 1.2$

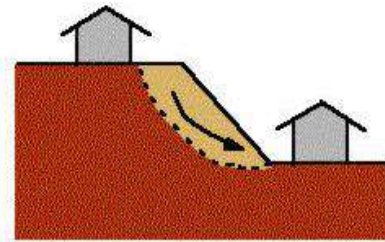
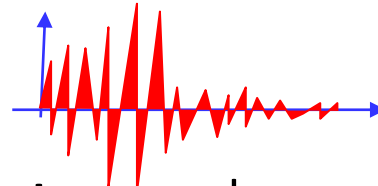
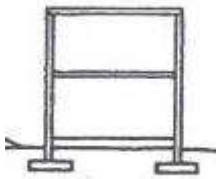


7.11.5 FONDAZIONI

La progettazione delle fondazioni in condizioni sismiche richiede :

- Valutazione della risposta sismica locale (RSL) del sito (7.11.3.1)
- Verifica nei confronti della liquefazione e della stabilità globale (7.11.3.4 e .5)

stabilità globale $\Rightarrow$ (A2+M2+R2) con $\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ $\gamma_R = 1.1$ (7.11.1 e cap.6)
[opere sul bordo , o lungo un pendio o al piede]



7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali

La capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo **SLV** nei confronti del raggiungimento della resistenza per:

- Carico limite

- Scorrimento

APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

nel rispetto della condizione [6.2.1] e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II (v. slide seguente). In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Stato Limite Ultimo SLV

● *Stato Limite Ultimo SLV per carico limite*

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5.

- **collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno**

Le resistenze sono i corrispondenti **valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno**; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo anche conto dell'effetto dell'**inclinazione** e dell'**eccentricità** delle azioni in fondazione e delle **azioni inerziali** sul volume di terreno significativo.

APPROCCIO 2

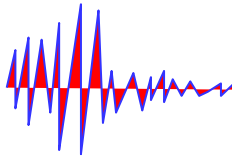
(A1+M1+R3)

Tab. 7.11.11 - Coefficienti parziali γ_E per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

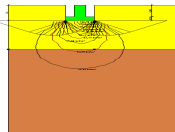
Verifica	Coefficiente parziale γ_E
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Per carico limite $\Rightarrow$

$$\gamma_{R3} = 2.3$$



Se, nel calcolo del carico limite, **si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali** (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker); sul volume di terreno significativo, il coefficiente γ_R può essere ridotto a **1.8** $\Leftarrow$



(Ndr) AZIONE SISMICA : EFFETTO CINEMATICO ED EFFETTO INERZIALE

khk

khi

Applicando il *metodo pseudostatico*, l'azione sismica si traduce in accelerazioni del **sottosuolo** (**effetto cinematico khk**) e nella **fondazione** (**effetto inerziale khi**) per le azioni delle forze di inerzia prodotte nella struttura in elevazione, e nel **terreno sottostante o circondante la fondazione**.

Per un'azione sismica, modellata attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti si esprimono tramite i coefficienti sismici khk e khi.

L'effetto inerziale produce le **variazioni di tutti** i coefficienti di carico limite **Nc Nq e Ny** in funzione del coefficiente sismico **khi** (interviene nella formula trinomia operando direttamente sui coefficienti correttivi **iq,ic,iy** che tengono conto dell'inclinazione del carico).

L'effetto cinematico **modifica solo** il coefficiente **Ny** in funzione del coefficiente sismico **khk**.

Ny viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.

Per considerare separatamente entrambi gli effetti si introducono due coefficienti correttivi che operano sul solo Ny

$$\begin{aligned} i_y &= e_y i = (1 - 0,7 * k_{hi})^{0,5} && \text{inerziale} \\ e_y k &= (1 - k_{hk} / \tan \phi)^{0,45} && \text{cinematico} \end{aligned}$$

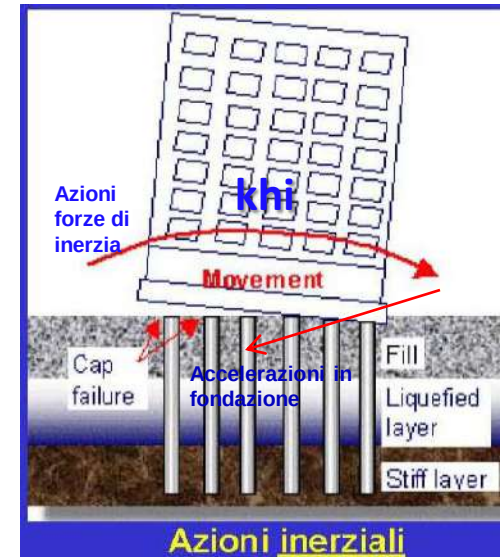
Nc ed Nq vengono trattati con i coefficienti **ic e iq**, **tenuto conto del solo effetto inerziale**.

Effetto inerziale con k_{hi} che incide su $i_c, i_q, i_y \Rightarrow N_c, N_q, N_y$
 $e_y i = (1 - 0,7 * k_{hi})^5$

L'azione sismica si traduce in accelerazioni nella **fondazione** e nel terreno sottostante o circondante la fondazione

(**effetto inerziale k_{hi}**)

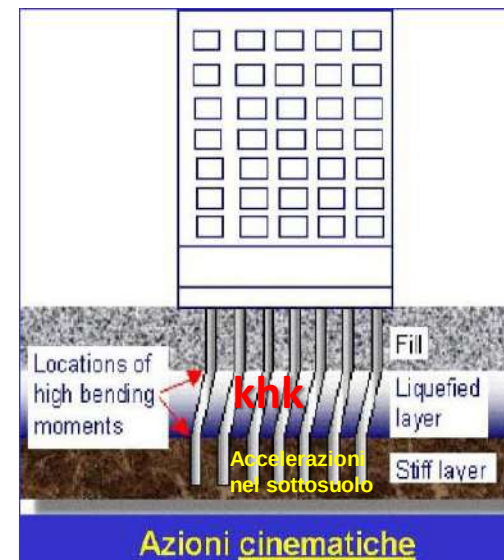
per le azioni delle forze di inerzia prodotte nella struttura in elevazione.



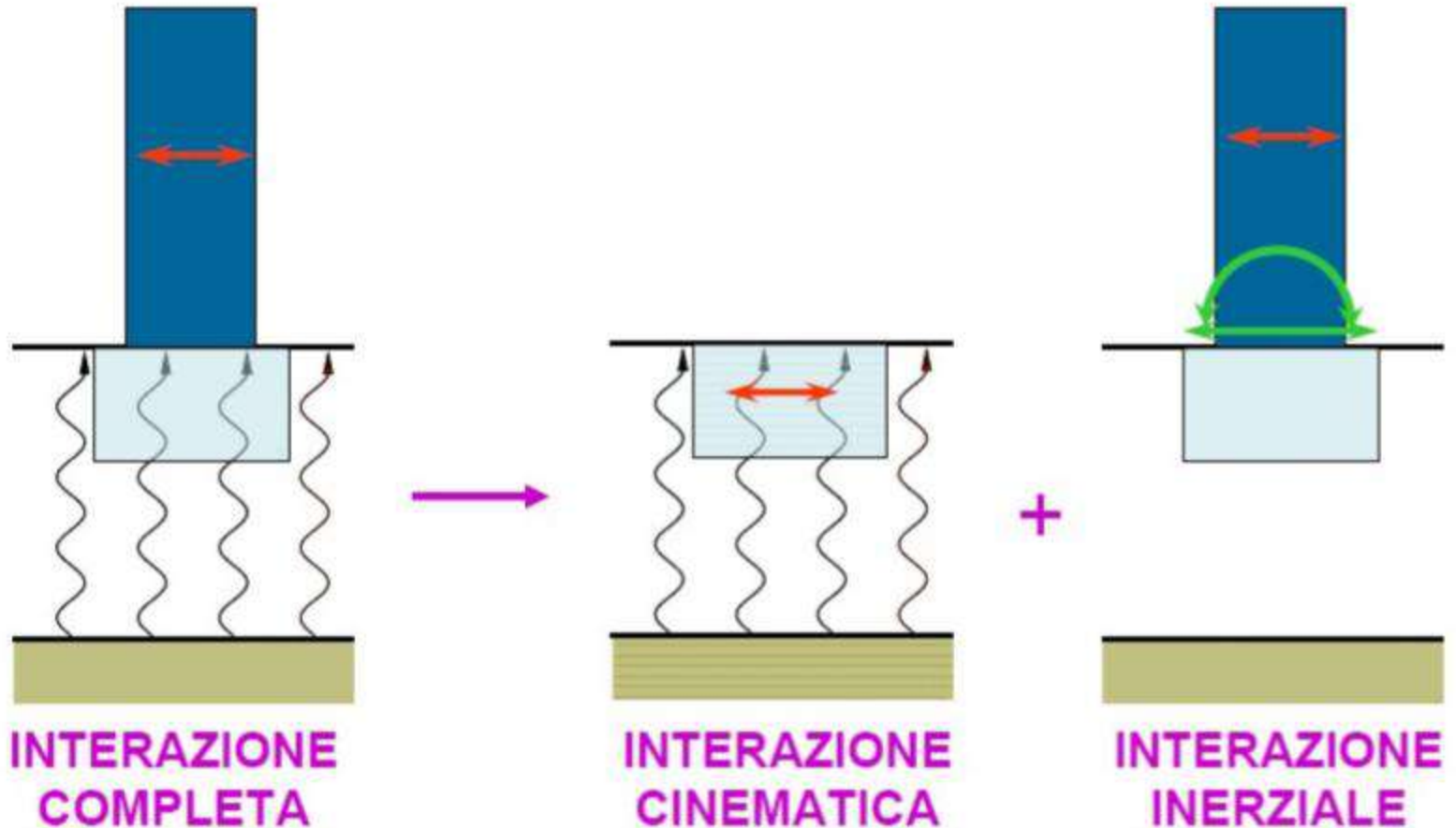
Effetto cinematico con k_{hk} che incide su N_y
 $e_y k = (1 - k_{hk} / \tan \phi)^{0,45}$

L'azione sismica si traduce in accelerazioni nel sottosuolo

(**effetto cinematico k_{hk}**)



- 1) interazione fondazione – terreno (cinematica)
- 2) interazione sovrastruttura – fondazione (inerziale)

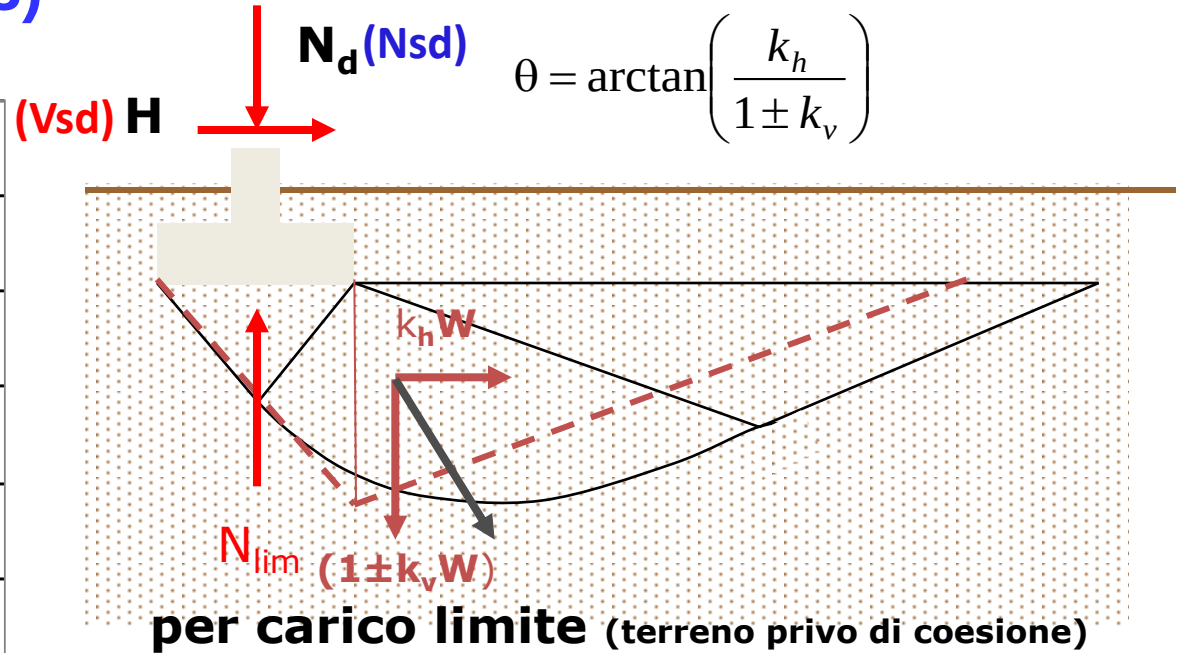
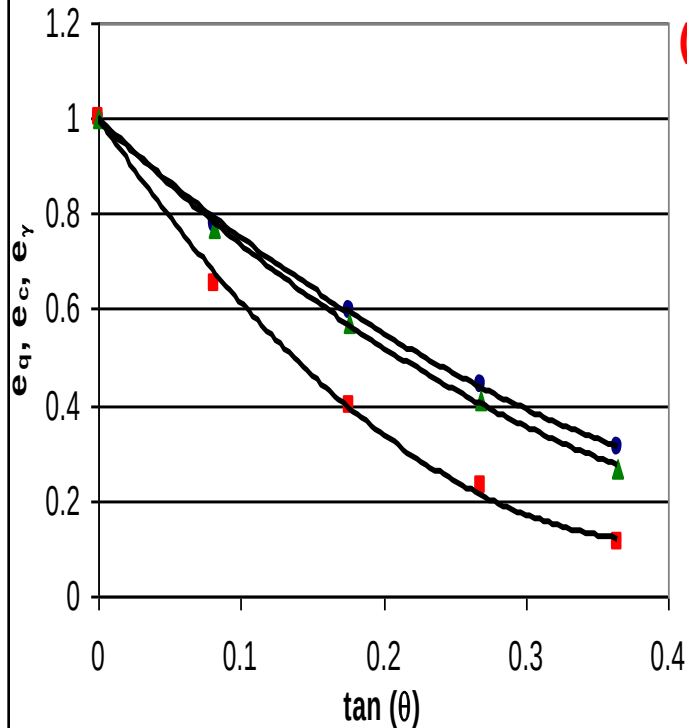


qlim in condizioni sismiche
considerando gli effetti inerziali

$$\gamma_{R3} = 1.8$$

Metodi di Richards et al.(1993) e Paolucci e Pecker (1997)

Richards et al. (1993)



$$N_{\lim} = \left[e_q i_q s_q N_q \gamma D + e_\gamma i_\gamma s_\gamma N_\gamma \gamma \frac{B}{2} \right] B^2$$

Dall'espressione generale di Brinch Hansen vari autori hanno sviluppato procedure in grado di valutare il q_{lim} o N_{lim} in condizioni sismiche, estendendo la formula trinomia al caso di presenza di forze di inerzia.

Richards et al. (1993) ipotizzano al di sotto di una fondazione di tipo lineare una superficie di rottura che permette di valutare i fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ in condizioni sismiche in funzione dei coefficienti di spinta attiva e passiva e degli angoli di inclinazione della superficie di rottura del terreno.

Paolucci & Pecker (1997)

Un altro metodo che tiene conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione dell' R_d o q_{lim} o N_{lim} è adottato da **Paolucci & Pecker**(1997) con l'introduzione dei fattori correttivi z :

$$z_\gamma = z_q = (1 - k_h / \tan \phi)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 k_h \quad k_h = \text{coeff. sismico orizzontale}$$

Verifiche allo SLE di fondazioni superficiali

-Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE) - Stato Limite di Salvaguardia dal Danno (SLD)
Gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non devono alterare significativamente la resistenza della fondazione e devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera.

Ndr:

Durante un sisma la resistenza portante di una fondazione su terreno incoerente si riduce, mentre non esistono studi e dati relativi che mettano in evidenza una riduzione della capacità portante in terreni coesivi.

Le verifiche sismiche effettuate con l'EC8 evidenziano per terre coesive riduzioni non significative.

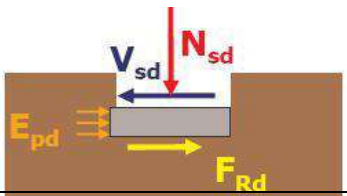
● *Stato Limite Ultimo SLV per scorrimento sul piano di posa*

- **collasso per scorrimento sul piano di posa**

Per **azione** si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per **resistenza** si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla resistenza mobilitata sui tratti verticali della fondazione.

Specificamente, **si tiene conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole**. In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni ed ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.



Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Stato limite di esercizio (SLE) A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 7.11.II.

Ndr. Collasso per scorrimento

$$F_{Rd} = (N_{sd} \tan \delta + c_a A') / \gamma R \quad \gamma R = 1.1$$

N_{sd} = valore di progetto della forza verticale

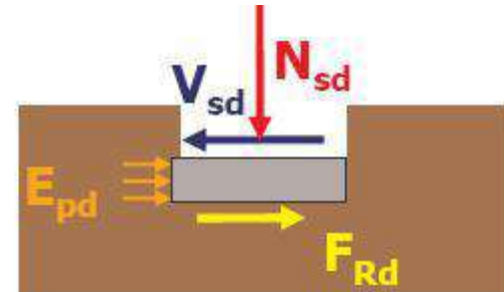
V_{sd} = valore di progetto della forza orizzontale

δ = angolo di resistenza al taglio alla base della fondazione

c_a = adesione fondazione-terreno

A' = area della fondazione efficace,

F_{Rd} = Resistenza allo scorrimento di progetto



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.

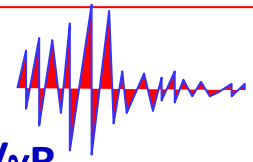
Per la verifica di sicurezza contro il collasso per slittamento su una base orizzontale, deve essere soddisfatta la disuguaglianza seguente:

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

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

(Ripreso da Gherzi, 2009)

Esempio di calcolo - VERIFICA A SCORRIMENTO - CONDIZIONI SISMICHE



$$F_{Rd} = (N_{sd} \tan \delta + c_a A') / \gamma_R$$

Terreno granulare $F_{Rd} = N_{sd} \tan \varphi'_{cv.d} / \gamma_R$

Fondazione superficiale di tipo Plinto in c.a.

$$\gamma_A = 1 \quad \gamma_M = 1 \quad k_{hi} = 0,25 \quad (V_{sd} = N_{sd} * k_{hi} \text{ (v. slide 395 per calcolare } V_{sd}))$$

$$\text{Terreno di sedime: } \tan \delta = \varphi'_{cv.k} = 30^\circ \quad \gamma_M = 1 \rightarrow \varphi'_{cv.d} = 30^\circ$$

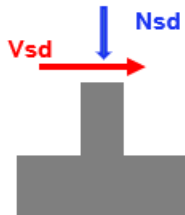
$$\tan \delta = \tan \varphi'_{cv.d} = 0,577$$

$$\text{azioni: } N_{sd_{TOT}} = 600 \text{ kN} \quad (NG = 400 \text{ kN} \quad NQ = 200 \text{ kN}) \Rightarrow N_{sd} = 400 \text{ kN} \quad V_{sk} = 100 \text{ kN (F. oriz.k)}$$

(non si assume il carico variabile – sfavorevole NQ)

$$\text{azione di progetto: } E_d = V_{sd} = V_{sk} \times 1,00 = 100 \text{ kN}$$

$$\text{Resist. di progetto: } R_d = N_{sd} \tan \varphi'_{cv.d} / \gamma_R = NG \tan \varphi'_{cv.d} / \gamma_R = 400 \times 0,577 / 1,1 = 230,8 \text{ kN}$$



$$E_d \leq R_d$$
$$100 < 230,8 \text{ kN}$$

verifica soddisfatta

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

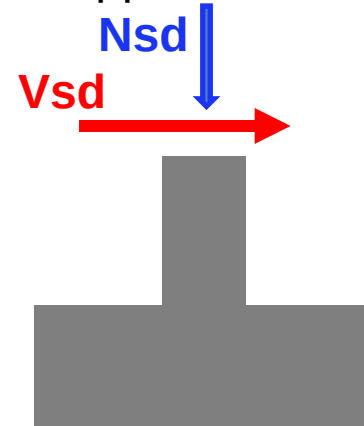
TAGLIO SISMICO Vsd alla base della fondazione per verifica allo scorrimento

Il calcolo del **valore di Vsd** (taglio sismico alla base della fondazione), se non comunicato dallo strutturista, si ottiene in prima approssimazione da:

$$\mathbf{Vsd} = \mathbf{Nsd} * \mathbf{Sd(T_1)}$$

ossia

$$\mathbf{Vsd} = \mathbf{Nsd} * \mathbf{khi}$$



Dove, **Nsd** (o **W**) è il carico verticale e **Sd (T₁)** l'ordinata dello spettro di progetto (SLU – **SLV**) in corrispondenza di **T₁** (periodo fondamentale) corrispondente a **khi**.

Il valore di **T₁** deve essere comunicato, insieme con quello del fattore di comportamento **q**, dallo strutturista. In caso di difficoltà **T₁** può essere stimato tramite la relazione:

$$\mathbf{T_1} = 2\sqrt{\mathbf{d}}$$

dove **d** è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso **in metri**.

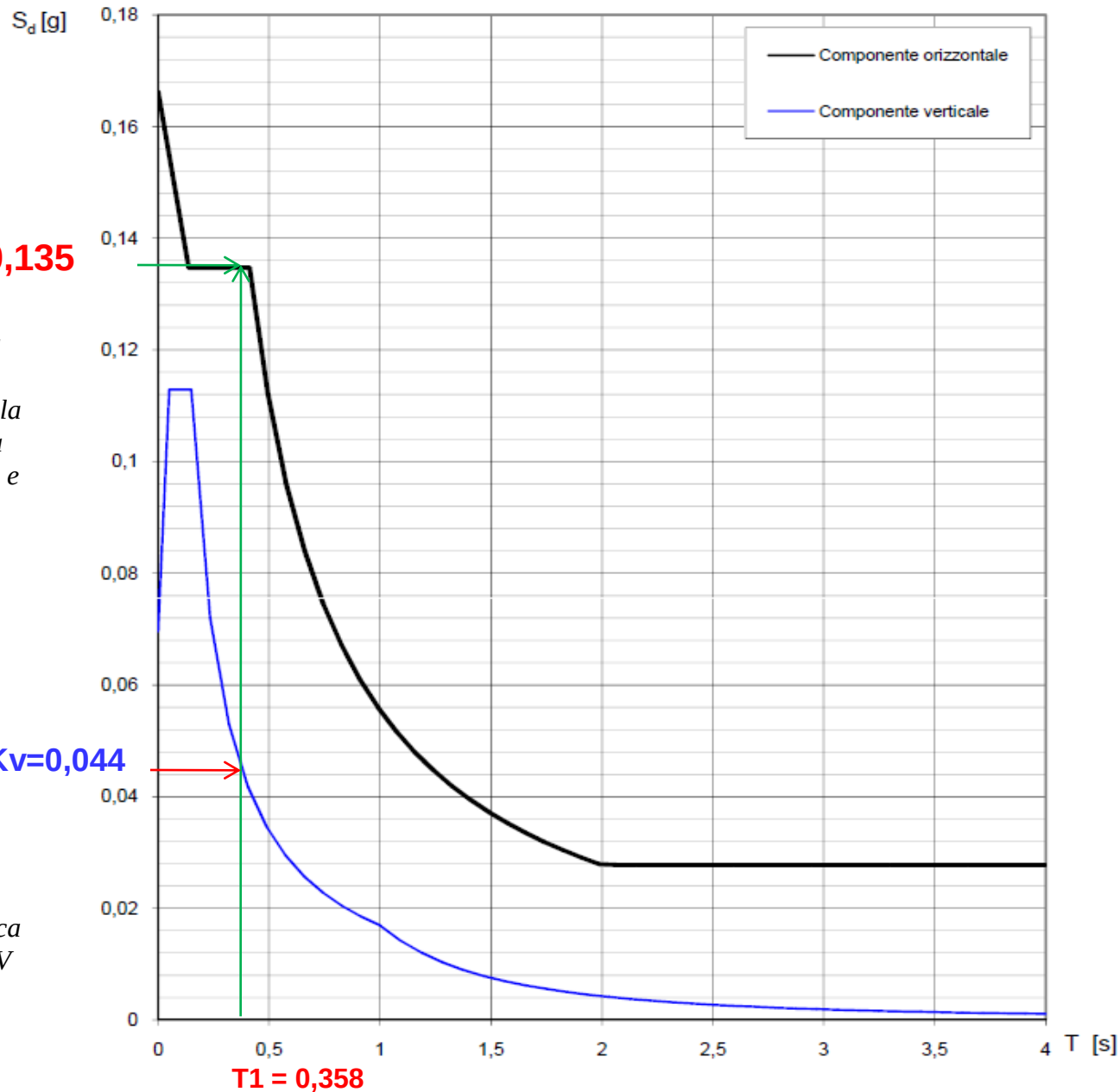
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

Khi = 0,135

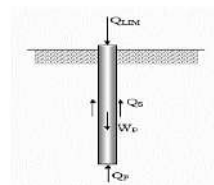
Khi = 0,135 da utilizzare per il taglio sismico alla base per verifica allo scorrimento e per riduzione di $N\gamma$ per la q_{lim} sismica

Kv=0,044

Kv = 0,044 da utilizzare nella combinazione sismica (q_{lim} sismica) - SLV (Resistenze) per **E**



7.11.5.3.2 Fondazioni su pali ←



Stati Limite Ultimi SLV

Le fondazioni su pali devono essere verificate per gli **SLV** sotto l'azione del moto sismico di riferimento.

Nelle verifiche, si **devono prendere in considerazione tutti gli stati limite** rilevanti e **almeno i seguenti**:

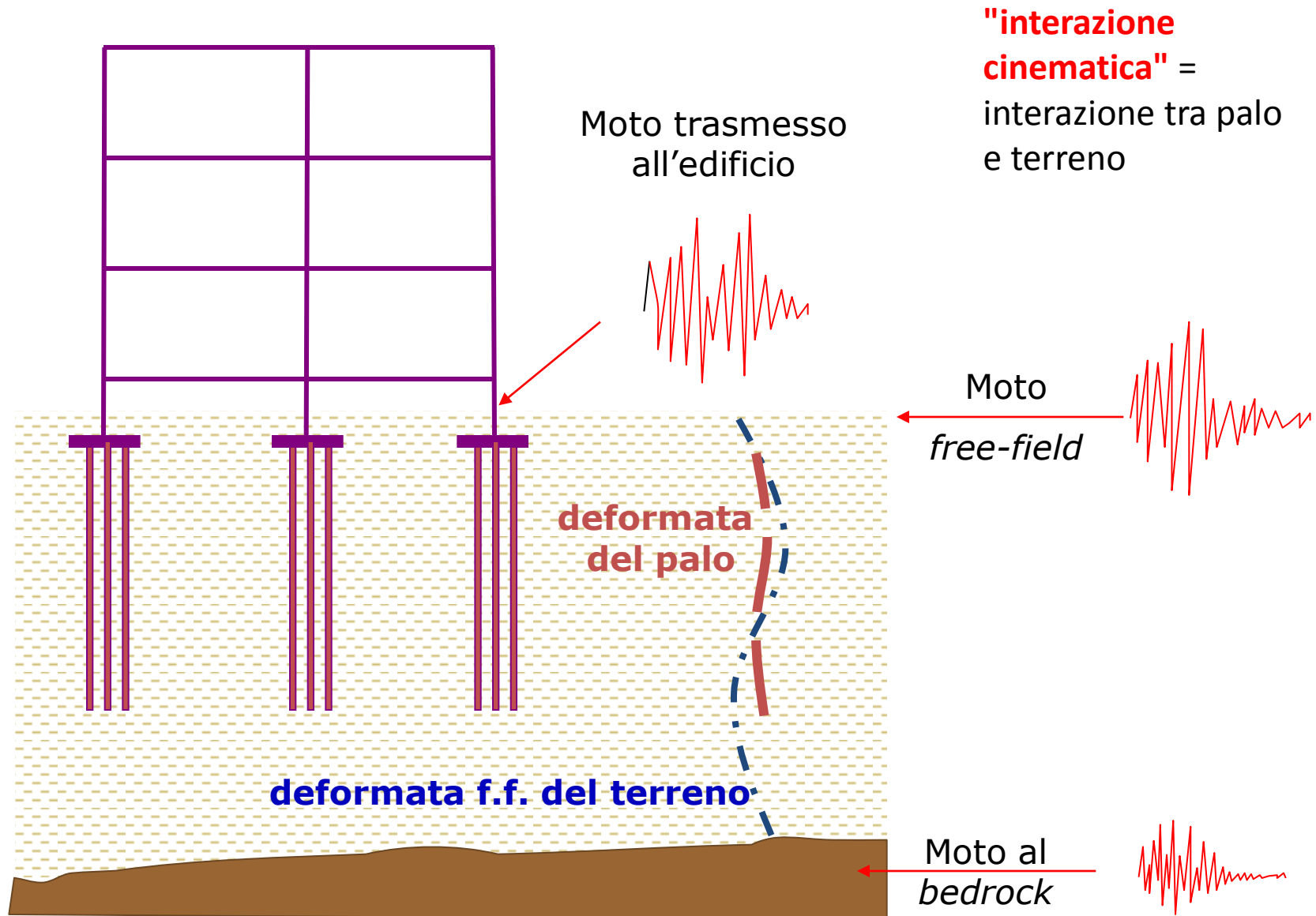
- raggiungimento della resistenza a **carico limite verticale** del complesso pali-terreno;
- raggiungimento della resistenza a **carico limite orizzontale** del complesso pali-terreno;
- **liquefazione** del terreno di fondazione;
- **spostamenti o rotazioni eccessive** che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;
- **rottura di uno degli elementi strutturali della palificata** (pali o struttura di collegamento).

Le **verifiche a carico limite** (verticale e orizzontale) **consistono nel raffronto tra le azioni** (forza assiale e forza trasversale sul palo) **e le corrispondenti resistenze**, nel rispetto della condizione [6.2.1] e con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano **sollecitazioni dovute sia alle forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale), sia all'interazione tra palo e terreno dovuta allo scuotimento (interazione cinematica).**

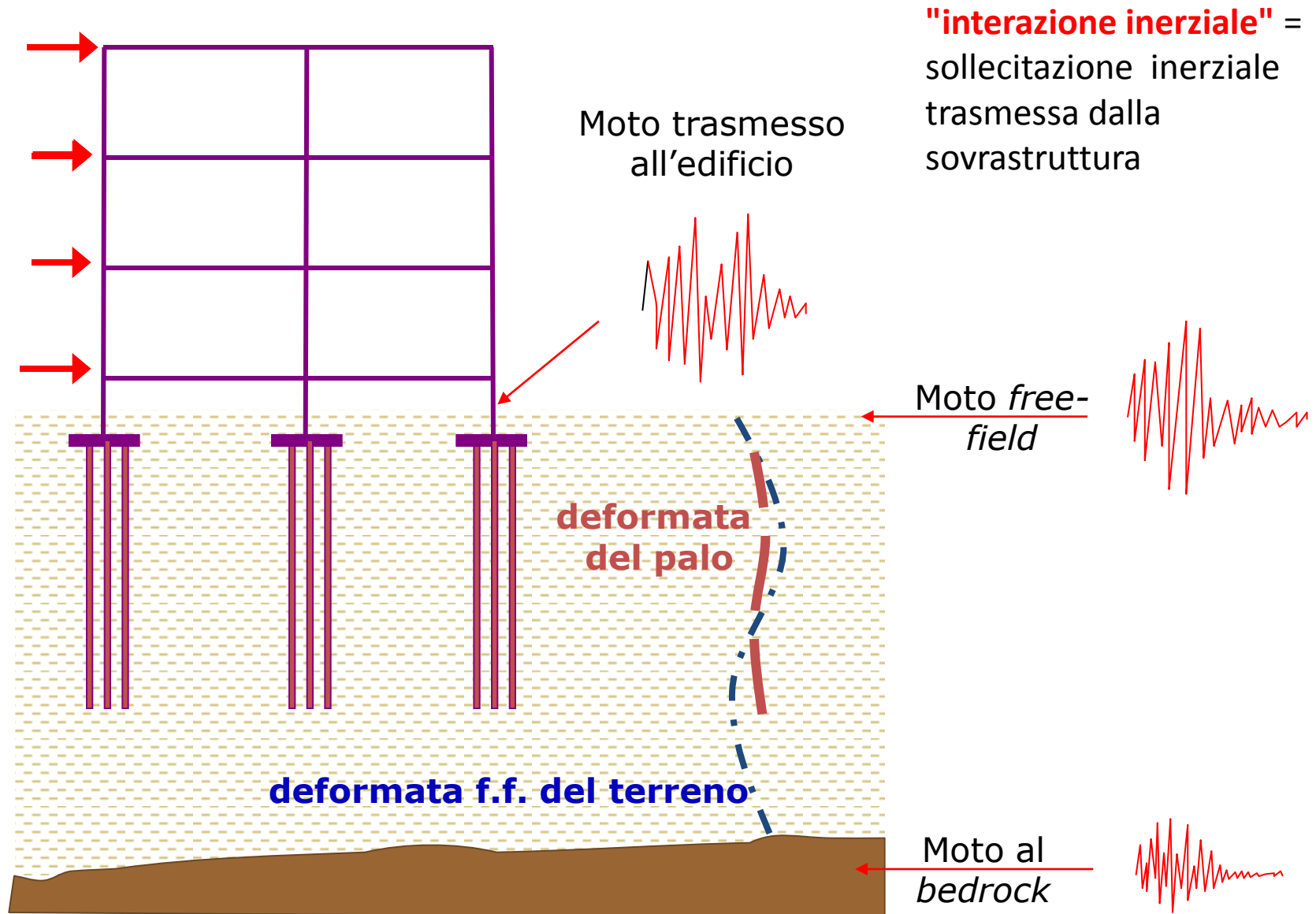
Interazione cinematica terreno-fondazione-struttura

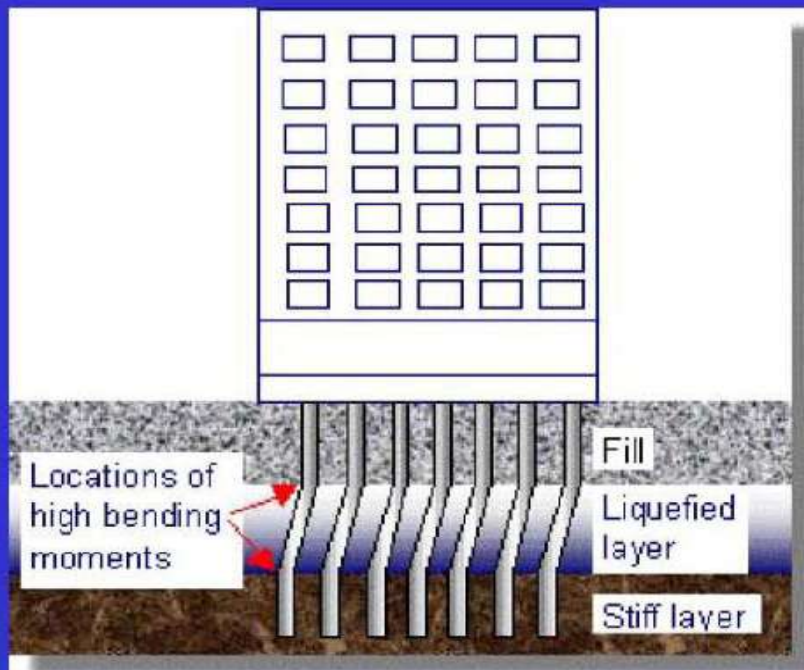
La presenza della struttura (in particolare, dei pali)
modifica l'azione sismica trasmessa all'edificio



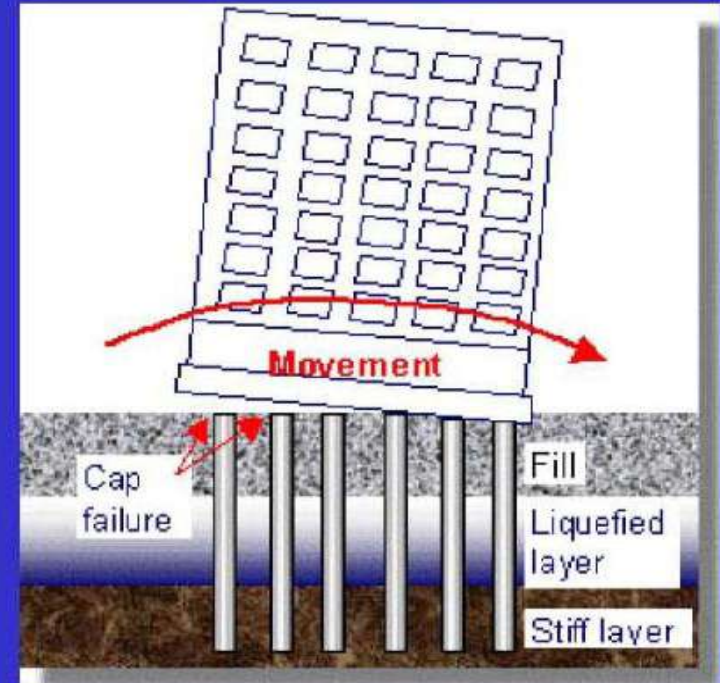
Interazione inerziale terreno-fondazione-struttura

Nella struttura si generano azioni inerziali che sollecitano le fondazioni



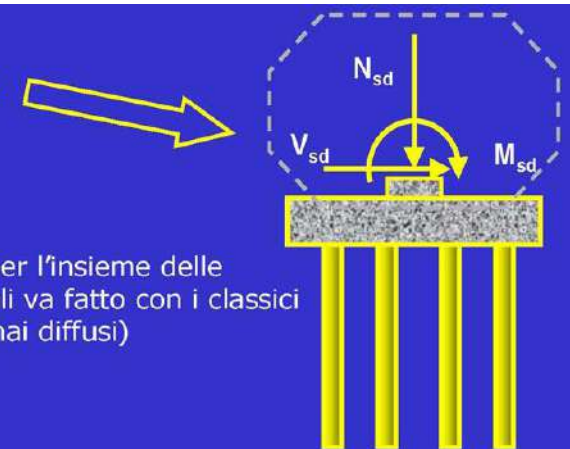


Azioni cinematiche



Azioni inerziali

Sono queste le azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla palificata

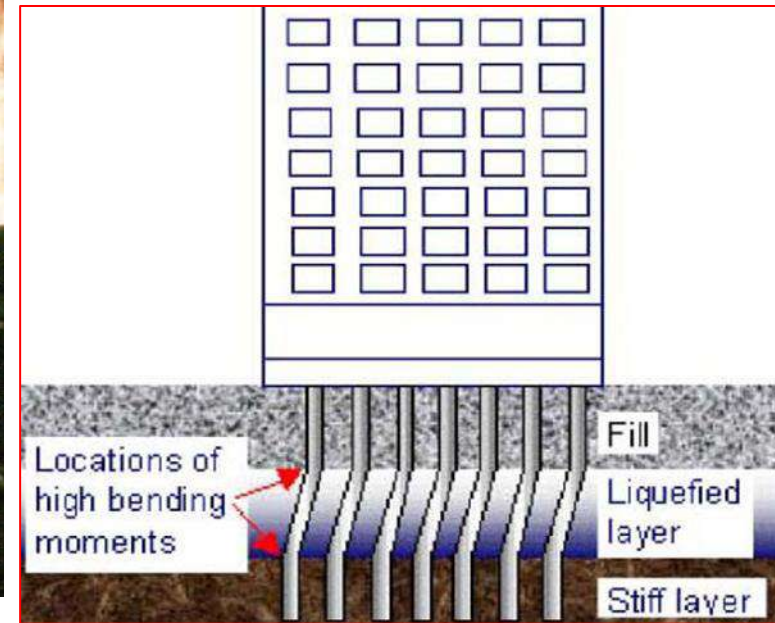


Il calcolo della palificata per l'insieme delle azioni verticali e orizzontali va fatto con i classici metodi ingegneristici (ormai diffusi)

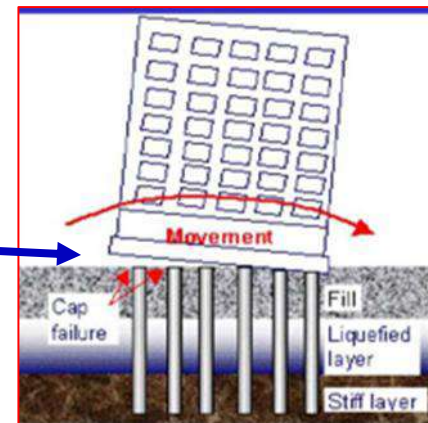


Terremoto di Niigata (1964))

INTERAZIONE CINEMATICA



EFFETTO INERZIALE



Per i pali (SLV) - Approccio 2 (A1+M1+R3)
con $\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ γ_{R3}
da Tab.6.4.II $\leftrightarrow$ per carichi assiali



Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)	$\leftrightarrow$ <u>per carichi trasversali</u> (non essendo specificato qui, il γ_{R3} da cap.6)
$\gamma_T = 1,3$	

Per le **Fondazioni miste** $\Leftarrow$ di cui al paragrafo 6.4.3, si deve fare riferimento a **Approccio 2 $\Leftarrow$ (A1+M1+R3) con $\gamma_{R3}=2.3$** (§7.11.5.3.2).

Stato Limite di Esercizio SLD

In aggiunta all’analisi della sicurezza delle fondazioni su pali rispetto agli stati limite ultimi, devono essere condotte verifiche nei confronti degli stati limite di danno. In particolare, **gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non devono alterare significativamente la resistenza strutturale della fondazione e devono essere compatibili con la funzionalità dell’opera.**

7.11.6 OPERE DI SOSTEGNO

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto.

7.11.6.2 Muri di sostegno

I sistemi di drenaggio a tergo della struttura devono essere in grado di tollerare gli spostamenti transitori e permanenti indotti dal sisma, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità.

7.11.6.2.1. Metodi di analisi

Nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLU-SLV), i valori dei **coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v** possono essere valutati mediante le espressioni :

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$



(7.11.6)

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

(7.11.7)

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

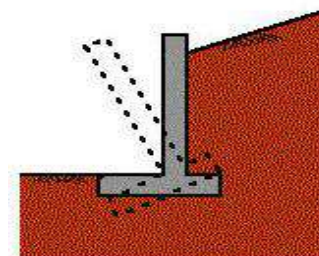
In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al paragrafo 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.



$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad \leftarrow \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è:

$$\begin{aligned} \beta_m &= 0.38 \text{ per SLV} \\ \beta_m &= 0.47 \text{ per SLD} \end{aligned}$$



Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario: $\beta_m = 1$.

I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

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.

Lo stato limite di **ribaltamento** deve essere trattato con **coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici** (7.11.1) e utilizzando **valori di β_m incrementati del 50%** rispetto a quelli prima indicati e comunque non superiori a 1.

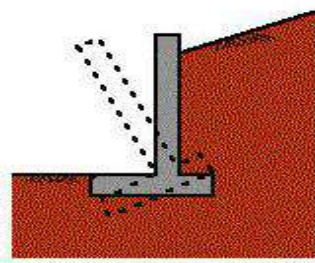
$$\gamma_A = 1 \quad \gamma_M = 1$$

$$\beta_m = 1,5 \cdot \beta_m \text{ per scorrimento, ma } \leq 1$$

verifica al ribaltamento:
applicare incremento del 50% a β_m

$$\beta_m = 0.38 \text{ per SLV}$$
$$\beta_m = 0.47 \text{ per SLD}$$

Da incrementare!



7.11.6.2.2 Verifiche di sicurezza

Per **muri** di sostegno ubicati in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al §7.11.3.5. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4, nonché le verifiche di sicurezza delle fondazioni al §7.11.5. **(A2+M2+R2) con $\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ $\gamma_R = 1.1$**

Nelle **verifiche di sicurezza** si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle **azioni** e sui **parametri** geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le **resistenze** di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III. **(SLV)**

Approccio 2 (A1+M1+R3)

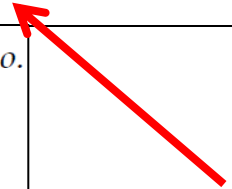
$\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ γ_R da Tab. 7.11.III

Per tutte le opere poste lungo un pendio In presenza di azioni sismiche le verifiche di stabilità si effettuano con

DA1 (A2+M2+R2) con $\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ $\gamma_R = 1.1$ (da cap.6, poiché assente nel cap.7)

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2



7.11.6.3 Paratie

7.11.6.3.1 Metodi pseudo-statici

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad [7.11.9]$$

dove

g è l'accelerazione di gravità,

k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale,

$\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e

$\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, oppure come

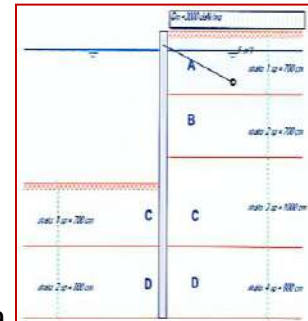
$$a_{max} = S \cdot a_g = SS \cdot ST \cdot a_g \quad [7.11.10]$$

dove

S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST), di cui al § 3.2.3.2,

ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Fig. 7.11.2.



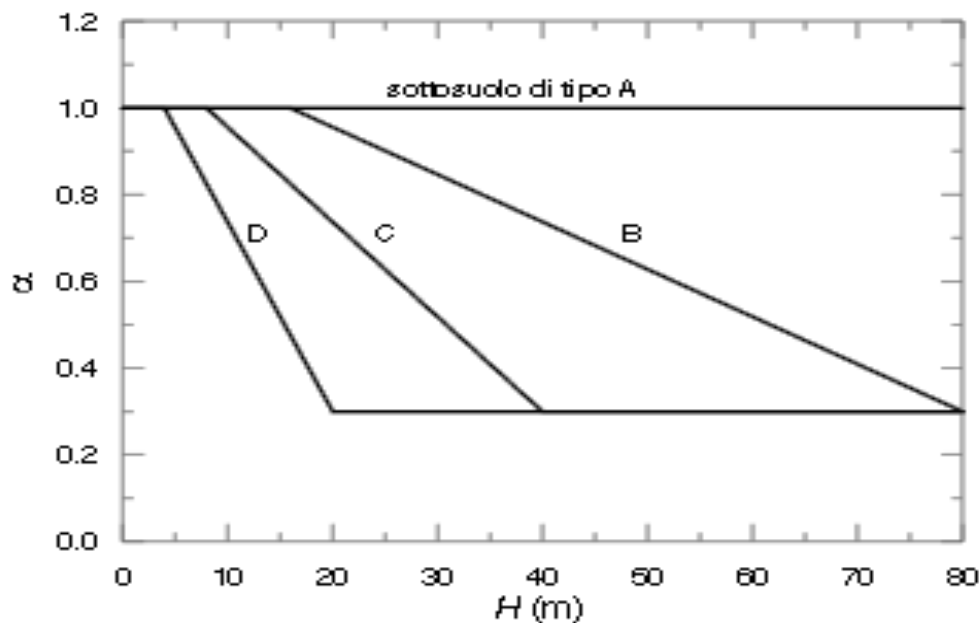


Fig. 7.11.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

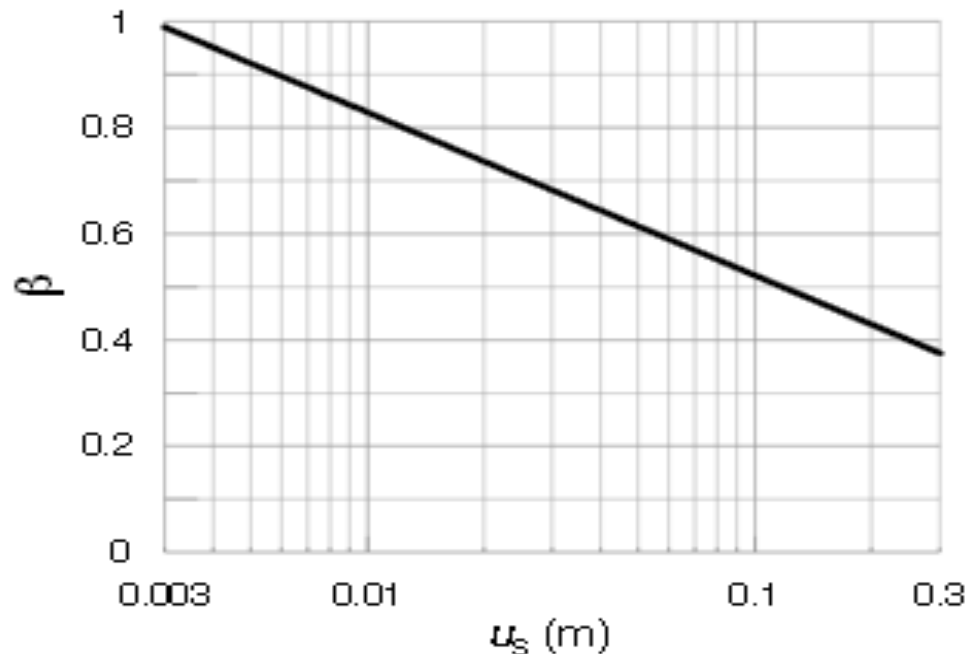


Fig. 7.11.3 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente V_s .

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Fig. 7.11.3, in funzione del massimo spostamento permanente u_s che l'opera può tollerare.

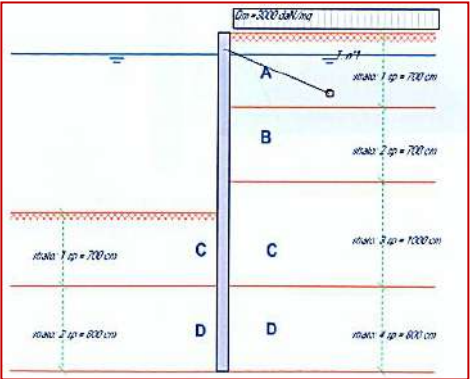
Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare: $u_s \leq 0,005H$.

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0,2$ deve assumersi $kh = 0,2 \cdot a_{max}/g$.

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

Per valori dell'angolo di resistenza al taglio tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

7.11.6.3.2 Verifiche di sicurezza



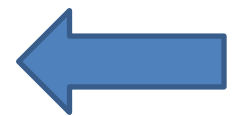
Per tutte le opere poste lungo un pendio in presenza di azioni sismiche le verifiche di stabilità si effettuano con

(A2+M2+R2) con $\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ $\gamma_R = 1.1$

Per le paratie deve essere verificata la capacità del sistema rispetto ai possibili stati limite ultimi impiegando la condizione [6.2.1] con i coefficienti di sicurezza parziali prescritti al § 7.11.1.

(SLV) - DA1 - APPROCCIO 1
- (A1+M1+R1) - (A2+M2+R1)

$\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ $\gamma_R = 1$ Quindi **(A1+M1)**



Nelle verifiche, per **azioni** s'intendono le **risultanti delle spinte a tergo della paratia** e per **resistenze** s'intendono **le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni dei sistemi di vincolo**.

7.11.6.4 SISTEMI DI VINCOLO (Tiranti di ancoraggio)

Gli elementi di contrasto sollecitati a compressione (puntoni) devono essere dimensionati in maniera che l'instabilità geometrica si produca per forze assiali maggiori di quelle che provocano il raggiungimento della resistenza a compressione del materiale di cui sono composti. In caso contrario si deve porre $\beta = 1$.

Nel caso di strutture ancorate, ai fini del posizionamento della fondazione dell'ancoraggio si deve tenere presente che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico.

Detta L_s la **lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche**, la corrispondente **lunghezza libera in condizioni sismiche** L_e può essere ottenuta mediante la relazione:

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad [7.11.12]$$

dove

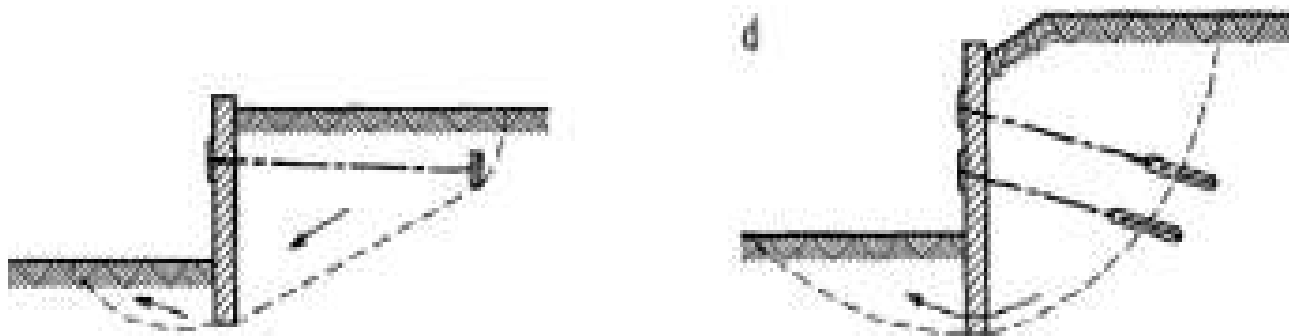
$a_{\max}$ è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Gli elementi di ancoraggio devono avere resistenza e lunghezza tali da assicurare l'equilibrio dell'opera prima, durante e dopo l'evento sismico.

Si deve inoltre accertare che il terreno sia in grado di fornire la resistenza necessaria per il funzionamento dell'ancoraggio durante il terremoto di riferimento e che sia mantenuto un margine di sicurezza adeguato nei confronti della liquefazione.

7.11.6.4.1 Verifiche di sicurezza

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli o barre di acciaio armonico, nel rispetto del criterio della progettazione in capacità, si deve verificare che la resistenza di progetto allo snervamento sia sempre maggiore del valore massimo della resistenza di progetto della fondazione dell'ancoraggio.



Modellazione geotecnica - Check list

Successione geotecnica



Parametri nominali



Parametri caratteristici (da usare sempre nelle verifiche)



Parametri di progetto (se nella combinazione del DA è presente M2 → $P_k \neq P_d$, se M1 → $P_k = P_d$)



Combinazione delle Azioni per formulare E_d sia per $E_d \leq R_d$ sia per verifiche SLE-SLD



Verifiche allo SLU – Condizioni statiche



Verifiche allo SLE – Condizioni statiche



Spettro di progetto per k_v - SLD (noti q e T_1)



Spettro di progetto per k_v - SLV (noti q e T_1) e per k_{hi} (per taglio sismico alla base e effetti inerziali)



Verifiche allo SLU – Condizioni sismiche – solo SLV



Verifiche allo SLE – Condizioni sismiche – solo SLD

Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 18



Capitolo 8.

COSTRUZIONI ESISTENTI

Modifiche introdotte dalle NTC18 rispetto alle NTC08

Edifici esistenti	8.3	E' stata riportata la definizione completa di " valutazione della sicurezza " e aggiunti i requisiti richiesti per la "valutazione della sicurezza".
		Nell'elenco dei casi in cui è necessario effettuare la valutazione della sicurezza è stato aggiunto il caso di assenza o difformità di titolo abitativo.
		Molto importante è l'elenco delle indicazioni per la valutazione della sicurezza delle opere di fondazione . In generale, queste non dovrebbero essere oggetto di verifica, se non in determinati casi in cui risultano situazioni che ne pregiudicano il comportamento sotto azione sismica (dissesti, cedimenti, rotazioni, ribaltamento, liquefazione).
		Inoltre, per le fondazioni , è stata aggiunta una specifica indicazione sui casi in cui eseguire le indagini geologiche/geotecniche .
		Per le costruzioni esistenti viene specificato che le verifiche per gli stati limite sismici elastici (SLD <u>ed</u> SLO) vanno elaborati solo per edificio in classe d'uso IV .
		Nel caso in cui sia necessario l'inserimento di nuovi elementi di fondazione , questi vanno progettati con gli stessi criteri definiti per le strutture di nuova realizzazione (cap. 6 e 7).
	8.4.1	Rispetto alle precedenti norme è stata approfondita ed integrata la descrizione di tipi e finalità degli interventi locali .
	8.4.2	Per gli interventi di miglioramento è stato fissato il valore minimo per l'indicatore di rischio da raggiungere. Per classe d'uso IV e per l'uso scolastico della classe III, il valore minimo di ζ_E è 0.60 , mentre per le rimanenti costruzioni dovrà essere almeno 0.10 .
	8.4.3	Nell'ambito degli interventi di adeguamento è stato specificato il criterio sull'incremento di carichi sulle fondazioni . Il controllo sull'incremento del 10% dovrà essere controllato sulla combinazione caratteristica $(G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots)$.
		Inoltre, viene specificato il caso in cui viene realizzata l' aggiunta di elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali. Nelle NTC 2018 viene concesso che, per interventi di adeguamento con la sola variazione di classe e/o destinazione , l'indicatore rischio ζ_E <u>sia</u> maggiore o uguale a 0.80 .
	8.5.4	Rispetto alle NTC 2008, sono introdotti i tre livelli di conoscenza (LC1, LC2, LC3).
	8.7.2	Per i materiali nuovi si applicano i valori di calcolo delle nuove costruzioni . Per le <u>demolizioni</u> di parti di aggregati edilizi va controllata l'assenza di interazioni con altri corpi adiacenti.

8. COSTRUZIONI ESISTENTI

8.2. CRITERI GENERALI

Le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono, ove applicabili, riferimento anche per le costruzioni esistenti, ad esclusione di quanto indicato al capitolo 7 in merito a limitazioni di altezza, regole generali, prescrizioni sulla geometria e sui particolari costruttivi e *fatto salvo quanto specificato nel seguito*.

Nel caso di interventi che non prevedano modifiche strutturali (impiantistici, di distribuzione degli spazi, etc.) il progettista deve valutare la loro possibile interazione con gli SLU e gli SLE della struttura o di parte di essa.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi devono tenere conto dei seguenti aspetti della costruzione:

- essa riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- in essa possono essere insiti, ma non palesi, difetti di impostazione e di realizzazione;
- essa può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le sue strutture possono presentare degrado e/o modifiche significative, rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali si dovrà considerare che sono conoscibili, con un livello di approfondimento che dipende dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini che vengono svolte, le seguenti caratteristiche:

- la geometria e i particolari costruttivi;
- le proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni;
- i carichi permanenti

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso di coefficienti legati ai "fattori di confidenza" che, nelle verifiche di sicurezza, modifichino i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza (v. §8.5.4) delle caratteristiche sopra elencate

8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- **l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;**
- **l'uso debba essere modificato** (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- **sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.**

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- **riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa** della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;

- **provati gravi errori di progetto o di costruzione;**
- **cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;**
- **esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;**
- **ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4 .**

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo sugli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.

La valutazione della sicurezza deve inoltre effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento di cui al § 8.4; in particolare il progettista dovrà esplicitare in un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto capacità domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso.

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione deve essere eseguita solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- **nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si sono prodotti nel passato;**
- **siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto di:**

condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;

–**siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione** dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.



La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (**SLV**) o, in alternativa, alla condizione di collasso (**SLC**), secondo quanto specificato al § 7.3.6 .

Nelle verifiche **rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E** *tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione*; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso sui carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi sull'uso e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

ζ_E = azione sismica max sopportabile/azione sismica massima di nuova struttura

La restrizione sull'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'iesima porzione, è quantificata attraverso il rapporto $\zeta_{v,i}$ tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

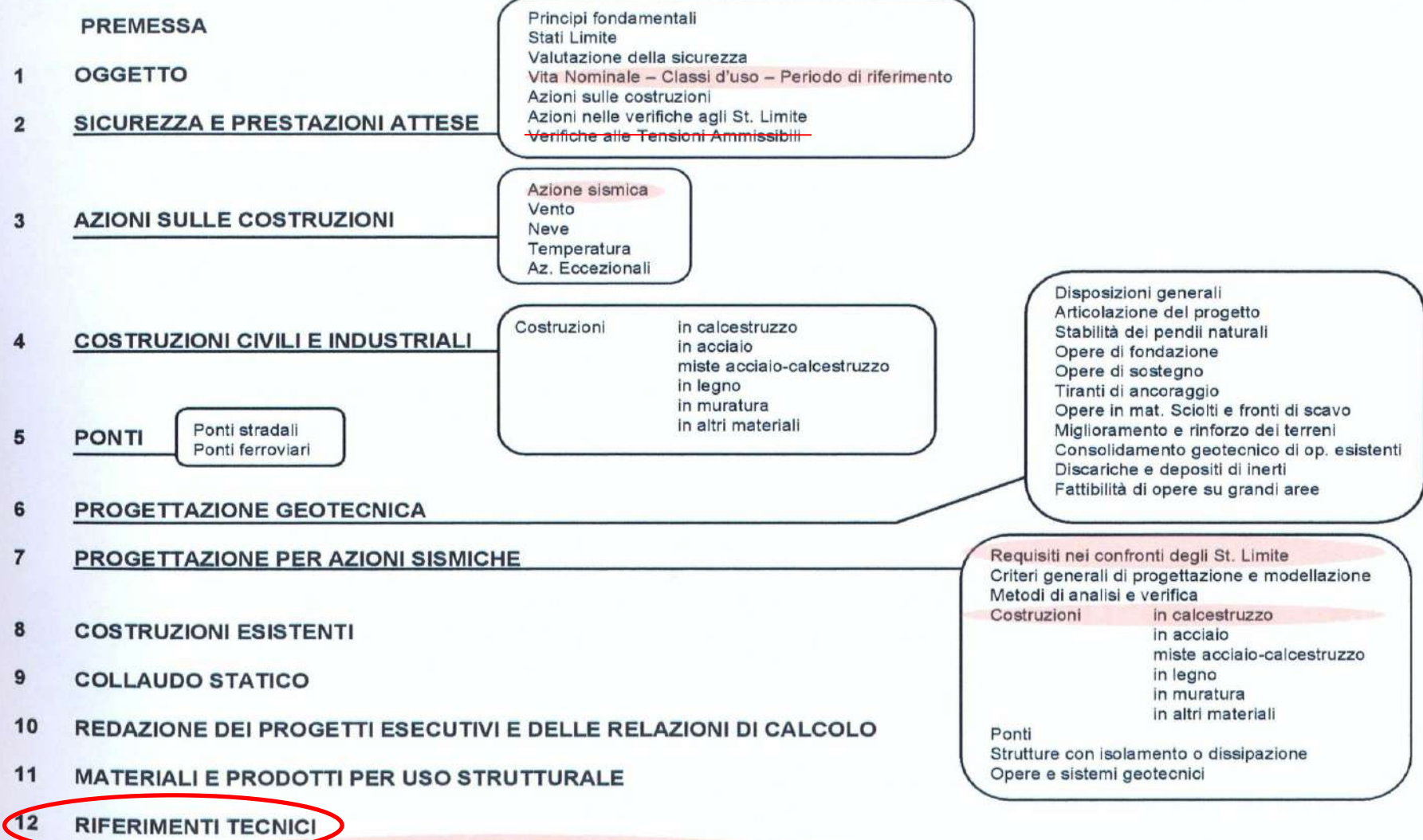
Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- **interventi di riparazione o locali**: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- **interventi di miglioramento**: interventi atti ad aumentare la sicurezza struttura le preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- **interventi di adeguamento**: interventi atti ad aumentare la sicurezza struttura le preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.4.3.

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico. Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista, attraverso una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime, così come richiesto per le nuove costruzioni. dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7. Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 18



Per quanto non diversamente specificato nella presente norma, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o desumibili dalle presenti norme;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove su materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss.mm. ii.;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

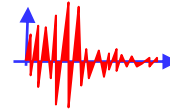
Per quanto non trattato nella presente norma o nei documenti di comprovata validità sopra elencati, possono essere utilizzati anche altri codici internazionali; è responsabilità del progettista garantire espressamente livelli di sicurezza coerenti con quelli delle presenti Norme tecniche. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per il tramite del Servizio Tecnico Centrale, predispone e pubblica, sentiti il Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.) e l'Ente Italiano di Normazione (UNI), l'elenco dei documenti che costituiscono riferimento tecnico per le Norme tecniche per le costruzioni ai sensi del presente capitolo. Con analoga procedura sono anche predisposti e pubblicati gli aggiornamenti periodici a tale elenco, nonché gli aggiornamenti degli elenchi delle specifiche tecniche volontarie UNI, EN ed ISO richiamate nella presente norma.

QUADRO SINOTTICO OPERE-APPROCCI

Condizioni statiche e sismiche

NTC 2018

REGOLA GENERALE



In condizioni sismiche

-non si amplificano le azioni

$$\gamma_A = 1.0$$

-non si riducono i parametri caratteristici

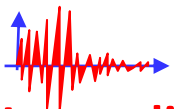
$$\gamma_M = 1.0$$

Pendii naturali ⇐

Nessun Approccio - Utilizzo dei Metodi di verifica classici

In condizioni statiche

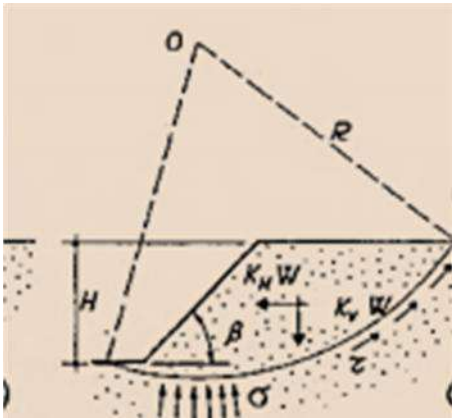
Utilizzo di parametri caratteristici. F_s stabilito dal geotecnico.



In condizioni sismiche (SLV) – Metodo pseudostatico (uno dei tre metodi previsti)

Utilizzo di parametri caratteristici

$F_h = k_h.W$ con $k_h = \beta_s \cdot a_{max}$ $F_v = \pm 0.5 F_h$



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

Valore del fattore di sicurezza F_s stabilito dal geotecnico

Fronti di scavo, Rilevati, etc ←

DA1-C2 (A2+M2+R2)

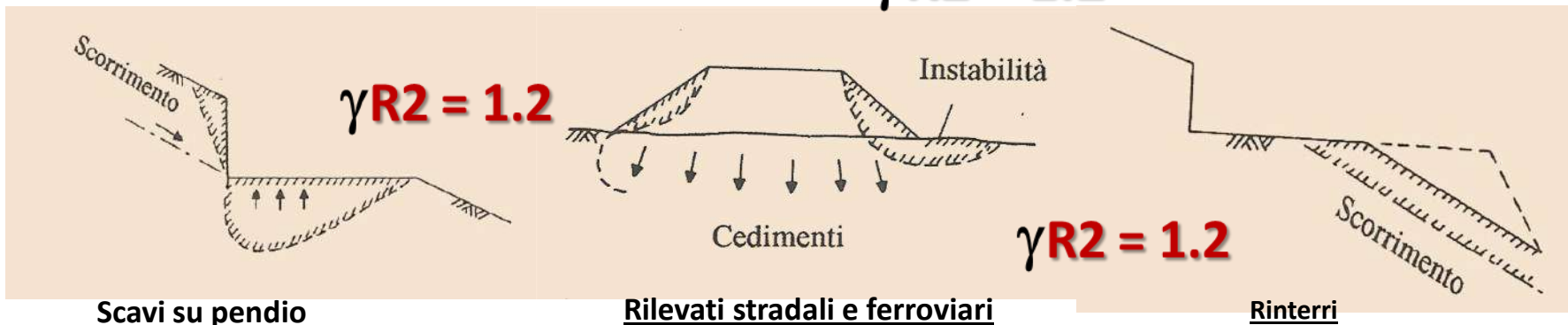
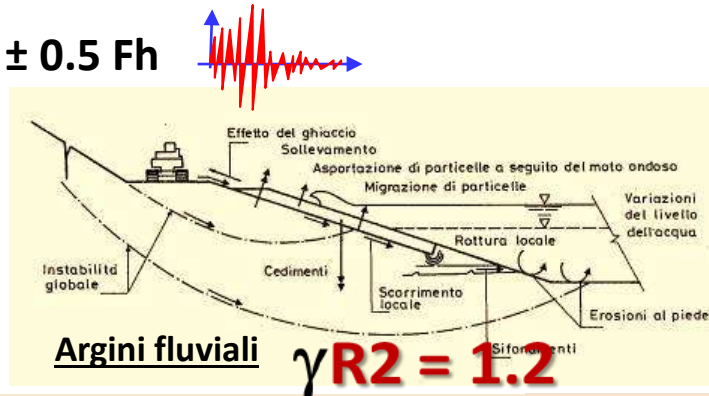
→ Condizioni statiche con $\gamma_{R2} = 1.1$

→ Con sisma $\gamma_{A2} = 1$, $\gamma_{M2} = 1$ (param.caratteristici = p.di progetto $X_k = x_d$), **$\gamma_{R2} = 1.2$** Unico caso

$$F_h = k_h \cdot W \quad \text{con } k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad F_v = \pm 0.5 F_h$$

$\beta_s = 0.38$ per SLV

$\beta_s = 0.47$ per SLD



Opere disposte lungo un pendio (per tutte le opere in condizioni simiche $\gamma_{R2} = 1.1$ ad eccezione di fronti di scavo, rilevati, argini = 1,2)

Fondazioni superficiali ←

→ Condizioni statiche -Per tutte le verifiche, tranne quelle di stabilità globale :

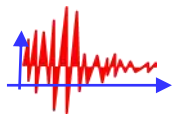
APPROCCIO 2 : DA2. C (A1+M1+R3) combinazione unica

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

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

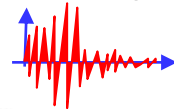
Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

→ con sisma $\gamma_A = 1$, $\gamma_{M1} = 1$ ($x_k = x_d$ parametri caratteristici= p. di progetto). 

Si devono ridurre i coefficienti di portanza , $\gamma_{R3} = 2.3$ se azioni inerziali non considerate;
ma con azioni inerziali considerate nel calcolo del carico limite $\gamma_{R3} = 1.8$

-Per verifiche di stabilità globale (SLV)

→ Condizioni statiche **APPROCCIO1 : DA1-C2 (A2+M2+R2)** con $\gamma_{R2} = 1.1$

→ con sisma $\gamma_A = 1$, $\gamma_{M2} = 1$ ($x_k = x_d$), $\gamma_{R2} = 1.1$ 

$kh = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito

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

Fondazioni su pali ⇐

Condizioni statiche-Per tutte le verifiche, tranne quelle di stabilità globale:

APPROCCIO 2 : DA2 . C (A1+M1+R3) o combinazione unica

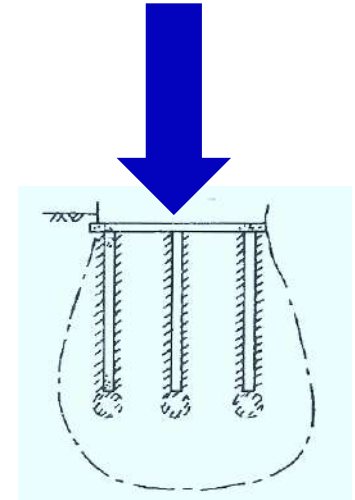
R3 tabellato

Per carico assiale :

Tab. 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

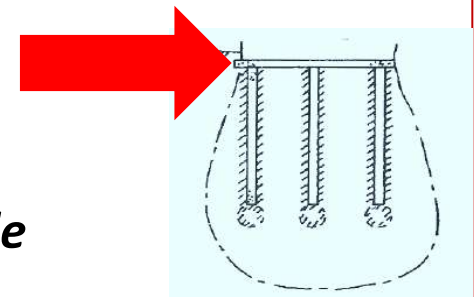
(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.



Per carico trasversale (R3 = 1.3)

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$



In campo sismico aggiungere interazione cinematica/inerziale

-Per verifiche di stabilità globale :

→ Condizioni statiche **APPROCCIO 1 : DA1.C2, (A2+M2+R2) $\gamma_{R2} = 1.1$**

→ con sisma **DA1.C2 $\gamma_A = 1$, $\gamma_{M2} = 1$ ($x_k = x_d$), $\gamma_{R2} = 1.1$** 

Muri di sostegno ←

→ Condizioni statiche

Ad eccezione delle verifiche di stabilità globale che si effettuano con il DA1 C2

(A2+M2+R2)

Le restanti verifiche devono essere effettuate secondo il DA2:

Approccio 2 Combinazione unica (A1+M1+R3)

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

→ con sisma 

nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLU-SLV), i valori dei **coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v** possono essere valutati mediante le espressioni :

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è:

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

$\beta_m = 0.38$ per SLV

$\beta_m = 0.47$ per SLD

Nelle verifiche di sicurezza si pongono **pari all'unità** i **coefficienti** parziali sulle **azioni** e sui **parametri geotecnici** (§ 7.11.1) e si impiegano le **resistenze** di progetto con i coefficienti parziali γ_R già indicati nella tabella 7.11.III.

APPROCCIO 2: (A1+M1+R3) $\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ $\gamma_R = \text{Tab. 7.11.III}$

Per tutte le opere poste lungo un pendio in presenza di azioni sismiche le verifiche di stabilità si effettuano con

(A2+M2+R2) con $\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1$ $\gamma_R = 1.1$

Eccetto i fronti di scavo, rilevati argini $\gamma_R = 1.2$

PARATIE ←

→ Condizioni statiche - La **verifica di stabilità globale** dell'insieme terreno-opera 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 e 6.8.I.

con **R2 = 1.1**

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti appartenenti all'**Approccio 1** :

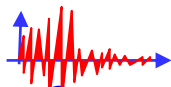
- **Combinazione 1: (A1+M1+R1)**

- **Combinazione 2: (A2+M2+R1)** con **R1 = 1.0** ←

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Per le paratie in campo statico non è previsto l'utilizzo dell'Approccio 2.

→ Con sisma



$$ah = kh \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot amax \quad (7.11.9)$$

deve essere verificata la capacità del sistema rispetto ai possibili stati limite ultimi impiegando la condizione [6.2.1] con i coefficienti di sicurezza parziali seguenti (§ 7.11.1) :

$$(SLV) \quad (A1+M1+R1) \quad \gamma_A = 1 \quad \gamma_M = 1 \quad \gamma_R = 1$$

quindi (A1+M1)

Per tutte le opere poste lungo un pendio in presenza di azioni sismiche le verifiche di stabilità si effettuano con

$$(A2+M2+R2) \quad \text{con} \quad \gamma_A = 1 \quad \gamma_M = 1 \quad \gamma_R = 1.1$$

→ Condizioni statiche SOLO APPROCCIO 2

La **verifica** di tale condizione può essere effettuata con riferimento

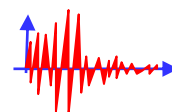
all'**APPROCCIO 2 Combinazione 1** o unica **(A1+M1+R3)**,

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

con **R3 = 1.1 tiranti temporanei**

R3 = 1.2 " **permanenti**

→ con sisma SOLO APPROCCIO 2



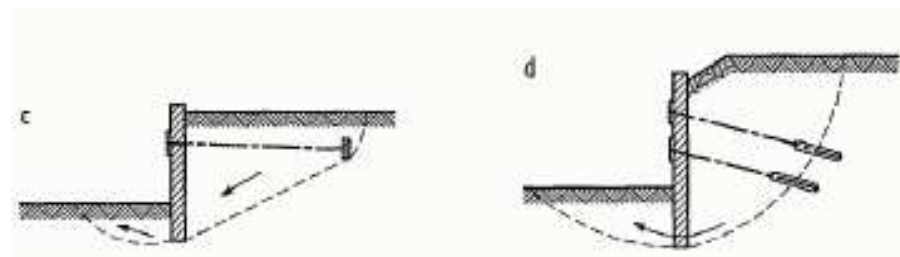
Per i sistemi di vincolo devono essere verificate le condizioni di sicurezza. In particolare, per i tiranti di ancoraggio devono essere rispettati i criteri di verifica già indicati al § 6.6 con le prescrizioni riportate al § 7.11.1.

$$(A1+M1+R3) \gamma_A = 1 \quad \gamma_M = 1$$

con **R3 = 1.1 tiranti temporanei**

R3 = 1.2 " **permanenti**

Detta **L_s** la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente



lunghezza libera in condizioni sismiche **L_e**
può essere ottenuta mediante la relazione
7.11.12

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right) \quad [7.11.12]$$

NTC 2018

khk=kh

[illegible]

γ_{M2} in condizioni statiche è $\neq 1.0$ per tutti i casi

In condizioni sismiche
 $\gamma_A = 1$ $\gamma_M = 1.0$

Resistenza	Simbolo	Pali iniziali	Pali trivellati	Pali ad elica centrica
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,25	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale σ	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_s(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_s(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_s(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Problema geotecnico

NTC 2018

Solo parametri caratteristici.

Con sisma F_h e F_v K_{hk} , k_{vk} e β_s

	Categoria di sismosuolo	
	A	B, C, D, E
	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



(A2+M2+R2) $\gamma_{R2} = 1.1$ Cond. statiche
Cond. sismiche

$-\beta_s = 0.38$ per SLV

$\beta_s = 0.47$ per SLD

$\gamma_{A2} = 1$ $\gamma_{M2} = 1.0$ $\gamma_{R2} = 1.2$



(A2+M2+R2) $\gamma_{R2} = 1.1$ Cond. Stat.
Cond. Sismiche

$\beta_s = 0.38$ per SLV

$\beta_s = 0.47$ per SLD

$\gamma_{A2} = 1.0$ $\gamma_{M2} = 1.0$ $\gamma_{R2} = 1.1$



DA2 (A1+M1+R3) $\gamma_R = 2.3$; se 2.3
o 1.8 az. Inerz.; K_{hk} e β_s come pendii nat.



DA2 (A1+M1+R3); come fond. superf.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

(A1+M1+R3) γ_{A1} e $\gamma_{M1} = 1.0$ $\gamma_{R3} = 2.3$

DA2 (A1+M1+R3) se in Cond. sismiche

$\beta_m = 0.38$ per SLV

$\beta_m = 0.47$ per SLD

DA1: - Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

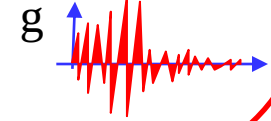
con $R1 = 1.0$

$\rightarrow$ **con sisma** $a_h = k_h \cdot g \cdot \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$



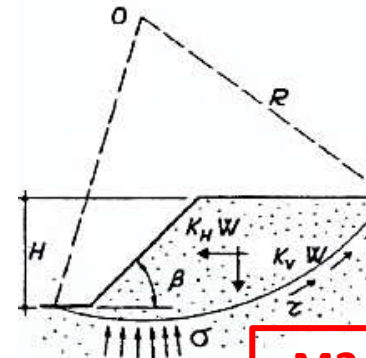
$$F_h = W k_h k$$

$$k_h k = \beta_s a_{max}$$



$$k_h k = k_h$$

$$K_v = 0,5 k_h$$



γ_{M2} in condizioni statiche è $\neq 1.0$ per tutti i casi;
In condizioni sismiche è sempre = 1



433

Miste

Opere di sostegno

Paratie

Tiranti di ancoraggio

DA2 (A1+M1+R3)

con $R3 = 1.1$ tiranti temporanei

$R3 = 1.2$ " permanenti

lunghezza libera in condizioni sismiche L_e

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{\alpha} \right)$$

CONTATTI :

Eros Aiello

CGT Centro di GeoTecnologie

GEOTECNICA – GEOINGEGNERIA - PROGETTAZIONE GEOLOGICA

Via Vetri Vecchi, 34 – 52027 – San Giovanni Valdarno (AR)

eros.aiello@unisi.it

Tel. 800961930

+39 0554650088 fax. +39 055 9119439

<http://www.geotecnologie.unisi.it>



UNIVERSITÀ
DI SIENA
1240

