ORDINE DEI GEOLOGI DEL LAZIO

Corso di Aggiornamento Professionale

15 ottobre **2010**

EUR Roma

Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)

Teoria ed applicazioni nella progettazione geologica e geotecnica

Parte Seconda: Applicazioni pratiche

Prof. Eros Aiello

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SIENA

CGT Centro di GeoTecnologie

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

aiello6@unisi.it

La geotecnica nelle NTC

3. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

3.2 Azione sismica

3.2.2 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

3.2.3 Valutazione dell'azione sismica

D.M. 11.03.1988
+
EC7

OPCM 3274 - § 3.2
EC8 - Parte 1

EC8 - Parte 5
OPCM 3274 – All. 4

7. PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

7.11 Opere e sistemi geotecnici

7.11.2 Caratterizzazione geotecnica ai fini sismici

7.11.3 Risposta sismica e stabilità del sito

7.11.4 Fronti di scavo e rilevati

7.11.5 Fondazioni

7.11.6 Opere di sostegno

6. PROGETTAZIONE GEOTECNICA

6.1 Disposizioni generali

6.2 Articolazione del progetto

6.3 Stabilità dei pendii naturali

6.4 Opere di fondazione

6.5 Opere di sostegno

6.6 Tiranti d'ancoraggio

6.7 Opere in sotterraneo

6.8 Opere di materiali sciolti e fronti di scavo

6.9 Miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce

6.10 Consolidamento geotecnico di opere esistenti

6.11 Discariche controllate e depositi di inerti

6.12 Fattibilità di opere su grandi aree

Aspetti innovativi di EC7 (EN 1997-1) recepiti dalle NTC

- Definizione 'affidabilistica' di sicurezza e prestazioni
- Stati Limite differenziati (SLU / SLE)
- Molteplici approcci progettuali (DA 1.2.3.in EC7) associati agli SLU (DA1.C1- DA1.C2/DA2.C in NTC)
- Classificazione SLU (EQU, STR, GEO, HYD, UPL)
- Coefficienti parziali = f(azioni, parametri, stati limite, etc.)
- Parametri geotecnici caratteristici / di progetto
- Affidabilità analisi → crescente con l'estensione delle indagini

⇓

Nessuno di questi concetti è contenuto o quantificato nell'ambito della Normativa precedente (D.M. 11.03.1988 e s.m.i.)

Aspetti di EC7 (EN 1997-1) non recepiti dalle NTC

- Attività conoscitive delle caratteristiche geologiche dei siti di interesse

Aspetti innovativi delle NTC sulla progettazione sismica

- Azioni sismiche

  - coefficienti sulle azioni $\gamma_{F=1}$, coefficienti di combinazione ψ_2 ridotti

  - azioni di riferimento differenziate per verifiche SLU(SLV) e SLE (SLD)

  - accelerazioni massime attese in termini probabilistici → analisi pseudostatiche

  - accelerogrammi registrati (§3.2.3.6: non artificiali) → analisi dinamiche

  - spettri di risposta di sito significativi solo per il calcolo delle azioni inerziali sulle strutture in elevazione → trasmissione in fondazione

- Metodi di analisi

  - SLU e coefficienti parziali su parametri e resistenze identici a quelli della analisi statiche

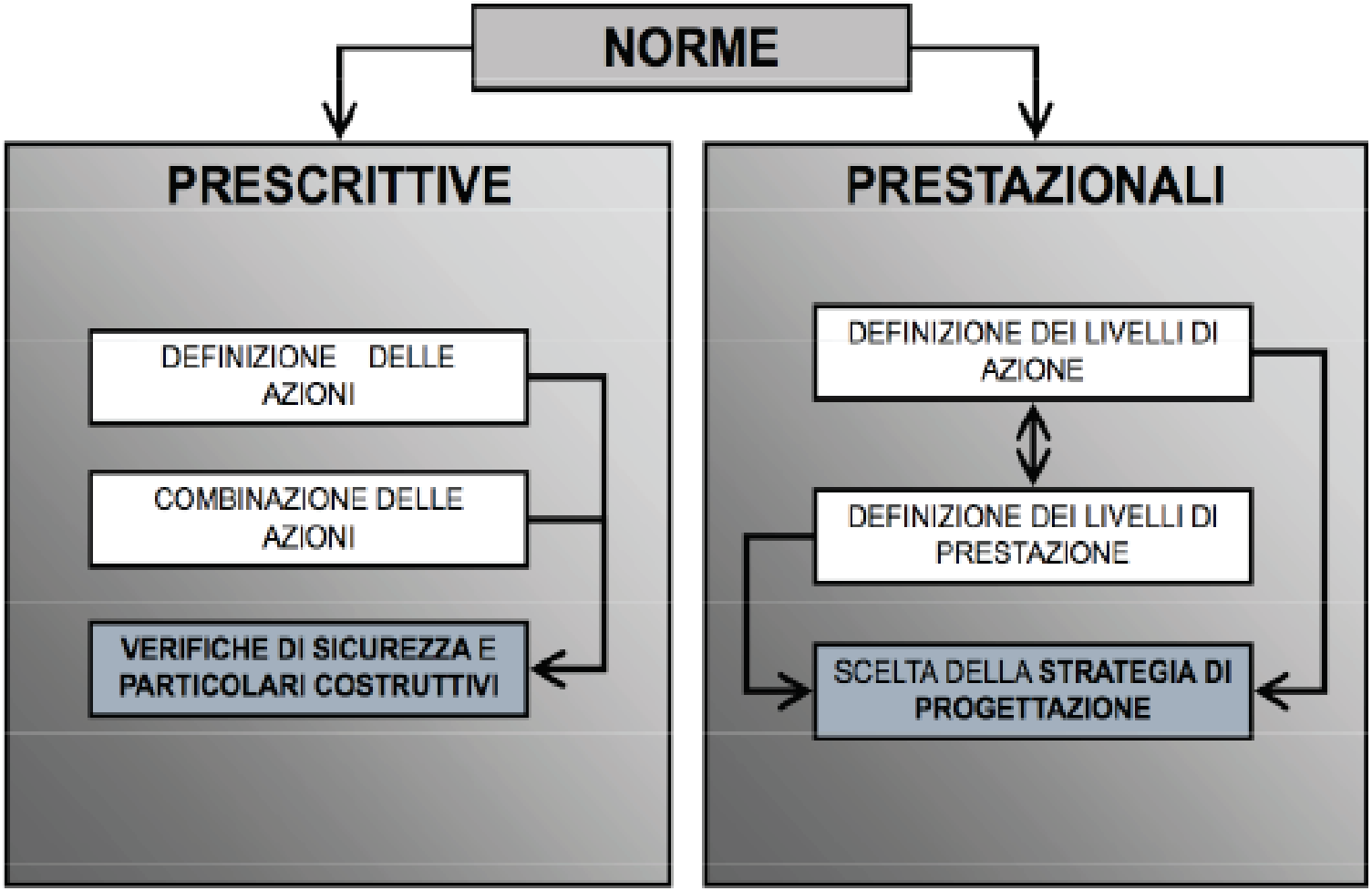
  - introduzione dei concetti di interazione 'cinematica' ed 'inerziale' nel progetto delle fondazioni

  - per gli altri sistemi geotecnici, adozione dei metodi pseudostatici tradizionali con coefficienti riduttivi (α, β) in grado di tener conto di duttilità e deformabilità

  - apertura ad analisi dinamiche scegliendo preventivamente gli input sismici rappresentativi ed in presenza di caratterizzazione geotecnica adeguata

Le NTC 2008 sono davvero norme prestazionali?

Filosofia dei codici



Ripreso da G. Monti, 2009

Livelli di prestazione

SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

→• La **verifica della sicurezza** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)** di resistenza si ottiene con il ***"Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali"*** di sicurezza tramite l'equazione

$$\boxed{Ed \leq Rd}$$

→•La **verifica della sicurezza** nei confronti degli **stati limite di esercizio (SLE)** , per quanto di nostra competenza (cedimenti e spostamenti), si ottiene da

$$\boxed{Ed \leq Cd}$$

Ed è il **valore di progetto** dell'effetto delle azioni (il cedimento da noi calcolato) e
Cd è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.
Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

1)Tipi di costruzione

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

2) Vita Nominale V_N → numero di anni di uso della struttura

S I S M A

3)Classi d'Uso in presenza di azioni sismiche → IV classi

I II III IV

4) Coefficiente d'uso Cu (0,7 – 1,0 – 1,5 – 2,0)

5)Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N * C_U$

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

Tutte le nostre verifiche vanno effettuate con il metodo agli STATI LIMITE, in condizioni statiche ed in condizioni dinamiche, con le più gravose condizioni di carico, valutando gli effetti delle combinazioni delle azioni.

In situazioni di pericolosità sismica molto bassa (zona 4) sono ammessi, come detto, metodi di progetto-verifica semplificati. In tal senso, per le opere realizzate in siti ricadenti in zona 4 e qualora siano rispettate le ulteriori condizioni appresso elencate, le NTC consentono l'utilizzo dei due diversi metodi semplificati di verifica nel seguito illustrati:

Metodo 1 - Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e di classe d'uso I e II, le verifiche di sicurezza possono essere condotte alle **tensioni ammissibili**, secondo quanto specificato nella pagina precedente e al punto 2.7 delle NTC (v. Parte prima : Teoria).

(**Circolare n. 617 del 2.02.2009,** Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 – Suppl. Ordinario n. 27 : "**Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14 gennaio 2008").**

Metodo 2 - Per tutti i tipi di costruzione e le classi d'uso (**sempre in Zona 4**)**, le verifiche di sicurezza nei confronti** dello **SLV** possono essere condotte per una forza di progetto calcolata assumendo uno **spettro di progetto** costante e pari a **0,07g,** ed ammettendo implicitamente un possibile danneggiamento delle strutture, corrispondente ad un fattore di struttura di valore comunque non superiore a q = 2,15.

Il **Metodo 2** consente la progettazione della costruzione sotto l'azione sismica di cui si è detto nei modi indicati nei Cap. 4, 5, 6 delle NTC a condizione che soddisfi i tre requisiti seguenti:

- ai fini della ripartizione delle sollecitazioni sismiche tra gli elementi strutturali resistenti, gli orizzontamenti debbono essere assimilabili a diaframmi rigidi (1), ossia ad elementi infinitamente rigidi nel loro piano; maggiori indicazioni al riguardo sono riportate nel § **C7.2.6.**
- i particolari costruttivi sono quelli relativi alla classe di duttilità bassa "CDB" quale definita nel § 3.2.1 delle NTC, ossia le azioni sismiche convenzionali sono determinate ammettendo solo un danneggiamento limitato delle strutture.
- per le verifiche agli stati limite si utilizza la combinazione delle azioni definita al § 3.2.4 delle NTC.

Per le costruzioni semplici in muratura, sono previste regole di progetto semplificate che non prevedono verifiche di sicurezza dettagliate, secondo quanto specificato in § **7.8.1.9**

Azioni sulle costruzioni **Essenziale**

AZIONE è qualunque causa o insieme di cause che induce *stati limite* in una struttura.

Si esplica in modo :

-diretto (Forze concentrate, carichi distribuiti)
-indiretto (variazioni di umidità e T°, ritiro, cedimenti di vincolo, spostamenti)
-degrado endogeno ed esogeno (rispettivamente, alterazione naturale e agenti esterni)

La risposta strutturale è:

-statica (non provoca accelerazioni significative della struttura o di sue parti)
-pseudostatica (azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente)
-dinamica (provoca accelerazioni significative della struttura o di sue parti).

Variazione della loro intensità nel tempo :

G – permanenti agiscono durante tutta la vita nominale V_N della costruzione in modo costante. **G1** (peso proprio degli elementi strutturali, del terreno, forze indotte dal terreno, pressione dell'acqua se costante nel tempo)

G2 (peso proprio di tutti gli elementi non strutturali; spostamenti e deformazioni imposti di previsione progettuale)

P pretensione e precompressione; ritiro e viscosità;spostamenti differenziali

Q - variabili hanno valori istantanei diversi fra loro nel tempo : di lunga durata o di breve durata rispetto alla V_N .

Q_{k1} azione variabile principale; Q_{k2} , Q_{k3} azioni variabili che possono agire contemporaneamente alla principale. Le Q_{kj} vengono combinate con i ***coefficienti di combinazione*** $\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$ deducibili dalla tabella 2.5,NTC.

A - eccezionali incendi, esplosioni, urti ed impatti

E - sismiche

CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Si definisce **valore caratteristico Qk di un'azione variabile** **il valore corrispondente ad un frattile pari al 95 % della popolazione dei massimi**, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, **i termini Qkj rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Qk1 azione variabile dominante e Qk2, Qk3, … azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.** **Le azioni variabili Qkj vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j}, ψ_{1j} e ψ_{2j}**, i cui valori sono forniti nella Tab. 2.5.I (NTC) per edifici civili e industriali correnti.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- **valore quasi permanente $\psi_{2j}\times Q_{kj}$**: la media della distribuzione temporale dell'intensità;

-**valore frequente $\psi_{1j}\times Q_{kj}$**: il valore corrispondente al frattile 95 % della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;

-- **valore raro (o di combinazione) $\psi_{0j}\times Q_{kj}$**: il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

– ***Combinazione eccezionale***, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6):

$G1 + G2 + P + Ad + \psi 21 \times Qk1 + \psi 22 \times Qk2 + \ldots$ (2.5.6)

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Qkj che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza gGi e gQj sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

Valori dei coefficienti di combinazione (**Tabella 2.5. , NTC)**

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

COMBINAZIONI DELLE AZIONI IN FUNZIONE DEL TIPO DI CALCOLO

stati limite ultimi (SLU): ***Combinazione fondamentale statica***

$\gamma G1 \times G1 + \gamma G2 \times G2 + \gamma P \times P + \gamma Q1 \times Qk1 + \gamma Q2 \times \psi 02 \times Qk2 + \gamma Q3 \times \psi 03 \times Qk3 + \ldots \longrightarrow = Ed$

(per qlim statica; confronto nella disequazione tra Ed e Rd)

stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

-verifiche alle tensioni ammissibili : ***Combinazione caratteristica***

$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \times Qk2 + \psi 03 \times Qk3 + \ldots$ **qamm**

stati limite di esercizio statici (SLE) reversibili

(cedimenti immediati): ***Combinazione frequente***

$G1 + G2 + P + \psi 11 \times Qk1 + \psi 22 \times Qk2 + \psi 23 \times Qk3 + \ldots$ **Si**

stati limite di esercizio statici(SLE)

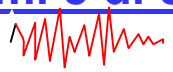
(cedimenti a lungo termine) ***Combinazione quasi permanente***

$G1 + G2 + P + \psi 21 \times Qk1 + \psi 22 \times Qk2 + \psi 23 \times Qk3 + \ldots$ **Sc**

stati limite ultimi (qlim sismica) ***SLV*** ***Combinazione sismica***

e di esercizio (cedimenti sismici) ***SLD***

$E + G1 + G2 + P + \psi 21 \times Qk1 + \psi 22 \times Qk2 + \ldots$

Nell'ultima combinazione **stati limite ultimi e di esercizio** della pagina precedente →**Combinazione sismica**  .

E + G1 + G2 + P + ψ21×Qk1 + ψ22×Qk2 + …

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

-G_1, G_2 il valore caratteristico delle azioni permanenti

–**ψ_{2j}×Q_{kj} …** il valore caratteristico delle azioni variabili o accidentali.

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

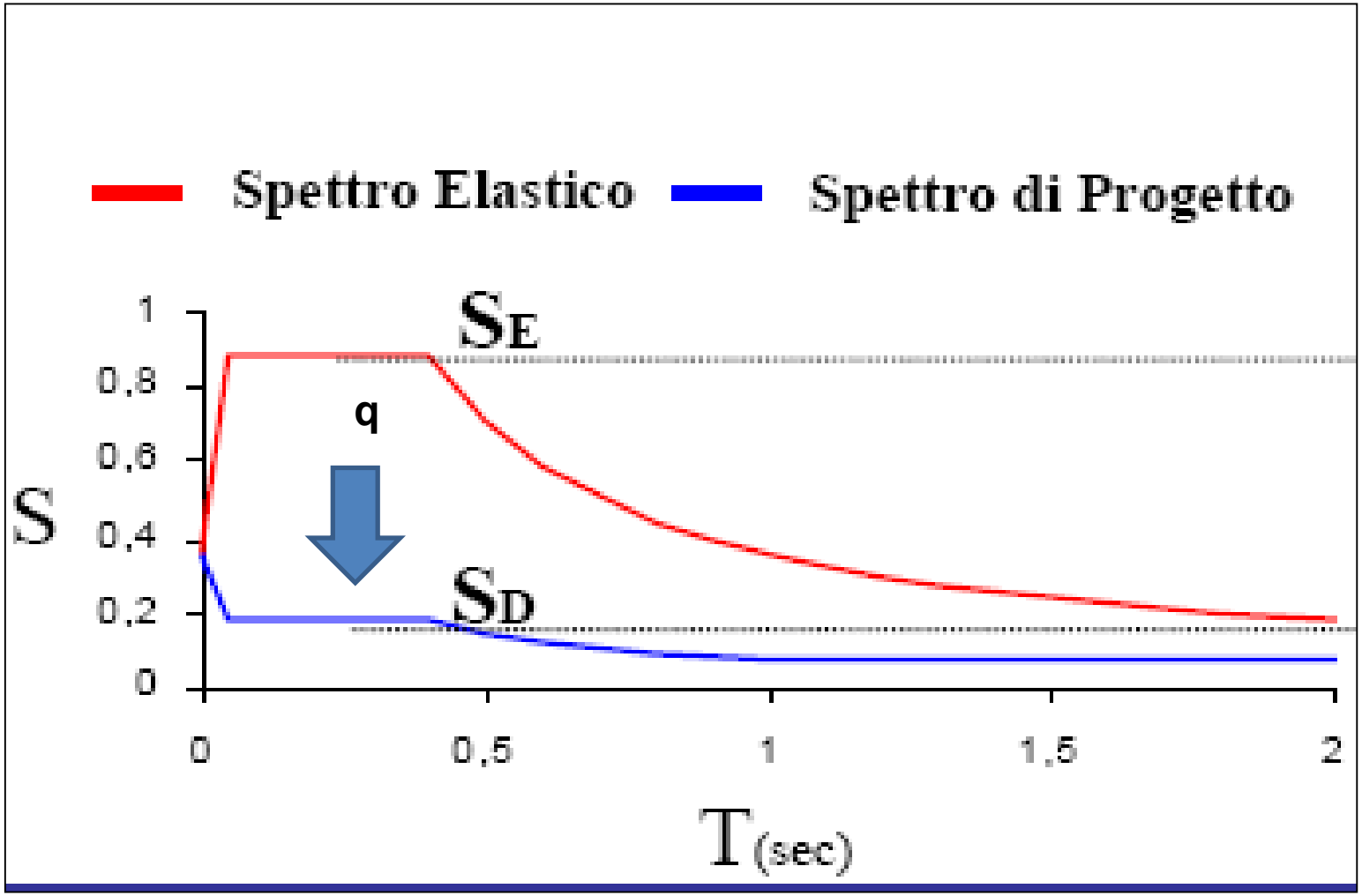
E = (G_1+G_2+ ψ_{2j}*Q_{kj}) * kv (kN)

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

Ed = (G_1+G_2+ ψ_{2j}*Q_{kj}) + E

Ed = (G_1+G_2+ ψ_{2j}*Q_{kj}) + [(G_1+G_2+ ψ_{2j}*Q_{kj}) * kv]

*** Per il livello prestazionale SLD, spettro elastico e di progetto coincidono**


Spettro Elastico
Spettro di Progetto
S
1
0,8
0,6
0,4
0,2
0
0
0,5
1
1,5
2
T (sec)
SE
SD
q

AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche agli ***stati limite ultimi*** si distinguono:

-EQU- stato limite di equilibrio ; considera la struttura, il terreno o l'insieme terreno-struttura come corpo rigido. *Si utilizza, ad es., per le* ***verifiche del ribaltamento dei muri di sostegno****.*

-STR- stato limite di resistenza della struttura; riguarda gli elementi di **fondazione e di sostegno del terreno**. *Si utilizza per tutti i* ***dimensionamenti strutturali***. Se le azioni sulle strutture sono esercitate dal terreno, si devono assumere i valori **caratteristici** dei parametri geotecnici.

-GEO- stato limite di resistenza del terreno; *si utilizza per il* ***dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e per tutte le strutture che interagiscono col terreno, ma anche per le verifiche di stabilità globale terreno-struttura.***

Stati limite ultimi *di tipo idraulico* :

-UPL - perdita di equilibrio del terreno o della struttura ***per la sottospinta dell'acqua***

- HYD - erosione e sifonamento del terreno dovuto ai gradienti idraulici

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

APPROCCIO 1 (DA1)		***APPROCCIO 2 (DA2)***
⇓	⇓	⇓
Combinazione 1	***Combinazione 2***	***Combinazione 1 o Unica***
(A1+M1+R1)	**(A2+M2+R2)**	**(A1+M1+R3)**
(STR)	**(GEO)**	**(STR + GEO)**
		R1

Le ***Combinazioni*** sono formate da gruppi di ***coefficienti parziali*** γ

con

A = Azioni γF

M = resistenza dei materiali (terreno) γM

R = Resistenza globale del sistema γR

^ scelta dello strutturista

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

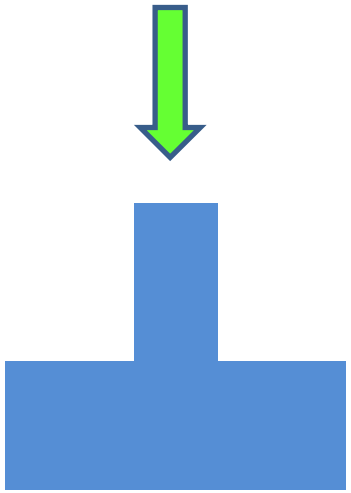
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

<u>Esempio 1 di combinazione delle azioni</u> : **Approccio DA1. C2 (A2+M2+R2)- GEO**

-***Combinazione fondamentale statica*** **(<u>SLU</u>): <u>Calcolo qlim statica</u>**

Ed



$\gamma G1 \times G1 + \gamma G2 \times G2 + \gamma Q1 \times Qk1 + \gamma Q2 \times \psi 02 \times Qk2$

G1 = 450 kN permanente sfavorevole

G2 = 200 kN permanente non strutturale sfavorevole

Qk1= 70 kN variabile sfavorevole

Qk2= 50 kN variabile sfavorevole (neve a quota < 1000 m s.l.m.)

$\gamma G1 \times G1 + \gamma G2 \times G2 + \gamma Q1 \times Qk1 + \gamma Q2 \times \psi 02 \times Qk2$

$1 \times G1 + 1.3 \times G2 + 1.3 \times Qk1 + 1.3 \times 0.5 \times Qk2$

Ed = 1x 450 kN + 1.3x 200kN +1.3 x 70 kN + (1.3 x0.5 x 50 kN)

Ed = 833.5 kN Azione di progetto

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

Esempio 2 di combinazione delle azioni : Approccio DA1.1 (A1+M1+R1)-STR

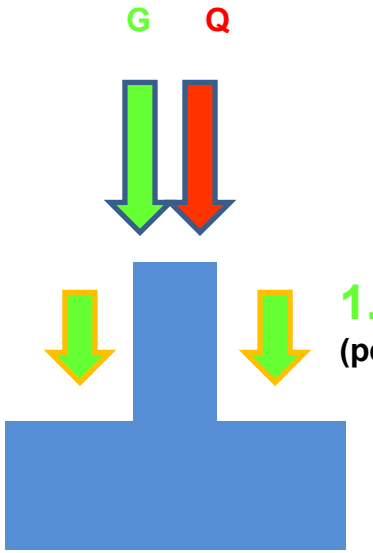
1.3 x G_1 = azione permanente sfavorevole;(sovrastruttura)

1.5 x Q_{k1}= azione variabile sfavorevole

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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



1.3 x G_2 = azione permanente sfavorevole (peso rinterro sopra fondazione)

Azioni geotecniche

1.0 x G_3 = azione permanente favorevole (sottospinta)

– ***Combinazione fondamentale statica (SLU):***

$$\gamma G1 \times G1 + \gamma G2 \times G2 - \gamma G3 \times G3 + \gamma Q1 \times Qk1$$

$$Ed = 1.3\,(G_1 + G_2) - 1.0\,(G_3) + 1.5\,(Q_{k1}) \rightarrow \text{Azione di progetto}$$

Esempio 2 di combinazione delle azioni : **Approccio DA1.1 (A1+M1+R1)-STR**

– ***Combinazione fondamentale statica (SLU):***

$\gamma G1 \times G1 + \gamma G2 \times G2 - \gamma G3 \times G3 + \gamma Q1 \times Qk1$

Dati :

G1 = 500 kN permanente
G2 = 40 kN rinterro
G3 = 30 kN sottospinta
Qk1 = 100 kN variabile

Ed = 822 kN

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 2008

			Approccio di progetto 1						Approccio di progetto 2		
			Combinazione 1			Combinazione 2					
			A1	M1	R1	A2	M2	R2	A1	M1	R3
Azioni	permanenti	sfav.	1,3			1			1,35		
		fav.	1			1					
	perman. non strutturali	sfav.	1,5			1,3					
	variabili	sfav.	1,5			1,3			1,5		
Terreno	tan ϕ'						1,25				
	coesione efficace c'						1,25				
	coesione non drenata cu						1,4				
	resistenza a compressione						1,6				
fondazioni dirette	rottura del terreno							1,8			2,3
	scorrimento							1,1			1,1
	stabilità globale							1,1			
pali battuti	resistenza alla base							1,45			1,15
	resistenza laterale							1,45			1,15
	resistenza totale							1,45			1,15
	laterale a trazione							1,6			1,25
pali trivellati	resistenza alla base							1,7			1,35
	resistenza laterale							1,45			1,15
	resistenza totale							1,6			1,3
	laterale a trazione							1,6			1,25
pali a elica continua	resistenza alla base							1,6			1,3
	resistenza laterale							1,45			1,15
	resistenza totale							1,55			1,25
	laterale a trazione							1,6			1,25
ancoraggi	temporanei										1,1
	Permanenti										1,2
muri di sostegno	rottura in fondazione										1,4
	scorrimento										1,1
	resistenza del terreno										1,4
	stabilità globale							1,1			
paratie											
	stabilità globale							1,1			
pendii naturali											
opere in terra								1,1			
fronti di scavo								1,1			

Ridis. da Scarpelli G., 2009

AZIONE SISMICA

Le ***azioni sismiche di progetto*** si definiscono a partire dalla "**pericolosità sismica di base**" del sito di costruzione, che **è descritta dalla probabilità** che, in un **fissato lasso di tempo** ("**periodo di riferimento" V_R** espresso in anni), in detto sito **si verifichi un evento sismico di** entità almeno **pari** ad un **valore prefissato**; la ***probabilità*** è denominata "**Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" P_{VR}** .

La pericolosità sismica è definita in termini di :

- ***accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido*** (**categoria A**, v. oltre), ***con superficie topografica orizzontale*** (**categoria T1**; v.oltre);
- ***ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T)***, *con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza* ***P_{VR}*** *nel periodo di riferimento* ***V_R***.

Ai fini delle NTC ***le forme spettrali sono definite***, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento *P_{VR}*, ***a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:***

-ag accelerazione orizzontale massima al sito;

-Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

-T*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Una delle novità delle NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti, ove viene fornita la terna di valori ag, Fo e T*C per nove distinti **periodi di ritorno T_R** .

STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

SLU		SLE
Condizione Statica	◄ EQU **STR** **GEO**	
Azione sismica	UPL ◄ HYD	**Azione sismica**
⇓		⇓
SLV **SLC**		**SLO** **SLD**

Livello di prestazione

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%

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza *P_{V_R} nel periodo di* riferimento V_R, il **periodo di ritorno T_R del sisma è dato da**

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R}) \qquad \text{(C.3.2.1)}$$

Tabella C.3.2.I.- Valori di T_R espressi in funzione di V_R

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	(2) 30 anni $\leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq$ 2475 anni (1)

Il periodo di ritorno T_R è il periodo medio intercorrente fra un sisma ed il successivo di eguale intensità.

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

1)Categorie di sottosuolo

Per definire **l'azione sismica di progetto** si può fare riferimento ad un **approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento** (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30}$ > 50 nei terreni a grana grossa e $c_{u,30}$ > 250 kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero 15 < $N_{SPT,30}$ < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < $c_{u,30}$ < 250 kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30}$ < 15 nei terreni a grana grossa e $c_{u,30}$ < 70 kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m*, posti sul substrato di riferimento (con V_s > 800 m/s).

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero 10 < $c_{u,30}$ < 20 kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili alla liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della ***velocità equivalente*** **Vs30** di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

La velocità **equivalente** delle onde di taglio Vs30 è definita dall'espressione (3.2.1)

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{hi}{Vi}}$$

hi = Spessore in metri dello strato i-esimo
Vi = Velocità dell'onda di taglio i-esima
N = Numero di strati

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente NSPT30 è definita dall'espressione

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}.$$

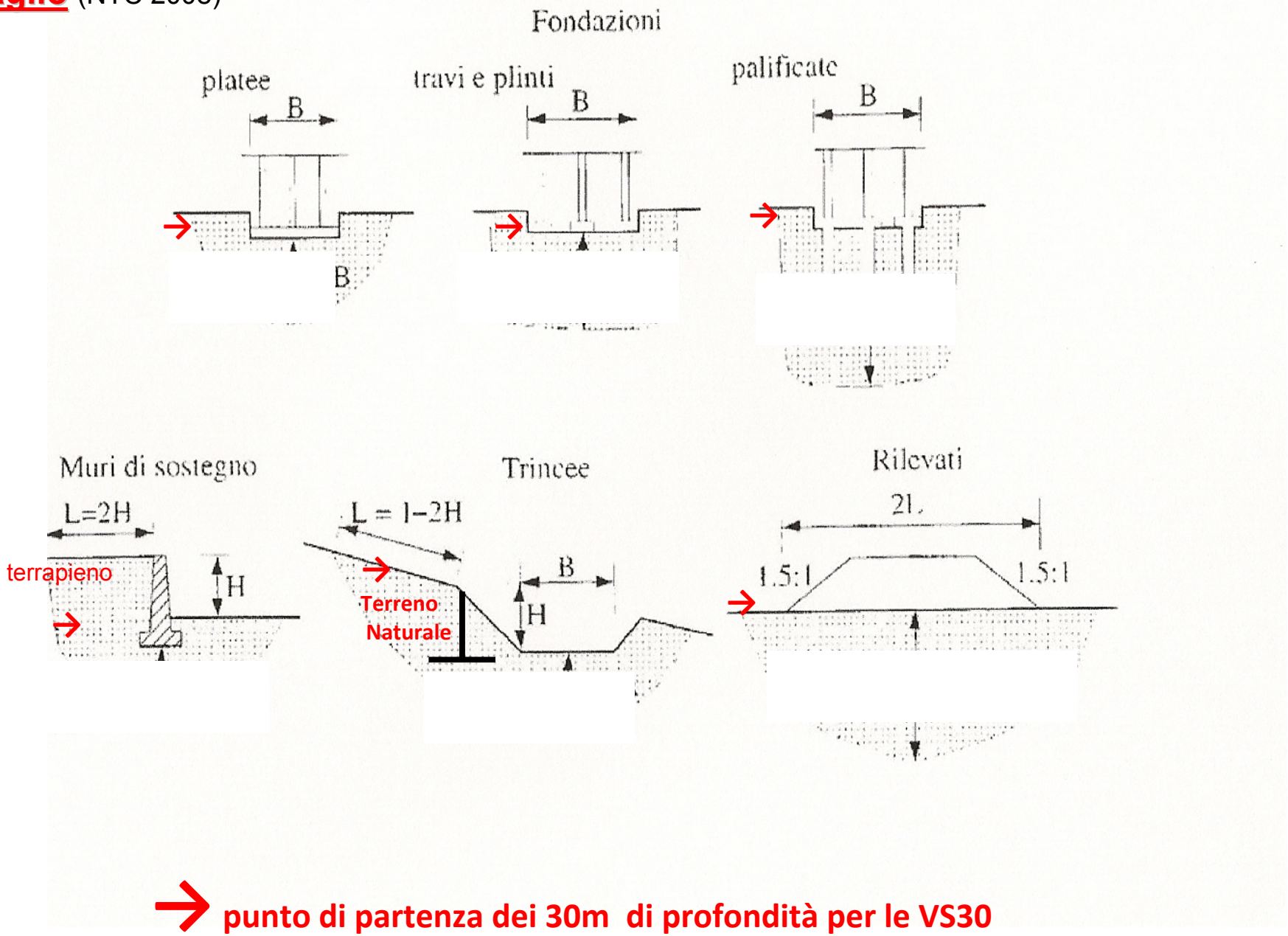
$N_{SPT,i}$ numero di colpi N_{SPT} nell'i-esimo strato;
M numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;

La resistenza non drenata equivalente cu30 è definita dall'espressione

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}$$

cu,i resistenza non drenata nell'i-esimo strato;
K numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità

E' raccomandata la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio (NTC 2008)



→ **punto di partenza dei 30m di profondità per le VS30**

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche* + T ab. 3.2.VI — *Valori del fattore di amplificazione*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$	1,0
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$	1,4

2)Condizioni topografiche

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione, da considerare nella definizione dell'azione sismica se di altezza > 30 m, tenendo conto che si ha un decremento lineare con l'altezza del pendio dalla sommità alla base dove S_T vale 1.0 .

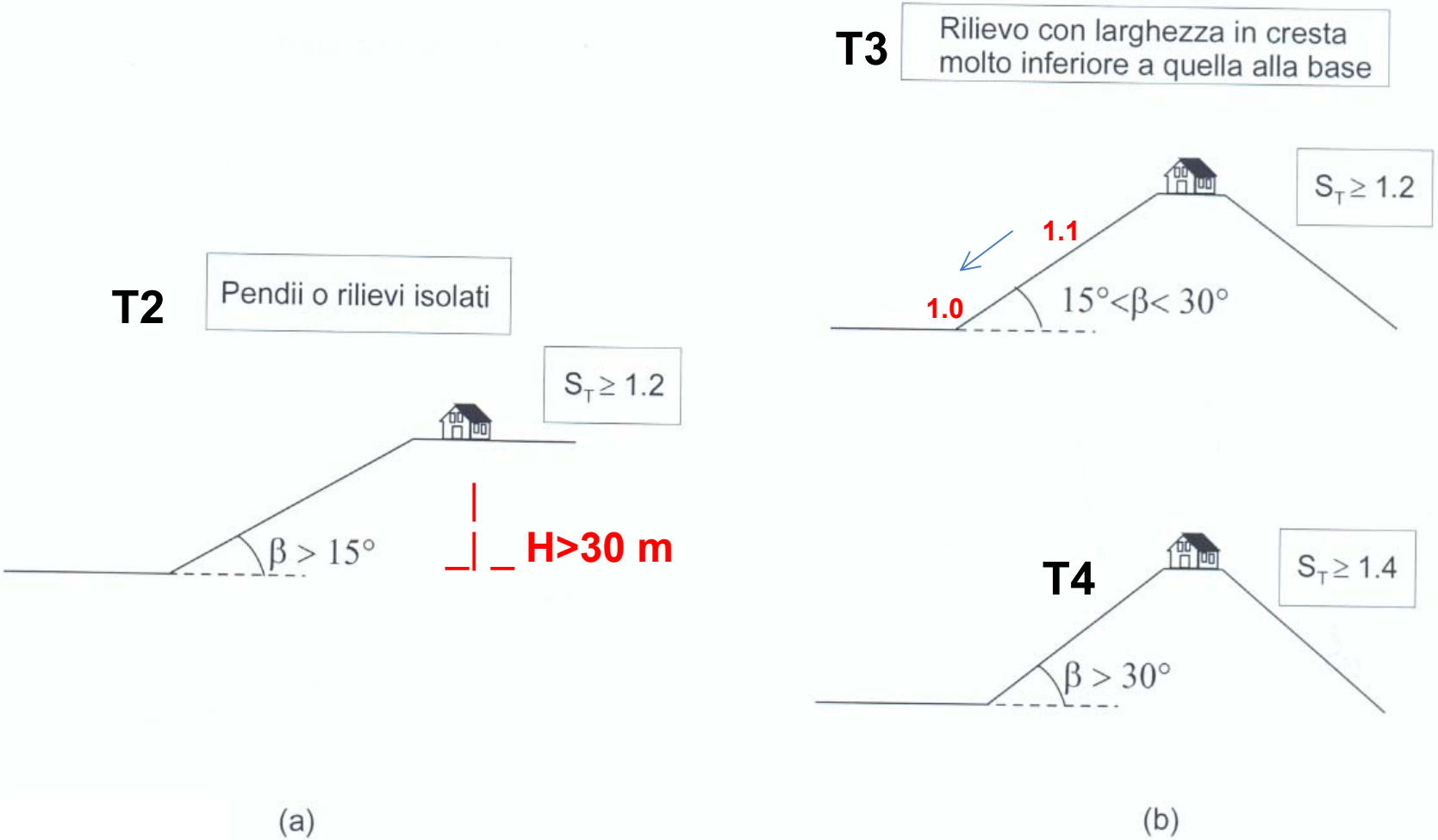


Fig.1 Valori del fattore di amplificazione topografica S_T secondo l'EC8 per (a) pendii e rilievi isolati e (b) rilievi con larghezza in cresta molto minore di quella alla base.

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \times S_T \qquad (3.2.5)$$

essendo S_S il *coefficiente di amplificazione stratigrafica* (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il *coefficiente di amplificazione topografica* (vedi Tab. 3.2.VI);

Tabella 3.2.V – *Espressioni di* S_S *e di* C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80 \cdot$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende, quindi, dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono.

Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima (*amax*) *attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa*.

Il valore dell'**accelerazione massima *amax*** può essere ricavato dalla relazione

$$amax = S \cdot ag = ST \cdot Ss \cdot ag$$

STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

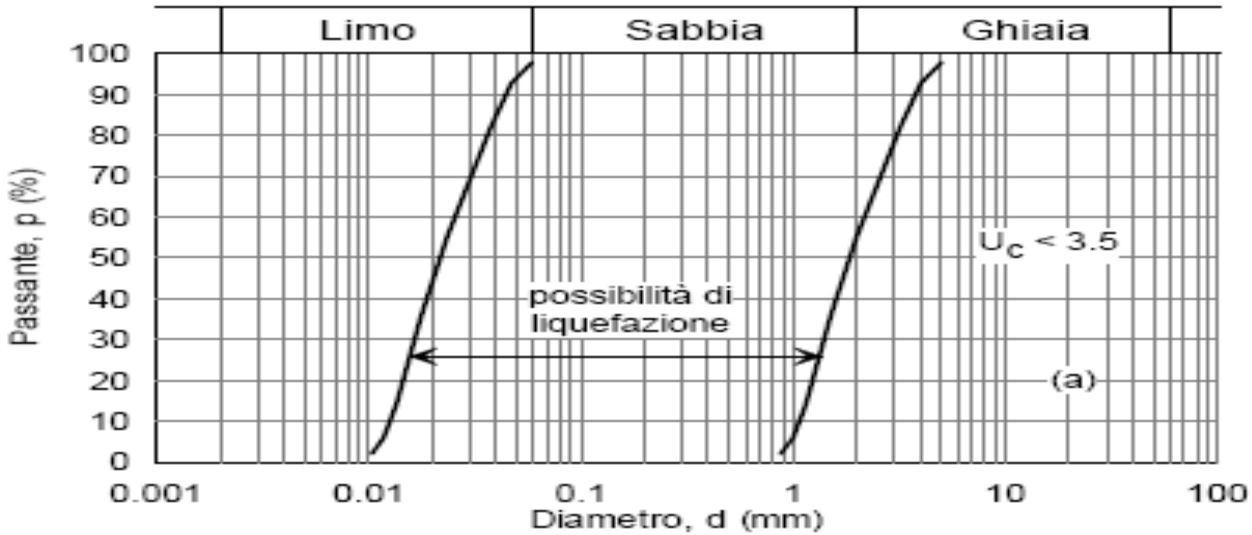
Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della **liquefazione**, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla **perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi**, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni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

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti <u>almeno una</u> delle seguenti cinque circostanze:

1. **eventi sismici attesi di magnitudo *M inferiore a 5*;**
2. **accelerazioni massime attese al piano campagna *in assenza di manufatti* (condizioni di campo libero) minori di 0,1*g*;**
3. **profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;**
4. **depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata* (*N1)60 > 30* oppure *qc1N > 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 *qc1N è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche* statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;**
5. **distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità *Uc < 3,5 ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con* coefficiente di uniformità *Uc > 3,5.***

(Uc rapporto D60/D10, dove D60 e D10 sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa).



Uc rapporto D60/D10, dove D60 e D10 sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa

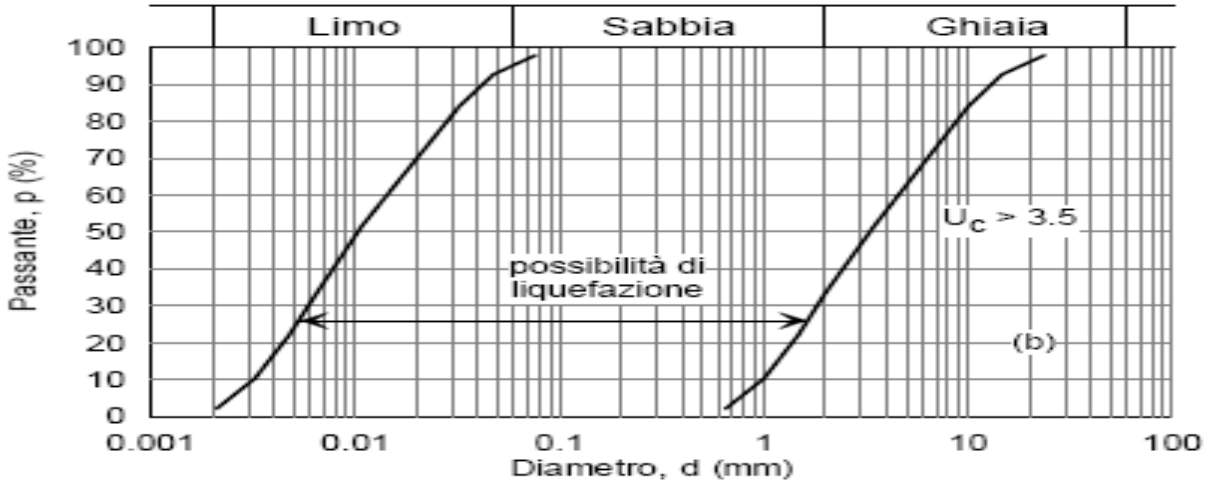


Figura 7.11.1 – *Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.*

Quando 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.**

La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio.

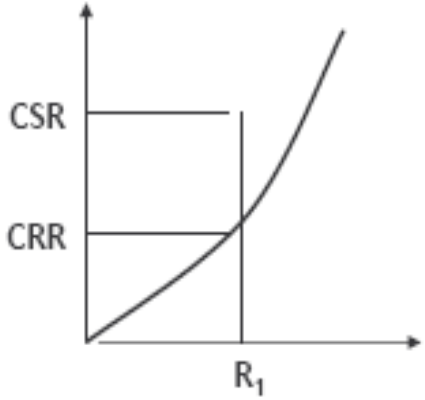
La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

Analisi semplificate di tipo STORICO-EMPIRICO

(1) ***valutazione dell'azione sismica (rapporto tensionale ciclico, CSR)***

(2) ***correzione e normalizzazione delle misure in-situ (resist. normalizzata, R1)***

(3) ***uso degli abachi di liquefazione rapporto di resistenza ciclica, CRR = f(R1)***



CSR > CRR ⇒ il terreno è considerato liquefacibile

Analisi semplificate di tipo STORICO-EMPIRICO

(basate sul comportamento osservato durante eventi sismici)

(1) *valutazione dell'azione sismica* (rapporto tensionale ciclico, CSR)

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

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 azioni sismiche

Analisi semplificate di tipo STORICO-EMPIRICO

(basate sul comportamento osservato durante eventi sismici)

(1) *valutazione dell'azione sismica* (rapporto tensionale ciclico, CSR)

(2) *correzione e normalizzazione delle misure in-situ* (resist. normalizzata, R_1)

Prove SPT

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

Prove CPT

$$q_{c1N} = C_Q \frac{q_c}{Pa}$$

Velocità delle onde S

$$v_{s1} = C_V v_s$$

Analisi semplificate di tipo STORICO-EMPIRICO

(basate sul comportamento osservato durante eventi sismici)

(1) *valutazione dell'azione sismica* (rapporto tensionale ciclico, CSR)

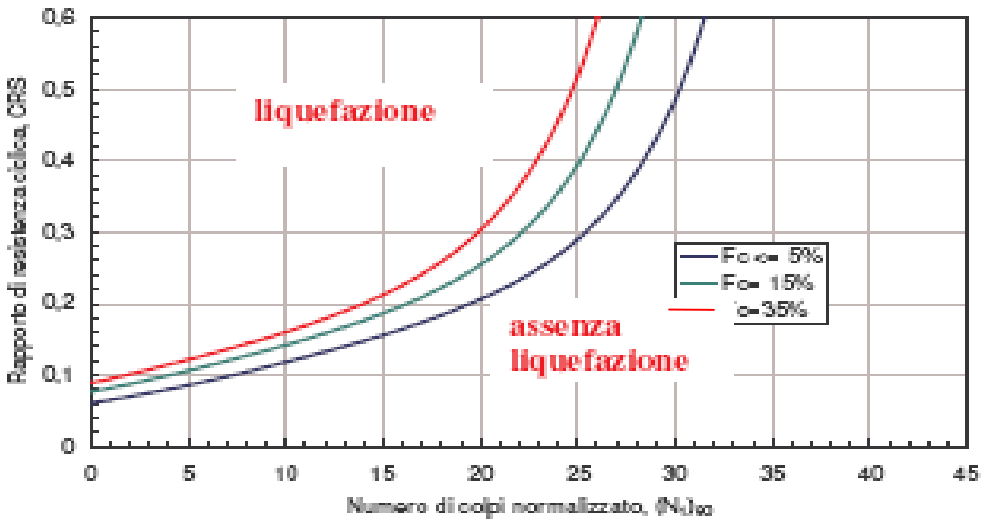
(2) *correzione e normalizzazione delle misure in-situ* (resist. normalizzata, R_1)

(3) *uso degli abachi di liquefazione rapporto di resistenza ciclica,* CRR = f(R_1)

Analisi semplificate di tipo STORICO-EMPIRICO

(basate sul comportamento osservato durante eventi sismici)

da prove SPT

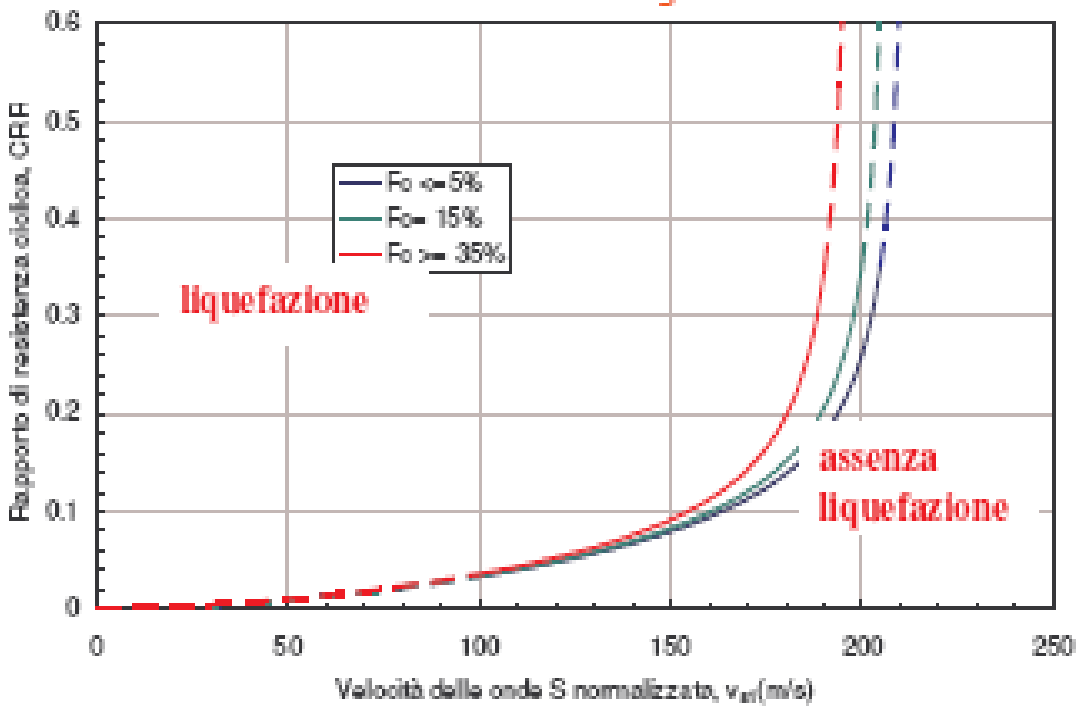


(3) *uso degli abachi di liquefazione rapporto di resistenza ciclica,* CRR = f(R_1)

Analisi semplificate di tipo STORICO-EMPIRICO

(basate sul comportamento osservato durante eventi sismici)

da misure di V_S

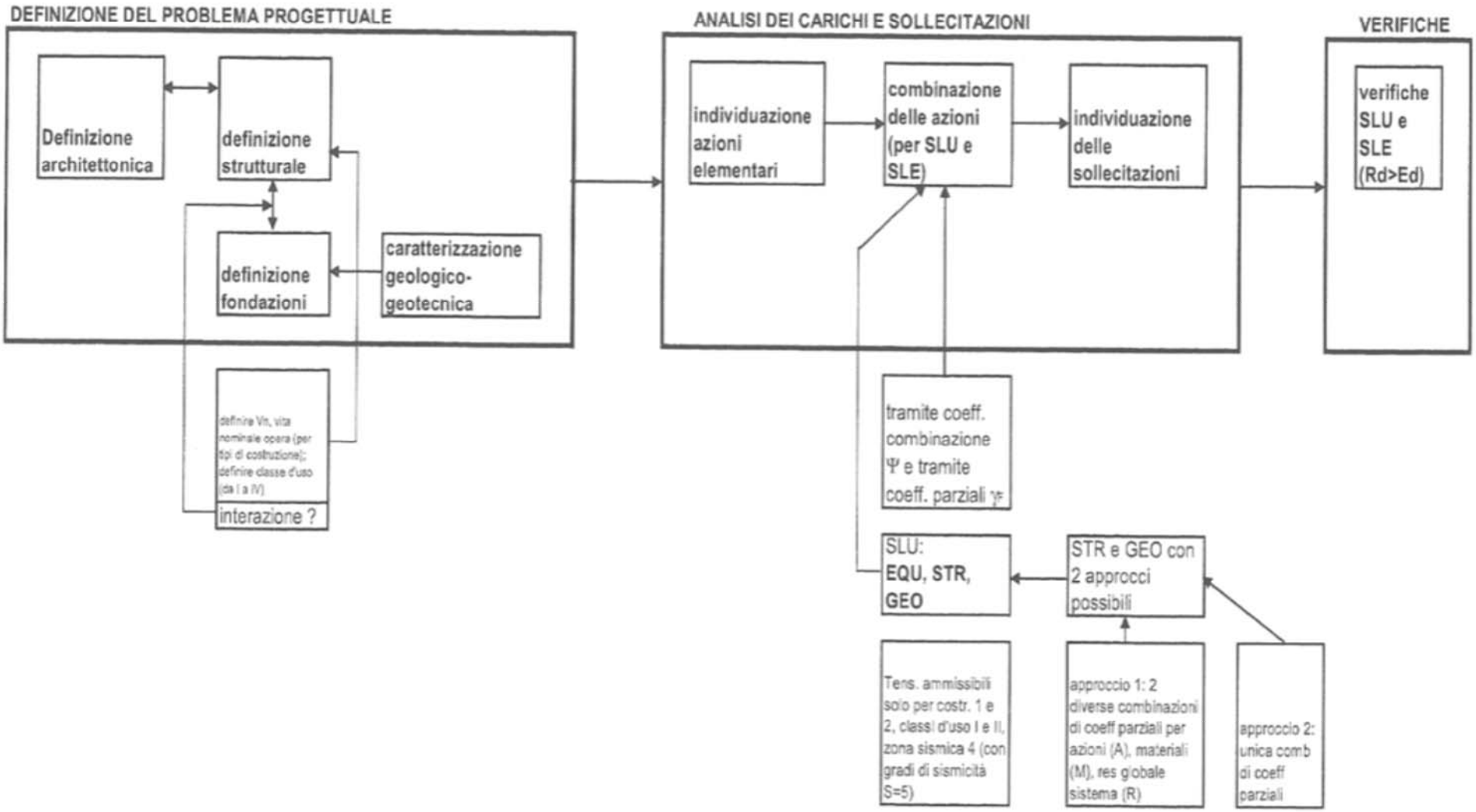


Vs1 = CV. Vs
CV = (pa/σ'v) ^ 0,25

pa = 100 kPa, press. atm.
σ'v in kPa, press. vert. effic.

(3) *uso degli abachi di liquefazione rapporto di resistenza ciclica,* CRR = $f(R_1)$

Schema generale derivante dalle NTC 2008



(Ripreso e modificato da Alessandrini, 2009)

CONCETTO IMPORTANTE

Per la progettazione delle opere, le **Norme Tecniche per le Costruzioni** (nella forma di *testo unitario* e non unico), emanate con D.M. 14/01/08, **riguardano unicamente gli aspetti connessi alla sicurezza strutturale.**

NTC → SICUREZZA STRUTTURALE

Il "**progetto strutturale**" deve ottemperare ai requisiti definiti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.
Il "**progetto dell'opera**" (vedi DPR 246/93) ***deve ,invece, soddisfare tutti i requisiti essenziali applicabili e quindi deve tenere conto anche degli altri adempimenti prescritti da altre norme di carattere nazionale e locale*** **vigenti.**

Il progetto dell'opera contiene al suo interno il progetto strutturale.

La **Relazione Geologica**, deve ottemperare alle NTC, ma deve contenere anche gli adempimenti previsti e/o prescritti da altre norme vigenti. Insomma, deve rispondere ai vari sportelli di controllo che esaminano il **progetto dell'opera e non solo il progetto strutturale, che è una parte, per quanto importante, del progetto dell'opera.**

Relazione Geologica e Relazione Geotecnica

La **relazione geologica e la relazione geotecnica sono due documenti progettuali distinti**.

-La **relazione geologica** è essenziale per il geotecnico e lo strutturista e deve necessariamente precedere le relative elaborazioni progettuali, ma con determinati input dello strutturista. L'analisi contenuta in essa si riferirà ad un'area vasta, ma dovrà definire nel dettaglio l'area di progetto e le interazioni con l'opera stessa.

-La **relazione geotecnica** non può più prescindere dall'opera vera e propria e non può più fornire calcolazioni ed indicazioni esemplificative, ma è una vera e propria **relazione d'opera**. Quindi, senza una collaborazione stretta con lo strutturista è impossibile redigere la relazione, ma anche per lo strutturista è impossibile progettare. Infatti, lo strutturista deve fornire i dati prestazionali dell'opera (Tipo,Vita Nominale, Classe d'Uso, Livelli di prestazioni degli SL, etc.), le Azioni, le caratteristiche delle opere di sostegno e/o delle opere speciali necessarie per la realizzazione del progetto.
Naturalmente la stessa cosa vale per lo strutturista che non può effettuare le sue verifiche senza il supporto geotecnico specifico.

Relazione Geologica (C.6.2.1, norme enti locali)

Deve contenere:

-Normativa di riferimento
-Unità geologiche, litologiche e strutturali (a carattere regionale)
- Storia geologica del territorio
- Forme del terreno e processi geomorfici
- Rischio geologico (movimenti di versante – movimenti verticali del suolo – erosioni –rischio "idrogeologico" s.l. - sismico–vulcanico – inquinamento)
- Idrogeologia
-Rilevamento geologico-tecnico e geomeccanico
-Campagna geognostica
- Definizione delle unità litotecniche
- Vincoli (Vincolo Idrogeologico, P.A.I., P.T.C.P.)
- Pericolosità e Fattibilità del Piano Regolatore
-Aspetti geodinamici e sismicità*
-Caratterizzazione delle unità litotecniche individuate (parametri nominali;dati disaggregati e valori medi)
-Risultati delle indagini ai fini del vincolo idrogeologico, se esistente
-Terre e rocce da scavo , se incaricati per tale aspetto
- Eventuali prescrizioni

*(Relazione sul modello sismico C10.1)

La Relazione Geologica riporta i parametri nominali dei terreni, i dati disaggregati necessari per la geotecnica, i valori medi e gli aspetti sismici di dettaglio :

Categoria di sottosuolo da Vs_{30}, a_{max}, K_h , K_v , khi, Liquefazione (v. 7.11.3.4.2).

Può contenere, se le condizioni del sito lo richiedono, anche le verifiche di stabilità del pendio (definizione geomorfologica quantitativa delle condizioni del pendio da Norma*) che necessitano della elaborazione dei parametri geotecnici, così come le verifiche dei fronti di sbancamento e dei riporti (Vincolo idrogeologico*).

Come si rappresenta il modello geologico:

■Cartografia:

•carta geologica con sezioni;

•carta litotecnica, con sezioni (suddivisione tra substrato e coperture);

• *caratterizzazione fisico-meccanica**;

•carta geomorfologica(grado di attività);

•carta idrogeologica ;

•carta di sintesi (situazioni che possono produrre effetti locali di instabilità e di amplificazione).

Allegati

C6.2.2.5 Relazione geotecnica

Questi sono i contenuti della Relazione Geotecnica, lo standard minimo al quale fare riferimento da parte del geologo o dell'ingegnere :

- Normativa di riferimento
- descrizione delle opere e degli interventi;
- sintesi dei dati relativi al modello geologico
- problemi geotecnici e scelte tipologiche;
- descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche (fatte anche in relazione alla modellazione geologica o assunte totalmente da questa);
- planimetria con l'ubicazione delle indagini;
- caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei *valori caratteristici* *fk* dei parametri geotecnici;
- combinazione delle Azioni
- verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite ;
- approcci progettuali e *valori di progetto* *fd* dei parametri geotecnici, se la Combinazione scelta lo richiede (M2);
- numero adeguato di sezioni stratigrafiche ;
- modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi;
- risultati delle analisi e loro commento.
- piano di monitoraggio, se ritenuto necessario.

GEOTECNICA : **ingegneri e geologi**

Appare opportuno precisare quanto segue.

La geotecnica è materia concorrente.

Pertanto, indipendentemente da chi rediga la relativa relazione, geologo o ingegnere, i contenuti devono fare riferimento ad uno standard comune.

Non è, quindi, ammissibile che, partendo dai vecchi schemi utilizzati per le cosiddette relazioni geologico-tecniche o geotecniche legate al D.M. 11.3.88, si tenti di semplificare la relazione geotecnica, evitando di trattare, ad esempio, l'aspetto fondamentale della combinazione delle azioni, che è ineludibile per le verifiche della sicurezza, per le azioni sismiche nel campo delle fondazioni e per la valutazione dei cedimenti e che, di conseguenza, si forniscano le presunte Resistenze o qlim applicando, senza coordinamento con lo strutturista, un Approccio a caso o tutti gli Approcci. Oppure, che si assuma autonomamente un carico, ammissibile per il geologo, da distribuire al terreno e da detto valore si "inventino" le azioni e si stabilisca l'entità del cedimento.

Si ribadisce che la Relazione geotecnica è una relazione d'opera che, pertanto, supporta proprio l'opera da realizzare e non un modello astratto.

RICHIAMO CONCETTUALE

SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

Le NTC 2008 prevedono, per la definizione del grado di sicurezza delle costruzioni, un approccio di tipo semiprobabilistico, o di primo livello, adottando i

Coefficienti parziali di sicurezza ***(CP)***

ed il concetto di

Stato Limite

(**frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità**)

⟶MEMORIZZIAMO⟵

Stati limite in generale**:**

SLU: stati limite ultimi, al limite tra stabilità del sistema e collasso dello stesso (intera struttura o parte di essa: pilastri, travi, cerniere, fondazioni, etc.), o terreno sottostante. **Limite prima della rottura ultima del terreno per flusso plastico, *senza considerare gli effetti deformativi.***

SLE: stati limite di esercizio. Riguardano le **deformazioni del terreno** dovute al peso proprio (pressione litostatica) o a forze esterne (cedimenti)

SLU dinamici = SLV, SLC
SLE dinamici = SLO,SLD

K pedice del valore caratteristico
d pedice del valore di progetto

Le **opere** e le **varie tipologie strutturali** devono possedere i seguenti requisiti:

-***sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU) :*** raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni (p.e. carico di esercizio applicato > portanza terreno di fondazione) → **Per superamento (SLU) → Collasso** (carattere irreversibile)

-***sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*** (carattere reversibile o irreversibile)

-***robustezza nei confronti di azioni eccezionali***

→• La **verifica della sicurezza** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)** di resistenza si ottiene con il ***"Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali"*** di sicurezza tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd$$

Ed = valore di progetto dell'effetto delle azioni, DOMANDA

Rd = resistenza di progetto , CAPACITA'

DOMANDA ≤ CAPACITA'

→•La **verifica della sicurezza** nei confronti degli **stati limite di esercizio (SLE)** si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

SET O GRUPPI DI COEFFICIENTI DELLE VARIE COMBINAZIONI (A + M + R) :

A = Coefficiente di amplificazione dei carichi

M = Coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici

R = Coefficienti di riduzione delle Resistenze (portanza, scorrimento, etc)

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

APPROCCIO 2
Combinazione 1 (unica (A1 + M1 + R3)

La norma ci dà la facoltà di scegliere in alternativa l'Approccio 1 verificando entrambe le Combinazioni, oppure l'Approccio 2 - Combinazione unica.

La **<u>misura del grado di sicurezza</u>** si ottiene con il "*Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali*" di sicurezza tramite l'equazione

Azione↓ ↓ **Resistenza terreno**

domanda capacità

$$\boxed{Ed \leq Rd}$$

con:

Rd = valore di progetto della resistenza del terreno (di pertinenza del geotecnico)

Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello strutturista)

⇒La **<u>resistenza del terreno</u>** (= **Parametro) Rd** è determinata:

•***Analiticamente*** (***valori di progetto*** *si ottengono da*⇒ ***valori caratteristici divisi per il coeff. parziale*** γ**m**)

•**Con *misure dirette,*** utilizzando le Tabelle del T.U. per i coefficienti parziali

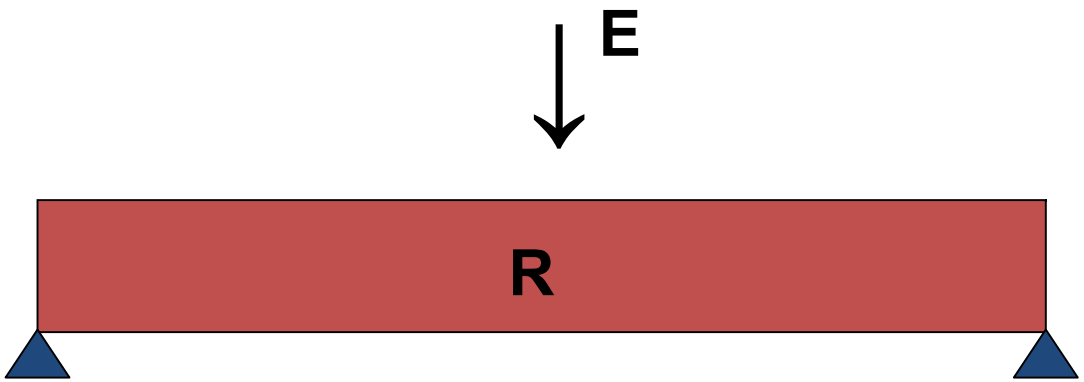
⇒L'**<u>azione</u> Ed** è determinata dal ***valore caratteristico amplificato mediante i coefficienti parziali*** γf (deve essere fornita dallo strutturista)

Da cui : $Rk/\gamma m^{\circ} \geq Ek \cdot \gamma f^{\circ}$

° **coefficienti parziali**

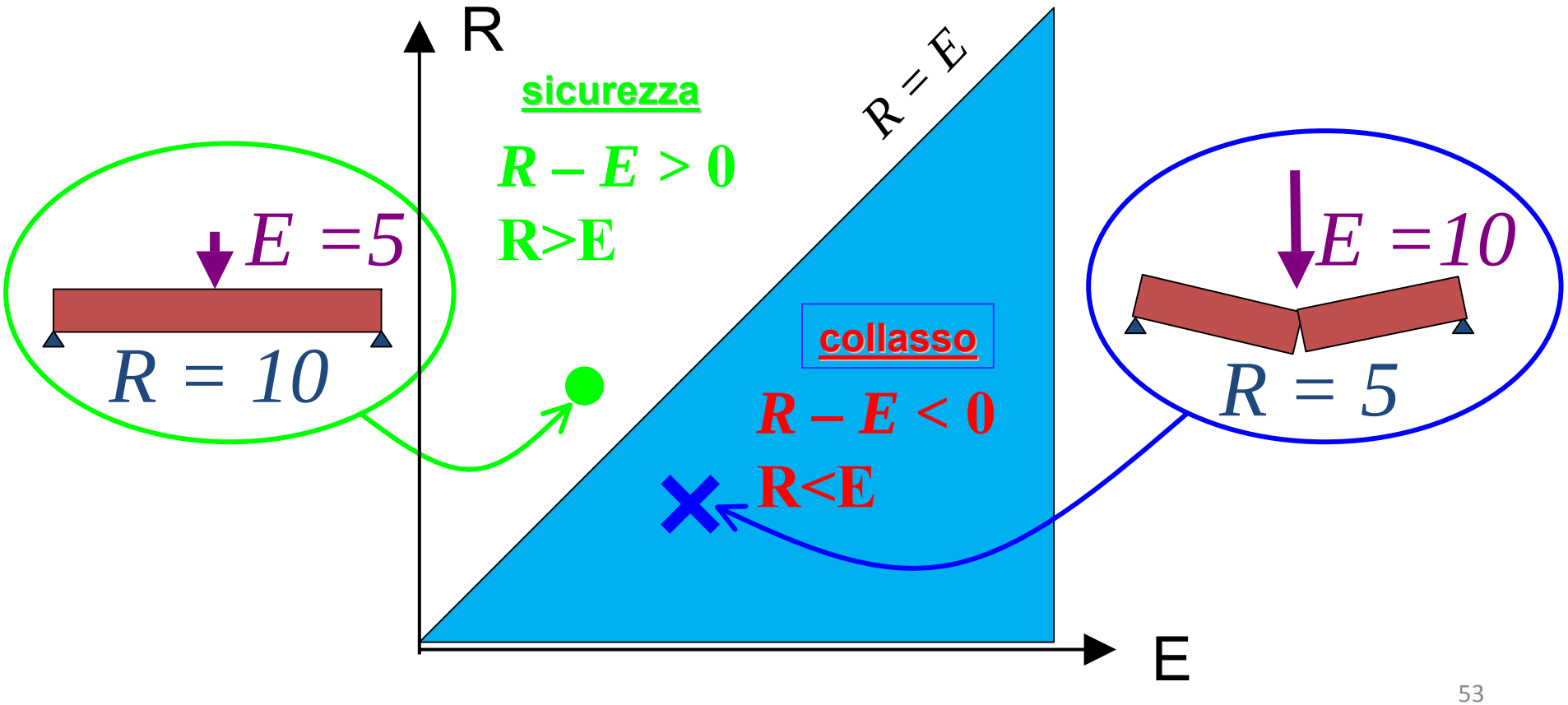
Si studia la relazione fra le due grandezze

- *E* : Azione = Domanda
- *R* : Resistenza = Capacità



Il problema fondamentale

Ed ≤ Rd



Modellazione geotecnica

Successione geotecnica

↓

Parametri nominali

↓

Parametri caratteristici (da usare sempre nelle verifiche allo SLE)

↓

Parametri di progetto

↓

Scelta Approccio progettuale e Combinazione delle Azioni

↓

Verifiche allo SLU – Condizioni statiche

↓

Verifiche allo SLE – Condizioni statiche

↓

Spettro elastico per kv - SLD (noti q e T1)

↓

Spettro di progetto per kv - SLV (noti q e T1) e per khi (per taglio sismico alla base)

↓

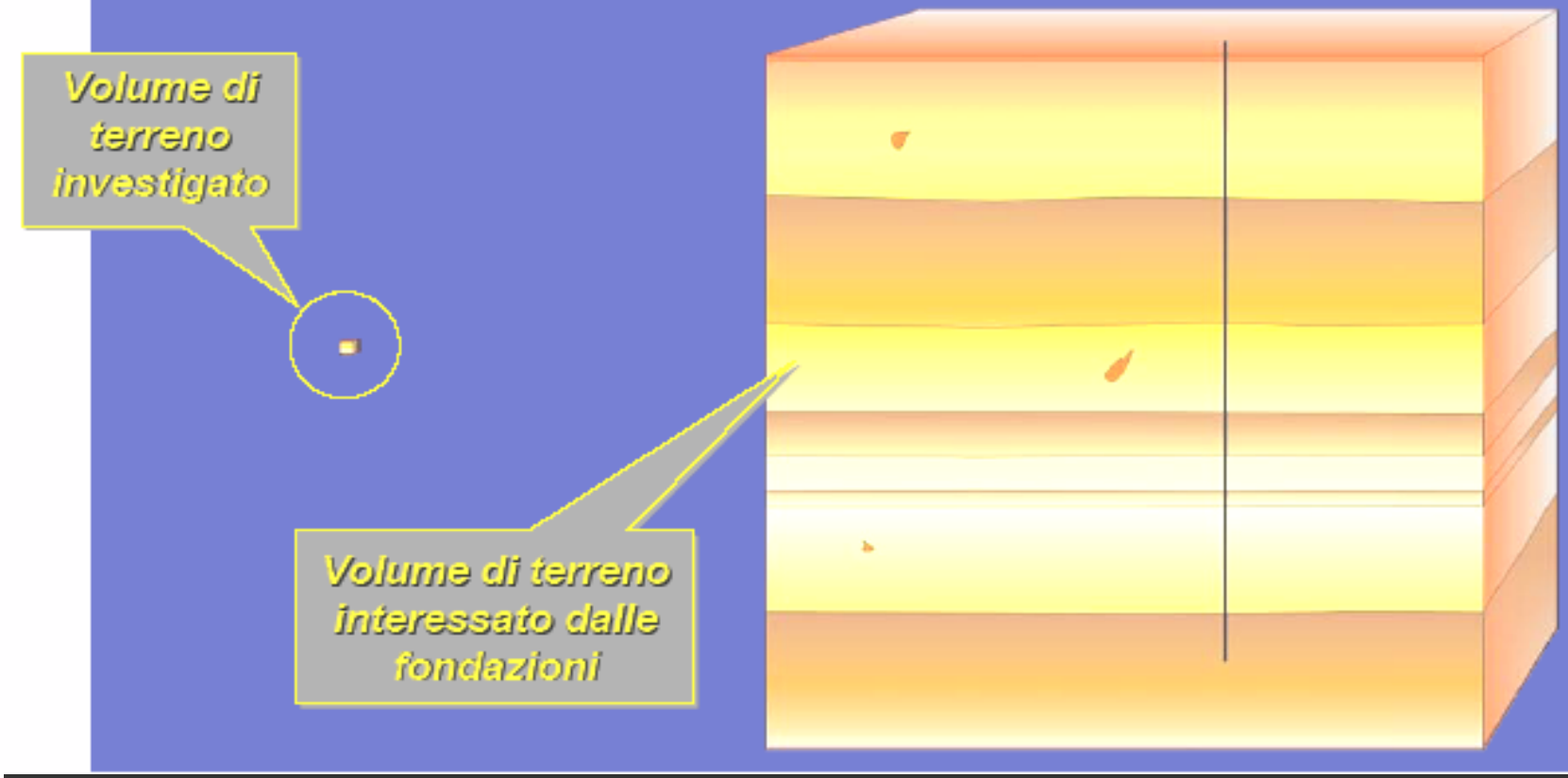
Verifiche allo SLU – Condizioni sismiche – solo SLV

↓

Verifiche allo SLE – Condizioni sismiche – solo SLD

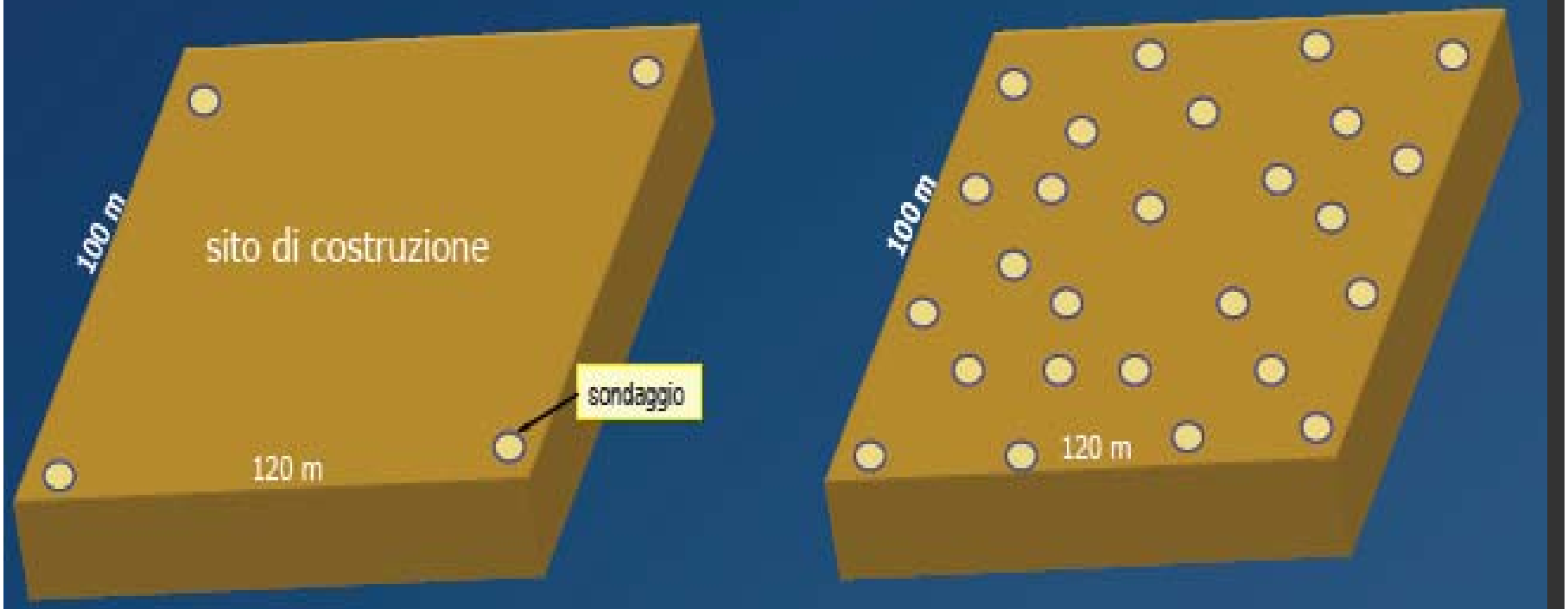
RAPPRESENTATIVITA' STATISTICA DELLE INDAGINI GEOTECNICHE CORRENTI

Indagine tradizionale con sondaggi:
1 m³ di terreno investigato ogni 150 000 m³



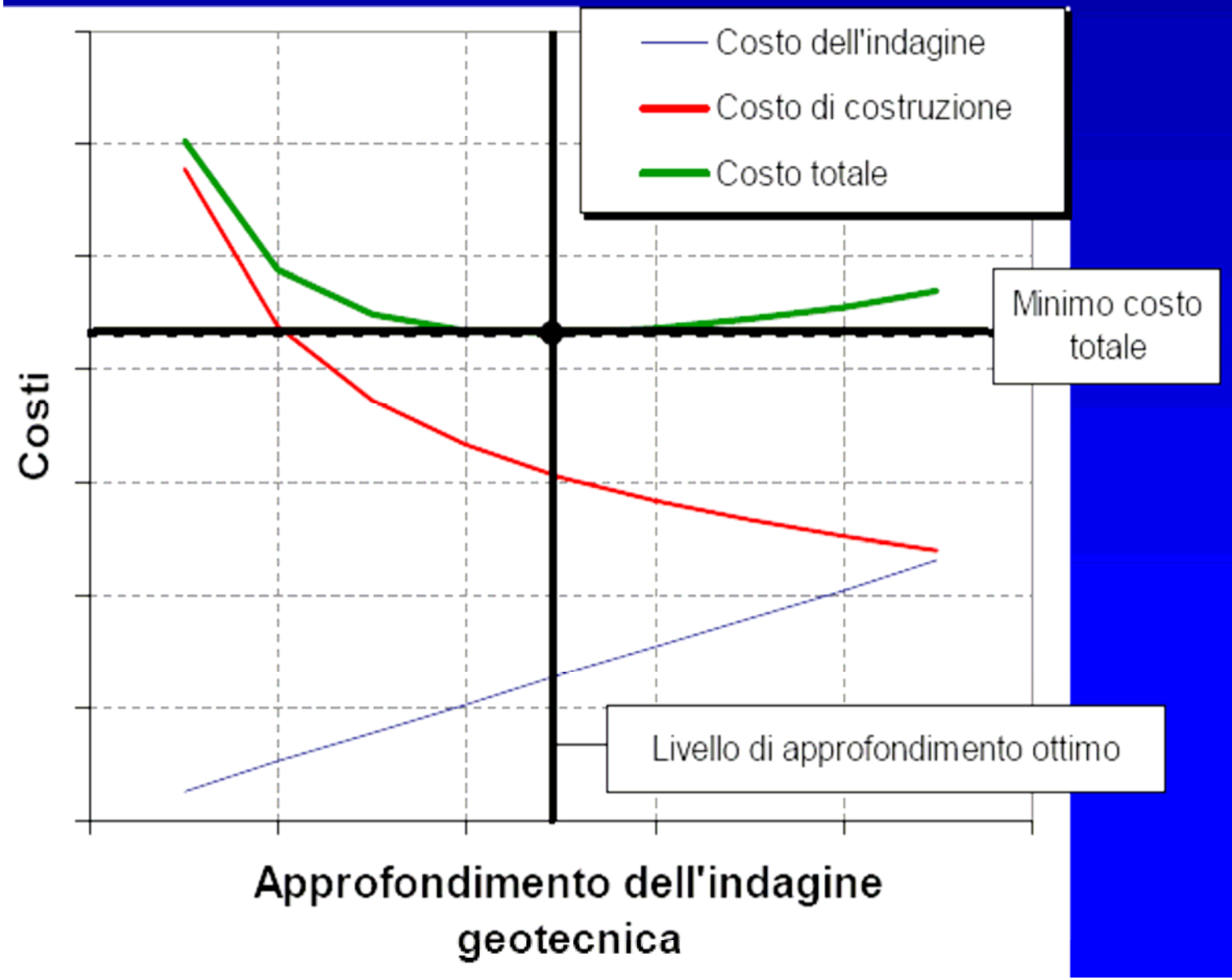
In generale solo una piccolissima frazione del volume significativo, normalmente meno dello 0,001% , viene indagata direttamente!

Estensione spaziale della campagna di indagini



NUMERO SONDAGGI/PROVE GEOTECNICHE DIPENDE DA:

- complessità geologica/geomorfologica del sito e dalla variabilità spaziale
- tipo e importanza del progetto

Ripreso da C.G. Lai (2007)

ANALISI COSTI-BENEFICI