



NTC 2018

Effetti collaterali sulla professione del Geologo

PERUGIA, PONTE SAN GIOVANNI 31 maggio 2019

Geol. Francesco Savi

Pareri geologici, studi e ricerca geologica in materia di controllo sulle costruzioni in zona sismica

fsavi@regione.umbria.it



Regione Umbria

Direzione Regionale Governo del territorio e Paesaggio. Protezione civile.
Infrastrutture e mobilità.
Servizio Rischio Sismico.

2.1. PRINCIPI FONDAMENTALI

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite **che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle presenti norme.**

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

- ***sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;***
- ***sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;***
- *sicurezza antincendio:* capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- ***durabilità:* capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, **tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;****
- *robustezza:* capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile.

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

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

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto VN di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici **livelli prestazionali**.

I valori minimi di VN da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale VN di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di Vn (anni)
1	Costruzioni temporanee	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

C2.4.1 Temporanee e provvisorie e quelle in fase di costruzione

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate.

Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a PN, la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a PN e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

2.4.2. CLASSI D'USO

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

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

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

Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

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

(C2.4.2 ...scuole, teatri, musei, biblioteche, chiese...)

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

C2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

E' ragionevole attendersi che i dettagli dimensionali volti a garantire una **maggiore durabilità** producano, in generale, anche un **incremento della sicurezza** della costruzione. Ciò avviene anche per quanto attiene la capacità nei confronti dell'azione sismica, visto che per garantire una maggiore durabilità si progetta con un'azione sismica più grande.

L'adozione di una **Vita nominale superiore** al valore minimo indicato per ciascun livello di prestazione, infatti, conduce ad una costruzione dotata di **una maggiore capacità resistente alle azioni sismiche che, conseguentemente, subirà danni minori e, quindi, minori costi di manutenzione per la riparazione del danno prodotti.**

Il livello di prestazione è cosa diversa dalla classe d'uso che, invece, definisce i livelli minimi di sicurezza differenziati in relazione alla funzione svolta nella costruzione e, pertanto, alle conseguenze che ne derivano in caso di fallimento.

Il livello di prestazione rispetto alla durabilità da fornire alla costruzione **dovrà perciò scaturire da una valutazione tecnico-economica che il **Committente** stabilirà a seguito di un'opportuna interazione con il progettista, ed è disgiunta dalle indicazioni che la norma fornisce per individuare la classe d'uso da attribuire.**

3.2. AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

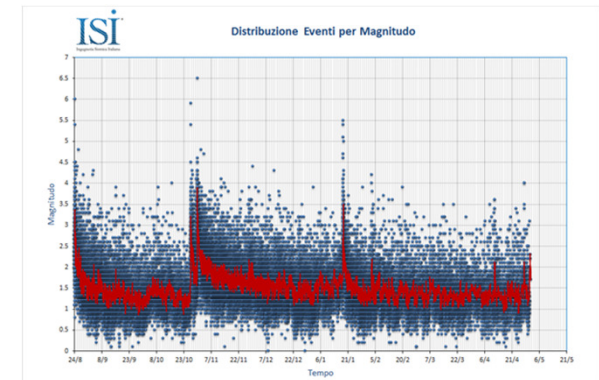
Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

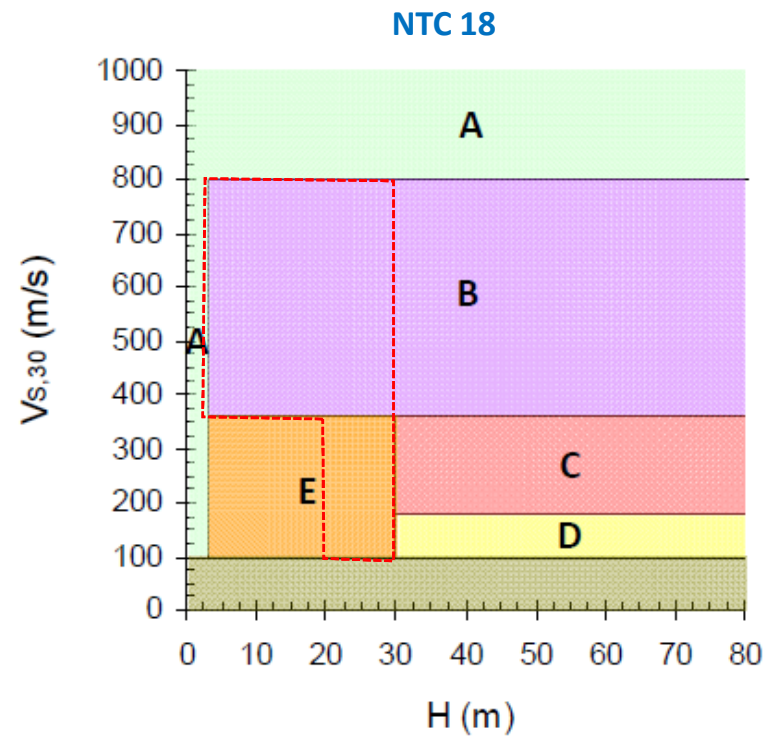
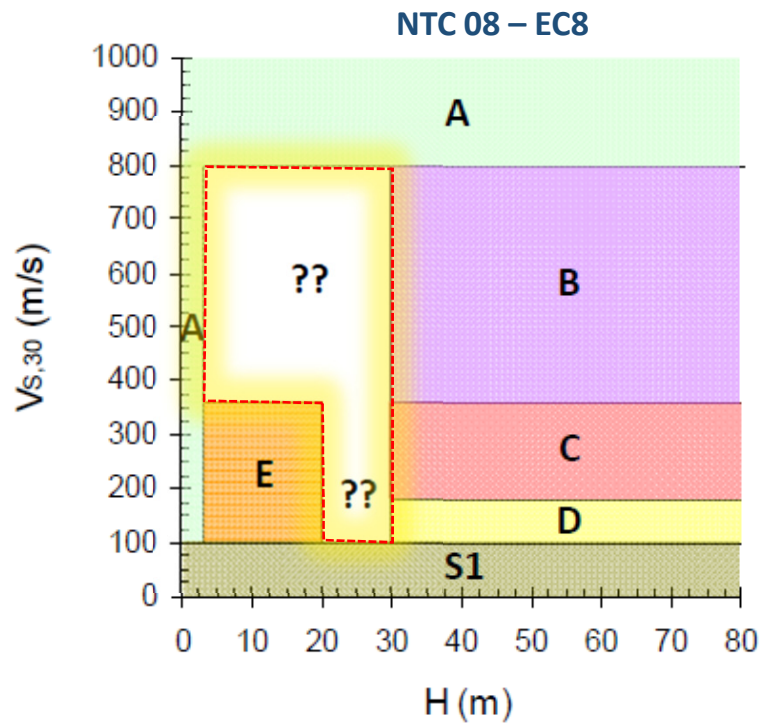
**SONO PASSATI 10 ANNI E
TANTI TERREMOTI ??????**



Per i valori di a_g , F_o e T^*c , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

Cap. 3.2.2. Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, **l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi**, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. **In alternativa**, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, **si può fare riferimento a un approccio semplificato** che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,30}$.



Sono cambiate -> Aggiornare eventuali relazioni antecedenti

4.1 COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO

4.1.2.2.4.2 Condizioni ambientali

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, **le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive** in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale* emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2014 .

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4



4.1.6.1.3 Copriferro e interferro

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il § 4.1.2.2.4.

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, **lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione**, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature; a tale scopo si può fare utile riferimento alla UNI EN 1992-1-1.

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

Durabilità

I processi a rischio per la durabilità di una struttura in calcestruzzo armato esposta in ambiente naturale, fatta eccezione per la reazione alcali-aggregato, sono l'attacco chimico, la corrosione dell'armatura e i cicli di gelo e disgelo.

Gli agenti aggressivi che attaccano con effetti deleteri la matrice legante del calcestruzzo sono elencati nella **Tabella 9**, insieme al grado di attacco prodotto in base alla concentrazione.

Agente aggressivo nelle acque	Grado di attacco		
	Debole	Moderato	Forte
pH	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	4,5 - 4,0
CO ₂ aggressiva (mg CO ₂ /l)	15 - 30	30 - 60	60 - 100
Ioni ammonio (mg NH ₄ ⁺ /l)	15 - 30	30 - 60	60 - 100
Ioni magnesio (mg NH ₄ ²⁺ /l)	100 - 300	300 - 1500	1500 - 3000
Ioni solfato (mg SO ₄ ²⁻ /l)	200 - 600	600 - 3000	3000 - 6000
Agente aggressivo nel terreno			
Ioni solfato (mg SO ₄ ²⁻ /Kg di terreno seccato all'aria)	2000 - 6000	6000 - 12000	> 12000

PRESENZA DI SOLFATI

SOLFATI

TERRENI ALLUVIONALI E COERENTI contengono pirite (solfuro di ferro) che in presenza di ossigeno, formano acido solforico può dare origine alla formazione di gesso.

ACQUE SOTTERRANEE dove un elevato contenuto di solfati nelle acque è, generalmente, indice che esse attraversano solfati alcalini.

TERRENI ZONE INDUSTRIALI l'inquinamento può determinare concentrazioni di solfato nelle acque particolarmente pericolose (≈ 1500 mg/l).

LIVAMI DOMESTICI, IMPIANTI FOGNARI E DI DEPURAZIONE ove le acque reflue confluiscono per essere sottoposte a trattamenti biofisici hanno come obiettivo l'eliminazione dei composti di natura organica.

SUPSI
University of Applied Sciences
of Southern Switzerland

L. Coppola - Concretum - Durabilità: aggressione chimica

Provincia del Consiglio Superiore
dei Lavori Pubblici
Servizio Tecnico Centrale

LINEE GUIDA SUL CALCESTRUZZO STRUTTURALE

prospetto 5 Valori limite per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

UNI 11104:2016	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotte dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotte da cloruri						Attacchi da cicli di gelo/disgelo			Ambiente aggressivo per attacco chimico			
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30		C30/37	C32/40	C32/40	C35/45		C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C30/37	C30/37	C32/40	C35/45
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)												b)	4,0 a)					
Altri requisiti						E' richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare a secondo UNI 9156						E' richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo			In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della all'acqua di mare adeguata resistenza al UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati. c)			

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI CENrS 12390 -9, UNI CENrR 15177 0 UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. 11 valore minima di aria inglobata del 4% può ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con

b) Dupper >20mm; per Dupper inferiori il limite minima andrà opportunamente aumentato (ad esempio 5% per Dupper tra 12 mm e 16 mm).

Qualora si ritenga opportuno impiegare calcestruzzo aerato anche in classe di esposizione XF1 si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classi XF2 e XF3.

c) Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla UNI EN 197-1 e su base nazionale dalla UNI 9156. La UNI9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prescelta in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1.

d) Quando si applica il concetto di valore k il rapporto massimo a/c e il contenuto minima di cemento sono calcolati in conformità al punto 5.2.2.

5.1. PONTI STRADALI

5.1.1. OGGETTO

Il presente capitolo contiene i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali. Nel seguito col termine "ponti" si intendono anche tutte quelle opere che, in relazione alle loro diverse destinazioni, vengono normalmente indicate con nomi particolari, quali: viadotti, sottovia o cavalcavia, sovrappassi, sottopassi, strade sopraelevate, ecc.

...

5.1.2.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto deve essere corredato da uno studio di compatibilità idraulica costituito da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento dello studio e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema e al livello di progettazione. Deve in ogni caso essere definita una piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno T_r pari a 200 anni ($T_r=200$).

Coerentemente al livello di progettazione, **lo studio di compatibilità idraulica deve riportare:**

- analisi idrologica degli eventi di massima piena e stima della loro frequenza probabile;
- definizione dei mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena, con riferimento alla prevista successione delle fasi costruttive;
- definizione della scala delle portate nelle condizioni attuali, di progetto, e nelle diverse fasi costruttive previste, corredata dal calcolo del profilo di rigurgito indotto dalla presenza delle opere in alveo, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti;
- valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni di pile, spalle e relative fondazioni, nonché di altre opere in alveo provvisorie e definitive, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti oltre che dei fenomeni erosivi generalizzati conseguenti al restringimento d'alveo;
- esame delle conseguenze di urti e abrasioni dovuti alla presenza di natanti e corpi flottanti.

Il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d'acqua interessata dalla piena di progetto e, se arginata, i corpi arginali.

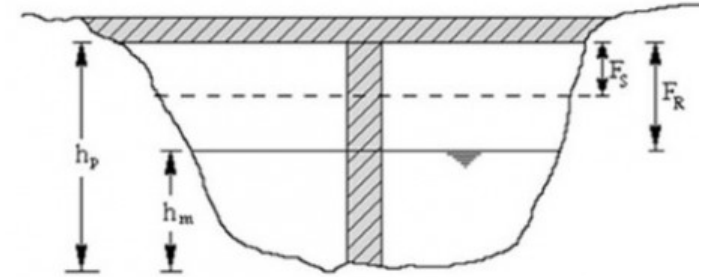
Qualora fosse necessario realizzare **pila in alveo**, la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente.



5.1.2.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi **non inferiore a 1,50 m**, e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza fra l'intradosso delle strutture e il fondo alveo.

...



C5.1.2.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

... (chiarisce e approfondisce i contenuti dello studio di compatibilità idraulica)

Restano esclusi dal punto 5.1.2.3 della Norma i tombini, intendendosi per tombino un manufatto totalmente rivestito in sezione, eventualmente suddiviso in più canne, in grado di condurre complessivamente portate fino a $50 \text{ m}^3/\text{s}$. L'evento da assumere a base del progetto di un tombino ha comunque tempo di ritorno uguale a quello da assumere per i ponti. La scelta dei materiali deve garantire la resistenza anche ai fenomeni di abrasione e urto causati dai materiali trasportati dalla corrente.



6.2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

6.2.4.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

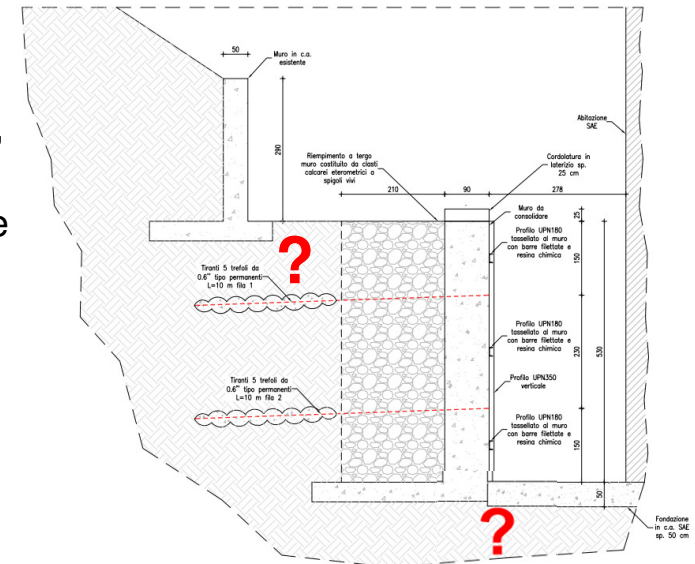
Le opere e i sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese.

La verifica agli stati limite di esercizio implica l'analisi del problema di interazione terreno-struttura, al termine della costruzione e nel tempo, secondo quanto disposto al paragrafo § 2.2.2. Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Cd \quad [6.2.7]$$

dove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli **SLE** specificate al §2.5.3 e Cd è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. **Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione e di tutte le costruzioni che interagiscono con le opere geotecniche in progetto**, tenendo conto della durata dei carichi applicati.



6.2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

INDAGINI NTC 18: nella teoria

Geologo

INDAGINE PER MODELLO GEOLOGICO

Devono essere estese ad un intorno significativo rispetto alla singola opera in modo da individuare le pericolosità geologiche

...sulla base di specifici rilievi ed indagini, la identificazione delle formazioni presenti nel sito, lo studio dei tipi litologici, della struttura del sottosuolo e dei caratteri fisici degli ammassi, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché i conseguenti livelli delle pericolosità geologiche.

Non ci sono deroghe all'esecuzione di indagini geologiche

Della definizione del piano delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica è responsabile il **progettista**. (?)

INDAGINE PER PERICOLOSITA' SISMICA

§3.2.2. I valori di VS sono ottenuti mediante specifiche prove...

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità VS per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

~~Viene abolita la classificazione sulla base di N_{SPT} e c_u~~

Ma ammette che Vs possa essere ottenuto, con giustificata motivazione, tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità, da prove penetrometriche.

Non ci sono deroghe all'esecuzione di indagini

INDAGINE PER MODELLO GEOTECNICO

Devono riguardare il **volume significativo**.

I **valori caratteristici** delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Le **prove di laboratorio**, sulle terre e sulle rocce, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di prova di cui all'art. 59 del DPR 6 giugno 2001, n. 380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Deroga:

Nel caso di costruzioni o di **interventi di modesta rilevanza**, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata su **preesistenti indagini e prove documentate**, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.



6.2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

INDAGINI NTC 18: nella realtà

Geologo + Progettista architettonico

INDAGINE PER MODELLO GEOLOGICO

Devono essere estese ad un intorno significativo rispetto alla singola opera in modo da individuare le pericolosità geologiche

...sulla base di specifici rilievi ed indagini, la identificazione delle formazioni presenti nel sito, lo studio dei tipi litologici, della struttura del sottosuolo e dei caratteri fisici degli ammassi, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché i conseguenti livelli delle pericolosità geologiche.

Non ci sono deroghe all'esecuzione di indagini geologiche

INDAGINE PER PERICOLOSITA' SISMICA

§3.2.2. I valori di VS sono ottenuti mediante specifiche prove...

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità VS per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

~~Viene abolita la classificazione sulla base di N_{SPT} e c_u~~

Ma ammette che Vs possa essere ottenuto, con giustificata motivazione, tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità, da prove penetrometriche.

Non ci sono deroghe all'esecuzione di indagini

INDAGINE PER MODELLO GEOTECNICO

Devono riguardare il **volume significativo**.

I **valori caratteristici** delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Le **prove di laboratorio**, sulle terre e sulle rocce, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di prova di cui all'art. 59 del DPR 6 giugno 2001, n. 380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Deroga:

Nel caso di costruzioni o di **interventi di modesta rilevanza**, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata su **preesistenti indagini e prove documentate**, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

Progettista delle strutture

INDAGINI: alternative possibili

GEOLOGO

Non ha l'incarico per indagini e Relazione Geotecnica

Ha l'incarico per indagini e Relazione Geotecnica

Rispetta le NTC 18

Svolge tutte le indagini necessarie per la definizione del modello geologico ai sensi del §6.2.1.

Il piano delle indagini geologiche è di responsabilità del Geologo.

Non fornisce alcun dato relativo alla parametrizzazione geotecnica dei terreni e alla pericolosità sismica

Rispetta le NTC 18

Svolge tutte le indagini necessarie per la definizione del modello geologico ai sensi del §6.2.1.

Redige, in accordo con il Progettista delle strutture, il piano delle indagini geotecniche e sismiche, e **svolge, contestualmente, le indagini.** Definisce il modello geotecnico, la parametrizzazione dei terreni e le indagini per la pericolosità sismica. Redige la Relazione geotecnica completa di verifiche ai sensi dei §§ 6.2.2., 7.11.5. e la relazione sulla pericolosità sismica ai sensi del §3.2.2.

In questo caso il Geologo deve essere inteso come **Progettista Geotecnico o Coprogettista** e quindi assume la responsabilità delle indagini e delle verifiche geotecniche.

Terza opzione
la più ragionevole
ma non la più cautelativa per le responsabilità personali
Si continua a fare tutto come si è fatto fino ad ora

IL GEOLOGO

Non ha l'incarico per indagini e Relazione Geotecnica

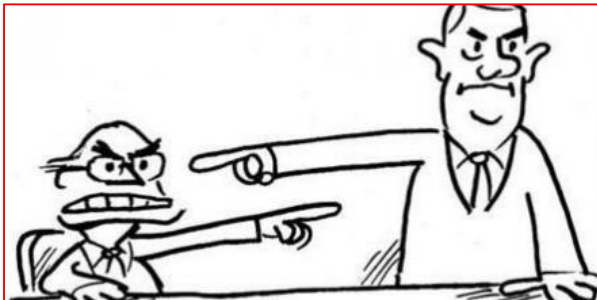
Si fa carico, presso il committente, di reperire la copertura economica per tutte le indagini (a volte sacrificando parte della sua parcella).

Redige il piano delle indagini per la definizione del modello geologico, per il modello geotecnico e sismiche (categoria di sottosuolo o risposta sismica locale, liquefazione). Redige la relazione sulla pericolosità sismica.

Definisce il modello geotecnico, la parametrizzazione dei terreni ma **NON REDIGE la Relazione geotecnica**.

Se questo avviene in **comune accordo** con il Progettista delle strutture e si condividono scelte, responsabilità ed onorario.

BENE



Se questo avviene secondo modalità non definite chiaramente:

- Ci **si accolla l'onere** di chiedere al committente i soldi per le indagini (*quelle geotecniche e sismiche sono le più costose*);
- Ci **si accolla la responsabilità** dell'intera parametrizzazione geotecnica a cui il Progettista delle strutture (progettista geotecnico) fa diretto riferimento.

PERICOLOSO

“Relazione Geotecnica ???”

Come desunto dalla relazione geologica, e in maniera cautelativa, sono stati utilizzati i seguenti parametri per le caratteristiche del terreno:

- categoria di suolo “C”
- categoria topografica T1

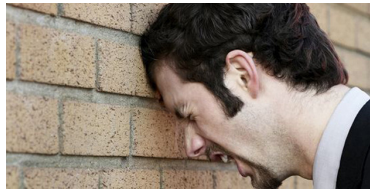
inoltre per il calcolo sono state estrapolate le seguenti caratteristiche del piano di posa della fondazione posto a circa 90/100cm sotto al piano campagna definito come “limi sabbiosi argil-losi”:

γ (peso di volume)=1,85Kg/cm³

ϕ ' (angolo d'attrito interno) =28°

c_u (coesione) = 1.5Kg/cm²

c ' (coesione drenata) = 0.0 Kg/cm² (Stimata)



1 RELAZIONE GEOTECNICA

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI.

Nella presente relazione vengono riportati i risultati delle elaborazioni a carattere geotecnico eseguite per le opere di fondazione da realizzare nell'ambito dei lavori di:

INTERVENTO DI AMPLIAMENTO [redacted]
ORIGINARIO E DEMOLIZIONE DELLE PARTI AGGIUNTE - Foglio [redacted]

I risultati delle indagini effettuate, degli studi eseguiti e delle valutazioni geotecniche operate, parte integrante degli elaborati progettuali relativi ai lavori in oggetto, faranno riferimento per le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione ai dati riportati nella Relazione geologico-tecnica redatta dal dott. geol.

TIPOLOGIA STRUTTURALE IN DIREZIONE X:
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste

TIPOLOGIA STRUTTURALE IN DIREZIONE Y:
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste

TIPOLOGIA FONDAZIONI:
Fondazioni superficiali, quindi del tipo dirette, costituite da un reticolo di travi rovesce.

Descrizione delle tipologie di fondazione utilizzate.

5 Programma delle indagini e delle prove geotecniche

Per le indagini geotecniche, sia a livello qualitativo che quantitativo, si rimanda alla relazione Geologica allegata alla presente.



PORTANZA PER ROTTURA GENERALE

il calcolo è stato effettuato con la teoria di TERZAGHI
testo consultato Viggiani -FONDAZIONI-HEVELIUS EDIZIONI

Per il calcolo della portanza viene anche considerata la forma della fondazione

D spessore del terreno sopra il piano di posa mt.= 0.5
B larghezza fondazione mt=0.7
L lunghezza fondazione mt=1
angolo di attrito in gradi=28.6
Coesione t/mq =0
g1 peso specifico terreno al di sopra del piano di posa t/mc=1.6
g2 peso specifico terreno al di sotto del piano di posa t/mc=1.6
fattore di sicurezza =2.3

COEFFICIENTI DI TERZAGHI
Nq coeff TERZAGHI =15.69
Nc coeff TERZAGHI =26.96
Ngamma coeff TERZAGHI= 18.19

Fattori di forma

f_q =1.38
 f_c =1.41
 f_g = 72

RISULTATO

PORTANZA AMMISSIBILE =1.07kg/cmq

RELAZIONE GEOTECNICA

Le fondazioni dell'edificio sono di tipo continuo in cemento armato con piano di imposta orizzontale posto alla profondità di circa ml 1,00.

In quanto segue si fa riferimento alla stratigrafia ed alla caratterizzazione dei terreni ottenute mediante le indagini riportate nella relazione geologica allegata al progetto.

Il piano di posa delle fondazioni presenta una profondità di m. 1,00 dal piano campagna attestandosi sullo strato di limi sabbio-argillosi presente al di sotto dello strato di terreno vegetale.

Il calcolo delle azioni sismiche di progetto è stato effettuato ipotizzando per il sottosuolo e le caratteristiche topografiche del sito le seguenti proprietà:

- Categoria di sottosuolo: tipo B
Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti.

- Categoria topografica: T1
Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$

La valutazione della capacità portante del terreno viene effettuata sulla base dei parametri geotecnici riportati nella relazione geologica allegata al progetto.

Nel seguito viene eseguita in dettaglio la valutazione della resistenza di progetto del terreno mediante la formulazione di Terzaghi con le espressioni dei coefficienti secondo Vesic.

3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal “volume significativo” dell'opera in esame.

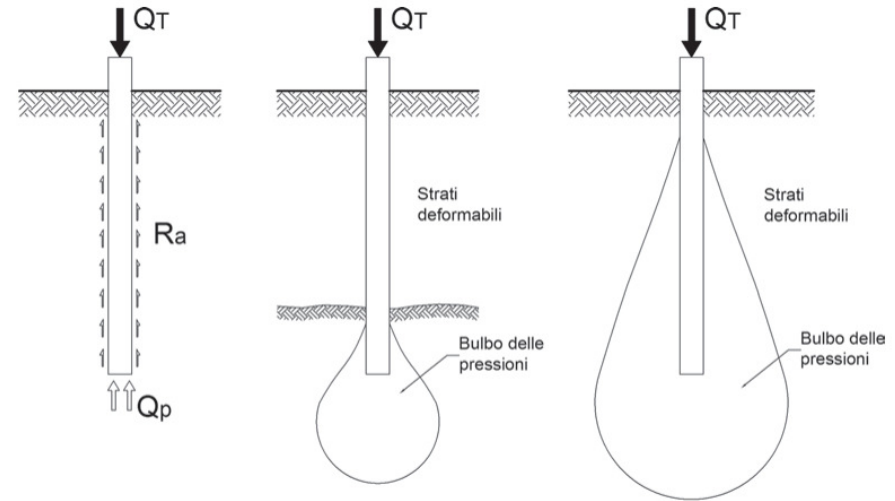
3.1 Prove effettuate e Caratterizzazione geotecnica

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel “volume significativo” dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

6.4. OPERE DI FONDAZIONE

6.4.3 FONDAZIONI SU PALI



Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

6.5. OPERE DI SOSTEGNO

6.5.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

....

Nei muri di sostegno, il terreno di riempimento a tergo del muro deve essere posto in opera con opportuna tecnica di costipamento ed avere granulometria tale da consentire un drenaggio efficace nel tempo. Si può ricorrere all'uso di geotessili, con funzione di separazione e filtrazione, da interporre fra il terreno in sede e quello di riempimento.

Il drenaggio deve essere progettato in modo da risultare efficace in tutto il volume significativo a tergo del muro.

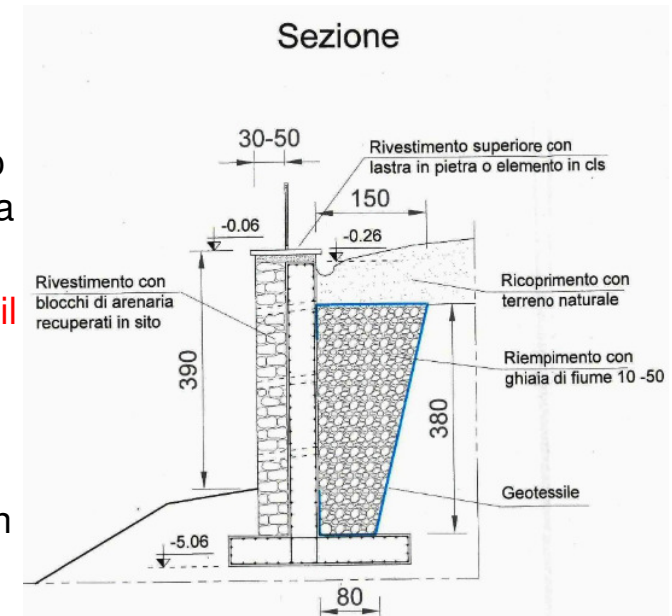
Devono essere valutati gli effetti derivanti da parziale perdita di efficacia di dispositivi particolari quali sistemi di drenaggio superficiali e profondi, tiranti ed ancoraggi. Per tutti questi interventi deve essere predisposto un dettagliato piano di controllo e monitoraggio nei casi in cui la loro perdita di efficacia configuri scenari di rischio.

... Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la verifica delle condizioni di stabilità locale e globale del complesso opera-terreno, tenuto conto anche di eventuali moti di filtrazione.

Devono essere prescritte le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali di riempimento.

6.5.2.2 MODELLO GEOMETRICO DI RIFERIMENTO

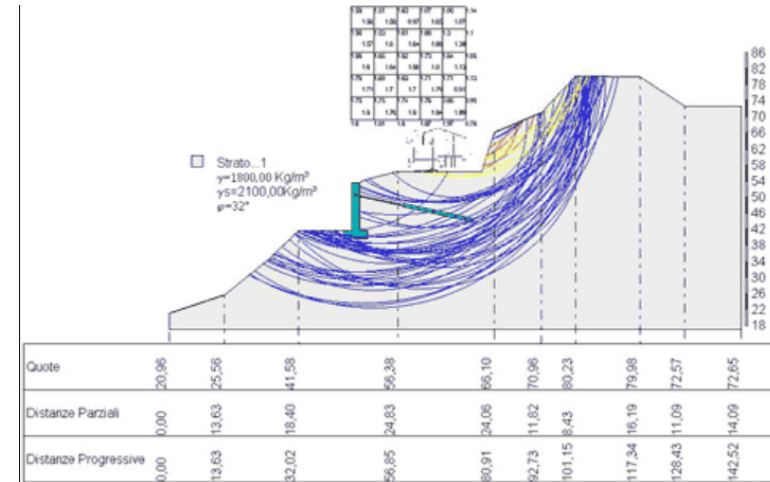
Il livello della superficie libera dell'acqua deve essere scelto sulla base di misure e sulla possibile evoluzione del regime delle pressioni interstiziali anche legati a eventi di carattere eccezionale e a possibili malfunzionamenti dei sistemi di drenaggio. **In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo stato limite ultimo, si deve sempre ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ($k < 10^{-6}$ m/s).**



6.5. OPERE DI SOSTEGNO

6.5.3.1.1 MURI DI SOSTEGNO

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.



7.11.6 OPERE DI SOSTEGNO

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 (Stabilità dei pendii).

Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4 (Fronti di scavo e rilevati) nonché le verifiche di sicurezza delle fondazioni al § 7.11.5.

DEVONO ESSERE FATTE ENTRAMBE LE VERIFICHE

NTC 2008

NTC 2018

7.11.3.5 Stabilità dei pendii

Tabella 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

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.

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

7.11.3.5 Stabilità dei pendii

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

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; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica. ... In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_s = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$. Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

NTC 2008

7.11.6. Opere di sostegno

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

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

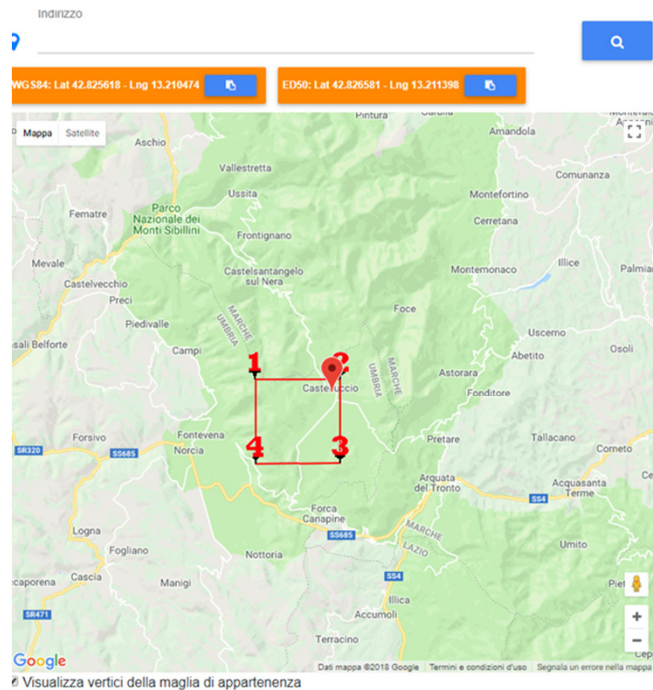
NTC 2018

7.11.6. Opere di sostegno

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

$\beta_S = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_S = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).



Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. publ

Vita Normale 50

Interpolazione Medi

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]
Operatività (SLO)	30
Danno (SLD)	50
Salvaguardia vita (SLV)	475
Prevenzione collasso (SLC)	975
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50

Muri di sostegno NTC 2008

Stabilità dei pendii e fondazioni

Paratie

Muri di sostegno NTC 2018

Fronti di scavo e rilevati

K _h	0.000	0.067	0.133	0.000
k _v	--	0.034	0.066	--
A _{max} [m/s ²]	1.075	1.402	3.430	4.139
Beta	--	0.470	0.380	--

ESPORTA IN TXT PDF SPETTRI

Cap. 8. Costruzioni esistenti

§8.2. Criteri generali

...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.

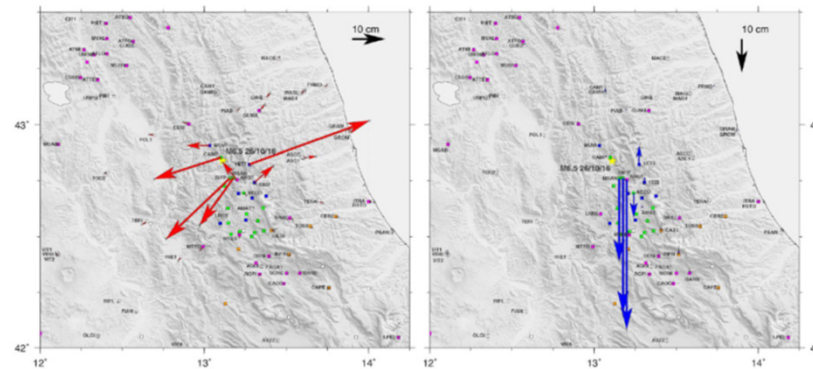
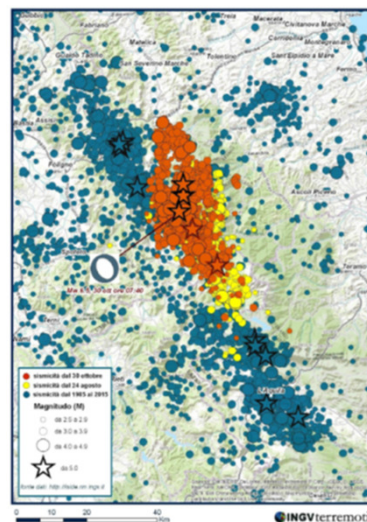


Figura 2.7.2 - Mappa degli spostamenti co-sismici GPS orizzontali (freccie rosse) e verticali (freccie blu) ottenuti dalla combinazione di tre soluzioni geodetiche indipendenti per l'evento del 30 Ottobre 2016. I quadrati bianchi mostrano la posizione delle stazioni GPS permanenti, e quelli magenta delle stazioni RING-INGV (doi:10.13127/RING). I quadrati arancione mostrano le stazioni GPS permanenti gestite da DPC e ISPRA. I quadrati verdi e blu mostrano le stazioni della rete CaGeoNet e della rete IGM, rispettivamente, ri-occupati dopo il 24 Agosto.

§ 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.

Cap. 8. Costruzioni esistenti

§ 8.3 Valutazione della sicurezza

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

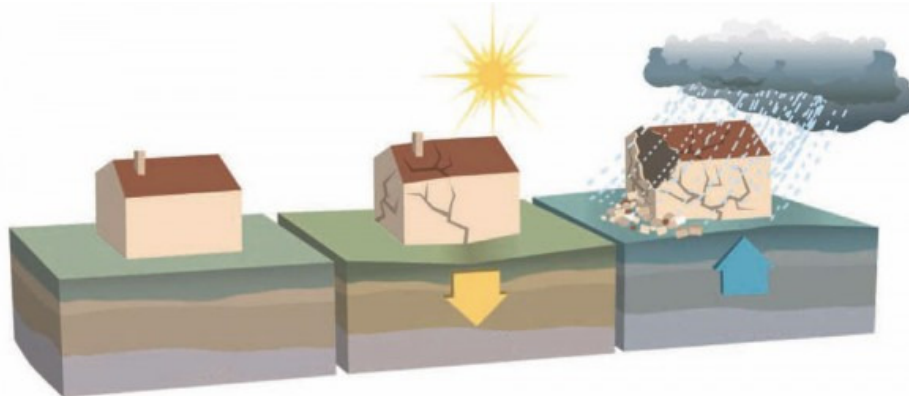
- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario **umentare la sicurezza strutturale** mediante interventi.

- sia necessario procedere ad **umentare o ripristinare la capacità portante**. NTC 08

.....

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;



Cap. 8. Costruzioni esistenti

§ 8.3 Valutazione della sicurezza

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la **verifica** del sistema di fondazione **è obbligatoria 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 siano 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.

Di quale epoca?

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.

Doveva essere un procedimento **quantitativo** !

§ 8.4. Classificazione degli interventi

...

leggi interventi

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.**

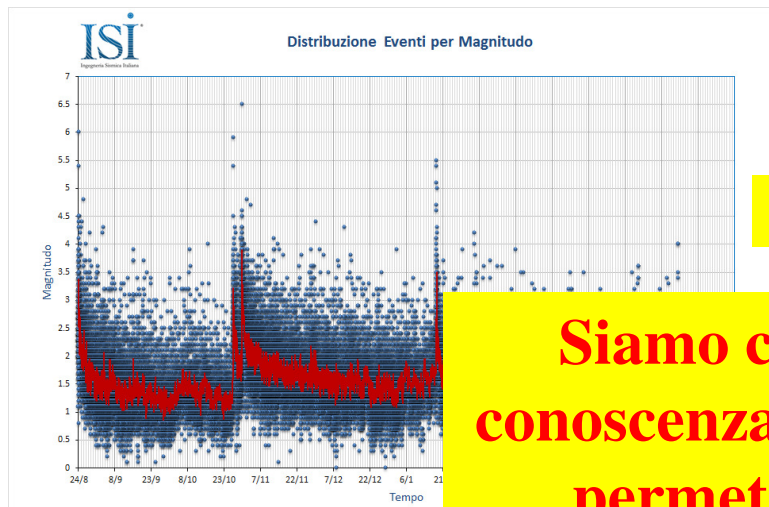
Non dimentichiamo che

§7.11.2. Caratterizzazione geotecnica ai fini sismici

Nelle analisi di stabilità in **condizioni post-sismiche** si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per **degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali** che può verificarsi nei terreni saturi.



Torrente Torbidone



Circa 86.000 terremoti in 2 anni

Siamo convinti che l'utilizzo di elementi di conoscenza preesistenti possa essere sufficiente a permettere un giudizio motivato che deve garantire, al committente ed alla comunità, la sicurezza per gli stati limite ultimi SLU?

§2.1. Principi fondamentali

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;

In Umbria l'8,7% del territorio è in frana, un valore in linea con la media nazionale (8,9%), con una superficie totale di 651 Km² ed un numero molto elevato di eventi (**34.545**) per la maggior parte riferibili a frane a crollo (73%) e riferibili a frane a crollo

