CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

PROGETTAZIONE GEOTECNICA

NTC 2018. D.M. 17/01/2018.

Alcune disposizioni per le opere e i sistemi geotecnici.

NTC 2018

- **Decreto Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018.**
  Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

  E' entrato in vigore il 22 marzo 2018. Sostituisce la previgente normativa approvata con D.M. 14/01/2008.

- **Circolare applicativa 21 gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP.**

Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale„ n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale

Spediz. abb. post. - art. 1, comma 1
Legge 27-02-2004, n. 46 - Filiale di Roma

GAZZETTA UFFICIALE

DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA Roma - Martedì, 20 febbraio 2018 SI PUBBLICA TUTTI I GIORNI NON FESTIVI

DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE LEGGI E DECRETI - VIA ARENULA, 70 - 00186 ROMA
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO - VIA SALARIA, 691 - 00138 ROMA - CENTRALINO 06-85081 - LIBRERIA DELLO STATO PIAZZA G. VERDI, 1 - 00198 ROMA

N. 8

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

DECRETO 17 gennaio 2018.

Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

CAPITOLO 6 – PROGETTAZIONE GEOTECNICA

6.1. DISPOSIZIONI GENERALI
6.1.1. OGGETTO DELLE NORME
6.1.2. PRESCRIZIONI GENERALI

6.2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO
6.2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO
6.2.2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA
6.2.3. FASI E MODALITA' COSTRUTTIVE
6.2.4. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI
6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)
6.2.4.1.1 Azioni
6.2.4.1.2 Resistenze
6.2.4.1.3 . Verifiche SLU con l'analisi di interazione terreno-struttura
6.2.4.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI
6.2.4.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)
6.2.5 IMPIEGO DEL METODO OSSERVAZIONALE
6.2.6. MONITORAGGIO DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO

6.3. STABILITÀ DEI PENDII NATURALI
6.3.1. PRESCRIZIONI GENERALI
6.3.2. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO
6.3.3. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO
6.3.4. VERIFICHE DI SICUREZZA
6.3.5. INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE
6.3.6. CONTROLLI E MONITORAGGIO

6.4. OPERE DI FONDAZIONE
6.4.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO
6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI
6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)
6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)
6.4.3. FONDAZIONI SU PALI
6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)
6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali
6.4.3.1.1.1 Resistenza a carico assiale di una palificata
6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali
6.4.3.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)
6.4.3.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) DELLE FONDAZIONI MISTE
6.4.3.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) DELLE FONDAZIONI MISTE
6.4.3.5 ASPETTI COSTRUTTIVI
6.4.3.6 CONTROLLI D'INTEGRITÀ DEI PALI
6.4.3.7 PROVE DI CARICO
6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota
6.4.3.7.2 Prove in corso d'opera

6.5. OPERE DI SOSTEGNO
6.5.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO
6.5.2 AZIONI
6.5.2.1 SOVRACCARICHI
6.5.2.2 MODELLO GEOMETRICO DI RIFERIMENTO
6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE
6.5.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)
6.5.3.1.1 Muri di sostegno
6.5.3.1.2 Paratie
6.5.3.2 VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

6.6. TIRANTI DI ANCORAGGIO

6.6.1. CRITERI DI PROGETTO
6.6.2. VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)
6.6.3. ASPETTI COSTRUTTIVI
6.6.4. PROVE DI CARICO
6.6.4.1. Prove di progetto su ancoraggi preliminari
6.6.4.2. Prove di carico in corso d'opera sugli ancoraggi

6.7. OPERE IN SOTTERRANEO
6.7.1. PRESCRIZIONI GENERALI
6.7.2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA
6.7.3. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA
6.7.4. CRITERI DI PROGETTO
6.7.5. ANALISI PROGETTUALI E VERIFICHE DI SICUREZZA
6.7.6. CONTROLLO E MONITORAGGIO

6.8. OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO
6.8.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO
6.8.2. VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)
6.8.3. VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)
6.8.4. ASPETTI COSTRUTTIVI
6.8.5. CONTROLLI E MONITORAGGIO
6.8.6. FRONTI DI SCAVO
6.8.6.1 Indagini geotecniche e caratterizzazione geotecnica
6.8.6.2 Criteri generali di progetto e verifiche di sicurezza

6.9. MIGLIORAMENTO E RINFORZO DEI TERRENI E DEGLI AMMASSI ROCCIOSI
6.9.1. SCELTA DEL TIPO DI INTERVENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTO
6.9.2. MONITORAGGIO

6.10. CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO DI OPERE ESISTENTI
6.10.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO
6.10.2. INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA
6.10.3. TIPI DI CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO
6.10.4. CONTROLLI E MONITORAGGIO

6.11. DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI
6.11.1. DISCARICHE CONTROLLATE
6.11.1.1 Criteri di progetto
6.11.1.2 Caratterizzazione del sito
6.11.1.3 Modalità costruttive e di controllo dei dispositivi di barriera
6.11.1.4 Verifiche di sicurezza
6.11.1.5 Monitoraggio
6.11.2. DEPOSITI DI INERTI
6.11.2.1 Criteri di progetto
6.11.2.2 Monitoraggio

6.12. FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE
6.12.1. INDAGINI SPECIFICHE

CAPITOLO 7 – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.0. GENERALITÀ

7.1. REQUISITI DELLE COSTRUZIONI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE
7.2.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI
7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI
7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI
7.2.4. CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI
7.2.5. REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE
7.2.6. CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA

7.11. OPERE E SISTEMI GEOTECNICI
7.11.1. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE
7.11.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI
7.11.3. RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO
7.11.3.1 Risposta sismica locale
7.11.3.2 Fattori di amplificazione stratigrafica
7.11.3.3 Fattori di amplificazione topografica
7.11.3.4 Stabilità nei confronti della liquefazione
7.11.3.4.1 Generalità
7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione
7.11.3.4.3 Metodologie di analisi
7.11.3.5 Stabilità dei pendii
7.11.3.5.1 Azione sismica
7.11.3.5.2 Metodi di analisi
7.11.4. FRONTI DI SCAVO E RILEVATI
7.11.5. FONDAZIONI
7.11.5.1 Regole generali di progettazione
7.11.5.2 Indagini e modello geotecnico
7.11.5.3 Verifiche dello Stato Limite Ultimo (SLU) e dello Stato Limite di Danno (SLD)
7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali
7.11.5.3.2 Fondazioni su pali
7.11.6. OPERE DI SOSTEGNO
7.11.6.1 Requisiti generali
7.11.6.2 Muri di sostegno
7.11.6.2.1 Metodi di analisi
7.11.6.2.2 Verifiche di sicurezza
7.11.6.3 Paratie
7.11.6.3.1 Metodi pseudo-statici
7.11.6.3.2 Verifiche di sicurezza
7.11.6.4 Sistemi di vincolo
7.11.6.4.1 Verifiche di sicurezza

Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale„ n. 35 del 11 febbraio 2019 - Serie generale

Spediz. abb. post. - art. 1, comma 1
Legge 27-02-2004, n. 46 - Filiale di Roma

GAZZETTA UFFICIALE

DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA **Roma - Lunedì, 11 febbraio 2019** SI PUBBLICA TUTTI I GIORNI NON FESTIVI

DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE LEGGI E DECRETI - VIA ARENULA, 70 - 00186 ROMA
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO - VIA SALARIA, 691 - 00138 ROMA - CENTRALINO 06-85081 - LIBRERIA DELLO STATO PIAZZA G. VERDI, 1 - 00198 ROMA

N. 5

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. **7 C.S.LL.PP.**

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Quali sono le finalità della Normativa Tecnica per le Costruzioni?

- **Definire in modo uniforme e condiviso i livelli di sicurezza delle costruzioni.**

- **Definire (limitatamente agli aspetti tecnici) le responsabilità e i doveri dei progettisti.**

- **Definire standard tecnici**

(Individuare procedure per la progettazione).

NTC 2018 (D.M. 17/01/2018)

6. PROGETTAZIONE GEOTECNICA

6.2. Articolazione del progetto

6.2. Articolazione del progetto

Il progetto delle opere e degli interventi che interagiscono col terreno, si articola nelle seguenti fasi:

- caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- scelta del tipo di opera o di intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
- caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce presenti nel volume significativo;
- definizione del **modello geotecnico di sottosuolo** comprendente l'individuazione delle categorie di sottosuolo e le condizioni topografiche ai fini della valutazione, con l'approccio semplificato, degli effetti della risposta sismica locale;
- definizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
- programmazione delle attività di controllo e monitoraggio.

6.2.1. MODELLO GEOLOGICO DEL SITO

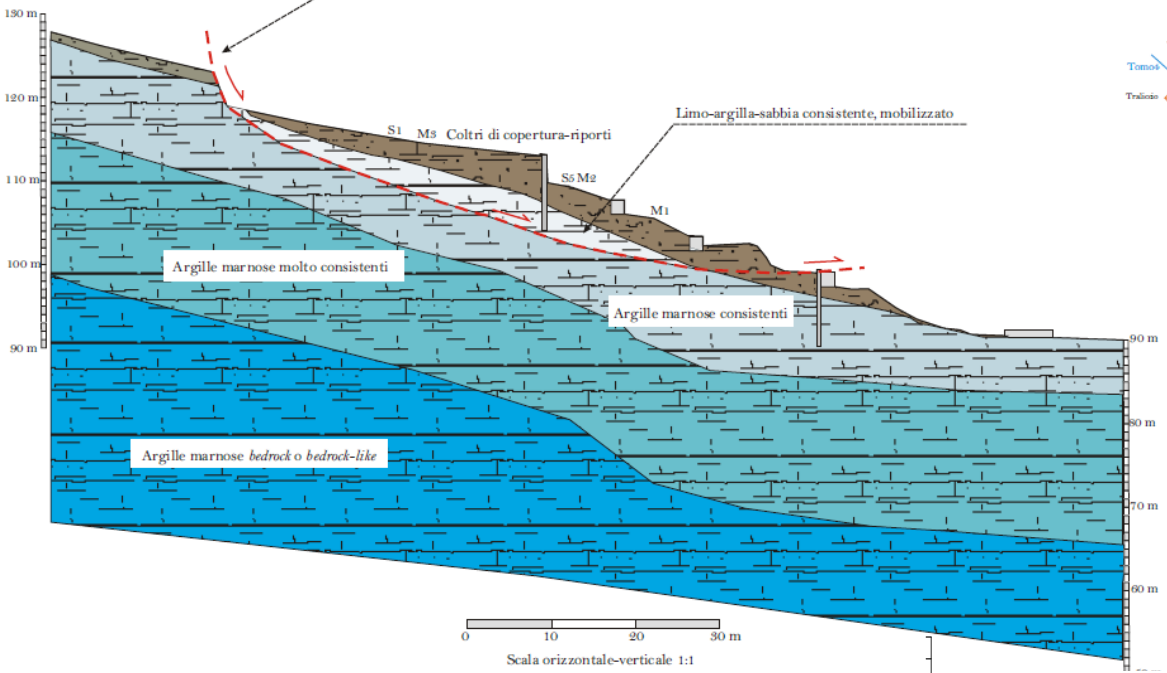
6.2.1. MODELLO GEOLOGICO DEL SITO

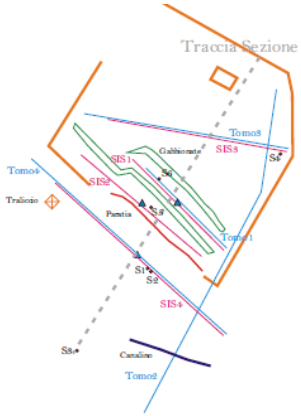
La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento.

In funzione del tipo di opera, di intervento e della complessità del contesto geologico nel quale si inserisce l'opera, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

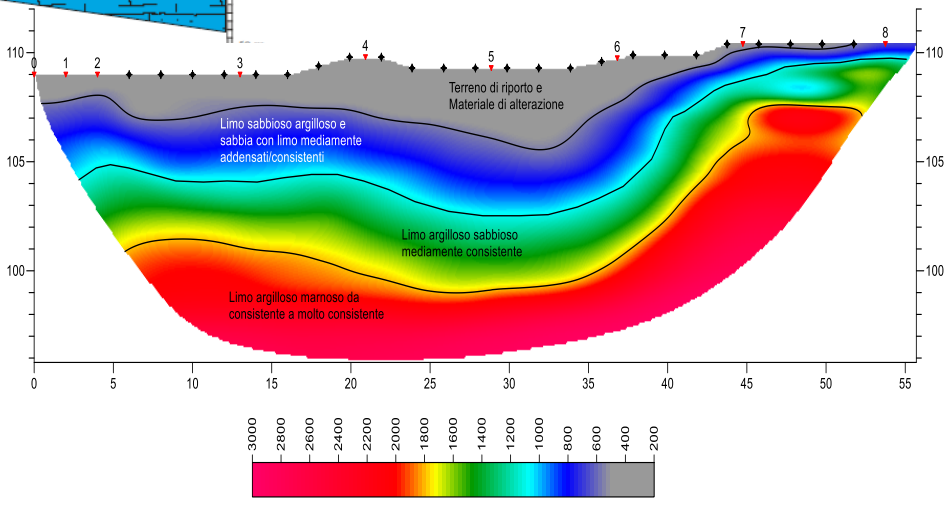
Il modello geologico deve essere sviluppato in modo da costituire elemento di riferimento per il *progettista* *per inquadrare i problemi geotecnici* e per definire il programma delle indagini geotecniche.

6.2.1. MODELLO GEOLOGICO DEL SITO





MODELLO DI VELOCITA' SIS 2



6.2.1. MODELLO GEOLOGICO DEL SITO

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito devono essere esaurientemente esposte e commentate in una relazione geologica, che è parte integrante del progetto.

Tale relazione:

- comprende, 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 e i conseguenti livelli delle pericolosità geologiche.

6.2.2. MODELLO GEOTECNICO

6.2.2. MODELLO GEOTECNICO (NTC 2018)

Le indagini geotecniche:

- devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento;
- devono riguardare il volume significativo ossia la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso e,
- in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto:
  - al § 3.2.2 *(Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche)*
  - e al § 7.11.2 (*Caratterizzazione geotecnica ai fini sismici)*.

Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

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

6.2.2. MODELLO GEOTECNICO

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.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato.

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

6.2.2. MODELLO GEOTECNICO

Per gli **ammassi rocciosi** e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità.

Deve inoltre essere specificato se la resistenza caratteristica si riferisce alle discontinuità o all'ammasso roccioso.

Per la verifica delle condizioni di sicurezza e delle prestazioni di cui al §6.2.4, la scelta dei valori caratteristici delle quote piezometriche e delle pressioni interstiziali deve tenere conto della loro variabilità spaziale e temporale.

6.2.2. MODELLO GEOTECNICO

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 *(Testo Unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia)*.
I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

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.

6.3. –STABILITA’ DEI PENDII NATURALI.

6.3. -STABILITA' DEI PENDII NATURALI.

La circolare applicativa ha chiarito che le indicazioni contenute al §C6.3 valgono per le analisi di stabilità dei pendii naturali che siano interessati da movimenti franosi, potenziali o in atto, **la cui scala di riferimento sia quella del singolo pendio**.

6.3. -STABILITA' DEI PENDII NATURALI.

Ad es. le scelte progettuali per le opere a sviluppo lineare (infrastrutture stradali e ferroviarie, reti acquedottistiche, irrigue, metanodotti ecc.) discendono, anche:

- dalla identificazione delle caratteristiche geo-strutturali dell'area di studio e dei principali elementi tettonici presenti;

- dalla definizione dei "principali fenomeni geomorfologici con particolare riferimento a quelli di frana".

6.3.3. MODELLO GEOTECNICO DEL PENDIO

The geotechnical slope model

The main objective of the geotechnical slope models is:

Translating the reality into a simplified scheme which can be analysed with engineering tools.

- Back-analysis of past landslides
- Forecasting of future landslides

6.3.3. MODELLO GEOTECNICO DEL PENDIO

The geotechnical slope model

Everything engineers (and scientists) do is concerned with modelling!
You have been engaged in modelling for years – perhaps unconsciously!

(Muir Wood, 2005)

Tutto ciò che fanno gli ingegneri (e gli scienziati) riguarda la modellazione!

Sei stato coinvolto nella modellazione per anni — forse inconsapevolmente!

Al momento, la nostra capacità di analizzare e calcolare supera considerevolmente la nostra capacità di comprendere, misurare e caratterizzare un problema o un processo.
Pertanto, la comprensione e la capacità di concettualizzare diventano ancora più importanti.

At present time, our ability to analyze and compute exceeds considerably our ability to understand, measure, and characterize a problem or process. Thus, understanding and the ability to conceptualize become all the more important.

(Mitchell, 1993)

6.3.3. MODELLO GEOTECNICO DEL PENDIO

Tenendo conto del modello geologico ed evolutivo del versante, devono essere programmate specifiche indagini per la caratterizzazione geotecnica dei terreni e dell'ammasso roccioso, finalizzate:

- alla definizione del modello geotecnico, sulla base del quale effettuare lo studio delle condizioni di stabilità;
- al progetto di eventuali interventi di stabilizzazione.

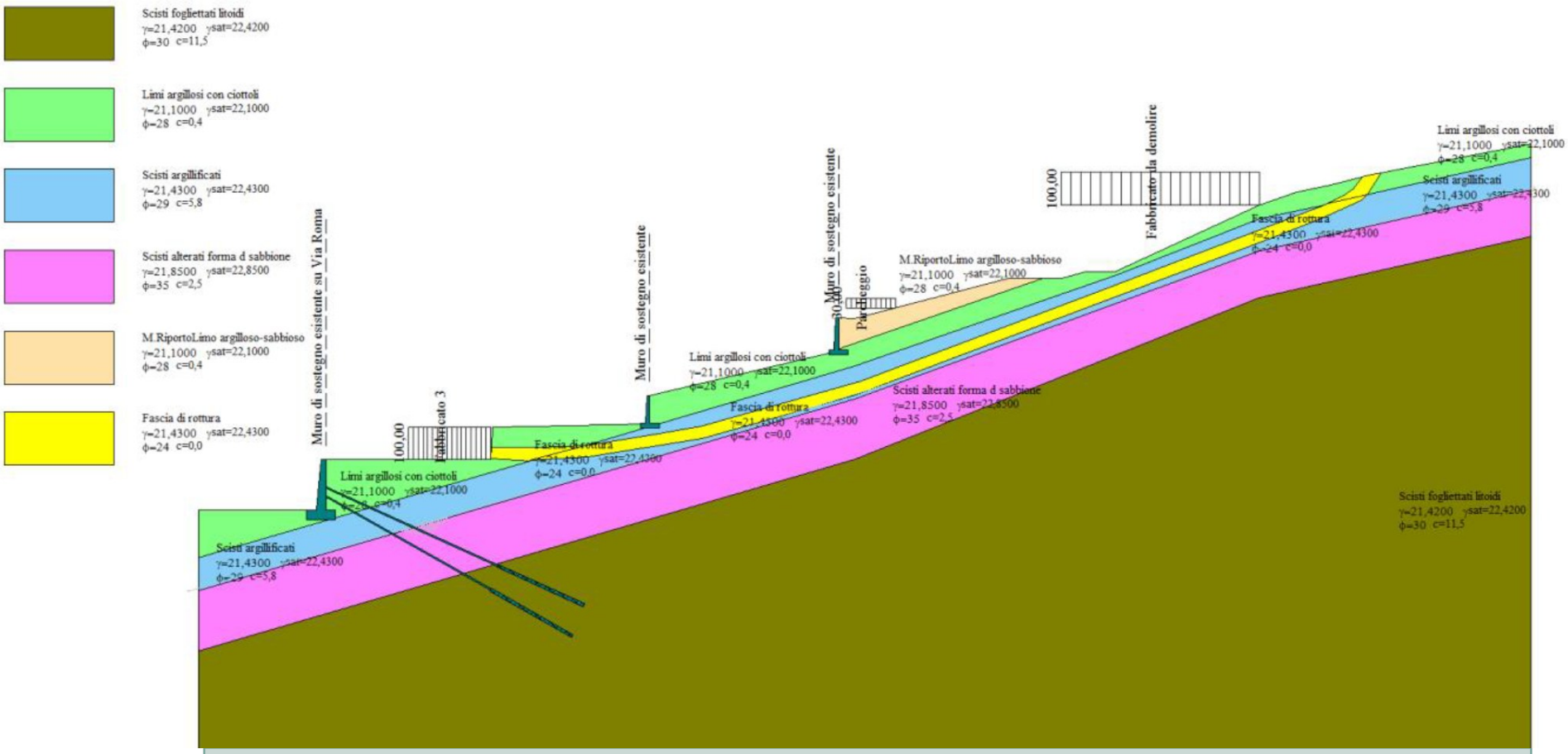
6.3.3. MODELLO GEOTECNICO DEL PENDIO

Le indagini devono effettuarsi secondo i seguenti criteri:

- **la superficie del pendio** deve essere definita attraverso un rilievo plano-altimetrico in scala adeguata ed esteso ad una zona sufficientemente ampia a monte e valle del pendio stesso;

- **lo studio geotecnico** deve definire:
  - la successione stratigrafica e le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi;
  - l'entità e la distribuzione:
    - delle pressioni interstiziali nel terreno e nelle discontinuità;
    - degli eventuali spostamenti plano-altimetrici di punti in superficie e in profondità.

6.2.2. MODELLO GEOTECNICO



Il modello geotecnico è costruito sulla base del profilo topografico del terreno e delle stratificazioni presenti nel sottosuolo. Dovrà indicare la posizione del pelo libero della falda, le proprietà fisiche e meccaniche degli strati e le eventuali opere preesistenti.

6.3.3. MODELLO GEOTECNICO DEL PENDIO

La scelta:

- delle tipologie di indagine e misura,
- dell'ubicazione del numero di verticali da esplorare,
- della posizione e del numero dei campioni di terreno da prelevare e sottoporre a prove di laboratorio,

dipende dall'estensione dell'area, dalla disponibilità di informazioni provenienti da precedenti indagini e dalla complessità delle condizioni idrogeologiche e stratigrafiche del sito in esame.

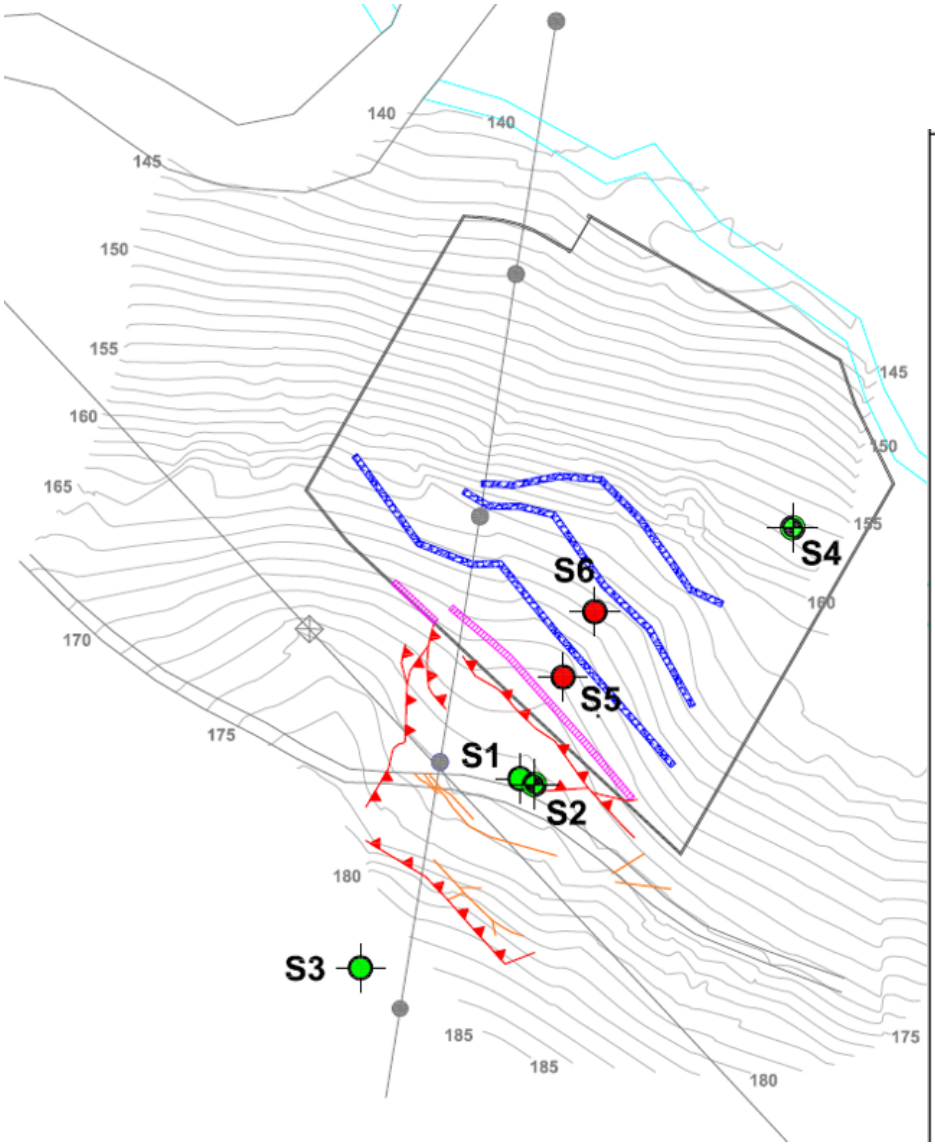
6.3.3. MODELLO GEOTECNICO DEL PENDIO

Il **numero minimo** di verticali di indagine e misura deve essere tale da permettere una descrizione accurata della successione stratigrafica dei terreni interessati da cinematismi di collasso effettivi e potenziali e, in caso di pendii in frana, deve consentire:

- di accertare forma e posizione della superficie o delle superfici di scorrimento esistenti e
- di definire i caratteri cinematici della frana.

La profondità e l'estensione delle indagini devono essere fissate in relazione alle caratteristiche geometriche del pendio, ai risultati dei rilievi di superficie, nonché alla più probabile posizione della eventuale superficie di scorrimento.

6.3. -STABILITA' DEI PENDII NATURALI.



LEGENDA

INDAGINI GEOTECNICHE - Maggio 2014

Sondaggio geotecnico a carotaggio continuo strumentato con inclinometro

INDAGINI GEOTECNICHE - Maggio 2014

Sondaggio geotecnico a carotaggio continuo strumentato con inclinometro

Sondaggio geotecnico a distruzione di nucleo strumentato con piezometri

RILIEVO SISTEMA DI FRATTURE

Scarpata

Nicchia di frana

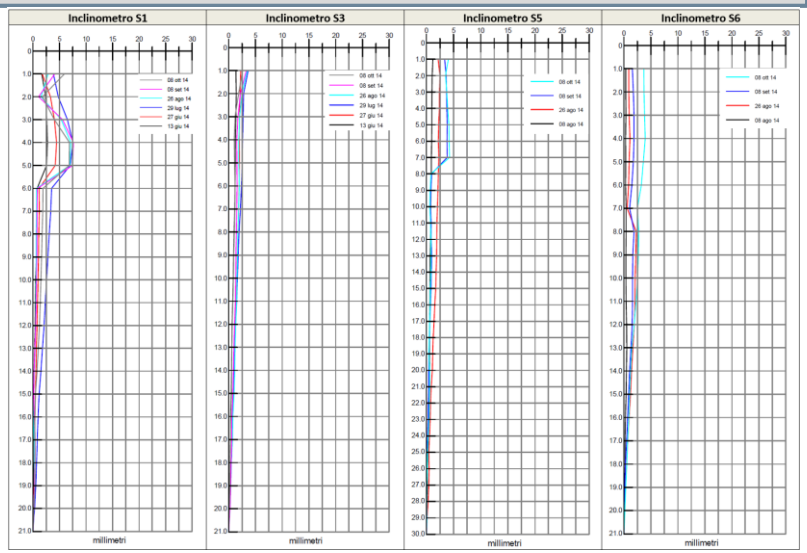
Frattura di trazione

OPERE GEOTECNICHE ESISTENTI

Palificata

Gabbioni

6.3. -STABILITA' DEI PENDII NATURALI.



S3

COLTRE
γ=21,98
φ = 32,2
c= 15,7 kPa
Kh=5,1Kg/cm3

posizione paratia di pali ante dissesto

S1

6,00

paratia di pali dissestata da demolire

20,63

S5

8,00

gabbionate dissestate

S6

gabbionate dissestate

8,00

FASCIA DI TAGLIO
γ=23,03
φ = 17,1
c= 6,5 kPa

paratia di pali esistente

4,00

0,00

12,00

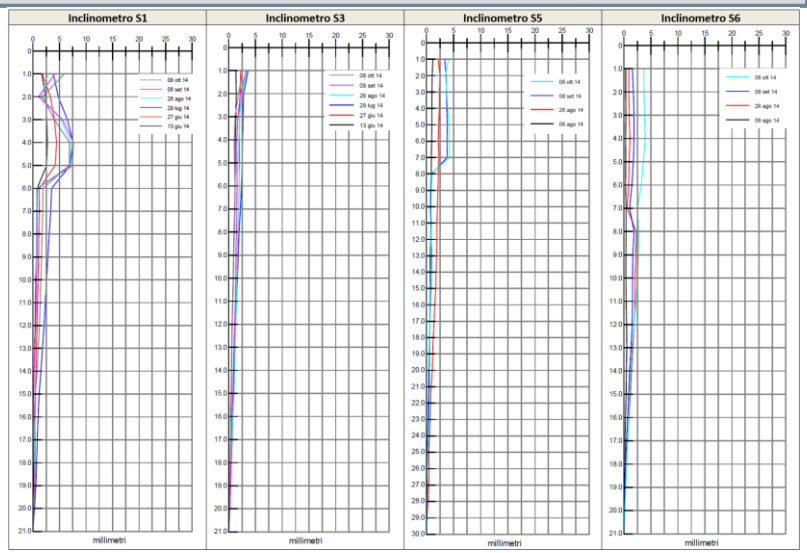
LIMO ARGILLOSO
γ=22,73
φ = 39,7
c= 35,5 kPa
Kh=10,9 Kg/cm3

LIMO SABBIOSO
γ=23,22
φ = 34,8
c= 88,2 kPa
Kh=12,4 Kg/cm3

LIMO ARGILLOSO-SABBIOSO
γ=23,03
φ = 29,0
c= 24,1 kPa
Kh=12,2 Kg/cm3

LIMO ARGILLOSO
γ=22,73
φ = 39,7
c= 35,5 kPa
Kh=10,9 Kg/cm3

6.3. -STABILITA' DEI PENDII NATURALI.



S3

COLTRE
γ=21,98
φ = 32,2
c= 15,7 kPa
Kh=5,1Kg/cm3

posizione paratia di pali ante dissesto

paratia di pali dissestata da demolire

S1

20,63

6,00

S5

gabbionate dissestate

S6

gabbionate dissestate

8,00

FASCIA DI TAGLIO
γ=23,03
φ = 17,1
c= 6,5 kPa

8,00

paratia di pali esistente

4,00

0,00

12,00

LIMO ARGILLOSO
γ=22,73
φ = 39,7
c= 35,5 kPa
Kh=10,9 Kg/cm3

LIMO SABBIOSO
γ=23,22
φ = 34,8
c= 88,2 kPa
Kh=12,4 Kg/cm3

LIMO ARGILLOSO-SABBIOSO
γ=23,03
φ = 29,0
c= 24,1 kPa
Kh=12,2 Kg/cm3

LIMO ARGILLOSO
γ=22,73
φ = 39,7
c= 35,5 kPa
Kh=10,9 Kg/cm3

6.3.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto del tipo di frana e dei possibili cinematismi, considerando forma e posizione della eventuale superficie di scorrimento, le proprietà meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi e il regime delle pressioni interstiziali.

Nel caso di pendii in frana le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella/e riconosciuta/e con le indagini.

Negli altri casi, la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la *superficie critica* alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso.

6.3. -STABILITA' DEI PENDII NATURALI

6.3.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ_f) e la tensione di taglio agente (τ) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le azioni, presi con il loro valore caratteristico.

6.3. -STABILITA' DEI PENDII NATURALI

6.3.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza si eseguono utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza congruenti con lo stato e l'evoluzione del cinematismo della frana, facendo riferimento, nelle situazioni più frequenti, ai valori dei parametri di resistenza di post-picco o, nel caso di possibile riattivazione di frane preesistenti, ai valori residui. [C.6.3.4]

L'adeguatezza del margine di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve comunque essere giustificata sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

6.3.5. INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Il progetto degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la descrizione completa dell'intervento, l'influenza delle modalità costruttive sulle condizioni di stabilità, il piano di monitoraggio e un significativo piano di gestione e controllo nel tempo della funzionalità e dell'efficacia dei provvedimenti adottati.

In ogni caso devono essere definiti l'entità del miglioramento delle condizioni di sicurezza del pendio e i criteri per verificarne il raggiungimento.

6.3. -STABILITA' DEI PENDII NATURALI

6.3.5. INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

La scelta delle più idonee tipologie degli interventi di stabilizzazione deve tener conto delle cause promotrici della frana, del meccanismo di collasso ipotizzato o in atto, dei suoi caratteri cinematici e del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

Il progetto degli interventi deve essere basato su specifici modelli geotecnici di sottosuolo.

Oltre alla valutazione dell'incremento di sicurezza indotto dagli interventi di stabilizzazione nei confronti del meccanismo di collasso più critico, è necessario verificare le condizioni di sicurezza connesse con altri, diversi, meccanismi di collasso, compatibili con gli interventi ipotizzati.

In conclusione……..

La corretta individuazione e progettazione degli interventi di stabilizzazione di corpi di frana richiede necessariamente :

- l'esecuzione di un accurato rilievo plano-altimetrico;
- la modellazione geologica del sito;
- la realizzazione di indagini per la definizione del modello geotecnico del sottosuolo.

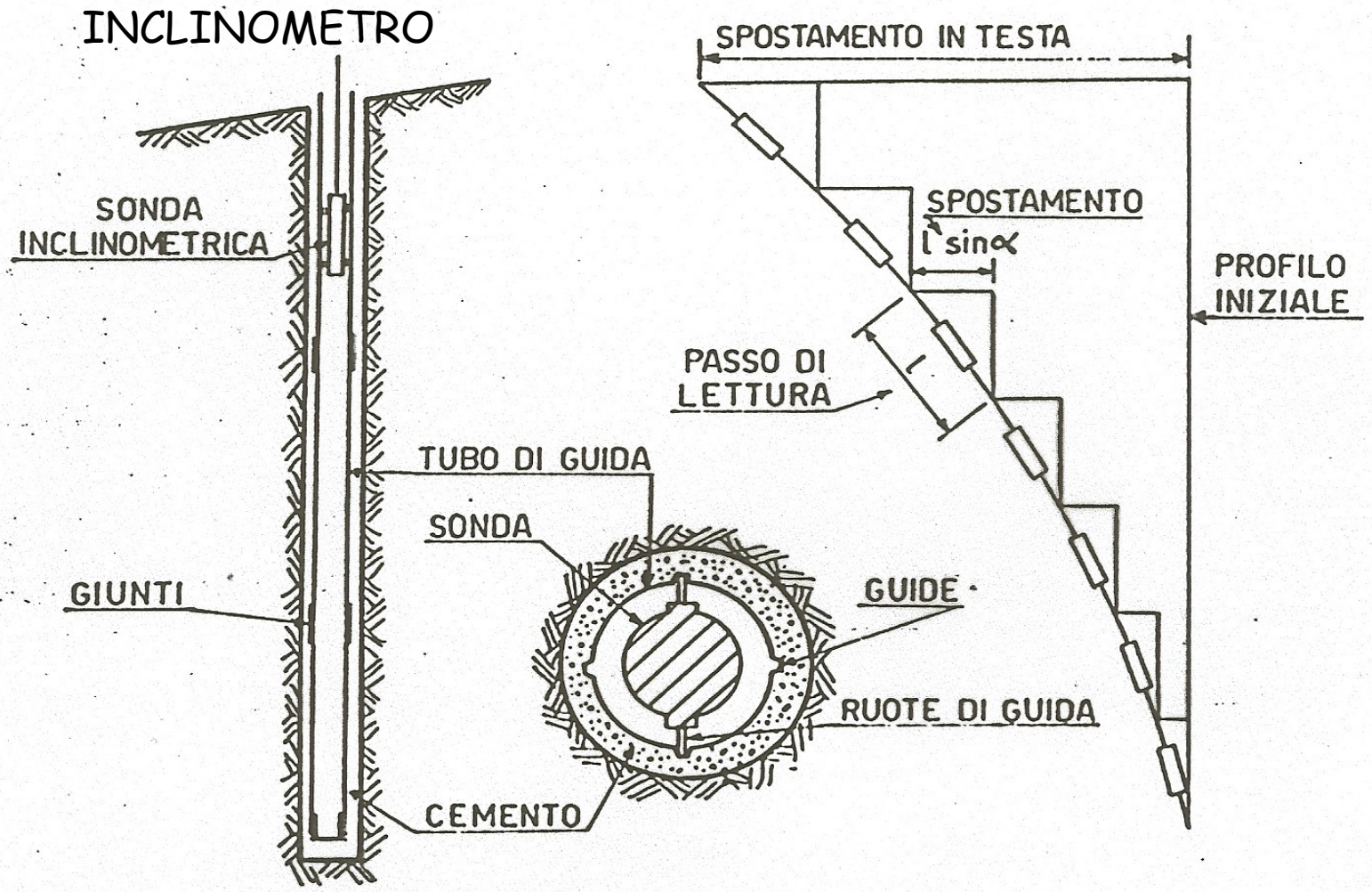
Pendii in frana. L'individuazione della superficie di scorrimento

In caso di pendii in frana, le indagini geotecniche devono consentire di accertare *forma* e *posizione* della superficie o delle superfici di scorrimento esistenti.

L'obiettivo può conseguirsi determinando l'entità degli spostamenti in superficie ed in profondità e la loro evoluzione nel tempo.

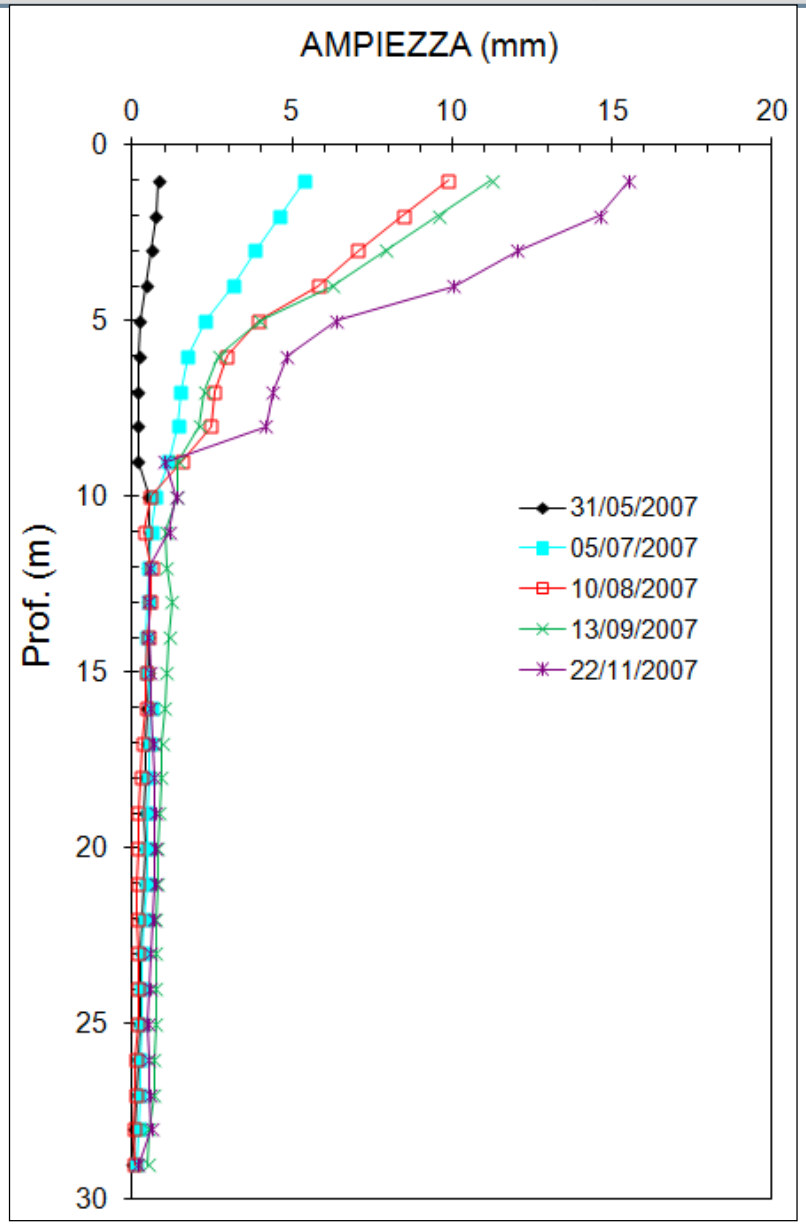
Gli spostamenti in profondità possono determinarsi installando, in un numero sufficiente di verticali di indagine, preventivamente individuate, idonee *tubazioni inclinometriche* ed effettuando una serie successiva di misurazioni con l'ausilio di un'appropriata strumentazione.

Pendii in frana. L'individuazione della superficie di scorrimento



– *Schema di una misura inclinometrica*

Pendii in frana. L'individuazione della superficie di scorrimento



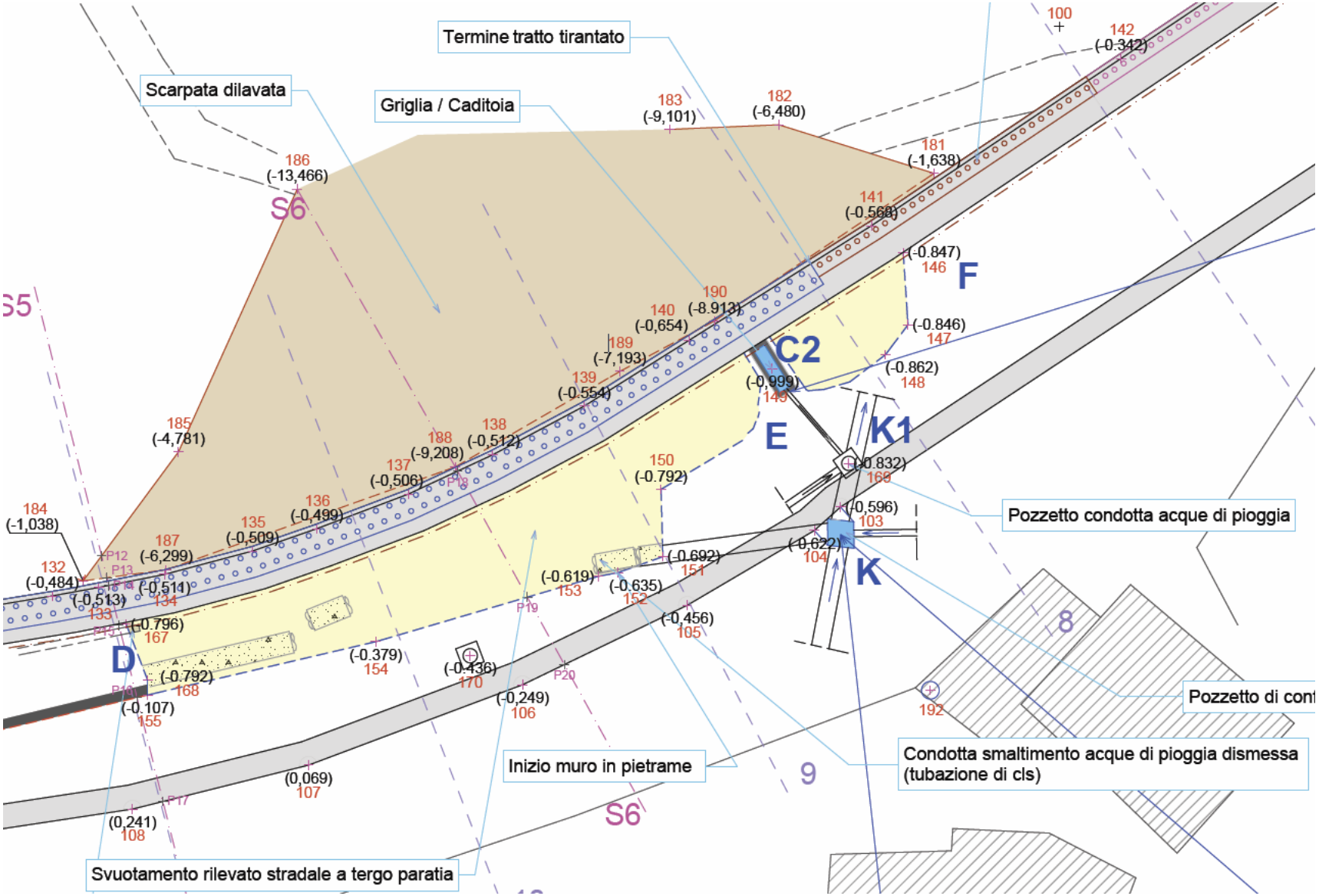
Alla luce di quanto appena mostrato appare chiaro, quindi, quanto sia errato, velleitario e non conforme alle prescrizioni normative, pensare di poter progettare un intervento di stabilizzazione di un pendio in frana, senza conoscere e aver preventivamente individuato le cause promotrici della frana, nonché la forma e la posizione della superficie di scorrimento.

I risultati potrebbero essere disastrosi ……

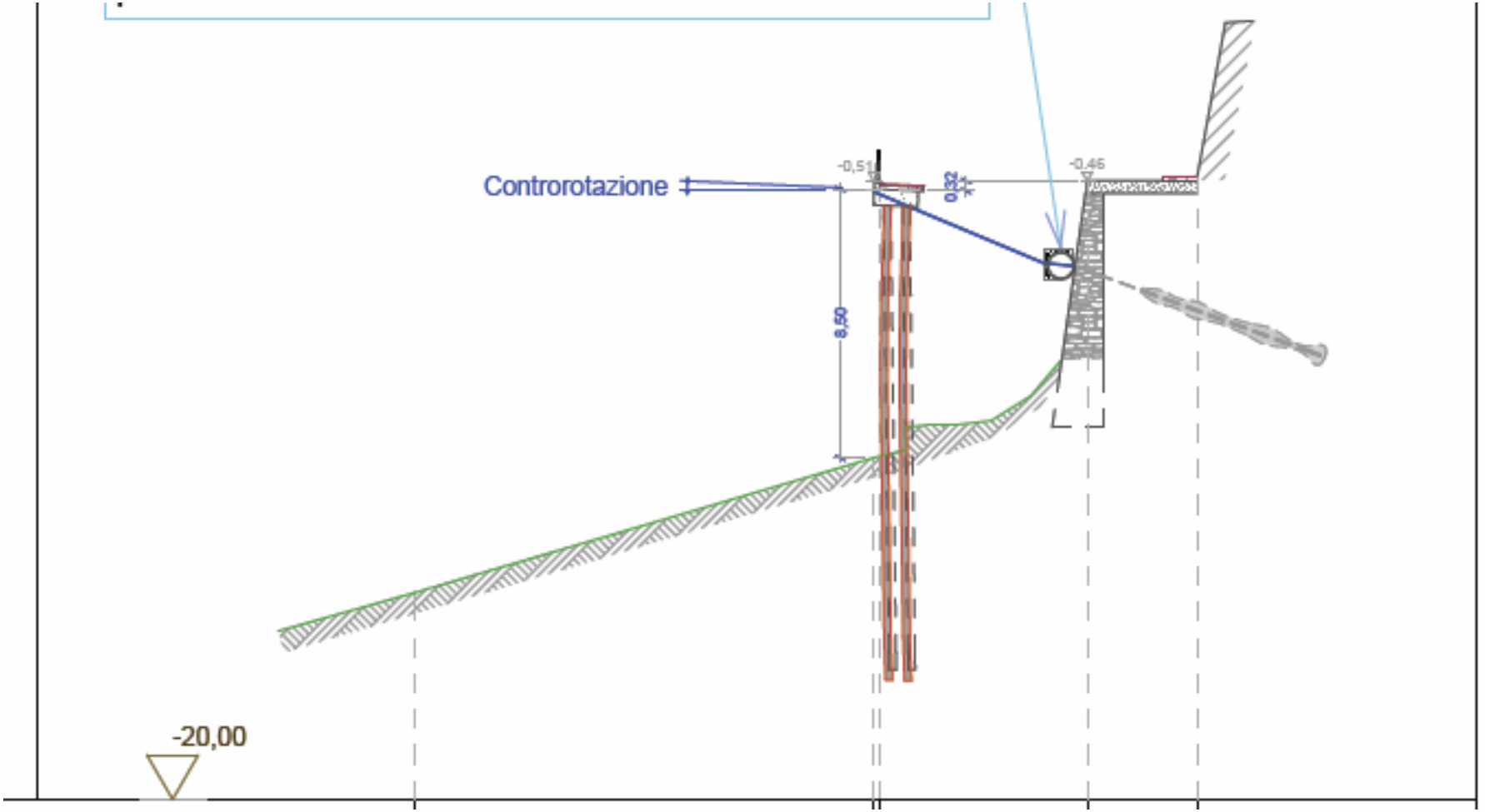
Un esempio da non imitare.



Un esempio da non imitare! Planimetria del dissesto



Un esempio da non imitare! Sezione S6



Altro esempio da non imitare!



Altro esempio da non imitare!



INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

…….

Già nella fase di redazione del progetto di fattibilità tecnica ed economica, quindi, occorre programmare la campagna delle indagini geotecniche ritenute necessarie per la definizione del modello geotecnico e quantificarne la relativa spesa, inserendola nel quadro economico dell'opera.

6.6. TIRANTI DI ANCORAGGIO

Qualora l'opera da realizzare preveda l'esecuzione di tiranti di ancoraggio, occorre prestare molta attenzione alle disposizioni prescritte in merito dalle nuove norme tecniche per le costruzioni.

Al fine del corretto dimensionamento dei tiranti e di evitare possibili contenziosi col committente e con l'impresa esecutrice, è essenziale applicare rigorosamente tali disposizioni sia nella fase progettuale di calcolo, sia in quella tecnico-amministrativa di redazione del **capitolato speciale d'appalto**, sia, infine, nella fase di direzione tecnica dei lavori.

6.6. TIRANTI DI ANCORAGGIO

Particolare rilevanza assume la disposizione inderogabile contenuta all'ultimo comma del punto 6.6.1 secondo cui per la valutazione della resistenza a sfilamento di un ancoraggio **è sempre necessaria la conferma sperimentale** con prove di trazione in sito sia nelle fasi di progetto, sia in corso d'opera, limitando l'utilizzo di formule teoriche o di correlazioni empiriche, solo in fase di prima approssimazione.

E' necessario, quindi, prevedere in progetto, quantificandone la spesa, l'esecuzione di un adeguato numero di ancoraggi preliminari di prova da sottoporre alle sopradette prove di trazione.

6.6. TIRANTI DI ANCORAGGIO

Allo scopo di contenere il rischio di rotture di tipo fragile, per il rispetto della gerarchia delle resistenze, quando l'armatura è realizzata mediante trefoli di acciaio armonico, la resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio deve risultare minore della resistenza a snervamento dell'armatura.

6.6.4.1. PROVE DI CARICO SU TIRANTI DI PROVA

Gli ancoraggi di prova devono essere realizzati con lo stesso sistema costruttivo di quelli definitivi, nello stesso sito, e nelle stesse condizioni ambientali.

I tiranti di prova devono essere sottoposti a sollecitazioni più elevate rispetto a quelle di verifica e non possono essere utilizzati per l'impiego successivo.
Nei tiranti di prova, l'armatura a trefoli dell'acciaio armonico del tratto libero deve essere dimensionata in modo che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore del tiro massimo di prova.

Le prove di collaudo vengono eseguite in conformità alle indicazioni contenute nel punto 6.6.4. del D.M. 17/01/18, nonché al punto E.4.1 delle norme UNI EN 1537 -GIUGNO 2002-, sottoponendo il tirante ad uno sforzo pari al valore di rottura (R_a) restando sotto il minore dei valori: $0{,}80 \cdot P_{tk}$ oppure $0{,}90 \cdot P_{t0,1k,}$ ove:

- P_{tk} è la Resistenza caratteristica a trazione dell'armatura;
- $P_{t0,1k}$ è il Tiro caratteristico con deformazione permanente dello 0,1%.

6.6.4. PROVE DI CARICO

La norma UNI EN 1537 distingue 3 classi di prova:

-a) prova di indagine preliminare

-b) prova di idoneità

-c) prova di accettazione.

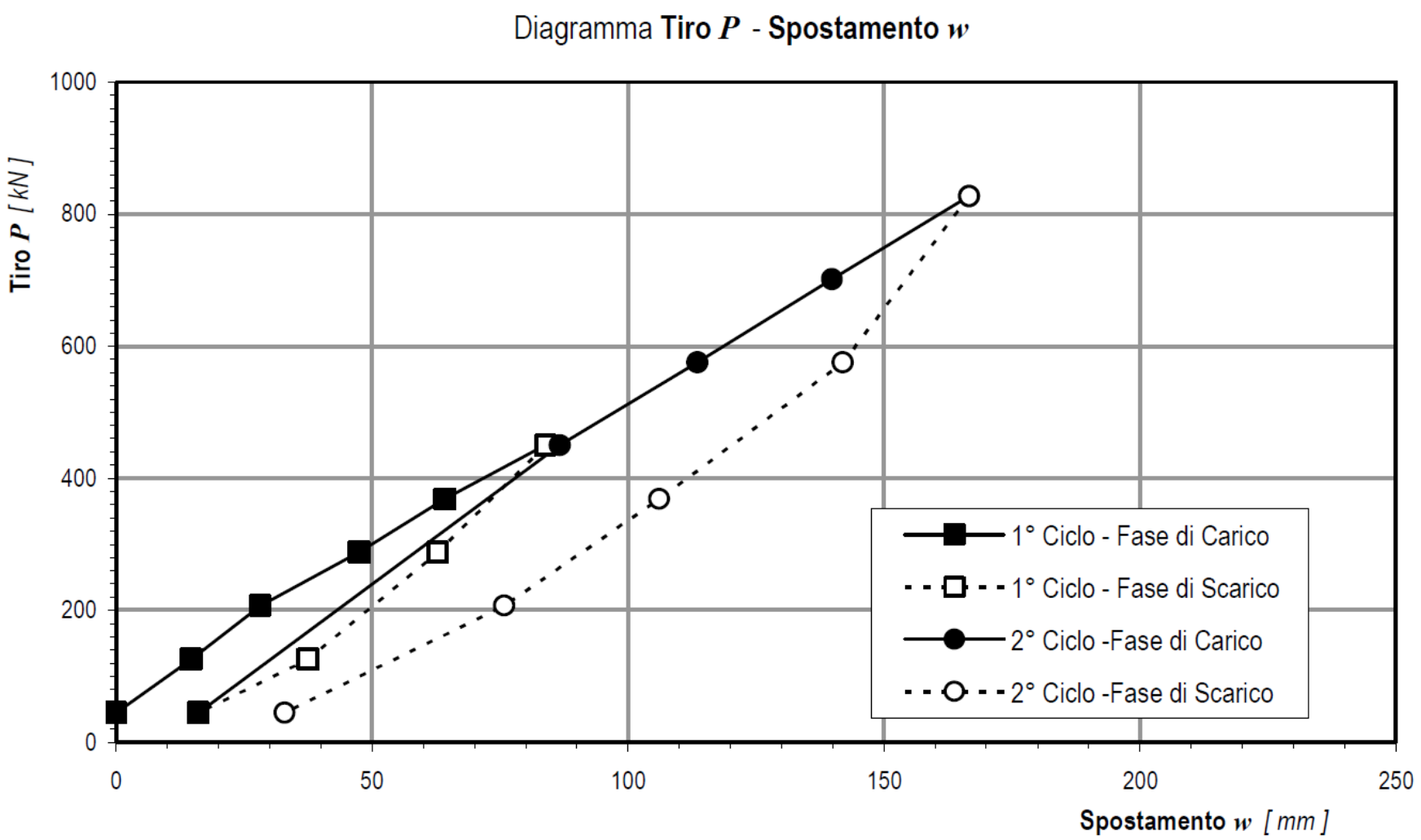
Le prove di indagine preliminare vengono eseguite prima dell'installazione dei tiranti operativi e sono mirate, tra l'altro, a determinare la resistenza esterna del tirante sull'interfaccia malta/terreno e la lunghezza apparente L_{app} dell'armatura.

Le prove di idoneità accertano, per una particolare situazione di progetto, la capacità del tirante di sostenere un tiro di prova P_p e la lunghezza libera apparente L_{app} dell'armatura.

Le prove di accettazione accertano, per ogni tirante, la capacità del tirante a sostenere il tiro di prova e la lunghezza libera apparente L_{app} dell'armatura.

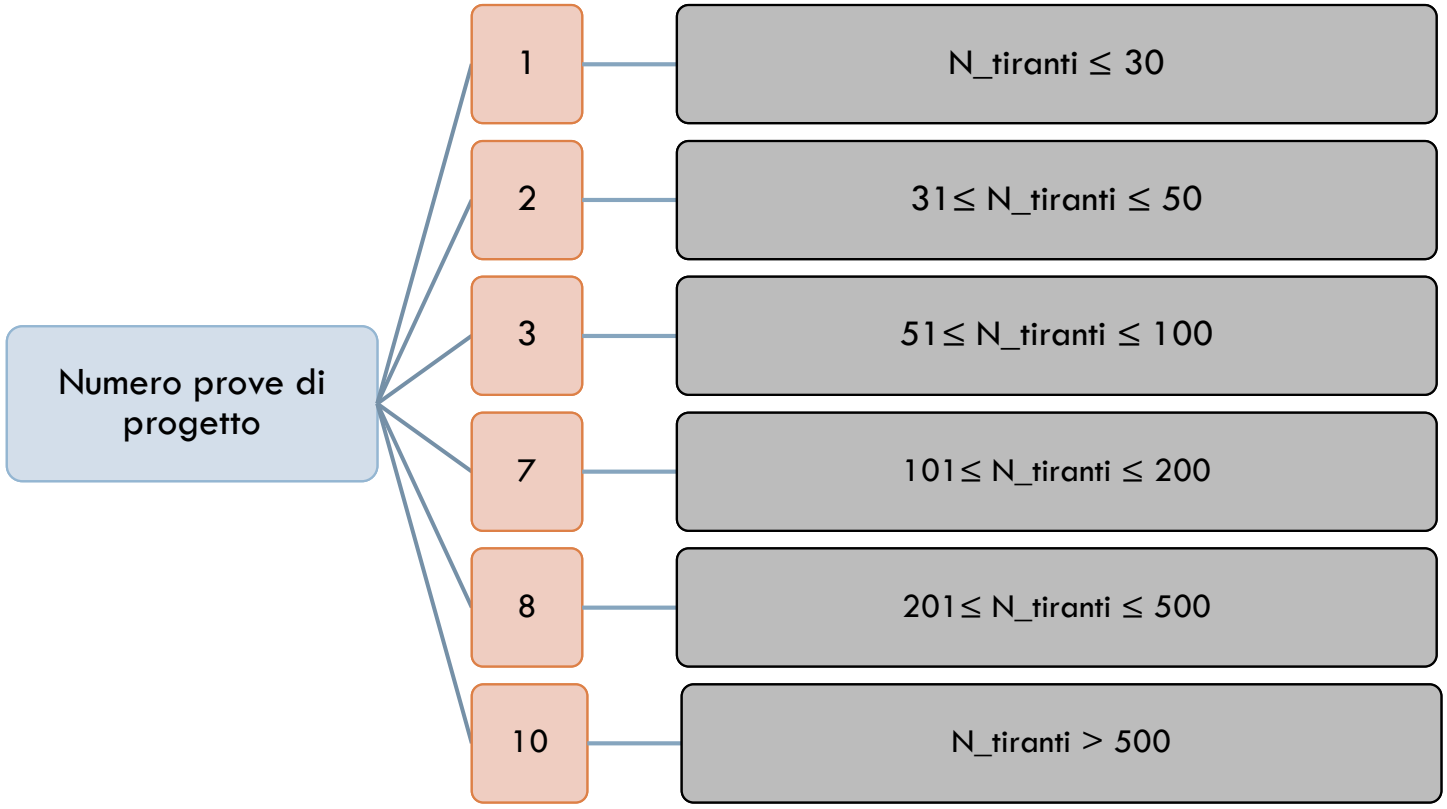
$$L_{app} = EA_t \cdot \Delta L_m / \Delta N$$

6.6.4.1. PROVE DI PROGETTO SU TIRANTI DI PROVA



6.6.4.1. PROVE DI PROGETTO SU TIRANTI DI PROVA

Il numero di prove di progetto non deve essere inferiore a:



6.6.4.2. PROVE DI CARICO IN CORSO D'OPERA SUGLI ANCORAGGI

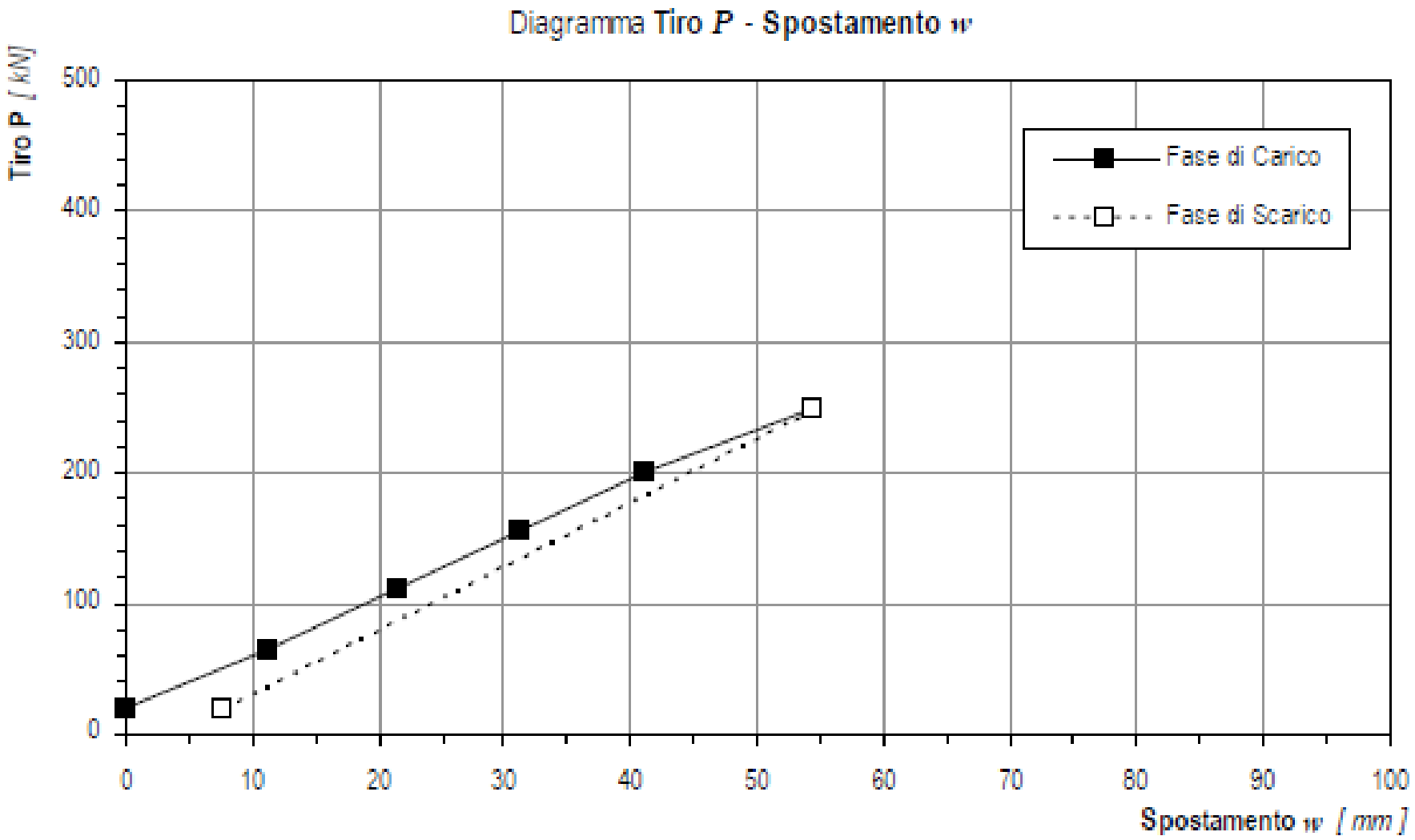
Tutti i tiranti definitivi, quindi, devono essere sottoposti a **prove di accettazione** consistenti in un ciclo semplice di carico e scarico con sforzo di trazione pari a 1,25 volte il tiro di bloccaggio (UNI EN 1537), ovvero 1,20 volte l'azione di progetto P_d utilizzata per le verifiche SLE (NTC '18) e verificando che gli allungamenti misurati restino contenuti nei limiti previsti in progetto e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.

6.6.4.2. PROVE DI CARICO IN CORSO D'OPERA SUGLI ANCORAGGI

Prova di accettazione tirante *(eseguita secondo UNI EN 1537:2002)*

	ForzaTiro Totale	ForzaTiro Trefolo	Spostamenti Allungamenti/Accorciamenti					
	P	***P/3***	Trefolo n. 1	Trefolo n. 2	Trefolo n. 3	media w	*Allung.to*	
	kN	*kN*	*mm*	*mm*	*mm*	*mm*	*mm*	
Allineam.to	20.0	6.67	130.22	121.98	113.13	121.78	0.00	
	65.0	21.67	119.29	110.61	101.88	110.59	11.18	
	110.0	36.67	109.33	100.24	91.35	100.31	21.47	
	155.0	51.67	99.11	90.51	81.92	90.51	31.26	
	200.0	66.67	88.90	80.23	72.48	80.54	41.24	
	250.0	83.33	75.76	66.86	59.24	67.29	**54.49**	***Massimo***
Allineam.to	20.0	6.67	122.19	113.66	106.53	114.13	7.65	*Residuo*

6.6.4.2. PROVE DI CARICO IN CORSO D'OPERA SUGLI ANCORAGGI

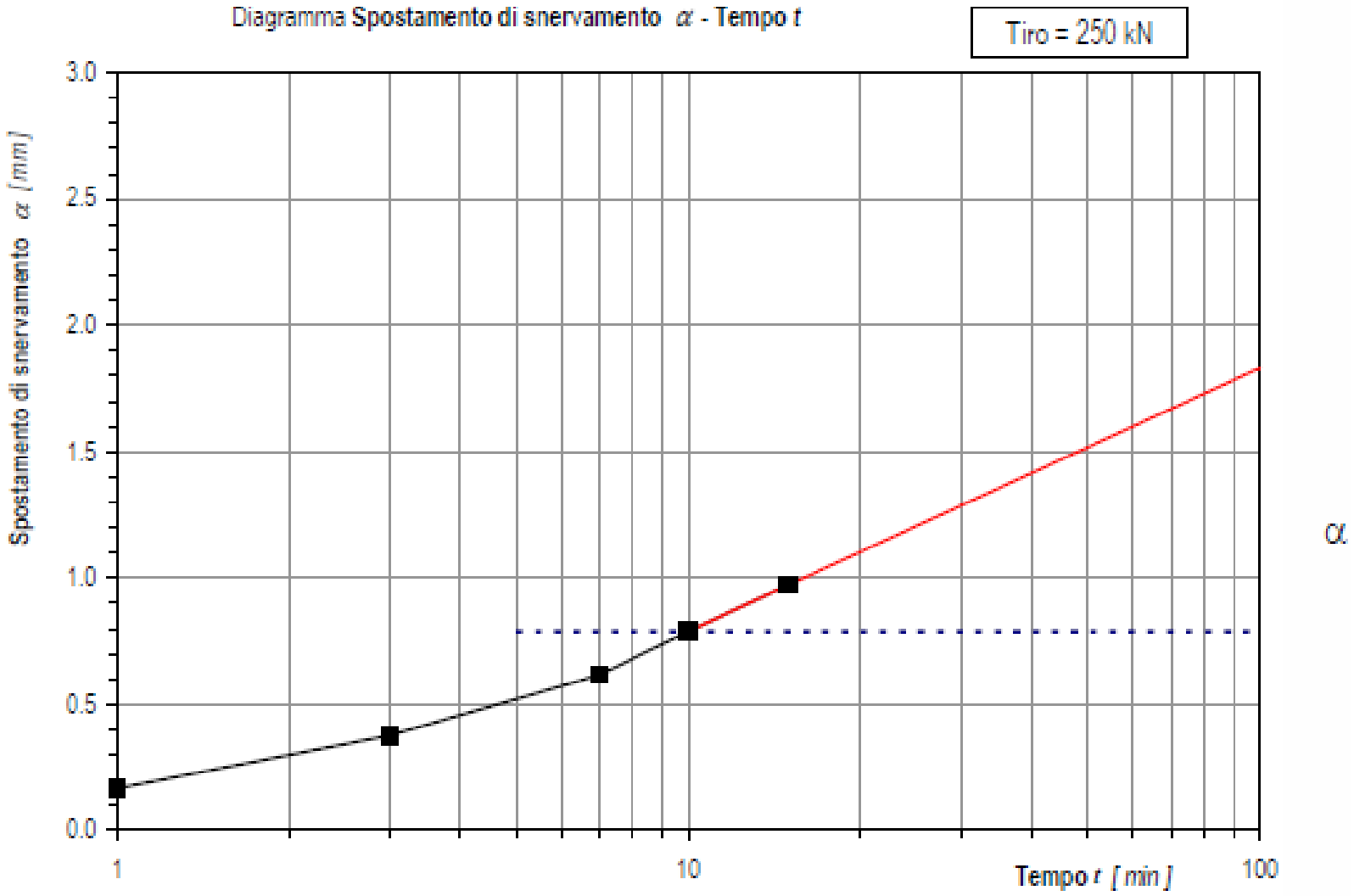


6.6.4.2. PROVE DI CARICO IN CORSO D'OPERA SUGLI ANCORAGGI

Prova di accettazione tirante *(eseguita secondo UNI EN 1537:2002)*

Fasi Prova	Tempo	Forza Tiro Totale P	Forza Tiro Trefolo P/3	Spostamenti (Allungamenti/Accorciamenti)					Allungamento per snervamento
				Trefolo n. 1	Trefolo n. 2	Trefolo n. 3	media	Allung.to	
	min	kN	kN	mm	mm	mm	mm	mm	
Allineamento	0	20	6.67	130.22	121.98	113.13	121.78	0	
1	0	65	21.67	119.33	110.63	101.91	110.62	11.15	
	1			119.29	110.61	101.88	110.59	11.18	
2	0	110	36.67	109.45	100.26	91.38	100.36	21.41	
	1			109.33	100.24	91.35	100.31	21.47	mm
3	0	155	51.67	99.13	90.58	81.97	90.56	31.22	
	1			99.11	90.51	81.92	90.51	31.26	
4	0	200	66.67	88.94	80.35	72.59	80.63	41.15	
	1			88.90	80.23	72.48	80.54	41.24	
5	0	250	83.33	76.84	67.77	60.17	68.26	53.52	0.00
	1			76.70	67.58	60.00	68.09	53.68	0.17
	3			76.44	67.38	59.83	67.88	53.89	0.38
	7			76.12	67.16	59.65	67.64	54.13	0.62
	10			75.99	67.01	59.41	67.47	54.31	0.79
	15			75.76	66.86	59.24	67.29	54.49	0.97
6	0	20	6.67	122.25	113.70	106.58	114.18	7.60	
	1			122.19	113.66	106.53	114.13	7.65	

6.6.4.2. PROVE DI CARICO IN CORSO D'OPERA SUGLI ANCORAGGI



6.6. TIRANTI DI ANCORAGGIO

VERIFICHE DI ACCETTAZIONE TIRANTI

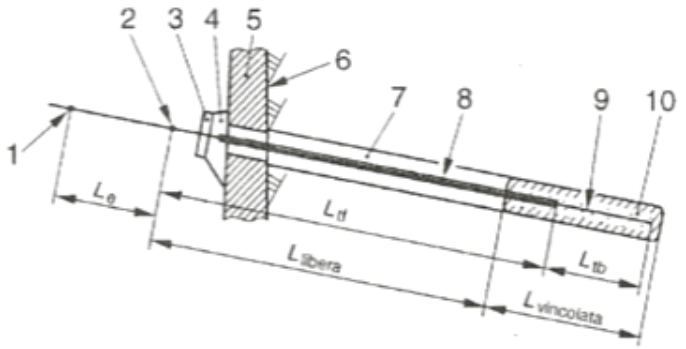
RIF.NORMA UNI-EN 1537:2002

TIRANTE CARNICA RCPV				
Sezione singolo trefolo [mmq]			139	
Numero trefoli			3	
Sezione complessiva armatura At: [mmq]			417	
Tensione al limite elastico all'1% fp0,1k [N/mmq]			1670	
Limite elastico di un trefolo all'1% (Pt0,1k) [KN]			230	232,13
Limite elastico complessivo all'1% (Pt0,1k) [KN]			690	696,39
Modulo elastico E [KN/mmq]	-10%	176	176	
	± 10%	196	196	196
	+10%	216	216	
Lunghezza complessiva tirante L_t [m]				**30,00**
Lunghezza libera tirante: L_{libera} [m]				15,00
Lunghezza vincolata del tirante: Lvincolata [m]				15,00
Lunghezza libera armatura: Ltf [m]				15,00
Lunghezza vincolata armatura: Ltb [m]				15,00
Lungh. Esterna armatura fra il suo punto di bloccaggio sulla testa del tirante e il punto di afferraggio sul martinetto: Le [m]				0,30

Schema di un tirante (senza dettagli per la testa e per la relativa protezione)

Legenda

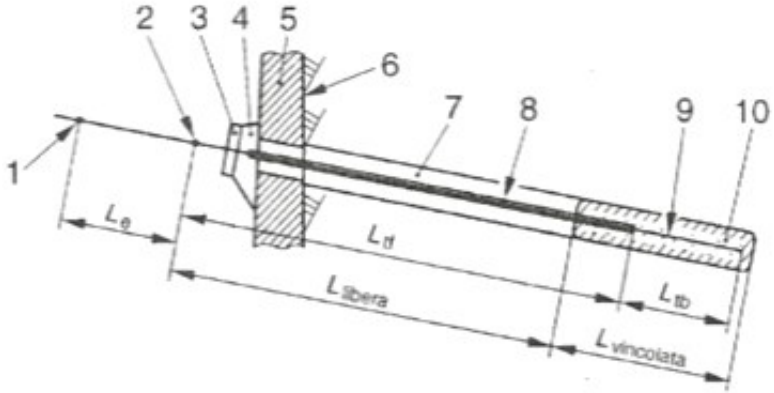
1	Punto di ancoraggio sul martinetto in tasatura	6	Terreno sciolto o roccia
2	Punto di bloccaggio sulla testa di ancoraggio	7	Foro
3	Piastra di appoggio	8	Guaina di scorrimento
4	Blocco ripartitore di carico	9	Armatura
5	Elemento strutturale	10	Malta iniettata di ancoraggio



6.6. TIRANTI DI ANCORAGGIO

VERIFICHE DI ACCETTAZIONE TIRANTI

ESTREMI LUNGHEZZA LIBERA APPARENTE		
1° Limite superiore: $L_{tf}+L_e+0,5L_{tb}$ [m]		22,8
2° Limite superiore: $1,10L_{tf}+L_e$ [m]		16,8
L_{sup} = max(Limite1, Limite2) [m]		22,8
L_{inf}: $\alpha L_{tf}+L_e$	0,80	12,3



Tiro di allineamento, No [KN]	20,00	kN
Tiro di progetto N_Q[KN]	200,00	kN
Tiro di prova Nc = $1,25N_Q$[KN]	250,00	kN
Tensione di trazione [N/mmq]	599,52	
ΔN = Nc-No	230,00	
Allungamento elastico teorico $\Delta L_e = \Delta N \cdot L_{tf}/EA_t$ [mm]	42,21	
Spostamento di snervamento massimo ammissibile [mm] per TIRANTI PERMANENTI CON PROVE DI INDAGINE PRELIMINARE (Punto E.4.3 UNI)	1,50	mm

6.6. TIRANTI DI ANCORAGGIO

VERIFICHE DI ACCETTAZIONE TIRANTI

										SPOSTAMENTI PER SNERVAMENTO					
										TIRO di PROVA =250kN					
TIRANTE	Num.	Allung. elastico misurato ΔL_m [mm]	L_{app}= $EA_t \cdot \Delta L_m / \Delta N$ [m]	Verifica LIMITE INFERIORE lungh. libera app.: Lapp≥Linf = 12,3	Verifica LIMITE SUPERIORE lungh. libera app.: Lapp≤Lsup = 22,8	Controllo COMPLESSIVO lungh. libera apparente: Linf≤Lapp≤Lsup	Allungamento permanente misurato: ΔL_p [mm]	% rispetto all'allungam. elastico misurato	Allung. elastico a t= 0 (S0) [mm]	Allung. a t= 10min (S10) [mm]	Allung. a t= 15min (S15) [mm]	δ=S15-S0 [mm]	Spost. di snerv. alfa2= (S15-S10)/ log(15/10) [mm]	Verifica Spost. di snerv. max amm. =1,5
TRATTO F															
Tirante n.	1	54,75	19,5	SI	SI	Verificato	9,20	16,8%	54,75	55,07	55,25	0,50	1,02	SI
Tirante n.	2	52,90	18,8	SI	SI	Verificato	8,91	16,8%	52,90	53,20	53,39	0,49	1,08	SI
Tirante n.	3	55,48	19,7	SI	SI	Verificato	10,56	19,0%	55,48	55,98	56,16	0,68	1,02	SI
Tirante n.	4	53,52	19,0	SI	SI	Verificato	7,65	14,3%	53,52	54,31	54,49	0,97	1,02	SI
Tirante n.	5	57,84	20,6	SI	SI	Verificato	13,13	22,7%	57,84	58,67	58,88	1,04	1,19	SI
Tirante n.	6	60,47	21,5	SI	SI	Verificato	14,74	24,4%	60,47	60,95	61,13	0,66	1,02	SI
Tirante n.	7	64,02	22,7	SI	SI	Verificato	12,42	19,4%	64,02	64,67	64,88	0,86	1,19	SI
Tirante n.	8	53,52	19,0	SI	SI	Verificato	7,64	14,3%	53,52	54,30	54,50	0,98	1,14	SI
Tirante n.	9	63,11	22,4	SI	SI	Verificato	11,02	17,5%	63,11	63,37	63,56	0,45	1,08	SI
Tirante n.	10	(Vedi Prova del 21/06/2016)												
Tirante n.	11	51,74	18,4	SI	SI	Verificato	5,05	9,8%	51,74	52,07	52,24	0,50	0,97	SI
Tirante n.	12	51,79	18,4	SI	SI	Verificato	9,16	17,7%	51,79	52,12	52,32	0,53	1,14	SI
Tirante n.	13	54,06	19,2	SI	SI	Verificato	7,89	14,6%	54,06	54,28	54,46	0,40	1,02	SI
Tirante n.	14	49,77	17,7	SI	SI	Verificato	7,78	15,6%	49,77	50,06	50,27	0,50	1,19	SI
Tirante n.	15	53,76	19,1	SI	SI	Verificato	5,24	9,7%	53,76	54,04	54,23	0,47	1,08	SI
Min														
Max														
Media														
SQM														
Coeff.														

ESTREMI LUNGHEZZA LIBERA APPARENTE		
1° Limite superiore: $L_{tf}+L_e+0,5L_{tb}$ [m]		22,8
2° Limite superiore: $1,10L_{tf}+L_e$ [m]		16,8
L_{sup} = max(Limite1, Limite2) [m]		22,8
L_{inf}: $\alpha L_{tf}+L_e$	0,80	12,3

NTC 2018 (D.M. 17/01/2018)

7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto V_N 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 V_N 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 V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

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

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 P_N, la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N 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: edifici agricoli.

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

Classe IV: 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.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \qquad [2.4.1]$$

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

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

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

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

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 P_{VR} (definite nel § 3.2.1), nel periodo di riferimento V_R, (definito nel § 2.4).

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

3.2. AZIONE SISMICA

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

a_g : accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale;

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.

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.

3.2. AZIONE SISMICA

Tab. 3.2.I – *Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato*

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%

P_{VR}	V_R	T_R
81%	50	30
63%	50	50
10%	50	475
5%	50	975

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{V_R} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = - V_R / \ln (1- P_{V_R}) = - C_U V_N / \ln (1- P_{V_R}) \qquad [3.2.0]$$

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	(1)**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)

P_{VR}	V_R	T_R
81%	50	30
63%	50	50
10%	50	475
5%	50	975

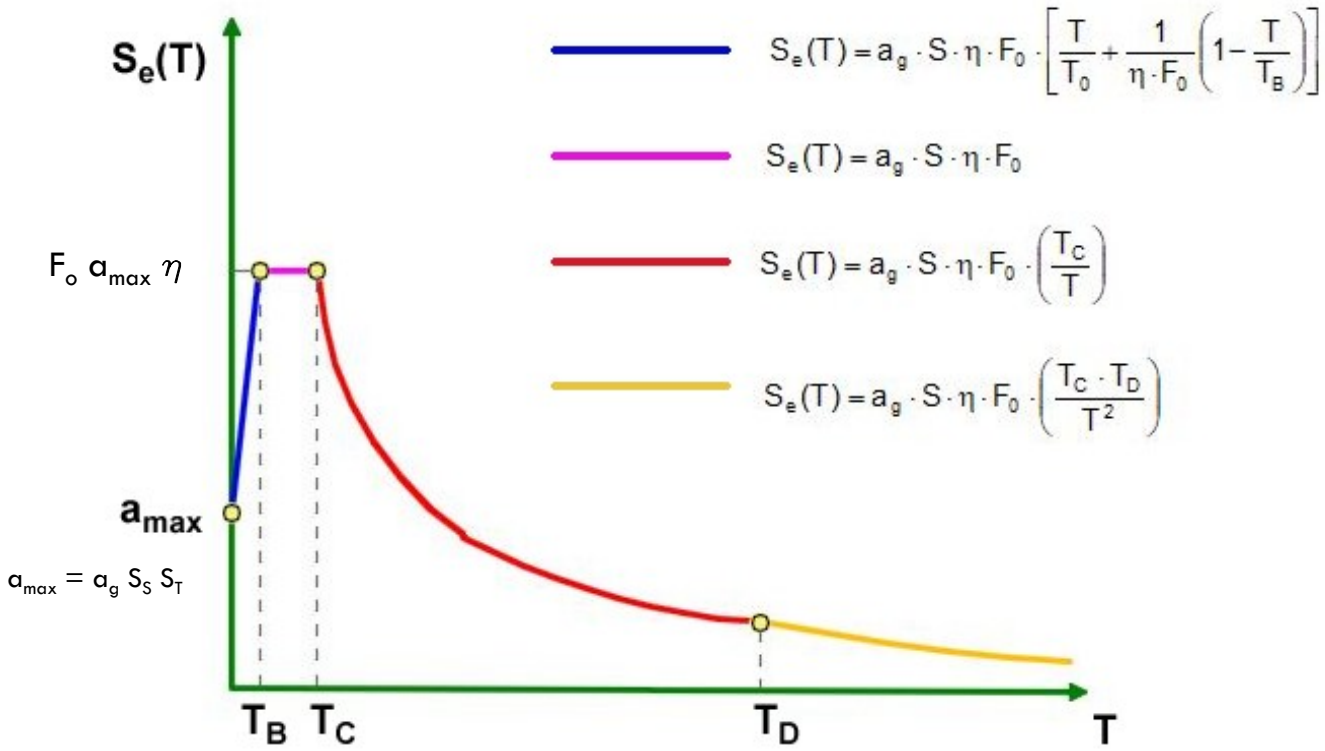
[1] I limiti inferiore e superiore di T_R fissati nell'allegato A al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 pubblicato nel S.O. alla Gazzetta ufficiale del 4 febbraio 2008 ed eventuali successivi aggiornamenti sono dovuti all'*intervallo di riferimento* della pericolosità sismica oggi disponibile; per opere speciali possono considerarsi azioni sismiche riferite a T_R più elevati.

3.2. AZIONE SISMICA

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%

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



Approccio semplificato per la valutazione degli effetti di sito

3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

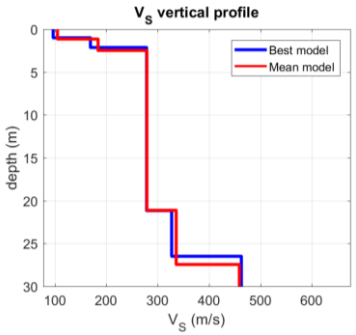
Categorie di sottosuolo

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

I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$



con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;
$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
N numero di strati;
H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

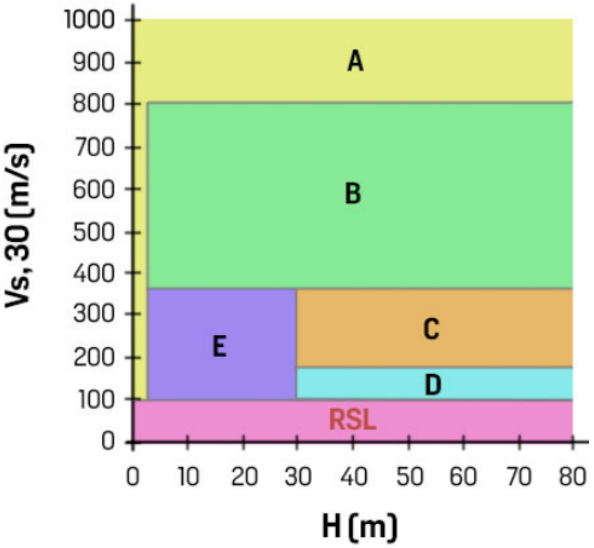
Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Approccio semplificato per la valutazione degli effetti di sito

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti,* caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D,* con profondità del substrato non superiore a 30 m.



Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme.
Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Amplificazione Stratigrafica S_S

Amplificazione stratigrafica

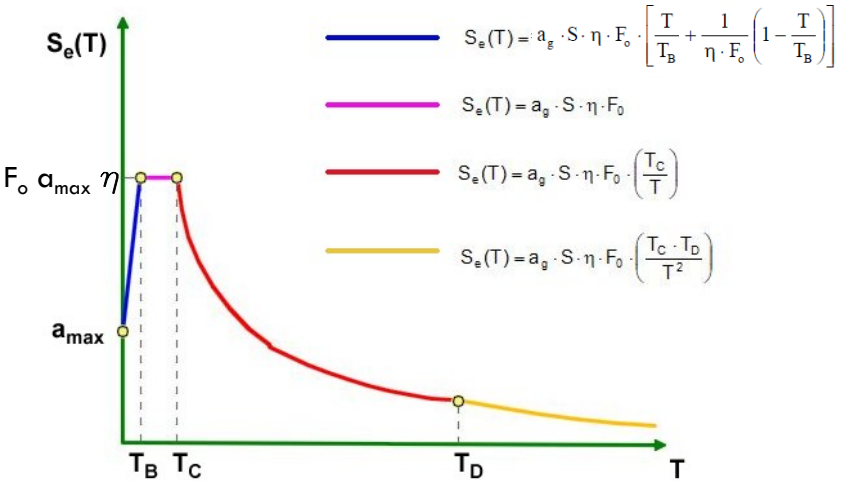
Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_S e C_C valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_o e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali $g = 9{,}81\ m/s^2$ è l'accelerazione di gravità e T_C^* è espresso in secondi.

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
- ndente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

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

Categoria sottosuolo		
A	1,00	1,00
B	$1{,}00 \le 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}20$	$1{,}10 \cdot (T_C^*)^{-0{,}20}$
C	$1{,}00 \le 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}50$	$1{,}05 \cdot (T_C^*)^{-0{,}33}$
D	$0{,}90 \le 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}80$	$1{,}25 \cdot (T_C^*)^{-0{,}50}$
E	$1{,}00 \le 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}60$	$1{,}15 \cdot (T_C^*)^{-0{,}40}$



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

$$T_B = T_C / 3$$

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

Amplificazione topografica S_T

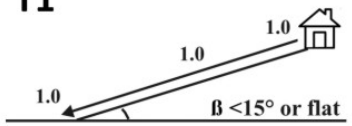
Condizioni topografiche

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

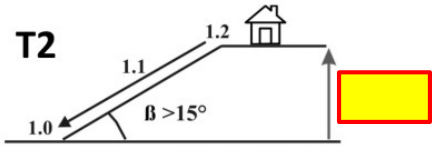
Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

T1

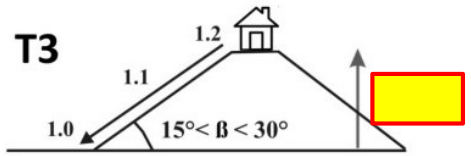


T2

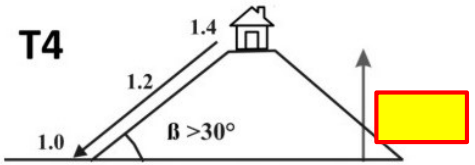


Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica

T3



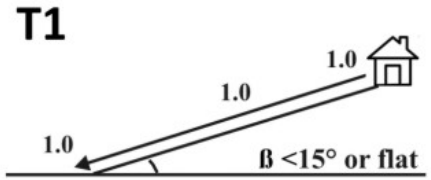
T4



Amplificazione topografica S_T

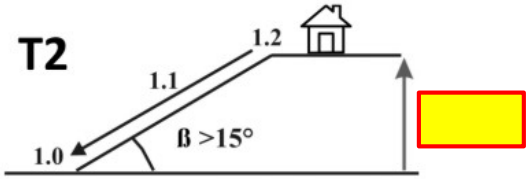
Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

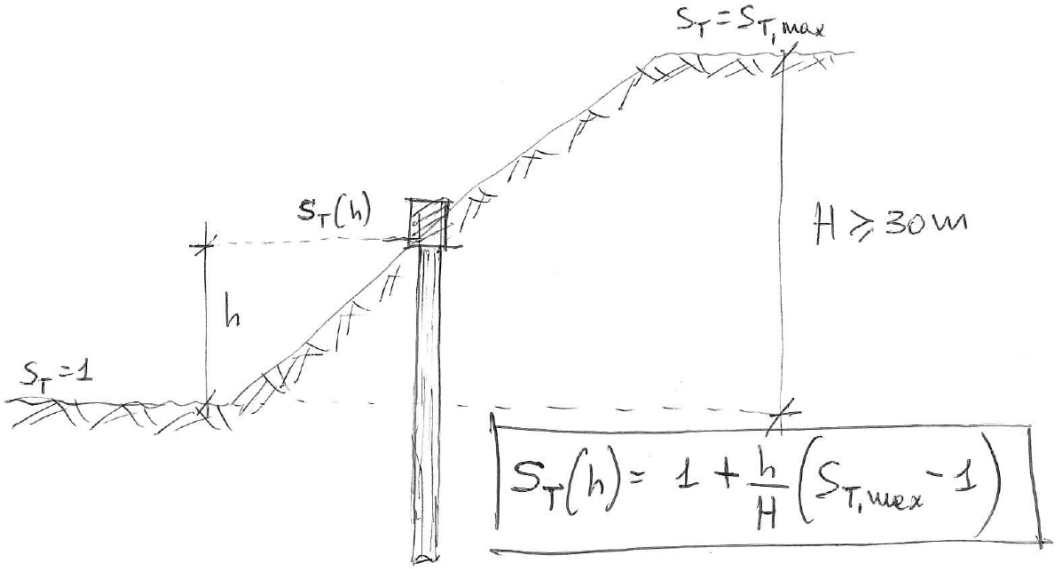


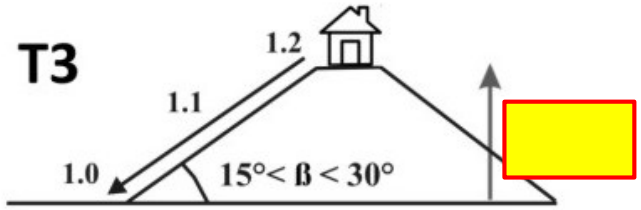
Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica* S_T

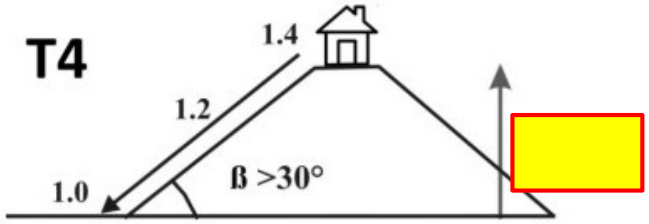
Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4



La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove S_T assume valore unitario.







7.11.3.5. STABILITA' DEI PENDII

7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma:

- la resistenza del sistema sia superiore alle azioni.
- oppure gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

Verifiche della sicurezza

$$E_d \le R_d \qquad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E\left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right] \qquad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E\left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right] \qquad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R\left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right] \qquad [6.2.3]$$

Verifiche della sicurezza

6.2.4.1.1 Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Verifiche della sicurezza

6.2.4.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale		(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

7.11.3.5.1 Azione sismica

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

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica (S_T) (vedi §§ 3.2.2 e 3.2.3) o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde.

In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ($S_T = 1$).

Stabilità dei PENDII

7.11.3.5.2 Metodi di analisi

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

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

Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni.
Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi.

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

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Stabilità dei PENDII

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

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

dove

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

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

g = accelerazione di gravità.

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

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \qquad [7.11.5]$$

dove

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

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

7.11.3.5.2 Metodi di analisi

I valori di βs sono riportati nella Tab. 7.11.I al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

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

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	βs	βs
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	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

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

7.11.3.5.2 Metodi di analisi

In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa $a_{max} > 0{,}15g$, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.

Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni. L'eventuale incremento di pressione interstiziale indotto dal sisma, da considerare in dipendenza della natura dei terreni, deve considerarsi uniformemente distribuito lungo la superficie di scorrimento critica.

Valutazione dell'Azione Sismica e Verifiche di Sicurezza per i PENDII

VERIFICHE PENDII

AZIONI STATICHE p.to 6.3.4

La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, *(congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato)*, sia le azioni, presi con il loro **valore caratteristico**.

$$\gamma_F = \gamma_M = 1$$

$$\gamma_R = \text{FISSATO DAL PROGETTISTA}$$

AZIONI DINAMICHE p.to 7.11.3.5

$$\gamma_F = \gamma_M = 1$$

$F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$,

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

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

β_s : Tab. 7.11.I

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

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

Valutazione dell'Azione Sismica e Verifiche di Sicurezza per i PENDII

VERIFICHE PENDII	
AZIONI STATICHE p.to 6.3.4	**AZIONI DINAMICHE p.to 7.11.3.5**
Le verifiche di sicurezza si eseguono utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza **congruenti con lo stato e l'evoluzione del cinematismo della frana,** facendo riferimento, nelle situazioni più frequenti, ai valori dei parametri di resistenza di **post-picco** o, nel caso di possibile riattivazione di frane preesistenti, **ai valori residui**.	Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni. La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista. γ_R = *FISSATO DAL PROGETTISTA*

7.11.6.3. PARATIE

Valutazione dell'Azione Sismica per le Paratie

7.11.6.3.1 Metodi pseudo-statici

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

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

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

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

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale,

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

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \qquad [7.11.10]$$

dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica S_T di cui al § 3.2.3.2, ed .

Valutazione dell'Azione Sismica per le Paratie

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

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

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

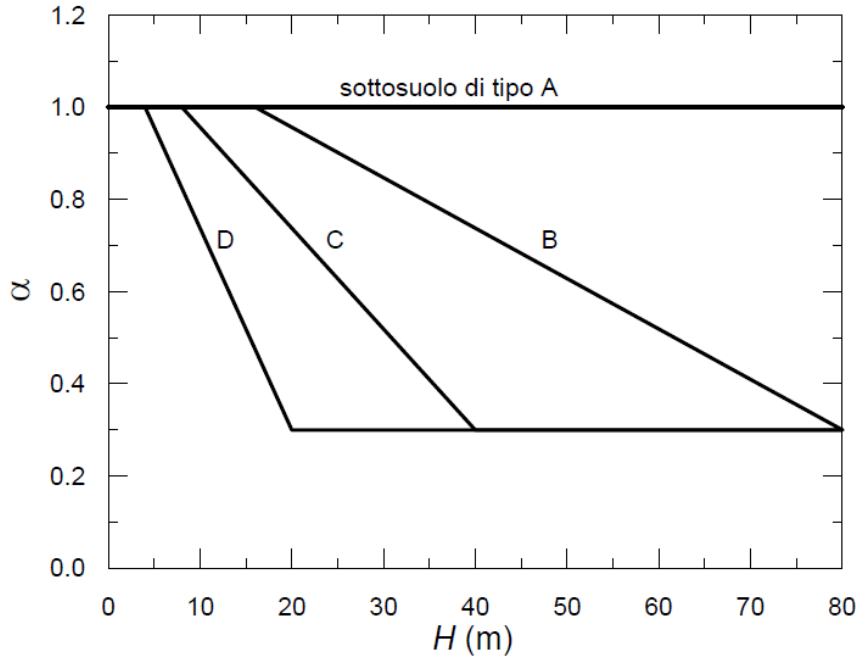
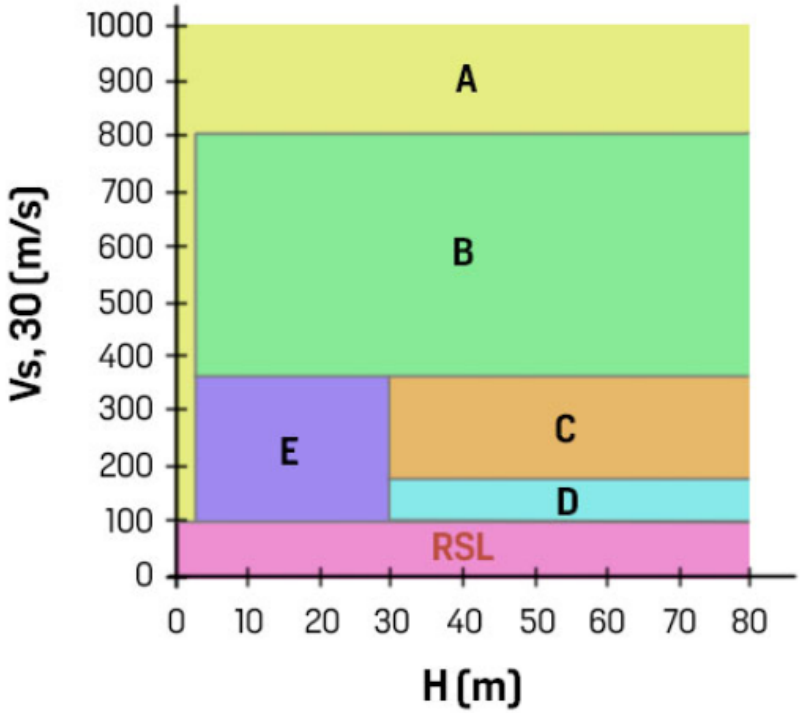


Fig. 7.11.2 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α*



Valutazione dell'Azione Sismica per le Paratie

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Fig. 7.11.3, in funzione del massimo spostamento permanente u_s che l'opera può tollerare, [redacted] In assenza di tale verifica, il coefficiente β vale 1.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0{,}005 \cdot H \qquad [7.11.11]$$

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

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

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

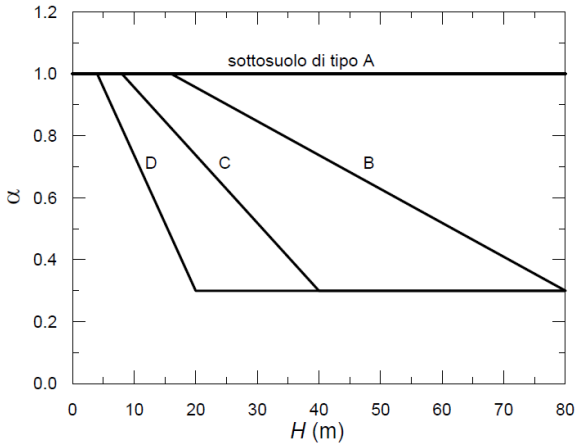


Fig. 7.11.2 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α*

$$\beta = 0.133 \cdot \ln\left(\frac{5}{u_s[m]}\right)$$

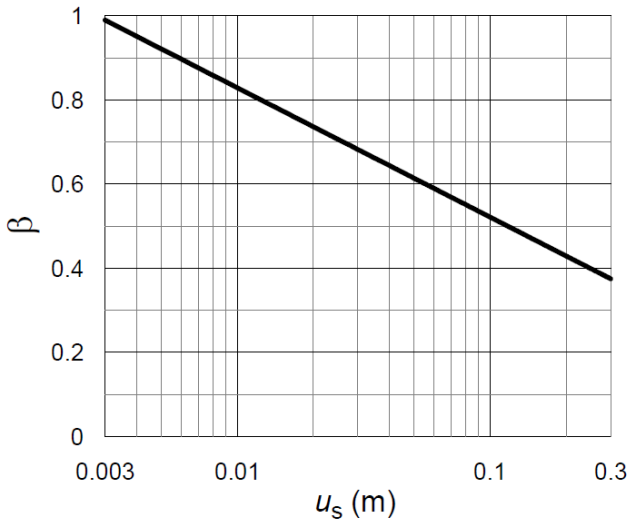


Fig. 7.11.3 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β.*

Valutazione dell'Azione Sismica per le Paratie

C7.11.6.3 PARATIE

L'analisi sismica delle paratie si esegue verificando la sicurezza dell'opera, nei confronti di stati limite di tipo strutturale o geotecnico, in presenza di azioni sismiche. Come prescritto al §7.11.1, le verifiche si eseguono con coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e considerando le variazioni della spinta delle terre a monte e a valle della paratia per effetto dell'accelerazione sismica.

L'accelerazione sismica fa variare infatti la spinta delle terre e determina una maggiore mobilitazione delle resistenze del terreno all'aumentare del volume di terreno coinvolto nel processo di deformazione; la dissipazione diviene massima con l'innesco di un

Per tener conto degli effetti dissipativi, nei metodi pseudo-statici si considera il valore dell'accelerazione orizzontale equivalente a_h, valutato secondo la Formula 7.11.9 (terreno, struttura e vincoli) di dissipare energia durante il moto sismico.

L'entità degli spostamenti permanenti può essere valutata in modo semplificato attraverso il diagramma di Figura 7.11.3 che assimila gli effetti permanenti prodotti dal sisma a quelli calcolati sul blocco rigido di Newmark con riferimento a numerosi accelerogrammi italiani.

Verifiche di sicurezza per le Paratie

7.11.6.3.2 Verifiche di sicurezza

Per paratie realizzate in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso paratia-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4.

Per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza nei confronti dei possibili stati limite ultimi (*SLV*) verificando il rispetto della condizione [6.2.1] con i coefficienti di sicurezza parziali prescritti al § 7.11.1.

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

Coefficienti parziali sulle Azioni e sui parametri geotecnici pari a 1.00

FRONTI DI SCAVO E RILEVATI
Coefficienti parziali sulle Azioni e sui parametri geotecnici pari a 1.00

PENDII NATURALI
Valori caratteristici dei parametri geotecnici

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

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

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
$0,2 < a_g\,(g) \le 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g\,(g) \le 0,2$	0,27	0,24
$a_g\,(g) \le 0,1$	0,20	0,20

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

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

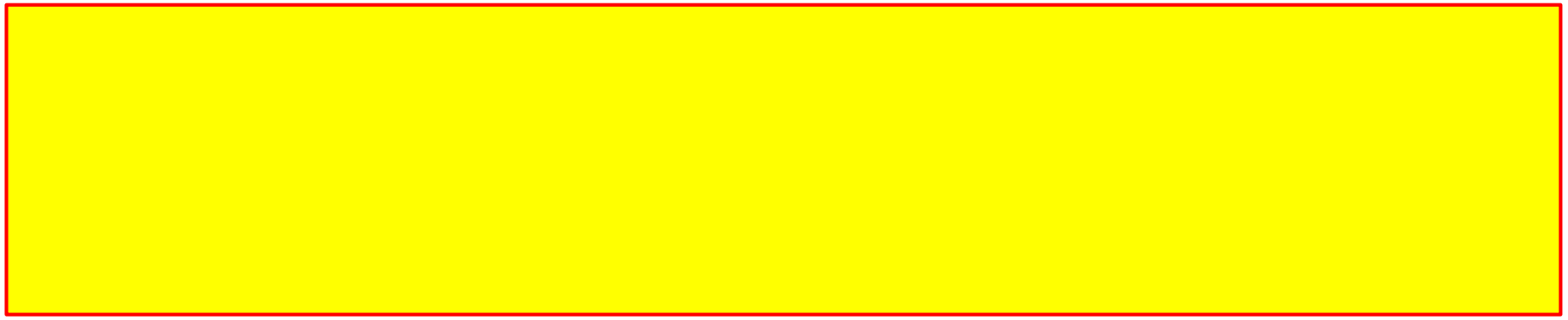
$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

Verifiche di sicurezza per le Paratie

7.11.6.4 SISTEMI DI VINCOLO

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

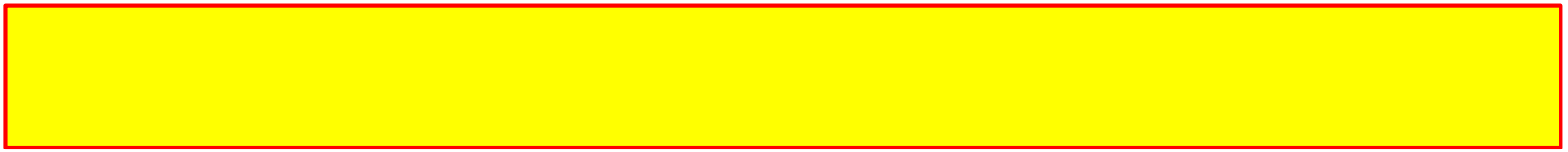


dove a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

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

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

7.11.6.4.1 Verifiche di sicurezza



Verifiche di sicurezza per le Paratie

VERIFICHE PARATIE

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)	AZIONI STATICHE p.to 6.5.3.1.2	AZIONI DINAMICHE p.to 7.11.6.3
-collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera -collasso per carico limite verticale -sfilamento di uno o più ancoraggi -instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate	APPROCCIO 1 •combinazione 1: A1+M1+R1 •combinazione 2: A2+M2+R1 $\gamma_R = 1{,}0$	$\gamma_F = \gamma_M = 1$ $K_h = \alpha * \beta * \frac{a_{max}}{g}$ se $\alpha * \beta \leq 0{,}2 \rightarrow K_h = 0{,}2 * \frac{a_{max}}{g}$ $\alpha = \alpha$ (categoria sottosuolo; H) $\beta = \beta\,(u_s) = 0{,}133\ ln\,(\frac{5}{u_s})$ $[u_s] = [m]$
-instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno	APPROCCIO 1 •combinazione 2: A2+M2+R2 $\gamma_R = 1{,}1$	**PER PARATIE REALIZZATE IN CORRISPONDENZA DI VERSANTI p.to 7.11.6.3.2** **1. VERIFICHE STABILITA' PENDIO IN PRESENZA DELLA NUOVA OPERA (7.11.3.5)** -valori caratteristici dei parametri geotecnici -superficie di scorrimento critica (γ_R stabilito dal progettista) -βs : tabella 7.11.I -per pendii in frana: VALORI RESIDUI PARAMETRI DI RESISTENZA **2. VERIFICHE DI STABILITA' COMPLESSO PARATIA-TERRENO (7.11.4)** • $\gamma_F = \gamma_M = 1$ • $\beta_S = \begin{cases} 0{,}38 & SLV \\ 0{,}47 & SLD \end{cases}$ $\gamma_R = 1{,}2$

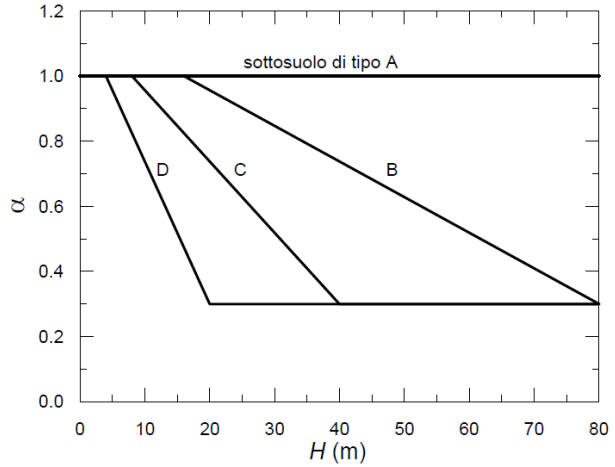


Fig. 7.11.2 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α*

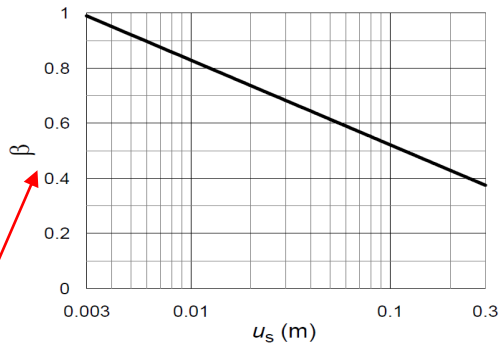


Fig. 7.11.3 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β.*

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

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

Verifiche di sicurezza per le Paratie

SLU di tipo strutturale (STR)	**AZIONI STATICHE p.to 6.5.3.1.2**	**AZIONI DINAMICHE p.to 7.11.6.3**
-raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi -raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto -raggiungimento della resistenza strutturale della paratia	APPROCCIO 1 •combinazione 1: A1+M1+R1 $\gamma_R = 1,0$ (Circolare: p.to C.6.5.3.1.2) ========== Le NTC (p.to 6.5.3.1.2) indicano anche la: •combinazione 2: A2+M2+R1 $\gamma_R = 1,0$	P.to 7.11.6.1: Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite di cui al p.to 6.5.3.1.2, riferito alle AZIONI STATICHE
ANCORAGGI	L_S = lunghezza *libera* ancoraggio	lunghezza libera ancoraggio in condizioni dinamiche : L_e $L_e = L_s \left(1 + 1,5 \frac{a_{max}}{g}\right)$

7.2.5. Requisiti strutturali degli elementi di fondazione

Requisiti strutturali degli elementi di fondazione (p.to 7.2.5)

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3.

Sia per CD"A" sia per CD"B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD"A" e 1,10 in CD"B";

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile. *(Non si applicano, quindi, le disposizioni del punto 7.4.6).*

Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo **0,1%** dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente.

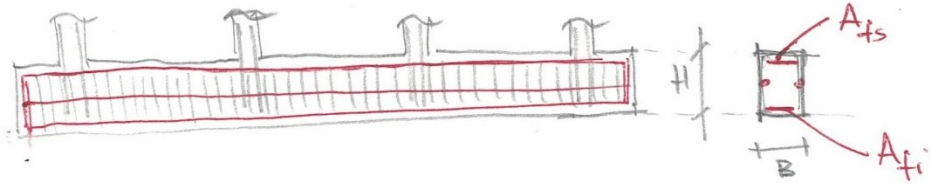
Le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo **0,2%** dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente sia superiormente.

Requisiti strutturali degli elementi di fondazione (p.to 7.2.5)

REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE
(punto 7.2.5 NTC '18)

FONDAZIONI SUPERFICIALI

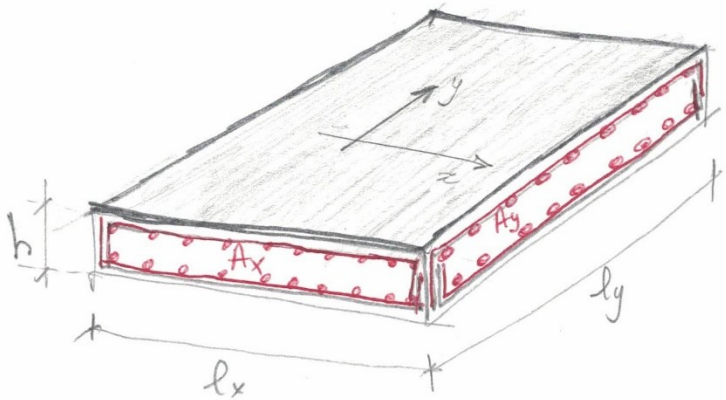
a) TRAVI DI FONDAZIONE IN CLS ARMATO

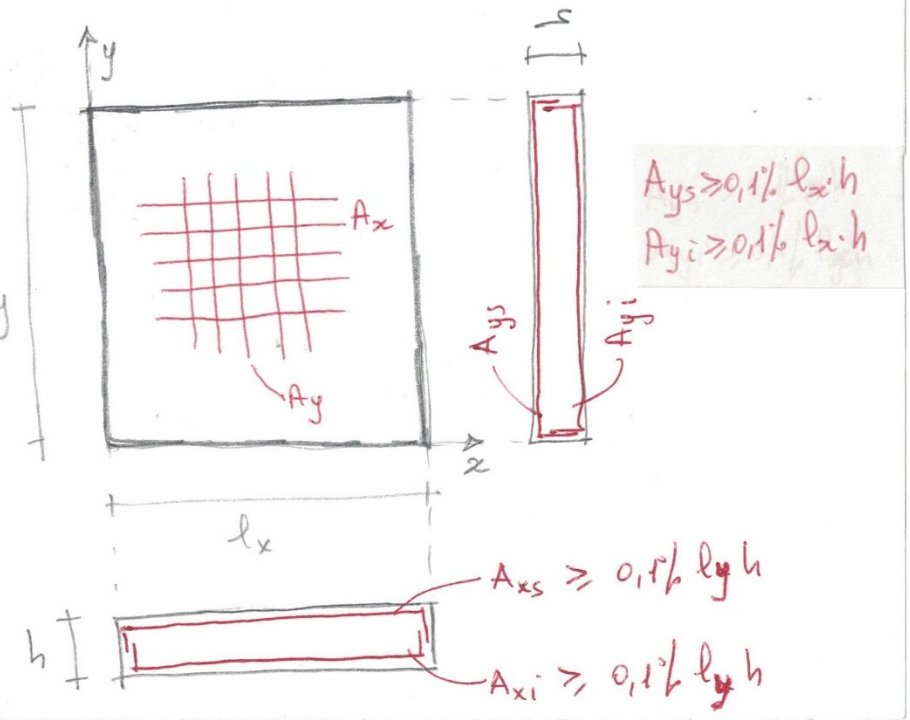


$A_{fs} \geq 0{,}2\% \; B \cdot H$

$A_{fi} \geq 0{,}2\% \; B \cdot H$

b) PLATEE DI FONDAZIONE IN CLS ARMATO





$A_{ys} \geq 0{,}1\% \; l_x \cdot h$

$A_{yi} \geq 0{,}1\% \; l_x \cdot h$

$A_{fx} = A_x / l_y \geq 0{,}1 \cdot h; \; [A_{fx}] = [cm^2/m];$
$A_{fy} = A_y / l_x \geq 0{,}1 \cdot h; \; [A_{fy}] = [cm^2/m]$
$[h] = [cm]; \; [l_y] = [m]; \; [l_x] = [m]$

FONDAZIONI SU PALI

I pali in calcestruzzo devono essere armati, per tutta la lunghezza, con una armatura longitudinale in percentuale non inferiore allo **0,3%** dell'area della sezione trasversale del palo e un'armatura trasversale costituita da staffe o da spirali di diametro non inferiore a 8 mm aventi un passo non superiore a 8 volte il diametro delle barre longitudinali.

Qualora non fosse possibile escludere il raggiungimento della capacità dei pali, devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- se la capacità è raggiunta in prossimità della testa del palo, deve considerarsi una zona dissipativa estesa fino a una profondità pari ad almeno dieci volte il diametro del palo; se la capacità è raggiunta in profondità, per esempio in corrispondenza di contatti tra strati di terreno di rigidezza molto diversa (§7.11.5.3.2), deve considerarsi una zona dissipativa a cavallo dei contatti avente estensione pari ad almeno cinque diametri;
- nelle zone dissipative le sezioni devono essere progettate per esibire un comportamento duttile per effetto delle azioni di calcolo;

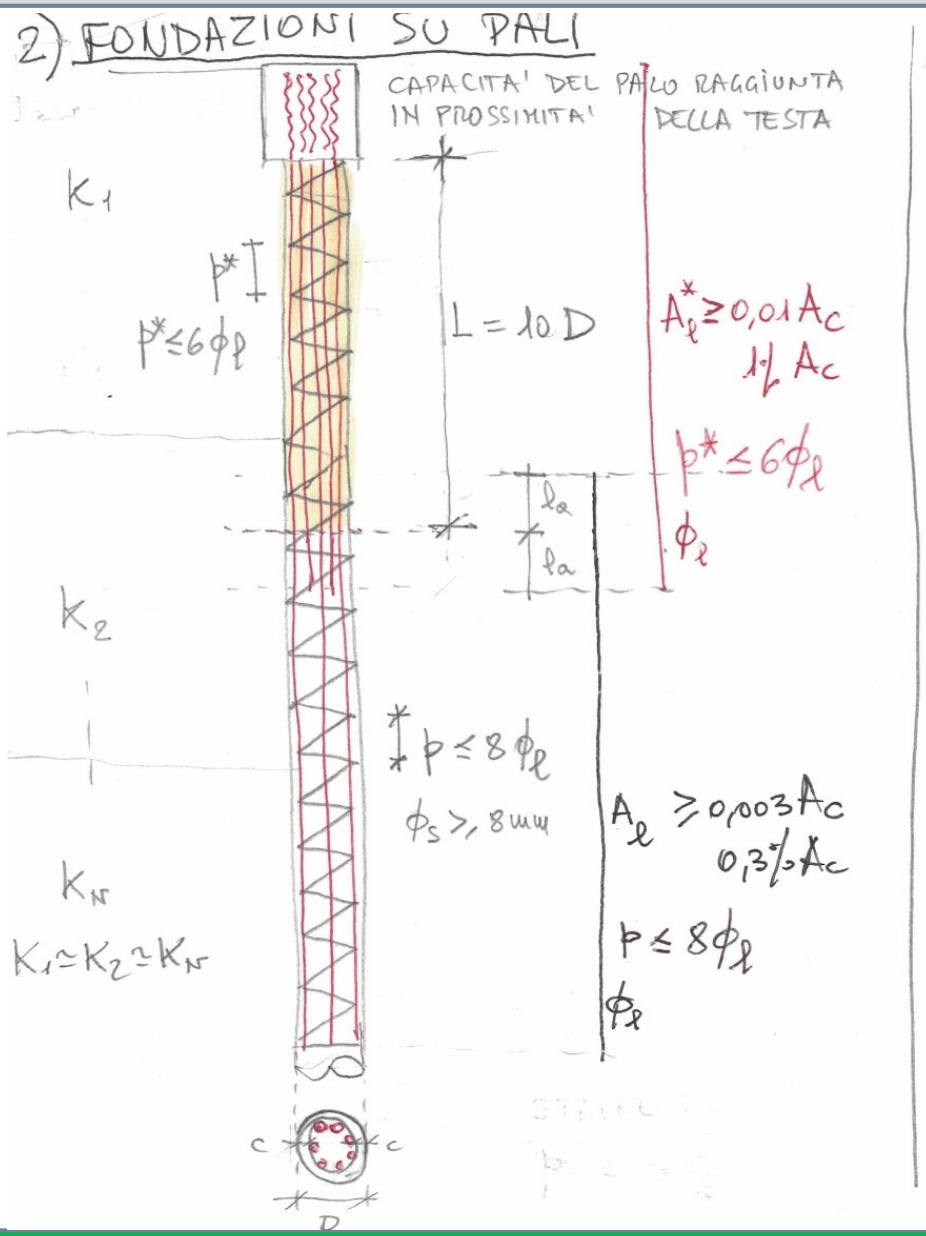
FONDAZIONI SU PALI

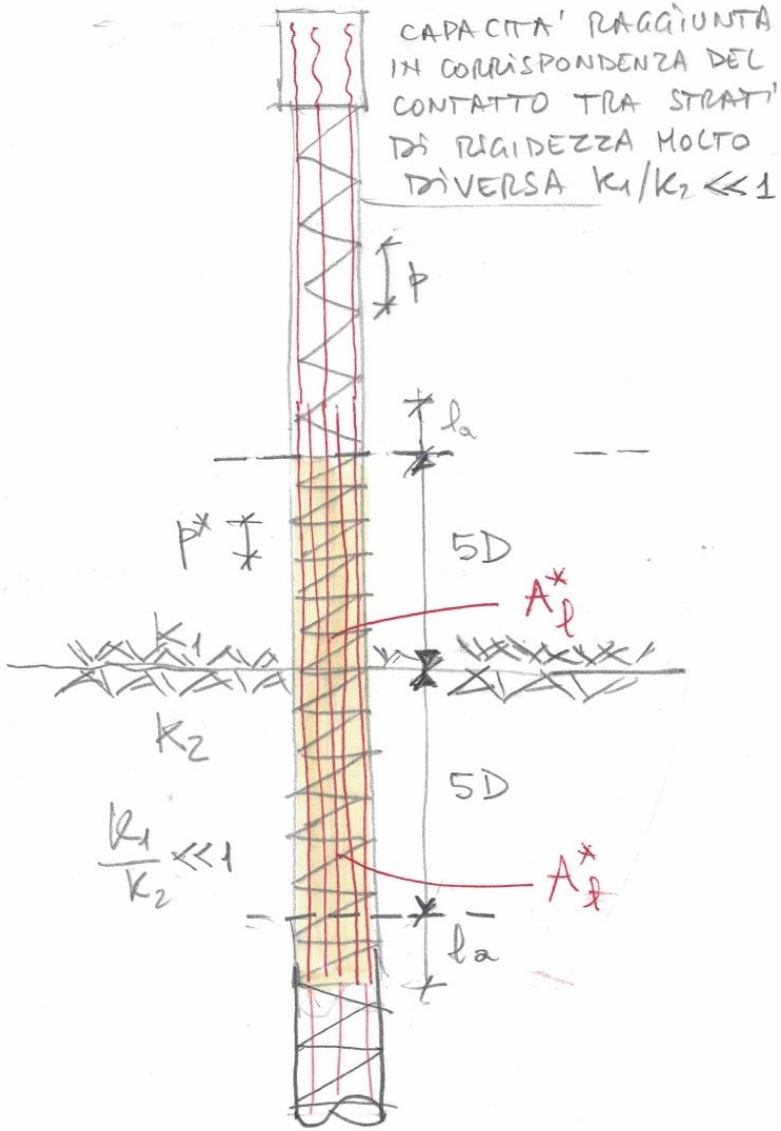
In tali zone dissipative l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% dell'area della sezione trasversale del palo, mentre l'armatura trasversale deve essere costituita da staffe singole di passo non superiore a 6 volte il diametro delle barre longitudinali.

In assenza di specifiche valutazioni della capacità di duttilità, devono essere rispettate le seguenti prescrizioni:

- **la capacità per taglio** deve essere almeno pari ad **1,3 volte** della corrispondente **domanda**;
- nelle zone dissipative la tensione normale media agente su ciascuna sezione, in corrispondenza delle combinazioni sismiche delle azioni, deve essere inferiore a 0,45 f_{cd}; *(f_{cd} = resistenza di progetto a compressione)*
- il momento flettente calcolato in campo elastico deve essere inferiore a 1,5 M_{Rd}, dove **M_{Rd} è la capacità a flessione** di progetto del palo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni.

Requisiti strutturali degli elementi di fondazione (p.to 7.2.5)





FONDAZIONI SU PALI

L'uso di pali inclinati deve essere esplicitamente giustificato. Il dimensionamento di questi pali deve derivare, con un adeguato margine di sicurezza, da una specifica analisi d'interazione del complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche.

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

PROGETTAZIONE GEOTECNICA

NTC 2018. D.M. 17/01/2018.

Alcune disposizioni per le opere e i sistemi geotecnici.

Anno Accademico 2025/26

UNIVERSITÀ DELLA CALABRIA — DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE — DINCI

ing. Giovanni Regina