

# **NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI: PROGETTAZIONE GEOTECNICA**

Prof. Ing. Geol. Eugenio Castelli

# LA "GERARCHIA" DELLA NORMATIVA ITALIANA

## I livelli della normativa

La legislazione nazionale è ordinata secondo una precisa gerarchia:

### 0) COSTITUZIONE ITALIANA

### 1) NORME DI PRIMO LIVELLO

**DIRETTIVE E REGOLAMENTI UE**  
(Disposizioni legislative)

1. Legge
2. D.P.R. - Decreto del Presidente della Repubblica
3. D.Lgs. - Decreto Legislativo
4. D.L. - Decreto Legge (emanato dal Governo -temporaneo: decade dopo 60 gg se non convertito in Legge - emanato solo per questioni a carattere di urgenza)

← D.P.R. 328/01

### 2) NORME DI SECONDO LIVELLO (Disposizioni regolamentari)

1. D.M. - Decreto Ministeriale (Emanato dai Vari Ministeri)
2. D.P.C.M. - Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri
3. D.C.I. - Delibera Comitato Interministeriale

← (D.M.17.01.'18)-NTC2018

### 3) NORME DI TERZO LIVELLO

1. Circolari
2. Interpretazioni
3. Ordinanze

← Istruzioni per l'applicazione delle NTC

Il raccordo/coordinamento di leggi promulgate in tempi diversi è strutturato con le seguenti regole fondamentali:

- una norma successiva di grado inferiore non può modificare una norma precedente di grado superiore;
- tra norme di pari efficacia quelle successive abrogano ed integrano quelle precedenti.

Le Leggi Ordinarie vengono promulgate dal Presidente della Repubblica previa approvazione dei due rami del Parlamento.

I Decreti Legislativi, adottati dal Governo su delega del Parlamento, sono atti normativi aventi efficacia di leggi formali.



Approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018

Testo aggiornato delle norme tecniche per le costruzioni ( NTC2018 ), di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed al decreto legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186. **Le presenti norme sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 14 gennaio 2008.**

[Capitolo 1 - OGGETTO](#)

[Capitolo 2 - SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE](#)

[Capitolo 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI](#)

[Capitolo 4 - COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI](#)

[Capitolo 5 - PONTI](#)

[Capitolo 6 - PROGETTAZIONE GEOTECNICA](#)

[Capitolo 7 - PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE](#)

[Capitolo 8 - COSTRUZIONI ESISTENTI](#)

[Capitolo 9 - COLLAUDO STATICO](#)

[Capitolo 10 - REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI](#)

[Capitolo 11 - MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUT.](#)

[NTC 2018 - Versione pdf completa](#)

[Circolare applicativa - Versione pdf completa](#)

#### **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.

IL MINISTRO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

[Indice](#)

[Capitolo 1](#)

INTRODUZIONE

[Capitolo 2](#)

SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

[Capitolo 3](#)

AZIONI SULLE COSTRUZIONI

[Capitolo 4](#)

COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

[Capitolo 5](#)

PONTI

[Capitolo 6](#)

PROGETTAZIONE GEOTECNICA

[Capitolo 7](#)

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

[Capitolo 8](#)

COSTRUZIONI ESISTENTI

[Capitolo 9](#)

COLLAUDO STATICO

[Capitolo 10](#)

REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

[Capitolo 11](#)

MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

In relazione all'Ingegneria Geotecnica, le NTC-2018:

- 1) Rappresentano un unico testo normativo per ingegneria strutturale e ingegneria geotecnica.
- 2) Richiedono che l'azione sismica venga valutata mettendo in conto la Risposta Sismica Locale.
- 3) Riportano norme specifiche per la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici in condizioni sismiche.

**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. IMPIEGIO 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**

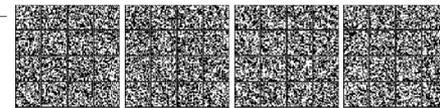
- 6.10.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO
- 6.10.2. INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA
- 6.10.3. TIPI DI CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO
- 6.10.4. CONTROLLI E MONITORAGGIO

**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

- 7.11. 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

— 21 —



## SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

### 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.**

La **vita nominale di progetto** di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il **numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.**

La  $V_N$  di progetto è legata al livello di prestazione che si vuole ottenere per l'opera (NTC2018 - Tab.2.4.1)

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

Si definisce **stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle NTC2018.**

**(SL = Frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità)**

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici delle NTC2018, **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 oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure 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 che tiene 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**.

Il superamento di uno **stato limite di esercizio (SLE)** ha carattere reversibile nel caso che si esamini una situazione in cui **la deformazione o il danno cessino con l'estinguersi della causa** che ha determinato il superamento dello stato limite. **Se**, pur non avendosi il collasso, **l'opera subisce lesioni tali da renderla inutilizzabile**, in quest'ultimo caso siamo in presenza di **danni irreversibili o di deformazioni permanenti inaccettabili**.

*Ad esempio, nel caso di una fondazione superficiale ciò può verificarsi quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.*

### 2.2.1. STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali **Stati Limite Ultimi** sono elencati nel seguito:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerati come corpi rigidi;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) raggiungimento della massima capacità della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile;
- f) **raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni; (Ndr. i.e.: carico di esercizio applicato > portanza terreno di fondazione)**
- g) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- h) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- i) instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi comprendono gli **Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV)** e gli **Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**, come precisato nel § 3.2.1 delle NTC2018.

#### concetto di STATO LIMITE ULTIMO



**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

### 2.2.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio sono:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) **spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto; (Ndr: con fondazione superficiale, quando i cedimenti > della soglia critica, si hanno delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura);**
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che possano compromettere la durabilità.

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; **in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio comprendono gli Stati Limite di Operatività (SLO) e gli Stati Limite di Danno (SLD)**, come precisato nel § 3.2.1 delle NTC2018.

#### concetto di STATO LIMITE DI ESERCIZIO



**sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):** capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio

## 2.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Nel seguito sono riportati i criteri del **metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello**. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

Nel **metodo agli stati limite**, la verifica della sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi è effettuata **confrontando la capacità di progetto  $R_d$ , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate, con il corrispondente valore di progetto della domanda  $E_d$ , funzione dei valori di progetto delle azioni e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.**

**La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:  $R_d \geq E_d$  [2.2.1]**

Il **valore di progetto della resistenza** di un dato materiale  $X_d$  è, a sua volta, **funzione del valore caratteristico della resistenza**, definito come frattile 5 % della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione:  $X_d = X_k / \gamma_M$ , essendo  $\gamma_M$  il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

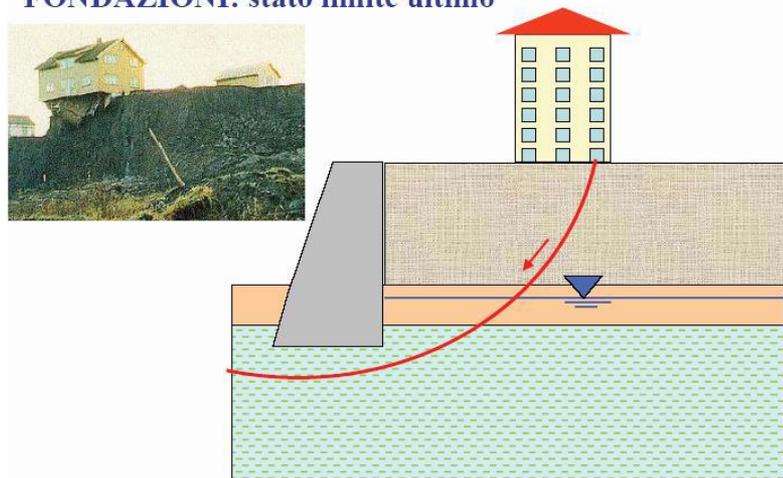
Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura  $F_d$  è ottenuto dal suo valore caratteristico  $F_k$ , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione:

$F_d = \gamma_F F_k$  essendo  $\gamma_F$  il fattore parziale relativo alle azioni.

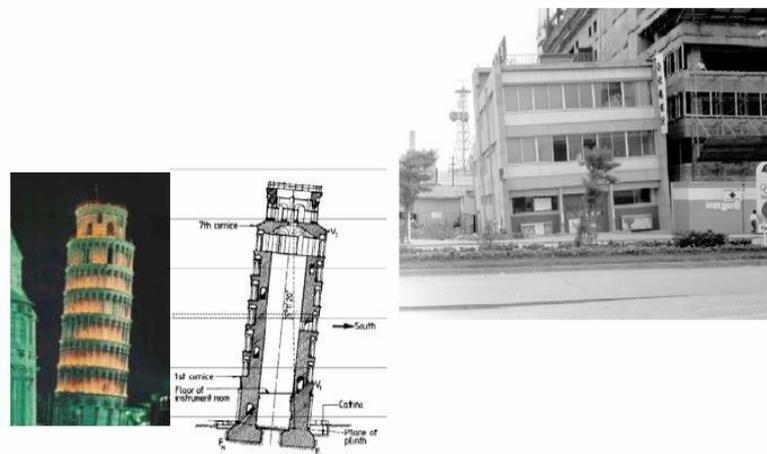
I valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei materiali sono definiti nel Capitolo 11. **Per la sicurezza delle opere e dei sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2.**

La **capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato ( $C_d$ ) (Ndr. soglia di deformazione determinata dallo strutturista), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni ( $E_d$ ) (Ndr. valore del cedimento da noi calcolato), attraverso la seguente espressione formale:  $C_d \geq E_d$  [2.2.2]**

FONDAZIONI: stato limite ultimo



FONDAZIONI: stato limite di esercizio



## 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  $V_N$  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:** 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. (Ndr., **Ambienti ad uso residenziale**. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli **alberghi**, (**ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento**), gli uffici, i negozi).
- **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. (Ndr. **Scuole. Teatri, Musei, Tribune, sale con affollamenti significativi**, etc.).
- **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.

La **Classe d'Uso definisce i livelli minimi di sicurezza** differenziati in relazione alla funzione svolta nella costruzione e alle conseguenze che ne derivano in caso di fallimento.

Il **livello di prestazione** è cosa diversa dalla Classe d'uso e scaturisce da una valutazione tecnico-economica.

**SPETTA COMUNQUE AL COMMITTENTE, IN GENERE PUBBLICA AMMINISTRAZIONE,  
INDICARE LA VITA NOMINALE E LA CLASSE D'USO**

### 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  $C_U$ :

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

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

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

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

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.

**Circolare NTC2018: «Se  $V_R < 35$  anni, si assume  $V_R = 35$  anni»\**

Tabella C2.4.I. - Intervalli di valori attribuiti a  $V_R$  al variare di  $V_N$  e  $C_U$

VITA NOMINALE $V_N$	VALORI DI $V_R$			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
$\leq 10$	35	35	35	35
$\geq 50$	$\geq 35$	$\geq 50$	$\geq 75$	$\geq 100$
$\geq 100$	$\geq 70$	$\geq 100$	$\geq 150$	$\geq 200$

Il periodo di riferimento  $V_R$  di una costruzione riveste notevole importanza, in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento  $P_{VR}$  corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.I della NTC), il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

**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%

tempo di ritorno:

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

### Esempi

Vita nominale:  $V_N = 50$  anni  
**Classe d'uso:** II  
 Stato limite: SLV (ultimo – salvaguardia della vita)  
 Coefficiente d'uso:  $C_U = 1,0$   
 Periodo di riferimento:  $V_R = 1,0 \times 50 = 50$  anni  
 Probabilità di superamento:  $P_{V_R} = 0,10$  (10% nel periodo di riferimento)  
 Tempo di ritorno:  $T_R = -50 / \ln(1-0,10) = 475$  anni

Vita nominale:  $V_N = 50$  anni  
**Classe d'uso:** IV  
 Stato limite: SLV (ultimo – salvaguardia della vita)  
 Coefficiente d'uso:  $C_U = 2,0$   
 Periodo di riferimento:  $V_R = 2,0 \times 50 = 100$  anni  
 Probabilità di superamento:  $P_{V_R} = 0,10$  (10% nel periodo di riferimento)  
 Tempo di ritorno:  $T_R = -100 / \ln(1-0,10) = 949$  anni

Vita nominale:  $V_N = 50$  anni  
**Classe d'uso:** III  
 Stato limite: SLV (ultimo – salvaguardia della vita)  
 Coefficiente d'uso:  $C_U = 1,5$   
 Periodo di riferimento:  $V_R = 1,5 \times 50 = 75$  anni  
 Probabilità di superamento:  $P_{V_R} = 0,10$  (10% nel periodo di riferimento)  
 Tempo di ritorno:  $T_R = -75 / \ln(1-0,10) = 712$  anni

Vita nominale:  $V_N = 100$  anni  
**Classe d'uso:** IV  
 Stato limite: SLV (ultimo – salvaguardia della vita)  
 Coefficiente d'uso:  $C_U = 2,0$   
 Periodo di riferimento:  $V_R = 2,0 \times 100 = 200$  anni  
 Probabilità di superamento:  $P_{V_R} = 0,10$  (10% nel periodo di riferimento)  
 Tempo di ritorno:  $T_R = -200 / \ln(1-0,10) = 1898$  anni

## 2.5. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

### 2.5.1. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

#### 2.5.1.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI IN BASE AL MODO DI ESPLICARSI

- a) **dirette**: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
- b) **indirette**: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincoli, ecc.
- c) **degrado**:
  - *endogeno*: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
  - *esogeno*: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

Relativamente alle **opere di sostegno**, possono essere definite come **azioni dirette**:

- il peso del materiale di riempimento a tergo dell'opera;
- i sovraccarichi, intendendo con tale termine il peso di eventuali elementi quali edifici, veicoli parcheggiati o in movimento, macchine di movimento terra o gru, presenti direttamente a monte dell'opera di sostegno o nelle sue vicinanze;
- il peso dell'acqua (valutato anche in relazione alle sue caratteristiche chimiche).

Possono essere invece definite come **azioni indirette**:

- le forze di collisione, i cui valori di progetto devono tener conto dell'energia assorbita dalla struttura di sostegno durante l'impatto;
- le forze di precompressione e pretensione, legate alla presenza di ancoraggi;
- gli effetti della temperatura, da tenersi in considerazione soprattutto in caso di strutture caratterizzate da ancoraggi o puntoni

Per quanto concerne l'**azione di degrado**, interno e/o causato da agenti esterni (es. climatici), questa si manifesta soprattutto nel caso di strutture miste, quali ad esempio le terre rinforzate i cui rinforzi siano rappresentati da geotessili.

### 2.5.1.2 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA RISPOSTA STRUTTURALE

- a) **statiche**: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;
- b) **pseudo statiche**: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;
- c) **dinamiche**: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

Tutte le azioni prima citate, a parte le collisioni e l'effetto sismico, possono definirsi **statiche, cioè azioni che non provocano accelerazioni significative della struttura o di alcune sue parti.**

Le **forze di collisione insieme alle azioni sismiche**, si definiscono **dinamiche, poiché causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.**

Esistono inoltre le azioni **pseudostatiche, che rappresentano azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente.**

Più in generale, **nel caso dei muri e delle strutture miste, le azioni vengono definite col termine di "spinte",** e sono esercitate dal complesso terreno-struttura-sovraccarichi. Tali spinte si scompongono in spinte verticali e orizzontali, e agiscono:

- sul terreno di fondazione
- all'interfaccia fondazione- terreno
- sulla struttura

### 2.5.1.3 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA VARIAZIONE DELLA LORO INTENSITÀ NEL TEMPO

- a) **permanenti (G)**: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:
- **G1**: peso proprio di tutti gli elementi strutturali; **peso proprio del terreno**, quando pertinente; **forze indotte dal terreno** (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); **forze risultanti dalla pressione dell'acqua** (quando si configurino costanti nel tempo);
  - **G2**: peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
  - spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
  - presollecitazione (P).
- b) **variabili (Q)**: azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura: sovraccarichi; azioni del vento; azioni della neve; azioni della temperatura.  
Le azioni variabili sono dette di **lunga durata** se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di **breve durata** se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.
- c) **eccezionali (A)**: azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura: incendi; esplosioni; urti ed impatti;
- d) **sisemiche (E)**: azioni derivanti dai terremoti.

**Quando rilevante, nella valutazione dell'effetto delle azioni è necessario tenere conto del comportamento dipendente dal tempo dei materiali, come per la viscosità.**

Nel caso delle **opere di sostegno** si possono considerare come **permanenti**:

- Il peso della struttura (G1)
- il peso del materiale di riempimento a tergo dell'opera (G1)
- il peso del materiale eventualmente presente davanti all'opera (G1)
- il peso dell'acqua (G1)
- i sovraccarichi permanenti (G2) e altri elementi non strutturali
- pretensione e precompressione (P)

Si possono considerare come **variabili**: i sovraccarichi temporanei, di breve e lunga durata ( $Q_k$ )

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

La combinazione delle azioni da adottare per le verifiche agli stati limite ultimi è definita **combinazione fondamentale** ed è espressa dalla scrittura:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

dove i **coefficienti di combinazione**  $\psi$ , che moltiplicano le azioni variabili Q, sono elencati nella Tabella 2.5.I delle NTC2018 e **tengono conto della ridotta probabilità che le diverse azioni agiscano contemporaneamente con il loro valore massimo.**

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

La scelta dei gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le **azioni (A1 e A2)**, per i **parametri geotecnici (M1 e M2)** e per le **resistenze (R1, R2 e R3)** dipende dall'approccio progettuale.

I valori da impiegare sono riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC2018.

Appare opportuno precisare che i carichi permanenti G2 che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche dovranno essere trascurati nel caso di situazioni transitorie, che prevedano la possibilità di assenza dei carichi G2 a seguito di alterazioni e modifiche dell'opera.

**L'approccio progettuale da adottare è definito in base alla tipologia di opera e alla verifica da eseguire, contestualmente ai coefficienti parziali per la resistenza R1, R2 e R3: per esempio, per le fondazioni superficiali l'approccio proposto è il DA2 e i coefficienti parziali R3 proposti sono elencati nella Tabella 6.4.I delle NTC2018.**

## 2.6. AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche **agli stati limite** devono essere **eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico** che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle **combinazioni** definite nel § 2.5.3 delle NTC2018.

### 2.6.1. STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- **EQU - lo stato limite di equilibrio** come corpo rigido.
- **STR - lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione.**
- **GEO - lo stato limite di resistenza del terreno.**

La Tab. 2.6.I riporta i valori dei coefficienti parziali  $\gamma_F$  da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna EQU della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I.

**Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.**

**G1: peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;**  
**G2: pesi propri degli elementi non strutturali;**  
**Q: azioni variabili.**

**Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.**

## C2.6.1 STATI LIMITE ULTIMI

Le NTC fanno riferimento a tre principali stati limite ultimi:

- Lo **stato limite per la perdita dell'equilibrio, EQU**, della struttura o di una sua parte considerati come corpi rigidi, **non riguarda il terreno o l'insieme terreno-struttura, compresa adesso nelle verifiche GEO, ma tale verifica è limitata al ribaltamento di strutture fuori terra (ad esempio ciminiere, cartelloni pubblicitari, torri, ecc. rispetto ad una estremità della fondazione).**
- Lo **stato limite di resistenza della struttura, STR**, che riguarda anche gli elementi di fondazione e di sostegno del terreno, è da prendersi a riferimento per tutti i dimensionamenti strutturali. Nei casi in cui le azioni sulle strutture siano esercitate dal terreno, si deve far riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici.
- **Lo stato limite di resistenza del terreno, GEO**, deve essere preso a riferimento per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e, più in generale, delle strutture che interagiscono direttamente con il terreno, oltre che per le verifiche delle opere di terra (rilevati, argini, ...), degli scavi e di stabilità globale dell'insieme terreno-struttura. Tra gli stati limite GEO sono da considerare anche meccanismi di rottura che coinvolgano la struttura o parte di essa (è il caso, ad esempio, della resistenza a carico limite sotto forze trasversali dei pali di fondazione).

Come precisato nel § 2.6.1 delle NTC, nella progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico, (plinti, platee, pali, muri di sostegno, paratie, ...), le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due approcci progettuali, differenziati per tipo di opera e, talvolta, per tipo di verifica, secondo quanto riportato nel Capitolo 6 delle NTC e chiarito al § C6.2.4.1.

**Per le verifiche di natura geotecnica secondo gli Approcci progettuali 1 e 2, per i materiali e le resistenze di natura geotecnica, si deve fare riferimento ai coefficienti parziali indicati allo scopo nel Capitolo 6 delle norme.**

### SINTESI DEL SIGNIFICATO DEGLI SLU :

- **EQU:** (S.L. “di Equilibrio” come corpo rigido); (*Torri, antenne, ciminiere*).
- **STR:** (S.L. “di resistenza della struttura”, compresi gli elementi di fondazione).
- **GEO:** (S.L. “di resistenza del terreno”). Comprende anche la perdita dell'equilibrio del **terreno o dell'insieme terreno – struttura**.

La **verifica della sicurezza** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU) di resistenza** si ottiene tramite l'equazione formale

$$R_d > E_d$$

**$R_d$ =resistenza di progetto;  $E_d$ =valore di progetto dell'effetto delle azioni.**

## VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO

### 1. Valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right] \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E E \left[ F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right] \quad (\gamma_E = \gamma_F)$$



### 2. Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

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

↑ coefficiente che opera direttamente sulla resistenza del sistema

### 3. Verifica

$$E_d \leq R_d$$

## VERIFICHE DI STATO LIMITE DI ESERCIZIO

### 1. Determinazione del valore di progetto dell'azione di calcolo $F_d$ valutato con una delle combinazioni previste per lo SLE.

Ad esempio per effetti a lungo termine, combinazione quasi permanente:

$$G_{1k} + G_{2k} + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots \quad (\text{vedi tabella in scheda 2.7})$$

### 2. Calcolo dell'effetto delle azioni:

$$E_d = E \left[ F_d ; X_k ; a_d \right]$$

(ad esempio: cedimento totale o differenziale, spostamento orizzontale,...)

### 3. Definizione del valore limite dell'effetto delle azioni:

$$C_d$$

in funzione delle caratteristiche e della destinazione della struttura.

### 4. Verifica

$$E_d \leq C_d$$

## Requisiti di progetto

La realizzazione di una qualunque opera richiede che siano soddisfatti alcuni requisiti generali di progetto. In particolare, con riferimento alle opere di fondazione, i principali requisiti di progetto si possono così riassumere:

- accertare la sussistenza di prefissati margini di sicurezza nei confronti della rottura dell'insieme fondazione-terreno;
- verificare che i cedimenti assoluti e differenziali garantiscano la funzionalità della struttura (Scheda a lato). Per le opere di fondazione quasi sempre la limitazione dei cedimenti costituisce il principale requisito di progetto;
- accertare che lo stato di sforzo nella struttura di fondazione sia compatibile con i requisiti strutturali riguardanti la resistenza dei materiali, l'insorgere di stati di fessurazione, la durabilità;
- garantire che la soluzione progettuale sia realizzabile in modo sicuro e, per quanto possibile, agevole e rispondendo a criteri di economia.

## VERIFICHE SISMICHE

Le differenti peculiarità che caratterizzano la progettazione e la verifica di opere e sistemi geotecnici sottoposti ad azione sismica, hanno comportato la necessità di introdurre, nell'ambito delle norme (NTC2018, Cap. 7.11.) una **trattazione specifica del problema**. Le NTC2018 prevedono, innanzitutto, una differente combinazione delle azioni da adottare per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (NTC2018 2.5.3):

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

dove i coefficienti di combinazione  $\psi_i$  sono elencati nella Tabella 2.5.I delle NTC2018.

Per ogni stato limite ultimo considerato, le verifiche di sicurezza possono ritenersi soddisfatte nel caso in cui sia rispettata la condizione  $R_d \geq E_d$ . **La differenza sostanziale rispetto alle verifiche in condizioni statiche è data dai coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici dei materiali, posti in questo caso unitari (Scheda sotto riportata)**. Per quanto concerne le resistenze di progetto, i coefficienti parziali  $\gamma_R$  sono generalmente indicati in funzione del tipo di opera e della tipologia di verifica.

Le motivazioni alla base di tali disposizioni vanno ricercate nella complessa risposta dei terreni sotto l'effetto di carichi dinamici. A differenza delle situazioni tipiche della progettazione in campo statico, nelle analisi in campo dinamico non sempre è semplice una stima cautelativa dei parametri pertinenti allo stato limite considerato. Una stima per difetto dei parametri di resistenza e rigidità caratteristici del comportamento dei materiali non comporta necessariamente una scelta progettuale cautelativa, così come non risulta immediato definire quali azioni statiche concorrano favorevolmente o meno alla verifica del sistema struttura-terreno. Basti pensare come un incremento del livello deformativo, causato ad esempio dall'impiego di coefficienti parziali sulle azioni o da una stima in difetto dei parametri di rigidità, comporti una maggiore dissipazione di energia e quindi una maggiore attenuazione del moto sismico.

L'adozione di coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici permette invece di cogliere adeguatamente l'effettiva risposta meccanica dei terreni, tenendo comunque in conto le incertezze insite nel modello di calcolo mediante l'impiego di coefficienti parziali sulle resistenze

### VERIFICHE SISMICHE DI STATO LIMITE ULTIMO

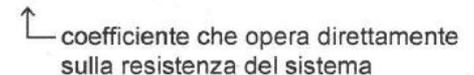
1. Valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E_k = E [F_k; X_k; a_d]$$



2. Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} [F_k; X_k; a_d]$$



3. Verifica

$$E_d \leq R_d$$

Analogamente a quanto indicato per le verifiche statiche, le verifiche sismiche in condizioni di esercizio sono condotte in relazione agli effetti delle azioni agenti (Schema sotto riportata). In particolare, **la funzionalità della struttura deve essere garantita a seguito di eventi meno severi, ma più frequenti, caratteristici degli stati limite di esercizio.**

### VERIFICHE SISMICHE DI STATO LIMITE DI ESERCIZIO

1. *Determinazione del valore caratteristico dell'azione di calcolo  $F_k$  valutato con la combinazione sismica.*

2. *Calcolo dell'effetto delle azioni:*

$$E_d = E[F_k; X_k; a_d]$$

*(ad esempio: cedimento totale o differenziale, spostamento orizzontale,...)*

3. *Definizione del valore limite dell'effetto delle azioni:*

$$C_d$$

*in funzione delle caratteristiche e della destinazione della struttura.*

4. *Verifica*

$$E_d \leq C_d$$

## AZIONE SISMICA

L'approccio prestazionale adottato dalle nuove norme tecniche prevede la considerazione di diversi scenari di stato limite riferiti alle prestazioni complessive della struttura.

Le NTC2018 fanno riferimento a quattro possibili stati limite: due di esercizio (Stato Limite di Operatività, SLO e Stato Limite di Danno, SLD) e due ultimi (Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV e Stato Limite di Collasso, SLC). **D'altra parte nel caso di opere e sistemi geotecnici in condizioni sismiche, le norme prevedono che si faccia riferimento esclusivamente allo SLV per le verifiche agli Stati Limite Ultimi, e allo SLD nel caso di verifiche agli Stati Limite di Esercizio.**

In relazione dello stato limite considerato, l'azione sismica è definita in funzione della probabilità di superamento  $P_{VR}$  di un evento sismico avente periodo di ritorno  $T_R$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ . I valori definiti dalla normativa per la probabilità di eccedenza sono riportati nella Tabella 3.2.I delle NTC2018. Il periodo di riferimento  $V_R$  è invece ottenibile moltiplicando la vita nominale di progetto  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_u$  dell'opera (definiti rispettivamente nelle Tabelle 2.4.I e 2.4.II delle NTC2018).

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

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

**Fissati il periodo di riferimento e la probabilità di eccedenza è possibile calcolare il periodo di ritorno  $T_R$ , identificativo dell'azione sismica**, assumendo un processo di accadimento degli eventi sismici di tipo Poissoniano:

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

Ad esempio, per costruzioni con livelli prestazionali ordinari ( $V_N$  pari a 50 anni) associate ad una classe d'uso II ( $C_u$  pari a 1), il periodo di riferimento  $V_R$  sarà pari a 50 anni e, conseguentemente, il periodo di ritorno risultante sarà 50 anni per lo SLD e 475 anni per lo SLV.

Le azioni sismiche di progetto sono valutate, in riferimento ad uno specifico periodo di ritorno, a partire dalla **PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL SITO DI COSTRUZIONE**.

Quest'ultima è definita in condizioni ideali di campo libero su sottosuolo rigido ( $V_s \geq 800$  m/s) e con superficie topografica orizzontale, in termini di accelerazione orizzontale massima attesa e di spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa associato.

## AZIONE SISMICA – METODI PSEUDOSTATICI

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. I metodi pseudostatici introducono, nello schema di calcolo statico, azioni equivalenti che rappresentano, in via semplificata, le azioni inerziali indotte dal moto sismico. Le componenti inerziali sono applicate nel baricentro delle masse soggette al moto sismico, supposto costante nello spazio e nel tempo e quindi identificato da un solo valore di accelerazione. Analogamente a quanto avviene in campo statico con i metodi all'equilibrio limite, i metodi pseudostatici non consentono di valutare gli spostamenti indotti dall'azione sismica, ma consentono solo di verificare la stabilità globale dell'opera. 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:

$$k_h = \beta \cdot a_{\max} / g \quad \text{e} \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

Dove:

- $a_{\max}$  è l'accelerazione massima attesa al sito, determinata mediante specifiche analisi di risposta sismica locale oppure, in assenza di queste, mediante i cosiddetti metodi semplificati proposti nelle NT2018 per la valutazione degli effetti locali;
- $\beta$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $g$  è l'accelerazione di gravità.

I coefficienti sismici sono quindi dati dall'accelerazione rappresentativa dell'azione sismica, normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità  $g$ . Adottare come valore rappresentativo l'accelerazione di picco al suolo potrebbe comportare, in determinate situazioni, una sovrastima eccessiva delle forze pseudostatiche, vista l'ipotesi di azione sismica costante nel tempo e nello spazio. Nel caso di sistemi duttili, capaci quindi di subire spostamenti limitati senza che vengano compromesse le prestazioni dell'opera, il raggiungimento di una momentanea condizione di instabilità non comporta infatti necessariamente il collasso dell'opera. Le NTC2018 permettono, nella definizione dei coefficienti sismici, di considerare le riserve di duttilità del sistema e la natura transitoria del moto sismico applicando un coefficiente riduttivo  $\beta$  all'accelerazione massima attesa. Le norme prevedono diversi valori di  $\beta$  in funzione dell'opera da analizzare.

Nel caso dei muri di sostegno, fronti di scavo o rilevati il coefficiente  $\beta$  è posto pari a 0,38 per le verifiche di stato limite ultimo e 0,47 per le verifiche di stato limite di esercizio. Da notare che nel caso di verifiche a ribaltamento di opere di sostegno, le NTC2018 prevedono che il coefficiente riduttivo venga incrementato del 50% (fino ad un valore massimo pari ad 1) per considerare la natura fragile del meccanismo di collasso. Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad [7.11.6] \quad \begin{array}{l} \text{dove} \\ \beta_m = \text{coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;} \\ a_{\max} = \text{accelerazione orizzontale massima attesa al sito;} \\ g = \text{accelerazione di gravità.} \end{array}$$

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

## NTC2018 - Capitolo 6: Progettazione geotecnica

Viene ribadita una chiara distinzione e la complementarietà tra studio (e Relazione) geologica e studio (e Relazione) geotecnica, precisandone i contenuti (§ 6.2.1). In particolare:

La Relazione geologica comprende *«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.»*

Lo studio geotecnico comprende la programmazione e interpretazione delle indagini geotecniche (comprese quelle per la RSL) per la caratterizzazione geotecnica del volume significativo e la definizione del modello geotecnico, ed i calcoli e le verifiche delle opere geotecniche.

Lo studio geotecnico è a cura e nella responsabilità del Progettista (§ 6.2.2)

### Approcci progettuali nelle verifiche agli SLU di opere geotecniche

Per le **fondazioni** (superficiali, su pali e miste) e per i **muri di sostegno le verifiche di stabilità** nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU), anche in condizioni sismiche, (esclusa la verifica di stabilità globale) devono essere eseguite:

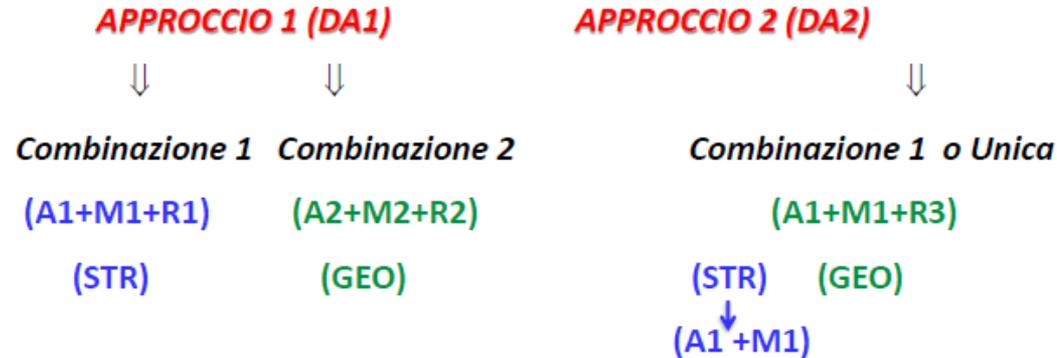
- con **DA2 (A1+M1+R3)**, anche in condizioni sismiche

Le verifiche in fondazione si eseguono utilizzando le azioni «scaricate» dalla struttura in elevazione, che sono già di progetto perché ottenute dal calcolo strutturale applicando i coefficienti di sicurezza parziali.

### Le NTC 2018 prevedono per le verifiche SLU

- di tutte le opere geotecniche (salvo per paratie e gallerie) solo l'uso dell'Approccio 2: **DA2 (A1+M1+R3)**,
- per paratie e gallerie per le quali è essenziale l'interazione terreno-struttura e il terreno stesso è generatore di azioni, l'uso dell'Approccio 1 nelle due combinazioni:
  - **DA1-C1 (A1+M1+R1)** per la verifica strutturale e **DA1-C2 (A2+M2+R2)** per la verifica geotecnica.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti di: (STR) stati limite ultimi strutturali e (GEO) stati limite ultimi geotecnici si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi:



L'approccio progettuale da adottare è definito in base alla tipologia di opera e alla verifica da eseguire, contestualmente ai coefficienti parziali per la resistenza R1, R2 e R3: per esempio, per le opere di sostegno l'approccio proposto è:

- il DA1 per la stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno (GEO) e per il raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (STR);
- il DA2 per lo scorrimento sul piano di posa, il collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno e per il ribaltamento

I coefficienti parziali R3 ed R2 nel caso delle opere di sostegno sono elencati nella Tabella 6.5.I e 6.8.I delle NTC18. I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

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

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

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

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

STABILITA' DEI PENDII	TUTTE LE VERIFICHE		
	DA1-C2		
	(A2+M2+R2)		
A2=M2=1			
OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO	TUTTE LE VERIFICHE		
	DA1-C2		
	(A2+M2+R2)		
FONDAZIONI SUPERFICIALI	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE	
	DA1-C2	DA2	
	(A2+M2+R2)	(A1+M1+R3)	
FONDAZIONI SU PALI	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE	
	DA1-C2	DA2	
	(A2+M2+R2)	(A1+M1+R3)	
MURI DI SOSTEGNO	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE	
	DA1-C2	DA2	
	(A2+M2+R2)	(A1+M1+R3)	
PARATIE	STABILITA' GLOBALE	VERIFICHE STR	VERIFICHE GEO
	DA1-C2	DA1-C1	DA1-C2
	(A2+M2+R2)	(A1+M1+R1)	(A2+M2+R1)
TIRANTI DI ANCORAGGIO	TUTTE LE VERIFICHE		
	DA2		
	(A1+M1+R3)		
OPERE IN SOTTERRANEO	VERIFICHE STR	VERIFICHE GEO	
	DA1-C1	DA1-C2	
	(A1+M1+R1)	(A2+M2+R2)	
R1 = R2 = 1			

APPROCCI PROGETTUALI PER LE VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI SLU

## DA1-C2

$$\gamma_d = \gamma_k$$

$$\tan(\varphi_d) = \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi}$$

$$k_{a,d} > k_{a,k}$$

$$S_{a,d} = \frac{1}{2} \gamma_k k_{a,d} H^2 + \gamma_Q q_k k_{a,d} H$$

## DA2

$$\gamma_d = \gamma_k$$

$$\tan(\varphi_d) = \tan(\varphi_k)$$

$$k_{a,d} = k_{a,k}$$

$$S_{a,d} = \frac{1}{2} \gamma_{G1} \gamma_k k_{a,k} H^2 + \gamma_Q q_k k_{a,k} H$$

### 6.2.4.1.1 Azioni

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1 delle NTC2018. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) 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  $\psi_{ij}$  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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G1}$

### 6.2.4.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

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

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

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 strutturali. Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio  $\tau_R$  un coefficiente parziale  $\gamma_{\tau R} = 1,0$  (M1) e  $\gamma_{\tau R} = 1,25$  (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

## VERIFICHE DI STABILITÀ

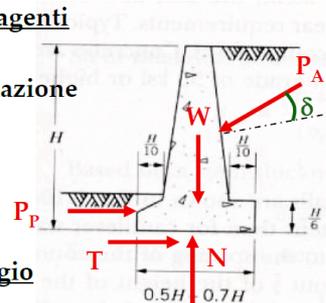
Per la progettazione di un muro di sostegno devono essere eseguite:

- (1) **verifica al ribaltamento**
- (2) **verifica allo slittamento**
- (3) **verifica di capacità portante**
- (4) **verifica di stabilità generale**

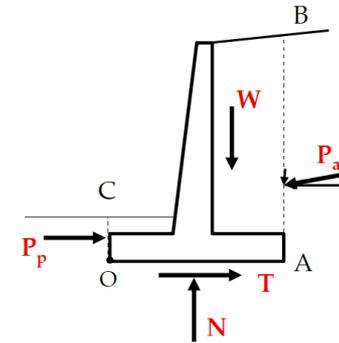
La **verifica di stabilità generale** consiste in un'analisi di stabilità del pendio in cui è inserito il muro, e si esegue secondo i tradizionali metodi.

Per le altre verifiche si considerano le **forze risultanti agenti sul muro**:

- $W$  = **peso del muro e del terreno** che grava sulla fondazione
- $P_A$  = **spinta attiva esercitata dal terreno a monte** (compresa l'eventuale spinta dell'acqua)
- $P_P$  = **spinta passiva esercitata dal terreno a valle** (trascurata di norma a favore di sicurezza)
- $N$  = **componente normale della reazione di appoggio**
- $T$  = **componente tangenziale della reazione di appoggio**



**N.B.** Nel caso di **muri di sostegno a mensola**, il terreno che grava a monte e a valle sulla soletta di fondazione, viene considerato come parte integrante del muro e quindi, le spinte attive e passive del terreno, si considerano applicate su superfici teoriche (rispettivamente AB e OC), conservando però le rispettive inclinazioni dovute all'attrito esistente tra terreno e muro.

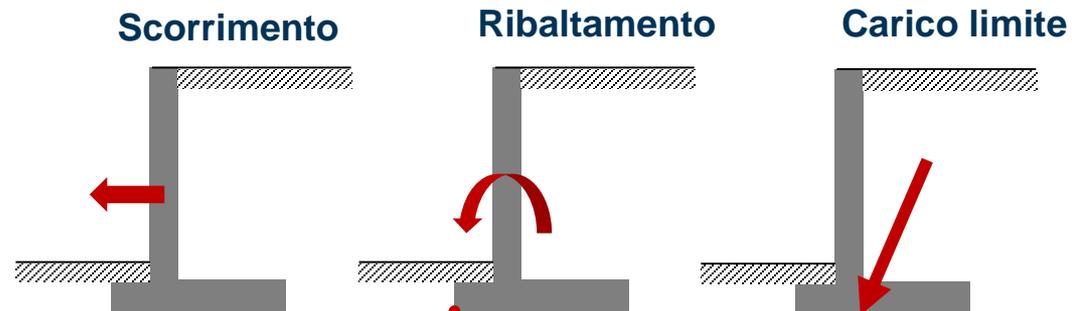


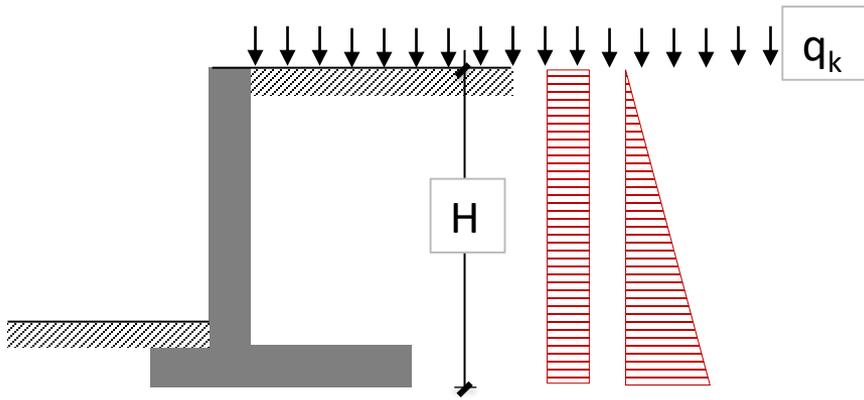
Le **NTC 2018** prevedono:

- per la **verifica di stabilità globale** l'Approccio **DA1-C2 (A2+M2+R2)**;
- per tutte le altre verifiche agli **SLU** dei muri di sostegno, compresa la verifica al ribaltamento, anche in condizioni sismiche, l'Approccio **DA2 (A1+M1+R3)**

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

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





L'Approccio DA1-C2 è quasi sempre dimensionante, perché la riduzione dell'angolo di resistenza al taglio comporta l'aumento delle spinte e la riduzione di capacità portante e di resistenza allo scorrimento.

L'Approccio DA2 calcola le spinte con i valori caratteristici dei parametri di resistenza al taglio e le incrementa attraverso i coefficienti  $\gamma_F$  ( $\gamma_{G1}$  e  $\gamma_Q$ ) che si applicano alle azioni (e le spinte sono da considerarsi azioni)

---

## DA1-C2

$$\gamma_d = \gamma_k$$

$$\tan(\varphi_d) = \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi}$$

$$k_{a,d} > k_{a,k}$$

$$S_{a,d} = \frac{1}{2} \gamma_k k_{a,d} H^2 + \gamma_Q q_k k_{a,d} H$$

---

## DA2

$$\gamma_d = \gamma_k$$

$$\tan(\varphi_d) = \tan(\varphi_k)$$

$$k_{a,d} = k_{a,k}$$

$$S_{a,d} = \frac{1}{2} \gamma_{G1} \gamma_k k_{a,k} H^2 + \gamma_Q q_k k_{a,k} H$$

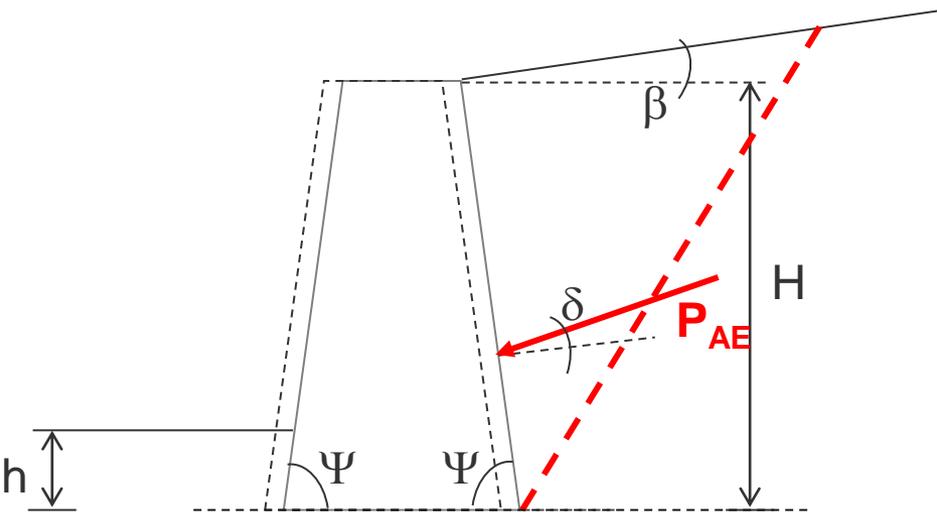

---

## MURI DI SOSTEGNO IN CONDIZIONI SISMICHE: SINTESI

Per l'analisi dei muri di sostegno in condizioni sismiche le NTC 2018 (§ 7.11.6.2.1) consentono l'uso di:

- Metodi pseudo-statici,
- Metodi degli spostamenti. Per l'analisi si indica di utilizzare:
  - Accelerogrammi reali e parametri di resistenza caratteristici (non ridotti),
  - Spostamenti ammissibili fissati dal progettista

### Metodo pseudo-statico di Mononobe-Okabe



$$P_{AE} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) \gamma H^2 K_{AE}$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$K_{AE} = f(\Psi, \phi, \theta, \beta, \delta)$$

1. Per le verifiche di sicurezza si deve utilizzare solo l'Approccio DA2 (A1+M1+R3),
2. I coefficienti per  $\beta_m$  per il calcolo dei coefficienti sismici pseudo-statici:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

Sono diversi per SLV e SLD, non dipendenti dalla categoria di sottosuolo, maggiorati per verifica al ribaltamento.

## CALCOLO PRATICO DELLE SPINTE

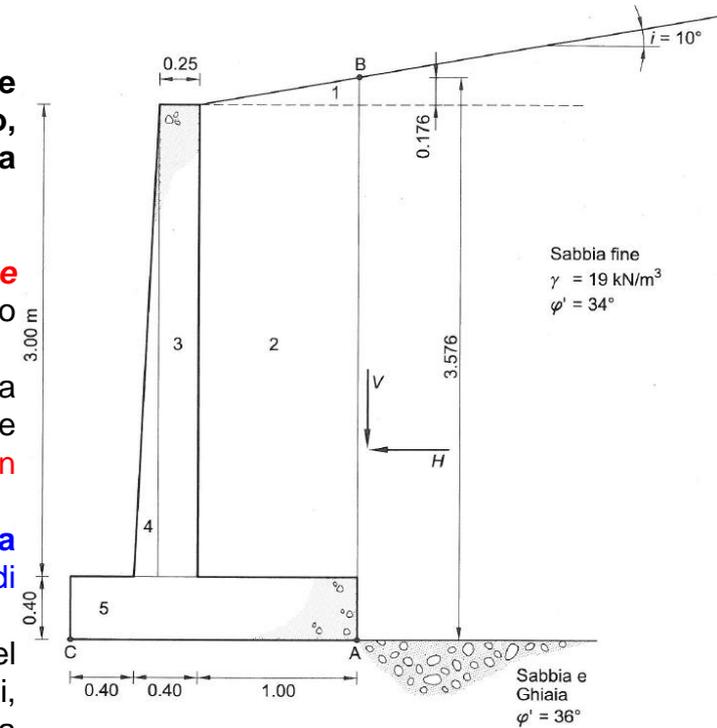
La forma e l'estensione delle zone di equilibrio limite sono fortemente influenzate dall'attrito che si sviluppa tra il muro e il terreno, dall'inclinazione del paramento interno del muro, dall'inclinazione della superficie del terrapieno e dai vincoli cinematici ai quali è soggetta l'opera.

Nel caso di un **MURO A MENSOLA**, è prassi applicare la **teoria di Rankine per calcolare la spinta sulla sezione verticale AB**, che assume in questo caso il ruolo di **paramento virtuale**.

Così facendo si assume implicitamente che la costruzione del muro non abbia alterato le condizioni iniziali del terreno, che si possa individuare una parete verticale che mantenga le condizioni esistenti in un volume indefinito e **che, con piccoli movimenti, produca le condizioni di equilibrio limite attivo**.

Coerentemente con tale assunzione **la retta d'azione della spinta risulta parallela alla superficie del terrapieno** e il terreno che grava sulla suola di fondazione viene sommato al peso del muro nelle verifiche di stabilità.

In realtà va osservato che l'attrito che si sviluppa alla base della fondazione del muro impedisce che si realizzino uno stato di sforzo e di espansione omogenei, come previsto dalla teoria di Rankine, ma tale effetto viene stimato di piccola entità e viene pertanto trascurato.



$$K_a = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}} = 0.287$$

$$P_a = 34.34 \text{ kN/m} \quad \begin{cases} V = 5.96 \text{ kN/m} \\ H = 33.81 \text{ kN/m} \end{cases} \quad F_H = \frac{(101.05 + 5.96) \cdot 0.55}{33.81} = 1.74$$

Nel caso dei **MURI A GRAVITÀ**, le tensioni tangenziali, dovute all'attrito che si sviluppa tra il paramento interno del muro e il terreno, tendono a ridurre il valore della spinta attiva, per cui l'applicazione della teoria di Rankine porterebbe in questo caso a una stima cautelativa.

Per questo motivo, **alcuni autori consigliano il ricorso alla teoria di Coulomb, suggerendo per l'angolo di attrito  $\delta$  valori compresi tra  $\phi'/2$  e  $2\phi'/3$** . Coerentemente con tale teoria, si suppone che **la superficie di scorrimento** possa essere rappresentata da un piano, anche se la presenza dell'attrito muro-terreno comporta una rotazione dei piani principali e modifica la forma della superficie di rottura che non può più essere piana.

**L'errore che così si commette è modesto se trattasi della spinta attiva, mentre non è accettabile nel caso della resistenza passiva** (soprattutto in presenza di valori  $\delta > \phi'/3$ ).

Tipo di materiale	tg $\delta$
Sabbie e ghiaie pulite	0,55
Sabbie e ghiaie limose	0,45
Limi	0,35

Elemento	Forza peso [kN/m]	$b_c$ [m]	$M_c$ [kN-m/m]
1	1.67	1.467	2.45
2	57.00	1.30	74.10
3	18.75	0.675	12.66
4	5.63	0.50	2.81
5	18.00	0.90	16.20
$\Sigma = 101.05$			$\Sigma = 108.22$

$$e = \frac{b}{2} - \frac{108.22 + 5.96 \cdot 1.80 - 33.81 \cdot 1.19}{101.05 + 5.96} = 0.90 - \frac{78.65}{107.01} = 0.165 < \frac{b}{6}$$

## VERIFICA AL RIBALTAMENTO

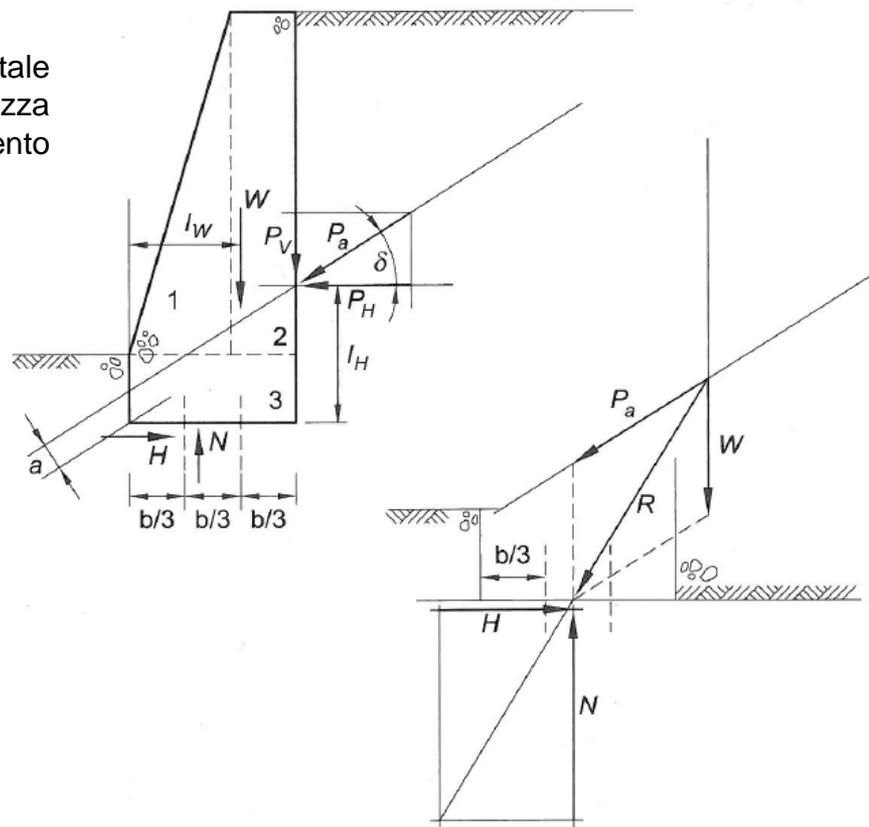
Il meccanismo di ribaltamento prevede la rotazione intorno all'estremità di valle della fondazione, che diventa il centro di istantanea rotazione del muro assimilato a un corpo rigido e l'unico punto di contatto della fondazione con il terreno, giacché al momento di collasso essa si distacca dal terreno in tutti gli altri punti. Necessariamente dunque la reazione del terreno risulterebbe concentrata in tale punto, per cui tale meccanismo, che trova una sua giustificazione se il muro è fondato su roccia, difficilmente può condizionare il comportamento di un muro fondato su terreno: ben prima che la risultante delle azioni passi per l'estremità di valle della fondazione, i carichi unitari in fondazione sarebbero infatti così elevati da produrre il raggiungimento del collasso per carico limite.

Appare pertanto evidente il carattere piuttosto convenzionale di tale verifica, che nella prassi corrente richiede che il coefficiente di sicurezza globale  $F$ , espresso dal rapporto tra momento stabilizzante  $M_S$  e momento ribaltante  $M_R$ , sia non inferiore a 1,5, ossia:

$$F = \frac{M_S}{M_R} = \frac{W \cdot l_W}{P_a \cdot a} = \frac{W \cdot l_W}{P_H \cdot l_H - P_v \cdot b} \geq 1,5$$

Elemento	Forza peso [kN/m]	$b_c$ [m]	$M_c$ [kN·m/m]
1	1.67	1.467	2.45
2	57.00	1.30	74.10
3	18.75	0.675	12.66
4	5.63	0.50	2.81
5	18.00	0.90	16.20
$\Sigma = 101.05$			$\Sigma = 108.22$

$$e = \frac{b}{2} - \frac{108.22 + 5.96 \cdot 1.80 - 33.81 \cdot 1.19}{101.05 + 5.96} = 0.90 - \frac{78.65}{107.01} = 0.165 < \frac{b}{6}$$



**Appare evidente come tale requisito sia implicitamente soddisfatto se si impone la restrizione che l'eccentricità del carico trasmesso in fondazione sia contenuta nel terzo medio.**

## VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Passando ad esaminare in dettaglio i requisiti da soddisfare, si osserva anzitutto che il muro deve risultare stabile nei riguardi dello **SCORRIMENTO** sul piano di fondazione.

**L'azione che tende a produrre lo scorrimento è la componente di  $R$  parallela al piano di scorrimento** (in figura corrisponde alla componente  $P_H$  della spinta attiva).

La **resistenza che si oppone allo scorrimento è di tipo attritivo**, ed è dunque pari al prodotto della componente di  $R$  normale a tale piano (componente  $N = W + P_V$ ) per il coefficiente di attrito, ossia  $N \operatorname{tg} \delta$ . L'angolo d'attrito  $\delta$  è l'angolo che caratterizza il comportamento dell'interfaccia fondazione-terreno, condizionato dalla natura del terreno e modalità di getto della fondazione stessa (i valori indicati da Terzaghi e Peck sono riportati nella tabella sottostante).

Tipo di materiale	$\operatorname{tg} \delta$
Sabbie e ghiaie pulite	0,55
Sabbie e ghiaie limose	0,45
Limi	0,35

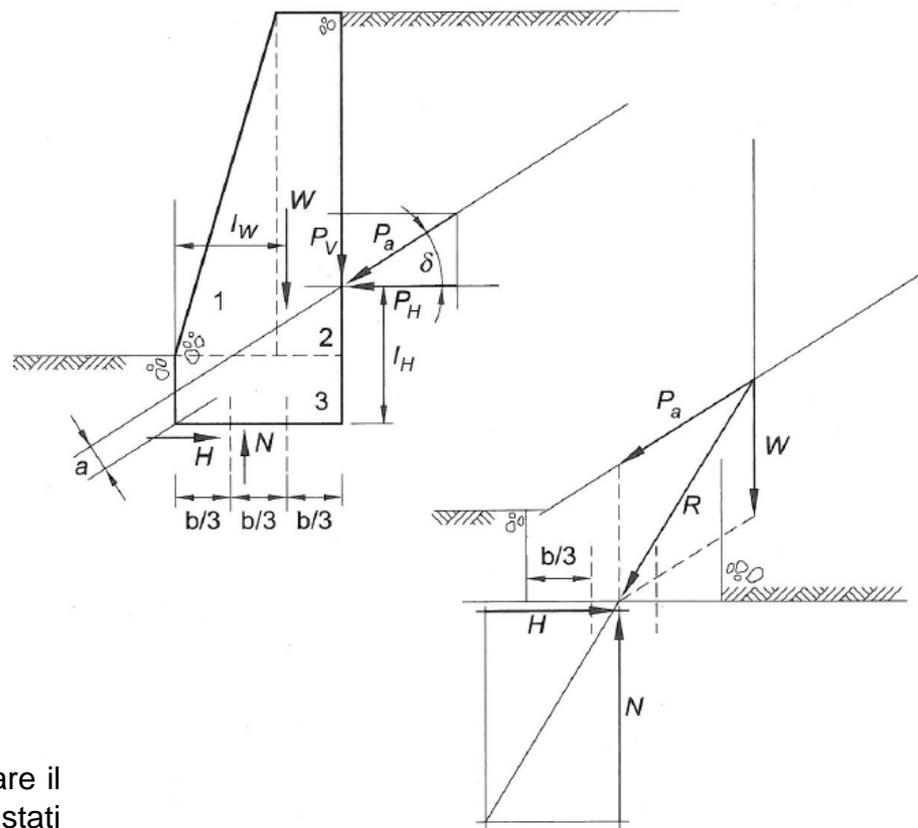
La verifica di sicurezza assume la seguente formulazione:

$$P_{Hd} \leq \frac{N_d \cdot \tan \delta_d}{\gamma_R}$$

nella quale gli stessi simboli appaiono con il pedice  $d$ , per sottolineare il fatto che per tener conto delle diverse fonti di incertezza sono stati applicati i valori dei coefficienti di sicurezza parziali suggeriti dalle norme (e vanno quindi letti come *valori di progetto*).

In aggiunta,  $\gamma_R$  rappresenta il coefficiente di sicurezza parziale da applicare alla resistenza del complesso struttura-terreno, da interpretarsi come un coefficiente che copre le incertezze di modello.

**Da notare che la resistenza passiva, agente a valle della fondazione del muro, è usualmente trascurata, sia perché in tale zona il terreno è soggetto a cicli di imbibizione ed essiccamento che rendono alquanto incerta la valutazione dei parametri di resistenza, sia perché il terreno, di modesto spessore, può essere facilmente asportato o rimosso.**



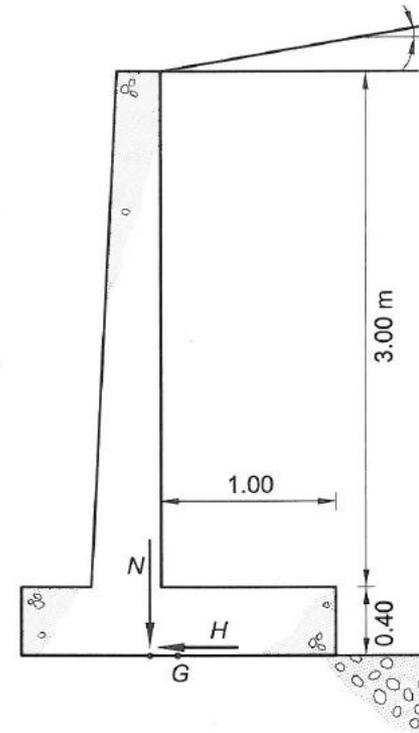
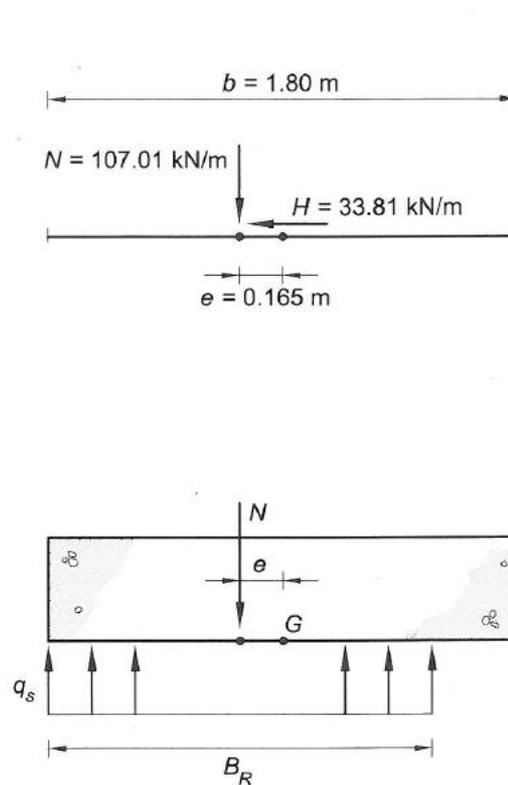
## VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Il termine **carico limite** o **capacità portante** di una fondazione diretta indica il valore della forza che, distribuita tramite la struttura di fondazione su una porzione limitata del terreno, determina le condizioni di collasso del sistema fondazione-terreno.

Nel caso di una fondazione nastriforme (problema di deformazione piana) la resistenza è rappresentata dal prodotto  $q_{lim} B_R$ , nel quale il termine  $q_{lim}$  rappresenta il valore del carico limite unitario e  $B_R$  rappresenta la larghezza della base ridotta che tiene conto dell'eccentricità e del carico ( $B_R = b - 2e$ ).

Così facendo si ammette che la base  $B_R$  sia interamente plasticizzata e interessata quindi da una distribuzione uniforme di tensioni di contatto di intensità pari al carico limite unitario.

L'azione che tende a determinare il meccanismo di collasso in esame è rappresentata dalla componente  $N$  normale al piano di posa del carico trasmesso in fondazione.



La verifica assume la formulazione:  $N_d \leq \frac{q_{lim,d} \cdot B_R}{\gamma_R}$

nella quale al solito gli stessi simboli appaiono con il pedice d, per sottolineare che sono stati applicati i valori dei coefficienti di sicurezza parziali (vanno ora letti come *valori di progetto*), e il coefficiente  $\gamma_R$  copre le incertezze di modello.

$$(1) N_y = 2(N_q + 1) \tan \varphi' = 56.31$$

$$(2) B_R = b - 2e = 1.47 \text{ m}$$

$$(3) i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N}\right)^3 = 0.32$$

$$(4) q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B_R N_y i_\gamma = \frac{1}{2} 19 \cdot 1.47 \cdot 56.31 \cdot 0.32 = 251.64 \text{ kPa}$$

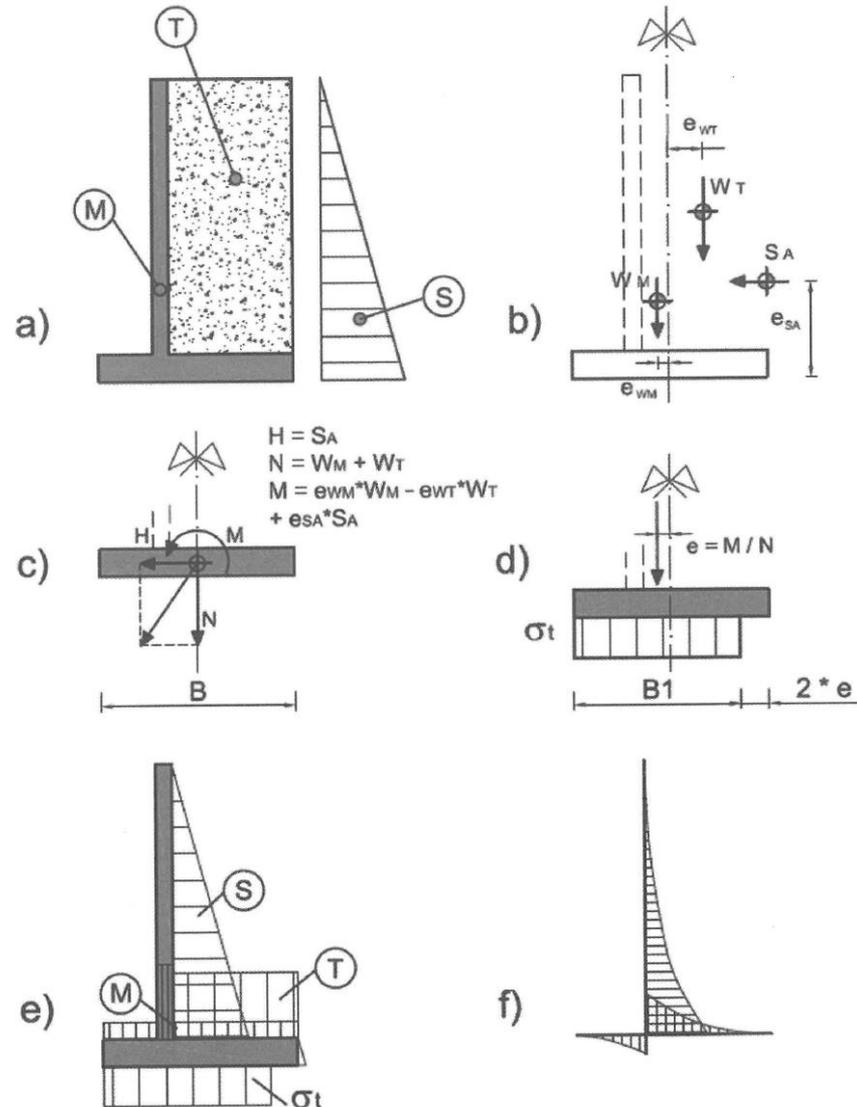
$$(5) q_s = \frac{N}{B_R \cdot 1} = 72.80 \text{ kPa}$$

$$(6) F = \frac{251.64}{72.80} = 3.46$$

## DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI MURI PARATERRE

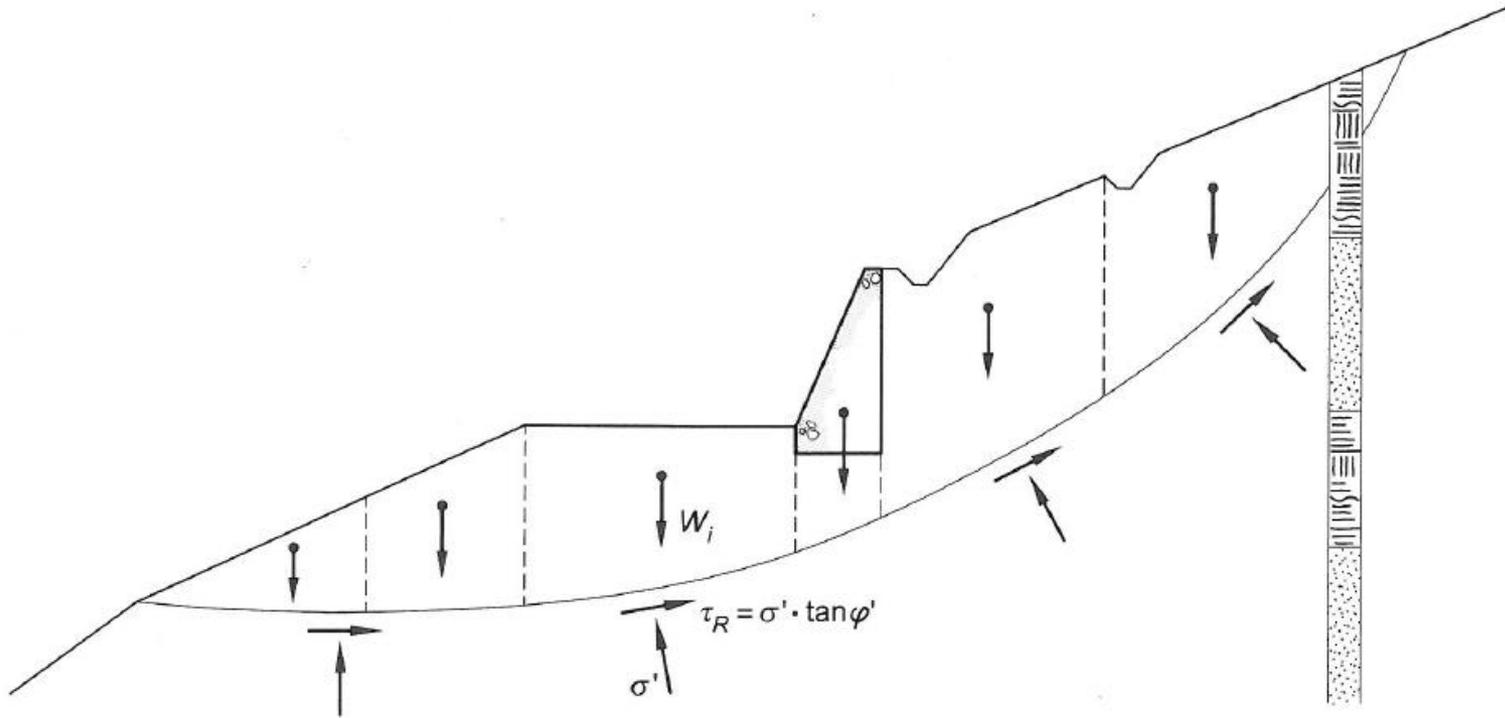
Effettuate le verifiche geotecniche contro il ribaltamento e lo scorrimento sul piano di posa, si esegue il dimensionamento strutturale del muro seguendo lo schema posto a lato

- a) si eseguono i calcoli delle azioni relative alla struttura (peso del muro  $W_M$ ), al terrapieno (peso del blocco di terreno  $W_T$ ) ed al diagramma delle spinte (S), determinate mediante i metodi descritti per le spinte attive;
- b) si localizzano la forza peso del muro  $W_M$  e del terrapieno  $W_T$  nei rispettivi baricentri fisici, mentre la spinta attiva  $S_A$  viene concentrata nel baricentro del diagramma delle pressioni;
- c) **si riduce il sistema di forze agenti ad un'unica risultante avente componente verticale  $N = W_M + W_T$  e componente orizzontale  $H = S_A$ , applicata nel baricentro della fondazione, accoppiata ad un unico momento flettente  $M$  risultante dalla composizione di tutte le coppie agenti e dei momenti di trasporto delle forze;**
- d) si determina il diagramma della risposta del terreno di fondazione. Il diagramma delle  $\sigma_t$  del terreno viene calcolato considerando la larghezza ridotta della fondazione  $B_1 = B - 2 \cdot M/N$ . Il valore delle  $\sigma_t$  sarà tale da verificare la relazione  $\sigma_t \cdot B_1 = N$ . La sollecitazione trasmessa dal muro al terreno viene quindi paragonata alla capacità portante disponibile, determinata all'equilibrio limite o agli stati limite a seconda dell'approccio di calcolo. Nel caso in cui la verifica di capacità portante dia esito insoddisfacente, si dovrà ridimensionare la fondazione del muro aumentando la larghezza  $B$  e ripetere i calcoli fino a verificare i necessari criteri di sicurezza;
- e) si applicano alla struttura così verificata tutti i diagrammi di pressione calcolati: spinte delle terre, pesi del muro e del terrapieno, risposta del suolo di fondazione;
- f) si calcolano, in base ai diagrammi, le azioni interne taglianti e flettenti necessarie per procedere al dimensionamento delle armature. Eventuali varianti di geometria del muro possono essere introdotte nello schema.



## VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO PENDIO-OPERA DI SOSTEGNO

Nel caso l'opera sia inserita in un pendio occorre infine accertare la stabilità del complesso opera-terreno utilizzando i procedimenti disponibili per l'analisi dei pendii naturali e artificiali



## Verifiche di SLU dei muri a gravità

I **muri a gravità** sono strutture in pietrame o in calcestruzzo, che risultano stabili in virtù del peso proprio. Il meccanismo di funzionamento prevede infatti che esse possano **riportare in fondazione la spinta sub-orizzontale esercitata dal terreno, componendola con il peso proprio e trasformandola in una forza sub-verticale, la cui retta d'azione deve intersecare l'area di impronta della fondazione stessa.**

Le verifiche di sicurezza di tali opere prevedono che sia accertata la sussistenza di adeguati margini di sicurezza tali da impedire l'instaurarsi di meccanismi di collasso per ribaltamento, per scorrimento sul piano di fondazione e per raggiungimento del carico limite del sistema fondazione-terreno.

Infine occorre accertare la stabilità del complesso opera-terreno, utilizzando i procedimenti disponibili per l'analisi dei pendii naturali e artificiali, discussi nel paragrafo Capitolo 6.8 delle NTC2018.

**La Scheda a lato riassume i coefficienti di sicurezza parziali suggeriti dalle NTC2018 da adoperare nelle suddette verifiche, mettendo in evidenza il seguente aspetto: mentre per il meccanismo di capacità portante, per quello di scorrimento e per quello di ribaltamento viene richiesto che la verifica sia soddisfatta seguendo l'approccio DA2, per quanto concerne la stabilità globale del complesso opera-terreno la verifica dev'essere soddisfatta applicando l'approccio DA1-C2.**

### OPERE DI SOSTEGNO A GRAVITA'

- Verifiche di stato limite ultimo SLU

#### 1. STABILITA' GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO: DA1-C2 (A2; M2; R2)

(rilevante nel caso di opere inserite in un pendio)

	favorevole		sfavorevole			
(A2)	$\gamma_G$	1	1		(M2)	$\gamma_{\varphi'} = 1.25$
	$\gamma_Q$	0	1,3			$\gamma_{c_u} = 1.4$
					(R2)	$\gamma_R = 1.1$

#### 2. CAPACITA' PORTANTE, SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO: DA2 (A1; M1; R3)

	favorevole		sfavorevole				$\gamma_R$	
(A1)	$\gamma_{G1}$	1	1,3		(M1)	$\gamma_{\varphi'} = 1$	Capacità portante	1,4
	$\gamma_{G2}$	0,8	1,5			$\gamma_{c_u} = 1$	Scorrimento	1,1
	$\gamma_Q$	0	1,5				Ribaltamento	1,15
							Resistenza del terreno a valle	1,4

**Stato limite per scorrimento sul piano di fondazione**

La verifica nei riguardi dello scorrimento lungo la superficie di contatto tra base della fondazione del muro e terreno è soddisfatta se l'obliquità della risultante risulta inferiore all'attrito che si sviluppa sulla suddetta interfaccia. Tenuto conto delle incertezze insite nella valutazione dei parametri e della spinta attiva, le NTC2018 introducono coefficienti di sicurezza da applicarsi, come sintetizzato nella Scheda a fianco, alla resistenza del sistema (approccio DA2).

L'azione di progetto  $H_d$  è la componente del vettore risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento. La resistenza  $R_d$  di progetto è il valore della componente parallela al piano di scorrimento della forza che esprime la resistenza del terreno. L'angolo d'attrito  $\delta_d$  è l'angolo che caratterizza la resistenza dell'interfaccia fondazione terreno, condizionata dalle modalità di getto della fondazione stessa. Si noti che la resistenza passiva, agente a valle della fondazione del muro, è usualmente trascurata, sia perché in tale zona il terreno è soggetto a cicli di imbibizione ed essiccamento che rendono alquanto incerta la valutazione dei parametri di resistenza, sia perché il terreno, di modesto spessore, può essere facilmente asportato per vari motivi nel corso della vita dell'opera.

**Stato limite per raggiungimento del carico limite della fondazione**

Il termine carico limite o capacità portante di una fondazione diretta indica il valore della forza che, distribuita tramite la struttura di fondazione su una porzione limitata del terreno, determina le condizioni di collasso del sistema fondazione-terreno. **La verifica di sicurezza si esegue con le stesse modalità per le fondazioni dirette.**

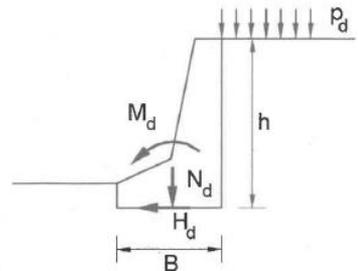
**Si osserva solo che, per le stesse ragioni illustrate per la verifica a scorrimento, il contributo di capacità portante associato al sovraccarico a valle  $q_d$  viene usualmente trascurato.**

**MURI DI SOSTEGNO**

- Verifica a lungo termine di capacità portante e scorrimento (SLU)
- Approccio **DA2** (A1; M1; R3)

Verifica  $E_d \leq R_d$  per ogni combinazione di carico

Calcolo dell'azione ( $N_d, H_d, M_d$ )



- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

- (A1) {
- peso proprio muro  $\gamma_G = 1.0$  (favorevole)
  - spinta attiva { aliquota derivante da peso proprio terreno  $\gamma_G = 1.3$
  - sovraccarico  $p_d$   $\gamma_Q = 1.5$

Calcolo della resistenza  $R_d$  (capacità portante)

$e = \frac{M_d}{N_d}$      $B_R = B - 2e$

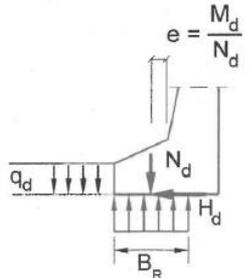
- Coefficienti di sicurezza parziali

- (M1)  $\gamma_{\phi'} = 1.0$ ;  $\gamma_{c'} = 1.0$
- (R3)  $\gamma_R = 1.4$

$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B_R N_{\gamma} i_{\gamma} + q_d N_{q} i_q + c'_d N_{c} i_c$

$R_d = \frac{q_{LIM} B_R}{\gamma_R}$

$N_d \leq R_d$



Calcolo della resistenza  $R_d$  (scorrimento)

- Coefficienti di sicurezza parziali

- (M1)  $\gamma_{\phi'} = 1.0 \implies \phi'_d = \phi'_k$
- (R3)  $\gamma_R = 1.1$

$R_d = \frac{N_d \operatorname{tg} \delta_d}{\gamma_R}$      $\delta_d = f(\phi'_d)$

$H_d \leq R_d$

## Stato limite per ribaltamento

Il meccanismo di ribaltamento prevede la rotazione intorno all'estremità di valle della fondazione, che diventa il centro di istantanea rotazione del muro assimilato ad un corpo rigido e l'unico punto di contatto della fondazione con il terreno, giacché al momento del collasso essa si distacca dal terreno in tutti gli altri punti. Necessariamente dunque la reazione del terreno è concentrata in tale punto, per cui tale meccanismo, che trova una sua giustificazione se il muro è fondato su roccia, difficilmente può condizionare il comportamento di un muro fondato su terreno, poiché ben prima che la risultante delle azioni passi per l'estremità di valle della fondazione i carichi unitari in fondazione risultano così elevati da produrre il raggiungimento del collasso per carica limite.

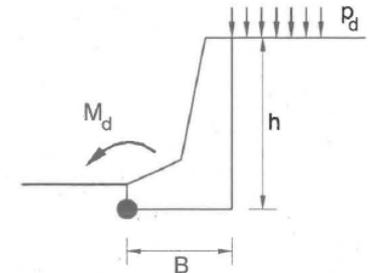
Alla luce delle suddette considerazioni si comprende il carattere convenzionale di tale verifica e **le NTC18 prescrivono che la verifica sia condotta secondo l'approccio DA2, introducendo il coefficiente di sicurezza da applicarsi alla resistenza del sistema come sintetizzato nella Scheda a fianco.**

## MURI DI SOSTEGNO

- Verifica a ribaltamento (SLU)
- Approccio DA2 (A1; M1; R3)

Verifica  $E_d \leq R_d$  per ogni combinazione di carico

Calcolo dell'azione  $M_d$  (momento ribaltante)



- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

(A1) spinta attiva  $\left\{ \begin{array}{l} \text{aliquota derivante da peso proprio terreno } \gamma_G = 1.3 \\ \text{sovraccarico } p_d \gamma_Q = 1.5 \end{array} \right.$

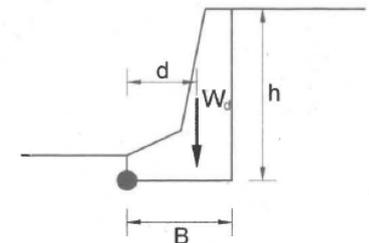
Calcolo della resistenza  $R_d$  (momento stabilizzante)

- Coefficienti di sicurezza parziali

(A1) peso proprio muro  $\gamma_G = 1.0$  (favorevole)

(R3)  $\gamma_R = 1.15$

$$R_d = \frac{W_d \cdot d}{\gamma_R}$$



$$M_d \leq R_d$$

## Verifiche dei muri di sostegno in condizioni sismiche

La presenza di azioni sismiche modifica sostanzialmente le condizioni di stabilità di un'opera di sostegno, incrementando la spinta esercitata dal cuneo di terreno presente a monte e introducendo le azioni inerziali, proporzionali alla massa dell'opera.

Le NTC2018 prevedono che le verifiche di stato limite ultimo (SLV) in presenza di azioni sismiche siano condotte adottando coefficienti di sicurezza unitari sulle azioni e sui parametri dei materiali e impiegando le resistenze di progetto calcolate mediante i coefficienti parziali riportati in Tabella. Nelle Schede sono sintetizzate le modalità di verifica.

Le verifiche devono essere condotte anche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLD) al fine di garantire la funzionalità dell'opera a seguito di eventi meno intensi ma più frequenti. L'eventuale raggiungimento dello stato limite di esercizio dell'opera dovrebbe, a rigore, essere verificato mediante il confronto esplicito tra gli effetti indotti dall'azione sismica e gli spostamenti massimi ammissibili.

**In un'ottica di semplificazione, le NTC2018 permettono di condurre le verifiche con un approccio di tipo pseudostatico, introducendo le azioni sismiche corrispondenti allo SLD. In tal caso, particolare attenzione deve essere posta nella scelta del coefficiente  $\beta$  riduttivo dell'azione sismica. Tale coefficiente (pari a 0.38 per le verifiche di stato limite ultimo) va assunto pari a 0.47 per le verifiche di stato limite di esercizio.**

Si ritiene opportuno ricordare che l'adozione di tale coefficiente comporta implicitamente l'accettazione di possibili spostamenti permanenti indotti sull'opera dall'azione sismica, ossia la riduzione della domanda sismica è vincolata all'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema. Ne consegue che nel caso di meccanismi fragili è necessario eseguire le verifiche ipotizzando spostamenti permanenti nulli e adottare un coefficiente  $\beta$  unitario.

## MURI DI SOSTEGNO IN CONDIZIONI SISMICHE

- Verifica di capacità portante e scorrimento (SLU)

Verifica  $E_d \leq R_d$  per ogni combinazione di carico

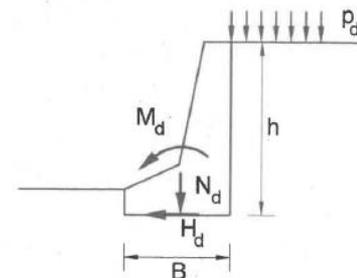
Calcolo dell'azione ( $N_d, H_d, M_d$ )

- Azione sismica agente su muro e cuneo di terreno (SLV)

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

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

- Coefficienti di sicurezza parziali unitari per le azioni



Calcolo della resistenza  $R_d$  (capacità portante)

$$e = \frac{M_d}{N_d} \quad B_R = B - 2e$$

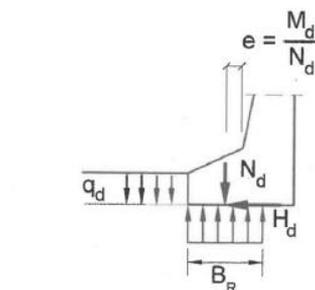
- Coefficienti di sicurezza parziali

$$\gamma_{\varphi'} = 1.0; \quad \gamma_{c'} = 1.0$$

$$\gamma_R = 1.2$$

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma_B \gamma_R N_{i\gamma} z_{\gamma} + q_d N_{iq} z_q + c'_d N_{ic} z_c$$

$$R_d = \frac{q_{LIM} B_R}{\gamma_R}$$



$$N_d \leq R_d$$

Calcolo della resistenza  $R_d$  (scorrimento)

- Coefficienti di sicurezza parziali

$$\gamma_{\varphi'} = 1.0 \quad \Rightarrow \quad \varphi'_d = \varphi'_k$$

$$\gamma_R = 1.0$$

$$R_d = \frac{N_d \operatorname{tg} \delta_d}{\gamma_R} \quad \delta_d = f(\varphi'_d)$$

$$H_d \leq R_d$$

## MURI DI SOSTEGNO IN CONDIZIONI SISMICHE

- Verifica a ribaltamento (SLU)

Verifica  $E_d \leq R_d$  per ogni combinazione di carico

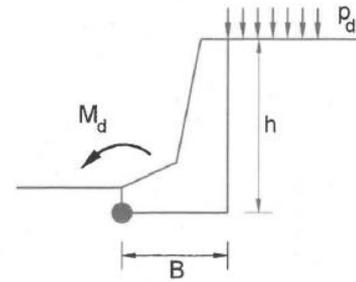
Calcolo dell'azione  $M_d$  (*momento ribaltante*)

- Azione sismica agente su muro e cuneo di terreno (SLV)

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

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

- Coefficienti di sicurezza parziali unitari per le azioni



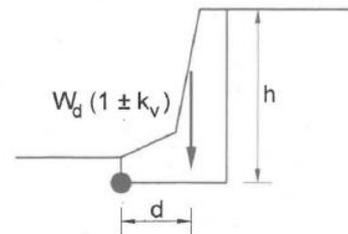
Calcolo della resistenza  $R_d$  (*momento stabilizzante*)

- Coefficienti di sicurezza parziali

$$\gamma_G = 1.0$$

$$\gamma_R = 1.0$$

$$R_d = \frac{W_d (1 \pm k_v) \cdot d}{\gamma_R}$$



$$M_d \leq R_d$$

### Esempio 4.1

La Figura 4.10 riporta la sezione di un muro a gravità e si suppone di voler effettuare le verifiche allo scorrimento, di capacità portante e al ribaltamento (come riassunto nelle Schede 4.2 e 4.3).

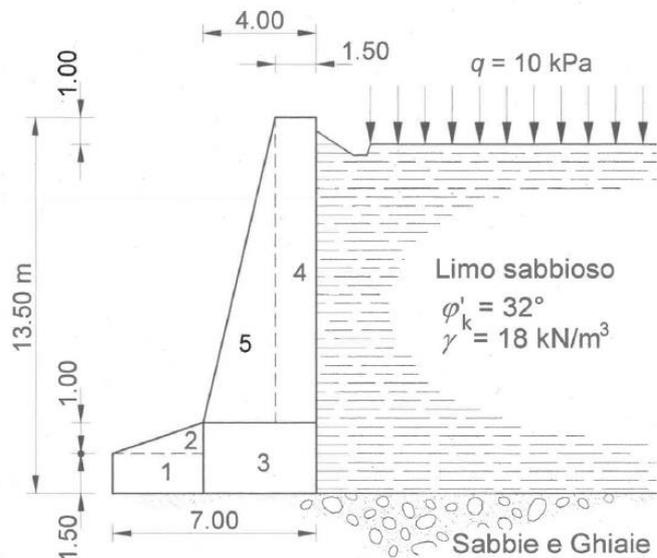
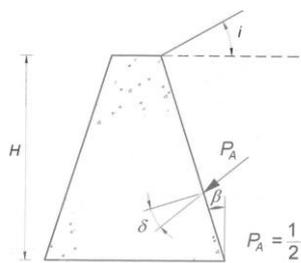


Figura 4.10 Verifica di un muro di sostegno.



con il coefficiente di spinta attiva pari a

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[ 1 + \frac{\sin(\delta + \varphi') \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cos(\beta - i)} \right]^2} \quad (4.2)$$

Nel caso particolare in cui  $\beta = i = 0$ , quest'ultima espressione si semplifica nella seguente

$$K_A = \frac{\cos^2 \varphi'}{\cos \delta \cdot \left[ 1 + \frac{\sin(\delta + \varphi') \sin \varphi'}{\cos \delta} \right]^2} \quad (4.3)$$

### Verifica allo scorrimento

Il valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'_k$  dello strato di limo sabbioso è pari a  $32^\circ$ . Il corrispondente valore di calcolo  $\varphi'_d$  è sempre pari a  $32^\circ$ , essendo il coefficiente parziale  $\gamma_{\varphi'} = 1.0$ .

Assunto per l'attrito tra parete e terreno un valore  $\delta_d = \frac{2}{3} \varphi'_d = 21^\circ$ , si ricava un coefficiente di spinta attiva  $K_A = 0.275$  (utilizzando l'espressione 4.3) e pertanto la spinta attiva è pari a

$$P_{Ad} = 1.3 \left( \frac{1}{2} \gamma' \cdot H^2 \cdot K_A \right) + 1.5 (q \cdot H \cdot K_A) = 503 + 52 = 555 \text{ kN/m}$$

Le componenti orizzontale e verticale valgono rispettivamente

$$H_d = 518 \text{ kN/m}; \quad V_d = 199 \text{ kN/m}$$

Il terreno di fondazione (sabbia e ghiaia) è caratterizzato da un valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'_k = 36^\circ$ , al quale corrisponde un valore di calcolo  $\varphi'_d = 36^\circ$ , e da un peso nell'unità di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ .

Se per l'interfaccia fondazione-terreno si assume un angolo di attrito  $\delta_d = \varphi'_d = 36^\circ$ , la resistenza allo scorrimento (tenendo conto del peso  $W$  del muro, si vedano al riguardo i calcoli riportati nella Tabella 4.3) risulta data da

$$R_d = \frac{N_d \tan \delta_d}{\gamma_R} = \frac{(W_d + V_d) \tan \delta_d}{\gamma_R} = \frac{(1110 + 199) \cdot 0.727}{1.1} = 865 \text{ kN/m}$$

Tabella 4.3 Calcolo del peso proprio del muro e del momento stabilizzante ( $\gamma_{cls} = 24 \text{ kN/m}^3$ ).

Elemento	Peso [kN/m]	Braccio [m]	$M_S$ [kN·m/m]
1	108	1.50	162
2	36	2.00	72
3	240	5.00	1200
4	396	6.25	2475
5	330	4.67	1541
$\Sigma = 1110$			$\Sigma = 5450$

e la verifica allo scorrimento risulta soddisfatta in quanto

$$H_d = 518 \text{ kN/m} < R_d = 865 \text{ kN/m}$$

**Verifica di capacità portante**

Trascurando cautelativamente il contributo del sovraccarico a valle della fondazione, l'espressione del carico limite si riduce alla seguente

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B_R N_\gamma i_\gamma$$

nella quale  $B_R, N_\gamma, i_\gamma$  rappresentano rispettivamente la larghezza della fondazione ridotta, il coefficiente di capacità portante e il coefficiente correttivo che tiene conto dell'inclinazione della risultante dei carichi.

Per la verifica nella condizione che rende massima l'eccentricità della risultante e la sua obliquità rispetto alla normale al piano di fondazione, la combinazione più gravosa si ottiene applicando un coefficiente parziale unitario al peso proprio del muro, un coefficiente pari a 1.3 all'aliquota di spinta attiva derivante dal peso proprio del terreno e un coefficiente pari a 1.5 all'aliquota derivante dal sovraccarico.

Indicando con  $M_{Ad}$  il momento della spinta attiva rispetto all'estremità di valle della fondazione e con  $M_s$  il momento dovuto al peso proprio del muro (si vedano i dettagli dei calcoli riportati nella Tabella 4.3), l'eccentricità del carico trasmesso in fondazione vale:

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_s - M_{Ad}}{N} = 3.50 - \frac{5450 - (503 \cdot \cos 21 \cdot 12.5 / 3 + 52 \cdot \cos 21 \cdot 12.5 / 2 - 199 \cdot 7.00)}{1110 + 199} \approx 0 \text{ m}$$

Pertanto  $B_R = B = 7 \text{ m}$  e, essendo

$$N_\gamma = 56.31 \quad e \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N}\right)^{m+1} = \left(1 - \frac{518}{1309}\right)^3 = 0.22$$

si ottiene

$$q_{lim} = \frac{1}{2} 19 \cdot 7 \cdot 56.31 \cdot 0.22 = 824 \text{ kPa}$$

Il valore di calcolo del carico limite risulta dunque

$$R_d = \frac{q_{lim} \cdot B}{\gamma_R} = \frac{824 \cdot 7}{1.4} = 4120 \text{ kN/m}$$

ed essendo tale valore maggiore dell'azione di calcolo  $N_d = 1309 \text{ kN/m}$  la verifica di capacità portante risulta soddisfatta.

**Verifica a ribaltamento**

L'azione di calcolo è in tal caso rappresentata dal momento della spinta attiva rispetto all'estremità di valle della fondazione  $M_{Ad}$ , pari a

$$M_{Ad} = 470 \cdot 12.5 / 3 + 49 \cdot 12.5 / 2 - 199 \cdot 7.00 = 872 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

La resistenza è invece data dal momento dovuto al peso proprio del muro  $M_s$  precedentemente calcolato, il cui valore di calcolo è pari a

$$R_d = \frac{M_s}{\gamma_R} = \frac{5450}{1.15} = 4739 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

pertanto anche la verifica a ribaltamento risulta soddisfatta.

## Esempio 4.2

La Figura 4.11 riporta la sezione di un muro a mensola. Il valore di calcolo dello strato di sabbia fine è pari a  $\varphi'_d = \varphi'_k = 34^\circ$ , mentre il terreno di fondazione è caratterizzato da un valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'_k = 36^\circ$ , al quale corrisponde un valore di calcolo  $\varphi'_d = 36^\circ$ .

Preso in esame la sezione virtuale AB, sulla quale è lecito pensare che si abbia il regime di sforzi previsto dalla teoria di Rankine, utilizzando l'espressione (4.4) si ottiene  $K_A = 0.299$  e quindi

$$P_{Ad} = 1.3 \left( \frac{1}{2} \sigma'_{vo} \cdot h \cdot K_A \right) = 1.3 \left( \frac{1}{2} 66.91 \cdot 3.576 \cdot 0.299 \right) = 47 \text{ kN/m}$$

Si ricorda che, in base all'ipotesi introdotta, i piani verticali e quelli paralleli al piano campagna sono piani coniugati,  $\sigma'_{vo} = \gamma' z \cos i$  e il vettore  $P_{Ad}$  è parallelo al piano campagna.

Le componenti verticale e orizzontale della spinta valgono pertanto

$$V_d = 8 \text{ kN/m} \quad \text{e} \quad H_d = 46 \text{ kN/m}$$

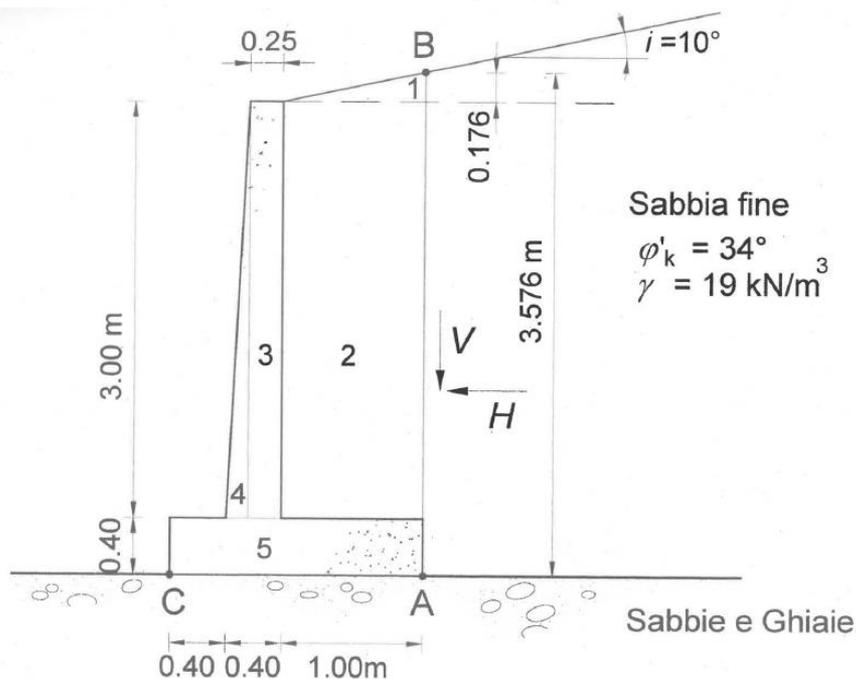


Figura 4.11 Verifica di un muro a mensola secondo l'approccio DA2.

## Verifica allo scorrimento

Il peso complessivo del muro e del terreno che insiste sulla suola di fondazione è pari a 101.1 kN/m (si vedano i dettagli del calcolo riportati nella sottostante Tabella 4.4), per cui, assumendo come valore di calcolo dell'angolo di attrito dell'interfaccia fondazione-terreno  $\delta_d = \varphi'_d = 36^\circ$ , la resistenza allo scorrimento risulta pari a

$$R_d = \frac{N_d \text{tg} \delta_d}{\gamma_R} = \frac{(101+8) \cdot 0.727}{1.1} = 72 \text{ kN/m}$$

ed essendo tale valore maggiore dell'azione di calcolo  $H_d = 46 \text{ kN/m}$  la verifica risulta soddisfatta.

Tabella 4.4 Calcolo del peso dei vari elementi e del momento stabilizzante ( $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ ).

Elemento	Peso [kN/m]	Braccio [m]	$M_s$ [kN·m/m]
1	1.67	1.467	2.45
2	57.00	1.30	74.10
3	18.75	0.675	12.66
4	5.63	0.50	2.81
5	18.00	0.90	16.20
$\Sigma = 101.05$			$\Sigma = 108.22$

## Verifica a ribaltamento

L'azione di calcolo è data dal momento della spinta attiva rispetto all'estremità di valle della fondazione  $M_{Ad}$ , pari a

$$M_{Ad} = 54.83 - 14.40 = 40.43 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

La resistenza è invece data dal momento dovuto al peso proprio del muro  $M_s$ , il cui valore di calcolo è pari a

$$R_d = \frac{M_s}{\gamma_R} = \frac{108.22}{1.15} = 94.10 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

pertanto anche la verifica a ribaltamento risulta soddisfatta.

### Verifica di capacità portante

Trascurando come già osservato nell'esempio precedente il contributo del sovraccarico a valle della fondazione, l'espressione del carico limite unitario si riduce alla seguente

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B_R N_{\gamma} i_{\gamma}$$

nella quale  $B_R, N_{\gamma}, i_{\gamma}$  rappresentano rispettivamente la larghezza della fondazione ridotta, il coefficiente di capacità portante e il coefficiente correttivo che tiene conto dell'inclinazione della risultante dei carichi.

Effettuando la verifica nella condizione che rende massima l'eccentricità della risultante e la sua obliquità rispetto alla normale al piano di fondazione, la combinazione più gravosa si ottiene applicando un coefficiente parziale unitario al peso proprio del muro e del terreno che grava sulla suola di fondazione, e un coefficiente pari a 1.3 alla spinta attiva.

Se si indica con  $M_{Ad}$  il momento della spinta attiva rispetto all'estremità di valle della fondazione e con  $M_S$  il momento dovuto al peso proprio del muro e al peso del terreno che insiste sulla suola di fondazione (si veda la Tabella 4.4), l'eccentricità del carico trasmesso in fondazione vale

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_S - M_{Ad}}{N} = 0.90 - \frac{(108.22 - 54.83 + 14.40)}{101 + 8} = 0.28 \text{ m}$$

Si ricava pertanto  $B_R = B - 2e = 1.24 \text{ m}$  ed essendo  $N_{\gamma} = 56.31$  e

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{H}{N}\right)^{m+1} = \left(1 - \frac{46}{109}\right)^3 = 0.19$$

in definitiva, ipotizzando per il terreno di fondazione  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ , si ottiene

$$q_{lim} = \frac{1}{2} 19 \cdot 1.24 \cdot 56.31 \cdot 0.19 = 126 \text{ kPa}$$

Il valore di calcolo del carico limite risulta dunque

$$R_d = q_{lim} \cdot B_R / \gamma_R = 126 \cdot 1.24 / 1.4 = 112 \text{ kN/m}$$

ed essendo tale valore maggiore dell'azione di calcolo  $N_d = 109 \text{ kN/m}$  la verifica di capacità portante risulta soddisfatta.

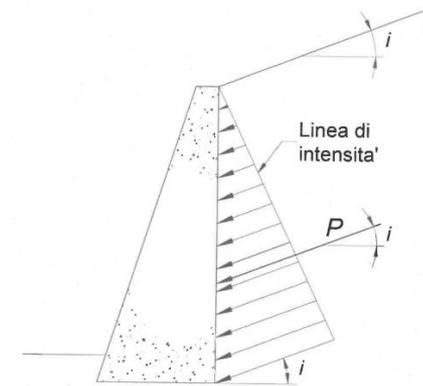


Figura 4.5 Applicazione della teoria di Rankine al calcolo della spinta attiva.

Con tale assunzione, se si fa riferimento allo schema riportato in Figura 4.5, il paramento verticale del muro e la superficie libera del terreno vengono assimilati a *piani coniugati*, con la conseguenza che il vettore sforzo  $\sigma'_A$  agente sulla parete verticale risulterebbe parallelo alla superficie del terreno. L'intensità di tale vettore si deduce dalla seguente espressione generale:

$$\frac{\sigma'_A}{\sigma'_{vo}} = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}} \quad (4.4)$$

nella quale

$$\sigma'_{vo} = \gamma' \cdot z \cdot \cos i \quad (4.5)$$

rappresenta la tensione verticale efficace agente alla profondità  $z$  sul generico piano parallelo alla superficie.

L'obliquità del vettore sforzo risulta dunque imposta e non può essere assunta pari all'angolo d'attrito muro-terreno, come avviene invece nella teoria di Coulomb. Nel caso particolare di piano campagna orizzontale tale obliquità risulta nulla e la (4.4) si riduce alla ben nota espressione

$$\sigma'_A = \sigma'_{vo} \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \sigma'_{vo} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (4.6)$$

### Esempio 4.3

Si eseguano le verifiche di stato limite ultimo in condizioni sismiche del muro a mensola riportato nell'esempio precedente. Il sito in oggetto è ubicato nel Comune di Torino, caratterizzato da un'accelerazione di picco su suolo rigido di riferimento  $a_g = 0.055g$  e da un fattore  $F_0 = 2.760$  (definiti considerando un periodo di ritorno dell'azione sismica di 475 anni). Inoltre il deposito di terreno è identificabile come sottosuolo di classe C e la superficie topografica è orizzontale.

I coefficienti parziali da adottare sulle azioni e sui materiali per le verifiche sismiche sono unitari (come riassunto nelle Schede 4.4 e 4.5). Pertanto risulta  $\varphi'_d = \varphi'_k = 34^\circ$  per il terreno a tergo del muro e  $\varphi'_d = \varphi'_k = 36^\circ$  per il terreno al di sotto della fondazione.

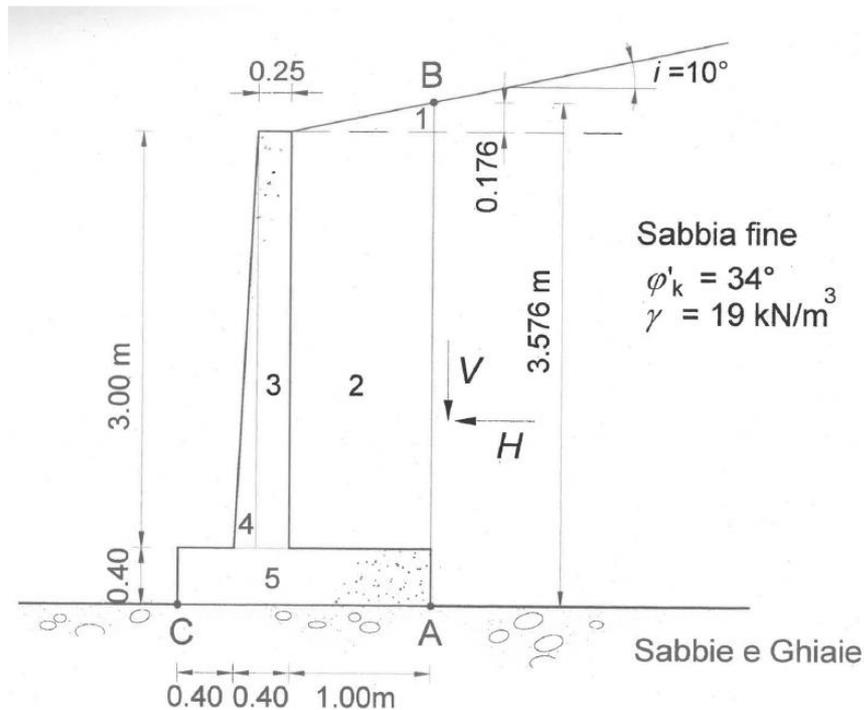


Figura 4.11 Verifica di un muro a mensola secondo l'approccio DA2.

Poiché la fondazione è posta su superficie di riferimento orizzontale, il coefficiente di amplificazione topografica sarà pari a:  $S_T = 1$ . Il coefficiente di amplificazione stratigrafica è invece valutabile come:

$$S_s = 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 1.61 > 1.5 \rightarrow S_s = 1.5$$

L'accelerazione massima vale quindi:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.083 g$$

Il coefficiente sismico orizzontale può essere calcolato, facendo riferimento a quanto prescritto dalle NTC18, come

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

Il coefficiente verticale è invece pari a

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

Non è noto a priori quale sia il verso dell'azione sismica verticale per il quale le verifiche siano più gravose. Inoltre la scelta del coefficiente  $\beta$  è vincolata allo sviluppo di possibili meccanismi duttili. Le norme suggeriscono un valore di 0.38 per le verifiche a scorrimento e di capacità portante.

Nel caso di verifica a capacità portante e scorrimento si ottengono quindi i seguenti coefficienti sismici:

$$k_h = 0.38 \cdot 0.083 = 0.032$$

$$k_v = \pm 0.016$$

La spinta attiva in condizioni sismiche agente sulla sezione virtuale AB viene calcolata, applicando il metodo di Mononobe-Okabe (si veda il Par. 4.2.3), secondo le due ipotesi differenti di componente sismica verticale agente verso l'alto ( $P_{AE}^-$ ) e verso il basso ( $P_{AE}^+$ ).

Nello specifico, per quanto concerne le verifiche di capacità portante e scorrimento sotto l'ipotesi di componente verticale agente verso il basso, l'obliquità delle forze di volume in condizioni sismiche risulta:

$$\psi^+ = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1+k_v} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{0.032}{1+0.016} \right) = 1.8^\circ$$

Analogamente a quanto previsto in condizioni statiche dalla teoria di Rankine, si considerano i piani verticali e quelli paralleli al pendio come coniugati e la spinta attiva parallela al piano campagna, pertanto  $\delta = i = 10^\circ$ . Mediante l'Eq. (4.8) si calcola quindi il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

$$K_{AE}^+ = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta - \psi^+)}{\cos\psi^+ \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\beta + \delta + \psi^+) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \sin(\varphi' - i - \psi^+)}{\cos(\beta + \delta + \psi^+) \cos(\beta - i)}} \right]^2} = \frac{\cos^2(34 - 0 - 1.8)}{\cos 1.8 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0 + 10 + 1.8) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(10 + 34) \sin(34 - 10 - 1.8)}{\cos(0 + 10 + 1.8) \cos(0 - 10)}} \right]^2} = \frac{0.716}{0.978 \left[ 1 + \sqrt{\frac{0.262}{0.964}} \right]^2} = 0.316$$

La spinta attiva in condizioni sismiche vale quindi

$$P_{AE}^+ = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_{AE}^+ \cdot (1 + k_v) = \frac{1}{2} 19 \cdot 3.576^2 \cdot 0.316 \cdot (1 + 0.016) = 39 \text{ kN}$$

Analogamente si procede nel caso di azione verticale agente verso l'alto e per la verifica a ribaltamento, per la quale le norme prevedono un incremento del coefficiente  $\beta$  del 50% dovuto al meccanismo di rottura di tipo fragile. I risultati dei calcoli sono riportati in Tabella 4.5.

**Tabella 4.5** Calcolo della spinta attiva in condizioni sismiche.

Verifica	$a_{max}$ [g]	$\beta$ [-]	$k_h$ [-]	$k_v$ [-]	$\psi^+$ [°]	$\psi^-$ [°]	$K_{AE}^+$ [-]	$K_{AE}^-$ [-]	$P_{AE}^+$ [kN/m]	$P_{AE}^-$ [kN/m]
Scorrimento	0.083	0.38	0.032	0.016	1.8	1.86	0.316	0.317	39	37.9
Capacità portante		0.57	0.047	0.024	2.63	2.76	0.327	0.328	40.7	38.9
Ribaltamento										

### Verifica allo scorrimento

Il peso complessivo del muro e del terreno che insiste sulla suola di fondazione è pari a 101.1 kN/m (si vedano i dettagli del calcolo riportati nella Tabella 4.4), mentre il valore di calcolo dell'angolo di attrito dell'interfaccia fondazione-terreno è  $\delta_d = \varphi_d = 36^\circ$ .

Nel caso di azione sismica agente verso il basso la resistenza allo scorrimento risulta pari a

$$R_d^+ = \frac{N_d \cdot \text{tg} \delta_d}{\gamma_R} = \frac{(W \cdot (1 + k_v) + P_{AE}^+ \cdot \text{sen} \delta) \cdot \text{tan} \delta_d}{\gamma_R} = \frac{(101.1 \cdot (1 + 0.016) + 39 \cdot \text{sen} 10) \cdot \text{tan} 36}{1} = 79.5 \text{ kN/m}$$

L'azione di calcolo è invece pari a

$$H_d^+ = P_{AE}^+ \cdot \cos \delta + W \cdot k_h = 39 \cdot \cos 10 + 101.1 \cdot 0.032 = 41.6 \text{ kN/m}$$

la verifica risulta quindi soddisfatta.

Nel caso di azione sismica agente verso l'alto la resistenza allo scorrimento risulta pari a

$$R_d^- = \frac{N_d \cdot \text{tan} \delta_d}{\gamma_R} = \frac{(W \cdot (1 - k_v) + P_{AE}^- \cdot \text{sen} \delta) \cdot \text{tan} \delta_d}{\gamma_R} = \frac{(101.1 \cdot (1 - 0.016) + 37.9 \cdot \text{sen} 10) \cdot \text{tan} 36}{1} = 77.1 \text{ kN/m}$$

L'azione di calcolo risulta

$$H_d^- = P_{AE}^- \cdot \cos \delta + W \cdot k_h = 37.9 \cdot \cos 10 + 101.1 \cdot 0.032 = 40.6 \text{ kN/m}$$

Anche in questo caso la verifica risulta soddisfatta.

### Verifica di capacità portante

L'espressione del carico limite unitario è la seguente

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B_R N_{\gamma} i_{\gamma} z_{\gamma}$$

nella quale  $B_R$ ,  $N_y$ ,  $i_y$ ,  $z_y$  rappresentano rispettivamente la larghezza della fondazione ridotta, il coefficiente di capacità portante, il coefficiente correttivo che tiene conto dell'inclinazione della risultante dei carichi e il coefficiente correttivo che tiene conto degli effetti inerziali agenti sul volume di terreno interessato dal possibile meccanismo di collasso.

Il momento della spinta attiva rispetto all'estremità di valle della fondazione si valuta considerando l'aliquota dovuta all'azione sismica applicata a  $H/2$  e l'aliquota in condizioni statiche applicata a  $H/3$ . La spinta attiva in condizioni statiche è pari a

$$P_A = \frac{1}{2} \sigma_{vo} \cdot h \cdot K_A = \frac{1}{2} 66.91 \cdot 3.576 \cdot 0.299 = 35.8 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza le aliquote dovute all'azione sismica, sotto le ipotesi di azione verticale verso il basso o verso, sono pari a

$$\Delta P_{AE}^+ = P_{AE}^+ - P_A = 39 - 35.8 = 3.2 \text{ kN/m}$$

$$\Delta P_{AE}^- = P_{AE}^- - P_A = 37.9 - 35.8 = 2.1 \text{ kN/m}$$

Il momento risultante nei due casi vale quindi

$$M_{AE}^+ = \Delta P_{AE}^+ \cdot \cos \delta \cdot H/2 + P_A \cdot \cos \delta \cdot H/3 - P_{AE}^+ \cdot \sin \delta \cdot AC = 3.2 \cdot 0.985 \cdot 3.58/2 + 35.8 \cdot 0.985 \cdot 3.58/3 - 39 \cdot 0.174 \cdot 1.8 = 35.5 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{AE}^- = \Delta P_{AE}^- \cdot \cos \delta \cdot H/2 + P_A \cdot \cos \delta \cdot H/3 - P_{AE}^- \cdot \sin \delta \cdot AC = 2.1 \cdot 0.985 \cdot 3.58/2 + 35.8 \cdot 0.985 \cdot 3.58/3 - 37.9 \cdot 0.174 \cdot 1.8 = 33.9 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Indicando con  $M_{w,v}$  il momento dovuto al peso proprio del muro e al peso del terreno che insiste sulla suola di fondazione (calcolato considerando la componente verticale dell'azione sismica) e con  $M_{w,h}$  il momento dovuto alla componente orizzontale dell'azione sismica agente sul muro e sul terreno che insiste sulla suola (si veda la Tabella 4.6), l'eccentricità del carico trasmesso in fondazione per i due casi di azione sismica verso il basso e verso l'alto risulta

$$e^+ = \frac{b}{2} \frac{M_{w,v}^+ - M_{AE}^+ - M_{w,h}}{N_d^+} = 0.90 \frac{(109.9 - 35.5 - 5.1)}{109.5} = 0.27 \text{ m}$$

$$e^- = \frac{b}{2} \frac{M_{w,v}^- - M_{AE}^- - M_{w,h}}{N_d^-} = 0.90 \frac{(106.5 - 33.9 - 5.1)}{106.1} = 0.26 \text{ m}$$

dove

$$N_d^+ = N_d (1 + k_v) + P_{AE}^+ \cdot \sin \delta = 101.1 \cdot (1 + 0.016) + 39 \cdot 0.174 = 109.5 \text{ kN/m}$$

$$N_d^- = N_d (1 - k_v) + P_{AE}^- \cdot \sin \delta = 106.1 \text{ kN/m}$$

Si ricava pertanto

$$B_R^+ = B - 2e^+ = 1.26 \text{ m}$$

$$B_R^- = B - 2e^- = 1.28 \text{ m}$$

I coefficienti correttivi per l'inclinazione del carico valgono

$$i_y^+ = \left(1 - \frac{H_d^+}{N_d^+}\right)^{m+1} = \left(1 - \frac{41.6}{109.5}\right)^3 = 0.238$$

$$i_y^- = \left(1 - \frac{H_d^-}{N_d^-}\right)^{m+1} = \left(1 - \frac{40.6}{106.1}\right)^3 = 0.235$$

mentre i coefficienti per gli effetti inerziali sono

$$z_y^+ = z_y^- = z_y = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi_d'}\right)^{0.35} = \left(1 - \frac{0.032}{0.73}\right)^{0.35} = 0.984$$

ed essendo  $N_y = 56.31$  si ottiene

$$q_{lim}^+ = \frac{1}{2} 19 \cdot 1.26 \cdot 56.31 \cdot 0.238 \cdot 0.984 = 157.9 \text{ kPa}$$

$$q_{lim}^- = \frac{1}{2} 19 \cdot 1.28 \cdot 56.31 \cdot 0.235 \cdot 0.984 = 158.3 \text{ kPa}$$

Il valore di calcolo del carico limite per i due casi considerati risulta dunque

$$R_d^+ = \frac{q_{lim}^+ \cdot B_R^+}{\gamma_R} = \frac{157.9 \cdot 1.26}{1.2} = 165.8 \text{ kN/m}$$

$$R_d^- = \frac{q_{lim}^- \cdot B_R^-}{\gamma_R} = \frac{158.3 \cdot 1.28}{1.2} = 168.9 \text{ kN/m}$$

ed essendo l'azione di progetto pari a

$$N_d^+ = 109.5 \text{ kN/m}$$

$$N_d^- = 106.1 \text{ kN/m}$$

la verifica di capacità portante risulta soddisfatta.

**Tabella 4.6** Calcolo del peso dei vari elementi e dei momenti in condizioni sismiche (scorrimento e capacità portante).

Elemento	W [kN/m]	W·(1+k <sub>v</sub> ) [kN/m]	W·(1-k <sub>v</sub> ) [kN/m]	b <sub>v</sub> [m]	M <sub>W,v</sub> <sup>+</sup> [kN·m/m]	M <sub>W,v</sub> <sup>-</sup> [kN·m/m]	W·(k <sub>h</sub> ) [kN/m]	b <sub>h</sub> [m]	M <sub>W,h</sub> [kN·m/m]
1	1.68	1.70	1.65	1.47	2.50	2.42	0.05	3.46	0.18
2	57.00	57.89	56.11	1.30	75.26	72.94	1.79	1.90	3.40
3	18.75	19.04	18.46	0.68	12.85	12.46	0.59	1.90	1.12
4	5.63	5.71	5.54	0.50	2.86	2.77	0.18	1.40	0.25
5	18.00	18.28	17.72	0.90	16.45	15.95	0.56	0.20	0.11
Σ=	101.1	102.6	99.5		109.9	106.5	3.2		5.1

### Verifica a ribaltamento

Il momento della spinta attiva rispetto all'estremità di valle della fondazione nel caso di azione sismica verso il basso e verso l'alto è rispettivamente pari a

$$M_{AE}^+ = \Delta P_{AE}^+ \cdot \cos \delta \cdot H/2 + P_A \cdot \cos \delta \cdot H/3 - P_{AE}^+ \cdot \sin \delta \cdot AC =$$

$$= (40.7 - 35.8) \cdot 0.985 \cdot 3.58/2 + 35.8 \cdot 0.985 \cdot 3.58/3 - 40.7 \cdot 0.174 \cdot 1.8 =$$

$$= 38 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{AE}^- = \Delta P_{AE}^- \cdot \cos \delta \cdot H/2 + P_A \cdot \cos \delta \cdot H/3 - P_{AE}^- \cdot \sin \delta \cdot AC =$$

$$= (38.9 - 35.8) \cdot 0.985 \cdot 3.58/2 + 35.8 \cdot 0.985 \cdot 3.58/3 - 38.9 \cdot 0.174 \cdot 1.8 =$$

$$= 35.4 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Indicando con M<sub>W,h</sub> il momento dovuto alla componente orizzontale dell'azione sismica agente sul muro e sul terreno che insiste sulla suola di fondazione (si veda la Tabella 4.7), l'azione di calcolo può essere calcolata come

$$M_d^+ = M_{AE}^+ + M_{W,h} = 38 + 7.6 = 45.6 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_d^- = M_{AE}^- + M_{W,h} = 35.4 + 7.6 = 43 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

La resistenza è invece data dal momento dovuto al peso proprio del muro e del terreno, calcolato considerando le forze d'inerzia agenti in direzione verticale. Il valore di calcolo nelle due ipotesi di azione sismica agente verso il basso e verso l'alto è pari, rispettivamente, a

$$R_d^+ = \frac{M_{W,v}^+}{\gamma_R} = \frac{110.8}{1} = 110.8 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$R_d^- = \frac{M_{W,v}^-}{\gamma_R} = \frac{105.7}{1} = 105.7 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

pertanto anche la verifica a ribaltamento risulta soddisfatta.

**Tabella 4.7** Calcolo del peso dei vari elementi e dei momenti in condizioni sismiche (ribaltamento).

Elemento	W [kN/m]	W·(1+k <sub>v</sub> ) [kN/m]	W·(1-k <sub>v</sub> ) [kN/m]	b <sub>v</sub> [m]	M <sub>W,v</sub> <sup>+</sup> [kN·m/m]	M <sub>W,v</sub> <sup>-</sup> [kN·m/m]	W·(k <sub>h</sub> ) [kN/m]	b <sub>h</sub> [m]	M <sub>W,h</sub> [kN·m/m]
1	1.68	1.71	1.64	1.47	2.51	2.40	0.08	3.46	0.27
2	57.00	58.34	55.66	1.30	75.84	72.36	2.68	1.90	5.09
3	18.75	19.19	18.31	0.68	12.95	12.36	0.88	1.90	1.68
4	5.63	5.76	5.49	0.50	2.88	2.75	0.26	1.40	0.37
5	18.00	18.42	17.58	0.90	16.58	15.82	0.85	0.20	0.17
Σ=	101.1	103.4	98.7		110.8	105.7	4.8		7.6

Si ipotizzi ora di dover eseguire la verifica di capacità portante per un muro a mensola analogo al precedente ma ubicato nel Comune di Palermo. Si effettua la verifica nell'ipotesi di azione sismica verticale agente verso l'alto, condizione che rende massima l'eccentricità e l'obliquità del carico agente in fondazione.

Il sito è caratterizzato da un'accelerazione di picco su suolo rigido di riferimento a<sub>g</sub> = 0.177 g e da un fattore F<sub>0</sub> = 2.377 (T<sub>R</sub> pari a 475 anni). Il coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo di classe C) è pari a 1.45, pertanto a<sub>max</sub> = S<sub>s</sub> · S<sub>T</sub> · a<sub>g</sub> = 0.256 g. L'azione sismica di progetto è quindi pari a

$$k_h = 0.097$$

$$k_v = -0.049$$

Il momento dovuto alla spinta attiva è pari a

$$M_{AE}^- = \Delta P_{AE}^- \cdot \cos \delta \cdot H/2 + P_A \cdot \cos \delta \cdot H/3 - P_{AE}^- \cdot \sin \delta \cdot AC = 41.2 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Per cui l'eccentricità del carico trasmesso in fondazione risulta

$$e^- = \frac{b}{2} - \frac{M_{w,v}^- - M_{AE}^- - M_{w,h}^-}{N_d^-} = 0.46 \text{ m}$$

Si ricava pertanto

$$B_R^- = B - 2e^- = 0.88 \text{ m}$$

I coefficienti correttivi valgono

$$i_y^- = \left(1 - \frac{H_d^-}{N_d^-}\right)^{m+1} = 0.12$$

$$z_y^- = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi_d'}\right)^{0.35} = 0.95$$

ed essendo  $N_y = 56.31$  si ottiene  $q_{lim}^- = 53.7 \text{ kPa}$ .

Il valore di calcolo del carico limite risulta dunque

$$R_d^- = \frac{q_{lim}^- \cdot B_R^-}{\gamma_R} = 39.4 \text{ kN/m}$$

ed essendo l'azione di progetto pari a

$$N_d^- = 103.6 \text{ kN/m}$$

la verifica di capacità portante non risulta soddisfatta.

In tal caso sarà necessario procedere a un nuovo dimensionamento della fondazione al fine di ottenere un valore di carico limite superiore all'azione di progetto anche in condizioni sismiche. Appare quindi evidente come le verifiche sismiche possano o meno risultare più gravose rispetto le verifiche di SLU in condizioni statiche, in relazione alla pericolosità sismica del sito in oggetto.

### 7.11.6.2.2 Verifiche di sicurezza

Per muri di sostegno ubicati in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4 nonché le verifiche di sicurezza delle fondazioni riportate al § 7.11.5.

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

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

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.

La verifica nei confronti dello stato limite di scorrimento può essere eseguita anche con il metodo degli spostamenti (§ 7.11.3.5.2). L'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni dell'opera possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo (SLV) o di esercizio (SLD) in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. La valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il corrispondente valore di soglia. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

In aggiunta alle verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi SLV, devono essere condotte verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio SLD. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

### 7.11.6.3.1 Metodi pseudo-statici

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

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

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

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

dove  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale,  $\alpha \leq 1$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e  $\beta \leq 1$  è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

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

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

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

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

Il valore del coefficiente  $\alpha$  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  $\alpha = 1$ .

Il valore del coefficiente  $\beta$  può essere ricavato dal diagramma di Fig. 7.11.3, in funzione del massimo spostamento permanente  $u_s$  che l'opera può tollerare, verificando l'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema. In assenza di tale verifica, il coefficiente  $\beta$  vale 1.

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

$$u_s \leq 0,005 \cdot H \quad [7.11.11]$$

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.

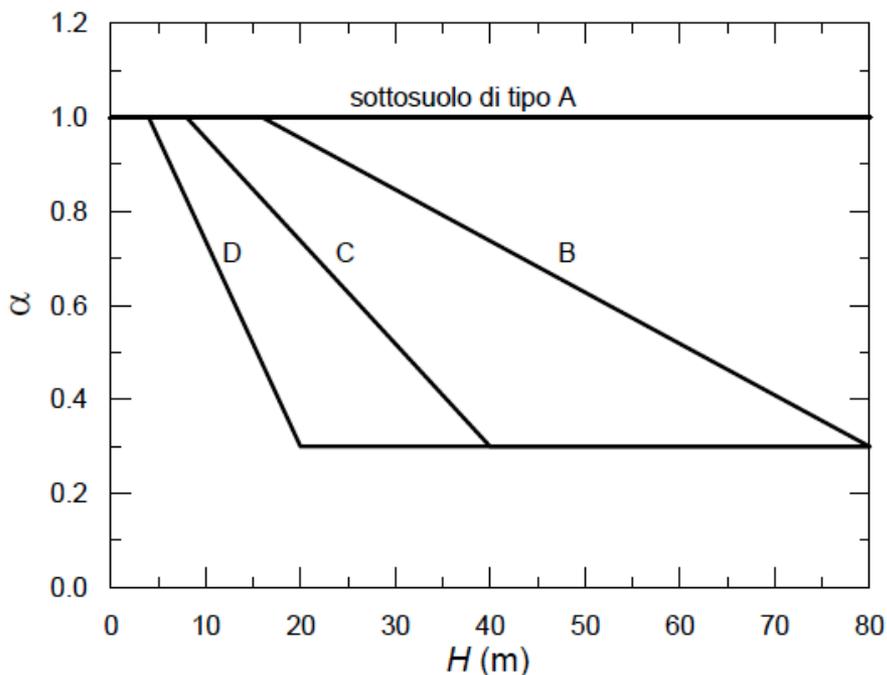


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$

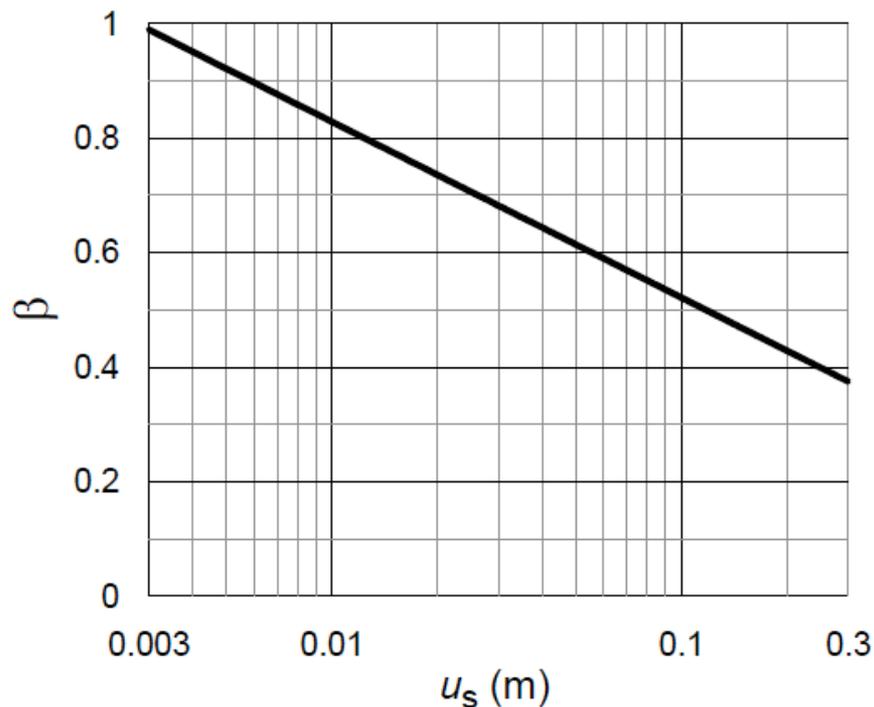


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$ .

### 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.

### 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  $\beta = 1$ .

Nel caso di strutture ancorate, ai fini del posizionamento della fondazione dell'ancoraggio si deve tenere presente che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. Detta  $L_s$  la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche  $L_e$  può essere ottenuta mediante la relazione:

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

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

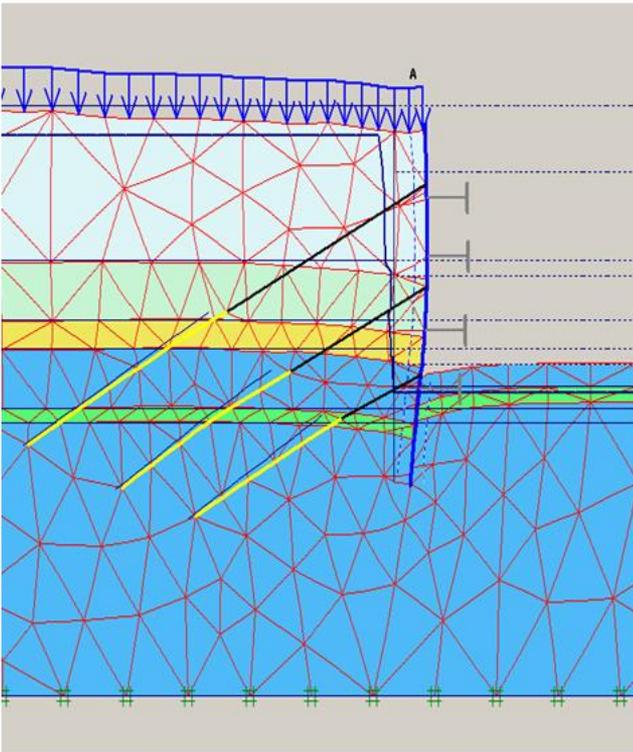
Gli elementi di ancoraggio devono avere resistenza e lunghezza tali da assicurare l'equilibrio dell'opera prima, durante e dopo l'evento sismico.

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

#### 7.11.6.4.1 Verifiche di sicurezza

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

## Schema geometrico e verifiche agli SLU di Paratie



Le paratie sono opere geotecniche il cui stato tensionale e deformativo è fortemente dipendente dall'interazione terreno-struttura.

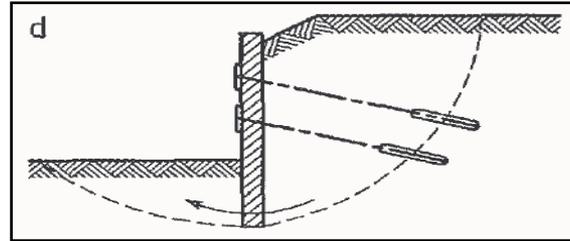
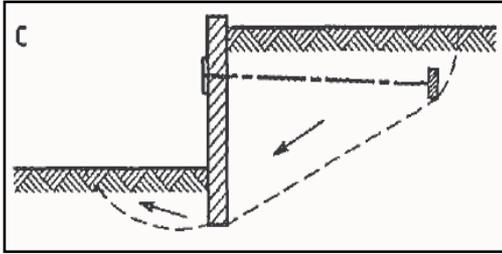
Il terreno è generatore di azioni.

Per le analisi strutturali si devono considerare i valori reali, caratteristici, non ridotti delle rigidzze e dei parametri di resistenza al taglio dei terreni.

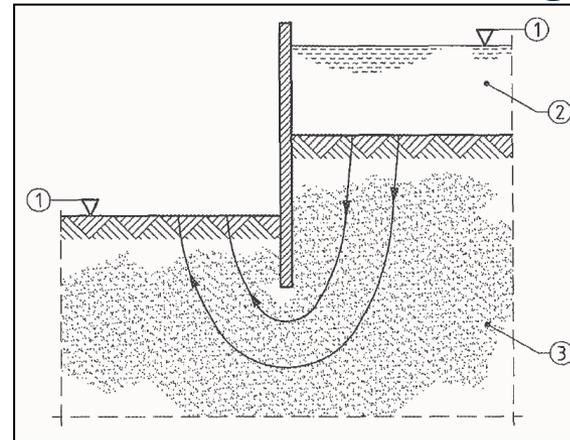
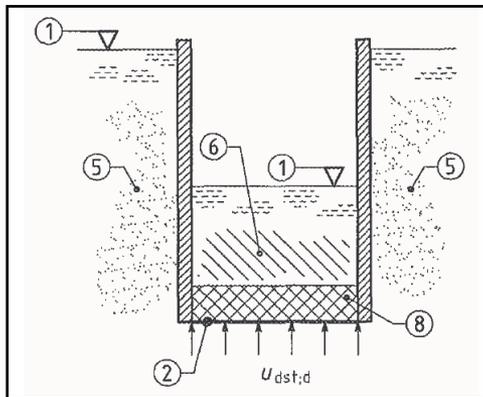
Parametri di resistenza al taglio ridotti modificano la rigidezza dell'ammasso e falsano i risultati dell'analisi di interazione

Le NTC 2018 prevedono di eseguire per le **PARATIE**:

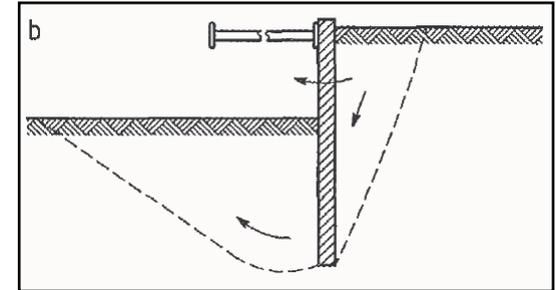
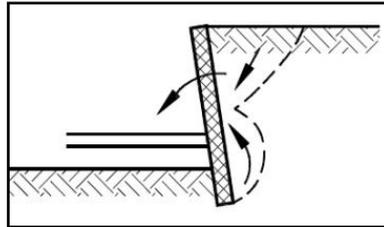
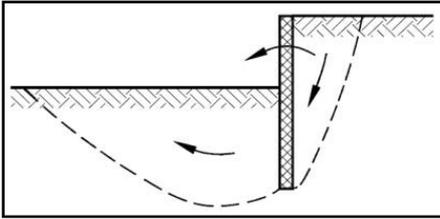
La **verifica di stabilità globale** con Approccio DA1-C2 (A2+M2+R2)  
(M2, ovvero con riduzione della resistenza al taglio)



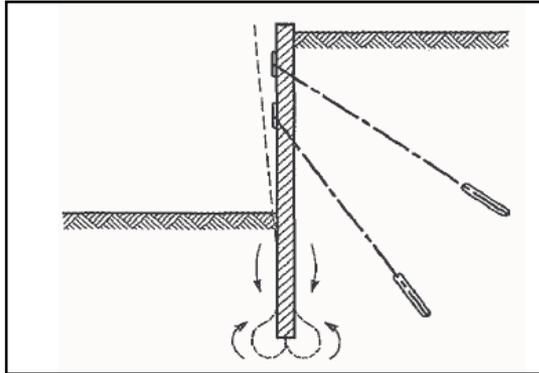
Le **verifiche idrauliche (UPL e HYD)** come specificato al § 6.2.4.2.  
(M2, ovvero con riduzione della resistenza al taglio)



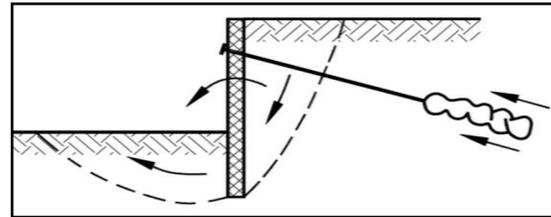
Per le altre verifiche:



Collasso per rotazione intorno a un punto



Collasso per carico  
limite verticale



Collasso per  
sfilamento di uno o  
più ancoraggi

con Approccio

DA1-C1 ( $A_1+M_1+R_1$ )  
(senza riduzione di  
resistenza al taglio)

e

DA1-C2 ( $A_2+M_2+R_1$ )

DA1-C1 per le verifiche strutturali

DA1-C2 per le analisi del meccanismo di collasso