Politecnico di Torino

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Progettazione Geotecnica: Applicazione del nuovo Eurocodice 7 ai muri di sostegno

Relatore:
Prof. Ing. Sebastiano FOTI

Candidato:
Grazia BRUNO

Anno Accademico 2020-2021

Sommario

Gli Eurocodici costituiscono il riferimento fondamentale per la progettazione ed esecuzione di opere civili in tutti i paesi europei, la cui prima pubblicazione è avvenuta tra il 2002 ed il 2007. Ad oggi una bozza della seconda generazione di Eurocodici è stata sviluppata dal Comitato Tecnico del Comitato Europeo di Normazione (CEN).

La presente tesi si propone di comprendere come la revisione dell'Eurocodice 7 potrebbe impattare sulla progettazione di opere geotecniche, con particolare riferimento alla progettazione di muri di sostegno.

Questo lavoro si articola principalmente in tre sezioni, di cui la prima mira a fornire una breve rassegna dei cambiamenti salienti e delle aggiunte apportate nella seconda generazione dell'Eurocodice 7 ed altri Eurocodici accessori, con particolare riferimento a tutto ciò che ruota intorno all'ambito della progettazione e verifica di muri di sostegno.

Nella seconda sezione, attraverso la verifica allo stato limite ultimo basata sull'applicazione dei coefficienti parziali di sicurezza ad esempi di calcolo significativi, sono state descritte le nuove procedure introdotte dall'EN1997:202x. Uno studio comparativo tra questi nuovi approcci progettuali e quello attualmente in uso, definito nelle Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC18), permette di individuare quale approccio risulta più cautelativo e quale meno, nonché di individuare quale verifica di stato limite ultimo ha peso maggiore.

Nella terza ed ultima sezione sono sviluppate delle analisi parametriche su due muri di sostegno in cui si è analizzata la relazione esistente tra due parametri significativi per gli stati limite considerati, l'angolo di resistenza al taglio del terreno e l'altezza di scavo, e la base minima di progetto che soddisfa le verifiche di tali stati limite ultimo.

Complessivamente, l'applicazione della nuova normativa agli esempi di calcolo proposti risulta un efficace strumento per la sua interpretazione. Il confronto tra i nuovi approcci di verifica, descritti nel nuovo Eurocodice 7, e quello attualmente in vigore in accordo alle NTC18 permette di stilare una classificazione in termini di livelli di sicurezza ed impatto economico.

Un possibile futuro sviluppo del presente lavoro di tesi potrebbe occuparsi dell'applicazione del nuovo Eurocodice 8, relativo alla progettazione in zona sismica, agli esempi di calcolo svolti.

Abstract

The Eurocodes are the main reference for the design and execution of civil works in every European country, and they were first published between 2002 and 2007. Today a draft of the second generation of the Eurocodes has been developed by the Technical Committee, under the direction of the European Committee for Standardization.

This thesis aims to understand how the revised Eurocode 7 could affect the design of geotechnical works, with particular reference to the design of retaining walls.

This work is mainly divided into three sections, of which the first intends to give a brief overview of the relevant changes and additions made in the second generation of the Eurocode 7 and other ancillary ones, with reference to everything that concerns the design and verification of retaining walls.

In the second section, by performing an ultimate limit state verification based on the application of partial safety factors on several calculation examples, the newly introduced procedures in EN1997:202x are described. A comparative study between these new design approaches and the ones currently in use, defined in the Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC18), allows to understand which approach are the most and the least precautionary ones.

In the third, and last, section some parametric analysis made on two retaining walls are presented: the objective is to analyze the existing relationship between two important parameters for the considered ultimate limit states, the shear angle and the excavation depth, and the wall base for which the verification is satisfied.

All things considered, the application of the new Eurocodes to the proposed design examples turns out to be a great tool to better understand them. The comparison between the new verification approaches, described in the new Eurocode 7, and the ones in force at the moment allows to classify them according to their safety levels but also on their economic impact.

A possible future development for this work could be concerned about the application of the new Eurocode 8, covering the design in seismic zones, to the included design examples.

INDICE

SOMMARIO **I**

ABSTRACT **II**

CAPITOLO 1 **1**

INTRODUZIONE **1**

CAPITOLO 2 **3**

I NUOVI EUROCODICI DI RIFERIMENTO PER LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA **3**

2.1 La seconda generazione degli Eurocodici **4**

2.2 EN1990: Classi di conseguenza e Design Case **7**

2.2.1 Verifiche di stato limite ultimo 8

2.2.2 Effetto delle azioni di progetto 10

2.2.3 Design Cases 11

2.2.4 Resistenza di progetto 13

2.2.5 Combinazione delle azioni 14

2.3 EN1997: nozioni generali **16**

2.3.1 Verifica di stato limite ultimo: coefficienti di sicurezza delle proprietà dei terreni 18

2.4 I nuovi approcci progettuali applicabili ai muri di sostegno **20**

CAPITOLO 3 **23**

CASI STUDIO: PROGETTO E VERIFICA **23**

3.1 Verifica di scorrimento **26**

3.2 Verifica di capacità portante **27**

3.3 Verifica di ribaltamento **29**

3.4 Muro a gravità con sovraccarico **31**
3.4.1 Calcolo delle azioni di progetto 32
3.4.2 Verifiche di stato limite ultimo 35
3.4.3 Base minima di progetto 37

3.5 Muro a mensola **39**
3.5.1 Calcolo delle azioni di progetto 40
3.5.2 Verifiche di stato limite ultimo 42
3.5.3 Base minima di progetto 44

3.6 Muro EC1 **46**
3.6.1 Calcolo delle azioni di progetto 47
3.6.2 Base minima di progetto 50

CAPITOLO 4 **53**

ANALISI PARAMETRICHE E CONFRONTO DEI RISULTATI **53**

4.1 Impostazione generale delle analisi **53**

4.2 Risultati e commenti **55**

CAPITOLO 5 **60**

CONCLUSIONI **60**

BIBLIOGRAFIA **63**

APPENDICE A – MURO A GRAVITÀ – MURO 1 **64**

A.1 Verifiche di stato limite ultimo **64**

A.2 Determinazione della base minima di progetto **65**

APPENDICE B – MURO 2 **68**

B.1 Verifiche di stato limite ultimo **68**

B.2 Determinazione della base minima di progetto **69**

APPENDICE C – MURO 3 **72**

C.1 Determinazione della base minima di progetto – Muro 3(A) **72**

C.2 Determinazione della base minima di progetto – Muro 3(B) – favorevole **73**

C.3 Determinazione della base minima di progetto – Muro 3(B) – sfavorevole **75**

APPENDICE D – ANALISI PARAMETRICHE MURO A GRAVITÀ **77**

D.1 Analisi 1: variazione angolo di resistenza al taglio del terrapieno **77**

D.2 Analisi 2: variazione altezza di scavo **80**

APPENDICE E – ANALISI PARAMETRICHE MURO A MENSOLA **83**

E.1 Analisi 1: variazione angolo di resistenza al taglio del terrapieno **83**

E.2 Analisi 2: variazione altezza di scavo **86**

INDICE FIGURE

Figura 2.1 – Eurocodici di riferimento per la progettazione geotecnica. 5
Figura 2.2 - Procedura per la determinazione dell'effetto delle azioni di progetto. 13
Figura 2.3 - Schema riepilogativo per la definizione del modello geotecnico. 16
Figura 2.4 - Schema riepilogativo dei nuovi approcci di verifica per i muri di sostegno. 22

Figura 3.1 – Muro di sostegno a gravità oggetto di studio – Muro 1. 31
Figura 3.2 – Forze agenti sulla struttura in oggetto. 34
Figura 3.3 – Parametrizzazione del muro a gravità. 37
Figura 3.4 – Muro a mensola oggetto di studio – Muro 2. 39
Figura 3.5 – Forze agenti sulla struttura. 42
Figura 3.6 – Parametrizzazione del muro in oggetto. 44
Figura 3.7 – Muro a gravità semplificato – Muro 3(A). 46
Figura 3.8 – Muro a gravità semplificato con dislivello di falda – Muro 3(B). 47
Figura 3.9 – Determinazione del coefficiente di spinta attiva orizzontale. 48
Figura 3.10 – Forza agenti sulla struttura nella prima condizione di progetto – Muro 3(A). 49
Figura 3.11 – Forze agenti sulla struttura – Muro 3(B). 50

Figura 4.1 – Muri di sostegno oggetto di studio – Muro 1 (sx) e Muro 2 (dx). 53

Figura 4.2 – Parametrizzazione dei due muri di sostegno. 54

Figura 4.3 – Andamento della base minima al variare dell'angolo di resistenza al taglio per la verifica di scorrimento. 56

Figura 4.4 - Andamento della base minima al variare dell'altezza di scavo per la verifica di scorrimento. 57

Figura 4.5 - Andamento della base minima al variare dell'angolo di resistenza al taglio per la verifica di capacità portante – Muro 1. 57

Figura 4.6 - Andamento della base minima al variare dell'angolo di resistenza al taglio per la verifica di capacità portante – Muro 2. 58

Figura 4.7 – Basi minime di progetto per l'approccio 1(b) ed il DC2(a) al variare dell'angolo di resistenza al taglio del terrapieno. 59

Figura 4.8 - Basi minime di progetto per l'approccio 3(b) ed il DC2(a) al variare dell'altezza di scavo. 59

INDICE TABELLE

Tabella 2.1 - Definizione delle Classi di Conseguenza. 8

Tabella 2.2 - Individuazione delle situazioni di progetto (Design Situation). 9

Tabella 2.3 - Coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni ed agli effetti delle azioni nelle situazioni di progetto persistente e transitorie. 12

Tabella 2.4 – Definizione dei coefficienti di conseguenza KF. 13

Tabella 2.5 - Coefficienti di combinazione per le azioni variabili. 15

Tabella 2.6 - Selezione della Categoria Geotecnica di una struttura. 17

Tabella 2.7 - Definizione della Classe di Complessità Geotecnica. 17

Tabella 2.8 - Esempi di Classi di Conseguenza di opere geotecniche. 18

Tabella 2.9 - Coefficienti di sicurezza da applicare alle proprietà dei terreni per le diverse situazioni di progetto. 19

Tabella 2.10 - Definizione del coefficiente di conseguenza KM. 20

Tabella 2.11 - I nuovi approcci di verifica utilizzabili per le opere di sostegno nella situazione di progetto persistente. 21

Tabella 3.1 – Coefficienti di sicurezza da applicare nei nuovi approcci di verifica con il Material Factor Approach. 24

Tabella 3.2 – Coefficienti di sicurezza da applicare nei nuovi approcci di verifica con il Resistance Factor Approach. 25

Tabella 3 3 - Coefficienti di sicurezza da applicare nel Design Approach 2 delle NTC18. 25

Tabella 3.4 – Coefficienti di sicurezza applicati alle azioni nella verifica di scorrimento. 27

Tabella 3.5 - Coefficienti di sicurezza applicati alle azioni nella verifica di capacità portante. 29

Tabella 3.6 – Coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni nel Design Case 2 per una struttura in CC2. 30

Tabella 3.7 – Coefficienti di sicurezza applicati alle azioni nella verifica di ribaltamento. 30

Tabella 3.8 – Valori caratteristici delle proprietà dei materiali. 32

Tabella 3.9 – Valori di progetto dell'angolo di resistenza al taglio efficace ed attrito muro-terreno per i diversi approcci. 32

Tabella 3.10 – Spinta del terreno e peso del muro per i diversi approcci nel caso di verifica di scorrimento e capacità portante. 34

Tabella 3.11 – Componenti della spinta del terreno utilizzate nella verifica di ribaltamento. 35

Tabella 3.12 – Risultati delle verifiche di scorrimento per i diversi approcci. 35

Tabella 3.13 - Risultati delle verifiche di capacità portante per i diversi approcci. 36

Tabella 3.14 – Risultati delle verifiche di ribaltamento per i due approcci. 36

Tabella 3.15 – Base minima di progetto per i diversi approcci di progetto. 38

Tabella 3.16 – Valori caratteristici delle proprietà dei materiali. 39

Tabella 3.17 – Valori di progetto dell'angolo di resistenza al taglio efficace dei terreni. 40

Tabella 3.18 - Spinta del terreno e peso del muro per i diversi approcci nel caso di verifica di scorrimento e capacità portante. 41

Tabella 3.19 - Componenti della spinta del terreno utilizzate nella verifica di ribaltamento. 41

Tabella 3.20 - Risultati delle verifiche di scorrimento eseguite con i diversi approcci. 42

Tabella 3.21 - Risultati delle verifiche di capacità portante eseguite con i diversi approcci. 43

Tabella 3.22 - Risultati delle verifiche di ribaltamento eseguite secondo i due approcci. 43

Tabella 3.23 - Base minima di progetto per i diversi approcci di progetto. 45

Tabella 3.24 – Valori di progetto dell'angolo di resistenza al taglio e dell'attrito muro-terreno. 47

Tabella 3.25 – Coefficiente di spinta attiva orizzontale e componenti della spinta del terreno valide per la prima condizione di progetto. 49

Tabella 3.26 – Componenti della spinta del terreno utilizzate nella verifica di ribaltamento per la prima condizione di progetto. 49

Tabella 3.27 - Basi minime di progetto per la prima condizione di progetto. 51

Tabella 3.28 - Basi minime di progetto relative alla seconda condizione di progetto – peso del muro favorevole. 51

Tabella 3.29 - Basi minime di progetto relative alla seconda condizione di progetto – peso del muro sfavorevole. 52

Tabella 4.1 – Impostazione dei range di variazione dei parametri delle due analisi. 55

Capitolo 1

Introduzione

Gli Eurocodici rappresentano le norme di riferimento nel campo dell'ingegneria civile e sono il frutto di un lungo processo di ricerca e sviluppo a cui hanno contribuito professionisti provenienti da tutti i paesi europei e che tra il 2002 ed il 2007 ha portato alla pubblicazione della prima generazione degli Eurocodici. L'importanza di disporre di un insieme di norme comuni ai diversi paesi europei consiste nel riuscire ad eliminare le barriere tecniche esistenti tra di essi, fornendo così un piano comune per la collaborazione professionale. Tuttavia, l'applicabilità di tali norme in Italia è stata resa possibile soltanto a partire dal 2012 a seguito della pubblicazione delle Appendici Nazionali (NA, National Annex), nei quali vengono definiti i valori di determinati parametri permettendo così di fissare i livelli di sicurezza delle diverse tipologie di opere realizzate sul territorio nazionale.

Il ruolo fondamentale assunto dalle normative europee ha portato all'avvio nel 2010 di una revisione al fine di raggiungere una maggiore uniformità tra i diversi paesi, oltre che integrare o approfondire alcune tipologie di opere, interventi, materiali o innovazioni tecnologiche. Ad oggi è disponibile una bozza della seconda generazione degli Eurocodici, sviluppata dal Comitato Tecnico del Comitato Europeo di Normazione (CEN), in fase di test da parte di diversi professionisti del settore.

Il presente lavoro di tesi è sviluppato sulla base della più recente bozza delle norme europee e presenta ed applica i nuovi approcci di verifica introdotti per i muri di sostegno, al fine di valutarne l'impatto sulla progettazione di tali opere. I risultati ottenuti con i nuovi approcci sono confrontati tra loro e con quanto si ottiene utilizzando l'approccio attualmente in vigore (DA2) previsto dalle Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC18), evidenziando le analogie e le differenze che li caratterizzano. L'applicazione della nuova normativa ad esempi pratici, insieme al confronto tra i diversi approcci di verifica descritti nell'Eurocodice 7 e nelle NTC18, permette di interpretare in maniera efficace quanto descritto dalla normativa, nonché di valutarne anche l'impatto sul livello di sicurezza dell'opera.

Una prima sezione di questo lavoro è dedicata alla presentazione dei principali cambiamenti che hanno interessato l'Eurocodice 7, sia in termini di struttura della norma e delle sue parti costituenti sia di novità incluse al suo interno. In questo senso, si introducono alcune figure essenziali per lo svolgimento di alcuni esempi di calcolo come i Design Case (DC) che permettono di definire i coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni o agli effetti delle azioni, i due metodi perseguibili per il calcolo della resistenza di progetto quali il Material

Factor Approach (MFA) ed il Resistance Factor Approach (RFA) ed infine i nuovi approcci utilizzabili per le verifiche di stato limite ultimo tipiche dei muri di sostegno.

Nella sezione centrale di questo lavoro sono presentate tre diverse tipologie di muri di sostegno le cui verifiche di stato limite ultimo sono state svolte in accordo alla nuova normativa europea ed alle NTC18 secondo il metodo dei coefficienti di sicurezza. Più precisamente, i primi due muri sono un muro a gravità ed uno a mensola la cui geometria è definita in tutte le sue parti, riconducendosi ad una situazione di verifica, e si è valutato il margine di sicurezza offerto da ciascun approccio rispetto alla condizione limite per cui tali verifiche sono soddisfatte. Pertanto, sono riportati i risultati ottenuti riguardo le verifiche di scorrimento, capacità portante e ribaltamento per entrambi i muri. L'analisi dei risultati ha messo in evidenza una marcata disomogeneità nei risultati in quanto alcuni approcci presentano ampi margini di sicurezza, anche troppo elevati, mentre altri restituiscono una verifica gravemente insufficiente ed altri ancora si posizionano nel mezzo. In virtù di ciò, si è proseguito lo studio dei due muri in oggetto andando a definire la larghezza della fondazione minima, cioè corrispondente alla condizione in cui resistenze di progetto ed effetto delle azioni coincidono. I risultati così ottenuti permettono di individuare l'approccio più e meno cautelativo e la verifica che governa la progettazione della tipologia di opera in oggetto. Il terzo ed ultimo esempio consiste ancora in un muro a gravità, la cui geometria è semplificata ad un trapezio, ed è nota solo parzialmente trattandosi di un problema di progetto in cui è necessario definire la larghezza della fondazione. In questo caso è stata determinata la base minima per due diverse condizioni di progetto, la prima in assenza di falda e la seconda in cui vi è un dislivello di falda da monte a valle del muro con conseguente moto di filtrazione. I risultati ottenuti in assenza di falda sono perfettamente in linea con quelli ottenuti nei due esempi precedenti, diversamente la presenza di falda porta a risultati interessanti in quanto l'approccio più cautelativo non risulta essere lo stesso riscontrato per gli altri esempi.

La terza ed ultima sezione si focalizza sullo studio dei primi due muri di sostegno, andando ad analizzare la variazione delle basi minime di progetto che soddisfano le verifiche di stato limite ultimo al variare di due parametri significativi quali l'angolo di resistenza al taglio del terreno e l'altezza di scavo. Più in dettaglio, sono state condotte due analisi parametriche per ciascuno dei due muri, in cui sono variati l'angolo di resistenza al taglio del terrapieno e l'altezza di scavo o altezza del muro. Lo studio degli andamenti delle basi minime di progetto in funzione dei parametri permette di individuare il trend della relazione esistente tra i diversi approcci di progetto e tra le verifiche eseguite nell'ambito di ogni singolo approccio, consentendo così di scegliere consapevolmente il tipo di approccio da seguire nella progettazione di un'opera di sostegno rigida.

Capitolo 2

I nuovi Eurocodici di riferimento per la progettazione geotecnica

Come ormai noto, gli Eurocodici rappresentano le norme europee di riferimento per la progettazione e la verifica di opere civili. Tali norme sono nate con l'intento di fornire un insieme di regole e specifiche tecniche che una costruzione deve soddisfare e che siano comuni a tutti i paesi europei.

Lo sviluppo di quelli che sarebbero diventati la prima generazione degli Eurocodici, attualmente in vigore, è partito nel 1975 sotto richiesta del Comitato Europeo. Il trattato di Roma sanciva la costituzione della Comunità Economica Europea CEE e prevedeva, ove possibile, il ravvicinamento delle legislazioni tra i paesi firmatari, includendo anche le leggi riguardanti il settore delle costruzioni.

Tra il 2002 ed il 2007 la prima generazione degli Eurocodici ha visto la luce dopo più di venti anni di lavoro svolto dal Comitato Europeo di Normazione CEN e da un gruppo di professionisti provenienti dai diversi stati membri.

Ad oggi gli Eurocodici, abbreviati come "EC", sono suddivisi in dieci diverse sezioni, ognuna delle quali si occupa di uno specifico ambito:

- Eurocodice 0 - EC0 - EN 1990 - "Criteri generali di progettazione strutturale";
- Eurocodice 1 - EC1 - EN 1991 - "Azioni sulle strutture";
- Eurocodice 2 - EC2 - EN 1992 - "Progettazione delle strutture in calcestruzzo";
- Eurocodice 3 - EC3 - EN 1993 - "Progettazione delle strutture in acciaio";
- Eurocodice 4 - EC4 - EN 1994 - "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo";
- Eurocodice 5 - EC5 - EN 1995 - "Progettazione delle strutture in legno";
- Eurocodice 6 - EC6 - EN 1996 - "Progettazione delle strutture in muratura";
- Eurocodice 7 - EC7 - EN 1997 - "Progettazione geotecnica";
- Eurocodice 8 - EC8 - EN 1998 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica";
- Eurocodice 9 - EC9 - EN 1999 - "Progettazione delle strutture in alluminio".

Inizialmente gli EC sono stati concepiti come norme alternative a quelle già vigenti a livello nazionale, ma successivamente hanno assunto il ruolo di codici di riferimento per la

progettazione ed ogni stato membro, a quel punto, è stato tenuto ad osservarli: tutte le norme nazionali che risultino in conflitto con gli EC devono essere revisionate e uniformate.

Ciascuna sezione degli EC è costituita da una serie di regole ed indicazioni imprescindibili al fine di ottemperare alla normativa, insieme con raccomandazioni e suggerimenti facoltativi. A livello Nazionale viene lasciata una certa flessibilità nella definizione dei livelli di sicurezza delle costruzioni relative al proprio territorio, nonché la possibilità di personalizzare alcuni requisiti imposti dagli EC, tenendo conto della posizione geografica, condizione geologica e climatica sito specifica. Sono chiamati "parametri determinati a livello nazionale" (Nationally Determined Parameters, NDP) i valori dei parametri che è consentito personalizzare e che, raccolti in un documento, costituiscono i cosiddetti Allegati Nazionali ("National Annex", NA).

In Italia le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC), la cui ultima revisione risale al 2018, rappresentano le norme di riferimento in ambito di progettazione, esecuzione e collaudo nel campo delle costruzioni. Tali norme integrate con gli Allegati Nazionali recepiscono sempre più le disposizioni europee garantendo così la compatibilità tra le due normative.

2.1 La seconda generazione degli Eurocodici

Nel 2010 il CEN ha avviato il processo di sviluppo per la seconda generazione degli Eurocodici, un piano estremamente ambizioso che si è posto come obiettivo di incorporare le migliorie sviluppate nell'ambito della progettazione ingegneristica degli ultimi anni, facilitare la consultazione e l'applicazione delle normative ed armonizzare quanto più possibile le procedure tra i diversi paesi riducendo il numero di NDP.

Nel seguito sono presentate le principali novità riguardanti l'Eurocodice 7, essendo quello dedicato alla progettazione geotecnica, con cenni ad altri Eurocodici utili in tale ambito.

Il primo aspetto da evidenziare di questa nuova revisione è il suo essere articolato in tre diverse parti, non più due, cambiamento che mira ad uniformare la struttura di tutti gli Eurocodici. Pertanto, la divisione prevede le seguenti sezioni:

- **EN1997-1** facente riferimento alle regole generali applicabili indipendentemente dal tipo di struttura geotecnica;
- **EN1997-2** riservata a tutto ciò che concerne l'investigazione del terreno, la sua modellazione e la determinazione dei suoi parametri caratteristici;
- **EN1997-3** in cui sono raccolte le regole specifiche in relazione al tipo di struttura geotecnica che si intende progettare.

Inoltre, tutto ciò che riguarda le regole generali della progettazione geotecnica è stato ricollocato nell'Eurocodice 0, rinominato in "Criteri generali di progettazione strutturale e geotecnica" per riflettere tale cambiamento. In particolare, i tre approcci progettuali presenti nella versione attuale dell'EN1997-1:2004 sono stati definitivamente eliminati e sostituiti dai metodi già presenti nell'EN1990, ma adattati in modo da tener conto di aspetti propri dell'ingegneria geotecnica come, ad esempio, il comportamento non-lineare dei materiali coinvolti, l'incertezza nella caratterizzazione dei materiali o anche l'interdipendenza di azioni e resistenze.

Per la progettazione di un'opera geotecnica si dovranno quindi considerare tutte e tre le sezioni dell'EN1997, l'EN1990 e, in alcuni casi, anche l'EN1991 per la determinazione di particolari azioni come quelle derivanti dal traffico stradale. Oltre ciò, nel caso di progettazione in zona sismica, si dovranno integrare le disposizioni dell'EN1998, in particolare quelle contenute nell' EN1998-1 e nell'EN1998-5. Nella prima parte dell'EC8 sono fornite le indicazioni di carattere generale per la progettazione in zona sismica, mentre la quinta parte è interamente dedicata alla progettazione di opere geotecniche. In *Figura 2.1*, è riportato uno schema riepilogativo degli Eurocodici di riferimento.

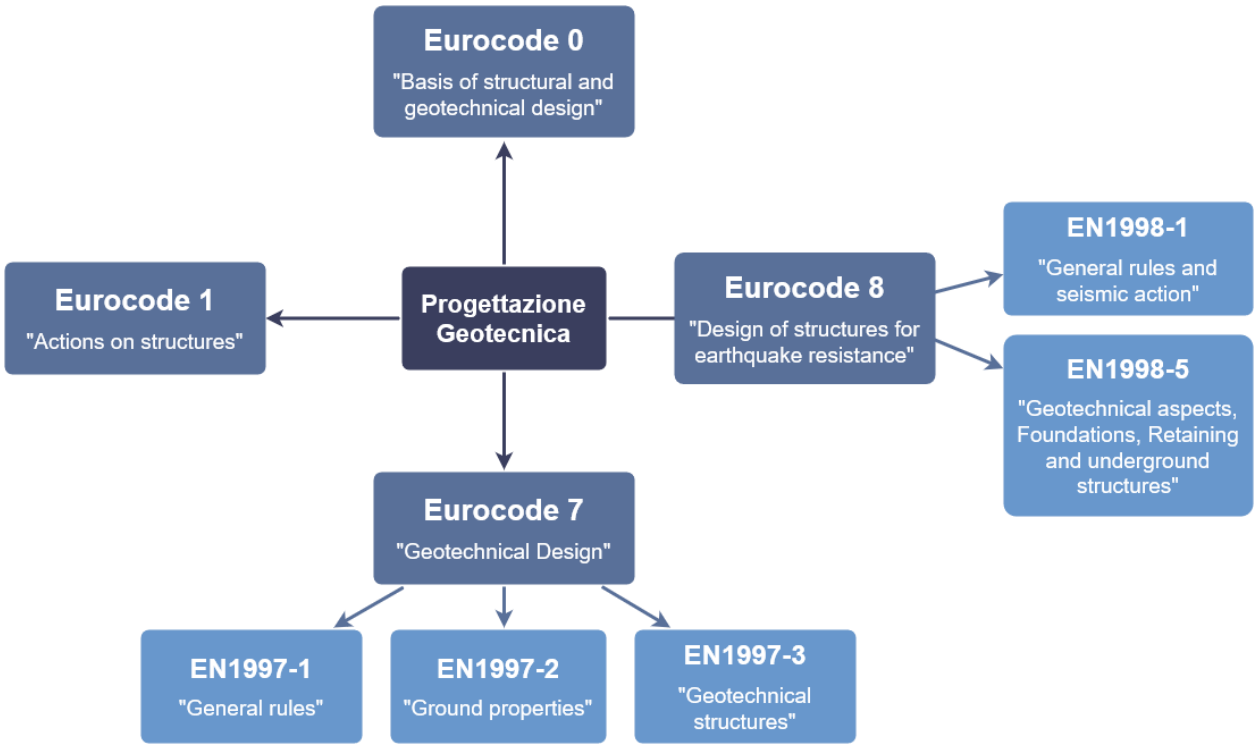


Figura 2.1 – Eurocodici di riferimento per la progettazione geotecnica.

La seconda revisione dell'Eurocodice 7 è stata ampliata introducendo aspetti trascurati o poco approfonditi nella sua prima stesura. Tra questi la progettazione di opere in terra rinforzata, a cui è dedicato un intero capitolo dell'EN1997-3, così come anche le tecniche di miglioramento del terreno e specifiche indicazioni nel caso in cui si progetti su roccia. Inoltre, la verifica di fondazioni soggette a carichi variabili nel tempo (ciclici e non), di tipo esogeno ed endogeno, è stata introdotta nell'EC7 ed integra le indicazioni di progetto in zona sismica fornite nell'EC8.

Particolare attenzione è stata dedicata all'applicazione di metodi numerici, disciplina che ha visto un forte sviluppo negli ultimi decenni. Data la difficoltà nel prevedere ulteriori sviluppi in questo campo, durante la vita dei prossimi eurocodici, sono fornite soltanto delle indicazioni a carattere generale, rimandando alla competenza del professionista la valutazione della validità dei risultati ottenuti attraverso tali metodi. In più, l'utilizzo dei metodi numerici per la verifica degli stati limite fornisce dei risultati poco attendibili se effettuata "ciecamente" applicando solo i coefficienti di sicurezza alle azioni, proprietà dei materiali e resistenze. Ciò si deve alla forte influenza di un gran numero di parametri sull'attendibilità dei risultati come la discretizzazione del modello, le condizioni iniziali, la legge costitutiva dei materiali, le condizioni al contorno, le proprietà dell'interfaccia struttura-terreno, etc. Ne consegue che l'esperienza del professionista nella valutazione critica dei risultati è di fondamentale importanza in questo ambito.

Un cambiamento particolarmente rilevante per l'ingegneria geotecnica, attuato in quelli che saranno gli Eurocodici del futuro, riguarda le azioni derivanti dalla presenza di acqua. Un aspetto alquanto dibattuto, durante la stesura degli Eurocodici attualmente in uso, ha riguardato l'applicazione dei coefficienti di sicurezza alle pressioni esercitate dall'acqua: essendo queste fortemente influenzate dalle condizioni di progetto e dalla tipologia di struttura non è stato possibile giungere ad una risposta univoca, lasciando alla discrezione del professionista questa decisione. La nuova revisione mira ad eliminare questa fonte di variabilità, andando a definire precisamente ed esplicitamente come trattare le azioni derivanti dalla presenza di acqua, siano esse di tipo permanente, variabile o accidentale. Se nell'EN1997 un intero capitolo è dedicato alla definizione dei valori rappresentativi e di progetto della pressione dell'acqua, nell'EN1990 sono fornite delle indicazioni generali a riguardo ed i coefficienti da applicare a tali azioni.

Un'ulteriore miglioria apportata a quel che sarà il futuro EC7 è l'aver dedicato un intero capitolo ai report da stilare in fase di progettazione ed esecuzione. Complessivamente sono definite le indicazioni necessarie a redigere il Ground Investigation Report (GIR), il Geotechnical Design Report (GDR), il Geotechnical Construction Report (GCR) ed altri report che raccolgano risultati derivanti da test geotecnici integrativi. Il livello di dettaglio delle

informazioni contenute nei report è funzione della Categoria Geotecnica di progetto, definita nel seguito, e cresce di pari passo con essa: una categoria geotecnica più severa richiede maggiori dettagli. Nel caso in cui si ricada nella terza Categoria Geotecnica, le informazioni riportate devono essere tali da permettere di effettuare un'analisi da parti terze ottenendo gli stessi risultati.

Per quel che riguarda la verifica agli stati limite, il metodo che prevede l'uso dei coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni, proprietà dei materiali e resistenze, è ampiamente descritto essendo ancora il principale metodo di riferimento anche nell'EN1997:202x. Nonostante ciò, sono fornite le indicazioni necessarie per effettuare la verifica secondo il metodo osservazionale, regole prescrittive o metodi basati sull'affidabilità.

Nel seguito sono presentati gli elementi fondamentali, estratti dalle bozze degli EN1990:202x ed EN1997:202x, utili ad effettuare le verifiche di stato limite ultimo secondo il metodo dei fattori parziali di alcuni esempi di calcolo, presentati nei capitoli successivi di questo lavoro.

2.2 EN1990: Classi di conseguenza e Design Case

La progettazione di una struttura, sia essa geotecnica o civile, ha come obiettivo il soddisfacimento di determinati requisiti di progetto, che ne garantiscano un adeguato livello di affidabilità in termini di sicurezza e durabilità. Questo aspetto è funzione di svariati fattori, tra cui le possibili cause che portano all'instaurarsi di uno specifico meccanismo di collasso per cui si ha il superamento di un determinato stato limite. Ciò che è determinante nella definizione del livello di affidabilità della struttura è sicuramente la valutazione dell'entità delle conseguenze in caso di collasso della struttura, o parte di essa, in termini di perdite di vite umane, impatto economico, sociale e ambientale.

Il parametro di progetto da definire, che racchiude questa valutazione è chiamato *Classe di Conseguenza* (Consequence Class, CC) e prevede cinque diversi livelli in cui è possibile inquadrare la struttura. In *Tabella 2.1*, estratta dall'EN1990:202x, sono riportate le classi individuate. Qualora la valutazione porti all'individuazione di due diverse *Classi di Conseguenza*, la scelta dovrà ricadere su quella più severa in accordo all'EN1990:202x.

Tabella 2.1 - Definizione delle Classi di Conseguenza.

Consequence class	Loss of human life or personal injury	Economic, social or environmental consequences
CC4 – Highest	Extreme	Huge
CC3 – Higher	High	Very great
CC2 – Normal	Medium	Considerable
CC1 – Lower	Low	Small
CC0 – Lowest	Very low	Insignificant

È necessario specificare che gli Eurocodici forniscono delle indicazioni esaustive per tutte le strutture che si configurano nelle classi intermedie (CC1, CC2 e CC3), mentre per le strutture ricadenti in classe CC4 è necessario integrare con ulteriori indicazioni quanto prescritto dagli Eurocodici; diversamente, per la classe meno severa (CC0) è possibile utilizzare indicazioni alternative agli Eurocodici. Il concetto di *Classe di Conseguenza* tornerà utile in seguito per la definizione di alcuni parametri fondamentali per lo svolgimento della verifica agli stati limite.

2.2.1 Verifiche di stato limite ultimo

Per definizione, lo stato limite rappresenta la condizione in cui la struttura, o parte di essa, non soddisfa più i requisiti di progetto se superata. In accordo con le direttive dell'EN1990:202x, la verifica agli stati limite si distingue in stati limite ultimi (Ultimate limite states, ULS) e stati limite di esercizio (Serviceability limite states, SLS). I primi sono atti a garantire la sicurezza della struttura intesa come capacità di evitare l'insorgere di meccanismi di collasso che possano provocare danni irreparabili alla stessa, a persone o beni; i secondi sono relativi alle funzionalità in esercizio della struttura, assicurando il mantenimento delle prestazioni previste in fase di progetto.

Affinché si possa avere un quadro completo delle performance della struttura, gli stati limite rilevanti per la specifica struttura che si intende realizzare, devono essere verificati per le diverse situazioni di progetto (*Design Situation*) in cui la struttura può trovarsi in fase di esecuzione e servizio. Le diverse condizioni di progetto, individuate nell'EN1990:202x, sono riportate in *Tabella 2.2*.

Tabella 2.2 - Individuazione delle situazioni di progetto (Design Situation).

Design Situation	Conditions	Examples
Persistent	Normal use and exposure	During everyday use
Transient	Temporary use and exposure during a period much shorter than the design service life of the structure	During execution, repair, or temporary environmental influence
Accidental	Exceptional conditions or exposure	During flooding, fire, explosion, or impact; or local failure
Seismic	Exceptional conditions during a seismic event	During an earthquake
Fatigue	Conditions caused by repeated load or deformation induced stress cycles	Owing to traffic loads on a bridge, wind induced vibration of chimneys, or machinery-induced vibration

Nel presente lavoro si è posta l'attenzione alle verifiche di stato limite ultimo. Nell'EN1990:202x sono individuate le seguenti categorie di stato limite ultimo da considerare, se rilevanti per la struttura in oggetto:

- Perdita di equilibrio statico della struttura o di una sua parte;
- Raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali o del terreno, inclusi elementi di supporto e fondazioni;
- Collasso del terreno per sottospinta idraulica;
- Collasso per fatica;
- Collasso per vibrazione;
- Collasso per altri effetti variabili nel tempo;

Per ogni stato limite ultimo la verifica è soddisfatta quando l'effetto delle azioni di progetto E_d non supera la resistenza di progetto R_d, riferita allo specifico stato limite in analisi. In termini matematici questo si può esprimere come:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

In aggiunta, nella seconda revisione dell'EN1990:202x un'ulteriore verifica è prevista qualora lo stato limite in esame preveda l'insorgere di eccessive deformazioni che potrebbero portare al collasso. Indicando con $C_{d,ULS}$ il valore massimo di progetto della deformazione, l'effetto

delle azioni di progetto E_d, in questo caso uno spostamento o deformazione, deve risultare inferiore a tale valore:

$$E_d \leq C_{d,ULS} \quad (2)$$

2.2.2 Effetto delle azioni di progetto

Per quanto riguarda il calcolo dell'effetto delle azioni di progetto E_d, si distinguono due diverse modalità che si differenziano nell'applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali in base al tipo di sistema strutturale considerato, sia esso lineare o non-lineare. In particolare, i sistemi non-lineari si possono ulteriormente dividere in sistemi sovra-lineari o sotto-lineari: nel primo caso un aumento delle azioni determina un aumento sproporzionatamente maggiore dell'effetto delle azioni; nel secondo caso analogamente si ottiene un incremento sproporzionatamente minore. Nella prima generazione degli Eurocodici l'attenzione è principalmente rivolta a sistemi strutturali lineari, diversamente nell'EN1190:202x saranno esplicitamente considerati anche i sistemi non-lineari. Questo è particolarmente significativo per l'ingegneria geotecnica in quanto si lavora con sistemi non-lineari: ad esempio la spinta attiva del terreno presenta un andamento sotto-lineare, mentre quella passiva uno sovra-lineare. Pertanto, in relazione al tipo di sistema strutturale, i coefficienti parziali di sicurezza possono essere applicati alle azioni nel caso di sistemi lineari oppure all'effetto delle azioni nel caso di sistemi non-lineari.

Coefficienti parziali applicati alle azioni

Nel caso in cui i coefficienti parziali di sicurezza siano applicati alle azioni, l'effetto delle azioni di progetto si calcola con la seguente formulazione:

$$E_d = E\{\Sigma F_d; a_d; X_{Rd}\} = E\{\Sigma(\gamma_F \psi F_k); a_d; X_{Rd}) \quad (3)$$

Come si può notare, l'effetto delle azioni dipende da tre parametri:

- La combinazione delle azioni di progetto ΣF_d;
- I parametri geometrici di progetto a_d;
- Le proprietà dei materiali X_{Rd}, corrispondente al valore di progetto X_d o al valore rappresentativo X_{rep} in base al metodo utilizzato per calcolare la resistenza di progetto, come descritto in seguito.

Inoltre, si definiscono:

- Il valore caratteristico delle azioni F_k;

- Il coefficiente di sicurezza parziale da applicare alle azioni γ_F, che tiene conto dell'incertezza nella modellazione degli effetti delle azioni, nonché della deviazione sfavorevole dal valore caratteristico delle azioni;
- Il coefficiente di combinazione ψ, uguale ad 1 per le azioni permanenti e determinato dalla *Tabella 2.5*, riportata nel seguito, per le azioni variabili.

Coefficienti parziali applicati agli effetti delle azioni

Quando si applicano i coefficienti parziali di sicurezza agli effetti delle azioni, l'effetto delle azioni di progetto si calcola come segue:

$$E_d = \gamma_E E\{\Sigma F_{rep}; a_d; X_{Rd}\} = \gamma_E E\{\Sigma(\psi F_k); a_d; X_{Rd}) \quad (4)$$

In aggiunta ai simboli introdotti in precedenza, si ha:

- Il valore rappresentativo delle azioni F_{rep}
- Il coefficiente parziale di sicurezza da applicare all'effetto delle azioni γ_E, formulato analogamente a γ_F.

2.2.3 Design Cases

Nella seconda generazione dell'EN1990, in attesa di pubblicazione, viene presentato un nuovo parametro di progetto che consente di facilitare ed armonizzare l'applicazione della normativa ed è denominato "*Design Cases*" *(DC)*. Ciascuno dei quattro *Design Case* è relativo ad uno specifico stato limite ultimo. Più precisamente il *DC1* è adottato qualora sia richiesta una verifica riguardante la resistenza strutturale o che interessi il collasso per eccessiva deformazione; il *DC2* si adopera qualora sia di interesse valutare la perdita di equilibrio statico, rotazionale e verticale; infine, il *DC3* e *DC4* sono entrambi impiegati per la progettazione di opere geotecniche, ma quest'ultimo è utilizzato soltanto quando il sistema strutturale presenta un comportamento sotto-lineare. Lo specifico *Design Case* da adottare è stabilito dall'Eurocodice di riferimento in funzione della tipologia di struttura e fornisce sia il metodo da utilizzare per il calcolo dell'effetto delle azioni di progetto, sia il set di coefficienti di sicurezza parziali γ da applicare. *In Tabella 2.3*, estratta dall'EN1990:202x, sono presenti tutti i coefficienti parziali di sicurezza associati a ciascun *Design Case*.

Tabella 2.3 - Coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni ed agli effetti delle azioni nelle situazioni di progetto persistente e transitorie.

Action or effect				**Partial factors γ_F and γ_E** for Design Case 1 to 4				
Type	**Group**	**Symbol**	**Resulting effect**	**Structural resistance**	**Static equilibrium and uplift**		**Geotechnical design**	
Design case				**DC1**	**DC2(a)**	**DC2(b)**	**DC3**	**DC4**
Permanent action G_k	All	γ_G	unfavourable /destabilizing	$1{,}35K_F$	$1{,}35K_F$	1,0	1,0	G_k is not factored
	Water	$\gamma_{G,w}$		$1{,}2K_F$	$1{,}2K_F$	1,0	1,0	
	All	$\gamma_{G,stb}$	stabilizing	not used	1,15	1,0	not used	
	Water	$\gamma_{G,w,stb}$			1,0	1,0		
	All	$\gamma_{G,fav}$	favourable	1,0	1,0	1,0	1,0	
Variable action Q_k	All	γ_Q	unfavourable	$1{,}5K_F$	$1{,}5K_F$	$1{,}5K_F$	1,3	$\gamma_{Q,1}/\gamma_{G,1}$
	Water	$\gamma_{Q,w}$		$1{,}35K_F$	$1{,}35K_F$	$1{,}35K_F$	1,15	1,0
	All	$\gamma_{Q,fav}$	favourable	0				
Effects of actions (E)		γ_E	unfavourable	effects are not factored				$1{,}35K_F$
		$\gamma_{E,fav}$	favourable					1,0

Osservando la tabella, si può facilmente intuire che solo il *DC4* prevede l'applicazione dei coefficienti di sicurezza agli effetti delle azioni. In più, come già detto in precedenza, sono stati introdotti coefficienti di sicurezza specifici per le azioni derivanti dalla presenza di acqua. Si precisa, inoltre, che i coefficienti di sicurezza "favorevoli" sono da applicare alle azioni il cui effetto è globalmente favorevole per lo stato limite considerato ed assolutamente indipendente dalle azioni sfavorevoli. Per quelle azioni che producono un effetto positivo ai fini della verifica di stato limite in oggetto ma che rappresentano una componente di una forza sfavorevole, quando consentito, si può applicare il coefficiente di sicurezza "stabilizzante". Nei casi in cui non è consentita questa distinzione, ovvero nel *DC1* e *DC3*, si applica il principio dell'unica sorgente per cui il coefficiente di sicurezza "sfavorevole" è applicato anche alla componente stabilizzante dell'azione.

Infine, come si può notare dalla *Tabella 2.3*, per poter definire i coefficienti di sicurezza parziali è necessario fissare il *coefficiente di conseguenza* K_F. Tale parametro è determinato, come mostrato in *Tabella 2.4*, quando la C*lasse di Conseguenza* a cui appartiene la struttura è definita.

Tabella 2.4 – Definizione dei coefficienti di conseguenza K_F.

Consequence class (CC)	Description of consequences	Consequence factor K_F
CC3	Higher	1,1
CC2	Normal	1,0
CC1	Lower	0,9

Per fissare le idee, in *Figura 2.2* è schematizzata la procedura che porta alla definizione dell'effetto delle azioni di progetto E_d.

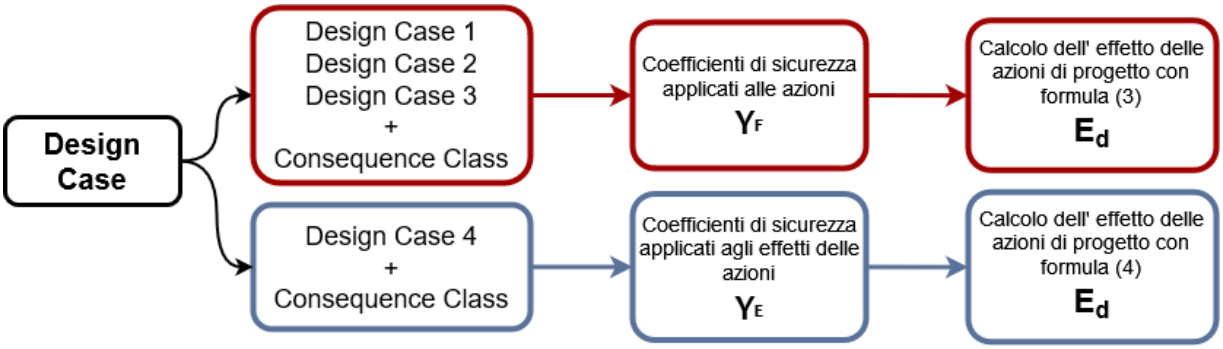


Figura 2.2 - Procedura per la determinazione dell'effetto delle azioni di progetto.

2.2.4 Resistenza di progetto

Per definizione, la resistenza di progetto esprime la capacità della struttura di sopportare gli effetti delle azioni applicate ad essa, senza che si inneschino meccanismi di collasso.

Un aspetto trascurato nell' EN1990:2002 riguarda il calcolo della resistenza di progetto, più precisamente il fenomeno dell'accoppiamento tra azioni e resistenze, ricorrente nell'ambito della progettazione geotecnica ma non limitato esclusivamente ad essa.

Per tale ragione in questa versione aggiornata degli EC sono delineati due approcci, indipendenti tra loro, per il calcolo della resistenza di progetto R_d specifica dello stato limite ultimo in analisi. L'approccio da utilizzare, anche in questo caso, è stabilito nell'Eurocodice di riferimento per la tipologia di struttura da realizzare.

2.2.4.1 *Material factor approach (MFA)*

Si parla di *Material Factor Approach (MFA)* quando, nel calcolo della resistenza di progetto, i coefficienti di sicurezza γ_M sono applicati alle proprietà dei materiali. Tali coefficienti sono definiti tenendo conto della deviazione sfavorevole rispetto al valore caratteristico nonché dell'incertezza nel modello di calcolo della resistenza o eventuali errori nel definire i parametri geometrici di progetto.

$$R_d = R\{X_d; a_d; \Sigma F_{Ed}\} = R\{\frac{\eta X_k}{\gamma_M}; a_d; \Sigma F_{Ed}\} \quad (5)$$

Oltre ai simboli già definiti in precedenza, si definisce:

- X_k il valore caratteristico delle proprietà dei materiali
- η un fattore di conversione che tiene conto di parametri rilevanti quali l'effetto-scala, condizioni igrometriche e termiche o di invecchiamento del materiale.
- L'azione F_{Ed}, corrispondente all'azione di progetto F_d o al suo valore rappresentativo F_{rep} in base al metodo utilizzato per calcolare gli effetti delle azioni di progetto, come descritto in precedenza.
- X_d il valore di progetto delle proprietà dei materiali

2.2.4.2 *Resistance factor approach (RFA)*

Nel caso in cui per il calcolo della resistenza di progetto si utilizzano i valori rappresentativi delle proprietà dei materiali e si applica un coefficiente di sicurezza alla resistenza globale del sistema si parla di *Resistance Factor Approach (RFA)*, la cui formulazione è espressa come segue:

$$R_d = \frac{R\{X_{rep}; a_d; \Sigma F_{Ed}\}}{\gamma_R} = \frac{R\{\eta X_k; a_d; \Sigma F_{Ed}\}}{\gamma_R} \quad (6)$$

2.2.5 Combinazione delle azioni

Il calcolo dell'effetto delle azioni deve essere effettuato per le combinazioni di carico delle forze che presumibilmente possano agire contemporaneamente sulla struttura, le quali sono classificabili in azioni permanenti, variabili, accidentali e sismiche. Nel EN1990:202x sono fornite diverse formulazioni per il calcolo delle combinazioni delle azioni in diverse condizioni di progetto, nel seguito si farà riferimento soltanto a quella fondamentale, utilizzata per le verifiche allo SLU degli esempi di calcolo proposti nel capitolo successivo.

La combinazione sopracitata è espressa come:

$$\sum F_d = \sum_i \gamma_{G,i} G_{k,i} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j>1} \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j} + \gamma_P P_k \quad (7)$$

dove

- $G_{k,i}$ valore caratteristico dell'i-esima azione permanente;
- $Q_{k,1}$ valore caratteristico dell'azione variabile principale;
- $\psi_{0,j}$ coefficiente di combinazione da applicare alle azioni variabili;
- $Q_{k,j}$ valore caratteristico della j-esima azione variabile;
- P_k valore caratteristico della pretensione, se applicata;
- $\gamma_{G,i}$, $\gamma_{Q,j}$, γ_P coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni permanenti, variabili o di pretensionamento rispettivamente.

Il coefficiente di combinazione ψ viene introdotto per tener conto della scarsa probabilità per cui tutte le azioni possano interessare la struttura nello stesso istante con intensità massima. Per le azioni permanenti questo assume ovviamente valore pari ad 1, mentre per quanto riguarda le azioni variabili è necessario far riferimento alle tabelle riportate nella normativa, di cui si riporta un estratto in *Tabella 2.5*.

Tabella 2.5 - Coefficienti di combinazione per le azioni variabili.

Action	$\boldsymbol{\psi_0}$	$\boldsymbol{\psi_1}$	$\boldsymbol{\psi_2}$
Imposed loads in buildings (see EN 1991-1-1):			
Category A: domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B: office areas	0,7	0,5	0,3
Category C: congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D: shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E: storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F: traffic area, vehicle weight ≤ $\mathbf{30kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G: traffic area, $\mathbf{30kN}$ ≤ vehicle weight ≤ $\mathbf{160kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H: roofs accessible for normal maintenance and repair only (see EN 1991-1-1)	0,7	0	0
Construction loads (see EN 1991-1-6)	0,6 to 1,0	-	0,2
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
Standing water (see other Eurocodes)	-	-	-
Waves and currents (see EN 1991-1-8)			

2.3 EN1997: nozioni generali

Al fine di progettare una struttura geotecnica che soddisfi i requisiti di progetto è essenziale disporre delle informazioni necessarie a definire il modello del terreno (*Ground Model, GM*) ed il modello geotecnico di progetto (*Geotechnical Design Model, GDM*).

La definizione del *GM* racchiude tutte le informazioni ottenute dalle indagini del terreno, siano esse svolte in sito o in laboratorio, indagini geologiche o qualunque altra informazione ottenuta da studi pregressi del sito. Pertanto, se sono individuate la litologia e morfologia del terreno, così come le sue proprietà, il modello del terreno è completo. Tutte le indicazioni riguardanti la modellazione del terreno sono fornite nell'EN1997-2. Nell'ambito del presente lavoro di tesi, i valori dei parametri del terreno sono assunti essere determinati in accordo con le direttive dell'EN1997-2.

Integrando le informazioni derivanti dal modello del terreno con le caratteristiche dell'opera geotecnica da realizzare è possibile definire il modello geotecnico specifico per una data condizione di progetto e stato limite ultimo. Questo è rappresentato da un modello 2D o 3D, scelta da compiere in funzione del tipo di analisi da svolgere, e comprende i valori caratteristici dei parametri rilevanti, definiti in accordo con l'EN1997-1.

La definizione del modello del terreno e del modello geotecnico sono entrambe condizionate dalla *Categoria Geotecnica (GC)* a cui appartiene la specifica struttura come schematizzato in *Figura 2.3*. La *GC* fornisce indicazioni riguardo numerosi aspetti che influenzano la fase di progetto. Di questi sono sicuramente di fondamentale importanza il livello di dettaglio e l'accuratezza delle informazioni ottenute dalle indagini del terreno, aspetto che si riflette nella modellazione del terreno e nel modello geotecnico. Altre indicazioni riguardano l'esperienza richiesta al progettista, al fine di evitare per quanto possibile errori umani, quanto il modello di calcolo debba essere validato, nonché misure per una corretta scelta dei parametri di progetto.

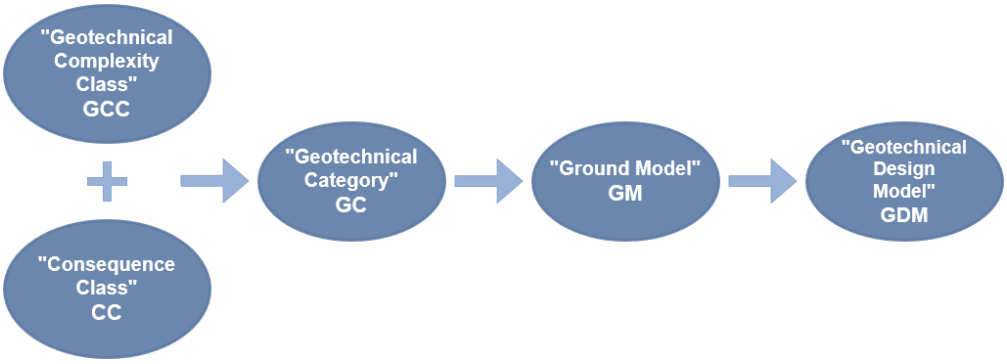


Figura 2.3 - Schema riepilogativo per la definizione del modello geotecnico.

Il concetto di *Categoria Geotecnica*, in questa revisione dell'EN1997, viene definito in funzione di due parametri quali la *Classe di Complessità Geotecnica (GCC)* e la *Classe di Conseguenza*, combinati secondo la *Tabella 2.6*.

Tabella 2.6 - Selezione della Categoria Geotecnica di una struttura.

Consequence Class (CC)	**Geotechnical Complexity Class (GCC)**		
	Lower (GCC1)	**Normal (GCC2)**	**Higher (GCC3)**
Higher (CC3)	GC2	GC3	GC3
Normal (CC2)	GC2	GC2	GC3
Lower (CC1)	GC1	GC2	GC2

La *Classe di Complessità Geotecnica* da assegnare ad una data struttura, in una specifica fase di progetto o esecuzione, si stabilisce sulla base delle informazioni a disposizione riguardo la complessità del sito di costruzione: geomorfologia, incertezza sulle condizioni del terreno, eventuale presenza e relativo livello di falda, nonché la suscettibilità alla presenza di falda della struttura che si intende realizzare, ed il tipo di interazione struttura-terreno che si sviluppa. La scelta della GCC è un compito che spetta al professionista sulla base delle informazioni possedute in quel momento. Con l'avanzare del progetto o costruzione è possibile che questa scelta debba essere rivista in luce di nuove informazioni disponibili. In *Tabella 2.7* sono riportate le tre classi di complessità geotecnica individuate, insieme alle loro caratteristiche.

Tabella 2.7 - Definizione della Classe di Complessità Geotecnica.

Geotechnical Complexity Class	**Complexity**	**General features**
GCC3	Higher	Any of the following apply: - considerable uncertainty regarding ground conditions; - highly variable or difficult ground conditions; - significant sensitivity to groundwater and surface water conditions; - significant complexity of the ground-structure interaction.
GCC2	Normal	GCC2 applies if features of GCC1 and GCC3 are not applicable
GCC1	Lower	All the following conditions apply: - negligible uncertainty regarding ground conditions; - uniform ground conditions; - low sensitivity to groundwater and surface water conditions; - low complexity of the ground-structure interaction.

L'altro parametro necessario per la definizione della *GC* è la *Classe di Conseguenza*. Alle indicazioni generali fornite nell'EN1990 è necessario aggiungerne altre, più attinenti alle opere geotecniche, al fine di poter individuare correttamente la CC per l'opera da realizzare. In *Tabella 2.8* sono riportate le cinque classi con i relativi esempi.

Tabella 2.8 - Esempi di Classi di Conseguenza di opere geotecniche.

Consequence class	Description of consequence	Examples
CC4	Highest	- Critical infrastructures; - Geotechnical structures whose integrity is of a vital importance for civil protection; -Areas with significant landslide hazards.
CC3	Higher	- Retaining walls and foundations supporting public buildings, with high exposure; - Man-made slopes and cuts, retaining structures with high exposure; - Major road/railway embankements, bridge foundations that can cause server interruption of service in emergency situations; - Geotechnical structures with a primary navigational function; - Underground constructions with large occupancy.
CC2	Normal	All geotechnical structures not classified as CC1, CC3 or CC4
CC1	Lower	- Retaining walls and foundations supporting buildings with low occupancy; - Man-made slopes and cuts, in areas where a failure will have low impact on the society; - Minor road/railway embankments not vital for the society; - Underground constructions with occasional occupancy.
CC0	Lowest	Not applicable for geotechnical structures

2.3.1 Verifica di stato limite ultimo: coefficienti di sicurezza delle proprietà dei terreni

In accordo con l'EN1997-1:202x, la verifica di uno stato limite ultimo che coinvolge il terreno può essere svolta utilizzando entrambe le procedure introdotte, il Material Factor Approach ed il Resistence Factor Approach. Qualora il primo approccio venga utilizzato, i valori di progetto delle proprietà dei materiali, in questo caso del terreno, devono essere determinati

dividendo il loro valore rappresentativo per il relativo fattore di sicurezza γ_M, definito nell'EN1997-1. In particolare, la normativa individua due diversi set di coefficienti di sicurezza, denominati M1 e M2, da applicare alle proprietà dei terreni come riportato in *Tabella 2.9*.

Tabella 2.9 - Coefficienti di sicurezza da applicare alle proprietà dei terreni per le diverse situazioni di progetto.

Ground property	Symbol	M1	M2	
		Persistent Transient Accidental	Persistent Transient	Accidental
Soil and fill parameters				
Shear strength in effective stress analysis ($\boldsymbol{\tau_F}$)	γ_{tf}	1,0	1,25K_M	1,1
Coefficient of peak friction $(\boldsymbol{tan\,\varphi'_p})$	$\gamma_{tan\,\varphi,p}$	1,0	1,25K_M	1,1
Peak effective cohesion $(\boldsymbol{c'_p})$	$\gamma_{c,p}$	1,0	1,25K_M	1,1
Coefficient of friction at critical state $(\boldsymbol{tan\,\varphi'_{cs}})$	$\gamma_{tan\,\varphi,cs}$	1,0	1,1K_M	1,0
Coefficient of residual friction $(\boldsymbol{tan\,\varphi'_r})$	$\gamma_{tan\,\varphi,r}$	1,0	1,1K_M	1,0
Residual effective cohesion $(\boldsymbol{c'_r})$	$\gamma_{c,r}$	1,0	1,1K_M	1,0
Shear strength in total stress analysis $(\boldsymbol{c_u})$	γ_{cu}	1,0	1,4K_M	1,2
Unconfined compressive strength $(\boldsymbol{q_p})$	γ_{qu}	Same as γ_{cu}		
Interface parameters				
Coefficient of ground/structure interface friction $(\boldsymbol{tan\,\delta})$		1,0	1,25K_M	1,1

Un aspetto da evidenziare è che, diversamente dalla versione precedente dell'Eurocodice 7, il peso specifico del terreno non è fattorizzato, mentre le azioni derivanti dal terreno (per esempio la spinta attiva o passiva) possono esserlo a seconda del Design Case considerato.

Inoltre, sono distinti i coefficienti di sicurezza $\gamma_{tan\,\varphi,p}$, $\gamma_{tan\,\varphi,cs}$ e $\gamma_{tan\,\varphi,r}$ da applicare all'angolo di resistenza al taglio del terreno a seconda che si tratti di un valore di picco, di stato critico o residuo; diversamente nelle NTC18 non vi è questa distinzione ma il coefficiente di sicurezza è il medesimo per qualunque sia il valore dell'angolo di resistenza al taglio.

Per quanto riguarda l'interfaccia tra struttura e terreno si nota come questa abbia un suo coefficiente di sicurezza da applicare: nella versione attuale degli Eurocodici questo è implicito, essendo definita come una frazione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno, quantità a

cui viene già applicato un coefficiente di sicurezza. Questo cambiamento permette di tener conto di situazioni in cui l'attrito all'interfaccia venga assunto come indipendente dall'angolo di resistenza al taglio del terreno.

Infine, se si adopera il set di fattori M2, per poter definire i coefficienti di sicurezza parziali è necessario fissare il *coefficiente di conseguenza* K_M, individuato in funzione della *Classe di Conseguenza* a cui appartiene la struttura (*Tabella 2.10*).

Tabella 2.10 - Definizione del coefficiente di conseguenza K_M.

Consequence Class (CC)	Description of consequences	Consequence factor K_M
CC3	Higher	1,1
CC2	Normal	1,0
CC1	Lower	0,9

2.4 I nuovi approcci progettuali applicabili ai muri di sostegno

Nella terza sezione dell'Eurocodice 7 vengono illustrate in dettaglio le regole specifiche da rispettare nella progettazione di diverse tipologie di opere geotecniche. In particolare, un'intera sezione è dedicata a ciascuno dei seguenti argomenti:

- Pendii, scavi, scarpate;
- Fondazioni dirette;
- Fondazioni su pali;
- Opere di sostegno;
- Ancoraggi;
- Strutture di riempimento rinforzate;
- Terre rinforzate;
- Miglioramento del terreno;
- Controllo del livello di falda.

Nel presente lavoro l'interesse è rivolto alla progettazione di opere di sostegno: strutture capaci di garantire la stabilità di un fronte di terreno, sia esso naturale o artificiale. Più in particolare il focus è sui muri di sostegno, a gravità ed a mensola, i quali esplicano la loro azione stabilizzante grazie al loro peso proprio ed al peso dei materiali che insistono sulla fondazione.

Le verifiche di stato limite ultimo, prescritte dalla normativa, prevedono la valutazione del livello di affidabilità dell'opera, in termini di sicurezza, nei confronti dei seguenti meccanismi di collasso:

- Raggiungimento della capacità portante del terreno;

- Scorrimento alla base della fondazione del muro;
- Ribaltamento del muro.

Un'ulteriore verifica di stabilità a livello globale è richiesta dall'EC7, effettuata secondo le indicazioni riportate nella sezione che regola l'analisi di stabilità dei pendii. Nel presente lavoro si è assunto che questa verifica sia positiva e pertanto tale analisi non è oggetto di studio. Le verifiche di sicurezza suddette sono state eseguite in accordo a quanto stabilito nell'EN1997-3:202x, facendo riferimento alla sezione relativa alle opere di sostegno e alle fondazioni dirette.

Per quel che riguarda la verifica di capacità portante e scorrimento, in cui interviene la resistenza del terreno e l'attrito che si sviluppa all'interfaccia con esso, la nuova normativa consente l'applicazione di tre diversi approcci di verifica, riportati in *Tabella 2.11*. Questi si differenziano in base al metodo con cui si calcolano le resistenze di progetto, MFA o RFA, al Design Case da considerare ed al set di coefficienti di sicurezza da applicare alle proprietà del terreno, laddove è necessario. Nel primo approccio sono previste due diverse combinazioni di verifica, (a) e (b), da svolgere indipendentemente l'una dall'altra: il risultato più sfavorevole tra i due rappresenta il valore di progetto.

Tabella 2.11 - I nuovi approcci di verifica utilizzabili per le opere di sostegno nella situazione di progetto persistente.

Verification of	**Partial factor on**	**Symbol**	**Material Factor Approach (MFA), either both combinations (a) and (b) or the single combination (c)**			**Resistance factor approach (RFA), either combination (d) or (e)**	
			(a)	**(b)**	**(c)**	**(d)**	**(e)**
Overall stability	see Clause 4						
Bearing and sliding resistance	Actions and effects of actions	γ_F and γ_E	DC1	DC3	DC1	DC1	DC4
	Ground properties	γ_M	M1	M2	M2	Not factored	
	Bearing resistance	γ_{RN}	Not factored			1,4	
	Sliding resistance	γ_{RT}	Not factored			1,1	

Si precisa che quando si effettua la verifica secondo il Resistance Factor Approach, è opportuno l'utilizzo della combinazione (d), fatta eccezione per le situazioni in cui è espressamente consentito l'utilizzo della combinazione (e). Nel caso di verifica a capacità portante di muri di sostegno la verifica può essere svolta usando anche la combinazione (e), cioè il DC4, anziché la (d). In definitiva, per la verifica a scorrimento alla base si possono applicare tre diversi

approcci, mentre per quella di capacità portante se ne hanno a disposizione quattro. In *Figura 2.4* sono schematizzate le diverse combinazioni.

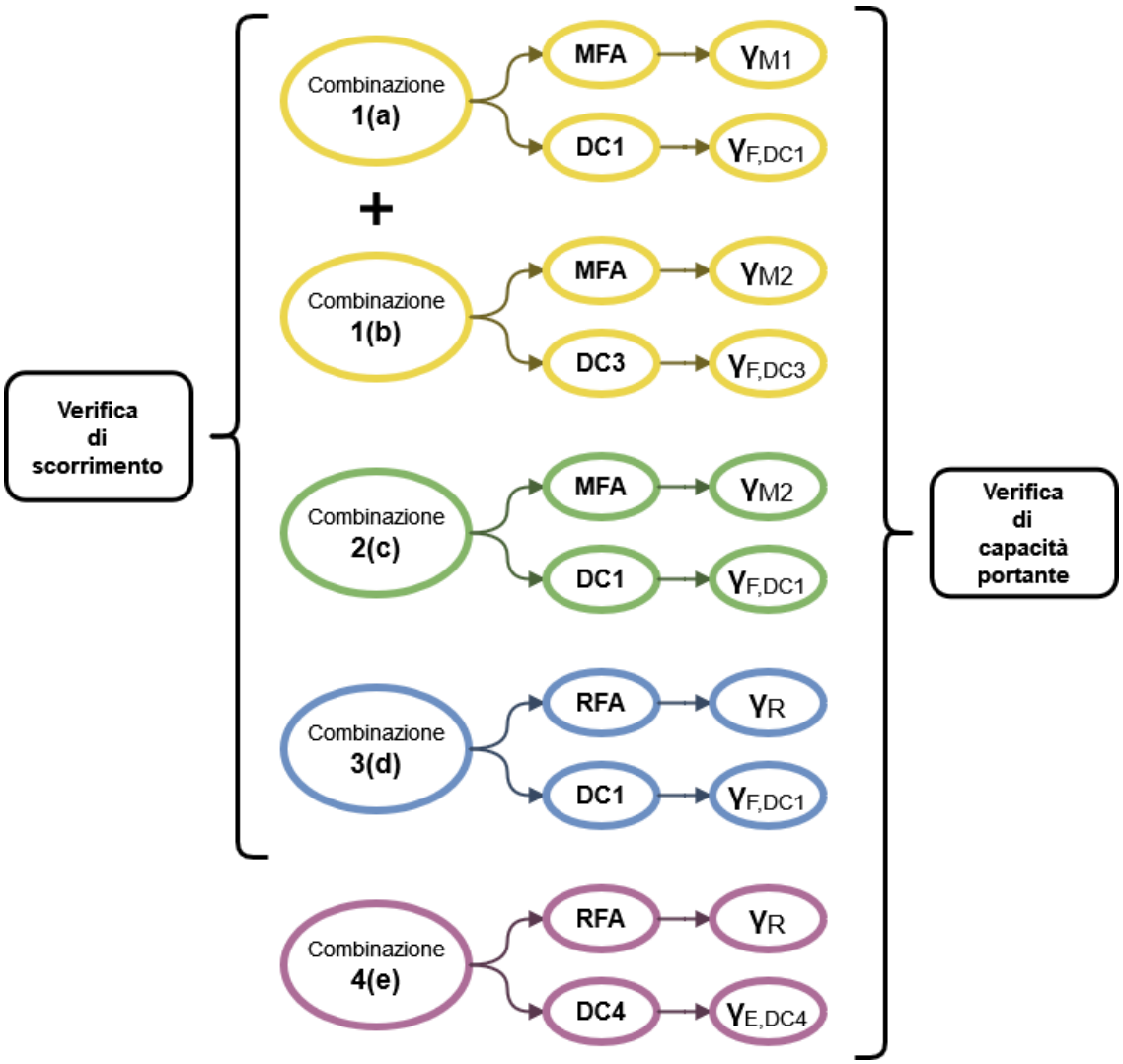


Figura 2.4 - Schema riepilogativo dei nuovi approcci di verifica per i muri di sostegno.

Il ribaltamento, invece, è un meccanismo di collasso che prevede la perdita di equilibrio statico, cioè la rotazione attorno all'estremità di valle della fondazione considerando il muro come un corpo rigido. Di conseguenza la verifica di tale stato limite è eseguita in accordo all'EN1990 confrontando il momento destabilizzante di progetto ed il momento stabilizzante, calcolati applicando i fattori di sicurezza alle azioni, definiti dal Design Case 2. Affinché la verifica risulti soddisfatta la prima quantità deve risultare minore o al più uguale alla seconda.

È opportuno considerare che questa verifica ha carattere puramente teorico nel caso in cui il la fondazione della struttura poggi sul terreno: prima che possa instaurarsi un meccanismo di ribaltamento sopraggiunge il collasso per capacità portante, dovuto alla concentrazione della reazione del terreno.

Capitolo 3

Casi studio: Progetto e verifica

Le opere di sostegno rigide, su cui questo lavoro si focalizza, sono ampiamente utilizzate per garantire la stabilità di un fronte di terreno grazie all'azione esplicata dal loro peso proprio e, nel caso di muri a mensola, anche dal peso del terreno che grava sulla fondazione.

Nel presente capitolo sono proposti tre esempi di calcolo in cui a dei muri di sostegno sono state applicate sia le procedure di verifica introdotte dal nuovo Eurocodice 7, presentate nel precedente capitolo, sia quella attualmente in vigore e prevista dalle NTC18. Il fine ultimo di questa sezione è mostrare l'applicazione delle normative ed evidenziare differenze e analogie tra NTC18 ed EC7, ma anche tra i diversi approcci descritti all'interno di quest'ultimo.

Le prime due strutture considerate sono un muro a gravità ed uno a mensola, entrambe in calcestruzzo, le cui geometrie sono completamente definite: in questo caso sono svolte tutte le verifiche previste e delineate nel precedente capitolo. In alcuni casi la verifica non risulta superata applicando gli approcci introdotti nell'EC7; pertanto, sono state determinate le larghezze minime della fondazione per cui le verifiche risultino soddisfatte. La terza struttura è ancora un muro a gravità, la cui geometria semplificata è nota soltanto in parte: in questo caso l'opera è stata progettata in modo da rispettare le verifiche in caso di assenza di falda ed in presenza di falda con moto di filtrazione. Quest'ultimo esempio è stato sviluppato sotto esplicita richiesta del Task Group B2/Group C, il cui compito è quello di testare in anteprima l'applicazione della nuova normativa al progetto e verifica di opere di sostegno.

Per quanto riguarda i muri di sostegno, le principali forze da considerare nella progettazione sono la spinta esercitata dal terreno sulla struttura, il peso proprio del muro e dell'eventuale terreno che grava sulla fondazione, l'eventuale spinta laterale dell'acqua e sottospinta idraulica alla base, se è presente una falda. La spinta esercitata dal terreno sulla struttura può risultare orizzontale o sub-orizzontale, a seconda del coefficiente di attrito muro-terreno $\delta_{d,t}$ che caratterizza il paramento del muro a contatto con il terreno. Nel valutare il valore di spinta del terreno, oltre al peso stesso del terreno, bisogna tener conto del potenziale contributo dovuto al sovraccarico così come quello dovuto alla coesione del terreno. Per quanto riguarda la spinta passiva del terreno agente a valle del muro, questa è sempre trascurata a favore di sicurezza data l'incertezza sulla sua continua presenza nel corso della vita dell'opera.

Nei tre esempi proposti la spinta del terreno è valutata utilizzando tre diversi metodi semplificati, i cui risultati sono però prossimi a quelli reali, mentre per il calcolo delle resistenze di progetto si fa sempre riferimento alle stesse formule descritte nel seguito.

Tutte le strutture di cui sopra sono considerate come appartenenti ad una *Classe di Conseguenza* di secondo livello (CC2) in quanto ordinarie, ed una *Classe di Complessità Geotecnica* di primo livello (GCC1). Combinando questi due parametri, secondo la *Tabella 2.6*, ne risulta che la struttura appartiene ad una *Categoria Geotecnica* di secondo livello (GC2). L'appartenenza alla CC2 permette di impostare i fattori di conseguenza K_F e K_M come unitari, secondo le indicazioni in *Tabella 2.4* e *Tabella 2.10*.

Le proprietà del terreno di interesse per questo lavoro sono l'angolo di resistenza al taglio efficace φ′, il peso specifico del terreno γ ed il coefficiente di attrito tra muro e terreno δ. I valori rappresentativi di tali proprietà sono assunti essere proprio uguali a quelli caratteristici e determinati in accordo all'EN1997-2. Nel presente lavoro, gli angoli di resistenza al taglio che caratterizzano i terreni degli esempi di calcolo proposti sono assunti essere i valori di picco. Perciò, i coefficienti di sicurezza $\gamma_{tan\varphi}$, riportati nella *Tabella 3.1* e *Tabella 3.2* ed utilizzati nei calcoli, sono riferiti a tale condizione.

Per facilità di consultazione sono riportate in *Tabella 3.1* e *Tabella 3.2* i valori dei coefficienti di sicurezza, definiti nell'EC7, da applicare a seconda della diversa combinazione considerata, per strutture appartenenti alla CC2. Questi coefficienti sono validi soltanto nel caso di verifica a scorrimento e capacità portante, mentre per quanto riguarda la verifica a ribaltamento un diverso set di coefficienti è fornito nella sezione dedicata. In *Tabella 3.3* sono invece riportati i coefficienti di sicurezza previsti dall'approccio di progetto DA2, definito dalle NTC18, validi nel caso di verifica a scorrimento, capacità portante e ribaltamento di opere di sostegno.

Tabella 3.1 – Coefficienti di sicurezza da applicare nei nuovi approcci di verifica con il Material Factor Approach.

Material Factor Approach – MFA						
Simbolo	**Combinazione 1(a)**		**Combinazione 1(b)**		**Combinazione 2(c)**	
	DC1	M1	DC3	M2	DC1	M2
$\gamma_{G,sfav}$	1,35		1,0		1,35	
$\gamma_{G,w,sfav}$	1,2		1,0		1,20	
$\gamma_{G,fav}$	1,0		1,0		1,0	
$\gamma_{Q,sfav}$	1,5		1,3		1,5	
$\gamma_{Q,fav}$	0,0		0,0		0,0	
$\gamma_{tan\varphi}$		1,0		1,25		1,25
$\gamma_{tan\delta}$		1,0		1,25		1,25

Tabella 3.2 – Coefficienti di sicurezza da applicare nei nuovi approcci di verifica con il Resistance Factor Approach.

Resistance Factor Approach - RFA					
Simbolo	**Combinazione 3(d)**		**Simbolo**	**Combinazione 4(e)**	
	DC1	RFA		DC4	RFA
$\boldsymbol{\gamma_{G,sfav}}$	1,35		$\gamma_{E,sfav}$	1,35	
$\boldsymbol{\gamma_{G,w,sfav}}$	1,2		$\gamma_{E,fav}$	1,0	
$\boldsymbol{\gamma_{G,fav}}$	1,0		γ_{RN}		1,4
$\boldsymbol{\gamma_{Q,sfav}}$	1,5		γ_{RT}		1,1
$\boldsymbol{\gamma_{Q,fav}}$	0,0				
$\boldsymbol{\gamma_{RN}}$		1,4			
$\boldsymbol{\gamma_{RT}}$		1,1			

Tabella 3 3 - Coefficienti di sicurezza da applicare nel Design Approach 2 delle NTC18.

NTC2018 - Design Approach 2 (DA2)			
Simbolo	A1	M1	R3
$\boldsymbol{\gamma_{G,sfav}}$	1,3		
$\boldsymbol{\gamma_{G,fav}}$	1,0		
$\boldsymbol{\gamma_{Q,sfav}}$	1,5		
$\boldsymbol{\gamma_{Q,fav}}$	0		
$\boldsymbol{\gamma_{tan\varphi}}$		1,0	
$\boldsymbol{\gamma_{\gamma}}$		1,0	
$\boldsymbol{\gamma_{RN}}$			1,4
$\boldsymbol{\gamma_{RT}}$			1,1
$\boldsymbol{\gamma_{Rib}}$			1,15

Osservando le tabelle si nota come l'approccio previsto dalle NTC18 sia equivalente alla combinazione 3(d) dell'Eurocodice, a meno di una piccola differenza del coefficiente di sicurezza per le azioni permanenti sfavorevoli $\boldsymbol{\gamma_{G,sfav}}$ (1,3 e 1,35 rispettivamente). Sebbene la combinazione 3(d) non preveda l'uso di coefficienti di sicurezza per le proprietà dei materiali, essendo questi definiti come unitari nel DA2 l'equivalenza risulta ancora valida.

Per gli altri Design Approach definiti nella prima generazione degli Eurocodici è anche possibile individuare una corrispondenza con le diverse combinazioni previste dal nuovo EC7: in particolare le combinazioni 1(a) ed 1(b) sono rispettivamente equivalenti alle due combinazioni previste dal DA1. Ugualmente la combinazione 2(c) risulta simile a quella prescritta dal DA3 nel caso di applicazione ad azioni strutturali, mentre per azioni geotecniche la corrispondenza esiste nuovamente con la combinazione 1(b).

Si precisa che le corrispondenze così individuate sono valide soltanto in assenza di falda. In caso contrario risulta necessario applicare i coefficienti di sicurezza specifici per le azioni dell'acqua, come definito dall'EC7, o un generico coefficiente sfavorevole $\boldsymbol{\gamma_{G,sfav}}$, se ritenuto necessario, nel caso si stiano seguendo le NTC18.

3.1 Verifica di scorrimento

La verifica della resistenza allo scorrimento lungo il piano di posa della fondazione è necessaria ogni qual volta è presente una componente del carico tangenziale a tale piano. La verifica risulta soddisfatta quando l'azione tangenziale di progetto H_d risulta inferiore, o al più uguale, alla resistenza esplicata dal terreno lungo tale piano $R_{d,base}$:

$$H_d \leq R_{d,base} \quad (8)$$

Supponendo che la fondazione sia gettata in opera a diretto contatto con il terreno e che l'angolo di attrito che caratterizza la resistenza dell'interfaccia sia pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno $\varphi'_{d,fond}$, la resistenza di progetto allo scorrimento è calcolata secondo la seguente formula:

$$R_{d,base} = (V_d - U)\, tan\, \varphi'_{d,fond} \quad (9)$$

dove

- V_d è la componente normale al piano di fondazione della risultante delle forze trasmesse in fondazione;
- U è la sottospinta idraulica agente alla base della fondazione, se presente.

Nel caso la verifica sia svolta secondo il Resistance Factor Approach è necessario tener conto del coefficiente di sicurezza γ_{RT}, di conseguenza la formulazione della resistenza di progetto diventa:

$$R_{d,base} = \frac{(V_d - U)\, tan\, \varphi'_{d,fond}}{\gamma_{RT}} \quad (10)$$

Il valore del coefficiente γ_{RT} è riportato in *Tabella 3.2* per l'EC7 ed in *Tabella 3.3* per le NTC18.

I coefficienti di sicurezza applicati alle azioni nella verifica a scorrimento, in tutti i Design Case eccetto il DC4, sono riportati in *Tabella 3.4*.

Tabella 3.4 – Coefficienti di sicurezza applicati alle azioni nella verifica di scorrimento.

Azioni	$\gamma_{sfavorevole}$	$\gamma_{favorevole}$
Peso del muro di sostegno		✓
Spinta attiva del terreno – componente orizzontale	✓	
Spinta attiva del terreno – componente verticale	✓	
Spinta laterale dell'acqua	✓	
Sottospinta idraulica	✓	

Tutte le forze agenti sulla struttura e trasmesse in fondazione sono da ritenersi di natura permanente, ad eccezione della frazione di spinta del terreno dovuta al sovraccarico che è assunta come variabile.

Inoltre, la componente verticale della spinta del terreno, sebbene favorevole per la verifica in oggetto, è stata considerata come sfavorevole in virtù del principio dell'unica sorgente.

3.2 Verifica di capacità portante

La resistenza di progetto nei confronti della verifica a capacità portante è strettamente legata al carico limite che la struttura di fondazione riesce a trasferire al terreno senza innescare il collasso del complesso fondazione-terreno. Perché la verifica sia soddisfatta è necessario che la componente verticale del carico agente V_d sia minore o uguale della resistenza di progetto calcolata:

$$V_d \leq R_d \quad (11)$$

Nel caso di fondazione nastriforme con base orizzontale e terreno non coesivo è possibile determinare il carico limite utilizzando la formula di Brinch-Hansen semplificata:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2}\gamma_{t,fond} B_R N_\gamma i_\gamma + q_d N_q i_q \quad (12)$$

dove N_γ ed N_q sono detti coefficienti di capacità portante e sono funzione esclusivamente dell'angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione $\varphi'_{d,fond}$ e si determinano come:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'_{d,fond}} \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'_{d,fond}}{2}\right) \quad (13)$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right) \tan \varphi'_{d,fond} \quad (14)$$

La presenza di una componente del carico tangenziale alla base comporta una riduzione della capacità portante che viene corretta applicando i coefficienti i_γ ed i_q:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d}\right)^{m+1} \quad (15)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d}\right)^{m} \quad (16)$$

Nel caso di fondazione nastriforme si impone $m = 2$.

Quando la fondazione nastriforme è soggetta ad un carico eccentrico piuttosto che baricentrico, nel calcolo si considera la base ridotta B_R, in funzione dell'eccentricità e, ovvero la larghezza minima rispetto alla quale il carico risulta centrato:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_S - M_{Ad}}{V_d} \quad (17)$$

$$B_R = B - 2e \quad (18)$$

dove M_S ed M_{Ad} sono rispettivamente il momento stabilizzante, dovuto al peso del muro, e quello instabilizzante, dovuto alla spinta attiva del terreno, calcolati rispetto all'estremità di valle della fondazione.

Infine, il peso specifico del terreno di fondazione è indicato come $\gamma_{t,fond}$.

Pertanto, per fondazioni nastriformi, la resistenza di progetto nei confronti della capacità portante è espressa come:

$$R_d = q_{LIM} B_R \quad (19)$$

Anche in questo caso, quando si adotta il Resistance Factor Approach, è necessario applicare il coefficiente di sicurezza γ_{RN} alla resistenza calcolata:

$$R_d = \frac{q_{LIM} B_R}{\gamma_{RN}} \quad (20)$$

Il valore del coefficiente γ_{RT} da utilizzare è riportato in *Tabella 3.2* per l'EC7 ed in *Tabella 3.3* per le NTC18.

I coefficienti di sicurezza applicati alle azioni nella verifica di capacità portante, in tutti i Design Case eccetto il DC4, sono riportati in *Tabella 3.5*.

Tabella 3.5 - Coefficienti di sicurezza applicati alle azioni nella verifica di capacità portante.

Azioni	$\gamma_{unfavourable}$	$\gamma_{favourable}$
Peso del muro di sostegno	✓	✓
Spinta attiva del terreno – componente orizzontale	✓	
Spinta attiva del terreno – componente verticale	✓	
Spinta laterale dell'acqua	✓	
Sottospinta idraulica	✓	

Per quanto riguarda l'azione dovuta al peso proprio del muro, la verifica di capacità portante è svolta considerando questa sia come favorevole che come sfavorevole: tale forza contribuisce contemporaneamente al calcolo del momento stabilizzante, che è un effetto favorevole, influenzando così l'eccentricità del carico in fondazione, sia nel calcolo della componente verticale del carico V_d, che è un effetto sfavorevole nei confronti della capacità portante.

Inoltre, per la verifica in oggetto, all'eventuale sottospinta idraulica agente alla base della fondazione è applicato un coefficiente di sicurezza sfavorevole in accordo al principio dell'unica sorgente.

3.3 Verifica di ribaltamento

La verifica di ribaltamento risulta soddisfatta quando il momento stabilizzante M_s, dovuto al peso proprio della struttura e dell'eventuale terreno gravante sulla fondazione, risulta maggiore del momento ribaltante $M_{A,d}$, dovuto alla spinta del terreno e all'eventuale spinta dovuta alla presenza di acqua.

$$M_{A,d} \leq M_s \quad (21)$$

Il calcolo dei due momenti, in accordo con la nuova normativa, prevede l'applicazione dei coefficienti di sicurezza riportati in *Tabella 3.6*. Entrambe le combinazioni devono essere applicate e delle due va presa quella che fornisce i risultati più sfavorevoli.

Nelle NTC18 è prevista l'applicazione del coefficiente di sicurezza γ_{Rib} alla resistenza, in questo caso rappresentata da M_s, e l'applicazione degli stessi coefficienti di sicurezza utilizzati per le

altre verifiche e riportati in *Tabella 3.3*. Di contrasto l'approccio descritto nell'EC7 è un semplice equilibrio di forze e non prevede il calcolo di una resistenza secondo il MFA o RFA né l'uso del coefficiente γ_{Rib}. Un'altra differenza riguarda l'introduzione di un coefficiente di sicurezza $\gamma_{G,stab}$ che è possibile applicare alle componenti stabilizzanti di un'azione globalmente sfavorevole, come ad esempio la componente verticale della spinta del terreno, in alternativa all'uso del principio dell'unica sorgente. I coefficienti di sicurezza applicati alle azioni nella verifica a ribaltamento sono riportati in *Tabella 3.7*.

Tabella 3.6 – Coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni nel Design Case 2 per una struttura in CC2.

Design Case 2		
Simbolo	**Combinazione (a)**	**Combinazione (b)**
$\gamma_{G,sfav}$	1,35	1
$\gamma_{G,w,sfav}$	1,2	1
$\gamma_{G,stab}$	1,15	1
$\gamma_{G,fav}$	1,0	1
$\gamma_{Q,sfav}$	1,5	1,5

Tabella 3.7 – Coefficienti di sicurezza applicati alle azioni nella verifica di ribaltamento.

Azioni	$\gamma_{unfavourable}$	$\gamma_{favourable}$	$\gamma_{stabilising}$
Peso del muro di sostegno		✓	
Spinta attiva del terreno - componente orizzontale	✓		
Spinta attiva del terreno - componente verticale			✓
Spinta laterale dell'acqua	✓		
Sottospinta idraulica	✓		

Essendo il peso stesso del muro un'azione globalmente favorevole per la verifica in oggetto, questo è considerato come tale piuttosto che come azione stabilizzante: in accordo con quanto prescritto dall'EC7, è considerata come stabilizzante solo la componente favorevole di un'azione complessivamente sfavorevole.

Inoltre, va precisato che il coefficiente di sicurezza stabilizzante è definito solo per azioni di natura permanente. Per tale ragione, nel seguito, alla componente verticale della spinta del terreno dovuto al sovraccarico si applica il principio dell'unica sorgente ed il relativo il coefficiente di sicurezza sfavorevole per le azioni variabili.

3.4 Muro a gravità con sovraccarico

Il primo esempio di calcolo consiste in un muro a gravità in calcestruzzo che stabilizza un terrapieno orizzontale di limo sabbioso, con un sovraccarico $q = 10kPa$ uniformemente distribuito, la cui fondazione poggia su un terreno di sabbia e ghiaia. La geometria della struttura, espressa in metri, è descritta in dettaglio in *Figura 3.1*.

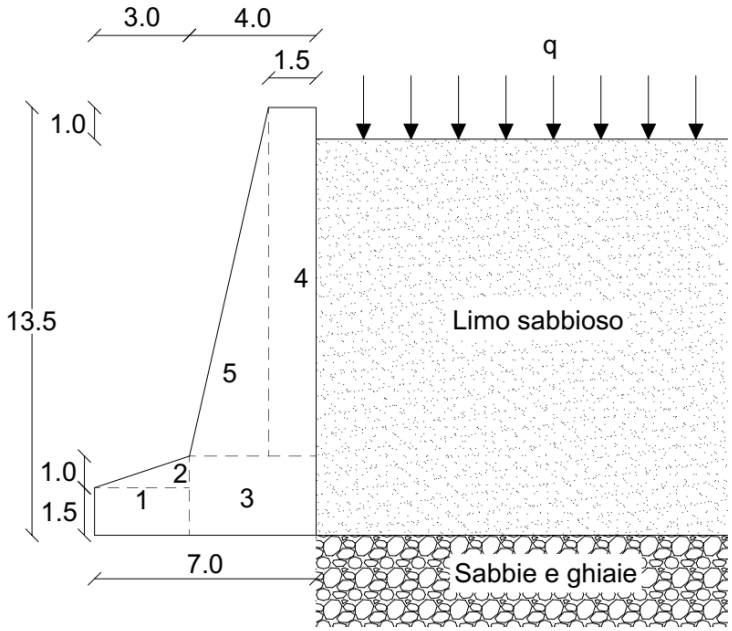


Figura 3.1 – Muro di sostegno a gravità oggetto di studio – Muro 1.

I valori caratteristici delle proprietà dei materiali, calcestruzzo e terreni, sono riassunti in *Tabella 3.8*. Per quanto riguarda il peso specifico dei materiali, ad essi non è applicato alcun coefficiente di sicurezza e pertanto il loro valore caratteristico corrisponde a quello di progetto utilizzato nei calcoli. Nell'applicazione del DA2 delle NTC18 il coefficiente di sicurezza del peso specifico è pari ad uno e quindi, anche in questo caso, i pesi specifici riportati in tabella non subiscono variazioni.

Tabella 3.8 – Valori caratteristici delle proprietà dei materiali.

Materiale	Proprietà	Simbolo	Valore
Calcestruzzo	Peso specifico	γ_{cls}	$24\ kN/m^3$
Terrapieno limo sabbioso	Peso specifico	γ_t	$18\ kN/m^3$
	Angolo di resistenza al taglio efficace	$\varphi'_{k,t}$	32°
Terreno di fondazione Sabbie e ghiaie	Peso specifico	$\gamma_{t,fond}$	$19\ kN/m^3$
	Angolo di resistenza al taglio efficace	$\varphi'_{k,fond}$	36°

L'attrito muro-terreno per la struttura in oggetto è assunto pari a:

$$\delta_{k,t} = \frac{2}{3}\varphi'_{k,t}$$

I valori di progetto, riportati in *Tabella 3.9*, sono ricavati a partire da quelli caratteristici dividendo la tangente dell'angolo per il relativo coefficiente di sicurezza quando previsto, secondo quanto riportato in *Tabella 3.1*. Negli altri casi i valori caratteristici delle grandezze coincidono con quelli di progetto.

Tabella 3.9 – Valori di progetto dell'angolo di resistenza al taglio efficace ed attrito muro-terreno per i diversi approcci.

	NTC18	Eurocodice 7		
Simbolo	**DA2**	**Combinazione 1(a)/3(d)/4(e)**	**Combinazione 1(b)/2(c)**	**DC2(a)/ DC2(b)**
$\boldsymbol{\varphi'_{d,t}}$	32°	32°	26,6°	32°
$\boldsymbol{\delta'_{d,t}}$	21,3°	21,3°	17,4°	21,3°
$\boldsymbol{\varphi'_{d,fond}}$	36°	36°	30,2°	-

3.4.1 Calcolo delle azioni di progetto

Per il muro in oggetto, le forze che agiscono e che vengono trasmesse in fondazione sono il peso proprio del muro e la spinta attiva del terreno, dovuta sia al contributo del peso del terreno sia al sovraccarico agente sul piano campagna.

La spinta esercitata dal terreno è determinata secondo il metodo dell'equilibrio limite globale o metodo di Coulomb. Tale metodo prevede che sia individuato il cuneo di terreno potenzialmente instabile, circoscritto dalla superficie di scivolamento supposta piana, dal

paramento del muro e dalla superficie del terreno, e che sia determinata la spinta massima imponendo l'equilibrio delle forze che agiscono su di esso. Nel caso generale questa soluzione è ottenibile per via grafica ed iterativa, mentre è possibile una soluzione analitica nel caso in cui il cuneo abbia forma triangolare. In particolare, essendo il terrapieno orizzontale e il paramento del muro verticale si utilizza la seguente formulazione semplificata per il calcolo del coefficiente di spinta attiva K_A:

$$K_A = \frac{cos^2\varphi'}{cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{sin(\delta+\varphi')sin\varphi'}{cos\delta}}\right]^2} \quad (22)$$

La spinta attiva esercitata dal terreno, dovuta al suo peso proprio e alla presenza del sovraccarico, è calcolata come:

$$P_{A,d} = P_{Ad,1} + P_{Ad,2} = \gamma_{G,sfav}\frac{1}{2}\gamma_t {H_t}^2 K_A + \gamma_{Q,sfav} q K_A H_t \quad (23)$$

dove $H_t = 12{,}5m$ è l'altezza del terrapieno. È opportuno notare che il contributo del peso del terreno è ovviamente considerato come azione permanente, mentre il sovraccarico è considerato come azione variabile.

La spinta così calcolata presenta un'inclinazione $\delta_{d,t}$ rispetto alla direzione perpendicolare al paramento del muro e può essere divisa nelle sue componenti orizzontali e verticali:

$$P_{AH,d} = P_{A,d} \cdot cos\,\delta_{d,t} \quad (24)$$

$$P_{AV,d} = P_{A,d} \cdot sin\,\delta_{d,t} \quad (25)$$

Più in generale, è utile determinare le componenti orizzontali e verticali dei due contributi alla spinta attiva:

$$P_{A1,H} = P_{Ad,1} \cdot cos\,\delta_{d,t}\,; \quad P_{A2,H} = P_{Ad,2} \cdot cos\,\delta_{d,t} \quad (26)$$

$$P_{A1,V} = P_{Ad,1} \cdot sin\,\delta_{d,t}\,; \quad P_{A2,V} = P_{Ad,2} \cdot sin\,\delta_{d,t} \quad (27)$$

La componente orizzontale dovuta al peso proprio del terreno è considerata applicata ad una distanza pari ad $H_t/3$ dalla base della fondazione mentre il contributo dovuto al sovraccarico è applicato ad $H_t/2$. La componente verticale, comprendente entrambi i contributi, è applicata in corrispondenza del paramento del muro come mostrato in *Figura 3.2*.

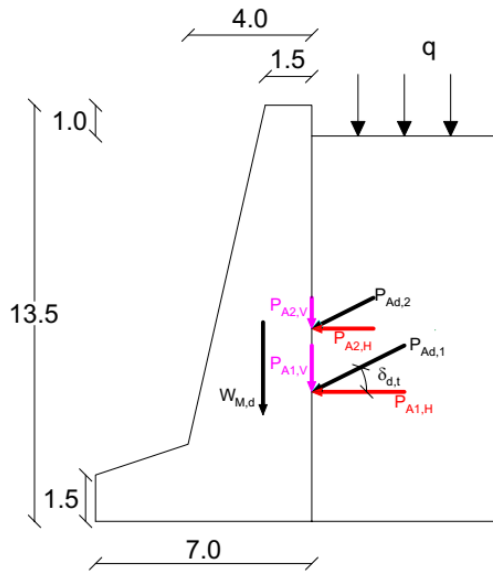


Figura 3.2 – Forze agenti sulla struttura in oggetto.

Il peso del muro è calcolato come sommatoria dei contributi di figure elementari, triangoli e rettangoli, in cui è possibile scomporlo come mostrato in *Figura 3.1*. Il peso di progetto del muro, riportato in *Tabella 3.10* ed utilizzato nei calcoli, è quello ottenuto applicando il coefficiente di sicurezza $\gamma_{G,fav}$ in quanto, in questo caso, i risultati peggiori si ottengono in tale condizione.

Il valore di spinta attiva del terreno e le sue componenti, per le combinazioni dell'EC7 previste per la verifica a scorrimento e capacità portante, e per il DA2 delle NTC18, sono riportati in *Tabella 3.10*. In *Appendice A* sono riportati calcoli più dettagliati mentre nel seguito sono riportate soltanto le componenti, orizzontale e verticale, complessive. Si ribadisce che per la combinazione 4(e) i valori di spinta attiva riportati sono quelli caratteristici in quanto tale approccio non prevede l'applicazione dei coefficienti di sicurezza alle azioni.

Tabella 3.10 – Spinta del terreno e peso del muro per i diversi approcci nel caso di verifica di scorrimento e capacità portante.

NTC18	**Eurocodice 7**					
Azioni [kN/m]	**DA2**	**1(a)**	**1(b)**	**2(c)**	**3(d)**	**4(e)**
$\boldsymbol{P_{A,d}}$	554,3	573,7	533,5	709,3	573,7	421,1
$\boldsymbol{P_{AH,d}}$	516,4	534,4	509,2	677,1	534,4	392,3
$\boldsymbol{P_{AV,d}}$	201,7	208,7	159,1	211,5	208,7	153,2
$\boldsymbol{W_{M,d}}$	1110,0					

Nell'applicazione del DC2 per la verifica al ribaltamento è necessario prestare attenzione ai coefficienti di sicurezza applicati alle componenti della spinta del terreno che, a differenza di quanto avviene per le altre verifiche, non sono uguali per la componente orizzontale e quella verticale. Di conseguenza si calcolano i valori caratteristici delle componenti delle spinte dei due contributi e si applicano i relativi coefficienti in accordo con la *Tabella 3.6*. In *Tabella 3.11* sono riportati i relativi risultati.

Tabella 3.11 – Componenti della spinta del terreno utilizzate nella verifica di ribaltamento.

Design Case 2		
Azioni [kN/m]	**Combinazione (a)**	**Combinazione (b)**
$\boldsymbol{P_{A1,H}}$	486,3	360,2
$\boldsymbol{P_{A1,V}}$	161,8	140,7
$\boldsymbol{P_{A2,H}}$	48,0	48,0
$\boldsymbol{P_{A2,V}}$	18,8	18,8

3.4.2 Verifiche di stato limite ultimo

Note le forze agenti sulla struttura, come mostrato in *Figura 3.2*, è possibile determinare la componente orizzontale della risultante delle azioni H_d, agente in direzione tangenziale al piano di fondazione, la componente verticale della risultante V_d, agente in direzione perpendicolare, ed il momento stabilizzante M_S ed instabilizzante M_{Ad}. A partire da queste quantità sono calcolate le resistenze di progetto nei confronti dello scorrimento, della capacità portante e del ribaltamento secondo le formule e le assunzioni descritte in precedenza. I risultati ottenuti sono brevemente riassunti in *Tabella 3.12*, *Tabella 3.13* e *Tabella 3.14*; in *Appendice A* sono invece riportati i risultati in maggior dettaglio.

Tabella 3.12 – Risultati delle verifiche di scorrimento per i diversi approcci.

Verifica di scorrimento					
	DA2	**1(a)**	**1(b)**	**2(c)**	**3(d)**
$\boldsymbol{H_d}$ **[kN/m]**	516,4	534,4	509,2	677,1	534,4
$\boldsymbol{R_d}$ **[kN/m]**	866,3	958,1	737,6	768,1	871,0
$\boldsymbol{H_d/R_d}$	**1,7**	**1,8**	**1,4**	**1,1**	**1,6**

Tabella 3.13 - Risultati delle verifiche di capacità portante per i diversi approcci.

Verifica di capacità portante						
	DA2	**1(a)**	**1(b)**	**2(c)**	**3(d)**	**4(e)**
$\boldsymbol{V_d}$ **[kN/m]**	1311,7	1318,7	1269,1	1321,5	1318,7	1705,3
$\boldsymbol{R_d}$ **[kN/m]**	4140,5	5438,7	2181,7	918,7	3884,8	3645,1
$\boldsymbol{V_d/R_d}$	**3,2**	**4,1**	**1,7**	**0,7**	**2,9**	**2,1**

Tabella 3.14 – Risultati delle verifiche di ribaltamento per i due approcci.

Verifica di Ribaltamento			
	DA2	**DC2(a)**	**DC2(b)**
$\boldsymbol{M_s o\ R_d}$ **[kNm/m]**	4738,3	6712,9	6565,2
$\boldsymbol{M_{A,d}}$ **[kNm/m]**	839,9	2326,6	1801,2
$\boldsymbol{M_s/M_{A,d}}$	**5,6**	**2,9**	**3,6**

Volendo confrontare i risultati ottenuti attraverso ciascun approccio è possibile definire tre diverse quantità, R_d/H_d, R_d/V_d e $M_s/M_{A,d}$, che permettono di stimare il margine di sicurezza offerto. Poiché la verifica sia soddisfatta questi rapporti devono risultare maggiori dell'unità. Avendo già applicato i coefficienti di sicurezza nel calcolo delle azioni e delle resistenze, un rapporto unitario garantisce già la sicurezza, mentre un valore molto maggiore è indicativo di un sovradimensionamento della struttura, con conseguente aumento dei costi di esecuzione.

Dei risultati ottenuti applicando le due combinazioni dell'approccio 1, la seconda è quella da considerare in quanto fornisce risultati più sfavorevoli e si osserva un notevole decremento della resistenza, soprattutto nei confronti della capacità portante, a seguito dell'applicazione di coefficienti di sicurezza, maggiori di uno, alle proprietà dei materiali. L'applicazione dell'approccio 2(c) è l'unico caso in cui la struttura risulta sottodimensionata e la verifica di capacità portante non superata, risultato dovuto alla simultanea diminuzione delle caratteristiche dei materiali ed incremento delle azioni di progetto. D'altra parte, la combinazione 3(d) ed il DA2 sono classificabili come gli approcci meno conservativi poiché la struttura risulta sovradimensionata: la verifica con tali approcci risulterebbe soddisfatta anche con una dimensione della fondazione molto minore poiché presentano un ampio margine di sicurezza rispetto alla condizione limite.

Complessivamente, si osserva una disomogeneità dei risultati ottenuti in funzione dell'approccio di verifica utilizzato sebbene si tratti della stessa struttura, rendendo necessaria

un'attenta valutazione dei pro e dei contro in fase di progetto: la scelta di un approccio troppo conservativo non rappresenta la soluzione ottimale a prescindere, una buona progettazione deve raggiungere un equilibrio tra il livello di sicurezza richiesto e l'impatto economico ed ambientale dell'opera.

3.4.3 Base minima di progetto

Vista la forte differenza tra i risultati ottenuti dalle verifiche eseguite, risulta di particolare interesse studiare come i diversi approcci di progetto influenzino la geometria della struttura, con l'obiettivo di stimare la dimensione della base della fondazione che garantisca un dato margine di sicurezza. In particolare, si è valutata la base minima di progetto corrispondente alla condizione limite in cui le resistenze di progetto uguagliano i corrispondenti effetti delle azioni.

La struttura è suddivisa in cinque elementi di forma regolare, come mostrato in *Figura 3.3*, le cui dimensioni sono espresse in termini di un insieme di parametri: l'intera base di fondazione è divisa in una porzione fissa di lunghezza B_1 ed una variabile di lunghezza B_2. I parametri che definiscono le altezze degli elementi rimangono fissi, rimanendo così uguali a quelle del muro di partenza.

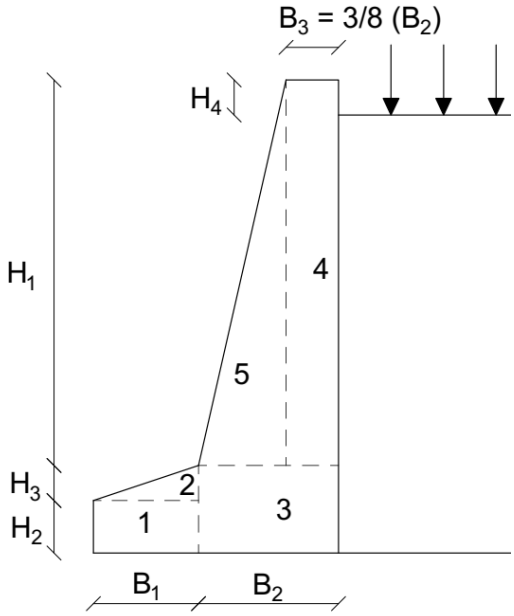


Figura 3.3 – Parametrizzazione del muro a gravità.

Una volta impostato il complesso sistema di equazioni in funzione di tali parametri, è possibile utilizzare un software di calcolo quale Excel, che permetta di individuare il valore da assegnare

alla variabile B_2 tale che $R_d = E_d$. Per ogni valore così trovato la geometria complessiva viene scalata proporzionalmente, ed è possibile determinare la larghezza della base minima di progetto andando a sommare la quota fissa B_1.

La scelta della base minima di progetto è diversa a seconda che si stiano seguendo le indicazioni delle NTC18 o degli Eurocodici. Nel primo caso questa è semplicemente il valore maggiore tra le basi calcolate per la verifica a ribaltamento, scorrimento o capacità portante. Nel secondo caso bisogna prendere il valore massimo ottenuto tra quelli calcolati per la verifica a scorrimento e a capacità portante, per ogni singola combinazione, e nel caso di verifica a ribaltamento il valore più sfavorevole tra le due combinazioni applicate. In *Tabella 3.15* sono riportati i principali risultati di questa analisi; mentre in *Appendice A* sono riportati maggiori dettagli.

Tabella 3.15 – Base minima di progetto per i diversi approcci di progetto.

Design Approach		Ribaltamento	Scorrimento	Capacità portante	Base di progetto
NTC18	DA2	4,44 m	4,81 m	5,85 m	**5,9 m**
MFA	1a		4,59 m	5,72 m	**6,4 m**
	1b		5,37 m	6,40 m	
	2c		6,35 m	7,37 m	**7,4 m**
RFA	3d		4,89 m	5,94 m	**6,0 m**
	4e		N.A.	6,04 m	**6,1 m**
EQU	DC2 (a)	4,40 m			**4,4 m**
	DC2 (b)	4,05 m			

Osservando i risultati si può constatare come, per la tipologia di muro studiato, gli approcci rispettivamente più e meno cautelativi risultino essere il 2(c) ed il 3(d), con una differenza tra le basi così calcolate pari a circa il 24,4%. Anche in questo caso l'approccio 1(a) è scartato a favore dell'1(b) ed il corrispondente risultato è intermedio rispetto ai due già menzionati. La verifica di capacità portante governa la progettazione di questa struttura qualunque sia l'approccio utilizzato e la dimensione minima richiesta per questa verifica è circa un metro superiore a quella richiesta per la verifica a scorrimento. A tale proposito, il risultato fornito dalla combinazione 4(e), utilizzabile soltanto per la verifica a capacità portante, è poco superiore a quanto ottenuto con la 3(d). Infine, come previsto, la verifica di ribaltamento non è condizionante nel caso di muri fondati su terreno.

3.5 Muro a mensola

Il secondo esempio di calcolo proposto consiste in un muro a mensola in calcestruzzo, realizzato a sostegno di un pendio di sabbia fine avente un'inclinazione $i = 10°$, la cui fondazione poggia su un terreno di sabbia e ghiaia. La forma e le dimensioni del muro, espresse in metri, sono riportate in *Figura 3.4*, mentre i valori caratteristici delle proprietà dei materiali in *Tabella 3.16*.

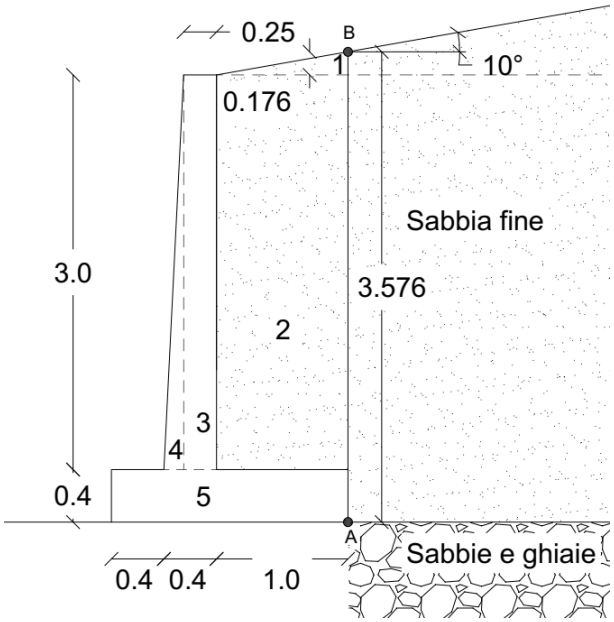


Figura 3.4 – Muro a mensola oggetto di studio – Muro 2.

Tabella 3.16 – Valori caratteristici delle proprietà dei materiali.

Materiale	Proprietà	Simbolo	Valore
Calcestruzzo	Peso specifico	γ_{cls}	$25\ kN/m^3$
Terrapieno limo sabbioso	Peso specifico	γ_t	$19\ kN/m^3$
	Angolo di resistenza al taglio efficace	$\varphi'_{k,t}$	34°
Terreno di fondazione Sabbie e ghiaie	Peso specifico	$\gamma_{t,fond}$	$19\ kN/m^3$
	Angolo di resistenza al taglio efficace	$\varphi'_{k,fond}$	36°

Per quanto riguarda il peso specifico dei materiali, quanto detto nel primo esempio di calcolo è valido anche per il presente muro a mensola; pertanto, i valori riportati in *Tabella 3.16* non subiscono variazioni.

Analogamente al caso precedente, i valori di progetto dell'angolo di resistenza al taglio, riportati in *Tabella 3.17*, sono ricavati a partire da quelli caratteristici. Diversamente, l'attrito muro-terreno è supposto nullo per la struttura in oggetto.

Tabella 3.17 – Valori di progetto dell'angolo di resistenza al taglio efficace dei terreni.

	NTC18	**Eurocodice 7**		
Simbolo	**DA2**	**Combinazione 1(a)/3(d)/4(e)**	**Combinazione 1(b)/2(c)**	**DC2(a)/ DC2(b)**
$\boldsymbol{\varphi'_{d,t}}$	34°	34°	28,4°	34°
$\boldsymbol{\varphi'_{d,fond}}$	36°	36°	30,2°	-

3.5.1 Calcolo delle azioni di progetto

L'ipotesi di attrito muro-terreno nullo consente l'applicazione della teoria di Rankine per determinare le pressioni attive esercitate dal terreno. Nel caso di un muro a mensola le pressioni sono valutate in corrispondenza della parete virtuale AB, indicata in *Figura 3.4*, in quanto il terreno che grava sulla fondazione va considerato come parte integrante del muro stesso.

L'applicazione di questa teoria nel caso di piano campagna inclinato prevede che lo sforzo agente sulla parete abbia inclinazione pari a quella del pendio, la cui intensità alla generica profondità z dal piano campagna si calcola come:

$$\sigma'_A = K_A\, \sigma'_{V0} \quad (28)$$

dove σ'_{VO} rappresenta la tensione verticale efficace alla medesima profondità z, definito come:

$$\sigma'_{VO} = \gamma'_{\mathrm{t}}\, z\ \cos i \quad (29)$$

Il coefficiente di spinta attiva K_A si calcola come:

$$K_A = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi'}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi'}} \quad (30)$$

Considerata una profondità $H_t = 3{,}576\, m$ dal piano campagna, pari all'altezza della parete virtuale AB, si determina il modulo della spinta del terreno come:

$$P_{A,d} = \gamma_{G,sfav}\, \frac{1}{2}\, (K_A \cdot \gamma'_{\mathrm{t}} \cdot H_t \cdot \cos i\,) \cdot H_t \quad (31)$$

La spinta così calcolata, considerata applicata ad una distanza $H_t/3$ dalla fondazione, risulta inclinata di un angolo pari ad $i = 10°$ e le sue componenti orizzontali e verticali sono:

$$P_{AH,d} = P_{A,d} \cdot cos\, i \quad (32)$$

$$P_{AV,d} = P_{A,d} \cdot sin\, i \quad (33)$$

Il peso del muro, comprendente anche quello del terreno gravante sulla fondazione, è calcolato come sommatoria dei contributi delle figure elementari, triangoli e rettangoli, in cui è possibile scomporlo, come mostrato in *Figura 3.4*. Anche in questo caso, il peso di progetto del muro, riportato in *Tabella 3.18*, è calcolato applicando il coefficiente di sicurezza $\gamma_{G,fav}$ in quanto rappresenta la condizione in cui i risultati sono peggiori.

Il valore di spinta attiva del terreno e le sue componenti, per ogni combinazione dell'EC7 applicabili alla verifica di scorrimento e capacità portante, e per il DA2 delle NTC18, sono riportati in *Tabella 3.18*.

Tabella 3.18 - Spinta del terreno e peso del muro per i diversi approcci nel caso di verifica di scorrimento e capacità portante.

NTC18	**Eurocodice 7**					
Azioni	**DA2**	**1(a)**	**1(b)**	**2(c)**	**3(d)**	**4(e)**
$\boldsymbol{P_{A,d}}$	46,5	48,3	45,5	61,5	48,3	35,8
$\boldsymbol{P_{AH,d}}$	45,8	47,6	44,8	60,5	47,6	35,2
$\boldsymbol{P_{AV,d}}$	8,1	8,4	7,9	10,7	8,4	6,2
$\boldsymbol{W_{M,d}}$	101,1					

Quanto detto nel primo esempio di calcolo nel caso di verifica a ribaltamento secondo il DC2 è valido anche in questo caso; pertanto, in *Tabella 3.19*, sono riportate le componenti di spinta attiva considerate per la verifica suddetta.

Tabella 3.19 - Componenti della spinta del terreno utilizzate nella verifica di ribaltamento.

Design Case 2		
Azioni	**Combinazione (a)**	**Combinazione (b)**
$\boldsymbol{P_{AH,d}}$	47,6	35,2
$\boldsymbol{P_{AV,d}}$	7,1	6,2

3.5.2 Verifiche di stato limite ultimo

Analogamente al caso precedente, note le forze agenti sulla struttura e schematizzate in *Figura 3.5*, è possibile determinare la componente orizzontale della risultante delle azioni H_d, la componente verticale V_d, il momento stabilizzante M_S ed instabilizzante M_{Ad}. Note queste quantità si calcolano le resistenze di progetto nei confronti dello scorrimento, della capacità portante e del ribaltamento secondo le formule e le assunzioni descritte in precedenza. I risultati ottenuti sono brevemente riassunti in *Tabella 3.20*, *Tabella 3.21* e *Tabella 3.22*, mentre in *Appendice B* sono riportati i calcoli in maggior dettaglio.

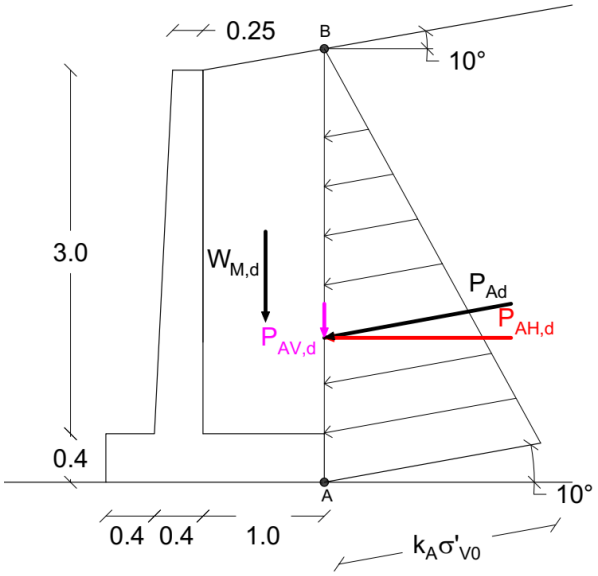


Figura 3.5 – Forze agenti sulla struttura.

Tabella 3.20 - Risultati delle verifiche di scorrimento eseguite con i diversi approcci.

Verifica di scorrimento					
	DA2	**1(a)**	**1(b)**	**2(c)**	**3(d)**
$\boldsymbol{H_d}$	45,8	47,6	44,8	60,5	47,6
$\boldsymbol{R_d}$	72,1	79,5	63,3	64,9	72,3
$\boldsymbol{H_d/R_d}$	**1,6**	**1,7**	**1,4**	**1,1**	**1,5**

Tabella 3.21 - Risultati delle verifiche di capacità portante eseguite con i diversi approcci.

Verifica di capacità portante						
	DA2	**1(a)**	**1(b)**	**2(c)**	**3(d)**	**4(e)**
$\boldsymbol{V_d}$	109,1	109,4	109,0	111,7	109,4	144,8
$\boldsymbol{R_d}$	116,6	143,4	71,4	20,6	102,4	98,0
$\boldsymbol{V_d/R_d}$	**1,1**	**1,3**	**0,7**	**0,2**	**0,9**	**0,7**

Tabella 3.22 - Risultati delle verifiche di ribaltamento eseguite secondo i due approcci.

Verifica di Ribaltamento			
	DA2	**DC2(a)**	**DC2(b)**
$\boldsymbol{M_s o\ R_d}$	94,1	121,1	119,4
$\boldsymbol{M_{A,d}}$	40,1	56,7	42,0
$\boldsymbol{M_s/M_{A,d}}$	**2,3**	**2,1**	**2,8**

Come già descritto per l'esempio precedente, è possibile valutare il margine di sicurezza fornito da ogni approccio. Considerando soltanto la combinazione 1(b) in quanto peggiore, è importante evidenziare che la verifica di capacità portante risulta soddisfatta secondo l'approccio delle NTC18 ma non seguendo gli approcci introdotti dalla nuova normativa europea. Nonostante i coefficienti utilizzati dal DA2 siano quasi uguali alla combinazione 3(d), in quest'ultimo caso, l'applicazione di un coefficiente alla spinta del terreno pari ad 1,35 piuttosto che 1,30 come nel DA2 è determinante per l'esito finale della verifica. A prescindere dal superamento o meno della verifica è possibile commentare i risultati e spiegarne la disomogeneità osservata. L'approccio 2(c) risulta nuovamente il più cautelativo, fenomeno che è possibile spiegare in quanto prevede sia l'incremento delle azioni sfavorevoli sia il decremento delle proprietà dei materiali. L'effetto complessivo che si osserva è un abbattimento del valore di resistenza a fronte di un'elevata eccentricità del carico in fondazione, di un basso valore del coefficiente correttivo relativo all'inclinazione del carico i_γ, oltre che da un valore inferiore dei coefficienti di capacità portante. La combinazione 3(d) risulta quella meno cautelativa tra tutte quelle utilizzate, e ciò è dovuto alla mancanza dei coefficienti di sicurezza applicati alle proprietà dei materiali. Anche per la combinazione 4(e) non è prevista la fattorizzazione delle proprietà dei materiali ma si osserva un margine di sicurezza minore rispetto alla 3(d), principalmente dovuto all'applicazione dei coefficienti di sicurezza agli effetti delle azioni che porta ad un'amplificazione di quelli sfavorevoli come il carico verticale trasmesso in fondazione V_d.

Per quel che riguarda il ribaltamento la combinazione DC2(a) è quella da considerare per la tipologia di struttura in oggetto, restando comunque una verifica non condizionante per la struttura.

3.5.3 Base minima di progetto

Analogamente all'esempio precedente e considerando che nessun'approccio soddisfa le verifiche di capacità portante, si è valutata la base minima di progetto che soddisfa le verifiche, corrispondente alla condizione limite in cui le resistenze di progetto uguagliano i corrispondenti effetti delle azioni.

La struttura è anche in questo caso suddivisa in cinque elementi di forma regolare, come mostrato in *Figura 3.6*, le cui dimensioni sono espresse in termini di un insieme di parametri. Nel caso specifico, l'intera base di fondazione è divisa in due porzioni fisse di lunghezza B_1 e B_2 ed una porzione variabile di lunghezza B_3. I parametri che definiscono le altezze degli elementi rimangono fissi, ad eccezione di H_3 che è funzione di B_3. Con la parametrizzazione considerata si è fatta variare la lunghezza della mensola della fondazione e di conseguenza le dimensioni degli elementi 1,2 e 5 lasciando fisse le dimensioni degli elementi 3 e 4.

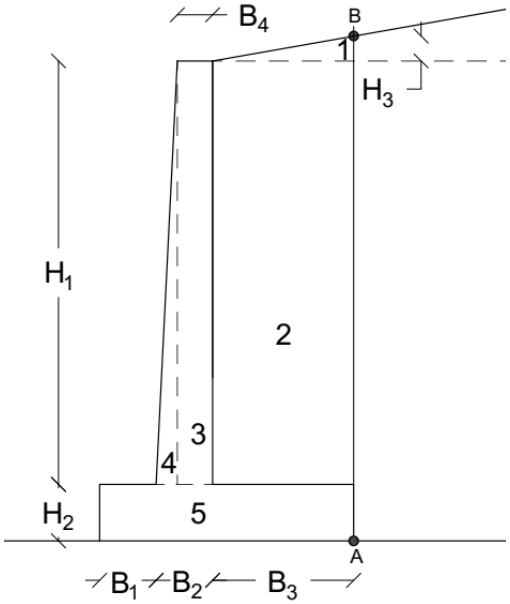


Figura 3.6 – Parametrizzazione del muro in oggetto.

Una volta impostato il sistema di equazioni in funzione di tali parametri, sempre attraverso Excel si è individuato il valore da assegnare alla variabile B_3 tale che $R_d = E_d$. Per ogni approccio di verifica si individua un valore della mensola di fondazione che permette di definire la geometria complessiva dell'opera e di definire la larghezza minima della fondazione sommando a tale valore le due porzioni fisse B_1 e B_2. In *Tabella 3.23* sono riportati i principali risultati di questa analisi, mentre in *Appendice B* sono riportati maggiori dettagli.

Tabella 3.23 - Base minima di progetto per i diversi approcci di progetto.

Design Approach		Ribaltamento	Scorrimento	Capacità portante	Base di progetto
NTC18	DA2	1,26 m	1,23 m	1,78 m	**1,8 m**
MFA	1a		1,17 m	1,73 m	**2,0 m**
	1b		1,34 m	1,95 m	
	2c		1,69 m	2,30 m	**2,3 m**
RFA	3d		1,26 m	1,82 m	**1,9 m**
	4e		N.A.	1,95 m	**2,0 m**
EQU	DC2 (a)	1,23 m			**1,3 m**
	DC2 (b)	1,07 m			

Restando invariati i criteri per la selezione della base di progetto per ogni approccio, i risultati ottenuti sono perfettamente in linea con quanto ottenuto per il precedente esempio. Gli approcci più e meno cautelativi risultano di nuovo essere il 2(c) ed il 3(d) rispettivamente, con una differenza tra le basi calcolate pari a circa il 26.4%, valore molto vicino a quanto trovato nel caso precedente. La verifica di capacità portante rimane condizionante per la progettazione del muro, sebbene in questo caso la differenza con quanto richiesto per la verifica a scorrimento sia decisamente inferiore a quanto osservato per il primo esempio. La verifica di capacità portante secondo la combinazione 4(e), in questo caso, fornisce un valore approssimativamente uguale a quello fornito dalla 1(b) e prossimo al 3(d).

3.6 Muro EC1

L'ultimo esempio di calcolo è svolto sotto richiesta del Task Group B2/Group C e consiste in un muro a gravità avente una geometria semplificata, schematizzata in *Figura 3.7*, di cui sono note le altezze e l'inclinazione $\alpha = 75°$ del paramento esterno del muro. Tale opera sostiene un pendio di inclinazione $i = 20°$ costituito da limo sabbioso le cui proprietà sono:

- peso specifico del terreno: $\gamma_t = 17\ kN/m^3$;
- angolo di resistenza al taglio efficace: $\varphi'_{k,t} = 30°$.

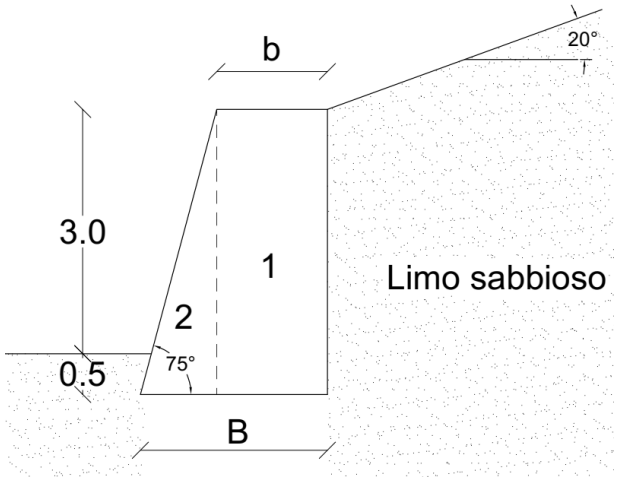


Figura 3.7 – Muro a gravità semplificato – Muro 3(A).

La geometria così descritta offre un grado di libertà nella larghezza della base della fondazione B e l'obiettivo, in questo caso, è determinare il valore minimo per cui le verifiche di stato limite ultimo risultano soddisfatte. Complessivamente il valore è determinato attraverso l'uso di un software di calcolo che, facendo variare la larghezza della base, cerca di azzerare la differenza tra le resistenze e gli effetti delle azioni, calcolate secondo la normativa europea e secondo le NTC18.

Il medesimo esempio di calcolo è stato sviluppato anche per una seconda configurazione di progetto e rappresentata in *Figura 3.8*. Il livello di falda a monte del muro si attesta ad una profondità di $1.5m$ dalla sommità, mentre quello a valle coincide con il piano campagna, determinando una perdita di carico Δh complessiva di $1.5m$. Questo dislivello innesca un moto di filtrazione da monte verso valle, dovuto alla presenza di un gradiente idraulico $i = {}^{\Delta h}/_{L}$.

Nei calcoli il peso specifico dell'acqua è considerato pari a $\gamma_w = 10\ kN/m^3$.

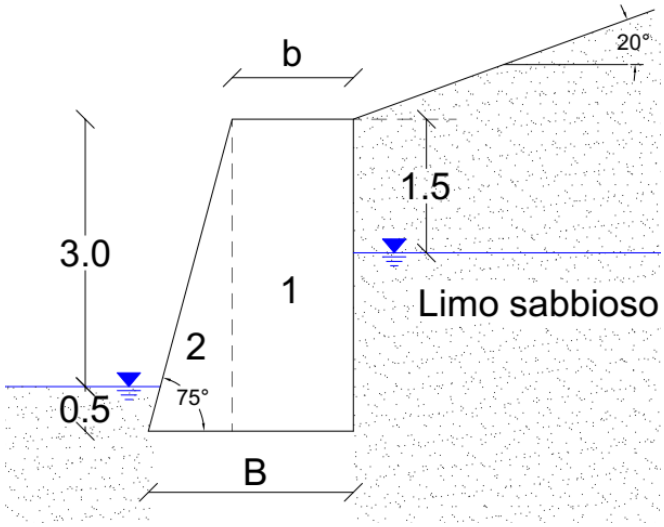


Figura 3.8 – Muro a gravità semplificato con dislivello di falda – Muro 3(B).

3.6.1 Calcolo delle azioni di progetto

L'attrito muro-terreno per la struttura in oggetto è assunto pari a:

$$\delta_{k,t} = {}^{2}/_{3}\, \varphi'_{k,t}$$

I valori di progetto, calcolati analogamente agli esempi precedenti, sono riportati in *Tabella 3.24* e sono validi per entrambe le condizioni di progetto.

Tabella 3.24 – Valori di progetto dell'angolo di resistenza al taglio e dell'attrito muro-terreno.

	NTC18	Eurocodice 7		
Simbolo	**DA2**	**Combinazione 1(a)/3(d)/4(e)**	**Combinazione 1(b)/2(c)**	**DC2(a)/ DC2(b)**
$\boldsymbol{\varphi'_{d,t}}$	30°	30°	24,8°	30°
$\boldsymbol{\delta'_{d,t}}$	20°	20°	16,2°	20°

Il calcolo della spinta attiva del terreno segue le formulazioni proposte nell'Eurocodice. Ad una certa profondità z dal piano campagna, la componente normale al paramento del muro della pressione efficace esercitata dal terreno è:

$$p'_a = k_{A,\gamma}\,(\gamma_t\, z_a - u_a) \quad (34)$$

dove la pressione dell'acqua u_a, se presente, è calcolata utilizzando la formulazione relativa ad un moto di filtrazione discendente:

$$u_a = (1 - i)\, \gamma_t\, z_w \quad (35)$$

dove $i = {}^{\Delta h}/_{L}$ è il gradiente idraulico e z_w è la profondità dell'acqua, sempre alla quota z_a in cui è valutata la pressione del terreno.

Nel caso di paramento del muro verticale, il coefficiente di spinta attiva orizzontale è valutato per via grafica, utilizzando le curve mostrate in *Figura 3.9*: entrando con il valore dell'angolo di resistenza al taglio di progetto del terreno $\varphi'_{d,t}$, si trova il coefficiente di spinta orizzontale $K_{A,\gamma}$ in corrispondenza della curva $i/\varphi'_{d,t}$ di interesse. I valori così ottenuti per i diversi approcci di progetto considerati, sono riassunti in *Tabella 3.25*.

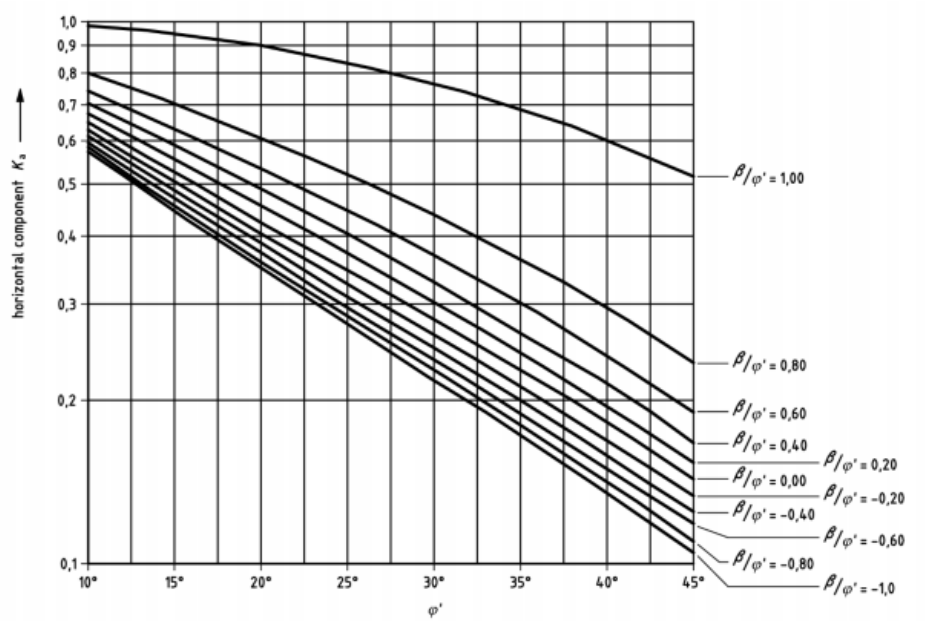


Figura 3.9 – Determinazione del coefficiente di spinta attiva orizzontale.

Noto il valore $K_{A,\gamma}$, la pressione attiva efficace è valutata per ogni quota secondo la formula (34) e, integrando tali pressioni lungo l'altezza del terreno, è possibile valutare la spinta attiva orizzontale esercitata sul muro. La corrispondente spinta verticale è calcolata come:

$$P_{AV,d} = P_{AH,d}\, tan(\delta_{d,t}) \quad (36)$$

Per la prima di condizione di progetto le componenti della spinta così calcolate, e schematizzate in *Figura 3.10*, sono riassunte in *Tabella 3.25* e *Tabella 3.26*. Il peso del muro, essendo funzione della base della fondazione B, varia all'interno della singola verifica per ogni approccio utilizzato. I dettagli dei calcoli sono riportati in *Appendice C*.

Tabella 3.25 – Coefficiente di spinta attiva orizzontale e componenti della spinta del terreno valide per la prima condizione di progetto.

	NTC18	Eurocodice 7				
Simbolo	**DA2**	**1(a)**	**1(b)**	**2(c)**	**3(d)**	**4(e)**
$K_{A,\gamma}$	0,40	0,40	0,53	0,53	0,40	0,40
$P_{AH,d}$ [kN/m]	54,1	56,2	55,2	74,5	56,2	41,7
$P_{AV,d}$ [kN/m]	19,7	20,2	16,2	21,9	20,2	15,0

Tabella 3.26 – Componenti della spinta del terreno utilizzate nella verifica di ribaltamento per la prima condizione di progetto.

Design Case 2		
Azioni [kN/m]	**Combinazione (a)**	**Combinazione (b)**
$P_{AH,d}$	56,2	41,7
$P_{AV,d}$	17,2	15,0

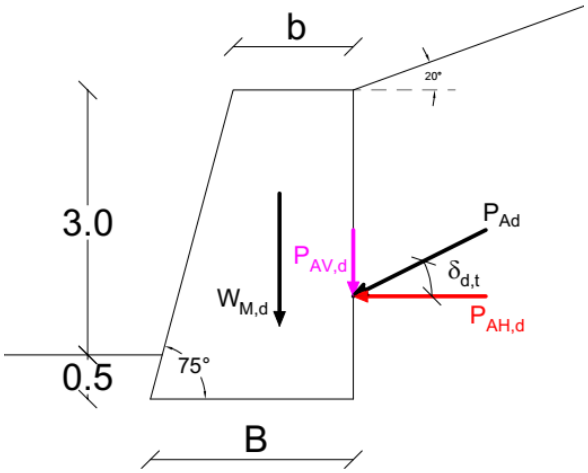


Figura 3.10 – Forza agenti sulla struttura nella prima condizione di progetto – Muro 3(A).

Per quanto riguarda la seconda condizione di progetto, la spinta laterale dell'acqua è calcolata integrando le pressioni esercitate dall'acqua a monte del muro, valutate secondo la formula (35), nel caso di moto di filtrazione discendente. La sottospinta idraulica ha una distribuzione trapezoidale, definita dalla differenza delle pressioni ai due estremi della base della

fondazione. La spinta dell'acqua a valle del muro è calcolata considerando un moto di filtrazione ascendente:

$$u_p = (1 + i)\, \gamma_t\, z_w \quad (37)$$

dove $z_w = 0{,}5m$.

Oltre a trascurare la spinta passiva del terreno, anche la spinta laterale passiva dell'acqua è trascurata a favore di sicurezza. Le componenti di spinta attiva del terreno, dell'acqua e della sottospinta idraulica sono schematizzate in *Figura 3.11*.

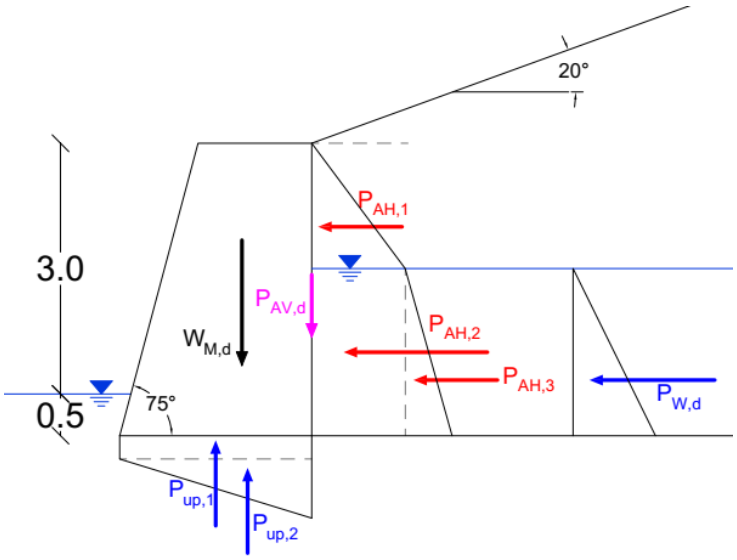


Figura 3.11 – Forze agenti sulla struttura – Muro 3(B).

E' opportuno precisare che, per questa condizione di progetto, tutte le forze agenti sono funzione della base della fondazione B, poiché la sua dimensione influisce sul calcolo del gradiente idraulico facendo variare la lunghezza del percorso di filtrazione. Ne consegue che, in questo caso, tutte le forze variano all'interno della singola verifica e della combinazione utilizzata.

Nell'utilizzo delle NTC18, il coefficiente di sicurezza applicato alle azioni derivanti dalla presenza di acqua è quello relativo ad azioni permanenti e sfavorevoli, non essendo fornita alcuna indicazione particolare.

3.6.2 Base minima di progetto

I risultati ottenuti per le due configurazioni considerate sono riassunti in *Tabella 3.27* per la prima, ed in *Tabella 3.28* e *Tabella 3.29* per la seconda. Per la prima condizione di progetto sono riportati i risultati più sfavorevoli, ottenuti nel caso in cui il peso del muro è considerato come un'azione permanente favorevole anche per la verifica di capacità portante. Per la seconda

configurazione di progetto si riportano i risultati relativi ad entrambi i casi: peso del muro favorevole e sfavorevole.

Tabella 3.27 - Basi minime di progetto per la prima condizione di progetto.

Design Approach		Ribaltamento	Scorrimento	Capacità portante	Base di progetto
NTC18	DA2	1,18 m	1,46 m	1,86 m	**1,9 m**
MFA	1a		1,39 m	1,75 m	**2,2 m**
	1b		1,70 m	2,12 m	
	2c		2,13 m	2,55 m	**2,6 m**
RFA	3d		1,50 m	1,91 m	**2,0 m**
	4e		N.A.	2,14 m	**2,2 m**
EQU	DC2 (a)	1,17 m			**1,2 m**
	DC2 (b)	1,04 m			

I risultati in tabella sono in linea con quanto ottenuto nei due esempi di calcolo precedenti: le combinazioni 2(c) e 3(d) risultano quelle più e meno cautelative rispettivamente. I risultati relativi alla 1(a) sono nuovamente scartati, mentre la combinazione 4(e), in questo caso, fornisce risultati quasi uguali a quelli ottenuti secondo la combinazione 1(b). Ancora una volta la verifica di capacità portante è predominante sulle altre.

Tabella 3.28 - Basi minime di progetto relative alla seconda condizione di progetto – peso del muro favorevole.

Design Approach		Ribaltamento	Scorrimento	Capacità portante	Base di progetto
NTC18	DA2	1,38 m	2,05 m	2,99 m	**3,0 m**
MFA	1a		1,86 m	2,65 m	**3,4 m**
	1b		2,14 m	3,39 m	
	2c		2,75 m	4,02 m	**4,1 m**
RFA	3d		2,02 m	2,98 m	**3,0 m**
	4e		N.A.	4,18 m	**4,2 m**
EQU	DC2 (a)	1,33 m			**1,4 m**
	DC2 (b)	1,17 m			

Tabella 3.29 - Basi minime di progetto relative alla seconda condizione di progetto – peso del muro sfavorevole.

Design Approach		Ribaltamento	Scorrimento	Capacità portante	Base di progetto
NTC18	DA2	1,38 m	2,05 m	2,84 m	**2,9 m**
MFA	1a		1,86 m	2,41 m	**3,4 m**
	1b		2,14 m	3,39 m	
	2c		2,75 m	4,16 m	**4,2 m**
RFA	3d		2,02 m	2,88 m	**2,9 m**
	4e		N.A.	4,18 m	**4,2 m**
EQU	DC2 (a)	1,33 m			**1,4 m**
	DC2 (b)	1,17 m			

Nella seconda configurazione di progetto si nota che in tutti i casi, eccetto per la combinazione 2(c), i risultati peggiori sono forniti dal caso in cui il peso del muro è considerato un'azione favorevole. Inoltre, confrontando i risultati con il caso precedente, è la combinazione 4(e) a fornire risultati peggiori e non più la 2(c), ma soltanto se il peso del muro è considerato come favorevole: in caso contrario la differenza tra le due combinazioni è pressocchè nulla. Nonostante l'approccio descritto nelle NTC18 e la combinazione 3(d) dell' EC7 non siano più equivalenti per la seconda configurazione di progetto, essendo diversi i coefficienti applicati alle azioni dell'acqua, i risultati sono comunque molto vicini tra loro.

Analogamente ai casi precedenti, si considera la sola combinazione 1(b) e la verifica di capacità portante governa la progettazione: in particolare, per questa configurazione di progetto, lo scostamento tra la base minima richiesta nella verifica di scorrimento rispetto a quella di capacità portante, è maggiore e, in alcuni casi, superiore al metro.

La presenza di una falda e di un moto di filtrazione, permette di osservare due cambiamenti dei risultati: prima di tutto la combinazione 4(e) restituisce la base di progetto maggiore, diversamente da quanto osservato in precedenza, ed inoltre considerare il peso della struttura come favorevole non porta a risultati peggiori per tutti gli approcci considerati. Pertanto, in sede di progetto, è sempre consigliato svolgere i calcoli applicando distintamente entrambi i coefficienti di sicurezza al peso del muro.

Capitolo 4

Analisi parametriche e confronto dei risultati

Nel precedente capitolo si è osservato come una stessa struttura risulta soddisfare le verifiche a scorrimento, capacità portante e ribaltamento secondo l'approccio delle NTC18, ma non sempre ciò avviene seguendo le procedure di verifica descritte nel nuovo Eurocodice 7. Per ripristinare l'esito positivo di tali verifiche è necessario intervenire sulla geometria delle strutture studiate, in particolare sulla larghezza della base di fondazione. Individuata la base minima di progetto che soddisfa i criteri di verifica per i casi studio è possibile individuare il trend generale di ciascun approccio, andando a studiare come questa si sviluppa al variare di alcuni parametri significativi per la tipologia di muri di sostegno precedentemente considerati.

4.1 Impostazione generale delle analisi

Per i due muri di sostegno, raffigurati in *Figura 4.1*, sono individuati due parametri significativi quali l'angolo di resistenza al taglio efficace del terreno φ' e l'altezza di scavo H, che influenzano la progettazione. Al variare di queste due quantità si determinano le basi minime della fondazione che soddisfano le verifiche di scorrimento, capacità portante e ribaltamento, eseguite in accordo con il nuovo Eurocodice 7.

L'andamento delle basi al variare di φ' ed H permette di classificare gli approcci di verifica in funzione di quanto risultano cautelativi e di stabilire quale verifica impone requisiti più stringenti, nonché di individuare la relazione esistente tra le basi minime richieste da ciascuna di esse.

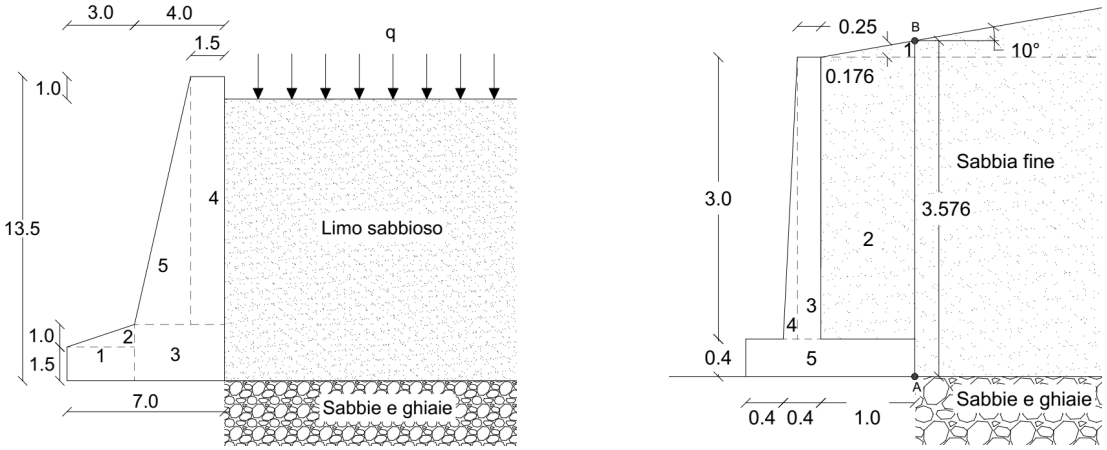


Figura 4.1 – Muri di sostegno oggetto di studio – Muro 1 (sx) e Muro 2 (dx).

La determinazione della base minima di progetto procede come descritto nei precedenti capitoli, a partire dai muri parametrizzati come mostrato in *Figura 4.2*. Per la prima analisi, dove è φ' ad essere variato, i parametri che esprimono le altezze dei singoli elementi in cui è scomposta la struttura sono costanti e pari a quelli dei muri di partenza. Per il primo muro la larghezza B_1 è fissa mentre B_2 è variabile, così come B_3 di conseguenza; mentre per il secondo muro l'unica larghezza variabile è quella della mensola di fondazione B_3. Anche per la seconda analisi, in cui le verifiche sono effettuate al variare dell'altezza H_1, è ancora la larghezza della base la variabile osservata: la variazione di altezza si riflette sulla base della fondazione con una variazione della sua larghezza e, anche in questo caso, le quantità di interesse sono le larghezze B_2 e B_3 per il primo e secondo muro rispettivamente.

La larghezza della base complessiva tiene conto delle quote fisse e di quelle variabili, ed è complessivamente indicata come B. Impostando il sistema di equazioni ed utilizzando un software di calcolo è possibile individuare per ogni approccio la base che soddisfa la condizione limite di verifica, ovvero per cui l'effetto delle azioni risulta proprio uguale alla resistenza.

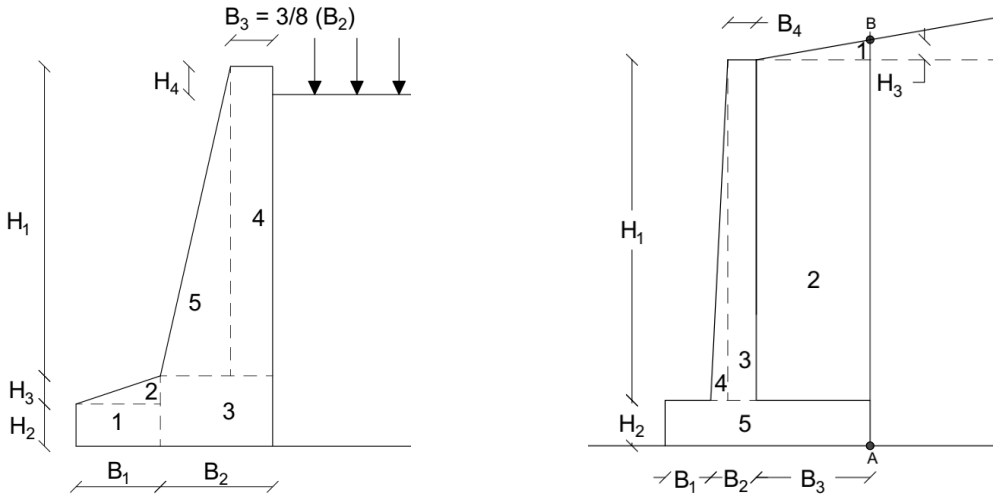


Figura 4.2 – Parametrizzazione dei due muri di sostegno.

I muri presentano un terreno di fondazione diverso dal terrapieno spingente: nella prima analisi viene fatto variare esclusivamente l'angolo di resistenza al taglio che caratterizza il terrapieno da stabilizzare. Le proprietà del terreno di fondazione sono fisse in quanto, essendo i muri di sostegno delle strutture caratterizzate da un elevato peso proprio, questi sono realizzabili soltanto se il terreno risulta in partenza di buona qualità o, in alcuni casi, a seguito di interventi di miglioramento del terreno. Per tale ragione non si è ritenuto opportuno far variare l'angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione che avrebbe portato a dei risultati poco realistici.

Nella prima analisi eseguita, l'angolo di attrito interno è variato in un range compreso tra 20° e 40° con passo unitario per entrambi i muri oggetto di studio, così da coprire abbondantemente i valori riscontrabili per un terreno non coesivo. Facendo riferimento a valori di φ' riportati in letteratura per i tipi di terreni considerati, sabbia fine, sabbia limosa e limo sabbioso questo range risulta comprenderli tutti.

Per la seconda analisi, invece, le altezze considerate per i due muri sono diverse tra loro vista la sostanziale differenza tra la tipologia di struttura e la geometria di partenza. Per il muro a gravità, H_1 è variata in un range di valori compresi tra $3.5m$ e $16.5m$ con passo di $0.5m$, mentre per quello a mensola il valore passa da $1m$ a $9.5m$ sempre con passo $0.5m$.

In *Tabella 4.1* sono schematicamente riassunte le condizioni di progetto relative alle due analisi eseguite su entrambi i muri di sostegno.

Tabella 4.1 – Impostazione dei range di variazione dei parametri delle due analisi.

Struttura	**Analisi 1**	**Analisi 2**
Muro a gravità / Muro 1	$20° \leq \varphi'_{k,t} \leq 40°$	$\varphi'_{k,t} = 32°$
	$H_1 = 11m$	$3{,}5m \leq H_1 \leq 16{,}5m$
Muro a mensola/ Muro 2	$20° \leq \varphi'_{k,t} \leq 40°$	$\varphi'_{k,t} = 34°$
	$H_1 = 3m$	$1m \leq H_1 \leq 9{,}5m$

4.2 Risultati e commenti

I risultati ottenuti dalle analisi compiute sul muro a gravità e quello a mensola sono riportate in forma grafica in *Appendice D* ed *Appendice E* rispettivamente.

Per ciascuna analisi, si è diagrammato, su uno stesso grafico, l'andamento della base minima al variare del parametro considerato per tutte le combinazioni applicabili ad ogni singola verifica. Ne deriva che, per ogni analisi si individuano tre grafici relativi alla verifica di scorrimento, capacità portante e ribaltamento.

L'andamento della base minima di progetto, per quanto riguarda la verifica a scorrimento, vede mantenersi lo stesso ordine descritto nel capitolo precedente: l'approccio 2(c) è nettamente più conservativo rispetto agli altri, la combinazione 3(d) prevede basi di progetto minori mentre la combinazione 1(b) si piazza tra le due. La combinazione 1(a) viene scartata in quanto restituisce consistentemente valori minori rispetto alla 1(b) e di conseguenza delle due si considera soltanto la prima.

Come previsto, all'aumentare dell'angolo di resistenza al taglio, la base minima di progetto diminuisce in quanto la spinta del terreno diminuisce all'aumentare di $\varphi'_{k,t}$. La differenza tra la combinazione 2(c) e le altre risulta più marcata per bassi valori dell'angolo di attrito interno, mentre diminuisce leggermente con l'aumentare di quest'ultimo.

Al contrario l'andamento della base minima rispetto all'altezza della struttura è crescente. L'aumento dell'altezza $H1$ corrisponde ad un aumento dell'altezza del terrapieno da sostenere, per cui la spinta esercitata dal volume di terreno aumenta. Allo stesso tempo il peso proprio del muro aumenta così come il carico da distribuire in fondazione, richiedendo così una base più larga. Lo scostamento tra il risultato più conservativo, dato dalla combinazione 2(c), e gli altri aumenta proporzionalmente all'aumento dell'altezza.

In entrambe le analisi si osserva come più le condizioni di progetto siano critiche (altezza di scavo elevata e basso valore dell'angolo di resistenza al taglio), più l'approccio 2(c) restituisce un risultato marcatamente più cautelativo rispetto agli altri approcci.

A titolo di esempio, in *Figura 4.3* e *Figura 4.4*, sono riportati due grafici significativi relativi alla verifica di scorrimento che permettono di osservare i due andamenti sopra descritti

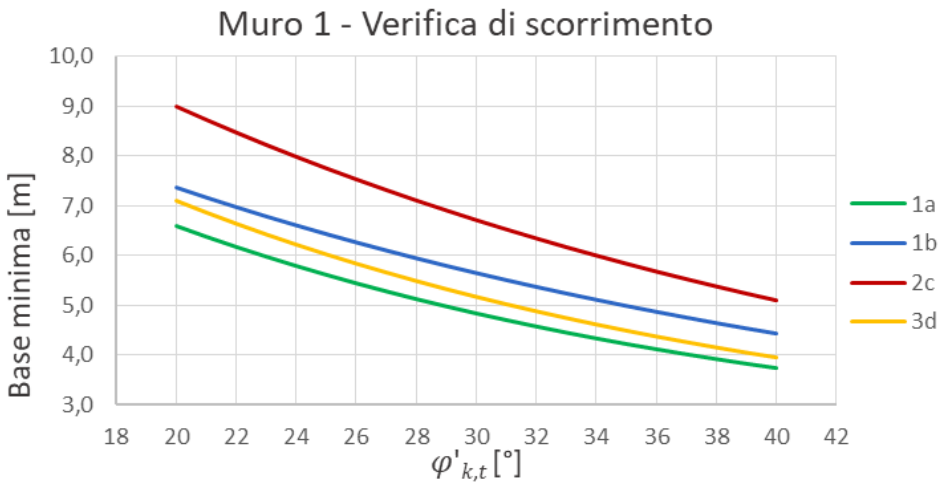


Figura 4.3 – Andamento della base minima al variare dell'angolo di resistenza al taglio per la verifica di scorrimento.

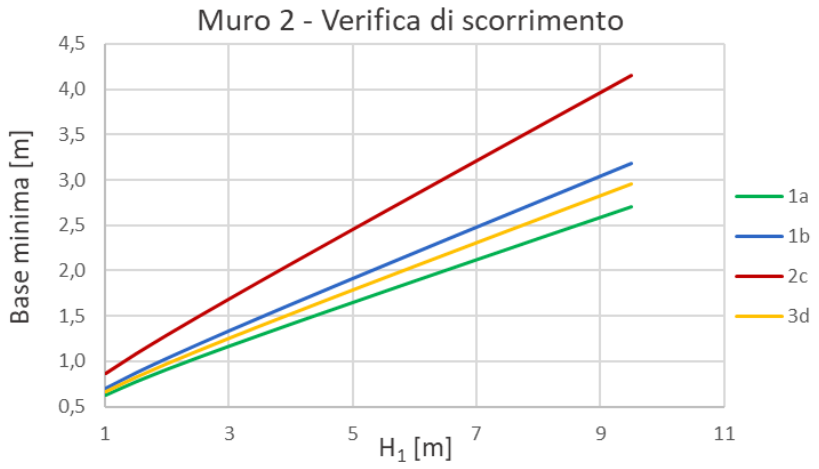


Figura 4.4 - Andamento della base minima al variare dell'altezza di scavo per la verifica di scorrimento.

Per la verifiche di capacità portante, al variare dell'altezza $H1$ e dell'angolo di resistenza al taglio del terrapieno $\varphi'_{k,t}$, la base segue lo stesso andamento osservato per la verifica di scorrimento restando quindi invariato l'ordine tra i risultati ottenuti secondo le combinazioni 2(c), 1(b), 3(d) ed 1(a). Fermo restando che tra 1(a) ed 1(b) la prima è da scartare a favore di sicurezza. Per la verifica in oggetto è presente un'ulteriore curva relativa alla combinazione 4(e) che risulta molto prossima a quella data dalla combinazione 1(b) per il muro a mensola e a quella fornita dalla 3(d) per il muro a gravità, come mostrato in *Figura 4.5* e *Figura 4.6*.

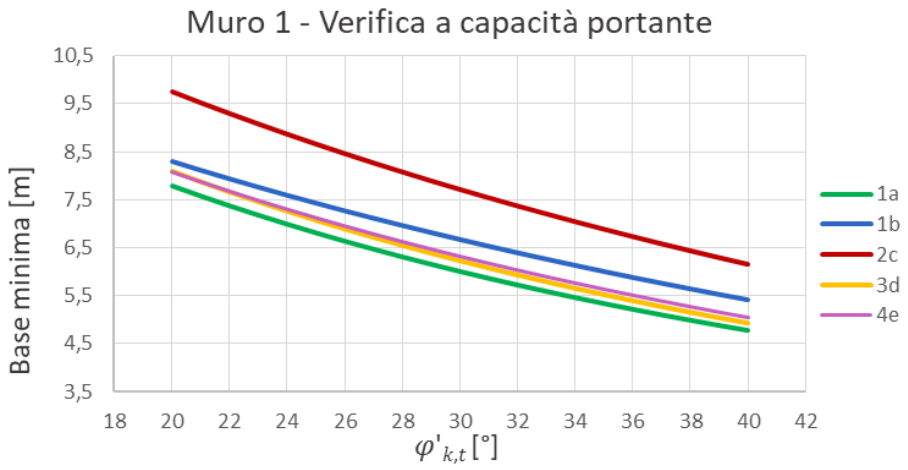


Figura 4.5 - Andamento della base minima al variare dell'angolo di resistenza al taglio per la verifica di capacità portante – Muro 1.

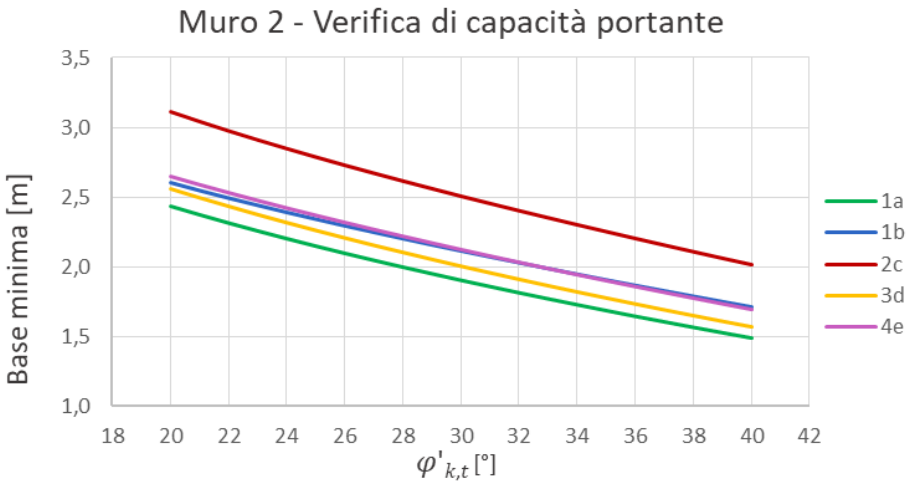


Figura 4.6 - Andamento della base minima al variare dell'angolo di resistenza al taglio per la verifica di capacità portante – Muro 2.

Nel caso di muro a gravità, si osserva come, essendo questa tipologia di opera più pesante e compatta, risulti maggiormente sensibile ad una riduzione delle proprietà dei materiali piuttosto che ad un aumento delle azioni. I risultati forniti dalle due combinazioni in cui si utilizza il RFA sono molto vicini tra loro nonostante i coefficienti siano applicati in modo differente. Questo andamento è giustificabile osservando che, nell'utilizzare la combinazione 4(e), si ha una maggiore amplificazione degli effetti sfavorevoli. Ciò determina un aumento dell'eccentricità del carico, rispetto alla combinazione 3(d), portando ad una riduzione della base ridotta, ma ad un aumento del coefficiente di riduzione i_γ. Complessivamente l'azione di questi due contributi si compensa fornendo dei risultati molto vicini tra loro.

Nel caso di muro a mensola, l'amplificazione degli effetti sfavorevoli secondo la combinazione 4(e), quali V_d, M_{Ad} e l'eccentricità, all'aumentare della criticità della condizione di progetto è tale da portare a dei risultati più vicini a quelli ottenuti secondo la 1(b) che, al contrario, prevede una diminuzione delle proprietà del terreno.

Per la verifica a ribaltamento non si osservano particolari andamenti degni di nota, la combinazione DC2(a) risulta sempre la peggiore e più conservativa delle due combinazioni.

La progettazione di un'opera di sostegno rigida consiste nell'individuare la base minima che soddisfa contemporaneamente le verifiche di capacità portante, scorrimento e ribaltamento; pertanto, questa coincide con il valore massimo ottenuto da esse. La nuova normativa prevede la libera scelta di una delle combinazioni introdotte per la verifica a capacità portante e a scorrimento, mentre quella di ribaltamento è in ogni caso da svolgersi secondo il DC2. Per individuare la relazione che intercorre tra le basi minime di progetto richieste per ciascun

approccio dalle tre verifiche sono stati plottati i risultati delle verifiche di scorrimento e capacità portante, ottenute dalle combinazioni 1(b), 2(c) e 3(d), insieme ai risultati della verifica di ribaltamento, forniti dalla combinazione DC2(a).

In generale è la verifica a capacità portante a imporre la base minima di progetto, mentre le basi richieste dalle altre due verifiche risultano inferiori e lo scostamento, rispetto alla base minima di capacità portante e tra loro, è variabile in base al tipo di opera e di analisi svolta. In *Figura 4.7* e *Figura 4.8* sono riportati due esempi dei risultati, ottenuti rispettivamente al variare dell'angolo di resistenza al taglio $\varphi'_{k,t}$ e dell'altezza di scavo $H1$. Nel primo caso i risultati della verifica di capacità portante si discostano da quelli ottenuti per la verifica di scorrimento di una quantità pressoché costante; mentre nella seconda analisi si osserva che per bassi valori di $H1$ i valori ottenuti per tutte e tre le verifiche sono abbastanza vicini tra loro, con i risultati della verifica a capacità portante che tendono a divergere con l'aumento dell'altezza considerata.

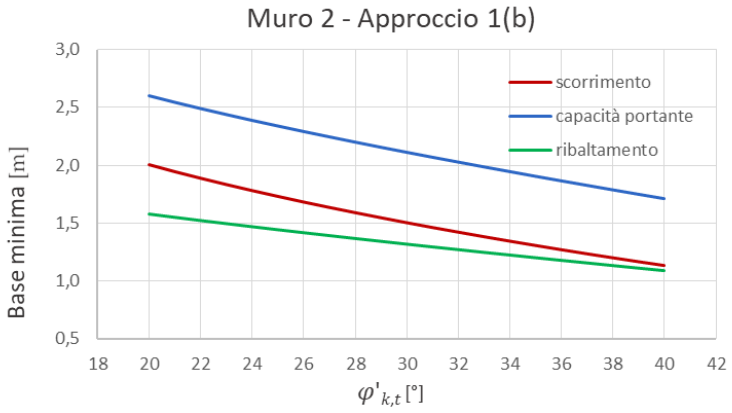


Figura 4.7 – Basi minime di progetto per l'approccio 1(b) ed il DC2(a) al variare dell'angolo di resistenza al taglio del terrapieno.

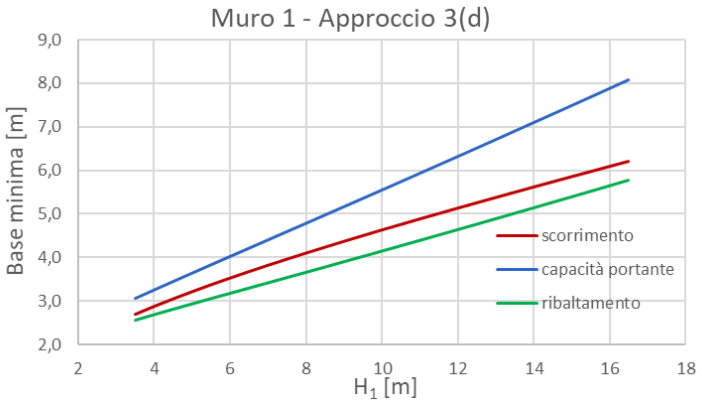


Figura 4.8 - Basi minime di progetto per l'approccio 3(b) ed il DC2(a) al variare dell'altezza di scavo.

Capitolo 5

Conclusioni

Il presente lavoro di tesi ha evidenziato le principali novità introdotte nell'Eurocodice 7, con particolare riferimento a tutto ciò che riguarda la progettazione di opere di sostegno rigide.

I nuovi approcci di progetto sono stati spiegati in dettaglio, a partire dai concetti fondamentali utili a svolgere le verifiche di *Stato Limite Ultimo* (SLU) caratteristiche della tipologia di opera studiata: verifica di ribaltamento, scorrimento e capacità portante. I concetti di *Design Case* e *Consequence Class* sono stati introdotti, congiuntamente alle metodologie per il calcolo delle resistenze di progetto, quali il *Material Factor Approach* (MFA) ed il *Resistance Factor Approach* (RFA). Complessivamente sono disponibili tre diversi approcci di verifica, comuni sia alla verifica di scorrimento sia di capacità portante, con un quarto approccio esclusivamente dedicato alla verifica di capacità portante di muri di sostegno. La verifica di ribaltamento, invece, è condotta applicando distintamente due set di coefficienti di sicurezza, diversi rispetto alle altre due verifiche. La proliferazione di tutti questi approcci di progetto, così come le piccole ma sostanziali differenze che li caratterizzano, è in contrasto con uno dei principali obiettivi che si intendeva raggiungere con questa seconda revisione degli Eurocodici, ovvero il miglioramento della facilità di applicazione della normativa.

Per comprendere meglio l'utilizzo dei nuovi approcci, questi sono stati applicati a tre diversi muri di sostegno: un primo muro a gravità, un secondo muro a mensola ed un terzo nuovamente a gravità. Per i primi due muri considerati sono state eseguite le tre verifiche suddette secondo i nuovi approcci, introdotti nell'EC7, e quello attualmente in vigore e previsto dalle NTC18. Osservando i set di coefficienti di sicurezza previsti dai diversi approcci, si è notato che, in assenza di falda, la combinazione 3(d) dell'EC7 è effettivamente equivalente al DA2 delle NTC18.

Confrontando i risultati delle diverse verifiche effettuate si è riscontrato come questi siano marcatamente disomogenei tra i diversi approcci, nonostante la struttura rimanga invariata, offrendo così un diverso margine di sicurezza. Ne deriva che, la progettazione di un'opera è influenzata non solo dalle proprietà dei materiali e dalla condizione di progetto in cui si trova la struttura, ma anche dall'approccio utilizzato, andando così contro uno dei principali obiettivi degli Eurocodici, ovvero di uniformare a livello europeo le procedure di verifica. In particolare, si è osservato come una stessa struttura risulti verificata seguendo le NTC18 ma non secondo alcun approccio della nuova normativa europea. Allo stesso tempo è stato

possibile notare che la verifica di capacità portante governa la progettazione di questa tipologia di opere geotecniche qualunque sia l'approccio utilizzato.

La relazione esistente tra l'approccio di progetto scelto e la geometria della struttura è stato investigato andando ad individuare i valori minimi che la base della fondazione deve assumere affinché le verifiche di SLU siano soddisfatte. Ciò ha permesso la classificazione dei vari approcci in funzione della base ottenuta, considerando che valori minori corrispondono ad approcci meno cautelativi. Dai calcoli svolti è emerso che, delle due combinazioni appartenenti al primo approccio, la combinazione 1(b) fornisce sempre i risultati più sfavorevoli rispetto alla 1(a) ed è quindi quella da considerare nella progettazione. Confrontando queste due combinazioni, entrambe utilizzanti il MFA, si osserva che, per questa tipologia di opere, la diminuzione delle proprietà dei materiali risulta la condizione di progetto più critica, rispetto ad un aumento delle azioni di progetto. L'approccio 2(c) si configura come quello più cautelativo, in quanto restituisce una base di progetto molto maggiore rispetto alle altre combinazioni, risultato che si riflette sul conseguente dispendio economico in fase di esecuzione dell'opera. Al contrario, l'approccio 3(d), e di conseguenza il DA2, risulta il meno cautelativo nonostante l'applicazione dei coefficienti di sicurezza alle resistenze di progetto, confermando che l'amplificazione delle azioni sfavorevoli non rappresenta la condizione più critica. I risultati della combinazione 1(b) risultano intermedi tra la 2(c) e la 3(d), così come la 4(e) dove applicabile. Inoltre, la verifica di ribaltamento, come previsto, non è condizionante nel caso di muri fondati su terreno e, tra le due combinazioni previste dal DC2, la prima è quella che fornisce risultati più sfavorevoli.

Lo studio di questi due muri è stato completato con lo svolgimento di due analisi parametriche per ciascuno di essi, in cui si è fatto variare l'angolo di resistenza al taglio del terrapieno e l'altezza di scavo, al fine di individuare l'andamento della base minima di progetto al variare di questi parametri. Da tali analisi è emerso che, sia per la verifica di scorrimento che di capacità portante, l'ordine relativo tra le combinazioni 1(b), 2(c) e 3(d) è rimasto invariato rispetto a quanto osservato in precedenza, mentre per la combinazione 4(e) si è osservato un andamento variabile in funzione della tipologia di opera: per il primo muro questa risulta pressoché uguale ai risultati forniti dalla combinazione 3(d), mentre per il secondo muro si avvicina molto a quelli forniti dalla 1(b). Da queste analisi è stato anche possibile constatare che più le condizioni di progetto sono critiche, più i risultati forniti dalla combinazione 2(c) sono cautelativi, discostandosi maggiormente da quelli ottenuti con le altre combinazioni.

L'ultima struttura studiata, sotto richiesta del Task Group B2 del CEN, consiste in un muro a gravità dalla geometria semplificata, per cui si è determinata la base minima della fondazione per due diverse condizioni di progetto: la prima in assenza di falda e la seconda con un

dislivello di falda tra monte e valle, con conseguente moto di filtrazione. I risultati ottenuti nella prima condizione di progetto sono assolutamente in linea con quanto osservato per i primi due muri studiati, mentre i risultati della seconda condizione di progetto vedono la combinazione 4(e) configurarsi come quella più cautelativa. Inoltre, si è osservato che, diversamente dai precedenti esempi di calcolo, l'approccio 2(c) restituisce risultati peggiori nel caso in cui il peso del muro è considerato come azione sfavorevole nella verifica di capacità portante.

Bibliografia

Lancellotta, R., Ciancimino, A., Costanzo, D., Foti, S. 2020. Progettazione Geotecnica

European Committee for Standardization. 2021. Eurocode 7: Geotechnical design — Part 1: General rules

European Committee for Standardization. 2021. Eurocode 7: Geotechnical design — Part 3: Geotechnical structures

European Committee for Standardization. 2019. Eurocode — Basis of structural and geotechnical design

Lancellotta, R. 2012. Geotecnica

Van Seters, A. J., Franzén, G. 2019. Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997 Overview. Proceedings of the XVII ECSMGE-2019.

Franzén, G., Arroyo, M., Lees, A., Kavvadas, M., van Seters, A.J., Walter, H., and Bond, A.J. 2019. Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-1:202x General rules. Proceedings, 17th European Conf. on Soil Mech. And Geotechnical Engng., Reykjavik, Iceland.

Bond, A.J., Formichi, P., Spehl, P., and van Seters, A.J. 2019. Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1990:202x Basis of structural and geotechnical design. Proceedings, 17th European Conf. on Soil Mech. And Geotechnical Engng., Reykjavik, Iceland.

Estaire, J., Arroyo, M., Scarpelli, G., and Bond, A.J. 2019. Tomorrow's geotechnical toolbox: Design of geotechnical structures to EN 1997:202x. Proceedings, 17th European Conf. on Soil Mech. And Geotechnical Engng., Reykjavik, Iceland.

Appendice A – Muro a gravità – Muro 1

A.1 Verifiche di stato limite ultimo

Simbolo	Unità misura	NTC18	Eurocodice 7				
		DA2	1(a)	1(b)	2(c)	3(d)	4(e)
Spinta attiva del terreno							
$K_{a\gamma}$	-	0,275	0,275	0,340	0,340	0,275	0,275
$P'_{Ad,1}$	kN/m	502,8	522,1	478,2	645,6	522,1	386,8
$P'_{Ad,2}$	kN/m	51,6	51,6	55,3	63,8	51,6	34,4
$P_{Ad,TOT}$	kN/m	554,3	573,7	533,5	709,3	573,7	421,1
$P_{AH,d}$	kN/m	516,4	534,4	509,2	677,1	534,4	392,3
$P_{A1,H}$	kN/m	468,3	486,3	456,4	616,2	486,3	360,2
lever arm	m	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
$P_{A2,H}$	kN/m	48,0	48,0	52,7	60,9	48,0	32,0
lever arm	m	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3
$P_{AV,d}$	kN/m	201,7	208,7	159,1	211,5	208,7	153,2
lever arm	m	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0
Peso del muro							
$W_{k,1}$	kN/m	108,00					
$W_{k,2}$	kN/m	36,00					
$W_{k,3}$	kN/m	240,00					
$W_{k,4}$	kN/m	396,00					
$W_{k,5}$	kN/m	330,00					
$W_{Mk,tot}$	kN/m	1110,0					
Momento stabilizzante							
$M_{s,1}$	kNm/m	162,0					
$M_{s,2}$	kNm/m	72,0					
$M_{s,3}$	kNm/m	1200,0					
$M_{s,4}$	kNm/m	2475,0					
$M_{s,5}$	kNm/m	1540,0					
Verifiche di scorrimento							
$W_{M,d}$	kN/m	1110,0	1110,0	1110,0	1110,0	1110,0	-
H_d	kN/m	516,4	534,4	509,2	677,1	534,4	-
V_d	kN/m	1311,7	1318,7	1269,1	1321,5	1318,7	-
R_d	kN/m	866,3	958,1	737,6	768,1	871,0	-

R_d /H_d	-	1,7	1,8	1,4	1,1	1,6	-
Verifica di capacità portante							
M_s	kNm/m	5449,0	5449,0	5449,0	5449,0	5449,0	5449,0
M_{Ad}	kNm/m	839,9	865,7	1117,9	1467,1	865,7	848,8
V_d	kN/m	1311,7	1318,7	1269,1	1321,5	1318,7	1705,3
e	m	-0,014	0,024	0,087	0,487	0,024	0,802
B_R	m	6,97	6,95	6,83	6,03	6,95	5,40
N_q	-	37,75	37,75	18,75	18,75	37,75	37,75
Nγ	-	56,31	56,31	22,96	22,96	56,31	56,31
iγ	-	0,223	0,210	0,215	0,116	0,210	0,328
R_d	kN/m	4140,5	5438,7	2181,7	918,7	3884,8	3645,1
R_d/ V_d	-	3,2	4,1	1,7	0,7	2,9	2,1
Verifica di Ribaltamento							
		DA2	**DC2(a)**	**DC2(b)**			
$M_{s,W}$	kNm/m	5449,0	5449,0	5449,0			
$M_{s,PV1}$	kNm/m	-	1132,6	984,9			
$M_{s,PV2}$	kNm/m	-	131,3	131,3			
$M_{s,TOT}$	kNm/m	-	6712,9	6565,2			
$M_{A,d}$	kNm/m	839,9	2326,6	1801,2			
R_d	kNm/m	4738,261	-	-			
$M_{s,TOT}$/ M_{Ad}	-	5,6	2,9	3,6			

A.2 Determinazione della base minima di progetto

Simbolo	Unità misura	NTC18	Eurocodice 7				
		DA2	1(a)	1(b)	2(c)	3(d)	4(e)
Spinta attiva del terreno							
$K_{a\gamma}$	-	0,275	0,275	0,340	0,340	0,275	0,275
$P'_{Ad,1}$	kN/m	502,8	522,1	478,2	645,6	522,1	386,8
$P'_{Ad,2}$	kN/m	51,6	51,6	55,3	63,8	51,6	34,4
$P_{Ad,TOT}$	kN/m	554,3	573,7	533,5	709,3	573,7	421,1
$P_{AH,d}$	kN/m	516,4	534,4	509,2	677,1	534,4	392,3
$P_{A1,H}$	kN/m	468,3	486,3	456,4	616,2	486,3	360,2
lever arm	m	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
$P_{A2,H}$	kN/m	48,0	48,0	52,7	60,9	48,0	32,0

lever arm	m	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3	6,3
$P_{AV,d}$	kN/m	201,7	208,7	159,1	211,5	208,7	153,2
lever arm	m	B	B	B	B	B	B
Verifica di scorrimento							
B_2	m	1,81	1,59	2,37	3,35	1,89	-
B_3	m	0,68	0,59	0,89	1,26	0,71	-
$W_{k,1}$	kN/m	108,00	108,00	108,00	108,00	108,00	-
$W_{k,2}$	kN/m	36,00	36,00	36,00	36,00	36,00	-
$W_{k,3}$	kN/m	108,35	95,10	142,35	201,08	113,38	-
$W_{k,4}$	kN/m	178,78	156,92	234,88	331,78	187,07	-
$W_{k,5}$	kN/m	148,98	130,77	195,73	276,48	155,90	-
$W_{Mk,tot}$	kN/m	580,11	526,80	716,96	953,33	600,35	-
$W_{M,d}$	kN/m	580,11	526,80	716,96	953,33	600,35	-
$H_d = R_d$	kN/m	516,36	534,37	509,19	677,07	534,37	-
V_d	kN/m	781,78	735,50	876,06	1164,88	809,05	-
B_d	m	4,81	4,59	5,37	6,35	4,89	-
Verifica di capacità portante							
B_2	m	2,85	2,72	3,40	4,37	2,94	3,04
B_3	m	1,07	1,02	1,27	1,64	1,10	1,14
$W_{k,1}$	kN/m	108,00	108,00	108,00	108,00	108,00	108,00
$W_{k,2}$	kN/m	36,00	36,00	36,00	36,00	36,00	36,00
$W_{k,3}$	kN/m	170,92	163,34	203,85	262,38	176,37	182,27
$W_{k,4}$	kN/m	282,02	269,51	336,35	432,92	291,01	300,75
$W_{k,5}$	kN/m	235,02	224,59	280,29	360,77	242,51	250,63
$W_{Mk,tot}$	kN/m	831,97	801,44	964,48	1200,07	853,88	877,65
$M_{s,1}$	kNm/m	162,00	162,00	162,00	162,00	162,00	162,00
$M_{s,2}$	kNm/m	72,00	72,00	72,00	72,00	72,00	72,00
$M_{s,3}$	kNm/m	756,23	712,35	957,82	1360,82	788,32	823,69
$M_{s,4}$	kNm/m	1498,84	1404,65	1937,50	2836,96	1568,04	1644,60
$M_{s,5}$	kNm/m	984,02	928,52	1237,64	1739,65	1024,54	1069,12
$M_{s,d}$	kNm/m	3473,09	3279,52	4366,96	6171,43	3614,90	3771,42
M_{Ad}	kNm/m	1072,07	1132,36	1213,73	1388,19	1087,04	1047,81
$W_{M,d}$	kN/m	831,97	801,44	964,48	1200,07	853,88	877,7
$V_d = R_d$	kN/m	1033,63	1010,14	1123,58	1411,62	1062,58	1391,66
e	m	0,601	0,736	0,392	0,298	0,591	1,062
B_R	m	4,65	4,25	5,61	6,78	4,76	3,91

N_q	-	37,75	37,75	18,75	18,75	37,75	37,75
$N\gamma$	-	56,31	56,31	22,96	22,96	56,31	56,31
$i\gamma$	-	0,125	0,104	0,163	0,141	0,123	0,238
B_d	m	5,85	5,72	6,40	7,37	5,94	6,04
Verifica di Ribaltamento							
		DA2	**DC2(a)**	**DC2(b)**			
B_2	m	1,44	1,40	1,05			
B_3	m	0,54	0,53	0,39			
$W_{k,1}$	kN/m	108,00	108,00	108,00			
$W_{k,2}$	kN/m	36,00	36,00	36,00			
$W_{k,3}$	kN/m	86,17	84,00	63,05			
$W_{k,4}$	kN/m	142,18	138,60	104,04			
$W_{k,5}$	kN/m	118,49	115,50	86,70			
$M_{s,1}$	kNm/m	162,00	162,00	162,00			
$M_{s,2}$	kNm/m	72,00	72,00	72,00			
$M_{s,3}$	kNm/m	320,40	310,80	222,29			
$M_{s,4}$	kNm/m	592,47	573,46	400,95			
$M_{s,5}$	kNm/m	426,36	413,88	298,06			
$M_{s,W}$	kNm/m	1573,2	1532,1	1155,3			
$M_{s,PV1}$	kNm/m	-	711,9	569,9			
$M_{s,PV2}$	kNm/m	-	82,5	76,0			
$M_{s,TOT}$	kNm/m	-	2326,6	1801,2			
$M_{A,d}$	kNm/m	1368,0	2326,6	1801,2			
R_d	kNm/m	1368,0	-	-			
B_d	m	4,44	4,40	4,05			

Appendice B – Muro 2

B.1 Verifiche di stato limite ultimo

Simbolo	Unità misura	NTC18	Eurocodice 7				
		DA2	1(a)	1(b)	2(c)	3(d)	4(e)
Spinta attiva del terreno							
$K_{a\gamma}$	-	0,299	0,299	0,380	0,380	0,299	0,299
$P_{Ad,TOT}$	kN/m	46,5	48,3	45,5	61,5	48,3	35,8
$P_{AH,d}$	kN/m	45,8	47,6	44,8	60,5	47,6	35,2
lever arm	m	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
$P_{AV,d}$	kN/m	8,1	8,4	7,9	10,7	8,4	6,2
lever arm	m	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
Peso del muro							
$W_{k,1}$	kN/m	1,68					
$W_{k,2}$	kN/m	57,00					
$W_{k,3}$	kN/m	18,75					
$W_{k,4}$	kN/m	5,63					
$W_{k,5}$	kN/m	18,00					
$W_{Mk,tot}$	kN/m	101,1					
Momento stabilizzante							
$M_{s,1}$	kNm/m	2,46					
$M_{s,2}$	kNm/m	74,10					
$M_{s,3}$	kNm/m	12,66					
$M_{s,4}$	kNm/m	2,81					
$M_{s,5}$	kNm/m	16,20					
Verifiche di scorrimento							
$W_{M,d}$	kN/m	101,1	101,1	101,1	101,1	101,1	-
H_d	kN/m	45,8	47,6	44,8	60,5	47,6	-
V_d	kN/m	109,1	109,4	109,0	111,7	109,4	-
R_d	kN/m	72,1	79,5	63,3	64,9	72,3	-
R_d /H_d	-	1,6	1,7	1,4	1,1	1,5	-
Verifica di capacità portante							
M_s	kNm/m	108,23	108,23	108,23	108,23	108,23	108,23
M_{Ad}	kNm/m	40,1	41,6	39,2	52,9	41,6	41,6
V_d	kN/m	109,1	109,4	109,0	111,7	109,4	144,8

e	m	0,275	0,291	0,267	0,405	0,291	0,440
B_R	m	1,25	1,22	1,27	0,99	1,22	0,92
N_q	-	37,75	37,75	18,75	18,75	37,75	37,75
Nγ	-	56,31	56,31	22,96	22,96	56,31	56,31
iγ	-	0,195	0,181	0,204	0,096	0,181	0,303
R_d	kN/m	116,6	143,4	71,4	20,6	102,4	98,0
R_d/ V_d	-	1,1	1,3	0,7	0,2	0,9	0,7
Verifica di Ribaltamento							
		DA2	**DC2(a)**	**DC2(b)**			
$M_{s,W}$	kNm/m	108,23	108,2	108,2			
$M_{s,PV}$	kNm/m	-	12,9	11,2			
$M_{s,TOT}$	kNm/m	-	121,1	119,4			
$M_{A,d}$	kNm/m	40,1	56,7	42,0			
R_d	kNm/m	94,109	-	-			
$M_{s,TOT}$/ M_{Ad}	-	2,3	2,1	2,8			

B.2 Determinazione della base minima di progetto

Simbolo	Unità misura	NTC18	Eurocodice 7				
		DA2	1(a)	1(b)	2(c)	3(d)	4(e)
Spinta attiva del terreno							
$K_{a\gamma}$	-	0,299	0,299	0,380	0,380	0,299	0,299
$P_{Ad,TOT}$	kN/m	46,5	48,3	45,5	61,5	48,3	35,8
$P_{AH,d}$	kN/m	45,8	47,6	44,8	60,5	47,6	35,2
lever arm	m	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
$P_{AV,d}$	kN/m	8,1	8,4	7,9	10,7	8,4	6,2
lever arm	m	B	B	B	B	B	B
Verifica di scorrimento							
B_3	m	0,43	0,37	0,54	0,89	0,46	-
H_3	m	0,08	0,06	0,10	0,16	0,08	-
$W_{k,1}$	kN/m	0,30	0,22	0,49	1,33	0,36	-
$W_{k,2}$	kN/m	24,31	20,82	30,93	50,83	26,27	-
$W_{k,3}$	kN/m	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75	-
$W_{k,4}$	kN/m	5,63	5,63	5,63	5,63	5,63	-
$W_{k,5}$	kN/m	12,27	11,65	13,43	16,92	12,61	-

$W_{Mk,tot}$	kN/m	61,26	57,07	69,23	93,46	63,61	-
$W_{M,d}$	kN/m	61,26	57,07	69,23	93,46	63,61	-
$H_d = R_d$	kN/m	45,79	47,55	44,83	60,52	47,55	-
V_d	kN/m	69,33	65,45	77,13	104,13	72,00	-
B_d	m	1,23	1,17	1,34	1,69	1,26	-
Verifica di capacità portante							
B_3	m	0,98	0,93	1,15	1,50	1,02	1,15
H_3	m	0,17	0,16	0,20	0,26	0,18	0,20
$W_{k,1}$	kN/m	1,61	1,45	2,20	3,78	1,74	2,20
$W_{k,2}$	kN/m	55,92	53,03	65,30	85,59	58,06	65,38
$W_{k,3}$	kN/m	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75
$W_{k,4}$	kN/m	5,63	5,63	5,63	5,63	5,63	5,63
$W_{k,5}$	kN/m	17,81	17,30	19,46	23,02	18,19	19,47
$W_{Mk,tot}$	kN/m	99,71	96,16	111,33	136,76	102,36	111,43
$M_{s,1}$	kNm/m	2,34	2,06	3,44	6,80	2,57	3,45
$M_{s,2}$	kNm/m	72,16	67,09	89,65	132,73	76,02	89,79
$M_{s,3}$	kNm/m	12,66	12,66	12,66	12,66	12,66	12,66
$M_{s,4}$	kNm/m	2,81	2,81	2,81	2,81	2,81	2,81
$M_{s,5}$	kNm/m	15,86	14,97	18,93	26,49	16,54	18,95
$M_{s,d}$	kNm/m	105,83	99,59	127,48	181,49	110,60	127,66
M_{Ad}	kNm/m	40,21	42,18	38,06	47,59	41,44	40,36
$W_{M,d}$	kN/m	99,71	96,16	111,33	136,76	102,36	111,4
$V_d = R_d$	kN/m	107,79	104,54	119,24	147,43	110,75	158,81
e	m	0,282	0,316	0,223	0,243	0,285	0,424
B_R	m	1,22	1,10	1,50	1,82	1,25	1,10
N_q	-	37,75	37,75	18,75	18,75	37,75	37,75
$N\gamma$	-	56,31	56,31	22,96	22,96	56,31	56,31
$i\gamma$	-	0,190	0,162	0,243	0,205	0,186	0,344
B_d	m	1,78	1,73	1,95	2,30	1,82	1,95
Verifica di Ribaltamento							
		DA2	**DC2(a)**	**DC2(b)**			
B_3	m	0,46	0,43	0,27			
H_3	m	0,082	0,075	0,047			
$W_{k,1}$	kN/m	0,36	0,30	0,12			
$W_{k,2}$	kN/m	26,38	24,29	15,13			
$W_{k,3}$	kN/m	18,75	18,75	18,75			

$W_{k,4}$	kN/m	5,63	5,63	5,63	
$W_{k,5}$	kN/m	12,63	12,26	10,65	
$M_{s,1}$	kNm/m	0,40	0,33	0,12	
$M_{s,2}$	kNm/m	27,21	24,61	14,11	
$M_{s,3}$	kNm/m	12,66	12,66	12,66	
$M_{s,4}$	kNm/m	2,81	2,81	2,81	
$M_{s,5}$	kNm/m	7,97	7,52	5,68	
$M_{s,W}$	kNm/m	51,1	47,9	35,4	
$M_{s,PV}$	kNm/m	-	8,8	6,6	
$M_{s,TOT}$	kNm/m	-	56,7	42,0	
$M_{A,d}$	kNm/m	44,4	56,7	42,0	
R_d	kNm/m	44,4	-	-	
B_d	m	1,26	1,23	1,07	

Appendice C – Muro 3

C.1 Determinazione della base minima di progetto – Muro 3(A)

Simbolo	Unità misura	NTC18	Eurocodice 7				
		DA2	1(a)	1(b)	2(c)	3(d)	4(e)
Spinta attiva del terreno							
$K_{a\gamma}$	-	0,40	0,40	0,53	0,53	0,40	0,40
$P_{AH,k}$	kN/m	41,7	41,7	55,2	55,2	41,7	41,7
lever arm	m	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
$P_{AV,k}$	kN/m	15,2	15,2	16,2	16,2	15,2	15,2
lever arm	m	B	B	B	B	B	B
Verifica di scorrimento							
B	m	1,46	1,39	1,70	2,13	1,50	-
b	m	0,52	0,45	0,76	1,19	0,57	-
$W_{M,k}$	kN/m	83,5	77,1	103,3	139,4	86,9	-
$H_d = R_d$	kN/m	54,1	56,2	55,2	74,5	56,2	-
V_d	kN/m	103,2	97,4	119,5	161,3	107,1	-
Verifica di capacità portante							
B	m	1,86	1,75	2,12	2,55	1,91	2,14
b	m	0,92	0,82	1,18	1,61	0,97	1,20
$W_{Mk,tot}$	kN/m	117,0	107,9	138,6	174,6	120,7	140,0
$M_{s,d}$	kNm/m	133,2	116,7	176,3	260,3	140,2	179,3
M_{Ad}	kNm/m	26,5	30,1	30,0	31,2	27,0	22,4
$V_d = R_d$	kN/m	136,7	128,1	154,8	196,5	140,9	209,3
e	m	0,150	0,200	0,115	0,108	0,150	0,318
B_R	m	1,56	1,35	1,89	2,33	1,61	1,50
N_q	-	18,40	18,40	10,43	10,43	18,40	18,40
$N\gamma$	-	22,40	22,40	10,56	10,56	22,40	22,40
$i\gamma$	-	0,220	0,177	0,267	0,239	0,217	0,391
iq	-	0,365	0,315	0,414	0,385	0,361	0,535
Verifica di Ribaltamento							
		DA2	**DC2(a)**	**DC2(b)**			
B	m	1,18	1,17	1,04			
b	m	0,24	0,23	0,10			
$M_{s,d}$	kNm/m	46,0	65,61	48,59			

M_{Ad}	kNm/m	40,0	65,61	48,59	
R_d	kNm/m	40,0	-	-	

C.2 Determinazione della base minima di progetto – Muro 3(B) – favorevole

Simbolo	Unità misura	NTC18	Eurocodice 7				
		DA2	1(a)	1(b)	2(c)	3(d)	4(e)
Spinta attiva del terreno							
$K_{a\gamma}$	-	0,4	0,4	0,53	0,53	0,4	0,4
Verifica di scorrimento							
B	m	2,05	1,86	2,14	2,75	2,02	-
b	m	1,11	0,92	1,21	1,81	1,09	-
L_{flow}	m	4,55	4,36	4,64	5,25	4,52	-
Δh	m	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	-
i	-	0,33	0,34	0,32	0,29	0,33	-
u_a	kN/m^2	13,41	13,12	13,54	14,29	13,37	-
u_p	kN/m^2	6,65	6,72	6,61	6,43	6,66	-
$p'_{1,5}$	kN/m^2	10,20	10,20	13,52	13,52	10,20	-
$p'_{3,5}$	kN/m^2	18,44	18,55	24,36	23,96	18,45	-
$P'_{AH,k}$	kN/m	36,29	36,40	48,01	47,61	36,30	-
$P_{AV,k}$	kN/m	13,06	13,11	14,10	13,98	13,07	-
$P_{W,k}$	kN/m	13,41	13,12	13,54	14,29	13,37	-
$W_{M,k}$	kN/m	132,83	116,83	140,78	191,59	130,61	-
$P_{Up,k}$	kN/m	20,56	18,45	21,62	28,48	20,26	-
$H_d = R_d$	kN/m	64,60	64,89	61,55	81,42	65,05	-
V_d	kN/m	123,08	112,39	133,26	176,29	123,94	-
Verifica di capacità portante							
B	m	2,99	2,65	3,39	4,02	2,98	4,18
b	m	2,05	1,71	2,45	3,08	2,04	3,24
L_{flow}	m	5,49	5,15	5,89	6,52	5,48	6,68
Δh	m	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
i	-	0,27	0,29	0,25	0,23	0,27	0,22
u_a	kN/m^2	14,53	14,17	14,91	15,40	14,53	15,51
u_p	kN/m^2	6,37	6,46	6,27	6,15	6,37	6,12

$P'_{AH,k}$	kN/m	35,84	35,98	47,29	47,02	35,84	35,45
$P_{AV,k}$	kN/m	12,90	12,95	13,88	13,81	12,90	12,76
$P_{W,k}$	kN/m	14,53	14,17	14,91	15,40	14,53	15,51
$P_{Up,k}$	kN/m	31,20	27,30	35,90	43,34	31,15	45,23
$M_{s,d}$	kNm/m	362,11	281,92	470,46	667,28	360,99	722,05
M_{Ad}	kNm/m	89,08	74,30	91,12	136,50	83,03	148,06
$W_{Mk,tot}$	kN/m	211,42	182,94	245,40	298,51	211,04	311,86
$V_d = R_d$	kN/m	187,63	167,67	223,38	265,13	191,08	377,18
e	m	0,038	0,085	-0,003	0,009	0,036	0,569
H_d	kN/m	65,48	65,58	62,19	81,96	65,82	68,79
B_R	m	2,91	2,48	3,38	4,00	2,91	3,04
N_q	-	18,40	18,40	10,43	10,43	18,40	18,40
Nγ	-	22,40	22,40	10,56	10,56	22,40	22,40
iγ	-	0,28	0,23	0,38	0,33	0,28	0,55
iq	-	0,42	0,37	0,52	0,48	0,43	0,67
Verifica di Ribaltamento							
		DA2	**DC2(a)**	**DC2(b)**			
B	m	1,38	1,33	1,17			
b	m	0,44	0,39	0,23			
L_{flow}	m	3,88	3,83	3,67			
Δh	m	1,50	1,50	1,50			
i	-	0,39	0,39	0,41			
u_a	kN/m^2	12,27	12,16	11,82			
u_p	kN/m^2	6,93	6,96	7,05			
$P'_{H1,k}$	kN/m	7,7	7,7	7,7			
$P'_{H2,k}$	kN/m	20,4	20,4	20,4			
$P'_{H3,k}$	kN/m	8,69	8,73	8,87			
$P_{AV,k}$	kN/m	13,2	13,2	13,3			
$P_{W,k}$	kN/m	12,3	12,2	11,8			
$P_{Up1,k}$	kN/m	9,6	9,2	8,2			
$P_{Up2,k}$	kN/m	3,7	3,5	2,8			
$M_{s,TOT}$	kNm/m	67,6	82,0	60,3			
$M_{A,d}$	kNm/m	58,8	82,0	60,3			
R_d	kNm/m	58,8	-	-			

C.3 Determinazione della base minima di progetto – Muro 3(B) – sfavorevole

Simbolo	Unità misura	NTC18	Eurocodice 7				
		DA2	1(a)	1(b)	2(c)	3(d)	4(e)
Spinta attiva del terreno							
$K_{a\gamma}$	-	0,4	0,4	0,53	0,53	0,4	0,4
Verifica di scorrimento							
B	m	2,05	1,86	2,14	2,75	2,02	-
b	m	1,11	0,92	1,21	1,81	1,09	-
L_{flow}	m	4,55	4,36	4,64	5,25	4,52	-
Δh	m	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	-
i	-	0,33	0,34	0,32	0,29	0,33	-
u_a	kN/m^2	13,41	13,12	13,54	14,29	13,37	-
u_p	kN/m^2	6,65	6,72	6,61	6,43	6,66	-
$p'_{1,5}$	kN/m^2	10,20	10,20	13,52	13,52	10,20	-
$p'_{3,5}$	kN/m^2	18,44	18,55	24,36	23,96	18,45	-
$P'_{AH,k}$	kN/m	36,29	36,40	48,01	47,61	36,30	-
$P_{AV,k}$	kN/m	13,06	13,11	14,10	13,98	13,07	-
$P_{W,k}$	kN/m	13,41	13,12	13,54	14,29	13,37	-
$W_{M,k}$	kN/m	132,83	116,83	140,78	191,59	130,61	-
$P_{Up,k}$	kN/m	20,56	18,45	21,62	28,48	20,26	-
$H_d = R_d$	kN/m	64,60	64,89	61,55	81,42	65,05	-
V_d	kN/m	123,08	112,39	133,26	176,29	123,94	-
Verifica di capacità portante							
B	m	2,84	2,41	3,39	4,16	2,88	4,18
b	m	1,91	1,47	2,45	3,23	1,94	3,24
L_{flow}	m	5,34	4,91	5,89	6,66	5,38	6,68
Δh	m	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
i	-	0,28	0,31	0,25	0,23	0,28	0,22
u_a	kN/m^2	14,39	13,88	14,91	15,50	14,42	15,51
u_p	kN/m^2	6,40	6,53	6,27	6,13	6,39	6,12
$P'_{AH,k}$	kN/m	35,90	36,10	47,29	46,97	35,88	35,45
$P_{AV,k}$	kN/m	12,92	13,00	13,88	13,79	12,92	12,76
$P_{W,k}$	kN/m	14,39	13,88	14,91	15,50	14,42	15,51
$P_{Up,k}$	kN/m	29,57	24,55	35,90	45,03	29,98	45,23

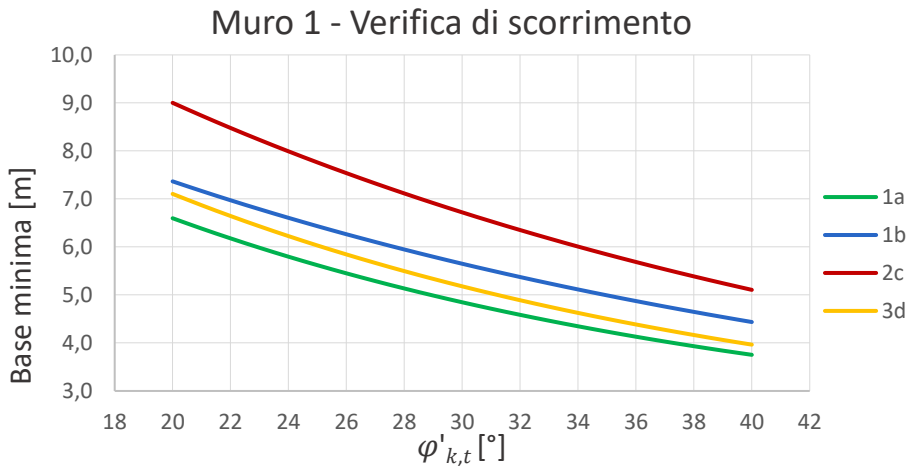
$M_{s,d}$	kNm/m	425,68	311,34	470,46	966,76	453,73	722,05
M_{Ad}	kNm/m	84,52	69,19	91,12	143,16	80,19	148,06
$W_{Mk,tot}$	kN/m	199,52	162,63	245,40	310,44	202,55	311,86
$V_d = R_d$	kN/m	237,75	207,64	223,38	383,67	254,90	377,18
e	m	-0,013	0,036	-0,003	-0,064	-0,025	0,569
H_d	kN/m	65,37	65,39	62,19	82,01	65,75	68,79
B_R	m	2,82	2,33	3,38	4,04	2,83	3,04
N_q	-	18,40	18,40	10,43	10,43	18,40	18,40
Nγ	-	22,40	22,40	10,56	10,56	22,40	22,40
iγ	-	0,38	0,32	0,38	0,49	0,41	0,55
iq	-	0,53	0,47	0,52	0,62	0,55	0,67

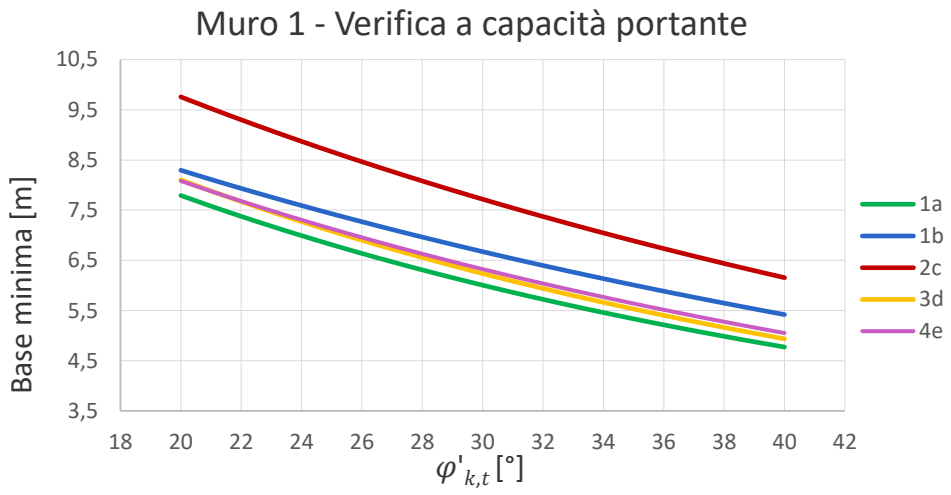
Verifica di Ribaltamento

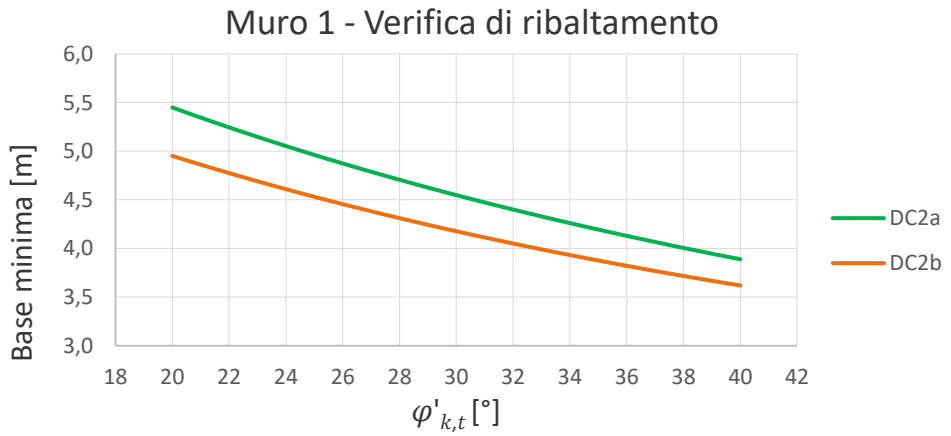
		DA2	DC2(a)	DC2(b)
B	m	1,38	1,33	1,17
b	m	0,44	0,39	0,23
L_{flow}	m	3,88	3,83	3,67
Δh	m	1,50	1,50	1,50
i	-	0,39	0,39	0,41
u_a	kN/m^2	12,27	12,16	11,82
u_p	kN/m^2	6,93	6,96	7,05
$P'_{H1,k}$	kN/m	7,7	7,7	7,7
$P'_{H2,k}$	kN/m	20,4	20,4	20,4
$P'_{H3,k}$	kN/m	8,69	8,73	8,87
$P_{AV,k}$	kN/m	13,2	13,2	13,3
$P_{W,k}$	kN/m	12,3	12,2	11,8
$P_{Up1,k}$	kN/m	9,6	9,2	8,2
$P_{Up2,k}$	kN/m	3,7	3,5	2,8
$M_{s,TOT}$	kNm/m	67,6	82,0	60,3
$M_{A,d}$	kNm/m	58,8	82,0	60,3
R_d	kNm/m	58,8	-	-

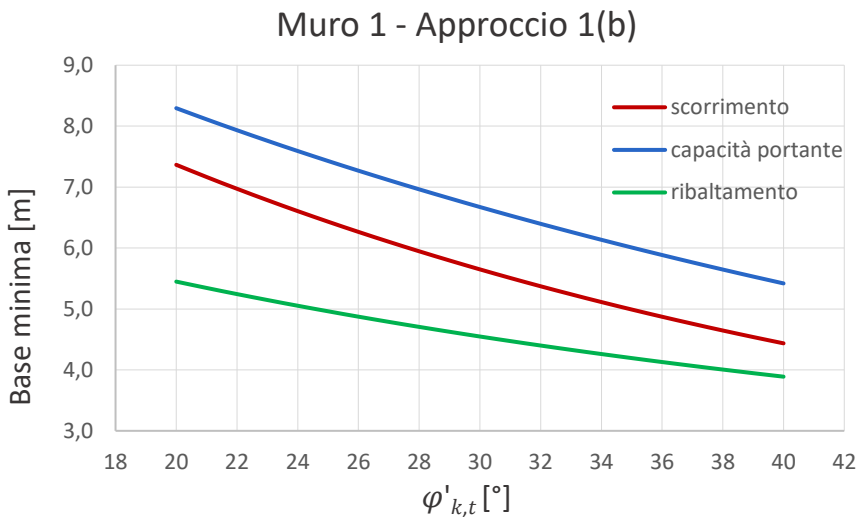
Appendice D – Analisi parametriche Muro a gravità

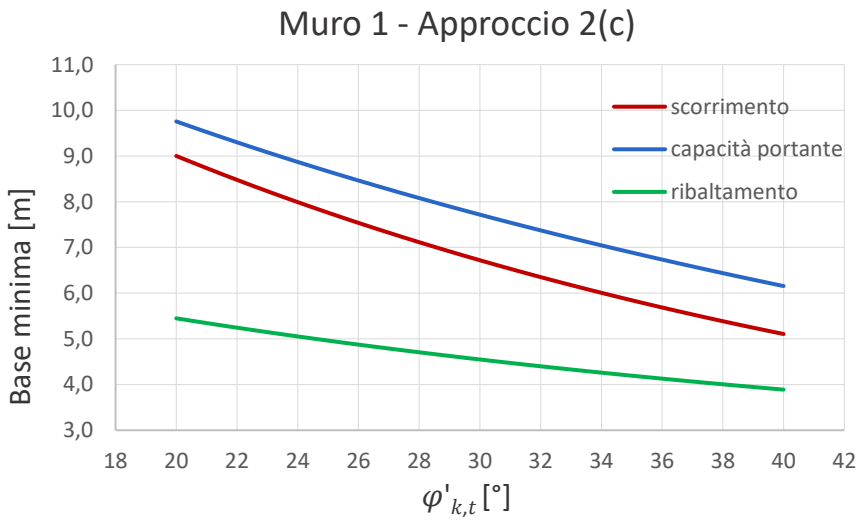
D.1 Analisi 1: variazione angolo di resistenza al taglio del terrapieno

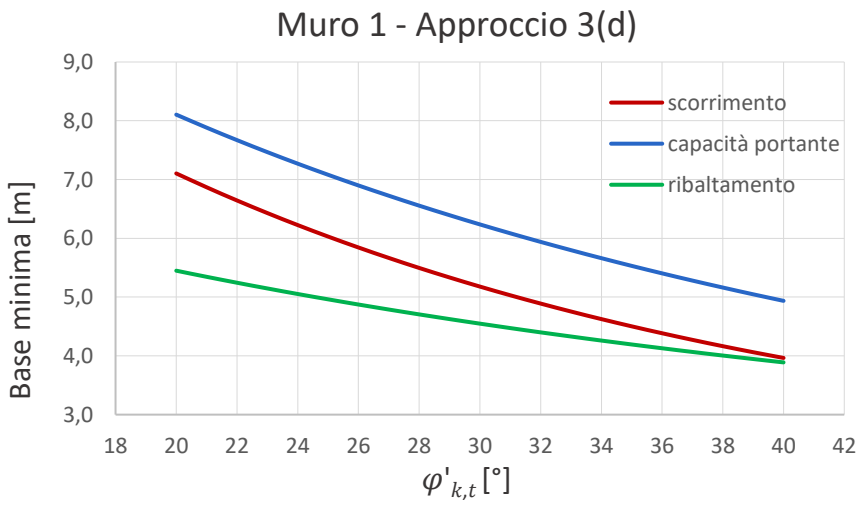


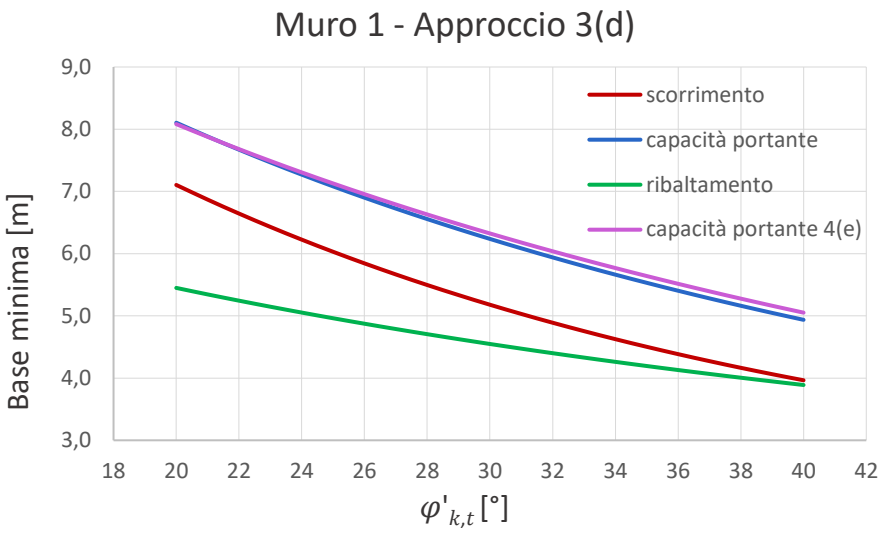




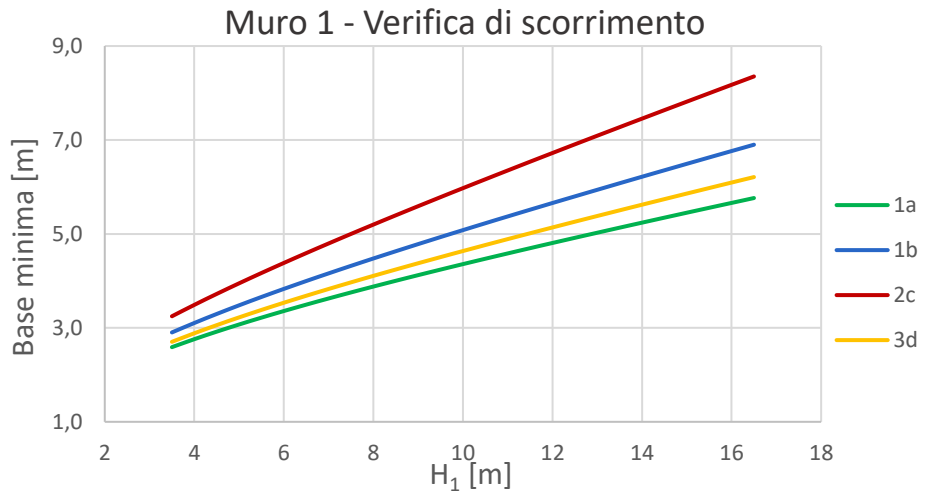

Muro 1 - Approccio 1(b)
Base minima [m]
9,0
8,0
7,0
6,0
5,0
4,0
3,0
18
20
22
24
26
28
30
32
34
36
38
40
42
φ'k,t [°]
scorrimento
capacità portante
ribaltamento

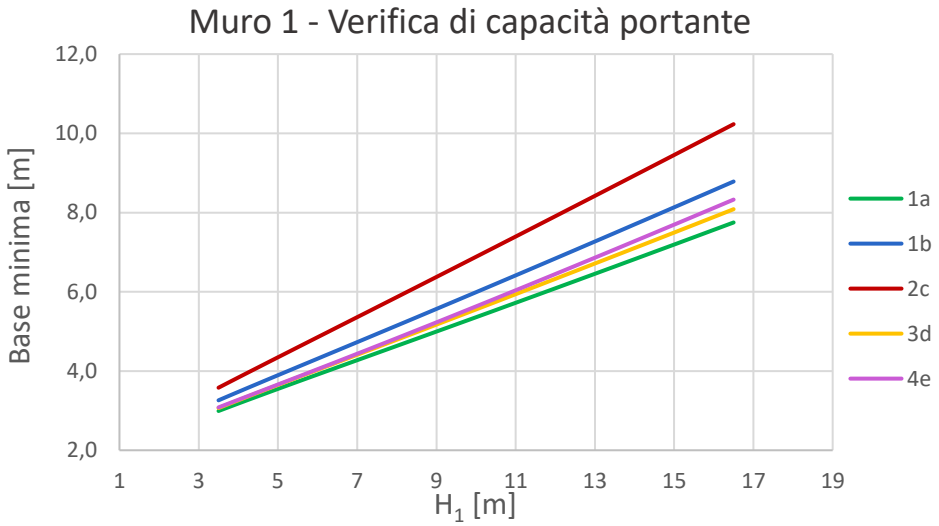

Muro 1 - Approccio 2(c)
Base minima [m]
11,0
10,0
9,0
8,0
7,0
6,0
5,0
4,0
3,0
18
20
22
24
26
28
30
32
34
36
38
40
42
φ'k,t [°]
scorrimento
capacità portante
ribaltamento

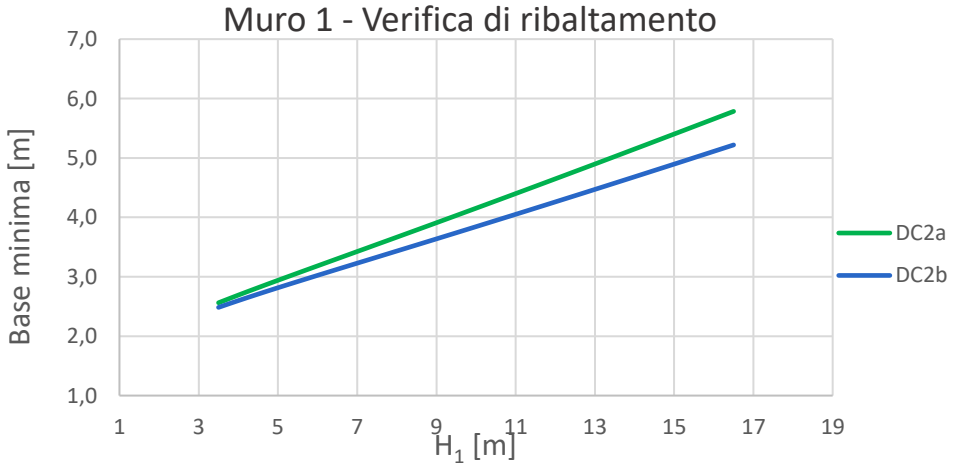

Muro 1 - Approccio 3(d)
Base minima [m]
9,0
8,0
7,0
6,0
5,0
4,0
3,0
18
20
22
24
26
28
30
32
34
36
38
40
42
φ'k,t [°]
scorrimento
capacità portante
ribaltamento

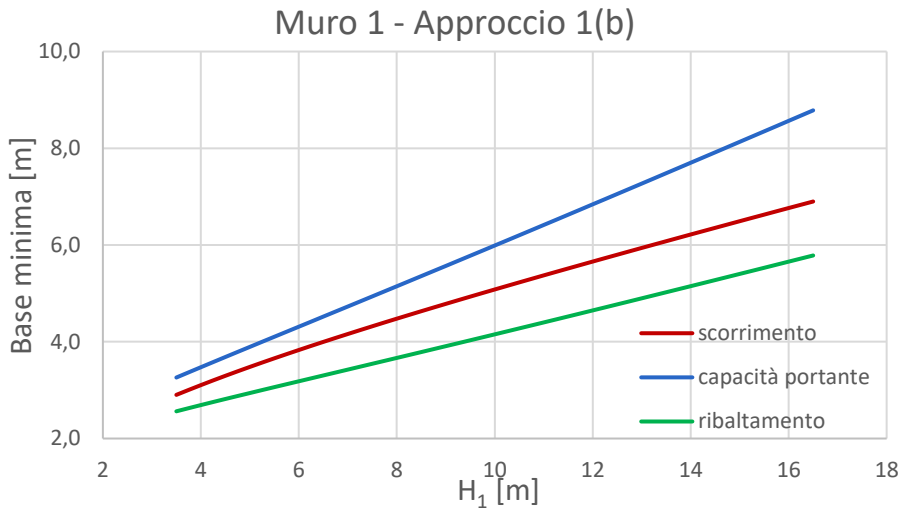

Muro 1 - Approccio 3(d)
9,0
8,0
7,0
6,0
5,0
4,0
3,0
Base minima [m]
18
20
22
24
26
28
30
32
34
36
38
40
42
φ'k,t [°]
scorrimento
capacità portante
ribaltamento
capacità portante 4(e)

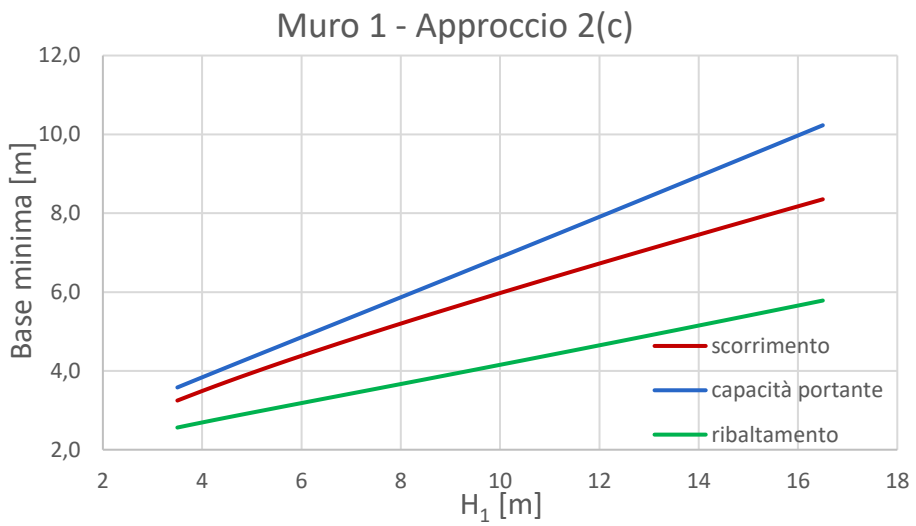
D.2 Analisi 2: variazione altezza di scavo

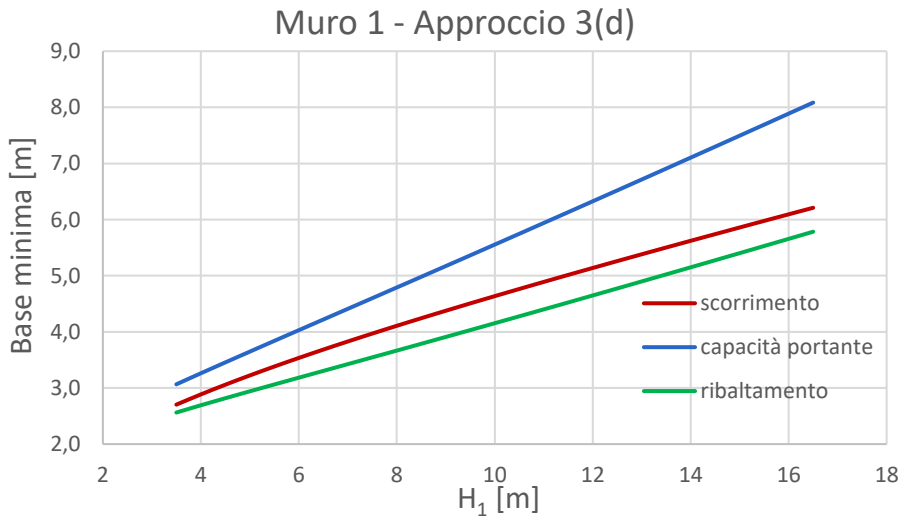


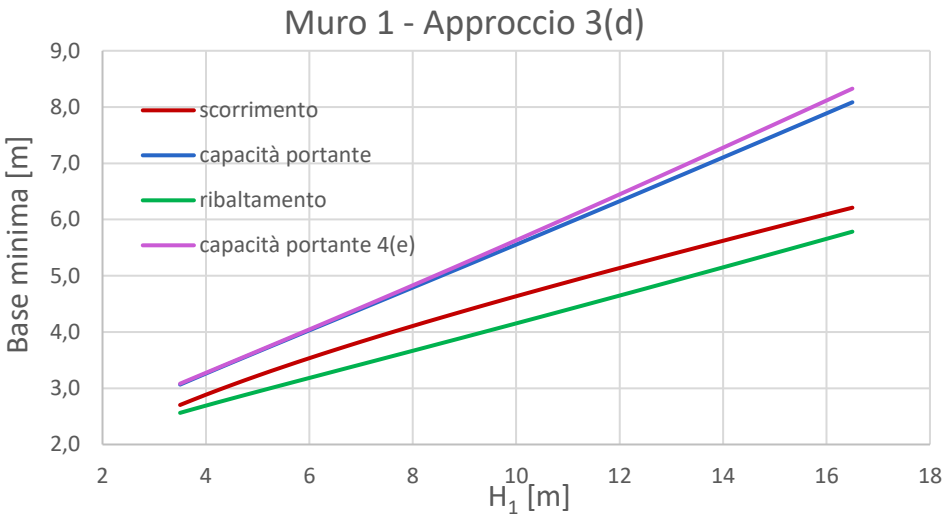





Muro 1 - Approccio 1(b)
Base minima [m]
10,0
8,0
6,0
4,0
2,0
2
4
6
8
10
12
14
16
18
H1 [m]
scorrimento
capacità portante
ribaltamento

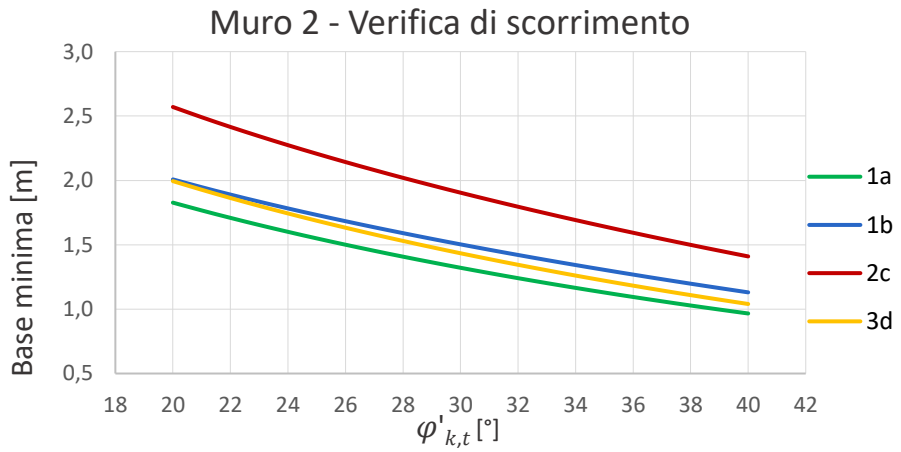

Muro 1 - Approccio 2(c)
Base minima [m]
12,0
10,0
8,0
6,0
4,0
2,0
2
4
6
8
10
12
14
16
18
H1 [m]
scorrimento
capacità portante
ribaltamento

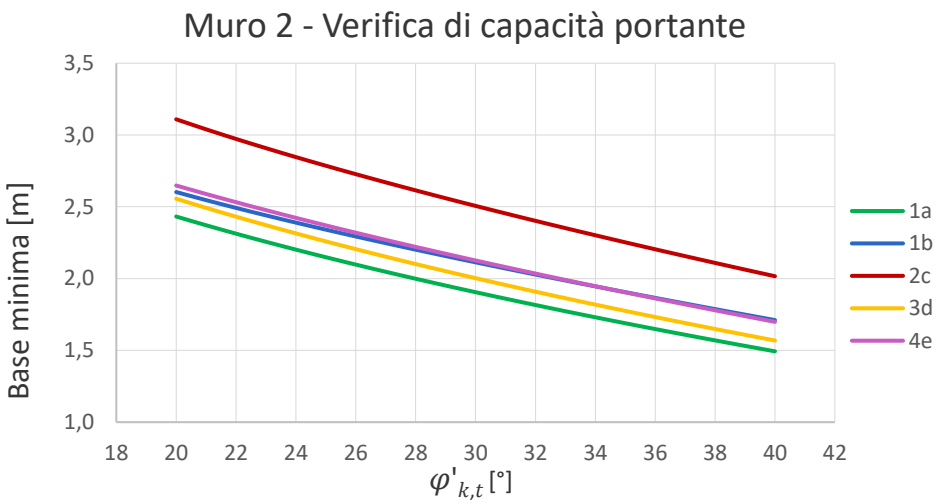

Muro 1 - Approccio 3(d)
Base minima [m]
9,0
8,0
7,0
6,0
5,0
4,0
3,0
2,0
2
4
6
8
10
12
14
16
18
H1 [m]
scorrimento
capacità portante
ribaltamento

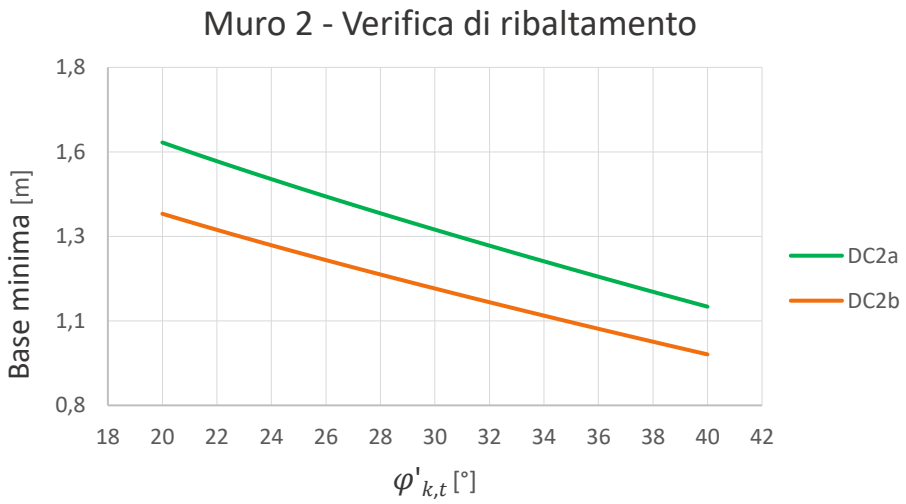

Muro 1 - Approccio 3(d)
Base minima [m]
9,0
8,0
7,0
6,0
5,0
4,0
3,0
2,0
scorrimento
capacità portante
ribaltamento
capacità portante 4(e)
2
4
6
8
10
12
14
16
18
H1 [m]

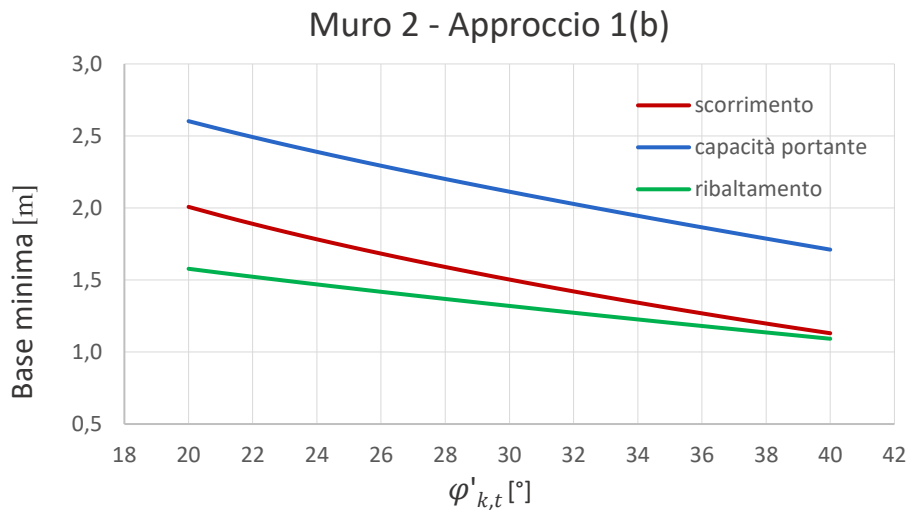
Appendice E – Analisi parametriche Muro a mensola

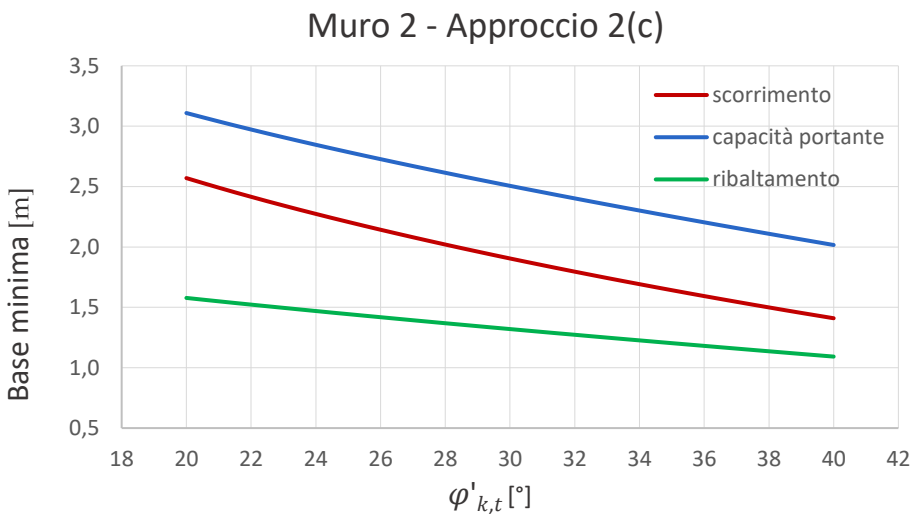
E.1 Analisi 1: variazione angolo di resistenza al taglio del terrapieno

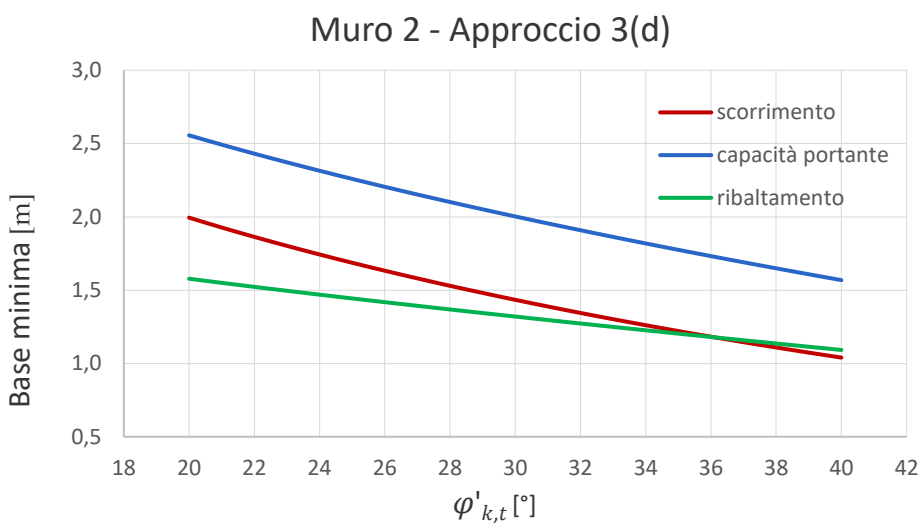


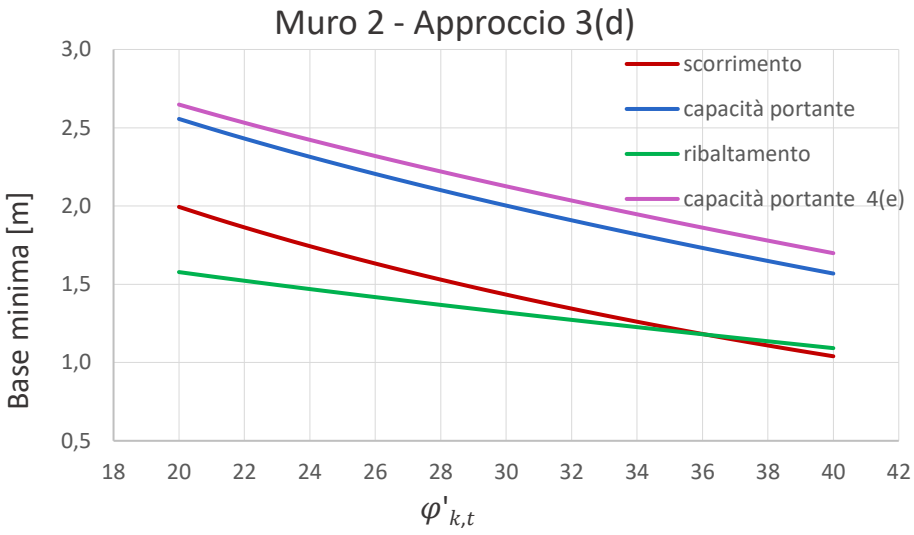




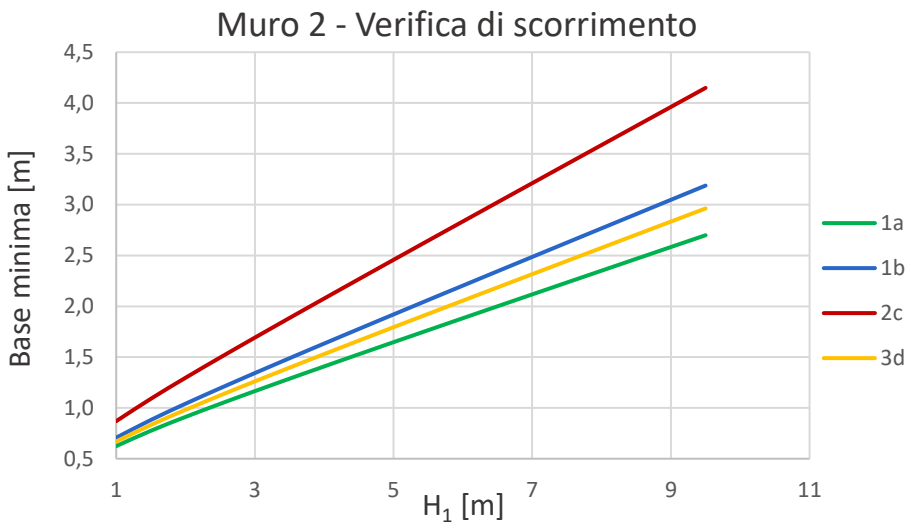

Muro 2 - Approccio 1(b)
Base minima [m]
3,0
2,5
2,0
1,5
1,0
0,5
18
20
22
24
26
28
30
32
34
36
38
40
42
φ'k,t [°]
scorrimento
capacità portante
ribaltamento

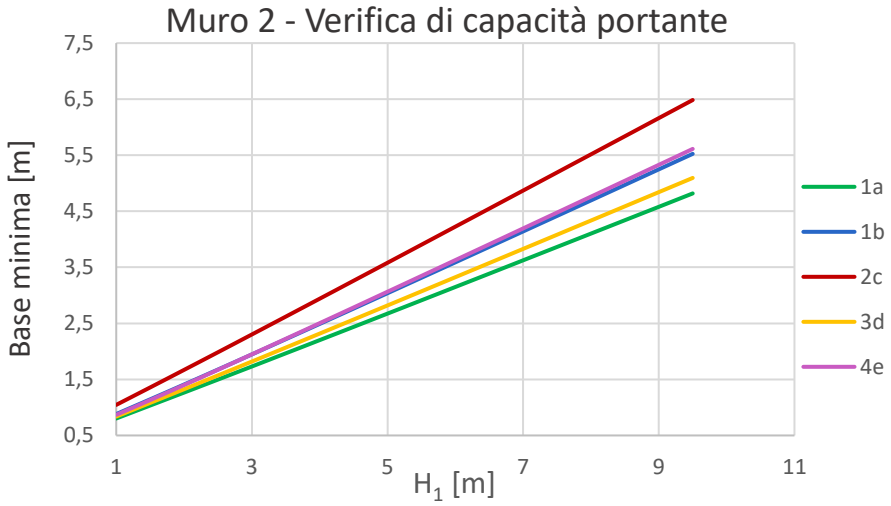

Muro 2 - Approccio 2(c)
Base minima [m]
3,5
3,0
2,5
2,0
1,5
1,0
0,5
18
20
22
24
26
28
30
32
34
36
38
40
42
φ'k,t [°]
scorrimento
capacità portante
ribaltamento

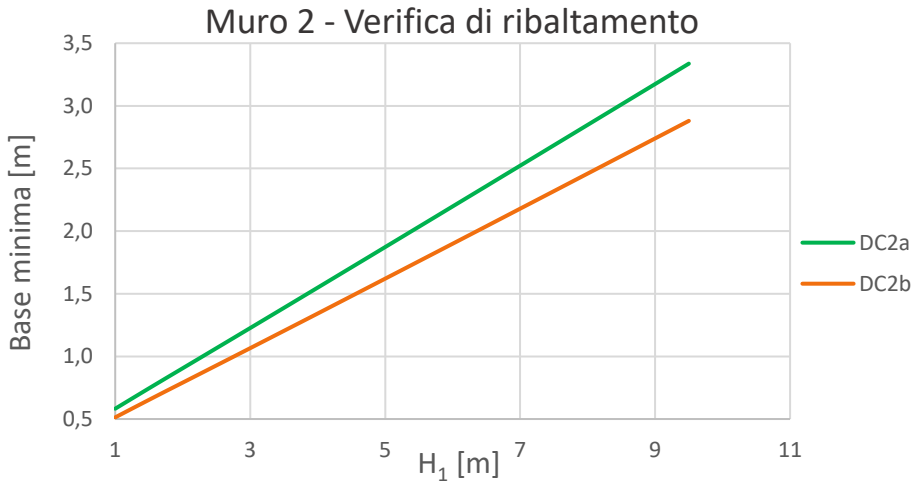

Muro 2 - Approccio 3(d)
Base minima [m]
3,0
2,5
2,0
1,5
1,0
0,5
18
20
22
24
26
28
30
32
34
36
38
40
42
φ'k,t [°]
scorrimento
capacità portante
ribaltamento

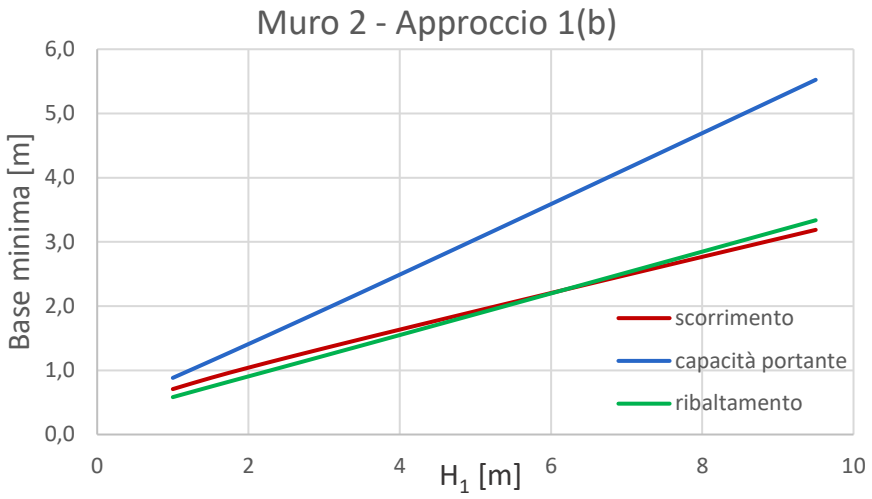

Muro 2 - Approccio 3(d)
Base minima [m]
3,0
2,5
2,0
1,5
1,0
0,5
18
20
22
24
26
28
30
32
34
36
38
40
42
$\varphi'_{k,t}$
scorrimento
capacità portante
ribaltamento
capacità portante 4(e)

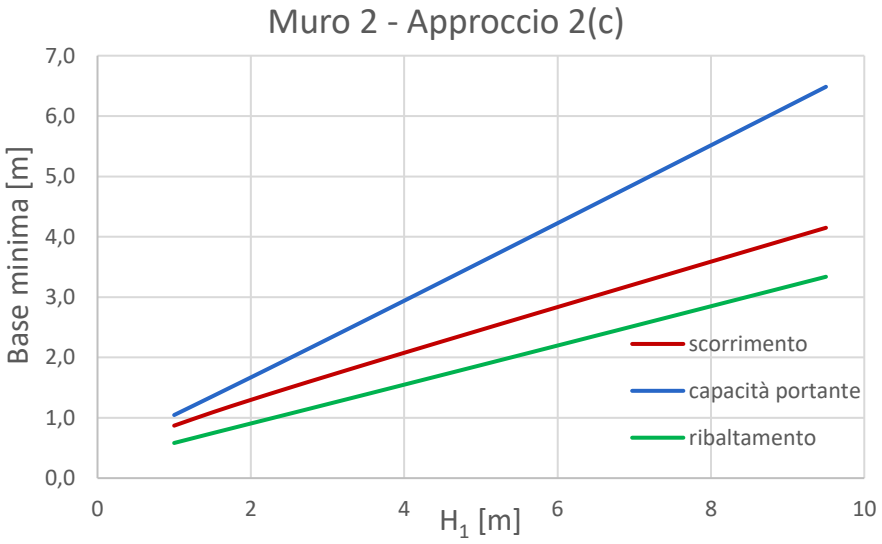
E.2 Analisi 2: variazione altezza di scavo

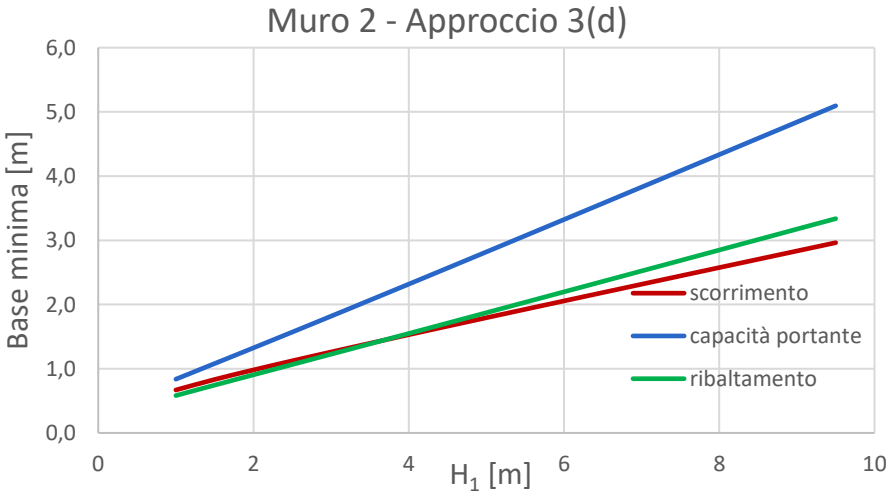


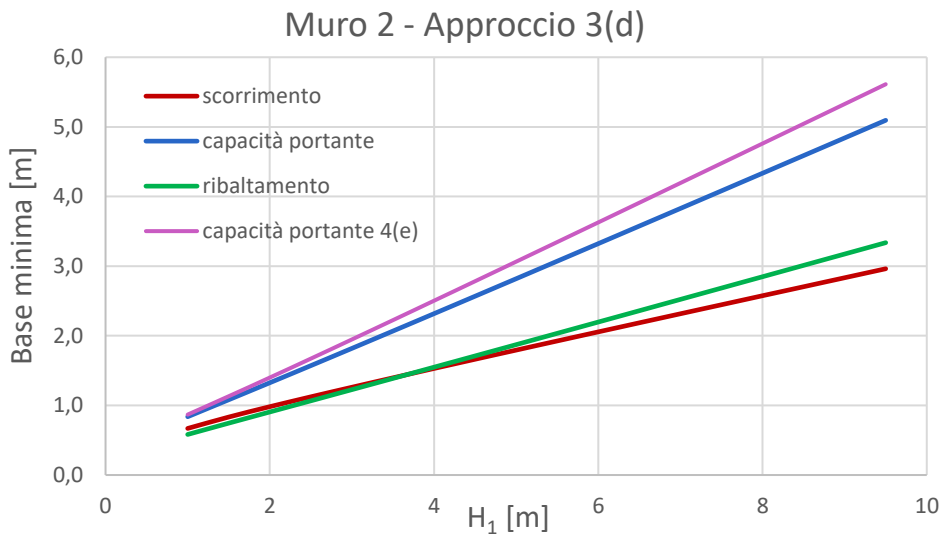





Muro 2 - Approccio 1(b)
Base minima [m]
6,0
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
0
2
4
6
8
10
H1 [m]
scorrimento
capacità portante
ribaltamento


Muro 2 - Approccio 2(c)
Base minima [m]
7,0
6,0
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
0
2
4
6
8
10
H1 [m]
scorrimento
capacità portante
ribaltamento


Muro 2 - Approccio 3(d)
Base minima [m]
6,0
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
0
2
4
6
8
10
H1 [m]
scorrimento
capacità portante
ribaltamento


Muro 2 - Approccio 3(d)
Base minima [m]
6,0
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
0
2
4
6
8
10
H1 [m]
scorrimento
capacità portante
ribaltamento
capacità portante 4(e)