

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

A.A. 2020/2021 Sessione di Laurea Ottobre 2021

Progettazione Geotecnica: Applicazione dei nuovi Eurocodici alle opere di sostegno flessibili

Relatore: Foti Sebastiano Candidato: Bongiovanni Federico

Sommario

Progettazione Geotecnica: Applicazione dei nuovi Eurocodici alle opere di sostegno flessibili

Nell'ambito normativo degli Eurocodici, la progettazione geotecnica, ovvero l'insieme delle attività progettuali che riguardano le interazioni suolo-struttura, risulta essere governata dall'Eurocodice 7 e, in condizione sismiche, dall'Eurocodice 8.

La nuova versione degli Eurocodici, che entrerà in vigore a conclusione del processo di revisione ed evoluzione degli Eurocodici, intrapreso dal CEN/TC250 (Comitato Europeo di Normazione/Commissione Tecnica 250), porrà al centro della progettazione geotecnica le Classi di Conseguenza, ovvero l'ammontare del danno economico e sociale che scaturirebbe dall'eventuale collasso della struttura, e le Classi di Complessità Geotecnica, frutto di un'analisi sulle condizioni in cui si trova il terreno dove sorge la struttura.

Entrando più nel dettaglio delle opere di sostegno flessibili, in accordo con la nuova versione dell'Eurocodice 7, queste dovranno essere progettate seguendo la condizione peggiore ottenuta dall'applicazione del Material Factor Approach MFA e del Resistance Factor Approach RFA. Il primo approccio progettuale prevede l'applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali ad azioni e parametri geotecnici, mentre il secondo fattorizza le azioni e la resistenza offerta dal sistema suolo-struttura.

Abstract

Geotechnical Design: Application of new Eurocodes for flexible retaining walls

In the regulatory field of Eurocodes, geotechnical design, that is the set of design activities concerning the soil-structure interactions, is governed by Eurocode 7 and, in seismic conditions, by Eurocode 8.

The new Eurocodes generation, which will enter into force at the end of the revisional and evolutional process of the Eurocodes, undertaken by CEN/TC250 (European Committee for Standardization/Technical Commission 250), will place the geotechnical design focus on the Consequence Classes, that are the amount of economic and social damage that would result from the possible collapse of the structure, and the Geotechnical Complexity Classes, obtained by a soil conditions analysis.

More in details, in agreement with the new Eurocode 7, flexible retaining walls design will be carried out following the worst condition obtained by the Material Factor Approach MFA and the Resistance Factor Approach RFA. The first one is characterized by partial safety factors applied to actions and geotechnical parameters, while the second one factorizes actions and the resistance offered by the soil-structure system.

INDICE

INDICE	4 -
INDICE D	ELLE FIGURE 7 -
INDICE D	ELLE TABELLE9 -
1. Introd	duzione 13 -
2. La pr	ogettazione geotecnica applicata alle opere di sostegno flessibili - 15
-	
2.1	Progettazione geotecnica e valori caratteristici dei parametri- 15 -
2.2	Le opere di sostegno flessibili 19 -
2.3	Criteri generali di progetto 20 -
3. I nuov	vi Eurocodici 24 -
3.1	Le categorie geotecniche 24 -
3.1.1	Geotechnical Complexity Class GCC 25 -
3.1.2	Consequence Class CC 26 -
3.1.3	Geotechnical Category GC 26 -
3.2	Gli approcci progettuali 27 -
3.3	Valutazione dell'azione sismica 31 -
4. La spi	inta delle terre 37 -
4.1	Determinazione della spinta attiva e della resistenza passiva 37 -
4.1.1	La teoria di Rankine 37 -
4.1.2	La teoria di Coulomb e la sua estensione in condizioni
sismic	- 39 -
4.1.3	La teoria di Caquot e Kérisel 42 -
4.1.4	La soluzione di Lancellotta per la resistenza passiva 42 -
4.2	Effetto della coesione 43 -
4.3	Spinta dovuta ad un sovraccarico 44 -
4.4	Spinta dovuta alla pressione interstiziale 44 -
4.5	Analisi in condizioni non drenate 45 -

4.6	Influenza degli spostamenti dell'opera sull'entità e distribuzione
delle spi	nte 46 -
4.7	Le soluzioni proposte dai nuovi Eurocodici 47 -
4.8	Considerazioni sull'angolo di attrito parete-terreno 52 -
5. I meto	odi di calcolo 54 -
5.1	Metodo dell'equilibrio limite 54 -
5.2	Metodo delle reazioni di sottofondo 57 -
5.2.1	Coefficiente di reazione di sottofondo 59 -
5.2.2	Rigidezza flessionale della paratia 59 -
5.2.3	Rigidezza assiale dell'ancoraggio (o del puntone) 60 -
6. Appli	cazioni di calcolo 61 -
6.1	Dimensionamento statico 63 -
6.1.1	Applicazione delle NTC18 63 -
6.1.2	Applicazione dell'Eurocodice vigente 64 -
6.1.3	Applicazione dell'Eurocodice di 2º generazione 65 -
6.2	Verifica sismica 68 -
6.2.1	Applicazione delle NTC18 68 -
6.2.2	Applicazione dell'Eurocodice vigente 70 -
6.2.3	Applicazione dell'Eurocodice di 2º generazione 71 -
6.3	Confronto fra i risultati ottenuti 73 -
6.4	Analisi parametrica al variare della densità relativa 76 -
6.5	Analisi in presenza di moto di filtrazione 81 -
6.6	Altri esempi di calcolo 83 -
6.6.1	Esempio 1: Propped embedded wall drained conditions (A
Less-l	Feb 2016) 84 -
6.6.2	Esempio 2: Embedded wall undrained conditions (A Less-
Feb 2	016) 85 -
6.6.3	Esempio 3: Embedded wall with and without an anchor (J
Saliba	a-June 2014) 86 -
7. Studio	o di interazione suolo-struttura 89 -
7.1	Calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti 91 -

- 6 -

7.	.2	Dimensionamento strutturale	95 -
	7.2.1	Calcolo armatura longitudinale	95 -
	7.2.2	Calcolo delle staffe	97 -
	7.2.3	Disposizione costruttive	98 -
8.	Concl	lusioni	99 -
9.	Biblio	ografia	101 -
10.	All	egati	103 -

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Variabilità e incertezze nella stima di una proprietà del terreno
(Phoon and Kulhawy, 1999; Wang et al., 2015)
Figura 2: Diagramma per la valutazione del coefficiente βH (Figure A.1-
Annex A- EN1998-5 Draft 2020) 36 -
Figura 3: Metodo dell'equilibrio globale di Coulomb
Figura 4: Metodo di Mononobe-Okabe 40 -
Figura 5: Stati tensionali limite attivo e passivo per un terreno coesivo in
condizioni non drenate 46 -
Figura 6: Mobilitazione della spinta agente su una parete ideale a sostegno di
un terrapieno 47 -
Figura 7: Convenzione dei segni per gli angoli adottata dall'EC7 per la
determinazione del coefficienti di spinta dovuti al sovraccarico. A sinistra
convenzione per la spinta attiva, a destra convenzione per la resistenza passiva.
(Figure D.1- Annex D- EN1997-3- Draft 2020) 49 -
Figura 8: Convenzione dei segni per gli angoli adottata dall'EC8 per la
determinazione del coefficienti di spinta in condizioni sismiche. A sinistra
convenzione per la spinta attiva, a destra convenzione per la resistenza passiva.
(Figure F.1- Annex F- EN1998-5 Draft 2020) 52 -
Figura 9: Schema statico paratia a sbalzo. Distribuzione delle pressioni (a),
pressione dell'acqua (b), momento flettente (c), spostamenti (d) 54 -
Figura 10: Distribuzione approssimata delle spinte per una paratia a sbalzo.
Tensione orizzontale efficace sopra al punto O (a), distribuzione dell'acqua
(b), tensione orizzontale efficace al disotto del punto O (c) 55 -

Figura 11: Schema statico paratia ancorata libera alla base. Distribuzione
delle pressioni (a), pressione dell'acqua (b), momento flettente (c), spostamenti
(d) 56 -
Figura 12: Schema statico paratia ancorata fissata alla base. Distribuzione
(d) 56 -
Figura 13: Metodo delle reazioni di sottofondo (Callisto) 57 -
Figura 14: Passaggio da campo elastico a campo plastico in funzione di w(x) 58 -
Figura 15: Esempio di calcolo 61 -
Figura 16: Correlazione empirica di Schmertmann 78 -
Figura 17: Esempio di calcolo in presenza di moto di filtrazione 81 -
Figura 18: Esempio 1: A Less-Feb 2016 85 -
Figura 19: Esempio 2: A Less-Feb 2016 86 -
Figura 20: Esempio 3: J Saliba-June 2014 87 -
Figura 21: Distribuzione delle pressioni di contatto a monte (in blu) e a valle
(in arancione) della paratia ottenute tramite KOST
Figura 22: Diagramma di momento flettente ottenuto tramite KOST 92 -
Figura 23: Diagramma di taglio ottenuto tramite KOST
Figura 24: Spostamenti ottenuti tramite KOST

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Valori del coefficiente kn per i differenti casi. (Table A.1 prEN 1997-
1:20xx Draft April 2021) 19 -
Tabella 2: Selezione della classe di complessità geotecnica GCC. (Table 4.1 nuEN 1007 1-2011 25
pren 1997-1:20xx Drait April 2021) 25 -
Tabella 3: Classi di conseguenza. (Table 4.1 prEN 1990: 2018) 26 -
Tabella 4: Relazione fra Geotechnical Complexity Class, Consequence Class e
Geotechnical Category. (Table 4.2 prEN 1997-1:20xx Draft April 2021) 26 -
Tabella 5: Approcci progettuali proposti dall'EC7 vigente 27 -
Tabella 6: EC7 vigente: coefficienti parziali sulle azioni (o loro effetti) per stato
limite ultimo STR-GEO 28 -
Tabella 7: EC7 vigente: coefficienti parziali sui parametri geotecnici per stato
limite ultimo STR-GEO 29 -
Tabella 8: EC7 vigente: coefficienti parziali sulle resistenze per stato limite
ultimo STR-GEO 29 -
Tabella 9: Coefficienti parziali sulle azioni e sui loro effetti proposti dai nuovi
Eurocodici. (Table A.1.8 prEN 1990: 2018) 30 -
Tabella 10: Coefficienti parziali sui parametri geotecnici proposti dai nuovi
Eurocodici. (Table 4.7 prEN 1997-1:20xx Draft April 2021) 31 -
Tabella 11: Periodi di ritorno (espressi in anni) delle azioni sismiche per le
strutture geotecniche. (Table 4.3- EN1998-5 Draft 2020) 32 -
Tabella 12: Valori del performance factor (Table 4.3- EN1998-5 Draft 2020)
33 -

Tabella 13: Valori del coefficiente di amplificazione topografica 34 -
Tabella 14: Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica 35 -
Tabella 15: Rigidezza flessionale per le varie tipologie di paratia 60 -
Tabella 16: Dati di progetto esempio di calcolo 62 -
Tabella 17: Profondità d'infissione e forza del tirante (NTC18) 64 -
Tabella 18: Profondità d'infissione e forza del tirante (EC7 vigente) 65 -
Tabella 19: Profondità d'infissione e forza del tirante (EC7 2° generazione- MFA (a)) 66 -
Tabella 20: Profondità d'infissione e forza del tirante (EC7 2° generazione- MFA (b)) 67 -
Tabella 21: Profondità d'infissione e forza del tirante (EC7 2° generazione- RFA) 68 -
Tabella 22: Parametri volti alla determinazione dell'azione sismica agente
sulla paratia (NTC18) 69 -
Tabella 23: Coefficienti volti alla determinazione dell'azione sismica agentesulla paratia (NTC18) 69 -
Tabella 24: Profondità d'infissione e forza del tirante necessari a soddisfare la verifica sismica (NTC18) 69 -
Tabella 25: Parametri volti alla determinazione dell'azione sismica agente sulla paratia (EC8-5 vigente) 70 -
Tabella 26: Coefficienti volti alla determinazione dell'azione sismica agente sulla paratia (EC8-5 vigente) 70 -
Tabella 27: Profondità d'infissione e forza del tirante necessari a soddisfare la verifica sismica (EC8-5 vigente) 71 -
Tabella 28: Parametri volti alla determinazione dell'azione sismica agente sulla paratia (EC8-5 2° generazione)
Tabella 29: Coefficienti volti alla determinazione dell'azione sismica agente sulla paratia (EC8-5 2° generazione) 72 -

Tabella 30: Profondità d'infissione e forza del tirante necessari a soddisfare la verifica sismica (EC8-5 vigente) 73 -
Tabella 31: Confronto fra i valori di profondità d'infissione e forza del tirante ottenuti dal dimensionamento statico applicando NTC18, Eurocodici vigenti ed Eurocodici di 2º generazione 75 -
Tabella 32: Confronto fra i valori di profondità d'infissione e forza del tirante ottenuti dalla verifica sismica applicando NTC18, Eurocodici vigenti ed Eurocodici di 2º generazione 76 -
Tabella 33: Stima dell'angolo di resistenza di picco <i>φrep</i> ′al variare della densità relativa e della granulometria78 -
Tabella 34: Profondità d'infissione e forza del tirante ottenuti tramite l'applicazione del MFA (a) 79 -
Tabella 35: Profondità d'infissione e forza del tirante ottenuti tramite l'applicazione del MFA (b) 79 -
Tabella 36: Profondità d'infissione e forza del tirante ottenuti tramite l'applicazione del RFA 80 -
Tabella 37: Confronto fra i valori di profondità d'infissione e forza del tirante ottenuti dal dimensionamento statico in presenza di moto di filtrazione applicando NTC18, Eurocodici vigenti ed Eurocodici di 2º generazione 82 -
Tabella 38: Risultati esempio 1: A Less-Feb 2016. 85 - Tabella 30: Dialettic esempio 1: A Less-Feb 2016. 86 -
Tabella 40: Risultati esempio 2: A Less-Feb 2016
Tabella 41: Dati progettuali dell'esempio di calcolo Tabella 42: Caratteristiche paratia utilizzata per lo studio di interazione suolo-
struttura90 - Tabella 43: Caratteristiche dell'ancoraggio utilizzate per lo studio di interazione suolo-struttura90 -

Tabella 44: Caratteristiche del terreno utilizzate per lo studio di interazionesuolo-struttura 90 -
Tabella 45: Ulteriori dati progettuali per lo studio di interazione suolo- struttura90 -
Tabella 46: Risultati di output dello studio di interazione terreno-struttura ottenuti tramite KOST93 -
Tabella 47: Valori delle sollecitazioni agenti sulla paratia e del sistema di ancoraggio94 -
Tabella 48: Dati utilizzati per il dimensionamento strutturale della paratia 95 -
Tabella 49: Valori del momento sollecitante adimensionalizzato al variare della classe di conseguenza96 -
Tabella 50: Valori dell'area di armatura in zona tesa al variare della classe di conseguenza 96 -
Tabella 51: Verifica a taglio 97 -

1. Introduzione

Nel 2010, la Commissione Europea e in particolare il CEN/TC250 (Comitato Europeo di Normazione/Commissione Tecnica 250) ha iniziato il processo di revisione ed evoluzione degli Eurocodici, che porterà entro il 2025 alla 2° generazione di Eurocodici.

I principali obbiettivi di questo lavoro sono incorporare negli Eurocodici esistenti miglioramenti che riflettano lo stato dell'arte nella progettazione ingegneristica e le esigenze del mercato; migliorare la facilità d'uso delle norme; e armonizzare la loro applicazione fra i diversi paesi. (Bond, Formichi, Sphel, & Van Seters, 2019).

In particolare, la presente trattazione si pone l'obbiettivo di analizzare la nuova versione dell'Eurocodice 7 (*EN1997 Eurocode 7: Geotechnical Design*) e dell'Eurocodice 8 (*Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance: Part 5-Geotechnical aspects, Foundations, Retaining and Underground structures*), ovvero gli Eurocodici che pongono i principi cardine della progettazione geotecnica.

Infatti, una parte fondamentale del lavoro di revisione degli Eurocodici consiste nella riorganizzazione dell'Eurocodice 7: le basi della progettazione geotecnica sono state spostate nell'Eurocodice 0 (*EN1990: Basis of Structural and Geotechnical Design*), lasciando invece nella parte 1 dell'Eurocodice 7 le regole generali e dedicando la parte 3 alle strutture geotecniche.

A livello concettuale, ciò si spiega col fatto che le norme vigenti, fondate sulla teoria dello stato limite e caratterizzate da 3 differenti approcci progettuali, non permettono una facile applicazione di tale metodo ai problemi di carattere geotecnico. Conseguentemente, i diversi paesi furono lasciati liberi di scegliere quale approccio di calcolo seguire.

La seconda generazione di Eurocodici si pone dunque l'obbiettivo di includere e dare maggiore enfasi alla progettazione geotecnica.

Nel proseguo saranno sviluppati i concetti teorici e di calcolo utili alla progettazione geotecnica di opere di sostegno flessibili al fine di mettere in evidenza gli aspetti in

comune e le differenze fra la normativa vigente e la nuova versione degli Eurocodici.

2. La progettazione geotecnica applicata alle opere di sostegno flessibili

2.1 Progettazione geotecnica e valori caratteristici dei parametri

La progettazione geotecnica è l'insieme delle attività progettuali, dalla pianificazione delle indagini geotecniche fino alle verifiche di sicurezza e al monitoraggio, che riguardano le costruzioni interagenti con il terreno, gli interventi di miglioramento e di rinforzo, le opere di sostegno, i fronti scavo e la stabilità globale del sito. L'obbiettivo finale è la verifica delle condizioni di sicurezza del sito e del sistema costruzione-terreno nei confronti di un meccanismo di collasso, inclusa la determinazione delle sollecitazioni nelle strutture a contatto con il terreno e la valutazione delle prestazioni dell'opera nelle condizioni d'esercizio. La caratterizzazione geologica e geotecnica del sito risulta essere propedeutica alla progettazione e diventa determinante la scelta dei valori caratteristici dei parametri che rappresentano il terreno oggetto di studio (C.S.LL.PP., 2019, p. 178).

L'Eurocodice 7 vigente (EN1997 Eurocode 7: Geotechnical Design) e le NTC18 (Norme tecniche per le costruzioni: Decreto 17 gennaio 2018, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti) definiscono il valore caratteristico di un parametro geotecnico come la stima ragionata e cautelativa di tale parametro coerentemente con lo stato limite considerato (Lancellotta, Ciancimino, Costanzo, & Foti, 2020). Come riportato dalla Circolare Applicativa delle NTC18 del 2019 nel §C6.2.2.4 ".....appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione di eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametrici geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazioni delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle resistenti a causa della sua insufficiente rigidezza.Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato". In relazione a ciò, risulta interessante osservare come il nuovo Eurocodice 7, nel §3.1.3 della parte 1 (Draft 2020 Eurocode 7: Geotechnical desgin-Part 1: General

Rules) definisca i seguenti termini:

- derived value of a ground property: valore di una proprietà del terreno ottenuto dalla teoria, correlazioni o relazioni empiriche da risultati di test o misure in situ,
- nominal value of a ground property: stima cautelativa del valore di una proprietà del terreno in merito allo stato limite considerato,
- characteristic value of a ground property: determinazione statistica del valore di una proprietà del terreno in merito allo stato limite considerato con una prestabilita probabilità di non essere raggiunto. Ciò corrisponde a uno specifico frattile (medio, superiore o inferiore) della distribuzione statistica assunta per la specifica proprietà del terreno,
- representative value of a ground property: valore rappresentativo con cui si conducono le verifiche allo stato limite ultimo,
- best estimate value of a ground property: stima del valore più probabile di una proprietà del terreno.

Entrambi i valori, rappresentativi e più probabili, si riferiscono ad una singola unità geotecnica. Il valore rappresentativo X_{rep} vale:

$$X_{rep} = \eta X_{nom}$$
 o $X_{rep} = \eta X_k$

con:

- X_{nom}: valore nominale,
- X_k: valore caratteristico,
- η: eventuale fattore di conversazione che prende in considerazione gli effetti di scala, temperatura, invecchiamento del materiale, anisotropia, stress path e livello deformativo.

Il valore nominale X_{nom} deve essere valutato sulla base delle conoscenze sul sito di costruzione e tramite l'esperienza dettata da casi simili.

Il valore caratteristico X_k deve essere valutato considerando che la probabilità di avere un valore peggiore non sia superiore al 5%; è quindi calcolato prendendo in considerazione il numero di valori ottenuti dalle prove eseguite:

$$X_{k} = X_{mean}[1 \mp k_{n} V_{x}] = X_{mean}[1 \mp \frac{k_{n} \sigma_{x}}{X_{mean}}]$$

con:

- X_{mean}: valore medio della proprietà del terreno ottenuto da un numero n di test,
- V_x: coefficiente di variazione della proprietà del terreno,
- k_n : coefficiente funzione del numero n di test,
- σ_x : deviazione standard della proprietà del terreno.

Di seguito si riporta brevemente la procedura per la determinazione del valore caratteristico proposta dall'allegato A del nuovo EC7-1 (*Draft 2021 Eurocode 7: Geotechnical desgin-Part 1: General Rules. Annex A*). Tenendo a mente che la valutazione di una proprietà del terreno è affetta da molte incertezze, riportate in maniera schematica in Figura 1, il coefficiente di variazione V_x è valutabile come segue:

$$V_{\rm x} = \sqrt{V_{x,inh}^2 + V_{x,quality}^2 + V_{x,trans}^2}$$

con $V_{x,inh}$, $V_{x,quality}$, $V_{x,trans}$ rispettivamente coefficiente di variazione dovuto alla variabilità intrinseca del terreno, agli errori di misura e agli errori di trasformazione.



Figura 1: Variabilità e incertezze nella stima di una proprietà del terreno (Phoon and Kulhawy, 1999; Wang et al., 2015)

In particolare, è possibile avere tre differenti casi:

- 1. V_x noto, se determinato a priori da conoscenze pregresse,
- 2. V_x assunto nel caso in cui il progettista faccia riferimento ai valori indicativi riportati nello stesso allegato A in funzione delle diverse proprietà del terreno e dei diversi tipi di test. A titolo d'esempio si indica che il coefficiente di variazione per l'angolo di attrito interno è del 5-15%, mentre per la coesione è pari a 30-50%,
- V_x non noto, determinabile come rapporto fra la deviazione standard dei valori ottenuti dai test e la loro media,

ma nella pratica comune è spesso preferibile rifarsi al caso 2.

Il valore medio X_{mean} è data dalla media fra gli i-esimi valori ottenuti dai test e il numero n di campioni disponibili.

Il valore del coefficiente k_n è funzione del coefficiente V_x e del tipo di stima della proprietà.

	V _x noto o assunto	V _x non noto
Stima del valore medio	$k_{\rm n} = N_{95} \sqrt{\frac{1}{n}}$	$k_{\rm n} = t_{95,n-1} \sqrt{\frac{1}{n}}$
Stima del valore inferiore o superiore (frattile del 5 o 95%)	$k_{\rm n} = N_{95} \sqrt{1 + \frac{1}{n}}$	$k_{\rm n} = t_{95, {\rm n}-1} \sqrt{1 + \frac{1}{n}}$

Tabella 1: Valori del coefficiente k_n per i differenti casi. (Table A.1 prEN 1997-1:20xx Draft April 2021)

 N_{95} e $t_{95,n-1}$ rappresentano rispettivamente la distribuzione normale e la distribuzione di Student per un livello di confidenza pari al 95%.

I valori di k_n sono riportati in apposite tabelle nell'Allegato A del nuovo EC7-1. La stima più probabile delle proprietà del terreno è invece ottenuta dal più probabile valore ottenuto dalle prove eseguite, dalla media di essi o attraverso una backanalysis.

2.2 Le opere di sostegno flessibili

Nell'ambito delle opere di sostegno vengono definite flessibili le strutture caratterizzate da un valore di deformabilità non trascurabile, che quindi gioca un ruolo fondamentale nella progettazione. Tali opere di sostegno prendono nome di paratie.

Le paratie con funzione di sostegno sono pareti verticali immorsate nel terreno il cui meccanismo di funzionamento si basa sul fatto che l'intensità della pressione mutua di contatto fra parete e il terreno dipende dal movimento della parete stessa. I movimenti e la deformazione della parete dipendono dalla rigidezza relativa della struttura, e devono essere determinati da un'analisi di interazione suolo-struttura (Facciorusso, Madiai, & Vannucchi, 2011).

Tuttavia, per la verifica dei meccanismi di collasso, è pratica comune utilizzare il metodo dell'equilibrio limite.

La determinazione delle spinte agenti sulla paratia e i metodi di calcolo per la sua progettazione saranno trattati rispettivamente nel Capitolo 4 e nel Capitolo 5.

Con il termine paratia si comprendono sia le palancole che i diaframmi. Le prime sono strutture messe in opera a percussione o a vibro-infissione. Possono essere in legno, cemento armato o in acciaio. Tendenzialmente si utilizzano palancole in acciaio poiché caratterizzate da elevata resistenza, peso ridotto e facilità di messa in opera, inoltre hanno ottima durabilità anche sotto falda e possono essere agevolmente collegate fra loro, in orizzontale, tramite saldatura. Al contrario, quelle in cemento armato hanno peso e dimensioni elevate; quelle in legno oggigiorno sono state quasi del tutto abbandonate. Tipicamente le palancole in acciaio hanno sezione ad U o a Z.

I diaframmi sono pareti in c.a. realizzati con pali accostati, intersecanti o con pannelli, che possono raggiungere notevoli profondità. I diaframmi a pali secanti sono composti da pali trivellati di diametro compreso fra 60 e 80 cm, e interasse fra i 50 e 60 cm. I pannelli sono caratterizzati da uno spessore compreso fra i 50 e i 120 cm e lunghezza compresa fra i 200 e i 600 cm.

2.3 Criteri generali di progetto

Prima di procedere con l'analisi delle novità introdotte dai nuovi Eurocodici, si rende necessario elencare i criteri generali attraverso cui avviene la progettazione di una paratia.

In generale vale quanto riportato dal §C6.5 della Circolare Applicativa delle NTC18 "……le azioni sulle opere di sostegno dovrebbero derivare dallo studio dell'interazione tra l'opera e il terreno e dipendono quindi dallo stato tensionale iniziale in sito, dal regime delle pressioni interstiziali, dalle proprietà meccaniche dei terreni, degli elementi strutturali e dal contatto terra-opera, dalla geometria dell'opera e dalla sequenza costruttiva……".

Per quanto riguarda le proprietà geometriche della paratia, l'Eurocodice 7 suggerisce che, a favore di sicurezza, l'altezza nominale di scavo L, può essere incrementata di una quota parte valutabile come segue:

$$\Delta a = min (0, 1H; 0, 5m)$$

$$\Delta a = \min(0, 1h_s; 0, 5m)$$

con:

- *H*: altezza della paratia sopra il livello di scavo nel caso di paratie a mensola,
- *h_s*: distanza fra il livello di scavo e il più basso fra i supporti nel caso di paratie ancorate.

La profondità di scavo da usare ai fine delle verifiche risulta quindi essere:

$$L' = L + \Delta a$$

Tuttavia, si precisa che tale indicazione non è riportata nelle NTC18.

Il dimensionamento statico della paratia e le verifiche allo stato limite ultimo SLU devono essere effettuati prendendo in considerazione i seguenti meccanismi di collasso (Lancellotta, Ciancimino, Costanzo, & Foti, 2020, p. 176):

- Instabilità globale,
- Raggiungimento della resistenza del terreno con rotazione intorno ad un punto,
- Raggiungimento del carico limite verticale,
- Sifonamento o instabilità del fondo scavo,
- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,
- Raggiungimento della resistenza strutturale dell'ancoraggio o del puntone,
- Sfilamento dell'ancoraggio o collasso per instabilità del puntone.

In generale, l'equilibrio alla rotazione della paratia risulta la prima condizione da verificare e quella che quindi permette il predimensionamento dell'opera.

Per quanto riguarda l'analisi di stabilità globale dell'insieme paratia-terreno risultano particolarmente adatti modelli numerici che permetto di controllare se l'eventuale superficie di scorrimento interagisce con la paratia.

Il carico limite verticale deve essere verificato tenendo conto della resistenza laterale e alla punta in analogia con i pali di fondazione. Inoltre, l'attrito mobilitato per assicurare l'equilibrio verticale deve essere compatibile con le componenti verticali delle spinte. Tale verifica va eseguita al di sopra del punto in cui la sollecitazione di taglio agente sulla paratia è uguale a zero.

Gli stati limite relativi al sifonamento e alla sottospinta idraulica devono essere verificati rispettando la seguente condizione:

$$\Delta u_d \le \gamma_{HYD}(\gamma_{rep} - \gamma_{w,rep})z + \gamma_{pv}p'_{pv}$$

con:

- Δu_d : valore della sovrapressione interstiziale dell'acqua data dalla differenza di pressione in caso di filtrazione e di pressione in condizioni idrostatiche,
- γ_{rep} : valore rappresentativo del peso specifico del terreno,
- $\gamma_{w,rep}$: valore rappresentativo del peso specifico dell'acqua,
- z: profondità a cui si esegue la verifica,
- p'_{pv} : valore rappresentativo di un'eventuale pressione verticale di confinamento,
- γ_{HYD} : coefficiente parziale di sicurezza per la sottospinta dell'acqua posto pari a 0,67,
- γ_{pv} : coefficiente parziale di sicurezza per la pressione verticale di confinamento posto pari a 0,67.

Inoltre deve valere:

$$i_d \leq i_{cd}$$

con i_d e i_{cd} rispettivamente gradiente idraulico di progetto e gradiente idraulico critico.

Infine, per quanto concerne le verifiche strutturali, lo stato di sollecitazione degli elementi strutturali dell'opera deve essere valutato tramite uno studio di interazione suolo-struttura adottando i valori rappresentativi delle azioni e delle resistenze. La verifica delle condizioni di esercizio SLE della struttura deve prendere in considerazione i parametri di resistenza del terreno, della rigidezza del terreno e del sistema di sostegno (ancoraggi e puntoni), le condizioni idrauliche e la sequenza costruttiva dell'opera. Determinati gli spostamenti della paratia attraverso uno studio di interazione suolo-struttura, tali valori devono essere confrontati con dei valori limiti, funzioni del tipo di opera in esame e valutabili tramite correlazioni empiriche.

Effettuato il dimensionamento statico, è necessario verificare che tale dimensionamento sia sufficientemente adeguato nei confronti dell'azione sismica. Adottando il metodo pseudo-statico, nel caso di paratie è possibile trascurare l'effetto della forza inerziale associata alla massa della struttura e la componente verticale dell'azione sismica.

3. I nuovi Eurocodici

3.1 Le categorie geotecniche

La prima novità introdotta dal nuovo Eurocodice 7 (*Draft 2021 Eurocode 7: Geotechnical Design*) riguarda le modalità per la definizione dei requisiti da rispettare durante la progettazione. Tuttavia, al fine di meglio comprendere le differenze fra le due versioni del documento, è necessario richiamare il concetto di categoria geotecnica, già presente nella norma vigente.

Le strutture geotecniche possono essere classificate in tre diverse categorie, definite come segue:

- Geotechnical Category 1: strutture di piccole dimensioni e relativamente semplici per le quali è possibile verificare i requisiti sulla base dell'esperienza e tramite indagini qualitative, con un rischio trascurabile in termini di stabilità e di movimenti del terreno.
- Geotechnical Category 2: strutture geotecniche convenzionali senza rischi eccezionali e condizioni difficoltose relative al terreno o al carico applicato. Per la loro progettazione sono necessari test di laboratorio e prove in situ di routine.
- Geotechnical Category 3: strutture geotecniche che non appartengono alle prime due categorie e che includono strutture inusuali di grandi dimensioni, e strutture realizzate in aree ad elevata sismicità.

Nel nuovo EC7-1 (*Draft 2021 Eurocode 7: Geotechnical desgin-Part 1: General Rules*) invece la categoria geotecnica GC non viene definita a priori ma nasce dalla combinazione della classe di conseguenza della struttura CC e della classe di complessità geotecnica GCC.

In particolar modo è importante sottolineare l'importanza che nella nuova versione degli Eurocodici assume la classe di conseguenza CC: è infatti utilizzata per la definizione dei fattori di conseguenza k_F e k_M , che influenzano i valori dei coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche allo stato limite ultimo, e per la determinazione del periodo di ritorno per mezzo del quale è possibile la valutazione dell'azione sismica. Tali concetti saranno ripresi rispettivamente nel 3.2 e nel 3.3.

3.1.1 Geotechnical Complexity Class GCC

La classe di complessità geotecnica deve essere selezionata prendendo in considerazione la complessità e le incertezze del terreno, dell'interazione suolostruttura e la sensibilità della struttura alla presenza di acqua.

Una GCC preliminare può essere definita tramite l'investigazione del sito, ma in ogni caso cambiata appropriatamente in ogni fase del progetto.

Geotechnical Complexity Class	Complexity	Caratteristiche generali
GCC3	Alta	 Considerabile incertezza sulle condizioni del terreno Condizioni del terreno difficoltose o altamente variabili Sensibilità all'acqua elevata Complessità alta dell'interazione suolo-struttura
GCC2	Normale	-
GCC1	Bassa	 Trascurabile incertezza sulle condizioni del terreno Condizioni del terreno uniformi Sensibilità all'acqua bassa Complessità bassa dell'interazione suolo- struttura

Tabella 2: Selezione della classe di complessità geotecnica GCC. (Table 4.1 prEN 1997-1:20xx Draft April 2021)

3.1.2 Consequence Class CC

La classe di conseguenza, introdotta nell' EN1990, si basa sulle conseguenze di un eventuale collasso della struttura. Tali conseguenze, misurate in termini di perdite di vite umane e di conseguenze economiche e sociali, portano alla definizione di cinque classi.

	Qualificazione indicativa della conseguenza		
Consequence Class	Perdita di vite umane	Conseguenze economiche/sociali	
CC4-Altissima	Estrema	Enorme	
CC3-Alta	Alta	Grande	
CC2-Normale	Media	Considerevole	
CC1-Bassa	Bassa	Piccola	
CC0-Bassissima	Molto bassa	Non rilevante	

Tabella 3: Classi di conseguenza. (Table 4.1 prEN 1990: 2018)

Si specifica che la classe CC0 e la classe CC4 non possono essere utilizzate per le strutture geotecniche.

3.1.3 Geotechnical Category GC

Come già anticipato, la categoria geotecnica con cui si classifica una determinata struttura, è funzione della Geotechnical Complexity Class GCC e della Consequence Class CC. In particolare vale quanto segue:

Consequence Class	Geotechnical Complexity Class			
	GCC1	GCC2	GCC3	
CC3	GC2	GC3	GC3	
CC2	GC2	GC2	GC3	
CC1	GC1	GC2	GC2	

Tabella 4: Relazione fra Geotechnical Complexity Class, Consequence Class e Geotechnical Category. (Table 4.2 prEN 1997-1:20xx Draft April 2021)

Si osserva che all'aumentare della complessità geotecnica, a parità di eventuale conseguenza attesa, la categoria geotecnica della struttura aumenta. Inoltre, quest'ultima aumenta all'aumentare della classe di conseguenza.

3.2 Gli approcci progettuali

Nell'ambito delle verifiche allo stato limite ultimo, dove deve sempre valere la seguente diseguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

con:

- E_d : valore di progetto dell'azione (o dell'effetto dell'azione),
- R_d : valore di progetto della resistenza del sistema,

un'altra importante differenza fra l'Eurocodice 7 vigente e la sua nuova versione riguarda gli approcci progettuali di calcolo con i quali deve essere verificata la suddetta diseguaglianza.

L'attuale EC7 propone tre differenti approcci di calcolo, distinti e alternativi.

Applicazione del coefficiente parziale di sicurezza	Approccio Progettuale				
	DA1		DA2	DA3	
	C1	C2			
Azioni (o loro effetti)	\checkmark		\checkmark	\checkmark	
Parametri geotecnici		\checkmark		\checkmark	
Resistenza globale			\checkmark		

Tabella 5: Approcci progettuali proposti dall'EC7 vigente.

Il primo, denominato Design Approach 1, prevede due diverse combinazioni: la prima è generalmente più gravosa nei confronti del dimensionamento strutturale dell'opera, mentre la seconda penalizza maggiormente il dimensionamento geotecnico. I coefficienti parziali di sicurezza da applicare vengono indicati con la seguente scrittura:

$$DA1 - C1: A1 " + "M1" + "R1$$

 $DA1 - C2: A2 " + "M2" + "R1$

dove il segno " + " indica "combinato con".

La combinazione 1 adotta per le azioni i coefficienti parziali della colonna A1, mentre per i parametri geotecnici si utilizzano i coefficienti unitari della colonna M1. La combinazione 2 utilizza i coefficienti delle colonne A2 e M2. Entrambe le combinazioni per la resistenza globale adottano il coefficiente unitario della colonna R1.

Nel Design Approach 2 è presente un'unica combinazione di calcolo in cui i coefficienti parziali di sicurezza vengono applicati alle azioni (o ai loro effetti) e alla resistenza globale:

$$DA2: A1 " + " M1" + "R2$$

L'ultimo approccio progettuale è rappresentato dal Design Approach 3:

$$DA3: (A1 - A2) " + "M2" + "R3$$

dove si utilizzano i coefficienti della colonna A1 per azioni strutturali e i coefficienti della colonna A2 per le azioni geotecniche.

Per i valori dei coefficienti parziali si fa riferimento alle tabelle sottostanti.

Tabella 6: EC7 vigente: coefficienti parziali sulle azioni (o loro effetti) per stato limite ultimo STR-GEO.

Azione (o effetto		Simbolo	Colonna	
dell'a	zione)		A1	A2
Permanente Sfav Fav	Sfavorevole	γ_{G}	1,35 (1,3 per le NTC18)	1,0
	Favorevole		1,0	1,0
Variabile	Sfavorevole	νo	1,5	1,3
	Favorevole	rQ	0	0

Parametro geotecnico	Simbolo	Colonna	
		M1	M2
Angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\varphi'}$ (da applicare alla tangente di φ'	1,0	1,25
Coesione	Υ _c ′	1,0	1,25
Resistenza non drenata	Ycu	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,0	1,0

Tabella 7: EC7 vigente: coefficienti parziali sui parametri geotecnici per stato limite ultimo STR-GEO.

Per quanto riguarda i coefficienti parziali da applicare alla resistenza globale, che in generale sono funzione del tipo di opera geotecnica analizzata, nel caso di opere di sostegno flessibili, oggetto della presente trattazione, vale quanto segue:

Tabella 8: EC7 vigente: coefficienti parziali sulle resistenze per stato limite ultimo STR-GEO.

Parametro geotecnico	Simbolo	Colonna		
		R1	R2	R3
Resistenza	Ϋ́R	1,0	1,4	1,0

Si specifica che nel recepimento italiano della normativa vigente, ovvero nelle NTC18, per il dimensionamento della paratia si fa riferimento esclusivamente al Design Approach 1.

Il nuovo EC7-3 nel §7.6.8 propone per le verifiche allo stato limite ultimo l'utilizzo dei seguenti approcci:

- Material Factor Approach MFA
- Resistance Factor Approach RFA

Tale semplificazione si traduce in una maggiore chiarezza concettuale: nel MFA i coefficienti parziali di sicurezza sono applicati alle azioni (o ai loro effetti) e ai parametri geotecnici (una volta per mezzo della colonna M1 e una volta tramite la colonna M2), nel RFA alle azioni e alla resistenza globale del sistema.

Il primo caso si articola in due combinazioni: nella combinazione (a) si applicano i coefficienti parziali di sicurezza del Design Case 4 e della colonna M1, nella combinazione (b) quelli del Design Case 3 e della colonna M2.

Se invece si utilizza il RFA, il nuovo EC7 indica che il coefficiente della resistenza globale, pari a $\gamma_R = 1,4$ (1,1 per azioni eccezionali), sia da applicare alla risultante della resistenza passiva.

Come già anticipato nel 3, i valori dei coefficienti parziali di sicurezza non sono definiti a priori ma sono funzione della conseguenza di un eventuale collasso della specifica opera presa in esame. Tale influenza della classe di conseguenza CC è data dall'applicazione dei consequence factors k_F e k_M , che valgono rispettivamente 1,1 per CC3, 1,0 per CC2 e 0,9 per CC1.

In generale si osserva quindi che le due combinazioni del MFA rappresentano l'analogo, seppur con alcune modifiche nel valore dei coefficienti, delle due combinazioni del DA1, e come il RFA corrisponda al DA2.

Azione (o effetto		Simbolo	Progettazione geotecnica	
dell'a	zione)		Design Case	Design Case
			3	4
Dermanente	Sfavorevole)/ -	1,0	/
Favorevole	Ϋ́G	1,0	/	
Variabile	Sfavorevole	ŶQ	1,3 (1,15 per l'acqua)	γ_Q/γ_G^*
	Favorevole		0	0
Effetto	Sfavorevole	2/12	/	1,35k _F
dell'azione	Favorevole	ΥE.	/	1,0
* fa riferimento al Design Case 1 per cui $\gamma_Q = 1, 5k_F (1, 35 k_F per l'acqua)$ e $\gamma_G =$			l'acqua) e $\gamma_{\rm G} =$	
1, 35k _F (1, 2 k _F per l'acqua)				

Tabella 9: Coefficienti parziali sulle azioni e sui loro effetti proposti dai nuovi Eurocodici. (Table A.1.8 prEN 1990: 2018)

	Simbolo	Colonna		
Parametro geotecnico			M2	
		M1	Azioni "normali"	Azioni
			/temporanee	eccezionali
Coefficiente di attrito interno di picco	Υtanφ	1,0	1,25k _M	1,1
Coefficiente di attrito interno allo stato critico	Υtanφ,cs	1,0	1,1 k_M	1,0
Coefficiente di attrito interno residuo	Ytanφ,res	1,0	1,1 k_M	1,0
Coesione di picco	Υc	1,0	1,25k _M	1,1
Coesione residua	Yc,res	1,0	1,1 <i>k</i> _M	1,0
Resistenza non drenata	Ŷcu	1,0	1,4 <i>k</i> _M	1,2
Resistenza al taglio per i terreni	$\gamma_{\tau s}$	1,0	1,25k _M	1,1
Resistenza al taglio per le rocce	Ŷτr	1,0	1,25k _M	1,1
Coefficiente di attrito suolo- struttura	Ytanδ	1,0	1,25k _M	1,1

Tabella 10: Coefficienti parziali sui parametri geotecnici proposti dai nuovi Eurocodici. (Table 4.7 prEN 1997-1:20xx Draft April 2021)

Come evincibile da Tabella 10, per quanto riguarda i coefficienti da applicare ai parametri geotecnici nel MFA, il nuovo EC7 introduce, oltre alla dipendenza dalla classe di conseguenza, una distinzione fra valori di picco e valori residui. Inoltre per l'angolo di resistenza al taglio si effettua una distinzione fra valori di picco e valori di picco e valori allo stato critico. Tale concetto sarà meglio trattato nel 4.8.

Rispetto alle attuali indicazioni si osserva che viene escluso dai parametri geotecnici da fattorizzare il peso specifico del terreno in quanto già fattorizzate le azioni derivanti da esso.

3.3 Valutazione dell'azione sismica

Nell'ambito delle verifiche sismiche, l'azione sismica di progetto è definita in funzione della probabilità di superamento di un evento sismico avente un prefissato

periodo di ritorno, in riferimento ai quattro possibili stati limiti (Operational OP, Damage Limitation DL, Significant Damage SD e Near Collaspe NC).

Si precisa che i suddetti stati limiti si articolano in due stati limiti d'esercizio (OP e DL) e in due stati limiti ultimi (SD e NC) e che nelle NTC2018 sono riportati rispettivamente sotto il nome di SLO, SLD, SLV e SLC.

Come già anticipato, il nuovo significato assunto dalla categoria geotecnica CC porta ad una sostanziale differenza fra Eurocodice 8 vigente e la sua nuova versione: nel nuovo EC8-5 (*Draft 2020 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance: Part 5- Geotechnical aspects, Foundations, Retaining and Underground structures*) il periodo di ritorno $T_{LS,CC}$ diventa funzione della conseguenza dell'eventuale raggiungimento dello stato limite in esame.

Ciò significa che l'azione sismica di progetto varia non solo in funzione dello stato limite considerato, ma anche in funzione della classe di conseguenza: in particolare all'aumentare della classe di conseguenza aumenta il periodo di ritorno e, logicamente il valore dell'accelerazione di progetto.

Di seguito si riportano i valori del periodo di ritorno $T_{LS,CC}$ al variare della classe di conseguenza e dello stato limite.

Limit State	Consequence Class			
	CC1	CC2	CC3	
NC	800	1600	2500	
SD	250	475	800	
DL	50	60	60	

Tabella 11: Periodi di ritorno (espressi in anni) delle azioni sismiche per le strutture geotecniche. (Table 4.3- EN1998-5 Draft 2020)

In particolare si osserva che il valore di periodo di ritorno $T_{SD,CC2}$, pari a 475 anni, corrisponde al valore di periodo di ritorno con cui, in accordo alle prescrizioni delle NTC18, si conducono le verifiche allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV). L'azione sismica a esso associata viene definita "azione sismica di riferimento".

In alternativa al periodo di ritorno $T_{LS,CC}$, il nuovo EC8-5 prescrive l'utilizzo del performance factor $\gamma_{LS,CC}$, ovvero di un coefficiente funzione dello stato limite considerato e della classe di conseguenza con cui deve essere moltiplicata l'accelerazione sismica del sito in esame.

Di seguito si riportano i valori del periodo di ritorno $\gamma_{LS,CC}$ al variare della classe di conseguenza e dello stato limite.

Limit State	Consequence Class			
	CC1	CC2	CC3	
NC	1,2	1,5	1,8	
SD	0,8	1,0	1,2	
DL	0,4	0,5	0,5	

Tabella 12: Valori del performance factor (Table 4.3- EN1998-5 Draft 2020).

Coerentemente al valore di periodo di ritorno $T_{SD,CC2}$ pari a 475 anni il valore del performance factor $\gamma_{SD,CC2}$ è unitario.

Definita l'accelerazione sismica del sito in esame da studi probabilistici di zonazione sismica del territorio, per la valutazione dell'azione sismica agente su strutture geotecniche è possibile far riferimento alla seguente formula:

$$a_H = \frac{\beta_H}{\chi_H} \cdot \frac{S_\alpha}{F_A}$$

con:

- a_H (o in alternativa $\alpha_H = \frac{a_H}{g}$): coefficiente sismico orizzontale,
- $\frac{S_{\alpha}}{F_A}$: accelerazione spettrale per T= 0 s,
- β_H: coefficiente di riduzione dell'asincronia del moto sismico lungo lo sviluppo della paratia,
- χ_H : coefficiente riduttivo che tiene conto della duttilità del sistema.

Per il valore di accelerazione spettrale si intende il valore ottenuto a partire dalla pericolosità sismica di base del sito in esame, eventualmente moltiplicato per il coefficiente di amplificazione dovuto alla risposta sismica locale.

Il coefficiente di amplificazione è dato da due contributi: il coefficiente di amplificazione topografica e il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

Il primo è valutabile in funzione delle caratteristiche della superficie topografica (Table 5.5 - EN1998-1 Draft February 2021), mentre il secondo è funzione della stratigrafia del terreno (Table 5.4 - EN1998-1 Draft February 2021).

Di seguito si riportano i valori dei suddetti coefficienti, effettuando il confronto fra normativa vigente ed Eurocodice di 2° generazione.

	Coefficiente di amplificazione topografica			
Superficie topografica	NTC18	Eurocodici vigenti	Eurocodici di 2º generazione	
Pianeggiante, pendii con inclinazione media minore di 15°	1,0	1,0	1,0	
Pendii con inclinazione media maggiore di 15°	1,2	1,2	1,2	
Rilievi con inclinazione media compresa fra 15° e 30°	1,2	1,2	1,2	
Rilievi inclinazione maggiore a 30°	1,4	1,4	1,4	

Tabella 13: Valori del coefficiente di amplificazione topografica.

Catagoria	Coefficiente di amplificazione topografica				
di sottosuolo	NTC18**	Eurocodici vigenti	Eurocodici di 2º generazione***		
А	1,00	1,00	1,00		
В	$1,00 \le 1,40 - 0,40F_0 \frac{a_g}{g} \le 1,20$	1,35	$1,3\cdot(1-0,1\frac{S_{\alpha,RP}}{g})$		
С	$1,00 \le 1,70 - 0,60F_0 \frac{a_g}{g} \le 1,50$	1,50	$1,6\cdot(1-0,2\frac{S_{\alpha,RP}}{g})$		
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50F_0 \frac{a_g}{g} \le 1,80$	1,80	$1,8\cdot(1-0,3\frac{S_{\alpha,RP}}{g})$		
Е	$1,00 \le 2,00 - 1,10F_0 \frac{a_g}{g} \le 1,60$	1,60	$2,2\cdot(1-0,5\frac{S_{\alpha,RP}}{g})$		
F*	-	-	$1,7\cdot(1-0,3\frac{S_{\alpha,RP}}{g})$		
*indica una nuova categoria di sottosuolo introdotta nei nuovi Eurocodici. Per la classificazione è possibile consultare l'Allegato A del nuovo EC8-1					
** il termine $\frac{a_g}{g}$ indica l'accelerazione spettrale espressa in g frutto dello studio					
pericolosità sismica					
*** il termine $\frac{S_{\alpha,RP}}{g}$ indica l'accelerazione spettrale espressa in g frutto dello studio pericolosità sismica moltiplicata per il performance factor					

Tabella 14: Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica.

Per quanto concerne i coefficienti riduttivi, β_H tiene conto dell'asincronia del moto sismico lungo lo sviluppo della paratia, mentre il coefficiente riduttivo χ_H rappresenta la capacità del sistema di dissipare energia durante la sollecitazione sismica, ovvero la duttilità del sistema. Il primo è dunque funzione della stratigrafia del terreno ed è determinabile tramite il grafico qui sotto riportato.



Figura 2: Diagramma per la valutazione del coefficiente β_H (Figure A.1-Annex A- EN1998-5 Draft 2020).

Si precisa che il termine H rappresenta l'altezza della paratia, $G e \rho$ sono rispettivamente il modulo di taglio e la densità del terreno a contatto con la paratia, mentre T_m è il periodo rappresentativo dell'azione sismica (in assenza di studi specifici valutabile dallo spettro di risposta elastico).

Mentre da un lato si sottolinea che tale termine coefficiente riduttivo non è presente nell'Eurocodice 8 vigente, dall'altro esso rappresenta l'analogo del termine che nelle NTC18 è indicato con α e valutabile tramite un apposito grafico (Figura 7.11.2 delle NTC18) funzione dell'altezza della paratia e della categoria di sottosuolo.

Il coefficiente riduttivo χ_H è funzione degli spostamenti ammessi: nel caso di paratia e per un range di spostamenti compresi fra 30-100 mm, il nuovo EC8-5 nel §10.3.5.1 prescrive un valore unitario. Tale termine corrisponde concettualmente a quello che nelle norme tecniche italiane viene indicato con β ($\chi_H = 1/\beta$) e valutabile tramite il diagramma di Figura 7.11.3 delle NTC18.

In ogni caso, in assenza di specifiche, tale coefficiente riduttivo deve essere posto uguale a 1.
4. La spinta delle terre

Come ben noto, la determinazione della spinta esercitata dal terreno su un'opera di sostegno è un classico problema di ingegneria geotecnica che svolge un ruolo fondamentale nella progettazione. Per meglio comprendere tale problema, su cui si basano gli esempi di calcolo sviluppati nel proseguo della trattazione, è bene richiamare, seppur brevemente, alcune fra le varie soluzioni disponibili in letteratura per la determinazione delle spinte.

Per definire il concetto di spinta attiva e di resistenza passiva è possibile far riferimento alla teoria di Rankine (1857), mentre è prassi comune utilizzare la teoria di Coulomb (1773) e le sue successive generalizzazioni per la determinazione della spinta attiva. Entrambe assumono superfici di scorrimento piane, tuttavia, per effetto dell'attrito fra la parete e il terreno, le reali superfici di scorrimento sono in parte curvilinee, ed i risultati così ottenuti sono spesso non cautelativi. In particolar modo la resistenza passiva, la cui mobilitazione garantisce la stabilità delle opere di sostegno flessibile, risulta sovrastimata. È quindi necessario rifarsi ad analisi che assumano superfici di scorrimento curvilinee: tra le più note ed utilizzate si trovano la soluzione di Caquot e Kérisel (1948) e la soluzione di Lancellotta (2002).

Inoltre, è necessario estendere la trattazione a casi più complessi in cui vi è la presenza di coesione, sovraccarico, pressione interstiziale e tener conto delle condizioni sismiche.

4.1 Determinazione della spinta attiva e della resistenza passiva

4.1.1 La teoria di Rankine

L'applicazione della teoria di Rankine (1857) si basa sull'assunzione che lo stato di sforzo agente sulla parete sia quello esistente, in condizioni limite, sulla stessa giacitura, pensata appartenente al terreno indefinito. Se si immagina di produrre un'espansione laterale uniforme dell'intera massa di terreno, riducendo progressivamente la tensione orizzontale efficace e mantenendo inalterata quella verticale, poiché il materiale ha resistenza al taglio limitata, è possibile diminuire la tensione orizzontale fino al raggiungimento di uno stato di equilibrio limite, definito stato limite attivo (Lancellotta, 2012, p. 364-365). Il valore della spinta attiva risulta essere:

$$\sigma'_{a} = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi'}{1 + \operatorname{sen} \phi'} \, \sigma'_{v0} = \, \tan^{2}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}) \sigma'_{v0} = \, \mathrm{K}_{A} \sigma'_{v0}$$

con:

• K_A: coefficiente di spinta attiva.

Analogamente, se si immagina di produrre una compressione laterale uniforme dell'intera massa di terreno, incrementando questa volta la tensione orizzontale efficace, si raggiunge un nuovo stato di equilibrio limite, definito stato limite passivo. Il valore della resistenza passiva risulta essere:

$$\sigma'_{a} = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi'}{1 - \operatorname{sen} \phi'} \, \sigma'_{v0} = \, \tan^{2}(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}) \sigma'_{v0} = \, \mathrm{K}_{\mathrm{P}} \sigma'_{v0}$$

con:

• K_P: coefficiente di resistenza passiva.

Facendo riferimento al concetto di sforzi coniugati (Lancellotta, 2012, p. 366-367), in presenza di paramento verticale del muro, è possibile estendere il calcolo delle spinte al caso di piano campagna inclinato.

$$\begin{split} \sigma_a' &= \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}} \; \sigma_{v0}' \\ \sigma_p' &= \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}} \; \sigma_{v0}' \end{split}$$

dove:

- ϕ' : angolo di resistenza al taglio,
- i: inclinazione del piano campagna.

Tuttavia, è bene specificare che l'obliquità del vettore sforzo risulta dunque imposta e non può essere assunta pari all'angolo di attrito muro-terreno. In presenza di superficie scabra, l'adozione della soluzione di Rankine risulta conservativa, e quindi non è adatta ai fini pratici del calcolo progettuale.

4.1.2 La teoria di Coulomb e la sua estensione in condizioni sismiche

La teoria di Coulomb (1773) considera l'equilibrio globale di un cuneo di terreno ABC, delimitato dal paramento del muro, dalla superficie limite del terreno e dalla potenziale superficie di scorrimento (Lancellotta & Calavera, 1999, p. 187). Tale metodo prescinde dall'analisi delle condizioni di equilibrio locale: non è nota la distribuzione delle tensioni sul paramento del muro e chiudendo il poligono delle forze si determina il modulo della spinta attiva P_A e della reazione R agente sulla superficie di scorrimento.



Figura 3: Metodo dell'equilibrio globale di Coulomb.

Tuttavia il valore della spinta così calcolato è funzione del piano di scorrimento, che nella realtà non è noti a priori; bisogna quindi procedere per tentativi in modo da individuare la superficie che massimizza la spinta attiva.

Se il cuneo di spinta ha forma triangolare e il punto di applicazione è ad una distanza dalla base pari ad un terzo dell'altezza del muro, è possibile utilizzare per la determinazione del coefficiente di spinta attiva, la soluzione analitica di Muller-Breslau (1924):

$$K_{A} = \frac{\cos^{2}(\phi' - \beta)}{\cos^{2}\beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi')\sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta)\cos(\beta - i)}}\right]^{2}}$$
$$P_{A} = \frac{1}{2}\gamma H^{2}K_{A}$$

con:

- ϕ' : angolo di attrito interno del terreno,
- δ : angolo di attrito parete-terreno,
- *i*: inclinazione del piano campagna,
- β: inclinazione del paramento del muro.

Si specifica che la relazione perde significato in condizioni di pendio instabile, ovvero per i > ϕ' .

Per quanto riguarda le condizioni sismiche si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe, sviluppato da Okabe (1926) e Mononobe-Matsuo (1929). Anch'esso si basa sull'equilibrio globale del cuneo di terreno. ma introduce, in aggiunga alle azioni statiche, le componenti pseudo-statiche corrispondenti agli effetti dell'azione sismica.



Figura 4: Metodo di Mononobe-Okabe.

Si specifica che il verso delle azioni pseudo-statiche deve essere scelto in modo da massimizzare la spinta attiva agente sul muro: nel caso della componente orizzontale la condizione più gravosa è sicuramente quella di azione sismica diretta verso l'opera di sostegno, per la componente verticale questa non è nota a priori e quindi le verifiche devono essere ripetute due volte sotto le due differenti ipotesi (azione inerziale agente verso l'alto e verso il basso).

In forma chiusa si ottiene:

$$K_{AE} = \frac{\cos^{2}(\varphi' - \beta - \Psi)}{\cos\Psi\cos^{2}\beta \cdot \cos(\beta + \delta + \Psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi')\sin(\varphi' - i - \Psi)}{\cos(\beta + \delta + \Psi)\cos(\beta - i)}}\right]^{2}}$$
$$P_{AE} = \frac{1}{2}\gamma H^{2}K_{AE}(1 \pm k_{v})$$

con:

- ϕ' : angolo di attrito interno del terreno,
- δ : angolo di attrito parete-terreno,
- *i*: inclinazione del piano campagna,
- β: inclinazione del paramento del muro,
- Ψ: obliquità delle forze di volume in condizioni sismiche, valutabile come segue:

$$\Psi = \arctan\left(\frac{k_{\rm h}}{1 \pm k_{\rm v}}\right)$$

con k_h e k_v coefficienti sismici.

Si specifica che nel caso di opere di sostegno flessibile, è possibile trascurare la componente verticale e quindi l'obliquità si riduce a:

$$\Psi = \arctan(k_h)$$

Come nel caso statico la relazione perde significato in condizioni di pendio instabile, ovvero per i > $\phi' - \Psi$. Tuttavia, rispetto al caso statico, l'individuazione della retta d'azione risulta più complicata: gli studi di Wood (1973) suggeriscono che l'incremento di spinta ΔP_{AE} , dato dalla differenza fra la spinta attiva calcolata in condizioni sismiche e la spinta attiva calcolata in condizioni statiche, sia da applicare ad un'altezza pari a $H/_2$. Tuttavia, è possibile applicare direttamente, a favore di sicurezza, la spinta dovuta all'azione sismica ad un'altezza pari a $H/_3$.

4.1.3 La teoria di Caquot e Kérisel

La soluzione di Caquot e Kérisel (1948) è ottenuta per via numerica accoppiando le teorie di Rankine e di Boussinesq (Facciorusso, Madiai, & Vannucchi, 2011). Tenendo conto dell'attrito parete-terreno, considera superfici di scorrimento non piane, ed è quindi utilizzabile sia per la determinazione del coefficiente di spinta attivo che di quello passivo.

I valori del coefficiente di resistenza passiva K_p risultano, a favore di sicurezza, minori rispetto a quelli che si potrebbero calcolare con la teoria di Coulomb, mentre i coefficienti di spinta attiva K_a risultano alquanto simili

Adottando le convenzioni sui segni delle variabili angolari (angolo di resistenza al taglio, angolo di attrito parete-terreno, inclinazione della parete rispetto la verticale e inclinazione del piano che delimita il terrapieno rispetto l'orizzontale) riportate nella figura sottostante, i valori dei coefficienti di spinta sono tipicamente riportati in formato tabellare.

4.1.4 La soluzione di Lancellotta per la resistenza passiva

La soluzione di Lancellotta (2002), basata sul teorema statico della plasticità, rappresenta una stima cautelativa della soluzione esatta ed è quindi usata per il calcolo della resistenza passiva. Da quanto precedentemente descritto, si osserva che i metodi basati sull'equilibrio limite globale, basati sul teorema cinematico della plasticità, portano a stime che rappresentano un limite superiore della soluzione esatta, quindi non a favore di sicurezza, in particolar modo se basate sull'assunzione di superficie di scorrimento piana.

Il coefficiente di resistenza passiva è calcolabile come segue:

$$K_{\rm P} = \left[\frac{\cos\delta}{1-\sin\varphi'}(\cos\delta + \sqrt{\sin^2\varphi' - \sin^2\delta})\right]e^{2\vartheta\tan\varphi'}$$
$$2\vartheta = \sin^{-1}\left(\frac{\sin\delta}{\sin\varphi'}\right) + \delta$$

con:

- φ' : angolo di attrito interno del terreno,
- δ : angolo di attrito parete-terreno.

Inoltre, tale soluzione è estendibile anche al caso sismico (Lancellotta, 2007):

$$K_{pe} = \left[\frac{\cos\delta}{\cos(i-\Psi) - \sqrt{\sin^2\varphi' - \sin^2(i-\Psi)}}(\cos\delta + \sqrt{\sin^2\varphi' - \sin^2\delta})\right]e^{2\vartheta \tan\varphi'}$$
$$2\vartheta = \sin^{-1}\left(\frac{\sin\delta}{\sin\varphi'}\right) + \delta + (i-\Psi) + 2\Psi + \sin^{-1}\left(\frac{\sin(i-\Psi)}{\sin\varphi'}\right)$$

con:

- ϕ' : angolo di attrito interno del terreno,
- δ: angolo di attrito parete-terreno,
- Ψ: obliquità delle forze di volume in condizioni sismiche, valutate come in precedenza.

4.2 Effetto della coesione

Con riferimento al teorema degli stati corrispondenti (Caquot, 1934) la tensione limite attiva e la tensione limite passiva sono rispettivamente:

$$\begin{split} \sigma_{A}' &= K_{A}\sigma_{v0}' - 2c'\sqrt{K_{A}}\\ \sigma_{P}' &= K_{P}\sigma_{v0}' + 2c'\sqrt{K_{P}} \end{split}$$

Si osserva che $\sigma'_A = 0$ individua la massima tensione geostatica e quindi la massima altezza di scavo che risulterebbe stabile senza supporto esterno. Nell'ambito di tale profondità, il raggiungimento delle condizioni di rottura implicherebbe la presenza di tensioni di trazione, ma tenendo conto dell'impossibilità di avere trazioni all'interfaccia muro-terreno, la spinta attiva è data dalla seguente espressione:

$$P_{\rm A} = \frac{1}{2} \gamma K_{\rm A} (\mathrm{H} - \mathrm{z}_0)^2$$

con:

•
$$z_0 = \frac{2c'\sqrt{K_A}}{\gamma K_A}$$
: altezza critica.

4.3 Spinta dovuta ad un sovraccarico

In presenza di un sovraccarico q uniformemente distribuito sul piano campagna, la tensione verticale efficace alla generica profondità assume il valore $\gamma'z + q$. Di conseguenza la spinta attiva sarà incrementata di una quantità pari a K_AqH, con punto di applicazione a $H/_2$.

In presenza di carico lineare o puntiforme, poiché l'entità e la distribuzione delle spinte è ancora oggetto di ricerca, è possibile far riferimento a soluzioni approssimate come quella di Terzaghi (1954) ottenuta modificando le equazioni di Boussinesq o come quelle riportate nel manuale NAVFAC (1982).

4.4 Spinta dovuta alla pressione interstiziale

La presenza di acqua in pressione contro una parete di sostegno determina un forte incremento della spinta totale. Quest'ultima è valutata come somma di due contributi: la spinta esercita dal terreno, valutata utilizzando le tensioni verticali efficaci, e la spinta esercitata dall'acqua interstiziale, valutata integrando il digramma delle pressioni interstiziali.

Nel caso di paratie, se vi è differenza fra il livello dell'acqua a monte e a valle dell'opera, bisogna tener conto del processo di filtrazione: nel tratto di monte la filtrazione è discendente e comporta una diminuzione della pressione interstiziale, nel tratto a valle è invece ascendente e porta ad un incremento della pressione dell'acqua agente sull'opera di sostegno. Si specifica che al piede della parete, supponendo che lo spessore sia trascurabile rispetto alla lunghezza del percorso di filtrazione, la pressione a monte deve coincidere con quella a valle.

In condizioni dinamiche, quali un evento sismico, la distribuzione della pressione idrodinamica, può essere valutata tramite la formula di Westengaard (1933) e ciò si traduce in un ulteriore incremento di spinta agente sul muro. Inoltre la presenza di acqua porta ad una modifica dall'obliquità delle forze di volume Ψ .

In terreni ad alta permeabilità si ha:

$$\Psi = \arctan\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_w} \frac{\mathbf{k_h}}{1 \pm \mathbf{k_v}}\right)$$

con:

- γ_w : peso specifico dell'acqua,
- γ_s : peso secco del terreno,
- k_h, k_v: coefficienti sismici,

e la spinta idrodinamica è valutabile come segue:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \mathbf{k}_{\mathrm{h}} \gamma_w H^2$$

con punto di applicazione posti ad un'altezza pari a 0,4H. In terreni a bassa permeabilità si ha:

$$\Psi = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{\mathbf{k}_{\mathrm{h}}}{1 \pm \mathbf{k}_{\mathrm{v}}}\right)$$

con:

- γ_w : peso specifico dell'acqua,
- γ : peso specifico del terreno,
- k_h, k_v: coefficienti sismici,

In questo caso la spinta idrodinamica è trascurabile.

4.5 Analisi in condizioni non drenate

Nel caso in cui, in presenza di un terreno coesivo, si faccia riferimento a condizioni non drenate (come quelle che posso verificarsi immediatamente dopo l'esecuzione dello scavo o la costruzione dell'opera di sostegno), per la determinazione delle spinte è necessario condurre un'analisi in termini di tensioni totali. In riferimento ai cerchi di Mohr e alla resistenza non drenata C_u , la tensione limite attiva e la tensione limite passiva sono rispettivamente:

$$\sigma_{\rm A} = \sigma_{\rm v0} - 2C_{\rm u}$$



Figura 5: Stati tensionali limite attivo e passivo per un terreno coesivo in condizioni non drenate.

4.6 Influenza degli spostamenti dell'opera sull'entità e distribuzione delle spinte

Studi sulla mobilitazione delle spinte presenti in letteratura hanno dimostrato che l'entità e la distribuzione delle spinte dipende dal cinematismo dell'opera che tende a instaurarsi. Per quanto riguarda l'entità di movimenti necessari alla mobilitazione della spinta attiva e della resistenza passiva, è possibile far riferimento agli studi di Terzaghi (1934) che dimostrano come gli spostamenti richiesti per la completa mobilitazione della resistenza passiva risultano sensibilmente superiori a quelli richiesti per la mobilitazione della spinta attiva.

Si consideri il terrapieno di terreno a grana grossa sostenuto da una parete incernierata alla base, alla cui sommità è applicata una forza orizzontale S (Figura 6); in una configurazione equilibrata la forza è proporzionale alla risultante delle spinte esercitate dal terreno sulla parete. Imprimendo alla parete uno spostamento δ , nel verso dell'avvicinamento o dell'allontanamento dalla parete, si può osservare indirettamente, attraverso la misura di S, l'evoluzione della spinta in funzione dello spostamento della parete. Inizialmente, la forza è pari a S_0 ed è determinata dallo stato tensionale nelle condizioni di riposo. Allontanando la parete dallo scavo, si osserva un rapido decremento della forza verso il valore S_a corrispondente allo stato limite attivo, che viene quindi raggiunto per uno spostamento modesto della parete. Viceversa, spingendo la parete contro il terreno la forza cresce progressivamente, raggiungendo solo per elevati spostamenti il valore S_p che corrisponde allo stato limite passivo (Rampello, Callisto, & Masini).



Figura 6: Mobilitazione della spinta agente su una parete ideale a sostegno di un terrapieno.

Quando l'entità degli spostamenti non è sufficiente per mobilizzare completamente la resistenza al taglio del terreno, si parla di spinte intermedie e da quanto sopra esposto si evince che la mobilitazione delle spinte svolge un ruolo fondamentale nella valutazione delle sollecitazioni in fase di esercizio.

4.7 Le soluzioni proposte dai nuovi Eurocodici

Nel nuovo Eurocodice 7 i coefficienti di spinta attiva e di resistenza passiva sono calcolati tenendo in considerazione i diversi contributi che concorrono alla determinazione della spinta agente sull'opera di sostegno: il peso proprio del terreno, la presenza di un sovraccarico e la presenza di coesione.

Per quanto riguarda i coefficienti di spinta dovuti al peso proprio, indicati dallo stesso Eurocodice 7-3 con $K_{a\gamma}$ e $K_{p\gamma}$, si fa riferimento alle tabelle di Kérisel e Absi (1990) o, in alternativa, ai grafici riportati nell'allegato D dell'EC7-3.

I coefficienti così determinati sono una rielaborazione di quelli ottenuti precedentemente da Caquot e Kérisel (1948).

Per la determinazione del contributo dovuto al sovraccarico la nuova versione dell'Eurocodice 7 suggerisce di utilizzare la seguente procedura:

$$k_{aq} = \left(\frac{\cos\delta - \sin\phi\cos\omega_{\delta}}{\cos\alpha + \sin\phi\cos\omega_{\alpha}}\right)e^{-2\varepsilon_{a}\tan\phi}$$

$$k_{pq} = \left(\frac{\cos\delta + \sin\phi\cos\omega_{\delta}}{\cos\alpha - \sin\phi\cos\omega_{\alpha}}\right)e^{2\varepsilon_{p}\tan\phi}$$

$$\sin\omega_{\delta} = \frac{\sin\delta}{\sin\phi}$$

$$\sin\omega_{\alpha} = \frac{\sin\alpha}{\sin\phi}$$

$$\varepsilon_{a} = \frac{(\omega_{\alpha} + \alpha)}{2} + \frac{(\omega_{\delta} - \delta)}{2} + \beta - \lambda$$

$$\varepsilon_{p} = \frac{(-\omega_{\alpha} + \alpha)}{2} - \frac{(\omega_{\delta} + \delta)}{2} + \beta - \lambda$$

dove:

- φ: angolo di attrito interno del terreno,
- δ: angolo di inclinazione della spinta,
- α: angolo di inclinazione del sovraccarico,
- β: inclinazione del piano campagna,
- λ : inclinazione del muro.

Si specifica che k_{aq} e k_{pq} rappresentano i coefficienti di spinta inclinati: per ottenere le componenti orizzontali, rispettivamente K_{aq} e K_{pq} , devono essere moltiplicati per il coseno dell'angolo δ .

Si osserva che per $\delta = \alpha = \beta = \lambda = 0$, i valori dei coefficienti coincidono con quelli della teoria di Rankine:

$$K_{a\gamma} = K_{aq} = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$
$$K_{p\gamma} = K_{pq} = \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$$

e che per $\alpha=\beta=\lambda=0,$ K_{aq} è uguale a $K_{a\gamma}$ e K_{pq} a $K_{p\gamma}.$



Figura 7: Convenzione dei segni per gli angoli adottata dall'EC7 per la determinazione del coefficienti di spinta dovuti al sovraccarico. A sinistra convenzione per la spinta attiva, a destra convenzione per la resistenza passiva. (Figure D.1- Annex D- EN1997-3- Draft 2020).

Per quanto riguarda invece la presenza di coesione si adotta quanto segue:

$$K_{ac} = \frac{1 - (\frac{\cos\delta - \sin\phi\cos\omega_{\delta}}{1 + \sin\phi})e^{-2\epsilon_{a}\tan\phi}\cos\delta}{\tan\phi}$$

$$K_{pc} = \frac{(\frac{\cos\delta + \sin\phi\cos\omega_{\delta}}{1 - \sin\phi})e^{-2\epsilon_{p}\tan\phi}\cos\delta - 1}{\tan\phi}}{\tan\phi}$$

$$\sin\omega_{\delta} = \frac{\sin\delta}{\sin\phi}$$

$$\epsilon_{a} = \frac{(\omega_{\delta} - \delta)}{2} + \beta - \lambda$$

$$\epsilon_{p} = \frac{(\omega_{\delta} + \delta)}{2} - \beta + \lambda$$

dove:

- φ: angolo di attrito interno del terreno,
- δ: angolo di inclinazione della spinta,
- β: inclinazione del piano campagna,
- λ : inclinazione del muro.

Per la convenzione dei segni vale quanto sopra indicato.

Nel caso in cui $\varphi=0$ e $\lambda = \beta = 0$, i coefficienti di spinta valgono:

$$K_{ac,u} = K_{pc,u} = 1 + \sin^{-1}(a/c) + \cos(\sin^{-1}(a/c))$$

Sommando i vari contributi, la tensione efficace normale alla faccia del muro, alla generica profondità z, è valutata come segue:

$$p'_{A} = K_{a\gamma}(\gamma_{A}z_{A} - u_{A}) - K_{ac}c' + K_{aq}q_{A}$$
$$p'_{P} = K_{p\gamma}(\gamma_{P}z_{P} - u_{P}) + K_{pc}c' + K_{pq}q_{P}$$

con:

- γ: peso specifico del terreno,
- u: pressione interstiziale,
- c: coesione del terreno,
- q: sovraccarico applicato sul piano campagna.

Si specifica che i pedici A e P indicano rispettivamente la spinta attiva e la resistenza passiva.

Se l'analisi è condotta in termini di tensioni totali, le due precedenti equazioni diventano:

$$p_A = \gamma_A z_A - K_{ac,u} C_u + q_A$$
$$p_P = \gamma_P z_P + K_{pc,u} C_u + q_P$$

con:

• C_u : resistenza al taglio non drenata.

Per quanto concerne la valutazione della spinta in condizione sismiche, l'allegato F dell'EC8-5 (Annex F-EN1998-5 Draft 2020) propone la procedura qui di seguito riportata.

$$K_{AE} = \left[\frac{\cos\delta_{f}}{\cos(\beta_{sl} + \theta_{eq}) + \sqrt{\sin^{2}\phi' - \sin^{2}(\beta_{sl} + \theta_{eq})}}(\cos\delta_{f} - \sqrt{\sin^{2}\phi' - \sin^{2}\delta_{f}})\right]\frac{\cos\beta_{sl}}{\cos\theta_{eq}}e^{-2\Psi_{A}\tan\phi'}$$

$$K_{PE} = \left[\frac{\cos \delta_{f}}{\cos(\beta_{sl} - \theta_{eq}) - \sqrt{\sin^{2} \phi' - \sin^{2}(\beta_{sl} - \theta_{eq})}} (\cos \delta_{f} + \sqrt{\sin^{2} \phi' - \sin^{2} \delta_{f}}) \right] \frac{\cos \beta_{sl}}{\cos \theta_{eq}} e^{+2\Psi_{P} \tan \phi'}$$

$$\Psi_{A} = 0.5 \left\{ \arcsin(\frac{\sin\delta_{f}}{\sin\phi'}) - \arcsin(\frac{\sin(\beta_{sl} + \theta_{eq})}{\sin\phi'}) - \delta_{f} + \beta_{sl} - \theta_{eq} \right\}$$

$$\Psi_{\rm P} = 0.5 \left\{ \arcsin(\frac{\sin\delta_{\rm f}}{\sin\phi'}) + \arcsin(\frac{\sin(\beta_{\rm sl} - \theta_{\rm eq})}{\sin\phi'}) + \delta_{\rm f} + \beta_{\rm sl} - \theta_{\rm eq} \right\}$$

dove:

- φ' : angolo di resistenza al taglio del terreno,
- δ_f : angolo di attrito fra parete e terreno,
- β_{sl} : inclinazione del piano campagna
- θ_{eq}: obliquità delle forze di volume in condizioni sismiche, valutabile come segue:

 $\theta_{eq} = \begin{cases} \arctan{(\alpha_H)} & \text{in assenza di pressione interstiziale} \\ \arctan{(\alpha_H \frac{\sigma_v}{\sigma_v - u})} & \text{in presenza di pressione interstiziale} \end{cases}$

con α_H componente orizzontale della azione sismica espressa in g.

Si specifica che il valore di K_{AE} non può superare $\theta_{eq} = \phi' - \beta_{sl}$ e che il valore di K_{PE} non può superare $\theta_{eq} = \phi' + \beta_{sl}$.

Per quanto riguarda la convenzione dei segni si fa riferimento alla figura sottostante.

- 51 -



Figura 8: Convenzione dei segni per gli angoli adottata dall'EC8 per la determinazione del coefficienti di spinta in condizioni sismiche. A sinistra convenzione per la spinta attiva, a destra convenzione per la resistenza passiva. (Figure F.1- Annex F- EN1998-5 Draft 2020)

4.8 Considerazioni sull'angolo di attrito parete-terreno

Il nuovo EC7-3 specifica che il valore del coefficiente d'attrito all'interfaccia parete-terreno, denominato $tan\delta$, deve essere valutato rispettando la seguente formula:

$$\delta \leq k_{\delta}\varphi$$

con:

- φ: angolo di attrito interno del terreno,
- δ : angolo di inclinazione della spinta,
- k_δ: costante che dipende dalla rugosità dell'interfaccia parete-terreno e dall'entità del disturbo durante l'esecuzione dell'opera. Tale valore non deve essere superiore a 1 e può essere assunto pari a:
 - 1,0 nel caso di calcestruzzo gettato in opera,
 - 2/3 nel caso di calcestruzzo prefabbricato e palancole in acciaio,
 - 0 nel caso di palancole in acciaio immediatamente dopo l'installazione in terreni argillosi

Tuttavia, è interessante osservare come la determinazione del suo valore progettuale possa essere oggetto di dibattito. Dal confronto fra Tabella 7 e Tabella

10 si osserva che la nuova versione dell'EC7 introduce la distinzione fra angolo di attrito di picco e angolo allo stato critico: con riferimento alla colonna M2, il primo deve essere fattorizzato tramite un coefficiente di sicurezza pari a $1,25k_M$, il secondo tramite un coefficiente pari a $1,1k_M$.

Inoltre, viene introdotto un coefficiente pari a $1,25k_M$ da applicare direttamente al coefficiente d'attrito all'interfaccia parete-terreno.

Ricordando che, mentre il valore di picco dipende dalle condizioni di stato in cui si trova il terreno in esame, l'angolo di stato critico φ'_{CV} è una proprietà del materiale dipendente dalla composizione mineralogica, morfologica e dalla distribuzione granulometrica delle particelle, e quindi di facile determinazione, si evince che, a favore di sicurezza, per la determinazione del coefficiente di attrito muro-terreno si debba far riferimento al valore φ'_{CV} .

Nascono quindi due possibili procedure alternative per la determinazione del valore progettuale:

1. $\varphi_{\text{rep}} \rightarrow \delta_{\text{rep}} \leq k_{\delta} \varphi_{\text{rep}} \rightarrow \delta_{\text{d}} = \tan^{-1}(\frac{\tan \delta_{\text{d}}}{\gamma_{\tan \delta}})$

2.
$$\varphi_{\text{rep}} \rightarrow \varphi_{\text{d}} \rightarrow \delta_{\text{d}} \leq k_{\delta} \varphi_{\text{d}}$$

La prima segue precisamente le indicazioni dell'Eurocodice: a partire dal valore rappresentativo dell'angolo di attrito allo stato critico, tramite l'applicazione del coefficiente k_{δ} si determina il valore rappresentativo dell'angolo d'attrito dell'interfaccia. Infine, quest'ultimo viene fattorizzato tramite $\gamma_{tan\delta} = 1,25k_{M}$ ottenendo così il suo valore progettuale.

La seconda procedura è invece più intuitiva e non utilizza il coefficiente di sicurezza da applicare all'attrito parete-terreno: a partire dal valore rappresentativo dell'angolo di attrito allo stato critico si determina il valore progettuale applicando $\gamma_{tan\varphi_{CS}} = 1,1k_{M}$, e infine direttamente il valore progettuale dell'angolo d'attrito all'interfaccia.

Si precisa che nel caso in cui invece si prenda in considerazione il valore di picco dell'angolo d'attrito, le due procedure appena descritte coincidono e ovviamente portano agli stessi risultati.

5. I metodi di calcolo

Prima di procedere con l'applicazione di quanto finora esposto, è bene ricordare che la procedura di dimensionamento della paratia può essere condotta adottando uno fra i seguenti metodi di calcolo: il metodo dell'equilibrio limite, il metodo delle reazioni di sottofondo o un modello numerico continuo.

Nel presente elaborato, si è scelto di utilizzare il metodo dell'equilibrio limite per determinare la profondità d'infissione della paratia volta a garantire l'equilibrio alla rotazione e il metodo delle reazioni di sottofondo per condurre lo studio di interazione suolo-struttura attraverso il quale è possibile determinare sollecitazioni e spostamenti della paratia.

5.1 Metodo dell'equilibrio limite

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nell'analisi della stabilità orizzontale della paratia, assumendo che i valori limiti della pressione esercitata dal terreno sull'opera siano raggiunti da entrambi i lati della struttura. Ciò corrisponde alla completa mobilitazione della spinta attiva e della resistenza passiva, e permette di stimare la minima profondità d'infissione della paratia e l'eventuale forza necessaria a garantire l'equilibrio alla rotazione. Nel caso di paratie a sbalzo (Figura 9) il meccanismo di rottura da verificare allo SLU consiste nella rotazione intorno al punto O, prossimo alla base, e la stabilità dell'opera è garantita dalla mobilitazione della resistenza passiva, sia a valle che a monte della paratia.



Figura 9: Schema statico paratia a sbalzo. Distribuzione delle pressioni (a), pressione dell'acqua (b), momento flettente (c), spostamenti (d).

In riferimento alla figura sottostante, si immagina che il vettore risultante della spinta attiva e della resistenza passiva agenti al di sotto di del punto di rotazione O sia rappresentato dalla forza Q.

Imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno ad O si determina z_p , e, successivamente, tramite l'equilibrio alla traslazione orizzontale, il valore della reazione Q e quindi la lunghezza dell'ulteriore tratto al disotto di O, che in prima battuta può essere approssimato al 20% della profondità d'infissione.



Figura 10: Distribuzione approssimata delle spinte per una paratia a sbalzo. Tensione orizzontale efficace sopra al punto O (a), distribuzione dell'acqua (b), tensione orizzontale efficace al disotto del punto O (c).

Nel caso di paratia ancorata (o vincolata da un puntone), la stabilità è garantita dall'azione del vincolo e dalla mobilitazione della resistenza passiva: il meccanismo di collasso è la rotazione intorno al punto di applicazione dell'ancoraggio. Si specifica come non sia necessario introdurre l'ipotesi di corpo rigido in quanto, poiché il meccanismo è attivato dalla completa mobilitazione della resistenza passiva, gli spostamenti sono talmente grandi da trascurare le inflessioni elastiche della paratia.

Ipotizzando la parte inferiore della paratia in una condizione di semplice appoggio (condizione definita di "free earth support", Figura 11), la struttura risulta isostatica e tramite l'equilibrio alla rotazione intorno al punto di applicazione del tirante e l'equilibrio alla traslazione orizzontale, si determina la profondità d'infissione d e la reazione vincolare P.



Figura 11: Schema statico paratia ancorata libera alla base. Distribuzione delle pressioni (a), pressione dell'acqua (b), momento flettente (c), spostamenti (d).

Se invece si ipotizza un incastro alla base (condizione definita di "fixed earth support", Figura 12), la struttura risulta essere iperstatica. In questo caso si applica il procedimento semplificato noto come metodo della trave equivalente (Blum, 1950): si può pensare di inserire nel punto di momento nullo, posto, a partire da fondo scavo, ad una distanza pari a 0.1 h, una cerniera plastica spezzando così la paratia in due travi separate, la prima semplicemente appoggiata e quella inferiore costituita da una mensola.

L'equilibrio alla rotazione intorno al punto di applicazione del tirante permette di determinare la reazione Q, e successivamente, l'equilibrio alla traslazione permette di determinare la forza P. L'equilibrio intorno al punto per cui passa Q permette di calcolare la lunghezza del tratto infisso.



Figura 12: Schema statico paratia ancorata fissata alla base. Distribuzione delle pressioni (a), trave equivalente (b), momento flettente (c), spostamenti (d).

Tuttavia, per la sua semplicità, tale metodo è applicabile esclusivamente agli schemi di vincolo appena descritti. Inoltre, non fornisce informazioni sugli spostamenti e non tiene in considerazione le sequenze di costruzione dell'opera di sostegno, la rigidezza degli elementi strutturali e la precompressione del tirante. Richiamando i concetti espressi nel 4.6, è necessario specificare che nella realtà distribuzioni della pressione laterale uniformi non rappresentano le reali condizioni di esercizio della struttura, e che quindi il loro utilizzo per il calcolo delle sollecitazioni può portare ad una progettazione troppo conservativa.

5.2 Metodo delle reazioni di sottofondo

Il metodo delle reazioni di sottofondo consiste in uno studio di interazione suolostruttura, in cui la paratia è modellata come una trave e il terreno è rappresentato da una serie di molle orizzontali. In questo modo il terreno, che nella realtà è un mezzo continuo, viene modellizzato come un mezzo discontinuo tramite l'utilizzo di vincoli monodimensionali equivalenti.



Figura 13: Metodo delle reazioni di sottofondo (Callisto).

In termini matematici, è possibile far riferimento alla trave su suolo elastico allo Winkler (1867):

$$EI\frac{d^4w(x)}{dx^4} = q(x) - r(x)$$
$$r(x) = B \cdot k \cdot w(x)$$

dove:

- EI: rigidezza flessionale della trave,
- *B*: larghezza della trave,
- *k*: coefficiente di reazione di sottofondo [FL⁻³],
- w(x): abbassamento della trave,
- q(x): carico applicato alla trave.

Di conseguenza le sollecitazioni di taglio e momento flettente agenti sulla struttura sono determinabili come segue:

$$EI\frac{d^3w(x)}{dx^3} = T(x)$$
$$EI\frac{d^2w(x)}{dx^2} = M(x)$$

Nel contesto di un'opera di sostegno flessibile, è essenziale assumere, in riferimento con quanto enunciato nel 4.6, che il terreno abbia un comportamento elastico fino al raggiungimento del valore limite (attivo o passivo), che segna il passaggio nel campo plastico (Pasik, Chalecki, & Koda, 2015).



Figura 14: Passaggio da campo elastico a campo plastico in funzione di w(x).

In accordo con l'EC7-3, il suddetto metodo può essere utilizzato per la verifica dello stato limite d'esercizio e per le verifiche strutturali.

Dato il maggior rigore che caratterizza questo metodo di calcolo rispetto al metodo dell'equilibrio limite, è opportuno fare alcune considerazioni sui vari parametri.

5.2.1 Coefficiente di reazione di sottofondo

Per definizione il coefficiente di reazione k è il rapporto fra la variazione di pressione laterale $\Delta \sigma$ e la variazione di spostamenti orizzontali Δy

$$k=\frac{\Delta\sigma}{\Delta y}$$

e può essere stimato, come suggerito dall'allegato D del nuovo EC7 (*Annex D-EN1997-3- Draft November 2020*), tramite la seguente formula approssimata:

$$\mathbf{k} = \frac{E_S}{\mathbf{d}}$$

dove:

- E_S : modulo elastico del terreno,
- d: lunghezza d'interazione.

Si specifica che la lunghezza d'interazione non può essere maggiore della lunghezza d'infissione della paratia, e può quindi essere assunta pari a $\frac{2}{3}$ di quest'ultima. Tuttavia, per fasi intermedie di scavo, dove la resistenza passiva è mobilitata solo per un tratto della lunghezza d'infissione, è possibile assumere, in accordo con la teoria della trave su suolo elastico e come dimostrato da un gran numero di monitoraggi su strutture esistenti, che la lunghezza d'interazione sia pari a $d = 1,5 \cdot l_0$ con $l_0 = (\frac{4EI}{k})^{1/4}$. Nella pratica comune, la stima del coefficiente di reazione è data da:

$$k = 0.4 \frac{E_{S}^{4/3}}{(EI)^{1/3}}$$

5.2.2 Rigidezza flessionale della paratia

La rigidezza flessione EI della paratia per definizione è il prodotto fra il modulo elastico E dell'elemento strutturale e il momento d'inerzia I della sezione trasversale. Si evince quindi che in uno studio di interazione suolo-struttura entrano in gioco le caratteristiche della paratia, e quindi la sua tipologia. Inoltre, il valore di EI deve essere appropriato per la sequenza costruttiva in esame (a breve termine o a lungo termine): per paratie in cemento armato occorre tenere in considerazione effetti di fessurazione, creep e ritiro, per paratie in acciaio la riduzione della sezione per fenomeni corrosivi. Di seguito si riportano le tipologie di paratie più comuni.

Paratia	Rigidezza flessionale per unità di lunghezza [kNm²/m]		
Parete in cemento armato	$I [m^{4}/m] = \frac{d^{3}}{12} \operatorname{con} d \text{ spessore della}$ parete $E [kPa] = \operatorname{modulo \ elastico \ del}$ calcestruzzo		
Pali trivellati in cemento armato	$I[m^{4}/m] = \frac{\pi D^{3}}{64 s} \text{ con D diametro del}$ palo e s spazio fra due pali consecutivi E [kPa] = modulo elastico del calcestruzzo		
Palancolata in acciaio (pali aventi sezione ad U o a Z)	250000÷10000000		

TT 1 11 1	1 7	D' '1	n .	1		1	•	. 1	•	1.	
Labella	1.2.	R10106779	TIPCC10	nale	ner	Ie.	Varie	tinol	OCT P	d1	naratia
1 aucha	1	Rigiuczza	1103510	marc	per	IU.	vario	upoi	lugic	uı	parana.
		0			1			1	ω		1

5.2.3 Rigidezza assiale dell'ancoraggio (o del puntone)

La rigidezza assiale dell'ancoraggio da considerare nel metodo delle reazioni di sottofondo è la rigidezza in direzione normale alla paratia. Tale valore è calcolabile come segue:

$$k_a = \frac{EA}{L} \cos \alpha$$

con:

- E: modulo elastico del materiale costituente l'ancoraggio,
- A: area della sezione trasversale dell'elemento di ancoraggio,
- L: lunghezza libera dell'ancoraggio,
- α : angolo d'inclinazione dell'ancoraggio rispetto l'orizzontale.

6. Applicazioni di calcolo

Nel proseguo della trattazione i concetti teorici finora esposti vengono applicati alla sezione di scavo illustrata in Figura 15.

Il problema geotecnico in esame consiste nel determinare la profondità d'infissione e la forza del tirante atti a garantire la stabilità della paratia per le verifiche allo stato limite ultimo SLU. Optando per uno schema di vincolo di tipo "free earth support", si ipotizza come meccanismo di collasso la rotazione intorno al punto A (punto di applicazione del tirante).

In accordo con quanto esposto nel 3.2 e 3.3, il dimensionamento della paratia è ripetuto più volte al fine di mettere in evidenza gli aspetti in comune e le differenze fra la normativa vigente e la nuova versione degli Eurocodici.



Figura 15: Esempio di calcolo.

Tipologia di Paratia	Paratia ancorata in testa
Altezza di scavo	8,0 m
Quota di applicazione del tirante	1,5 m
Unità geotecnica	Sabbia fine
Angolo di resistenza al taglio	34°
Peso specifico	19 kN/m ³

Tabella 16: Dati di progetto esempio di calcolo.

Partendo dai dati di progetto di Tabella 16, per prima cosa, si effettua il dimensionamento statico della paratia.

L'applicazione delle NTC18 consiste nell'applicazione del Design Approach 1, adottando entrambe le combinazioni di calcolo: la prima più gravosa nei confronti delle verifiche strutturali, la seconda per le verifiche di tipo geotecnico.

L'applicazione dell'EC7 vigente consiste nel condurre l'analisi seguendo i tre approcci progettuali esposti in Tabella 5, mentre l'applicazione dell'EC7 di 2° generazione fa sì che l'analisi sia condotta tramite il Material Factor Approach MFA e il Resistance Factor Approach RFA.

Tuttavia, coerentemente a quanto esposto nel Capitolo 3, nei nuovi Eurocodici i valori dei coefficienti parziali di sicurezza non sono definiti a priori ma sono funzione della conseguenza di un eventuale collasso della specifica opera presa in esame. Quindi, per prima cosa è necessario definire la classe di conseguenza della paratia oggetto di studio, ma non avendo informazioni utili a contestualizzare l'opera ed essendo il presente Capitolo volto all'esposizione dei concetti introdotti dai nuovi Eurocodici e alla loro applicazione ad un semplice esempio di calcolo, si è ritenuto opportuno ripetere l'analisi al variare della classe di conseguenza.

Per quanto riguarda la verifica sismica per la determinazione dell'azione sismica è necessario ipotizzare il luogo in cui sorge la paratia e le condizioni stratigrafiche e topografiche del sito. Anche in questo caso, essendo la presente applicazione un esempio a scopo "didattico" si è ritenuto opportuno ripetere l'analisi due volte: una ipotizzando che la paratia sorga in un Comune a bassa sismicità (Torino) e nell'altra in un Comune ad alta sismicità (Palermo).

Inoltre, dall'osservazione di Tabella 16 si evince che per quanto riguarda l'angolo di resistenza al taglio, non avendo informazioni sullo stato di addensamento della sabbia, non è ulteriormente specificato se tale valore corrisponda al valore di picco o al valore allo stato critico.

Poiché la normativa vigente, nell'applicazione dei coefficienti parziali di sicurezza, non prevede tale differenziazione, questo problema può essere inizialmente trascurato ipotizzando che tale valore corrisponda all'angolo di resistenza allo stato critico.

Dopodiché, per tener conto di questo aspetto, si è scelto di fare ulteriori ipotesi sullo stato di addensamento della sabbia e di ripetere l'analisi osservando come ciò influenzi i risultati di calcolo.

Infine, si è ripetuta nuovamente l'analisi ipotizzando la presenza di falda acquifera a monte e a valle della paratia, e, dunque, del conseguente moto di filtrazione.

Si specifica che per quanto riguarda la determinazione dei coefficienti di spinta si è scelto di utilizzare la formula di Muller-Breslau (Mononobe-Okabe nel caso sismico) per il coefficiente di spinta attiva e la formula di Lancellotta per il coefficiente di resistenza passiva.

A scopo puramente informativo, si ricorda che gli Eurocodici per la determinazione delle spinte suggeriscono invece quanto esposto nel 4.7.

6.1 Dimensionamento statico

6.1.1 Applicazione delle NTC18

Applicando quanto prescritto dalle NTC18 i valori di progetto dei parametri geotecnici, per la combinazione 1 del Design Approach 1, coincidono con quelli caratteristici in quanto i coefficienti parziali di sicurezza della colonna M1 sono unitari, mentre per la combinazione 2 sono determinati tramite l'applicazione dei coefficienti parziali di sicurezza della colonna M2, pari rispettivamente a:

$$\gamma'_{\varphi} = 1,25 \quad \gamma_{\gamma} = 1,0$$

Il coefficiente parziale di sicurezza da applicare alla spinta attiva γ_{G} vale 1,3 per la combinazione 1 e 1,0 per la combinazione 2. Per entrambe, in accordo con la colonna R1 il coefficiente di sicurezza parziale γ_{R} è unitario.

I valori dei coefficienti di spinta utilizzati sono riportati in Allegato 1 (per il coefficiente di spinta attiva si è assunto $\delta_d = 0,66 \, \phi'_d$, per il coefficiente di resistenza passiva si è assunto $\delta_d = 0,5 \, \phi'_d$).

L'applicazione del metodo dell'equilibrio limite determina quanto segue.

1,90 (1,88)*	2,50 (2,41)*
283	318
189	226
94	92
	1,90 (1,88)* 283 189 94

Tabella 17: Profondità d'infissione e forza del tirante (NTC18).

* il valore indicato in parantesi rappresenta la profondità minima necessaria a garantire l'equilibrio alla rotazione, che ovviamente deve essere arrotondato per eccesso

Dal confronto fra la profondità d'infissione valutata con la combinazione 1 e quella valutata con la combinazione 2, si evince che, come ci si aspettava a priori, è la seconda combinazione ad essere più gravosa dal punto di vista geotecnico ed è quindi questa condizione a dover essere rispetta per le verifica alla stabilità rotazionale della paratia allo SLU.

6.1.2 Applicazione dell'Eurocodice vigente

Per l'applicazione del Design Approach 1 vale quanto precedentemente esposto per l'applicazione delle NTC18, ma in questo caso il coefficiente parziale di sicurezza da applicare alla spinta attiva $\gamma_{\rm G}$ vale 1,35 (nelle NTC18 si prescrive 1,3) per la combinazione 1 e 1,0 per la combinazione 2. Per entrambe, in accordo con la colonna R1 il coefficiente di sicurezza parziale γ_R è unitario.

Per il secondo approccio progettuale proposto dagli Eurocodici vigenti i valori di progetto dei parametri geotecnici coincidono con quelli caratteristici. Il coefficiente

parziale di sicurezza da applicare alla spinta attiva γ_G vale 1,35, mentre il coefficiente di sicurezza parziale γ_R è pari a 1,4.

Per il terzo approccio progettuale proposto dagli Eurocodici vigenti i valori di progetto dei parametri geotecnici sono determinati applicando la colonna M2, mentre i coefficienti parziali di sicurezza da applicare alla spinta attiva, considerata un'azione geotecnica, e alla resistenza globale sono unitari.

Anche in questo caso i valori dei coefficienti di spinta utilizzati nelle varie analisi sono riportati in Allegato 1 (per il coefficiente di spinta attiva si è assunto $\delta_d = 0,66 \, \phi'_d$, per il coefficiente di resistenza passiva si è assunto $\delta_d = 0,5 \, \phi'_d$).

	DA1-C1	DA1-C2	DA2	DA3	
Profondità d'infissione [m]	1,95 (1,93)*	2,50 (2,41)*	2,50 (2,42)*	2,50 (2,41)*	
Spinta attiva [kN/m]	297	318	331	318	
Resistenza passiva [kN/m]	199	226	233	226	
Forza del tirante [kN/m]	98	92	98	92	
* il valore indicato in parantesi rappresente la profondità minima pacassaria a garantira					

Tabella 18: Profondità d'infissione e forza del tirante (EC7 vigente).

* il valore indicato in parantesi rappresenta la profondità minima necessaria a garantire l'equilibrio alla rotazione, che ovviamente deve essere arrotondato per eccesso

Dal confronto fra la profondità ottenuta con i diversi approcci progettuali si osserva che il Design Approach 2 risulta essere quello più gravoso.

6.1.3 Applicazione dell'Eurocodice di 2° generazione

Nel Material Factor Approach MFA i coefficienti parziali di sicurezza sono applicati alle azioni (o ai loro effetti) e ai parametri geotecnici (una volta per mezzo della colonna M1 e una volta tramite la colonna M2), mentre nel Resistance Factor Approach RFA alle azioni e alla resistenza globale. La combinazione (a) del MFA prevede l'utilizzo dei coefficienti parziali di sicurezza del Design Case 4 per le azioni e della colonna M1 per i materiali, la combinazione (b) utilizza invece i coefficienti del Design Case 3 e della colonna M2.

Nel RFA le azioni vengono fattorizzate tramite i coefficienti del Design Case 4, mentre la resistenza globale tramite un coefficiente pari a 1,4.

Per i valori dei coefficienti parziali di sicurezza si rimanda alla Tabella 9 e alla Tabella 10, mentre i valori dei coefficienti di spinta utilizzati nelle varie analisi sono riportati in Allegato 1.

6.1.3.1 Material Factor Approach (a)

Si osserva che i coefficienti parziali di sicurezza della colonna M1 sono tutti unitari, il consequence factor k_M non entra in gioco e dunque i valori di progetto coincidono con quelli rappresentativi del terreno in esame.

Varia invece, in accordo con il Design Case 4, il coefficiente di sicurezza da applicare alla spinta attiva al variare della classe di conseguenza, in particolare esso cresce passando da una classe di conseguenza bassa ad una classe di conseguenza alta. Ne consegue che all'aumentare della classe di conseguenza, è necessaria una maggiore profondità d'infissione della paratia e una maggiore forza esercitata dal sistema di tiranti.

	MFA (a)			
	CC1	CC2	CC3	
Profondità d'infissione [m]	1,80	1,95 (1,93)*	2,10 (2,06)*	
Spinta attiva [kN/m]	259	297	337	
Resistenza passiva [kN/m]	169	199	230	
Forza del tirante [kN/m]	90	98	107	
* il valore indicato in parantesi rappresenta la profondità minima necessaria a garantire				
l'equilibrio alla rotazione, che ovviamente deve essere arrotondato per eccesso				

Tabella 19: Profondità d'infissione e forza del tirante (EC7 2° generazione-MFA (a)).

6.1.3.2 Material Factor Approach (b)

In questo caso si osserva invece che i coefficienti parziali di sicurezza della colonna M2 non sono unitari e dunque i valori di progetto non coincidono con quelli rappresentativi del terreno. Inoltre, i valori dei coefficienti di sicurezza sono funzione del consequence factor k_M e dunque i parametri geotecnici, in questo caso solo l'angolo di resistenza al taglio poiché il peso specifico non deve essere fattorizzato, decrescono al variare della classe di conseguenza.

In particolare, si osserva che nel nuovo EC7 si effettua, come precedentemente anticipato, una distinzione fra angolo di resistenza al taglio di picco e angolo di resistenza al taglio allo stato critico.

Ai fini pratici di questo esempio, si specifica che è stato preso in considerazione il valore allo stato critico, che viene quindi fattorizzato tramite un coefficiente parziale di sicurezza pari a:

$$\gamma_{tan\varphi_{CS}} = 1,1k_M$$

Inoltre, si precisa che per la determinazione dell'angolo di attrito muto-terreno si è scelto di seguire la procedura 2, citata nel 4.8.

	MFA (b)			
	CC1	CC2	CC3	
Profondità d'infissione [m]	1,60 (1,56)*	1,95 (1,89)*	2,30 (2,24)*	
Spinta attiva [kN/m]	202	245	293	
Resistenza passiva [kN/m]	136	170	204	
Forza del tirante [kN/m]667589				
* il valore indicato in parantesi rappresenta la profondità minima necessaria a garantire				
l'equilibrio alla rotazione, che ovviamente deve essere arrotondato per eccesso				

Tabella 20: Profondità	d'infissione e fo	orza del tirante	(EC7 2° genera	azione-MFA (b)).
				(

6.1.3.3 Resistance Factor Approach

I valori di progetto coincidono con quelli rappresentativi in quanto non è prevista fattorizzazione. Ne consegue che i coefficienti di spinta attiva e di resistenza passiva sono costanti al variare della classe di conseguenza. Come per il MFA (a), in accordo con il Design Case 4, il coefficiente di sicurezza da applicare alla spinta attiva varia al variare della classe di conseguenza, in particolare esso cresce passando da una classe di conseguenza bassa ad una classe di conseguenza alta, ma in questo è applicato un coefficiente di sicurezza alla resistenza passiva pari a:

$$\gamma_{R} = 1,4$$

Ne consegue che all'aumentare della classe di conseguenza, è necessaria una maggiore profondità d'infissione della paratia e una maggiore forza esercitata dal sistema di tiranti.

	RFA			
	CC1	CC2	CC3	
Profondità d'infissione [m]	2,25	2,50 (2,42)*	2,60 (2,58)*	
Spinta attiva [kN/m]	284	331	371	
Resistenza passiva [kN/m]	189	228	252	
Forza del tirante [kN/m]	95	98	119	
* il valore indicato in parantesi rappresenta la profondità minima necessaria a garantire				

Tabella 21: Profondità d'infissione e forza del tirante (EC7 2° generazione-RFA).

l'equilibrio alla rotazione, che ovviamente deve essere arrotondato per eccesso

6.2 Verifica sismica

6.2.1 Applicazione delle NTC18

Per prima cosa si valuta l'azione sismica agente sulla paratia. A tal fine, si specifica che le assunzioni fatte sulla categoria di sottosuolo, sulla categoria topografica e sui coefficienti di riduzione sono state mantenute costanti al variare dell'ubicazione della paratia.

In Tabella 22 sono riportati i valori di pericolosità sismica dei due luoghi prescelti per la presente analisi: in accordo con le NTC18 sono stati definiti utilizzando un periodo di ritorno dell'azione sismica pari a 475 anni (Stato Limite Vita-SLV).

Ubicazione dell'opera	Torino	Palermo
Accelerazione di picco su suolo rigido (CAT. A) $\boldsymbol{a_g}[g]$	0,055	0,176
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0	2,760	2,377
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante T_c^* [s]	0,272	0,290

Tabella 22: Parametri volti alla determinazione dell'azione sismica agente sulla paratia (NTC18).

Tabella 23: Coefficienti volti alla determinazione dell'azione sismica agente sulla paratia (NTC18).

Categoria di sottosuolo	С	С	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1,5	1,45	
Categoria topografica	T1	T1	
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,0	1,0	
Coefficiente di riduzione per deformabilità α	0,95	0,95	
Coefficiente di riduzione per duttilità β	1,0	1,0	
Coefficiente sismico orizzontale k_h [g]	0,079***	0,243***	
*** se $\alpha \cdot \beta < 0,2$ allora $\mathbf{k_h}$ deve essere assunto pari a $0, 2 \cdot \mathbf{S_S} \cdot \mathbf{S_T} \cdot \mathbf{a_g}$			

L'analisi è condotta adottando coefficienti parziali unitari sulle azioni, sui parametri geotecnici e sulla resistenza. I valori dei coefficienti di spinta sono riportati in Allegato 2.

Tabella 24: Profondità d'infissione e forza del tirante necessari a soddisfare la verifica sismica (NTC18).

	Torino	Palermo
Profondità d'infissione [m]	1,83	2,54
Spinta attiva [kN/m]	256	427
Resistenza passiva [kN/m]	167	288
Forza del tirante [kN/m]	89	139

Confrontando il valore richiesto di profondità d'infissione volto a resistere all'azione sismica con il massimo dei valori ottenuti dal dimensionamento statico (2,50 m) si osserva che nel caso in cui la paratia sorga nel Comune di Torino il dimensionamento statico garantisce adeguati margini di sicurezza; al contrario, a causa della maggiore sismicità del Comune di Palermo, nel secondo caso è la verifica sismica ad essere dimensionante e la profondità d'infissione della paratia deve essere maggiore a tale valore.

6.2.2 Applicazione dell'Eurocodice vigente

Assumendo quanto già esposto nel 6.2.1 si effettua la verifica della paratia, ma in questo caso si applica un coefficiente parziale di sicurezza all'angolo di resistenza al taglio del terreno pari a:

$$\gamma'_{\varphi} = 1,25$$

Tabella 25: Parametri volti alla determinazione dell'azione sismica agente sulla paratia (EC8-5 vigente).

Ubicazione dell'opera	Torino	Palermo
Accelerazione di picco su suolo rigido (CAT. A) a_g [g]	0,055	0,176
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0	2,760	2,377
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante T_c^* [s]	0,272	0,290

Tabella 26: Coefficienti volti alla determinazione dell'azione sismica agente sulla paratia (EC8-5 vigente).

Categoria di sottosuolo	С	С
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1,5	1,5
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,0	1,0
Coefficiente di riduzione per duttilità r	1,0	1,0
Coefficiente sismico orizzontale k_h [g]	0,083	0,264

In accordo con Tabella 14, si osserva che a differenza delle NTC18, in questo caso il coefficiente di amplificazione stratigrafica è uguale per entrambi i casi analizzati. Inoltre, si sottolinea l'assenza del coefficiente riduttivo per l'asincronia del moto sismico.

I valori dei coefficienti di spinta utilizzati sono riportati in Allegato 2.

TorinoPalermoProfondità d'infissione [m]2,824,46Spinta attiva [kN/m]399785Resistenza passiva [kN/m]272563Forza del tirante [kN/m]127222

Tabella 27: Profondità d'infissione e forza del tirante necessari a soddisfare la verifica sismica (EC8-5 vigente).

Confrontando la profondità di infissione della paratia ottenuta dal dimensionamento statico (scelta come il valore massimo fornito dai diversi approcci progettuali e pari a 2,50 m) con il valore necessario a resistere all'azione sismica, si osserva che in entrambi i casi la verifica non è soddisfatta.

Ciò è dovuto a due aspetti: la penalizzazione dell'angolo di resistenza al taglio e l'assenza del coefficiente riduttivo che tiene conto dell'asincronia del moto.

Dunque, l'applicazione dell'Eurocodice vigente fa sì che sia la verifica sismica ad essere dimensionante.

6.2.3 Applicazione dell'Eurocodice di 2° generazione

Assumendo quanto già esposto nel 6.2.1 si effettua la verifica della paratia. In questo caso, come avviene per le NTC18, l'analisi è condotta adottando coefficienti parziali unitari sulle azioni, sui parametri geotecnici e sulla resistenza. In Tabella 28 sono riportati i valori di pericolosità sismica dei due luoghi prescelti per la presente analisi: prendendo in considerazione lo stato limite di Significant Damage SD (analogo dello Stato Limite Vita SLV) il valore dell'accelerazione di picco deve essere premoltiplicato, in funzione della classe di conseguenza ipotizzata, per il relativo valore di performance factor. Tale differenziazione porta ad avere tre diversi valori di coefficiente di amplificazione stratigrafica, e conseguentemente, tre diversi valori di coefficiente sismico orizzontale.

Tabella 28: Parametri volti alla determinazione dell'azione sismica agente sulla paratia (EC8-5 2° generazione).

Ubicazione dell'opera		Torino	Palermo
Accelerazione di picco su suolo rigido (CAT. A) $\frac{S_{\alpha}}{F_A}$ [g]		0,055	0,176
Accelerazione di picco su suolo rigido (CAT.A) in funzione della classe di conseguenza e dello stato limite $S_{\alpha,RP}$ [g]	CC1	0,044	0,141
	CC2	0,055	0,176
	CC3	0,066	0,211

Tabella 29: Coefficienti volti alla determinazione dell'azione sismica agente sulla paratia (EC8-5 2° generazione).

Coefficiente di amplificazione stratigrafica F_{α}	CC1	1,586	1,555
	CC2	1,582	1,544
	CC3	1,579	1,532
Coefficiente di amplificazione topografica F_T		1	
Coefficiente di riduzione per deformabilità $\boldsymbol{\beta}$		0,95	
Coefficiente di riduzione per duttilità χ		1,0	
Coefficiente sismico orizzontale $\alpha_{\rm H}$ [g]	CC1	0,066	0,208
	CC2	0,083	0,258
	CC3	0,099	0,307

In accordo con Tabella 14 si osserva che, come avviene per le NTC18, il coefficiente di amplificazione stratigrafica è diverso per i due casi analizzati
essendo funzione del valore di accelerazione di picco del sito in esame. Inoltre, tale valore si differenzia al variare della classe di conseguenza.

Si sottolinea invece, rispetto all'EC8-5 vigente, l'introduzione del coefficiente riduttivo per l'asincronia del moto sismico.

I valori dei coefficienti di spinta utilizzati sono riportati in Allegato 2.

	Torino		Palermo)	
	CC1	CC2	CC3	CC1	CC2	CC3
Profondità d'infissione [m]	1,80	1,85	1,91	2,40	2,70	3,05
Spinta attiva [kN/m]	248	260	272	383	456	546
Resistenza passiva [kN/m]	163	170	180	259	312	376
Forza del tirante [kN/m]	85	90	93	124	144	171

Tabella 30: Profondità d'infissione e forza del tirante necessari a soddisfare la verifica sismica (EC8-5 vigente).

Confrontando per ogni classe di conseguenza il valore richiesto di profondità d'infissione volto a resistere all'azione sismica con il massimo dei valori ottenuti dal dimensionamento statico (i valori massimi sono forniti dal RFA) si osserva che nel caso in cui la paratia sorga nel Comune di Torino il dimensionamento statico garantisce adeguati margini di sicurezza; al contrario, a causa della maggiore sismicità del Comune di Palermo, nel secondo caso è la verifica sismica ad essere dimensionante e la profondità d'infissione della paratia deve essere maggiore a tale valore.

6.3 Confronto fra i risultati ottenuti

Al fine di effettuare il confronto fra i valori della profondità d'infissione e della forza esercitata dal sistema di tiranti ottenuti dai diversi approcci progettuali previsti dalle normative analizzate, si specifica che i valori ottenuti dall'applicazione dall'Eurocodice di 2° generazione, riportati nella tabella sottostante, fanno riferimento esclusivamente ad una classe di conseguenza normale CC2.

Ciò si traduce nell'applicazione di un consequence factor unitario che porta ad avere gli stessi valori di coefficienti di sicurezza parziali già presenti nella normativa vigente.

Tuttavia si ritiene necessario sottolineare, come evidenziabile da Tabella 19, Tabella 20, Tabella 21 e Tabella 30 che il passaggio da una classe di conseguenza bassa CC1 ad una alta CC3 porta ad avere valori di profondità d'infissione e del tirante via via maggiori.

Nel contesto del dimensionamento statico, una prima, seppur leggera, differenza nei valori progettuali è visibile tra l'applicazione delle NTC2018 e gli Eurocodici vigenti: in accordo con il DA1-C1, le norme italiane applicano alle azioni un coefficiente pari a 1,30, mentre gli Eurocodici un coefficiente pari a 1,35.

Invece nel DA1-C2, in cui vengono penalizzati i parametri geotecnici, i valori ottenuti tramite le NTC18 e gli Eurocodici vigenti coincidono.

Il DA2 e il DA3 (non presi in considerazione dalle norme tecniche italiane per quanto riguarda la progettazione delle opere di sostegno flessibile) sono in generale più gravosi.

L'applicazione degli Eurocodici di 2° generazione porta alle seguenti considerazioni:

- il MFA (a), in cui si penalizzano esclusivamente le azioni poiché caratterizzato da coefficienti di sicurezza unitari lato materiali, coincide con l'applicazione del DA1-C1,
- il MFA (b), che presenta la penalizzazione dei parametri geotecnici, è concettualmente analogo al DA1-C2. I risultati numerici sono però influenzati dalla distinzione fra angolo di resistenza di picco e angolo di resistenza allo stato critico, che si traduce nell'utilizzo di diversi coefficienti di sicurezza. Si precisa che se l'esempio di calcolo in questione fosse stato

sviluppato ipotizzando un angolo di resistenza di picco, i risultati ottenuti sarebbero stati uguali a quelli del DA1-C2 vigente,

- il RFA, che corrisponde al DA2 in cui si fattorizzano azioni e resistenza globale, risulta essere l'approccio progettuale più severo.

Tabella 31: Confronto fra i valori di profondità d'infissione e forza del tirante ottenuti dal dimensionamento statico applicando NTC18, Eurocodici vigenti ed Eurocodici di 2° generazione.

		Profondità	Forza del	
	Approccio Progettuale	d'infissione	tirante	
		[m]	[kN/m]	
NTC18	DA1-C1	1,90 (1,88)*	94	
	DA1-C2	2,50 (2,41)*	92	
Eurocodici vigenti	DA1-C1	1,95 (1,93)*	98	
	DA1-C2	2,50 (2,41)*	92	
	DA2	2,50 (2,42)*	98	
	DA3	2,50 (2,41)*	92	
	MFA-combinazione (a)	1,95 (1,93)*	98	
Eurocodici di 2° generazione	MFA-combinazione (b)	1,95 (1,89)*	75	
	RFA	2,50 (2,42)*	98	
* il valore indicato in parantesi rappresenta la profondità minima necessaria a				
garantire l'equilibrio alla rotazione, che ovviamente deve essere arrotondato per				
eccesso				

Per quanto riguarda la verifica sismica, si osserva che la penalizzazione dei parametri geotecnici prevista dall' EC8-5 vigente fa sì che sia proprio la profondità d'infissione richiesta a garantire l'equilibrio in presenza di azione sismica ad essere dimensionante, sia nel caso di Comune a bassa ed alta sismicità.

Dall'altro lato, nelle NTC18 e nell'EC8-5 di 2° generazione, concettualmente analoghi per l'applicazione di coefficienti unitari lato azioni, materiali e resistenza,

la verifica sismica è superata nel caso in cui si ipotizzi che la paratia sorga in un Comune a bassa sismicità, mentre è proprio questa verifica ad essere dimensionante nel caso di un Comune ad alta sismicità.

	Profondità dimensionamento statico [m]	Profondità verifica sismica Torino [m]	Verifica	Profondità verifica sismica Palermo [m]	Verifica
NTC18	2,50	1,83	Sì	2,54	No
Eurocodici vigenti	2,50	2,82	No	4,46	No
Eurocodici di 2º generazione	2,50	1,85	Sì	2,70	No

Tabella 32: Confronto fra i valori di profondità d'infissione e forza del tirante ottenuti dalla verifica sismica applicando NTC18, Eurocodici vigenti ed Eurocodici di 2° generazione.

6.4 Analisi parametrica al variare della densità relativa

Dall'osservazione di Tabella 10, si evince che la nuova versione dell'Eurocodice 7 introduce nell'applicazione dei coefficienti parziali di sicurezza la distinzione fra valore di angolo di resistenza di picco e angolo di resistenza allo stato critico. Il primo è fattorizzato tramite un coefficiente di sicurezza parziale pari a $1,25k_M$,

mentre il secondo tramite un coefficiente pari a $1,1k_M$.

Al fine di tenere conto di questo aspetto, come precedentemente anticipato, si è ritenuto opportuno ripetere l'analisi della sezione di scavo illustrata in Figura 15 ipotizzando che l'unità geotecnica in questione sia caratterizzata da un valore di angolo di resistenza di picco.

Come ben noto, il valore di picco dipende dalle condizioni di stato, ovvero dalla densità relativa e dal livello tensionale. In particolare, tale valore cresce al crescere

della densità relativa e diminuisce (seppur in modo meno marcato) all'aumentare del livello tensionale.

Tenendo quindi in considerazione che l'angolo di resistenza di picco φ'_P dipende dal terreno in esame e le difficoltà esistenti per un campionamento indisturbato, nella pratica comune si fa riferimento a correlazioni presenti in letteratura per ottenere una stima di tale valore.

Fra le relazioni più note ed utilizzate si trova quella proposta da Bolton (1986):

$$\varphi'_P - \varphi'_{CS} = m \cdot DI < 12^\circ$$

 $DI = D_R(Q - \ln (p'_f)) - 1$

dove:

- φ'_{CS} : angolo di resistenza allo stato critico,
- *m*: coefficiente che tiene conto delle condizioni di deformazione (pari a 3 in condizioni assialsimmetriche e 5 in condizioni di deformazione piana),
- DI: indice di dilatanza,
- *Q*: parametro legato alla frantumabilità dei grani (varia da 10 per sabbie quarzose o feldspatiche, a 5,5 per sabbie calcaree)
- p'_f : tensione media efficace a rottura,
- D_R : densità relativa stimata attraverso correlazioni basate su prove penotrometriche.

Tuttavia, essendo la presente analisi volta a evidenziare come l'assunzione di un valore di angolo di resistenza di picco influenza la progettazione di una paratia, e non ad una precisa e rigorosa caratterizzazione geomeccanica del terreno, si è scelto di condurre un'analisi parametrica applicando la correlazione empirica di Schmertmann (1978) basata esclusivamente sulla granulometria del terreno e sul valore di densità relativa, che quindi non necessita di ulteriori assunzioni sulle condizioni di stato.

Essendo l'unità geotecnica in esame una sabbia fine e ipotizzando che presenti una curva granulometrica ben graduata, si è stimato il valore di angolo di resistenza di picco φ'_P , al variare della densità relativa D_R , utilizzando la curva di correlazione 3 (Figura 16).



Figura 16: Correlazione empirica di Schmertmann.

Tabella 33: Stima dell'angolo di resistenza di picco φ'_{rep} al variare della densità relativa e della granulometria.

	Densità Relativa D _R [%]				
	20	40	60	80	100
Angolo di resistenza al taglio di picco φ _{rep} [°]	33,9	36,3	38,7	41,1	43,5

Si precisa che in questo caso per la determinazione dell'attrito muro-terreno, tenendo conto della distinzione fra i due valori di angolo di resistenza al taglio, in merito alle considerazioni esposte nel 4.8, si è condotta l'analisi applicando la procedura 1.

Di seguito si riportano i valori della profondità d'infissione e della forza del tirante ottenuti tramite l'applicazione del MFA e del RFA.

I valori dei coefficienti di spinta utilizzati per l'analisi sono riportati in Allegato 3.

		CC1	CC2	CC3
$D_R = 20\%$	Profondità d'infissione [m]	1,81	1,94	2,07
	Forza del tirante [kN/m]	91	102	114
$\mathbf{D_R} = 40\%$	Profondità d'infissione [m]	1,57	1,67	1,78
	Forza del tirante [kN/m]	79	91	100
$D_R = 60\%$	Profondità d'infissione [m]	1,35	1,44	1,53
	Forza del tirante [kN/m]	71	80	88
$D_R = 80\%$	Profondità d'infissione [m]	1,16	1,24	1,31
	Forza del tirante [kN/m]	63	70	78
$D_R = 100\%$	Profondità d'infissione [m]	1,00	1,07	1,13
	Forza del tirante [kN/m]	55	61	68

Tabella 34: Profondità d'infissione e forza del tirante ottenuti tramite l'applicazione del MFA (a).

Tabella 35: Profondità d'infissione e forza del tirante ottenuti tramite l'applicazione del MFA (b).

		CC1	CC2	CC3
$D_R = 20\%$	Profondità d'infissione [m]	1,87	2,26	2,67
	Forza del tirante [kN/m]	86	101	116
$\mathbf{D}_{\mathbf{R}} = 40\%$	Profondità d'infissione [m]	1,64	1,99	2,35
	Forza del tirante [kN/m]	76	90	104
$D_{R} = 60\%$	Profondità d'infissione [m]	1,42	1,73	2,06
	Forza del tirante [kN/m]	67	80	93
$D_R = 80\%$	Profondità d'infissione [m]	1,23	1,51	1,67
	Forza del tirante [kN/m]	60	72	72
$D_R = 100\%$	Profondità d'infissione [m]	1,06	1,32	1,58
	Forza del tirante [kN/m]	54	63	74

		CC1	CC2	CC3
$D_R = 20\%$	Profondità d'infissione [m]	2,27	2,44	2,61
	Forza del tirante [kN/m]	95	108	120
$\mathbf{D}_{\mathbf{R}} = 40\%$	Profondità d'infissione [m]	1,94	2,08	2,22
	Forza del tirante [kN/m]	84	95	106
$D_R = 60\%$	Profondità d'infissione [m]	1,67	1,78	1,90
	Forza del tirante [kN/m]	73	83	92
$D_R = 80\%$	Profondità d'infissione [m]	1,43	1,52	1,62
	Forza del tirante [kN/m]	64	72	80
$D_R = 100\%$	Profondità d'infissione [m]	1,38	1,38	1,38
	Forza del tirante [kN/m]	57	64	70

Tabella 36: Profondità d'infissione e forza del tirante ottenuti tramite l'applicazione del RFA.

Dall'analisi dei risultati ottenuti riportati in Tabella 32, Tabella 33 e Tabella 34 si osserva quanto segue:

- la profondità d'infissione e la forza del tirante, come ci si aspettava a priori, crescono al crescere della classe di conseguenza,
- a parità di classe di conseguenza, il RFA risulta essere l'approccio progettuale più gravoso,
- a parità di classe di conseguenza, la profondità d'infissione e la forza del tirante diminuiscono al crescere della densità relativa.

Prendendo in considerazione ad esempio la progettazione più gravosa, e quindi quella del RFA, il dimensionamento statico del 6.1.3.3 effettuato sotto l'ipotesi di angolo di resistenza allo stato critico, per una classe di conseguenza CC2 portava ad avere una profondità d'infissione minima richiesta per l'equilibrio pari a 2,42 m. La progettazione effettuata sotto l'ipotesi di angolo di resistenza al taglio di picco,

per un valore medio di densità relativa pari al 60% porta ad una profondità d'infissione richiesta pari a 1,78 m (circa il 25 % in meno).

6.5 Analisi in presenza di moto di filtrazione

Come anticipato in precedenza, il dimensionamento statico della paratia è stato ripetuto ipotizzando la presenza di un moto di filtrazione al fine di osservare come la presenza della spinta esercitata dall'acqua faccia variare la profondità d'infissione richiesta e la forza del sistema di tiranti necessari a garantire l'equilibrio alla rotazione della paratia.



Figura 17: Esempio di calcolo in presenza di moto di filtrazione.

Con riferimento ai concetti teorici esposti nel 4.4, la spinta dell'acqua è stata calcolata rifacendosi al concetto di "azioni derivanti dalla stessa causa" tale per cui se le azioni permanenti derivanti dalla stessa causa agiscono contemporaneamente in senso favorevole e sfavorevole (nel caso in esame ciò si traduce in momento stabilizzante e momento instabilizzante), si deve far riferimento al valore

caratteristico dell'azione risultante (azione netta) e applicare successivamente un unico coefficiente parziale di sicurezza per ottenere l'azione di progetto (Lancellotta, Ciancimino, Costanzo, & Foti, 2020, p. 180).

Di seguito si riportano i valori della profondità d'infissione e della forza del tirante ottenuti tramite l'applicazione dei diversi approcci progettuali.

Per quanto riguarda l'applicazione degli Eurocodici di 2° generazione si specifica che i valori in Tabella 37 fanno riferimento ad una classe di conseguenza CC2. Inoltre, al fine di effettuare un confronto con i valori ottenuti dalla progettazione della paratia in assenza di falda acquifera, riportati in Tabella 31, anche in questo caso si è scelto di considerare come angolo di attrito il valore allo strato critico.

I valori dei coefficienti di spinta utilizzati per l'analisi sono riportati in Allegato 1.

	Approccio Progettuale	Profondità d'infissione [m]	Forza del tirante [kN/m]
NTC18	DA1-C1	6,30	301
	DA1-C2	7,40	284
Eurocodici vigenti	DA1-C1	6,40	318
	DA1-C2	7,40	284
	DA2	7,90	370
	DA3	8,40	440
	MFA-combinazione (a)	6,40	318
generazione	MFA-combinazione (b)	6,35	266
g	RFA	7,90	370

Tabella 37: Confronto fra i valori di profondità d'infissione e forza del tirante ottenuti dal dimensionamento statico in presenza di moto di filtrazione applicando NTC18, Eurocodici vigenti ed Eurocodici di 2° generazione.

Dall'osservazione di Tabella 37 si evince quanto segue:

- in generale, la presenza della falda acquifera e del conseguente moto di filtrazione porta ad un incremento della spinta agente sulla paratia e ciò

comporta una profondità d'infissione richiesta e una forza del tirante maggiori rispetto all'analisi effettuata in condizioni asciutte,

- anche in questo caso la combinazione C2 del DA1 risulta essere più gravosa, e quindi quella dimensionante, rispetto alla combinazione C1 (si ricorda che NTC18 e Eurocodici vigenti si differenziano per l'applicazione di un coefficiente di sicurezza lato azioni pari a 1,3 per le NTC18 e pari a 1,35 per gli Eurocodici),
- gli approcci progettuali DA2 e DA3 risultano essere i più severi in quanto caratterizzati dalla penalizzazione di azioni e resistenze da un lato e da azioni e parametri geotecnici dall'altro,
- il MFA-combinazione (a) e il RFA, rispettivamente analoghi al DA1-C1 e DA2, sono caratterizzati dall'utilizzo del Design Case 4, che come si osserva in Tabella 9 prevede la fattorizzazione degli effetti delle azioni. Risultano allora particolarmente adatti per tener conto dell'azione netta dell'acqua.
- al contrario il MFA-combinazione (b), prevede l'utilizzo del Design Case 3 che non fattorizza le azioni e dunque non adatto in presenza di azione netta dell'acqua, che in questo caso è stata trattata come un'azione variabile e penalizzata tramite l'applicazione di un coefficiente pari a 1,15.

6.6 Altri esempi di calcolo

Nel proseguo della trattazione sono stati sviluppati ulteriori esempi di calcolo volti a confrontare i risultati ottenuti tramite l'applicazione dei diversi approcci progettuali previsti dalla norma vigente e dalla sua nuova versione.

In generale, rispetto all'esempio di calcolo di Figura 15, gli esempi qui di seguito riportati sono caratterizzati da una maggiore complessità: la distribuzione delle spinte è influenzata dalla presenza di più unità geotecniche, dalla presenza di coesione, di sovraccarico e del moto di filtrazione che si instaura fra i due diversi livelli della falda a monte e a valle della paratia.

Ciò si traduce nel fatto che i risultati di calcolo ottenuti tramite l'applicazione dei diversi approcci progettuali sono molto diversi fra loro.

Si specifica che gli esempi in questione sono quelli proposti dalla Commissione Europea CEN/TC250 SG7-EG3.

6.6.1 Esempio 1: Propped embedded wall drained conditions (A Less-Feb 2016)

In questo caso si analizza la realizzazione di uno scavo sottofalda ipotizzando una classe di conseguenza CC2.

Lo schema di vincolo della paratia è del tipo "free earth support" e l'ancoraggio è previsto ad una profondità di 1 m dal piano campagna.

La profondità di scavo è di 9 m e a monte della paratia è presente un sovraccarico di 10 kPa.

La differenza fra il livello dell'acqua a monte e a valle della paratia fa sì che l'analisi sia condotta tenendo in considerazione il moto di filtrazione.

Per quanto riguarda la stratigrafia si osserva la presenza di due unità geotecniche: l'unità 1 è caratterizzata da un valore di peso specifico pari a $17 \frac{kN}{m^3}$ per i primi 4 m asciutti, e da un valore pari a $19 \frac{kN}{m^3}$ sotto il livello di falda, da un angolo di resistenza al taglio pari a 34° (valore di picco) e dall'assenza di coesione. L'unità 2 presenta un peso specifico di $20 \frac{kN}{m^3}$, un angolo di 26° (valore di picco) e una coesione di 5 kPa.

Si specifica che i coefficienti di spinta utilizzati per il calcolo della spinta attiva e della resistenza passiva sono stati calcolati rispettivamente tramite la formula di Muller-Breslau e di Lancellotta. In Tabella 38 si riportano i valori della profondità d'infissione e della forza del sistema di tiranti ottenuti applicando Eurocodici vigenti ed Eurocodici di 2° generazione.



Figura 18: Esempio 1: A Less-Feb 2016.

		d [m]	F [kN/m]
Eurocodici vigenti	DA1-C1	5,10	211
	DA1-C2	6,10	212
	DA2	6,90	247
	DA3	6,10	212
Europodioi di 29	MFA-combinazione (a)	5,10	211
generazione	MFA-combinazione (b)	6,10	212
	RFA	6,90	247

Tabella 38: Risultati esempio 1: A Less-Feb 2016.

Dall'osservazione dei risultati ottenuti si osserva che in questo in caso l'applicazione della nuova versione degli Eurocodici non porta a variazioni nei risultati di calcolo.

6.6.2 Esempio 2: Embedded wall undrained conditions (A Less-Feb 2016)

L'esempio sottostante è volto al dimensionamento di una paratia incastrata alla base in condizioni non drenate. La profondità di scavo è di 4 m e a monte è presente un sovraccarico di 20 kPa. I primi 2 m di terreno appartengono ad un terreno granulare, mentre la seconda unità geotecnica è un'argilla caratterizzata da una resistenza non drenata, che porta ad una valutazione delle spinte in accordo a quanto esposto nel 4.5. Si precisa che il valore dell'angolo di resistenza al taglio è un valore di picco.



Figura 19: Esempio 2: A Less-Feb 2016.

Tabella 39: Risultati	esempio 2: A	Less-Feb 2016.
-----------------------	--------------	----------------

		d [m]
	DA1-C1	4,20
Eurocodici vigenti	DA1-C2	6,75
	DA2	5,40
	DA3	9,00
Enneredici di 20	MFA-combinazione (a)	4,20
generazione	MFA-combinazione (b)*	6,75
	RFA	5,30

6.6.3 Esempio 3: Embedded wall with and without an anchor (J Saliba-June 2014)

L'esempio sottostante riguarda il dimensionamento di una paratia volta a sostenere uno scavo di 4,15 m in presenza di moto di filtrazione. L'analisi è effettuata sia nel caso di paratia incastrata con schema di vincolo "fixed earth support", sia nel caso di paratia ancorata con schema di vincolo "free earth support".

Di seguito sono riportate le caratteristiche delle varie unità geotecniche:

- Lime fill: $\gamma = 19 \frac{kN}{m^3}$; $\varphi = 18^\circ$; c = 0 kPa; spessore = 2,00 m;
- Sand fill: $\gamma = 20 \frac{kN}{m^3}$; $\varphi = 25^\circ$; c = 5 kPa; spessore = 1,10 m;
- Marly sandstone: $\gamma = 20 \frac{kN}{m^3}; \ \varphi = 30^\circ; \ c = 10 \ kPa; \ spessore = 3,14 \ m;$
- ★ Marl: $\gamma = 20 \frac{kN}{m^3}$; $φ = 30^\circ$; c = 10 kPa; spessore > 10m;



Figura 20: Esempio 3: J Saliba-June 2014.

I coefficienti di spinta utilizzati per il calcolo della spinta attiva e della resistenza passiva sono stati calcolati rispettivamente tramite la formula di Muller-Breslau e di Lancellotta. Inoltre si precisa che i valori dell'angolo di resistenza al taglio sono valori di picco. In Tabella 39 si riportano i valori di profondità d'infissione dell'opera di sostegno nel caso di paratia incastrata e paratia ancorata.

		Paratia incastrata	Paratia ancorata	
		d [m]	d [m]	F [kN/m]
Eurocodici vigenti	DA1-C1	7,35	2,30	177
	DA1-C2	8,00	2,70	141
	DA2	9,10	3,10	181
	DA3	9,80	3,5	198
Europodici di 2º	MFA-combinazione (a)	7,35	2,30	177
Eurocodici di 2º generazione	MFA-combinazione (b)	8,00	2,70	141
	RFA	9,10	3,10	181

Tabella 40: Risultati esempio 3: J Saliba-June 2014.

In questo caso si osserva, come ci si aspettava a priori, che le profondità d'infissione richieste nel caso di paratia incastrata sono ovviamente maggiori a quelle necessarie nel caso di paratia ancorata.

Anche in questo caso, il RFA, uguale concettualmente e per risultati al DA2, risulta essere più gravoso rispetto all'applicazione del MFA.

7. Studio di interazione suolo-struttura

Per il calcolo degli spostamenti subiti dalla paratia e per la determinazione delle sollecitazioni di momento e taglio, è necessario far ricorso ad uno studio di interazione suolo-struttura. Come precedentemente anticipato, l'analisi deve essere condotta utilizzando coefficienti di sicurezza unitari.

Non è infatti pensabile in questo caso di introdurre parametri di resistenza del terreno affetti da coefficienti di sicurezza, in quanto, essendo l'analisi di interazione suolo-struttura caratterizzata da non linearità, si correrebbe il rischio di perdere il controllo della soluzione. Per lo stesso motivo diventa significativo applicare i coefficienti di sicurezza agli effetti delle azioni, a valle del calcolo di interazione. Tali considerazioni risultano in linea con l'evidenza che gli spostamenti dell'opera comportano solitamente la mobilitazione della resistenza passiva in prossimità del livello del fondo scavo, ed è tale mobilitazione che influenza l'entità e la distribuzione delle sollecitazioni (Padfield e Mair, 1984).

Nella presente trattazione, per lo studio di interazione suolo-struttura si è fatto riferimento al metodo delle reazioni di sottofondo, trattato nel 5.2 ed implementato tramite il software Kost sviluppato dal professore Luigi Callisto.

Di seguito si riportano i dati progettuali e le ipotesi aggiuntive necessarie allo studio di interazione della sezione di scavo già analizzata nel Capitolo 6.

Paratia	Paratia ancorata in testa		
Altezza di scavo	8,0 m		
Profondità d'infissione*	2,5 m		
Quota di applicazione del tirante	1,5 m		
*si è utilizzato il valore massimo di profondità d'infissione richiesto ottenuto in			
precedenza tramite l'applicazione del metodo dell'equilibrio limite per il			
dimensionamento della paratia allo SLU			

Tabella 41: Dati progettuali dell'esempio di calcolo.

Tipologia	Diaframma a pannelli
Spessore	80 cm
Materiale	Calcestruzzo C30/37
Resistenza caratteristica cubica a compressione $\mathbf{R}_{\mathbf{ck}}$	37 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione \mathbf{f}_{ck}	30 MPa
Resistenza media a compressione $\mathbf{f_{cm}}$	38 MPa
Resistenza a trazione media \mathbf{f}_{ctm}	2,9 MPa
Modulo elastico E_{cm}	32,8 GPa
Coefficiente di Poisson v	0,2
Momento d'inerzia I	0,0427 m ⁴ /m
Rigidezza Flessionale EI	1402 MNm ² /m

Tabella 42: Caratteristiche paratia utilizzata per lo studio di interazione suolo-struttura.

Tabella 43: Caratteristiche dell'ancoraggio utilizzate per lo studio di interazione suolo-struttura

Tipologia	Ancoraggio tieback
Rigidezza Assiale	100000 ^{kN} / _{m²}

Tabella 44: Caratteristiche del terreno utilizzate per lo studio di interazione suolo-struttura.

Unità geotecnica	Sabbia fine
Angolo di resistenza al taglio	34°
Peso specifico	19 kN/m ³
Modulo elastico	25 MPa
Coefficiente di Poisson v	0,15
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0,44

Tabella 45: Ulteriori dati progettuali per lo studio di interazione suolo-struttura.

Presenza di coesione	NO
Presenza di falda	NO
Presenza di sovraccarico	NO

Il coefficiente di reazione è determinato in funzioni delle considerazioni esposte nel 5.2.1 ed è pari a:

$$k = 2613 \text{ kN}/\text{m}^3$$

7.1 Calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti

Per il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti si ipotizza che lo scavo sia realizzato in più fasi, ovvero con una prima fase di scavo fino alla profondità di 2 m dal piano campagna, l'installazione del tirante d'ancoraggio e il successivo completamento dello scavo fino alla profondità di 8 m.

Di seguito si riportano gli outputs grafici del software Kost.



Figura 21: Distribuzione delle pressioni di contatto a monte (in blu) e a valle (in arancione) della paratia ottenute tramite KOST.



Figura 22: Diagramma di momento flettente ottenuto tramite KOST.



Figura 23: Diagramma di taglio ottenuto tramite KOST.



Figura 24: Spostamenti ottenuti tramite KOST.

Di seguito si riportano i valori relativi alla condizione di fine scavo, ovvero al completamento dello stage 2.

Spostamento u[cm]	0,93
Momento Flettente M _{max} [kNm/m]	-221,8
Taglio V _{max} [kN/m]	89,0
Forza del tirante T [kN/m]	-87,2

Tabella 46: Risultati di output dello studio di interazione terreno-struttura ottenuti tramite KOST.

In accordo a quanto precedentemente espresso, tali valori di output devono essere amplificati tramite l'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale lato azioni (in questo caso effetto dell'azione).

Nella tabella sottostante si riportano i valori progettuali delle sollecitazioni agenti sulla paratia e della forza esercitata dal sistema di ancoraggio.

		Momento Flettente M _{max} [kNm/m]	Taglio V _{max} [kN/m]	Forza del tirante [kN/m]
NTC18		-288,4	115,7	-113,4
Eurocodici vigenti		-299,4	120,2	-117,7
Eurocodici di 2º generazione	CC1	-269,5	108,1	-105,9
	CC2	-299,4	120,2	-117,7
	CC3	-329,4	132,2	-129,5

Tabella 47: Valori delle sollecitazioni agenti sulla paratia e del sistema di ancoraggio.

Una prima differenza nei valori progettuali è visibile tra l'applicazione delle NTC2018 e gli Eurocodici vigenti: le norme italiane applicano un coefficiente pari a 1,30, mentre gli Eurocodici un coefficiente pari a 1,35.

Tuttavia, ben più evidente è la differenza fra l'applicazione degli Eurocodici vigenti e la loro nuova versione: la dipendenza del coefficiente di sicurezza dal consequence factor (Tabella 9) porta ad avere tre differenti valori progettuali di sollecitazione agente (o forza del tirante) al variare della classe di conseguenza CC scelta per il problema in esame.

Nel caso specifico in esame passando da una CC1 ad una CC3 si osserva un incremento di circa il 20 % delle sollecitazioni agenti sulla paratia. In generale, tale aspetto si ripercuote conseguentemente sul dimensionamento strutturale dell'opera. Per quanto riguarda l'applicazione degli Eurocodici di 2° generazione, operativamente i valori di sollecitazione sono stati calcolati tramite l'applicazione del Design Case 4 che fattorizza gli effetti delle azioni. Risulta quindi evidente che il Design Case 3, che non prevede di fattorizzare gli effetti, è inadatto per uno studio di interazione suolo-struttura e per il conseguente dimensionamento strutturale dell'opera di sostegno.

7.2 Dimensionamento strutturale

Di seguito, per completezza espositiva, si è scelto di effettuare il dimensionato del pannello di calcestruzzo armato.

Ai fini della presente analisi la paratia è stata dimensionata trattandola come una trave in flessione semplice. Si specifica che il dimensionamento è stato effettuato in riferimento ad un metro lineare di diaframma.

Per il dimensionamento dell'armatura longitudinale (disposta verticalmente per tutta la sua lunghezza della paratia) si è fatto riferimento alle tabelle di Montoja, mentre per quanto riguarda il dimensionamento dell'armatura trasversale, questa è stata calcolata in accordo con il modello a traliccio reticolare isostatico.

Nella tabella sottostante si riportano le caratteristiche geometriche e dei materiali costituenti la sezione.

Larghezza trasversale sezione b [mm]	1000
Altezza sezione h [mm]	800
Copriferro c [mm]	70
Altezza utile sezione d [mm]	730
Resistenza caratteristica a compressione f _{ck} [MPa]	30
Resistenza di calcolo f _{cd} [MPa]	17
Resistenza a trazione media f _{ctm}	2,9
Resistenza a snervamento caratteristica f _{yk} [MPa]	450
Resistenza a snervamento di calcolo f _{yd} [MPa]	391,3

Tabella 48: Dati utilizzati per il dimensionamento strutturale della paratia.

7.2.1 Calcolo armatura longitudinale

Per prima cosa si è adimensionalizzato il momento sollecitante di calcolo M_{sd} tramite la seguente relazione:

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd} \cdot 10^6}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Tabella 49: Valori del momento sollecitante adimensionalizzato al variare della classe di conseguenza.

Classe di conseguenza	CC1	CC2	CC3
Momento sollecitante	0.0207	0.033	0.0364
adimensionalizzato μ_{sd}	0,0297	0,035	0,0304

Si procede verificando che tali valori siano inferiori al valore limite per la limitazione della profondità dell'asse neutro pari a 0,295.

Ne consegue dunque che la sezione in esame non necessita di armatura compressa di calcolo (operativamente si disporrà un'armatura minima fuori calcolo).

Dopodiché, partendo da tali valori, tramite le tabelle di Montoja, si determina il valore di percentuale meccanica ω_0 . Infine si calcola l'area di armatura tesa:

$$A_s = \frac{\omega_0 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Tabella 50: Valori dell'area di armatura in zona tesa al variare della classe di conseguenza.

Classe di conseguenza	CC1	CC2	CC3
Percentuale meccanica di armatura ω ₀	0,030	0,034	0,037
Area armatura in zona tesa <i>A_s</i> [mm ²]	951	1078	1173

Tuttavia si osserva che, seppur i valori di area di armatura in zona tesa così calcolati siano sufficienti a resistere al momento flettente sollecitante, risultano essere inferiori all'armatura minima in zona tesa richiesta dal §4.1.6.1.1 delle NTC2018:

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \ge 0.0013 \cdot b \cdot d = 1223 \ mm^2$$

Ne consegue che per garantire il valore minimo di armature in zona tesa, il diaframma deve essere armato longitudinalmente con 80/14, a cui corrisponde un'area di armatura pari a 1232 mm².

7.2.2 Calcolo delle staffe

Per il dimensionamento dell'armatura trasversale si calcola il valore di taglio resistente e si verifica che questo sia maggiore o uguale al taglio sollecitante. Sotto l'ipotesi di inclinazione delle staffe pari a 90° e imponendo che l'inclinazione dei campi di compressione del cls siano inclinati a 45° (affinché un'eventuale rottura sia di tipo duttile), il valore di taglio resistente è pari al minimo fra la resistenza lato calcestruzzo $V_{Rd,c}$ e la resistenza lato acciaio $V_{Rd,s}$:

$$V_{Rd} = min(V_{Rd,c}; V_{Rd,s})$$

con:

• $V_{Rd,c} = 0.9 \, \alpha_{cw} \, b \, d \, \nu \, f_{cd}/2$

•
$$V_{Rd,s} = 0.9 d \left(\frac{A_{SW}}{s}\right) f_{yd}$$

Optando per l'utilizzo di staffe Ø8 passo 20 cm a 2 bracci, il valore di taglio resistente è pari a 129 kN e permette di verificare la sezione per le classi di conseguenza CC1 e CC2, mentre per la verifica della sezione in classe CC3 sono necessarie staffe Ø8 passo 10 cm o in alternativa Ø10 passo 20 cm.

Tabella 51: Verifica a taglio.

Classe di conseguenza	CC1	CC2	CC3
Taglio sollecitante V _{sd}	108,1	120,2	132,2
Armatura trasversale	Ø8/20	Ø8/20	Ø8/10 oppure Ø10/20

Tuttavia per soddisfare il requisito minimo di armatura trasversale previsto dal §4.1.6.1.1 delle NTC2018: "Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{sw} = 1,5 \text{ b } mm^2/m$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione", è necessario disporre staffe 010/10.

7.2.3 Disposizione costruttive

In accordo con quanto prescritto dal §4.1.2.3.10 e dal §4.1.6.1.4 delle NTC2018, affinché sia garantita la completa trasmissione al calcestruzzo delle forze di aderenza, è necessaria una lunghezza d'ancoraggio delle barre longitudinali pari a:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = 657 \ mm$$

Infine, per tener conto dell'effetto del taglio, in accordo con la regola di traslazione del diagramma di momento flettente, tale lunghezza deve essere incrementata di una quota parte pari a $1,25 \cdot 0,9 \cdot d$.

8. Conclusioni

Giunti alla conclusione della presente trattazione, si è ritenuto opportuno ripercorrere gli aspetti principali di quanto emerso dal confronto fra Eurocodici vigenti ed Eurocodici di 2° generazione.

La nuova versione degli Eurocodici, che entrerà in vigore a conclusione del processo di revisione ed evoluzione degli Eurocodici, intrapreso dal CEN/TC250, pone al centro della progettazione le classi di conseguenza, ovvero l'ammontare del danno economico e sociale che scaturirebbe dall'eventuale collasso della struttura. Nell'ambito della progettazione geotecnica, tali classi di conseguenza sono strettamente collegate alle classi di complessità geotecnica: le prime stimano l'eventuale danno dovuto al collasso della struttura, mentre le seconde sono frutto di un'analisi sulle condizioni in cui si trova il terreno dove sorge la struttura. La loro combinazione permette la determinazione della categoria geotecnica con cui si classificherà la struttura da progettare.

In particolar modo, un ruolo fondamentale è svolto dalla classe di conseguenza: tramite opportuni coefficienti, denominati "fattori di conseguenza", al variare della conseguenza attesa variano anche i valori dei coefficienti di sicurezza parziale da applicare alle azioni e alle resistenze (in accordo con i principi della progettazione agli stati limite).

In aggiunta, con l'entrata in vigore dei nuovi Eurocodici e in particolar modo dell'EC8, anche la valutazione dell'azione sismica, nella determinazione del periodo di ritorno, sarà funzione della classe di conseguenza scelta per l'opera.

Per quanto riguarda la progettazione geotecnica, dal confronto fra le due versioni dell'EC7, è emerso un cambiamento negli approcci progettuali: le norme in vigore propongono 3 diversi approcci (denominati Design Approach DA), la loro nuova versione introduce l'utilizzo del Material Factor Approach MFA, in cui si fattorizzano azioni e materiali, e del Resistance Factor Approach RFA, in cui si penalizzano azioni e resistenze.

Questa semplificazione porterà il progettista ad una maggiore chiarezza nella scelta dell'approccio da seguire ad un'armonizzazione fra le diverse norme nazionali che scaturiscono dagli Eurocodici.

Tuttavia, è necessario ricordare che, nel rispetto dei principi della progettazione agli stati limite, già nelle norme vigenti è prevista la fattorizzazione di azioni, materiali e resistenze.

Dunque, per quanto appena esposto e come osservabile dai risultati del Capitolo 6, è possibile affermare che il MFA rappresenta l'analogo dell'attuale DA1, mentre il RFA l'analogo del DA2.

Più nello specifico, l'applicazione del MFA (b) è caratterizzata dall'utilizzo di un diverso coefficiente parziale di sicurezza a seconda che il coefficiente di attrito interno sia allo stato critico o il valore di picco: poiché l'angolo di attrito allo stato critico è una proprietà del materiale e rappresenta il valore più basso fra i due, oltre ad essere un valore di facile determinazione, gli Eurocodici di 2° generazione propongono di penalizzare in maniera meno marcata tale valore applicando un coefficiente pari a $1,1k_{\rm M}$.

Dal punto di vista numerico, tramite l'esempio della sezione di scavo in Figura 15, si è osservato come quanto più è alta la classe di conseguenza, tanto è maggiore la profondità d'infissione richiesta per garantire l'equilibrio alla rotazione della paratia.

Allo stesso modo, al crescere della classe di conseguenza saranno maggiori le sollecitazioni agenti sull'opera.

9. Bibliografia

- Bond A. (2013). Retaining structures II- Design of embedded walls. *Geotechnical Design with worked examples*. Dublin.
- Bond A., Formichi P., Sphel P., & Van Seters A. (2019). Tomorrow's geotechnical toolbox: EN1990:202x. Basis of structural and geotechnical design. Proceedings of the XVII ECSMGE.
- Bonioli L., & De la Pierre U. (s.d.). Muri di Sostegno e Strutture Miste. (E. Aiello, A cura di) Commissione Interregionale NTC-Quaderno di approfondimento alle Linee Guida NTC 08.
- C.S.LL.PP. (2019). Circolare Applicativa delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. D.M. 17/01/18.
- Callisto L. Interrazione terreno-struttura. Scavi e gallerie. Roma: Università di Roma La Sapienza-Dottorato di ricerca in Ingegneria Strutturale e Geotecnica.
- EC0 (2001). Eurocode: Basis of structural design (EN 1990). CEN Euopean Committee for Standardization.
- EC0 Draft (2018). *Eurocode Basis of structural and geotechnical design*. CEN/TC 250.
- EC7 (2004). Eurocode 7: Geotechnical Design-Part 1: General Rules (EN 1997-1). CEN European Commitee for Standardization.
- EC7 Draft (2020). Eurocode 7: Geotechnical design Part 1: General rules. CEN/TC 250.
- EC7 Draft (2020). Eurocode 7: Geotechnical design Part 3: Geotecnichal structures. CEN/TC 250.
- EC8 (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1). CEN European Committee for Standardization.
- EC8 (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. CEN European Committee for Standardization.

- EC8 Draft (2020). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -Part 5: Geotechnical aspects, Foundations, Retaining and Underground structures. CEN/TC 250.
- EC8 Draft (2021). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -Part 1: General rules and seismic action. CEN/TC 250.
- Facciorusso, J., Madiai, C., & Vannucchi, G. (2011). Dispense di Geotecnica. Firenze: Università degli Studi di Firenze-Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale-Sezione Geotecnica.

Lancellotta R. (2012). Geotecnica. Milano: 4 ed. Zanichelli.

- Lancellotta R., & Calavera J. (1999). *Fondazioni*. Milano: McGraw-Hill Libri Italia srl.
- Lancellotta R., Ciancimino A., Costanzo D., & Foti S. (2020). Progettazione Geotecnica secondo l'Eurocodice 7 e le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. Milano: Ulrico Hoepli Editore S.p.A.
- NTC (2018). Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. D.M. 14/01/18.
- Pasik T., Chalecki M., & Koda E. (2015). Analysis of embedded retaining wall using the subgrade reaction method (Vol. 37). Warsaw University of Life Sciences-Faculty of Civil and Environmental Engineering.
- Rampello S., Callisto L., & Masini L. Spinta delle terre sulle strutture di sostegno.
 Roma: Università di Roma La Sapienza-Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica.

10. Allegati

<u>Allegato 1</u>: Valori dei coefficienti di spinta utilizzati per il dimensionamento statico della paratia della sezione di scavo riportata in Figura 15.

		Angolo di resistenza al taglio φ'_d [°]	Coefficiente di spinta attiva K _{AH}	Coefficiente di resistenza passiva K _{PH}
NTC18	DA1-C1	34	0,234	5,50
	DA1-C2	28	0,304	3,80
	DA1-C1	34	0,234	5,50
EC7 vigente	DA1-C2	28	0,304	3,80
	DA2	34	0,234	5,50
	DA3	28	0,304	3,80
	MFA (a) - CC1	34	0,234	5,50
	MFA (a) – CC2	34	0,234	5,50
	MFA (a) – CC3	34	0,234	5,50
EC7 di 2° generazione	MFA (b) – CC1	34,3	0,231	5,61
	MFA (b) – CC2	31,5	0,261	4,70
	MFA (b) – CC3	29,1	0,291	4,06
	RFA - CC1	34	0,234	5,50
	RFA – CC2	34	0,234	5,50
	RFA – CC3	34	0,234	5,50

<u>Allegato 2</u>: Valori dei coefficienti di spinta utilizzati per la verifica sismica della paratia della sezione di scavo riportata in Figura 15.

			Angolo di resistenza al taglio φ'_d [°]	Coefficiente di spinta attiva K _{AEH}	Coefficiente di resistenza passiva K _{PEH}
Torino	NTC18		34	0,278	5,25
	EC8 vigente		28	0,359	3,60
	EC8 di 2° generazione	CC1	34	0,272	5,29
		CC2	34	0,282	5,23
		CC3	34	0,292	5,13
Palermo	NTC18		34	0,404	4,57
	EC8 vigente		28	0,532	2,98
	EC8 di 2° generazione	CC1	34	0,373	4,73
		CC2	34	0,419	4,50
		CC3	34	0,471	4,25

M	FA (a)			
	CC1	CC2	CC3	
Coefficiente di				
spinta attiva	0,235	0,235	0,235	
K _{AH}				
Coefficiente di				
resistenza passiva	5,47	5,47	5,47	
K _{PH}				
Coefficiente di				
spinta attiva	0,214	0,214	0,214	
K _{AH}				
Coefficiente di				
resistenza passiva	6,27	6,27	6,27	
K _{PH}				
Coefficiente di				
spinta attiva	0,194	0,194	0,194	
K _{AH}				
Coefficiente di				
resistenza passiva	7,21	7,21	7,21	
K _{PH}				
Coefficiente di				
spinta attiva	0,175	0,175	0,175	
K _{AH}				

<u>Allegato 3</u>: Valori dei coefficienti di spinta utilizzati per l'analisi parametrica al variare della densità relativa.

 $D_R=20\%$

 $D_R = 40\%$

 $D_R=60\%$

$D_R = 80\%$	spina aniva	0,175	0,175	0,175
	K _{AH}			
	Coefficiente di			
	resistenza passiva	8,35	8,35	8,35
	K _{PH}			
$D_{R} = 100\%$	Coefficiente di			
	spinta attiva	0,157	0,157	0,157
	K _{AH}			
	Coefficiente di			
	resistenza passiva	9,64	9,64	9,64
	K _{PH}			

MFA (b)				
		CC1	CC2	CC3
	Coefficiente di			
	spinta attiva	0,269	0,302	0,333
$D_{P} = 20\%$	K _{AH}			
- K / 0	Coefficiente di			
	resistenza passiva	4,90	4,14	3,60
	K _{PH}			
	Coefficiente di			
	spinta attiva	0,247	0,279	0,308
D = 4004	K _{AH}			
$D_{\rm R} = 40\%$	Coefficiente di			
	resistenza passiva	5,55	4,64	4,0
	K _{PH}			
	Coefficiente di			
	spinta attiva	0,225	0,255	0,284
$D_{\rm p} = 60\%$	K _{AH}			
D _R 0070	Coefficiente di			
	resistenza passiva	6,39	5,26	4,47
	K _{PH}			
	Coefficiente di			
	spinta attiva	0,205	0,234	0,231
$D_{\rm p} = 80\%$	K _{AH}			
	Coefficiente di			
	resistenza passiva	7,35	5,96	5,03
	K _{PH}			
$D_{R} = 100\%$	Coefficiente di			
	spinta attiva	0,186	0,213	0,239
	K _{AH}			
	Coefficiente di			
	resistenza passiva	8,51	6,82	5,68
	K _{PH}			

RFA				
		CC1	CC2	CC3
$D_R = 20\%$	Coefficiente di			
	spinta attiva	0,235	0,235	0,235
	K _{AH}			
	Coefficiente di			
	resistenza passiva	5,47	5,47	5,47
	K _{PH}			
	Coefficiente di			
	spinta attiva	0,214	0,214	0,214
$D_{-} = 4.0\%$	K _{AH}			
$D_{\rm R} = 40\%$	Coefficiente di			
	resistenza passiva	6,27	6,27	6,27
	K _{PH}			
	Coefficiente di			
	spinta attiva	0,194	0,194	0,194
$D_{-} = 60\%$	K _{AH}			
$D_{\rm R} = 0070$	Coefficiente di			
	resistenza passiva	7,21	7,21	7,21
	K _{PH}			
	Coefficiente di			
	spinta attiva	0,175	0,175	0,175
D _n – 80%	K _{AH}			
$D_{\rm R} = 0070$	Coefficiente di			
	resistenza passiva	8,35	8,35	8,35
	K _{PH}			
$D_{R} = 100\%$	Coefficiente di			
	spinta attiva	0,157	0,157	0,157
	K _{AH}			
	Coefficiente di			
	resistenza passiva	9,64	9,64	9,64
	K _{PH}			