



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

La progettazione geotecnica con i nuovi Eurocodici: dal modello geotecnico alle verifiche delle opere

The geotechnical design with the new Eurocodes: from the geotechnical model to the verifications of the structures

Relatore: Chiar.mo

Prof. Giuseppe Scarpelli

Tesi di Laurea di:

Maria Viti

A.A. 2019 / 2020

Sommario

INTRODUZIONE	3
CAPITOLO 1	6
1.1 Gli Eurocodici	6
1.2 La seconda generazione degli Eurocodici	17
1.2 Le Norme Tecniche per le Costruzioni	26
CAPITOLO 2	30
2.1 La progettazione di una paratia ancorata tramite le NTC 2018.....	30
2.1.1 Comportamento statico DA1.1 (A1+M1+R1)	38
2.1.2 Comportamento statico DA1.2 (A2+M2+R1)	42
2.1.3 Comportamento sismico.....	46
2.2 La progettazione di una paratia tramite la seconda generazione dell'Eurocodice 7.....	57
2.2.1 PARATIA A SBALZO – Comportamento Statico	57
2.2.2 PARATIA A SBALZO - Comportamento Sismico.....	63
2.2.3 PARATIA ANCORATA – Comportamento Statico	95
2.2.4 PARATIA ANCORATA - Comportamento Sismico	100
CAPITOLO 3	119
3.1 Conclusioni	119
Bibliografia	130

INTRODUZIONE

L'obiettivo principale del seguente elaborato è quello di analizzare la seconda generazione degli Eurocodici utilizzati nel settore delle costruzioni, di cui è prevista l'entrata in vigore nel 2025, tramite confronti con le Norme Tecniche per le Costruzioni italiane (NTC 2018). Si procede attraverso esempi al fine di evidenziare le eventuali differenze tra le due normative e di individuare quello che potrebbe essere il sistema di progettazione più semplice e, allo stesso tempo, efficace. In particolare si pone l'attenzione sulla parte che riguarda la progettazione delle opere geotecniche che viene trattata nella Parte 3 dell'Eurocodice 7; quest'ultimo è il documento che complessivamente è rivolto alla verifica di tutte le opere geotecniche più comuni, ovvero:

- delle opere di fondazione;
- delle opere di sostegno;
- delle opere e manufatti di materiali sciolti naturali;
- dei pendii e dei fronti di scavo;
- del miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
- del consolidamento dei terreni.

Nell'ambito della progettazione geotecnica, le scelte progettuali, devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive. Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità

costruttive, devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica. In particolare, per evidenziare le eventuali differenze, in termini di progettazione geotecnica, tra Eurocodici e NTC 2018, si confrontano le diverse prescrizioni di progetto in riferimento ad una paratia a sostegno di una banchina realizzata nel porto-canale di Ravenna. Si analizza, quindi, una stessa situazione di progettazione con entrambe le normative al fine di evidenziarne le caratteristiche principali. In Italia, la progettazione geotecnica deve obbligatoriamente seguire le Norme tecniche nazionali, documento imposto per legge. D'altra parte, è ammesso e incentivato l'uso delle norme europee al fine di uniformare le modalità di progettazione in tutta Europa. Per consentire l'impiego di criteri di calcolo comuni con gli altri paesi membri della Comunità europea, ogni paese può emanare un documento di applicazione nazionale, che rappresenta l'elemento di collegamento fra Eurocodici e Norme Tecniche. Con il Decreto 31 Luglio 2012 "Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici", gli Eurocodici possono essere impiegati in Italia perché diventano appunto "operativi" in quanto non in contrasto con le norme nazionali. Le Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018, invece, sono state promulgate dopo il recepimento degli Eurocodici e successivamente, nel 2019 sono stati aggiornati anche gli annessi nazionali. Queste normative italiane per il settore delle costruzioni si differenziano rispetto alla precedente versione del 2008, soprattutto, per la grande attenzione dedicata all'argomento riguardante il miglioramento sismico. Le NTC 2018 definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità. Quindi forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere

utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza delle opere.

Di seguito, prendendo dunque a riferimento il tema progettuale delle opere di sostegno flessibili, si esegue il progetto di una paratia in base sia alle NTC 2018 sia agli Eurocodici considerando, in quest'ultimo caso non la versione vigente ma quella in corso di redazione (EN 1997- 2025).

In particolare, studiando le due normative sono emerse differenze su come calcolare la spinta delle terre in condizioni sismiche, quando si adotta il metodo di calcolo di tipo pseudostatico. Nel metodo, che permette di considerare in fase di progetto le forze sismiche aggiuntive agenti sulla struttura di sostegno, è necessario quantificare l'effetto dello sfasamento temporale dell'onda sismica lungo lo sviluppo della struttura. Nel caso delle NTC 2018, l'effetto dello sfasamento viene considerato solo per la spinta lato monte dell'opera, mentre per l'Eurocodice 7 è possibile considerare tale effetto anche per il calcolo della resistenza a valle, con un beneficio non trascurabile per il dimensionamento dell'opera. Quindi, attraverso questa tesi, si cerca di mettere in evidenza le differenze progettuali, in questo caso soprattutto in termini di profondità di infissione, che si ottengono considerando sia le regole dettate dalle NTC 2018 sia quelle introdotte dalla seconda generazione degli Eurocodici, focalizzando l'attenzione sul parametro, che in condizioni sismiche, tiene conto dello sfasamento.

CAPITOLO 1

1.1 Gli Eurocodici

Gli Eurocodici strutturali, sviluppati dal CEN, rappresentano un insieme di standards di progettazione delle opere di costruzione e di ingegneria civile. Sostituiscono gli ex standards di progettazione ideati dal British Standards Institution (BSI) nel Regno Unito nel 2010. Gli Eurocodici nascono con lo scopo di realizzare una normativa comune per tutta l'Europa nel settore delle costruzioni. Tale obiettivo non è di semplice realizzazione per via delle dettagliate normative vigenti in questo campo nei vari Paesi europei, difficili quindi da uniformare in un'unica normativa comune. Gli Eurocodici sono un insieme di norme e regole, ciascuno dei quali riguarda un determinato campo delle costruzioni e fornisce non solo regole ma anche dei veri e propri consigli da seguire per una migliore realizzazione dell'opera. Il progetto di una struttura tramite queste norme europee ha come obiettivo principale quello di evitare che la struttura manifesti eccessive deformazioni, fessure visibili e tutto ciò che determini un aspetto esteticamente sgradevole o una funzionalità ridotta o compromessa; ovvero la struttura in esercizio non deve manifestare alcun segno di dissesto o un calo della sua funzionalità. Nell'ambito della sicurezza la struttura non deve manifestare collasso cioè non deve raggiungere una condizione di crisi. Per questo gli Eurocodici stabiliscono i principi generali da seguire per una progettazione delle opere agli Stati Limite, ovvero sia ultimi e di esercizio.

Gli Eurocodici rappresentano l'insieme delle norme europee sviluppate per la progettazione nel settore delle costruzioni. In seguito al Trattato di Roma, nel 1975, al fine di eliminare le barriere al commercio tra gli Stati Membri, la

Commissione Europea decide di creare un programma dedicato all'ambito delle costruzioni e per la prima volta viene stabilito un insieme di regole tecniche per la progettazione delle strutture. Nel 1990, viene pubblicata come ENV, ovvero come Eurocodice provvisorio, una prima bozza degli Eurocodici. Grazie al CEN (Comité Européen de Normalisation), un ente normativo che ha lo scopo di armonizzare e produrre norme tecniche europee in collaborazione con enti normativi nazionali e sovranazionali, essi possono essere definiti come vere e proprie Norme Europee. Gli Eurocodici sono predisposti dalla Commissione Tecnica 250 del CEN – Comitato Europeo di Normazione (CEN/TC250), nel campo dell'Ingegneria strutturale e geotecnica, con lo scopo di garantire il soddisfacimento dei requisiti essenziali relativi alla resistenza meccanica ed alla sicurezza in caso d'incendio delle costruzioni, così come definiti dalla Direttiva 89/106 sui prodotti da costruzione, successivamente sostituita dal Regolamento UE 305/2011. Gli Eurocodici strutturali sono Norme Europee a Carattere Volontario, e il loro uso non nasce da una Direttiva Europea, ma da una Raccomandazione, la "RACCOMANDAZIONE DELLA COMMISSIONE dell'11 dicembre 2003 relativa all'applicazione e all'uso degli Eurocodici per lavori di costruzione e prodotti strutturali da costruzione". Sono raccomandazioni, in cui infatti è scritto: "Sarebbe perciò opportuno che gli Stati membri approvino gli Eurocodici per i prodotti strutturali da costruzione e per i lavori edili e riconoscano che da tali Eurocodici derivi una presunzione di conformità con i requisiti essenziali di cui alla direttiva 89/106/CEE". Le raccomandazioni prevedono per ogni Paese parametri di calcolo specifici: "Per tener conto di condizioni geografiche, geologiche o climatiche particolari o di livelli speciali di tutela e sicurezza in vigore nel loro territorio". È per questo che gli Eurocodici contengono "parametri specificati a livello nazionale" che dovrebbero essere fissati da ciascun Stato membro. Quindi, tutti gli Stati appartenenti alla

Comunità Europea possono fornire specifiche indicazioni per l'utilizzo degli Eurocodici nei loro Paesi inserendo nel testo i cosiddetti Parametri di Determinazione Nazionale (NDP) che formano il contenuto degli Annessi Nazionali (National Annexes). In Europa esistono anche altri documenti normativi; per le Costruzioni, il complesso delle norme europee in definitiva tratta i seguenti argomenti:

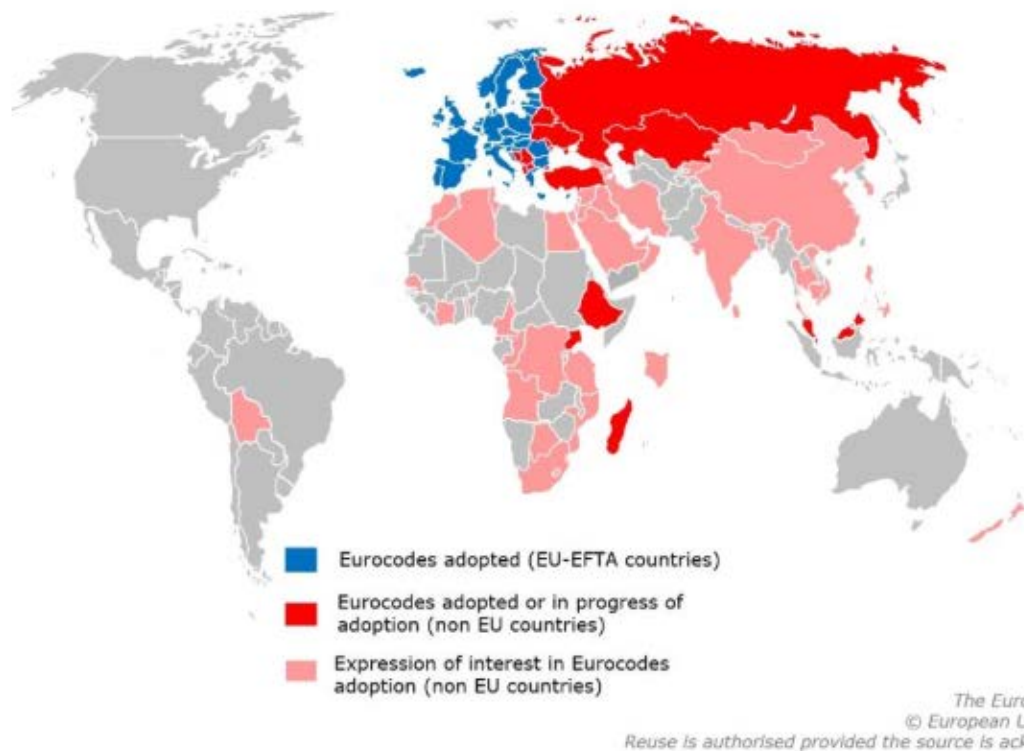
- la resistenza meccanica e stabilità;
- la sicurezza in caso di incendio;
- la redazione dei contratti relativi ai lavori di costruzione ed ai servizi di ingegneria correlati;
- la definizione di specifiche tecniche armonizzate per i prodotti da costruzione (EN e ETA).

Limitatamente agli Eurocodici, i documenti normativi si possono classificare nel seguente modo:

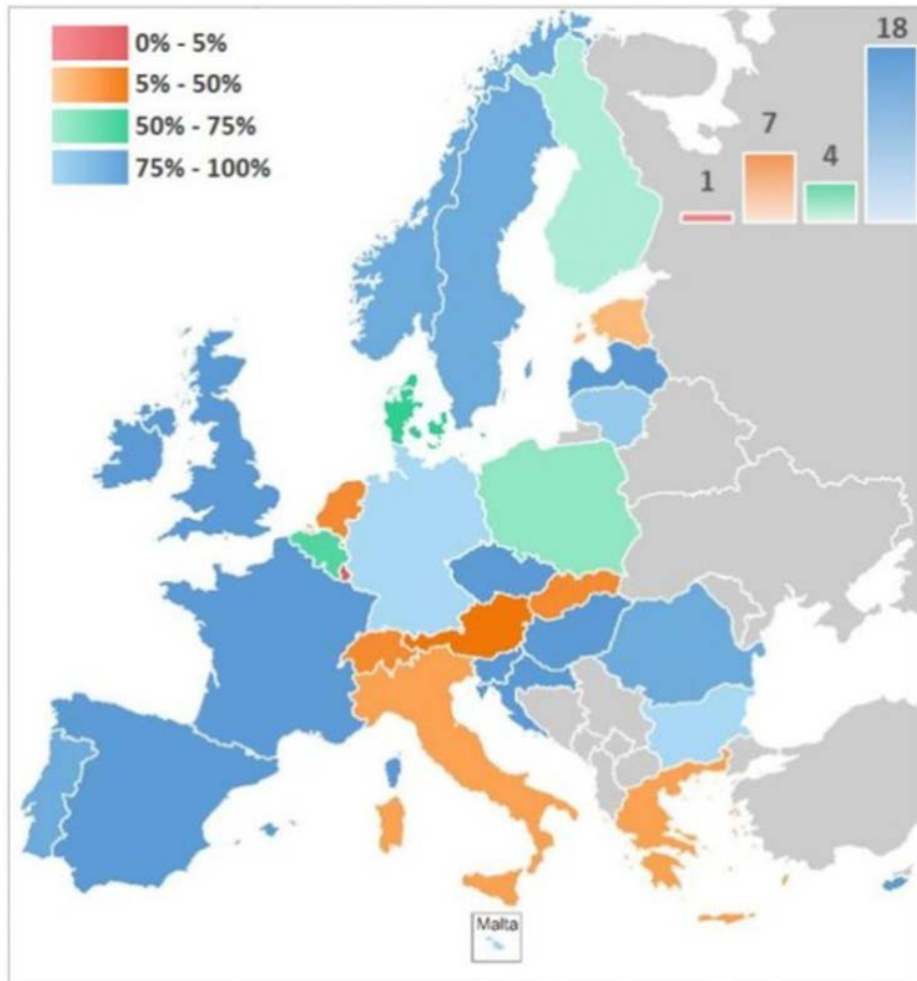
- Eurocodice 0 (EN 1990) "Criteri generali di progettazione strutturale";
- Eurocodice 1 (EN 1991) "Azioni sulle strutture";
- Eurocodice 2 (EN 1992) "Progettazione delle strutture in calcestruzzo";
- Eurocodice 3 (EN 1993) "Progettazione delle strutture in acciaio";
- Eurocodice 4 (EN 1994) "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo";
- Eurocodice 5 (EN 1995) "Progettazione delle strutture in legno";
- Eurocodice 6 (EN 1996) "Progettazione delle strutture in muratura";
- Eurocodice 7 (EN 1997) "Progettazione geotecnica";
- Eurocodice 8 (EN 1998) "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica";

- Eurocodice 9 (EN 1999) “Progettazione delle strutture in alluminio”.

Gli Eurocodici potrebbero essere facilmente utilizzabili grazie allo sviluppo dei cosiddetti NDP (Nationally Determined Parameters), che permettono di definire i parametri più importanti ai fini del calcolo, a partire da quelli “raccomandati” dal documento generale. Tutto questo consente un’elevata diffusione delle norme tecniche europee tra i diversi Stati membri, che possono scegliere in maniera accurata l’insieme dei parametri da utilizzare. L’Italia ha ratificato i NDP con il Decreto n. 21 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti intitolato “Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici”. Paesi anche al di fuori dell’Europa, che hanno espresso un interesse nei confronti degli Eurocodici, come il Singapore, invece, hanno solo definito i parametri di loro interesse, lasciando gli altri ai valori raccomandati di default. Tutti i parametri, proposti dagli Eurocodici e scelti dai diversi paesi interessati, consentono di capire il modo di costruire di ciascun Paese. Il mantenimento di questi parametri nazionali permette di salvaguardare i bisogni e le tradizioni locali. Da come si può osservare nell’immagine seguente, anche alcuni paesi al di fuori dell’Europa hanno mostrato interesse nei confronti di tali norme europee e ciò sta a significare che è in atto una progressiva uniformazione delle regole di costruzione a livello mondiale.



I paesi colorati di blu sono i diretti interessati degli Eurocodici, quelli in rosso sono i paesi extra EU nei quali gli Eurocodici sono stati adottati o sono in procinto di entrare in vigore e quelli in rosso chiaro sono i paesi extra UE che hanno espresso interesse nell'adozione degli Eurocodici. I parametri prescelti dall'Italia e dalle altre nazioni, sono stati inseriti in un database creato dal Joint Research Centre (JRC) del CEN che è accessibile ad un numero ristretto di utenti che hanno il compito di controllare e di immettere i dati. Per quanto riguarda la diffusione degli Eurocodici, l'Italia, che si è iscritta il 2 Febbraio 2007 al database, ha caricato dall'epoca fino ad oggi, il 23% dei parametri, come si può vedere nell'immagine seguente fornita dal JRC. In particolare, ha pubblicato nel database la quasi totalità dei parametri riguardanti gli Eurocodici 2 (c.a.), 5 (legno), 7 (geotecnica) e 8 (sismica).



Gli Eurocodici contengono anche le Appendici che possono comprendere anche altri parametri nazionali, e ciascuna nazione può decidere se adottarle, in modo “obbligatorio” o “informativo”, oppure se respingerle. La maggior parte delle Appendici sono state accettate come “Informative” dai vari stati europei, senza essere obbligatorie, ma tuttavia costituiscono di fatto un riferimento di “comprovata validità”. Queste Appendici, che trattano argomenti di carattere strutturale, si suddividono in:

- Appendice F dell’Eurocodice 2: definisce una metodologia per il progetto delle armature negli elementi piani;

- Appendice G dell'Eurocodice 2: affronta il problema dell'interazione terreno-struttura;
- Appendice H dell'Eurocodice 2: illustra il problema degli effetti globali del II ordine nelle strutture in c.a.;
- Appendici A e B dell'Eurocodice 3: descrivono le metodologie di verifica contro l'instabilità delle membrature in acciaio;
- Appendici A e B dell'Eurocodice 7: contengono i fattori parziali da utilizzare per i pertinenti Approcci Progettuali da seguire per la progettazione delle strutture di fondazione;
- Appendice B dell'Eurocodice 8: definisce la procedura per la verifica di pushover (dal metodo N2).

Nelle analisi strutturali, eseguite adottando le regole stabilite dagli Eurocodici, le azioni da considerare per il progetto delle strutture sono definite, rispettivamente, nell'Eurocodice 0 (EN 1990) e nelle varie parti dell'Eurocodice 1 (EN 1991). Le azioni da esaminare sono:

- azione dei pesi propri dovuti ad elementi strutturali e non strutturali (EN 1991 Parte 1-1);
- azione dei carichi variabili, ovvero accidentali (EN 1991 Parte 1-7);
- azione del vento (EN 1991 Parte 1-4);
- azione della neve (EN 1991 Parte 1-3).

Nell'Eurocodice 8, invece, vengono trattati gli effetti dell'azione sismica sulle varie tipologie e parti strutturali (edifici, ponti, fondazioni ed opere geotecniche in generale).

Per la progettazione si fa riferimento al metodo agli Stati Limite (SL), in particolare, quelli ultimi (SLU) e quelli di esercizio (SLE). In generale, per entrambi occorre verificare che:

$$E_d \leq R_d \text{ all SLU}$$

$$E_d \leq C_d \text{ allo SLE}$$

In cui:

- E_d è il generico valore di progetto dell'effetto all'azione considerata;
- R_d è il generico valore di progetto della resistenza allo SLU oggetto di verifica;
- C_d è il generico valore limite di progetto del criterio di verifica allo SLE considerato.

Le fasi della progettazione strutturale, comunque, si eseguono considerando le indicazioni riportate nei documenti seguenti:

- EN 1992: strutture in calcestruzzo armato (normale e precompresso);
- EN 1993: strutture in acciaio (con relativi collegamenti bullonati, saldati, etc.);
- EN 1994: strutture miste in acciaio e calcestruzzo armato;
- EN 1995: strutture in legno (a telaio o a pannello);
- EN 1996: strutture in muratura (ordinaria, armata, confinata);
- EN 1999: strutture in alluminio.

Questi documenti trattano i problemi strutturali che nascono nella progettazione di edifici o ponti, tra i quali:

- la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali delle membrane portanti da verificare (calcestruzzo normale o alleggerito, acciai per armature ordinarie o da precompressione, acciai da carpenteria, legno, murature);
- la definizione dei copriferri, degli interferri minimi, delle classi di esposizione ambientali (da ordinarie ad aggressive) e dei dispositivi o tecniche di protezione da predisporre per garantire una adeguata durabilità delle opere;
- i metodi di analisi lineari e non lineari (con plasticità ed effetti del II ordine e delle imperfezioni);
- le verifiche per i meccanismi di collasso allo SLU: flessione, taglio, torsione, punzonamento, fatica;
- i requisiti nei confronti degli SLE: fessurazione, deformabilità, vibrazioni;
- i dettagli strutturali: armature minime e massime, spessori minimi/massimi delle membrane, dimensioni minime delle membrane, etc.

Per quanto riguarda la progettazione antisismica occorre riferirsi a quanto contenuto nelle varie parti dell'Eurocodice 8 che consente, in maniera molto simile a quanto viene previsto dalla normativa tecnica italiana, una progettazione degli edifici assumendo:

- un comportamento non dissipativo: adottabile qualora si voglia garantire un comportamento elastico della struttura sotto le azioni sismiche, anche agli SLU sismici (ovvero lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita o lo Stato Limite di Prevenzione del Collasso);
- un comportamento dissipativo di livello normale (detto CD "B") o alto (detto CD "A"). In questo caso, vengono adottati i criteri del cosiddetto

“Capacity Design” prevedendo delle opportune zone dissipative e dei fattori di sovra-resistenza per scongiurare possibili meccanismi di collasso di tipo fragile (es. taglio, meccanismi di piano, etc.).

In documenti specifici vengono affrontati anche altri temi relativi alle strutture esistenti, in particolare nella Parte 3 dell’Eurocodice 8 definita “Valutazione ed adeguamento degli edifici”. La progettazione delle fondazioni, poi, deve essere condotta secondo quanto stabilito dall’Eurocodice 6.

Da quanto emerge, quindi, gli Eurocodici si stanno diffondendo sempre di più nella pratica professionale e vanno a costituire un importante punto di riferimento per la progettazione. La loro rapida diffusione, a livello nazionale, europeo ed internazionale, deriva dal fatto che sono documenti personalizzabili e dal carattere aperto. Si pensa, infatti, che ciascun stato europeo, compresa l’Italia, passi all’adozione completa degli Eurocodici come normativa di riferimento in un futuro non troppo lontano.

Come già affermato, gli Eurocodici sono in fase di ampliamento e miglioramento, infatti, nel documento di programmazione a medio termine CEN/TC 250 – N798 del JRC (Joint Research Centre) del CEN (Commissione Europea per la Normazione) sono illustrati gli sviluppi futuri degli Eurocodici. Tale documento, quindi, prevede i seguenti miglioramenti:

- la stima delle azioni sulle strutture dovute a ghiaccio, onde e correnti;
- l’utilizzo del vetro strutturale nella progettazione delle strutture;
- il progetto di strutture pultruse in materiali compositi fibrorinforzati;
- il progetto di tensostrutture.

In più nel documento si trattano gli aspetti relativi al progetto di strutture con materiali innovativi, quali: materiali compositi fibrosi, calcestruzzi ad alte prestazioni, etc. Tali argomenti, allo stato attuale, sono coperti da normative americane e da numerose istruzioni del Consiglio Nazionale delle Ricerche.

In sintesi, come sottolineato da vari ingegneri durante il workshop 'Affidabilità e codici per le costruzioni', svoltosi a Roma nella sede del Cni (Consiglio Nazionale degli Ingegneri), lo scopo principale della seconda generazione degli Eurocodici è quello di giungere ad un approccio di progettazione "Ease of use", ovvero di semplice applicazione ed esaustivo. La nuova generazione degli Eurocodici si basa, quindi, sul concetto "Ease of use" che descrive la facilità con cui gli utenti possono utilizzare le indicazioni da essa fornite per progettare un'opera garantendo la massima funzionalità e rispettando i limiti imposti.

1.2 La seconda generazione degli Eurocodici

In risposta al mandato della Commissione europea M/515 pubblicato nel 2012, il CEN ha definito un programma per lo sviluppo della seconda generazione degli Eurocodici che, tra l'altro, comprende:

- l'estensione delle norme esistenti per includere nuovi materiali, prodotti e metodi di costruzione;
- il miglioramento del concetto di "semplicità di progettazione" per i progettisti, riducendo il numero dei Parametri Determinati a livello Nazionale (NDP);
- la valutazione, il riutilizzo e l'adeguamento di strutture esistenti;
- il rafforzamento dei requisiti di robustezza;
- il miglioramento delle disposizioni relative all'uso del vetro strutturale;
- l'incorporazione degli standard ISO nella famiglia degli Eurocodici: quindi tener conto delle azioni agenti sulle strutture dovute a ghiaccio atmosferico, onde e correnti agenti sulle strutture costiere.

Il programma di normalizzazione di questi nuovi Eurocodici comprende:

- lo sviluppo di nuove regole di progettazione o di nuove parti di queste regole esistenti (approccio verticale);
- l'incorporazione di nuovi requisiti di prestazione e di metodi di progettazione (approccio orizzontale);
- l'introduzione di un approccio di più semplice utilizzazione, tenendo conto di standard esistenti (approccio orizzontale).

Con la nascita di questi nuovi Eurocodici, l'obiettivo primario del JRC è quello di svilupparli, armonizzarli e promuoverli a livello internazionale, al fine di fornire

delle regole di progettazione delle strutture uguali in ogni Paese membro della comunità europea e non, che decide di adottarli e di giungere ad un approccio di progettazione "Ease of use", ovvero di semplice applicazione ed esaustivo. Uno dei compiti assegnati al JRC è quello di sviluppare una banca dati con tutti i Parametri Determinati a livello Nazionale (banca dati NDP) adottati dai paesi appartenenti all'UE e all'Associazione Europea di Libero Scambio (EFTA= European Free Trade Association) che applicano gli Eurocodici. La banca dati dei Parametri Determinati a livello Nazionale funge da piattaforma in cui tutti gli Stati Membri inseriscono i valori degli NDP adottati e costituisce una base per il confronto di tutti questi parametri, utile anche per valutare lo stato di armonizzazione degli Eurocodici. Questa piattaforma cerca di tener conto delle differenze, che si hanno nei diversi Stati Membri, in termini geografici, geologici o climatici e delle diverse procedure progettuali per l'analisi strutturale, nonché dei requisiti diversi per i livelli di sicurezza. Ciò che gli Eurocodici di seconda generazione si propongono di fare è diminuire la necessità di questi Parametri Determinati a livello Nazionale e di migliorare la "facilità d'uso" ("ease of use") degli Eurocodici, al fine di ridurre in definitiva gli ostacoli derivanti dalle diverse pratiche costruttive che si hanno a livello nazionale e di stimolare il commercio internazionale con prodotti da costruzione e servizi di ingegneria che si sviluppino sulla base delle stesse regole progettuali. Come già affermato, l'elaborato ha lo scopo di evidenziare le novità che verranno introdotte attraverso la seconda generazione degli Eurocodici dal punto di vista della "Progettazione Geotecnica"; quindi d'ora in poi si prenderà in considerazione il cosiddetto Eurocodice 7 (EN 1997-1:2025). In generale, la norma EN 1997-1, Eurocodice 7 "Progettazione Geotecnica", è il documento che, nel gruppo degli Eurocodici, riguarda gli aspetti geotecnici generali della progettazione delle strutture. Tale norma applica i principi introdotti dall' EN 1990, "Eurocodice:

Come si osserva, i contenuti dell'attuale Eurocodice 7 vengono suddivisi in parti separate e distinte. Gli argomenti dell'esistente Eurocodice 7-Parte 1 "General Rule (Regole Generali)" relative all'EN 1997-1:2004 si distinguono ora in tre diverse parti: EN 1990:202x "Basis of structural and geotechnical design (Basi relative al progetto strutturale e geotecnico)"; EN 1997-Parte 1 rivista (EN 1997 1: 202x) "General rules (Regole generali)"; e una nuova parte 3 (EN 1997-3: 202x) "Geotechnical structures (Strutture geotecniche)". In più, nella seconda generazione, si esegue una revisione per quanto riguarda il processo di derivazione dei parametri di progettazione descritta nell'esistente Eurocodice 7-Parte 2 "Ground investigation and testing (Indagini e prove a terra)" (EN 1997-2: 2007). In particolare i Modelli di Calcolo che attualmente risiedono negli Allegati della EN 1997-2:2007 sono stati spostati nella nuova parte 3, come illustrato nella figura soprastante.

Nell'esistente EN 1990 il progetto strutturale viene affidato ad un metodo semiprobabilistico basato sui fattori parziali; applicare però lo stesso metodo per la progettazione geotecnica, si è rivelato essere estremamente difficile e ciò ha dato luogo a tre diversi Approcci di Progettazione riportati nell'EN 1997-1:2004, in cui ogni paese ha la possibilità di scegliere quale dei tre Approcci adottare. Sicuramente la complessità di tale modo di procedere ha sviluppato sempre più ostacoli nella comprensione dell'Eurocodice 7. Con la seconda generazione, quindi, si cerca di eliminare queste incomprensioni al fine di uniformare il sistema di progettazione in quanti più Paesi possibile. Infatti, nella seconda generazione degli Eurocodici, si rimuovono i tre Approcci di Progettazione e si considerano i metodi presentati nell'EN 1990 al fine di considerare: il comportamento non lineare dei materiali, l'"accoppiamento" tra azioni e resistenze e tra proprietà dei materiali ed effetti delle azioni e la variabilità delle proprietà dei materiali. Lo scopo, quindi, della seconda

generazione dell'EN 1990 è quello di includere anche la Progettazione Geotecnica. La nuova generazione esegue anche delle modifiche all' Eurocodice 7-Parte 2 "Ground investigation and testing (Indagini e Prove a terra)", sempre con lo scopo di armonizzare le diverse modalità esecutive nei Paesi che decidono di adottare tali Eurocodici per la progettazione delle strutture. Tali modifiche consistono nell'abbandonare l'esistente struttura della parte 2, che si concentra sui metodi di raccolta dati sul campo e in laboratorio e nel concentrarsi invece sull'ottenimento delle proprietà del terreno di interesse ingegneristico, come le proprietà fisico-chimiche, la resistenza e la rigidità. Quindi, nel nuovo Eurocodice 7-Parte 2, si individuano i parametri necessari per progettare le strutture geotecniche e i metodi di prova adatti a determinare tali parametri. Alcuni temi particolari che l'EN 1997-2:2007 non tratta, come il modello del terreno, l'uso della geofisica nelle indagini, la rigidità del suolo, la risposta dinamica, le proprietà termiche e il personale autorizzato a svolgere indagini vengono descritti e analizzati nella nuova generazione dell'Eurocodice in esame. Nella seconda generazione degli Eurocodici si eseguono anche delle modifiche all'EN 1997 parte 3 con lo scopo di migliorare la presentazione delle regole di progettazione esistenti, fornire maggiori dettagli su adeguati modelli di calcolo geotecnico e di eliminare la necessità di approcci di progettazione separati per la verifica degli stati limite finali. La nuova parte 3 comprende ulteriori clausole relative alle strutture realizzate su suolo rinforzato e al miglioramento del terreno. In più fornisce informazioni necessarie per specificare altri materiali comunemente usati nella progettazione geotecnica ma non coperti dagli altri Eurocodici.

Nella seconda generazione degli Eurocodici si può osservare come tre nuovi concetti: il "Design Case (Caso Studio)" (introdotto nel prEN 1990), il "Geotechnical Design Model (Modello di progettazione Geotecnica)" (prEN

1997-1) e il “Ground Model (Modello del Terreno)”(prEN 1997-2) siano combinati al fine di fornire una serie di informazioni specifiche e dettagliate per il progetto delle strutture geotecniche.

Comunque, come già sottolineato, la nuova generazione degli Eurocodici si basa sul concetto “Ease of Use” che viene garantito tramite:

1. la dichiarazione degli intenti per soddisfare le esigenze degli utenti;
2. la definizione dei principi e delle relative priorità;
3. la descrizione di chiari esempi;
4. la messa a disposizione di misure strategiche di progettazione;
5. il supporto agli utenti.

I principi che, attraverso la seconda generazione degli Eurocodici, si vorrebbero introdurre sono:

- miglioramento della chiarezza e della comprensibilità delle disposizioni tecniche fornite degli Eurocodici;
- miglioramento dell'accessibilità alle disposizioni tecniche e facilità di navigazione tra di esse;
- miglioramento della coerenza all'interno e tra i diversi Eurocodici;
- introduzione di materiale all'avanguardia il cui utilizzo si basa su risultati di ricerca e su una sufficiente esperienza pratica;
- considerare la seconda generazione di Eurocodici come un’“evoluzione” che evita modifiche fondamentali all’approccio alla progettazione e alla struttura degli Eurocodici se non adeguatamente giustificate;
- fornire una guida chiara per tutti i casi di progettazione;
- omettere o fornire solo disposizioni tecniche generali e di base per i casi di progettazione rari;

- non inibire la libertà totale degli esperti e fornire un'adeguata libertà per un'eventuale innovazione;
- limitare l'inclusione di regole di applicazione alternative.

Quindi, riassumendo, lo scopo degli Eurocodici è quello di condurre progressivamente ad una uniformità normativa nel campo strutturale nei paesi facenti parte degli Stati Membri della Comunità Europea. Sono Norme Europee a Carattere Volontario, predisposte dalla Commissione Tecnica 250 del CEN, nel campo dell'Ingegneria strutturale e geotecnica, con lo scopo di garantire, secondo criteri armonizzati, il soddisfacimento dei requisiti essenziali relativi alla resistenza meccanica ed alla sicurezza in caso d'incendio delle costruzioni.

Questa armonizzazione dei criteri di calcolo delle costruzioni riguarda i 28 Paesi membri della Unione Europea, la Svizzera, la Norvegia e l'Islanda, membri dell'EFTA (Associazione europea di libero scambio), oltre alla Turchia, Repubblica di Macedonia del Nord e Serbia, tutti facenti parte del mercato comune europeo. Come già anticipato nel paragrafo precedente, l'obiettivo dell'armonizzazione risponde all'art. 95 del trattato di Roma del 1975, fondativo della Comunità Economica Europea, che stabilisce l'eliminazione delle barriere al libero scambio di merci e servizi tra gli Stati membri della Comunità.

Contrariamente alle numerose altre norme EN, prodotte dal CEN, nelle quali sono consentite limitate "deviazioni" dal testo per tenere conto di specificità nazionali, gli Eurocodici sono stati sviluppati riconoscendo, per i principi stabiliti dal trattato di Roma, il diritto dei Paesi di poter fissare a loro discrezione il livello di sicurezza delle costruzioni all'interno dei propri confini. Quindi, tutti gli Stati appartenenti alla Comunità Europea possono fornire le indicazioni che consentono l'utilizzo degli Eurocodici nei Paesi del CEN sottoforma di Parametri di Determinazione Nazionale (NDP) che vanno a formare il contenuto degli

Annessi Nazionali (National Annexes) e che possono esclusivamente contenere indicazioni relative a:

- valori o classi per i quali il testo degli Eurocodici indica possibili alternative;
- valori di parametri per i quali nel testo della norma viene indicato un simbolo;
- specifiche indicazioni valide per il singolo Paese, dipendenti, ad esempio, da differenze geografiche o climatiche, quali le mappe sismiche o delle azioni della neve o del vento;
- l’indicazione di metodi da adottare laddove siano disponibili più alternative.

In Italia si ha la possibilità, prevista dalle stesse Norme Tecniche, di utilizzare gli Eurocodici, che costituiscono il primo riferimento tra le cosiddette “norme di comprovata validità”, cui le NTC consentono di fare riferimento per “le indicazioni applicative per l’ottenimento delle prescritte prestazioni e per quanto non espressamente specificato” nelle Norme Tecniche stesse. Vista la possibilità di riferirsi agli Eurocodici quali “documenti tecnici di comprovata validità”, posti affianco delle NTC stesse, gli Annessi Nazionali sono stati calibrati in modo tale da garantire gli stessi livelli di sicurezza propri delle Norme Tecniche per le Costruzioni. Tali livelli di sicurezza sono anche garantiti per le tipologie strutturali non trattate nelle NTC, quali, ad esempio, le costruzioni in alluminio disciplinate dall’Eurocodice 9. In altre parole, l’applicazione delle NTC deve potersi intendere pienamente compatibile ed intercambiabile con l’applicazione degli Eurocodici, completati dalle Appendici Nazionali. Nella pratica professionale il ricorso agli Eurocodici è sempre più diffuso da parte degli Ingegneri italiani, non solo in conseguenza del diretto richiamo che le NTC fanno

per aspetti specifici della progettazione ma anche per approfondimenti sull'origine delle prescrizioni ed il loro più ampio inquadramento nel contesto normativo internazionale degli Eurocodici, che, come è ben noto, è il più avanzato al mondo.

Il processo di aggiornamento delle Appendici, che farà seguito alla pubblicazione della cosiddetta "seconda generazione" degli Eurocodici ha lo scopo di garantire un costante aggiornamento allo stato dell'arte ed una sempre maggiore armonizzazione, con il dichiarato obiettivo di ridurre i parametri di determinazione nazionale.

1.2 Le Norme Tecniche per le Costruzioni

Le Norme Tecniche per le Costruzioni sono normative italiane che raccolgono in un unico testo le norme prima distribuite in diversi decreti ministeriali e «definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità. Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere». Sono definite nel decreto ministeriale 17 gennaio 2018 che dal 22 marzo 2018 sostituisce il D.M. 14 gennaio 2008 che costituiva la precedente edizione delle NTC. Quest'ultima versione delle Norme Tecniche si differenzia rispetto alla precedente versione del 2008, soprattutto per la grande attenzione dedicata al tema del miglioramento sismico. È stato pubblicato, a supporto di queste Norme Tecniche, il DM 17 gennaio 2019 relativo alla Circolare Esplicativa, il cui testo era stato approvato il 27 luglio 2018 dall'Assemblea del Consiglio Superiore dei LL.PP. uscito il 12 febbraio 2018. Il decreto relativo alle NTC 2018 è stato emanato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti di concerto con il Ministero dell'Interno e il capo del Dipartimento della Protezione Civile ed è stato pubblicato sul Supplemento Ordinario n. 8 alla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018, entrando quindi in vigore il 22 marzo 2018. Le NTC 2018, insieme alla Circolare Applicativa 2019, rappresentano un miglioramento ed una semplificazione della normativa precedente, mantenendo però la stessa impostazione generale.

Le norme tecniche si articolano nel seguente modo:

- Premessa
- Capitoli:
 1. Oggetto
 2. Sicurezza e prestazioni attese
 3. Azioni sulle costruzioni
 4. Costruzioni civili e industriali
 5. Ponti
 6. Progettazione geotecnica
 7. Progettazioni per azioni sismiche
 8. Costruzioni esistenti
 9. Collaudo statico
 10. Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo
 11. Materiali e prodotti per uso strutturale
 12. Riferimenti tecnici
- Allegato A: Pericolosità sismica
- Allegato B: Tabella dei parametri che definiscono l'azione sismica

Le norme tecniche italiane costituiscono il cosiddetto testo unitario e descrivono le varie fasi di verifica della sicurezza per le diverse strutture da realizzare; in particolare: la stabilità dei terreni, gli edifici in muratura, gli edifici in cemento armato, gli edifici in legno e gli edifici in acciaio. Esse vanno ad unificare i livelli di sicurezza, i criteri di valutazione, il collaudo, le modalità di progettazione, le norme per gli edifici esistenti e la certificazione dei materiali. Rispetto alle norme precedenti è, in questo caso, necessario eseguire le verifiche sismiche per tutto il territorio nazionale e le verifiche strutturali con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (SL), identico a quello analizzato negli

Eurocodici. In più, lo studio delle strutture si esegue nel suo complesso, e non più per parti, rendendo indispensabile l'uso di programmi di calcolo automatici.

Il quadro delle normative tecniche attualmente vigenti in Italia, vede la coesistenza sia delle norme nazionali per le costruzioni, recentemente aggiornate con il DM 17 gennaio 2018 e con la relativa circolare applicativa n. 7/2019, sia dell'insieme, piuttosto vasto, di normative europee. Queste ultime comprendono gli Eurocodici prodotti dal CEN, nonché i documenti ETAG (EOTA ed EAD) e le norme specifiche dei vari settori (ad esempio, norme tecniche per le prove sui materiali, per i dispositivi antisismici di isolamento e dissipazione, e simili).

Dal modo, analizzato in precedenza, in cui sono suddivise le Norme Europee si osserva che, mentre le Norme Tecniche Nazionali (NTC 2018) sono sottoforma di testo unico con eventuale circolare esplicativa, gli Eurocodici prevedono una serie di documenti tecnici specifici per ciascun argomento. Le norme tecniche italiane considerano gli Eurocodici tra i "documenti di comprovata validità" che costituiscono documenti non in contrasto con i criteri ed i livelli di sicurezza previsti dalle stesse NTC 2018, come riportato al Capitolo 12. L'Italia non applica direttamente gli Eurocodici perché, per i principi stabiliti dal Trattato di Roma, è in vigore il diritto dei Paesi europei di poter stabilire, a loro discrezione, il livello di sicurezza delle costruzioni. Dalla necessità che tutti i Paesi europei forniscano indicazioni relative all'utilizzo delle Norme Europee all'interno dei propri confini, si sviluppano gli Annessi Nazionali (National Annexes). Grazie a quest'ultimi l'applicazione delle NTC risulta pienamente compatibile ed intercambiabile con l'utilizzo degli Eurocodici, completati dalle Appendici Nazionali. Inoltre, in Italia, ci sono alcuni aspetti che possono essere trattati solo in riferimento agli Eurocodici in quanto non vengono analizzati dalle NTC 2018:

- stima delle azioni durante la costruzione delle opere, delle azioni indotte da gru e da macchinari, nonché da silos e serbatoi;
- progettazione di strutture di contenimento liquidi (serbatoi);
- resilienza degli acciai da carpenteria, tensostrutture, acciai da carpenteria di alta resistenza, ponti in acciaio, progettazione di torri, pali, ciminiere, silos, serbatoi, condotte ed apparecchi di sollevamento in acciaio;
- progettazione di ponti in legno;
- progettazione delle strutture in alluminio;
- verifica dei fissaggi nel calcestruzzo.

CAPITOLO 2

Lo scopo di questo capitolo è quello di eseguire il progetto di una paratia tramite le diverse fasi progettuali proposte sia dalle NTC 2018 sia dagli Eurocodici considerando, in quest'ultimo caso la seconda generazione la cui entrata in vigore è prevista nel prossimo 2025. L'obiettivo, come precedentemente affermato, è quello di trovarne le differenze e gli eventuali aspetti in comune al fine di fornire una più chiara descrizione delle varie norme nell'ambito della progettazione geotecnica.

2.1 La progettazione di una paratia ancorata tramite le NTC 2018

Le paratie sono opere “per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni”. Nel campo ingegneristico si indicano con il termine paratie quelle strutture verticali, parzialmente o interamente immerse nel suolo, che possono avere funzione di sostegno del terreno, di tenuta idraulica, di fondazione profonda o mista. Le paratie hanno il fondamentale vantaggio di essere realizzate prima di eseguire lo scavo potendo costituire allo stesso tempo opere provvisoriale e definitive (o quantomeno parte del sistema di opere definitivo).

Esse possono essere suddivise in:

- Paratie in Calcestruzzo armato (setti o pali)
- Paratie in Acciaio (spesso chiamate palancole)
- Paratie a sbalzo
- Paratie ancorate e puntellate
- Paratie puntonate

Per il progetto della paratia, in questo caso, si fa riferimento alle NTC 2018, come di seguito descritto.

Nelle verifiche di sicurezza allo SLU devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse. Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi, accertando che la condizione $[E_d < R_d]$ sia soddisfatta per ogni stato limite esaminato. Dove:

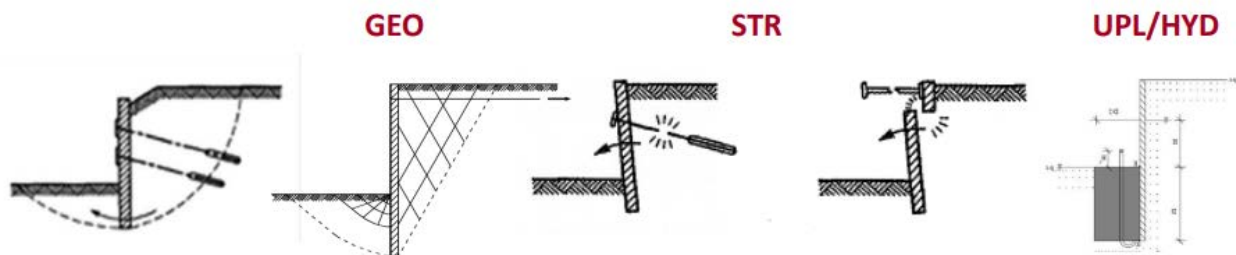
- E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

SLU geotecnico (GEO) e idraulico (UPL e HYD)

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

SLU strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.
- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto.



Le verifiche allo SLU richiedono che le azioni di progetto o i loro effetti (E_d) siano minori o uguali alle resistenze di progetto (R_d),

$$E_d \leq R_d$$

Per le opere di sostegno flessibili si fa riferimento all'approccio progettuale 1 (DA1):

- Combinazione 1 (DA1.1): A1+M1+R1
- Combinazione 2 (DA1.2): A2+M2+R1

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità. Come affermano le NTC 2018, per le paratie i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

DA1.1

L'opera deve essere stabile con le azioni amplificate da opportuni valori dei coefficienti parziali di sicurezza, mentre i parametri del terreno compaiono con i loro valori caratteristici.

DA1.2

Le azioni si considerano con i loro valori caratteristici (eccetto per la componente variabile dei carichi esterni, che viene incrementata se sfavorevole) mentre i parametri geotecnici vengono ridotti. Fanno eccezione pali ed ancoraggi per i quali si riducono le resistenze finali e non parametri del terreno.

I coefficienti parziali sono elencati nelle tabelle di seguito:

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (γ_F o γ_E).

Carichi	Effetto	Coeff. γ_F o γ_E	A1	A2
Permanenti	sfavorev.	γ_{G1}	1.3	1.0
	favorev.		1.0	1.0
Permanenti non strutt.	sfavorev.	γ_{G2}	1.5	1.3
	favorev.		0.0	0.0
Variabili	sfavorev.	γ_{Qi}	1.5	1.3
	favorev.		0.0	0.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (γ_M).

Parametro		Coeff. γ_M	M1	M2
Tan. angolo di resist. a taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1.0	1.25
Coesione effic.	c'_k	γ_c	1.0	1.25
Peso unità di volume	γ_k	γ_r	1.0	1.0

Coefficienti parziali sulle resistenze (γ_R) per le strutture di sostegno

Resistenze	Coeff. γ_R	R1	R2	R3
Capacità portante fondazione	γ_R	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	γ_R	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno a valle	γ_R	1.0	1.0	1.4

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 dell'approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle precedenti.

Per il calcolo di una paratia si fa riferimento al metodo dell'estremo libero che la schematizza come un corpo rigido capace di ruotare attorno al punto di ancoraggio.

Le ipotesi alla base del metodo sono:

- paratia infinitamente rigida rispetto al terreno;
- ancoraggio assimilabile ad un vincolo;
- spinta attiva completamente mobilitata lungo l'intera altezza dell'opera
- resistenza passiva completamente mobilitata dal fondo dello scavo a valle fino al termine dell'opera.

Le fasi di progetto sono le seguenti:

- si valuta la spinta attiva a monte dell'opera;
- si valuta la spinta passiva a valle dell'opera;
- si impone l'equilibrio alla rotazione attorno al punto di ancoraggio, da cui si ricava la profondità di infissione d ;

- si impone l'equilibrio alla traslazione orizzontale da cui si determina il tiro sull'ancoraggio;
- si calcola l'andamento del taglio sulla paratia;
- si calcola il valore del momento flettente massimo in corrispondenza della sezione dove è si annulla il taglio.

Poiché la profondità di infissione costituisce un'incognita del problema, essa può determinarsi dall'equilibrio alla rotazione attorno al punto di ancoraggio, solo per tentativi.

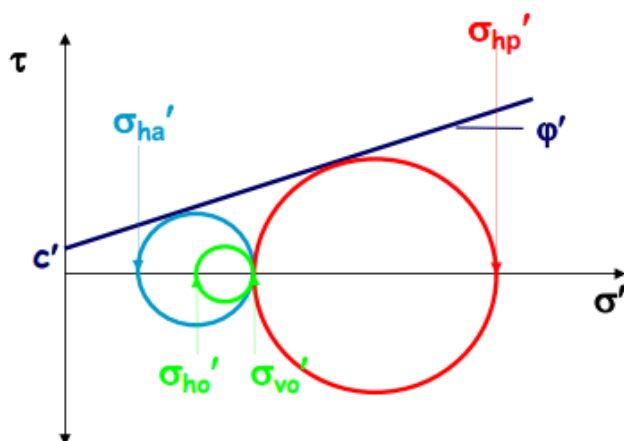
L'equilibrio alla rotazione dà luogo ad una equazione di terzo grado con incognita la profondità di infissione "d":

$$Ad^3+Bd^2+Cd+D=0$$

dove A, B, C, D sono coefficienti noti.

Come valore "d" di primo tentativo si può assumere un valore di 0,4h con h altezza di ritenuta.

Seguendo le ipotesi adottate, lo stato di sforzo del terreno intorno alla paratia è quello mostrato nel piano di Mohr per due punti generici, a monte ed a valle della paratia:



Per i calcoli di progetto, spinta e resistenza sono valutate con le ipotesi di Rankine, tramite le seguenti formule:

$$\sigma'_{h0} = K_0 \sigma_{v0}'$$

$$\sigma'_{ha} = -2c\sqrt{K_a} + K_a \sigma_{v0}'$$

$$\sigma'_{hp} = +2c\sqrt{K_p} + K_p \sigma_{v0}'$$

$$\sigma_{ha} = \sigma'_{ha} + u$$

$$\sigma_{hp} = \sigma'_{hp} + u$$

$$K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

$$K_a = (1 - \sin\varphi')/(1 + \sin\varphi')$$

$$K_p = (1 + \sin\varphi')/(1 - \sin\varphi')$$

Si introducono anche le ipotesi derivanti dalla teoria di Coulomb:

- Assenza di attrito tra parete e terreno
- Parete del muro verticale
- Superficie del terrapieno orizzontale
- Terreno omogeneo, incoerente e asciutto
- Superficie di scorrimento piana

Tenendo conto delle ipotesi fatte Coulomb, si deduce che le espressioni trovate coincidono con quelle determinate da Rankine.

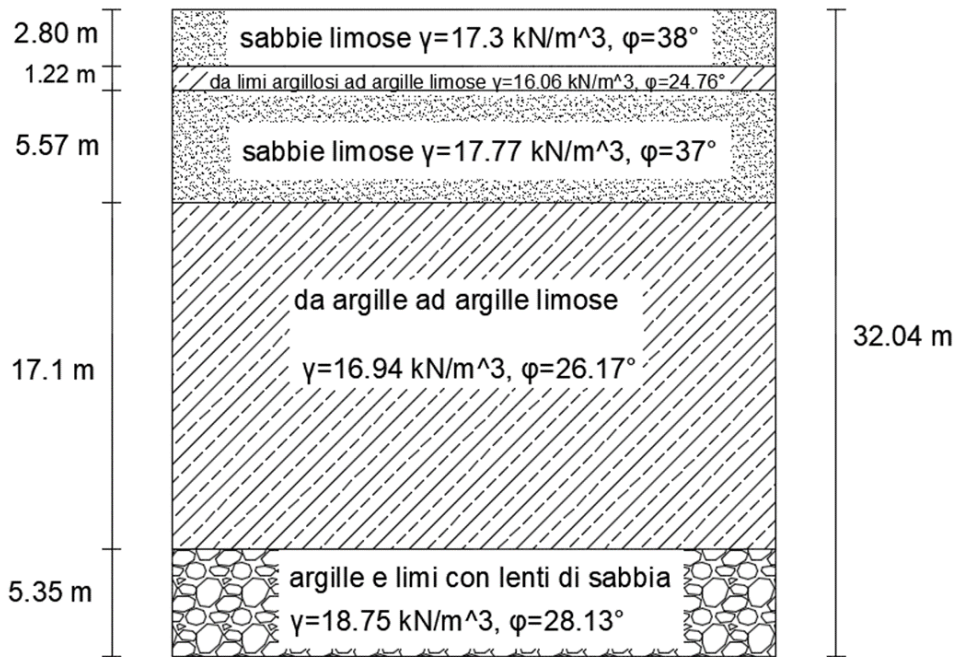
Nella formulazione di Coulomb, le ipotesi di partenza, ad eccezione di quella di superficie di scorrimento piana possono essere rimosse, a costo di una soluzione analitica più complessa.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2}$$

Predimensionamento della Paratia

Viene effettuato un pre-dimensionamento tramite il calcolo manuale di una paratia ancorata attraverso l'approccio 1 nelle due combinazioni. In più vengono studiate le condizioni di spinta in caso sismico. Si fa riferimento alla stratigrafia seguente dedotta da prove in sito e in laboratorio considerando la zona relativa al porto-canale di Ravenna.



2.1.1 Comportamento statico DA1.1 (A1+M1+R1)

Inizialmente si ricavano i coefficienti di spinta attiva e passiva e successivamente si calcolano le spinte agenti a monte e a valle della paratia, come di seguito effettuato.

Coefficiente di spinta attiva K_a					
angolo di attrito terreno		inclinazione p.c. β	inclinazione muro θ	angolo sismico δ	K_a
[°]	[rad]				[-]
38	0.6632	0	0	0	0.23788
24.76	0.4321	0	0	0	0.40962
37	0.6458	0	0	0	0.24858
26.17	0.4568	0	0	0	0.38789
28.13	0.4910	0	0	0	0.35918

I coefficienti di spinta passiva, nel caso statico si ricavano tramite la formula derivante dalla teoria di Coulomb, riportata di seguito:

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$$

K_p viene calcolato solo per il quarto e il quinto strato:

- $K_{p,4} = 2.5780$
- $K_{p,5} = 2.7841$

Nella tabella seguente sono riportati i valori della spinta attiva per ciascuno strato, considerando:

- $\sigma_0 = \gamma z$
- $u = \gamma_w \text{ quota}$
- $\sigma'_0 = \sigma_0 - u$
- $\sigma'_{ha} = k_a \sigma'_0$, ipotizzando $c=0$ a livello cautelativo
- $\sigma_{ha} = u + \sigma'_{ha}$

Spinta Attiva										
Quota	z [m]	Spessore strato [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ'_0 [kN/m ²]	K_a	σ'_{ha} [kN/m ²]	σ_{ha} [kN/m ²]
1.5	0	0	17.3	38	0	0	0	0.23788	0	0
0	1.5	1.5	17.3	38	25.95	0	25.95	0.23788	6.1730659	6.17306587
-1.3	2.8	1.3	17.3	38	48.44	13	35.44	0.23788	8.4305763	21.4305763
-1.3	2.8	1.3	16.06	24.76	48.44	13	35.44	0.40962	14.517069	27.5170688
-2.52	4.02	1.22	16.06	24.76	64.5612	25.2	39.3612	0.40962	16.123286	41.3232858
-2.52	4.02	1.22	17.77	37	64.5612	25.2	39.3612	0.24858	9.7845496	34.9845496
-8.09	9.59	5.57	17.77	37	170.4143	80.9	89.5143	0.24858	22.251789	103.151789
-8.09	9.59	5.57	16.94	26.17	170.4143	80.9	89.5143	0.38789	34.721737	115.621737
-14.5	16		16.94	26.17	271.04	145	126.04	0.38789	48.889705	193.889705
-20.9	22.6367	13.04669955	16.94	26.17	383.4656904	209	174.46569	0.38789	67.673565	276.673565
-25.19	26.69	17.1	16.94	26.17	452.1286	251.9	200.2286	0.38789	77.66675	329.56675

Nel caso di spinte passive si deve tenere in considerazione il sovraescavo: a favore di sicurezza si abbassa il piano di scavo del valore minore tra 50 cm e il 10% della distanza tra il punto di tiro e la quota di fondo scavo. In questo caso il

sovrascavo è di 50 cm. Nella tabella seguente sono riportati i valori della spinta passiva per ciascuno strato considerando:

- $\sigma'_{hp} = k_p \sigma'_0$, ipotizzando $c=0$ a livello cautelativo
- $\sigma_{hp} = u + \sigma'_{hp}$

Spinta Passiva										
Quota	z [m]	Spessore strato [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ'_0 [kN/m ²]	K_p	σ'_{hp} [kN/m ²]	σ_{hp} [kN/m ²]
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-1.3	2.8	0	0	0	13	13	0	0	0	13
-1.3	2.8	0	0	0	13	13	0	0	0	13
-2.52	4.02	0	0	0	25.2	25.2	0	0	0	25.2
-2.52	4.02	0	0	0	25.2	25.2	0	0	0	25.2
-8.09	9.59	0	0	0	80.9	80.9	0	0	0	80.9
-8.09	9.59	0	0	0	80.9	80.9	0	0	0	80.9
-15	16.5	0	16.94	26.17	150	150	0	2.578	0	150
-20.9	23.1367	13.54669955	16.94	26.17	262.4256904	209	53.42569	2.578	137.73143	346.73143
-25.19	26.69	10.19	16.94	26.17	322.6186	251.9	70.7186	2.578	182.31255	434.212551

Sono stati successivamente calcolati i momenti, considerando il polo O ad 1 metro sul livello medio mare e un approfondimento di tentativo $d=6.4$ metri:

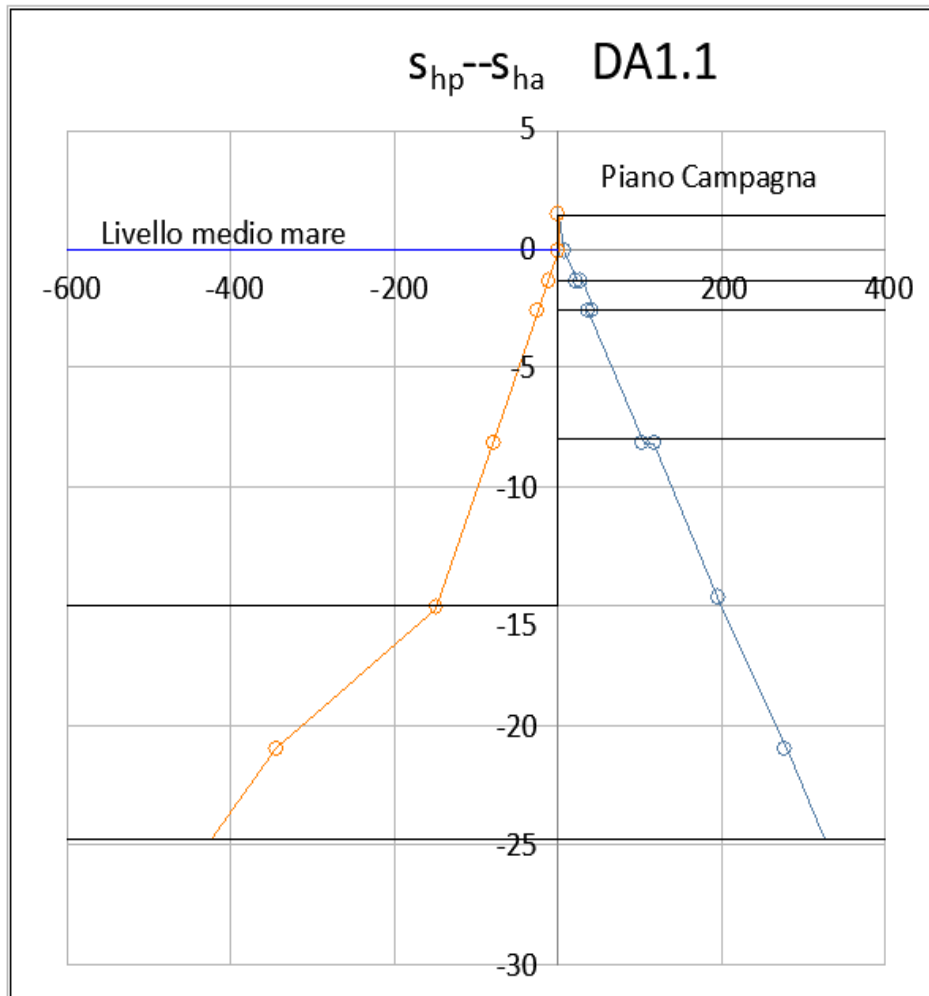
	Forze Attive [kN]	Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	4.6297994	0.5	2.314899702
F2	8.0249856	1.65	13.2412263
F3	9.9173818	1.8667	18.51244596
F4	8.4217924	3.113333333	26.21984689
F5	33.570824	2.91	97.69109757
F6	194.86394	6.305	1228.617149
F7	189.84576	7.233333333	1373.217671
F8	1508.4821	15.61334977	23552.45803
F9	1050.5974	17.7877997	18687.81621
Bitta	40	-1.5	-60

Forze Passive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	1125	11	12375
F2	995.50493	19.31834977	19231.51248
F3	652.8237	20.42446637	13333.57561

Eq. Momenti	Tot F Attive [kN]	Tot F Passive [kN]	Ancoraggio [kN]
0.000479527	3048.35395	2773.328628	275.0253226

Per tentativi si ottiene che la differenza dei momenti è circa 0 se il $d=10.6367$ metri, che sommato ai 16,00 metri determina una profondità di infissione di 26,64 metri. Calcolando la differenza delle forze attive e passive si ricava il tiro, che nella combinazione in esame è pari a 275.0253 kN, mentre considerando il coefficiente parziale pari a 1,3 si ottiene un tiro totale di 357.5329 kN.

Di seguito è riportato il grafico relativo all'andamento della spinta attiva e di quella passiva nella condizione statica DA1.1.



2.1.2 Comportamento statico DA1.2 (A2+M2+R1)

In questo caso sono stati modificati i parametri geotecnici, in particolare si sono ridotte le tangenti dell'angolo di attrito tramite il coefficiente parziale $\gamma_\phi=1.25$. Osservando le tabelle seguenti si nota, infatti, che i coefficienti K_p risultano minori, mentre i K_a maggiori; questo determinerà una profondità di infissione maggiore rispetto alla combinazione precedente.

Angoli attrito ridotti tramite in coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_\phi=1.25$				
Strato	Angoli originari		Angoli ridotti	
	[°]	[rad]	[°]	[rad]
I	38	0.6632	27.94953154	0.530580093
II	24.76	0.4321	19.07102606	0.345714818
III	37	0.6458	27.32166589	0.516617459
IV	26.17	0.4568	20.07241129	0.365402132
V	28.13	0.4910	21.44335599	0.392768895

Coefficiente di spinta attiva K_a							
angolo di attrito terreno-opera		angolo di attrito terreno		inclinazione p.c. β	inclinazione muro θ	angolo sismico δ	K_a
[°]	[rad]	[°]	[rad]				[-]
18.6330	0.32521	27.94953154	0.530580093	0	0	0	0.327991
12.7140	0.22190	19.07102606	0.345714818	0	0	0	0.493798
18.2144	0.31790	27.32166589	0.516617459	0	0	0	0.33874
13.3816	0.23355	20.07241129	0.365402132	0	0	0	0.473487
14.2956	0.24950	21.44335599	0.392768895	0	0	0	0.446395

Coefficiente di spinta passiva K_p						
angolo di attrito terreno-opera	angolo di attrito terreno		inclinazione p.c. β	inclinazione muro θ	angolo sismico δ	K_p
	[°]	[rad]				[-]
0.0000	27.94953154	0.530580093	0	0	0	3.04886
0.0000	19.07102606	0.345714818	0	0	0	2.02512
0.0000	27.32166589	0.516617459	0	0	0	2.952115
0.0000	20.07241129	0.365402132	0	0	0	2.111992
0.0000	21.44335599	0.392768895	0	0	0	2.240167

Spinta Attiva										
Quota	z [m]	Spessore strato [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	σ_o [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ_o' [kN/m ²]	K_a	σ'_{ha} [kN/m ²]	σ_{ha} [kN/m ²]
1.5	0	0	17.3	27.94953	0	0	0	0.3280	0.0000	0
0	1.5	1.5	17.3	27.94953	25.95	0	25.95	0.3280	8.5114	8.511378779
-1.3	2.8	1.3	17.3	27.94953	48.44	13	35.44	0.3280	11.6240	24.62401788
-1.3	2.8	1.3	16.06	19.07103	48.44	13	35.44	0.4938	17.5002	30.50019409
-2.52	4.02	1.22	16.06	19.07103	64.5612	25.2	39.3612	0.4938	19.4365	44.63647403
-2.52	4.02	1.22	17.77	27.32167	64.5612	25.2	39.3612	0.3387	13.3332	38.53321988
-8.09	9.59	5.57	17.77	27.32167	170.4143	80.9	89.5143	0.3387	30.3221	111.2220899
-8.09	9.59	5.57	16.94	20.07241	170.4143	80.9	89.5143	0.4735	42.3838	123.2838175
-14.5	16		16.94	20.07241	271.04	145	126.04	0.4735	59.6782	204.6782453
-20.9	24.01	13.05	16.94	20.07241	406.7512198	209	197.7512198	0.4735	93.6325436	302.6325436
-25.19	26.69	17.1	16.94	20.07241	452.1286	251.9	200.2286	0.4735	94.8055	346.7055499

Spinta Passiva										
Quota	z [m]	Spessore strato [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ_0' [kN/m ²]	K_p	σ_{hp}' [kN/m ²]	σ_{hp} [kN/m ²]
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-1.3	2.8	0	0	0	13	13	0	0	0	13
-1.3	2.8	0	0	0	13	13	0	0	0	13
-2.52	4.02	0	0	0	25.2	25.2	0	0	0	25.2
-2.52	4.02	0	0	0	25.2	25.2	0	0	0	25.2
-8.09	9.59	0	0	0	80.9	80.9	0	0	0	80.9
-8.09	9.59	0	0	0	80.9	80.9	0	0	0	80.9
-15	16.5	0	16.94	20.07241	150	150	0	2.111992391	0	150
-20.9	24.51	13.55	16.94	20.07241	285.7112198	209	76.71121975	2.111992391	162.0135125	371.0135125
-25.19	26.69	10.19	16.94	20.07241	322.6186	251.9	70.7186	2.111992391	149.3571451	401.2571451

Sono stati successivamente calcolati i momenti, considerando il polo O ad 1 metro sul livello medio mare e un approfondimento di tentativo d=6.4 metri:

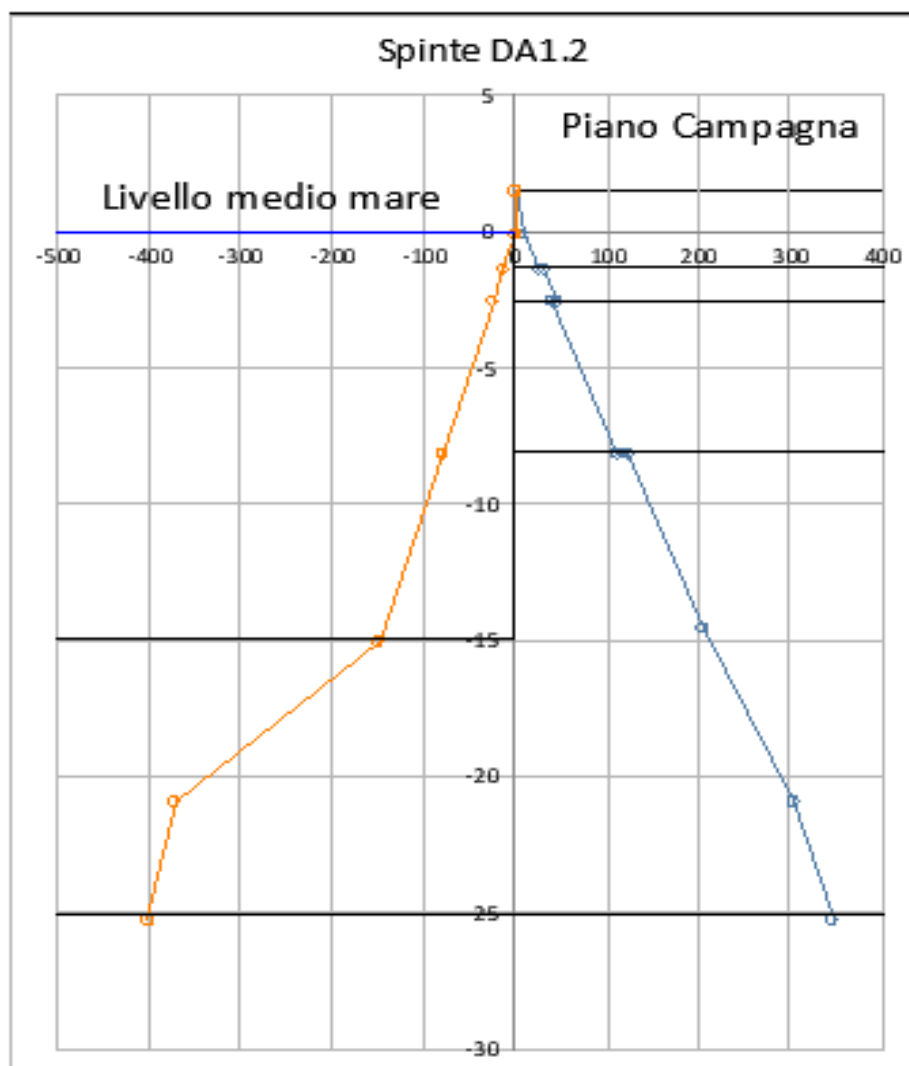
Forze Attive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	6.3835	0.5	3.191767042
F2	11.0648	1.65	18.25690748
F3	10.4732	1.8667	19.55035121
F4	8.6231	3.1133	26.846393
F5	37.2102	2.91	108.281789
F6	214.6300	6.305	1353.242369
F7	202.4385	7.2333	1464.298424
F8	1608.4469	15.495	24922.88511
F9	1457.4581	17.63	25694.98644
Bitta	40	-1.5	60

Forze Passive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	1125	11	12375
F2	1201.69321	19.31834977	23214.72974
F3	885.301457	20.42446637	18081.80983

Eq. Momenti	Tot F Attive [kN]	Tot F Passive [kN]	Ancoraggio [kN]
-1.08866E-05	3596.7285	3211.994666	384.7338

Per tentativi si ottiene che la differenza dei momenti è circa 0 se il $d = 13.01128$ metri, che sommato ai 16.0 metri determina una profondità di infissione di 29.01128 metri. Calcolando la differenza delle forze attive e passive si ricava il tiro, che nella combinazione in esame è pari a 384.7338 kN. In questo secondo caso, la lunghezza di infissione risulta maggiore di quella nella DA1.1 così come anche il tiro.

Di seguito è riportato il grafico relativo all'andamento della spinta attiva e di quella passiva nella condizione statica DA1.2.



2.1.3 Comportamento sismico

La normativa richiede la verifica anche in condizioni sismiche in cui la presenza del sisma provoca un incremento delle sollecitazioni agenti sugli elementi progettuali. Come affermano le NTC 2018 la sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto; sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera. Si fa riferimento ai metodi pseudo-statici in cui l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. In mancanza di studi specifici, come le NTC 2018 affermano, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h g = \alpha \beta a_{max} \quad a_v = 0$$

In cui:

- k_h : coefficiente sismico in direzione orizzontale;
- g : accelerazione di gravità;
- a_h : componente orizzontale dell'accelerazione equivalente;
- a_v : componente verticale dell'accelerazione equivalente;
- $\alpha \leq 1$: coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera;

- $\beta \leq 1$: coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza;
- se $\alpha * \beta \leq 1$ si assume $k_h = 0.2 \frac{a_{max}}{g}$;
- a_{max} : accelerazione di picco attesa nel volume di terreno significativo per l'opera pari a:

$$a_{max} = S a_g = S_S S_T a_g$$

Dove:

- a_g : accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;
- S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- S_T : coefficiente di amplificazione topografica.

Facendo riferimento agli spettri forniti dalla norma è possibile, come di seguito riportato, ricavare i valori dei parametri indipendenti e dipendenti utili per eseguire i calcoli appena descritti.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
12.1997

LATITUDINE
44.4179

Ricerca per comune

REGIONE
Emilia-Romagna

PROVINCIA
Ravenna

COMUNE
Ravenna

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	30
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	50
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	475
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	975

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info $S_s = 1.453$ $C_C = 1.599$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri indipendenti

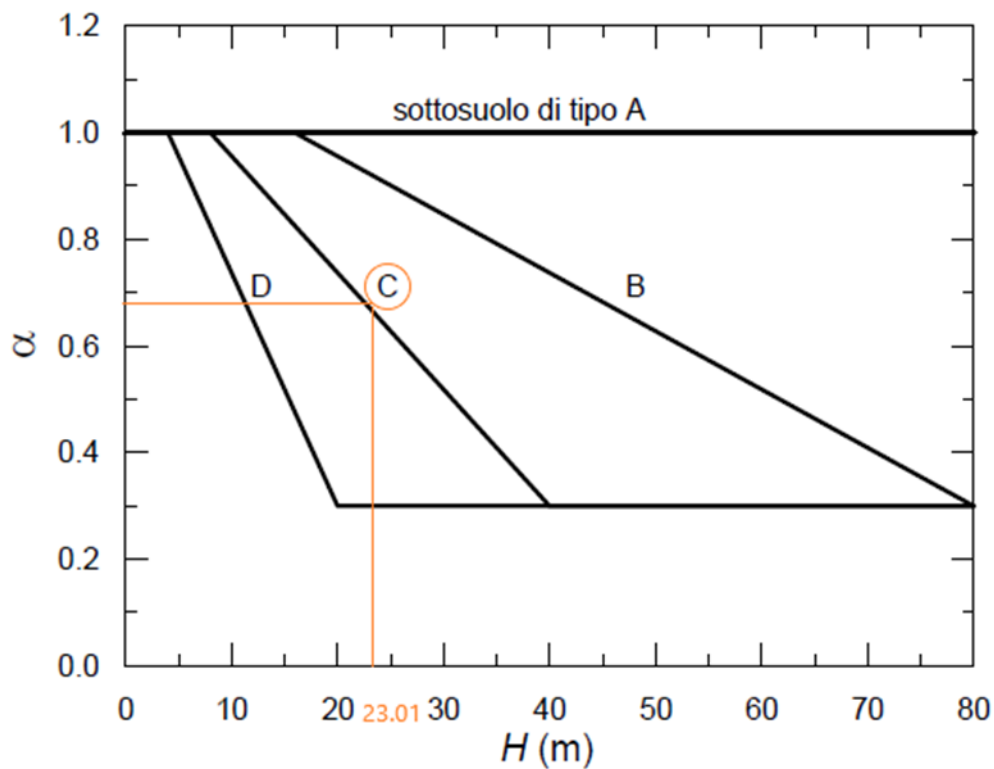
STATO LIMITE	SLV
a_0	0.161 g
F_{q_0}	2.552
T_C^*	0.280 s
S_s	1.453
C_C	1.599
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.453
η	1.000
T_B	0.149 s
T_C	0.447 s
T_D	2.246 s

Quindi si ricava $a_{max} = S_S S_T a_g = 1.453 * 1 * 0.161 = 0.2339 \text{ m/s}^2$.

Il valore del coefficiente α può essere dedotto a partire dall'altezza complessiva H della paratia, in questo caso pari a 24.01128 metri, ricavata tramite la condizione statica DA 1.2 (A2 M2 R1), e dalla categoria di sottosuolo, nel caso in esame C, mediante il diagramma seguente.



Come si nota dal grafico, quindi, si ottiene $\alpha=0.68$.

In condizioni sismiche, per la determinazione delle spinte allo stato limite attivo e passivo, i coefficienti K_{AE} e K_{PE} vengono determinati tramite le formule seguenti tenendo conto dell'angolo inerziale sismico:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} * \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \varphi') \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\varepsilon - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{PE} = \left[\frac{\cos \delta}{\cos(\varepsilon - \theta) - \sqrt{\text{sen}^2 \varphi' - \text{sen}^2(\varepsilon - \theta)}} (\cos \delta + \sqrt{\text{sen}^2 \varphi' - \text{sen}^2 \delta}) \right] e^{\alpha \tan \varphi'}$$

In cui:

- l'angolo sismico viene determinato tramite la formula seguente:

$$\theta = \tan^{-1} \frac{k_h}{(1 - k_v)}$$

Questo parametro viene modificato per tener conto della presenza della falda nel terreno.

- $\alpha = \text{sen}^{-1} \left(\frac{\text{sen} \delta}{\text{sen} \varphi'} \right) + \text{sen}^{-1} \left(\frac{\text{sen}(\varepsilon - \theta)}{\text{sen} \varphi'} \right) + \delta + (\varepsilon - \theta) + 2\theta$

- $K_h = \frac{a_h}{g}$

- $K_v = \frac{a_v}{g}$

- nel caso in esame $\beta = \varepsilon = \delta = 0$.

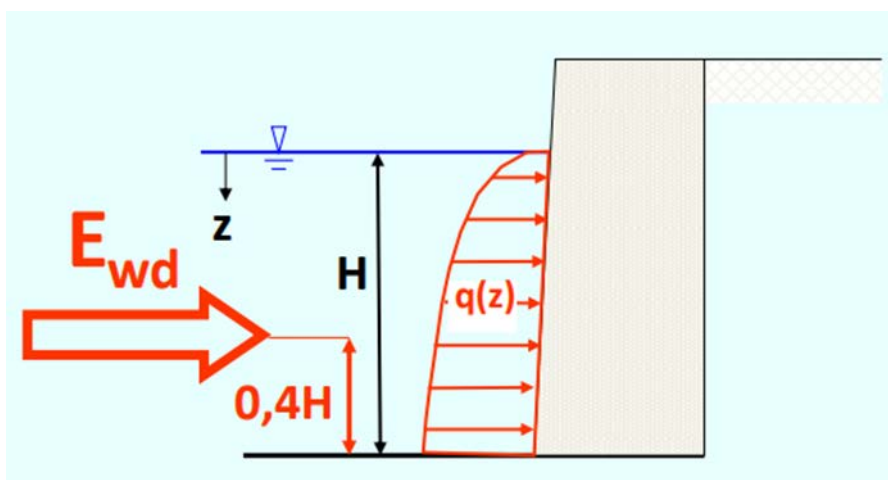
La spinta attiva viene determinata tramite la formula seguente:

$$S_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - K_v)$$

La spinta passiva, invece, tramite la formula seguente:

$$S_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - K_v)$$

Come suggerito dalle NTC 2018, per opere particolari con terrapieno in falda, quali le opere marittime, occorre tener conto degli effetti, diversi in ragione della permeabilità, indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua interstiziale. In presenza di acqua libera contro la parete esterna dell'opera, si deve tenere conto dell'effetto idrodinamico indotto dal sisma, valutando le escursioni (positiva e negativa) della pressione dell'acqua rispetto a quella idrostatica. E', quindi, necessario valutare la spinta idrodinamica, dovuta alla presenza di acqua libera, tramite le formule di Westergaard considerando lo schema seguente:



In cui:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H z}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

La spinta E_{wd} va considerata sia in un verso sia nell'altro, una volta va sommata e l'altra sottratta alla pressione idrostatica. In presenza del sisma, quindi, si otterranno valori di spinta attiva maggiori e valori di spinta passiva minori rispetto al caso statico precedentemente indagato.

È necessario valutare, poi, la spinta dinamica e la pressione dell'acqua nel caso di suolo sommerso come suggerito dall'Eurocodice 8-5. Nel caso in esame si ha un suolo di media bassa permeabilità ($k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s) con $E_{wd}=0$, quindi è necessario correggere il valore dell'angolo sismico tramite la formula seguente:

$$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

Ai fini del presente studio, è inoltre necessario considerare il valore del coefficiente β che esprime la duttilità del sistema. Si fa riferimento alla formula proposta dalle NTC 2018:

$$\beta = \frac{K_{cr}}{K_h}$$

In cui K_{cr} , è l'accelerazione in corrispondenza della quale si ha la mobilitazione del primo spostamento permanente sulla struttura:

- Se K_{cr} è maggiore dell'accelerazione sismica di progetto, lo spostamento permanente sarà pari a 0.
- Se K_{cr} è minore dell'accelerazione sismica di progetto, lo spostamento sarà dato da diagrammi in funzione del rapporto tra K_{cr} e K_{max} che è l'accelerazione

massima di progetto e della classe di terreno, determinati con il metodo di Newmark, basato sull'equilibrio di un cubo su una superficie inclinata.

Generalmente, però, K_{cr} viene determinato in modo iterativo per far sì che, in condizioni sismiche, la somma dei momenti di tutte le forze agenti sulla paratia sia pari a zero, ovvero si che la paratia raggiunga la condizione di completa plasticizzazione del terreno.

Iterando, tramite l'approfondimento ottenuto in condizioni statiche (24.01 metri), la verifica non è soddisfatta perciò si allunga l'approfondimento della paratia da 8.01 metri a 10 metri (26 metri) al fine di avere la verifica soddisfatta.

Di seguito sono riportati i calcoli effettuati.

Coefficiente di spinta attiva K_{ae} e spinta passiva K_{pe}										
angolo di attrito terreno-opera		angolo di attrito terreno		p.c. β	Inclinazione ϵ	Inclinazione δ	ϑ	a	K_{ae}	K_{pe}
[°]	[rad]	[°]	[rad]						[-]	
25.3333	0.44215	38	0.6632	0	0	0	0.090218257	-0.05665	0.364216	
16.5067	0.28810	24.76	0.4321	0	0	0	0.090218257	-0.1266	0.610947	
24.6667	0.43051	37	0.6458	0	0	0	0.090218257	-0.06005	0.372478	
17.4467	0.30450	26.17	0.4568	0	0	0	0.090218257	-0.11551	0.561846	1.901625
18.7533	0.32731	28.13	0.4910	0	0	0	0.090218257	-0.10206	0.418149	2.204476

Spinta Attiva										
Quota	z [m]	Spessore strato [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ_0' [kN/m ²]	K_a	σ'_{ha} [kN/m ²]	σ_{ha} [kN/m ²]
1.5	0	0	17.3	38	0	0	0	0.36422	0	0
0	1.5	1.5	17.3	38	25.95	0	25.95	0.36422	9.451417407	9.45141741
-1.3	2.8	1.3	17.3	38	48.44	13	35.44	0.36422	12.90783171	25.9078317
-1.3	2.8	1.3	16.06	24.76	48.44	13	35.44	0.61095	21.65196194	34.6519619
-2.52	4.02	1.22	16.06	24.76	64.5612	25.2	39.3612	0.61095	24.04760735	49.2476073
-2.52	4.02	1.22	17.77	37	64.5612	25.2	39.3612	0.37248	14.66119045	39.8611904
-8.09	9.59	5.57	17.77	37	170.4143	80.9	89.5143	0.37248	33.3421288	114.242129
-8.09	9.59	5.57	16.94	26.17	170.4143	80.9	89.5143	0.56185	50.2932407	131.193241
-14.5	16		16.94	26.17	271.04	145	126.04	0.56185	70.81505478	215.815055
-20.9	26	16.41	16.94	26.17	440.44	209	231.44	0.56185	130.0336106	339.033611
-25.19	26.69	17.1	16.94	26.17	452.1286	251.9	200.2286	0.56185	112.4976141	364.397614

Spinta Passiva										
Quota	z [m]	Spessore strato [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ_0' [kN/m ²]	K_p	σ'_{hp} [kN/m ²]	σ_{hp} [kN/m ²]
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-1.3	2.8	0	0	0	13	13	0	0	0	13
-1.3	2.8	0	0	0	13	13	0	0	0	13
-2.52	4.02	0	0	0	25.2	25.2	0	0	0	25.2
-2.52	4.02	0	0	0	25.2	25.2	0	0	0	25.2
-8.09	9.59	0	0	0	80.9	80.9	0	0	0	80.9
-8.09	9.59	0	0	0	80.9	80.9	0	0	0	80.9
-15	16.5	0	16.94	26.17	150	150	0	1.90162	0	150
-20.9	26.5	16.91	16.94	26.17	319.4	209	110.4	1.90162	209.9393677	418.9393677
-25.19	26.69	10.19	16.94	26.17	322.6186	251.9	70.7186	1.90162	134.480237	386.380237

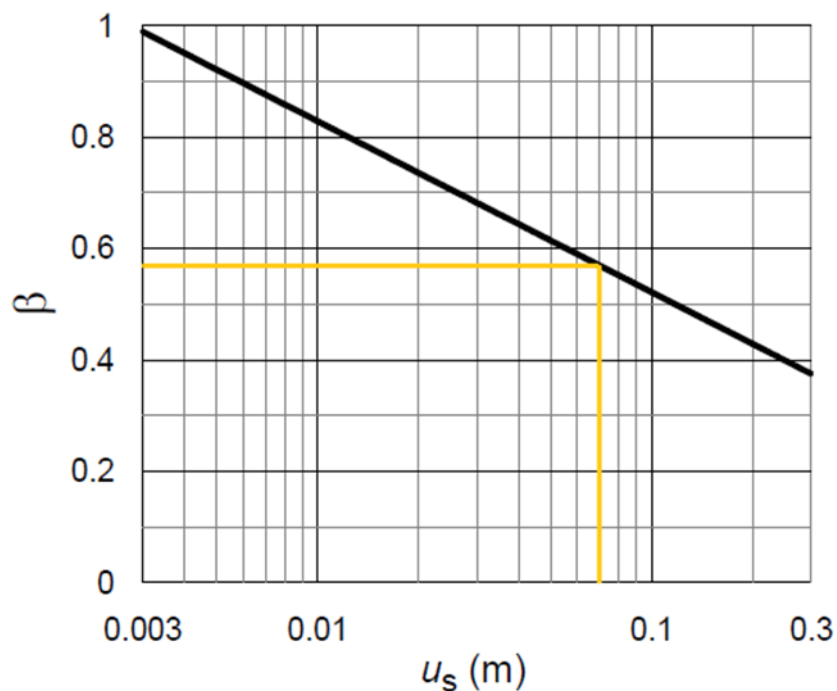
	Forze Attive [kN]	Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	7.088563055	0.5	3.544281527
F2	12.28684263	1.65	20.27329034
F3	10.6966693	1.8667	19.96711602
F4	8.903343697	3.113333333	27.71907671
F5	42.27539357	2.91	123.0213953
F6	222.0268308	6.305	1399.879168
F7	207.1509133	7.233333333	1498.391606
F8	2152.88108	17.295	37234.07828
F9	1705.330235	20.03	34157.76461
Bitta	40	-1.5	-60

	Forze Passive [kN]	Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	1125	11	12375
F2	1500	21	31500
F3	1344.696839	22.66666667	30479.79501
F4	11.64056623	6	69.84339735

Eq. Momenti	Tot F Attive [kN]	Tot F Passive [kN]	Ancoraggio [kN]
0.000413643	4408.639871	3969.696839	438.9430327

Iterando, quindi, si ottiene un valore di accelerazione critica $K_{cr}=0.0904g$ e un valore di beta pari a $\beta=0.5687$. Come affermano le NTC 2018 tramite β è possibile determinare gli spostamenti plastici del sistema geotecnico in caso di

sisma di progetto, utilizzando il grafico seguente.



Attraverso il parametro β , entrando nel grafico, si ricava uno spostamento irreversibile pari a $u_s=0,07$ metri inferiore allo spostamento limite ammesso da normativa pari a $u_{s,Max}=0.005H=0.005*26=0,13$ metri; quindi la verifica risulta soddisfatta. Noti i parametri α e β si può ricavare l'accelerazione sismica di progetto tramite la formula seguente:

$$a_h = \alpha \beta a_{max} = 0.68 * 0.5687 * 0.2339 = 0.09045g$$

La verifica risulta soddisfatta anche per approfondimenti maggiori come quello della combinazione 2 dell'approccio 1.

2.2 La progettazione di una paratia tramite la seconda generazione dell'Eurocodice 7

Per svolgere al meglio un confronto tra le metodologie di progettazione adottate nelle NTC 2018 e quelle introdotte attraverso la seconda generazione degli Eurocodici, si è deciso di semplificare il più possibile lo schema geotecnico al fine di eseguire un'analisi parametrica e generalizzare il comportamento esaminato; per questo si considera di seguito un terreno omogeneo monogranulare costituito da sabbia asciutta compatta e una condizione di parete liscia. Il confronto tra le due normative viene eseguito attraverso lo studio dei due parametri α e β_H che rappresentano lo sfasamento, ovvero tengono conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e quindi della non contemporaneità dell'onda sismica lungo una struttura flessibile, il primo introdotto dalle NTC 2018, il secondo dalla seconda generazione degli Eurocodici.

Per semplificare i calcoli e rendere più chiaro il confronto tra le due normative, si considera prima una paratia a sbalzo e si esegue il progetto manuale attraverso un foglio di calcolo Excel, successivamente si svolge lo stesso procedimento considerando una paratia ancorata. In entrambi i casi, preliminarmente, si analizza la condizione statica e, successivamente, vengono studiate le condizioni di spinta in caso sismico.

2.2.1 PARATIA A SBALZO – Comportamento Statico

Nel seguito sono riportate le tabelle Excel con i calcoli eseguiti per la determinazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva e delle spinte vere e proprie nel caso di terreno omogeneo monogranulare asciutto con angolo di

attrito del terreno pari a 35° e peso specifico, considerando una sabbia asciutta, pari a 17 kN/m^3 .

Coefficiente di spinta attivo K_a e passivo K_p								
angolo di attrito terreno-opera		angolo di attrito terreno		inclinazione p.c. β	inclinazione muro θ	angolo sismico δ	K_a	K_p
[°]	[rad]	[°]	[rad]				[-]	
0		35	0.6109	0	0	0	0.27099	3.690172

Nella tabella seguente sono riportati i valori della spinta attiva per ciascuno strato, considerando:

- $\sigma_0 = \gamma z$
- $u = 0$
- $\sigma_{ha} = K_a \sigma_0$

Spinta Attiva in condizioni statiche					
z [m]	γ [kN/m^3]	φ [°]	σ_0 [kN/m^2]	K_a	σ_{ha} [kN/m^2]
0	17	35	0	0.27099	0
3	17	35	51	0.27099	13.8204928
5	17	35	85	0.27099	23.0341546
6	17	35	102	0.27099	27.6409855
8.603	17	35	146.251	0.27099	39.6325664
9	17	35	153	0.27099	41.4614783
12	17	35	204	0.27099	55.281971

Invece, nella tabella seguente sono riportati i valori della spinta passiva per ciascuno strato considerando:

- $\sigma_{hp} = k_p \sigma_0$

Spinta Passiva in condizioni statiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_p	σ_{hp} [kN/m ²]
0	0	0	0	3.690172332	0
3	0	0	0	3.690172332	0
5	17	0	0	3.690172332	0
6	17	35	17	3.690172332	62.73292965
8.603	17	35	61.251	3.690172332	226.0267455
9	17	35	68	3.690172332	250.9317186
12	17	35	119	3.690172332	439.1305075

Per ricavare la profondità di infissione nel caso della paratia a sbalzo secondo il classico metodo di Blum, si esegue l'equilibrio dei momenti rispetto al piede della paratia considerando, inizialmente, un approfondimento di tentativo. In questo modo è possibile ottenere, in maniera iterativa, il valore della profondità di infissione ottimale, che determina appunto l'annullamento dei momenti. Di seguito sono riportate le tabelle relative al calcolo.

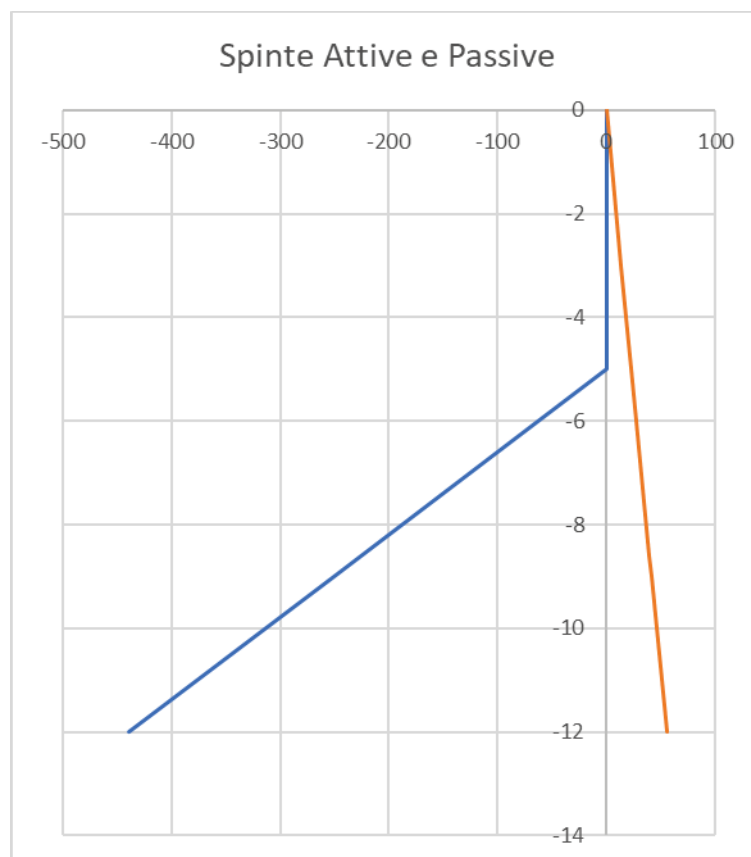
	Forza Attiva [kN]	Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	20.73073914	1	20.73073914
F2	57.5853865	1.66666667	95.97564417
F3	82.92295656	2	165.8459131
F4	186.5766523	3	559.7299568
F5	331.6918262	4	1326.767305
F6	170.4794844	2.86766667	488.8783347

	Forze Passive [kN]	Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	31.36646482	0.33333333	10.45548827
F2	501.8634372	1.33333333	669.1512496
F3	1536.956776	2.33333333	3586.232478
F4	407.187182	1.201	489.0318056

Eq. Momenti	$D_{\text{tentativo}}$ [m]
-0.153470898	3.603

Si osserva, quindi, che la differenza tra i momenti della spinta agente a monte della paratia e della resistenza a valle è circa zero per una profondità di infissione di 3.603 metri che, sommata ai 5 metri relativi all'altezza di ritenuta, determinano una lunghezza totale di 8.603 metri.

Di seguito è riportato il grafico relativo all'andamento della spinta attiva e di quella passiva.



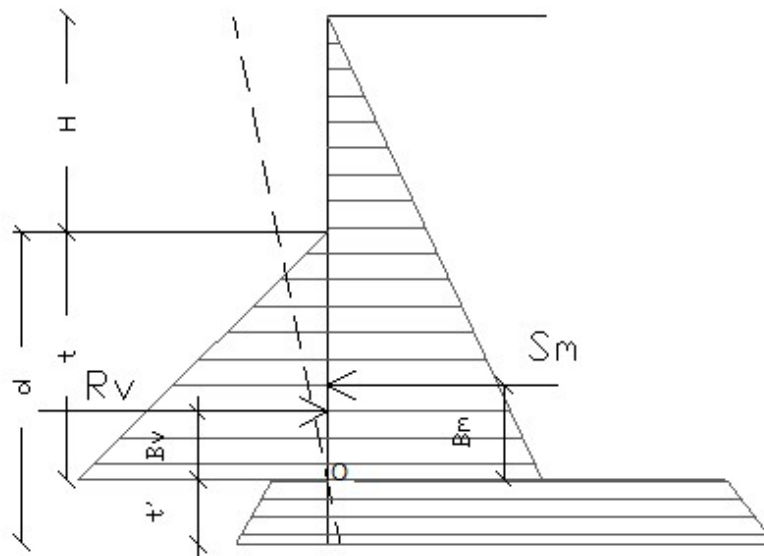
Peraltro questo risultato poteva essere ricavato anche analiticamente facendo riferimento come detto al caso teorico di Blum per il quale dall'equilibrio dei momenti rispetto al centro di rotazione che si trova al piede, si ottiene:

$$S_m B_m - R_v B_v = 0$$

I simboli che compaiono nell'equazione hanno il seguente significato:

- S_m e' la componente orizzontale della spinta attiva;
- B_m e' il braccio di S_m rispetto al polo O che rappresenta il centro di rotazione;
- R_v e' la componente orizzontale della resistenza passiva;
- B_v e' il braccio di R_v rispetto al polo O che rappresenta il centro di rotazione.

Di seguito e' riproposto uno schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia a sbalzo.



La precedente espressione si può tradurre in una equazione nell'incognita "profondità di infissione" d:

$$f(d^3) = K_p d^3 - K_a (h + d)^3$$

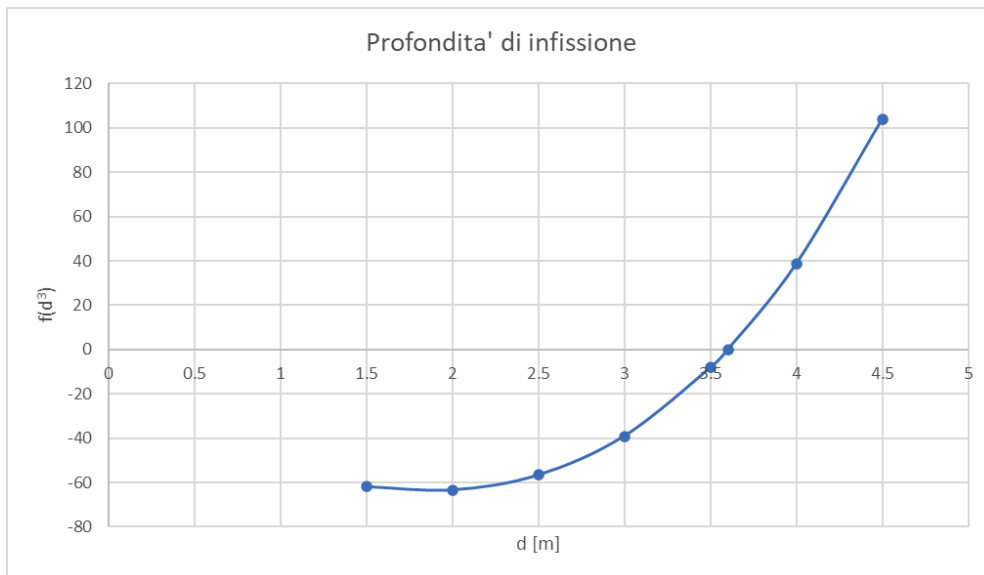
In cui:

- K_p e' il coefficiente di spinta passiva;
- d e' la profondita' di infissione;
- K_a e' il coefficiente di spinta attiva;
- h e' l'altezza di ritenuta, in questo caso pari a 5 metri.

In maniera iterativa, considerando diversi valori della profondita' di infissione, l'equazione sopra descritta si annulla, anche in questo caso, per $d = 3.603$ metri, come si puo' vedere nella tabella seguente.

$f(d^3) = K_p d^3 - K_a (h + d)^3 = 0$	d [m]	h [m]
-61.96631199	1.5	5
-63.42820991	2	5
-56.66498639	2.5	5
-39.11225474	3	5
-8.205628246	3.5	5
0.000354825	3.602355728	5
38.6192798	4	5
103.9268561	4.5	5

Per capire meglio come si comporta la profondita' di infissione al variare della funzione $f(d^3)$ si introduce il grafico seguente.



Si osserva che la profondita' di infissione aumenta esponenzialmente con l'aumentare della funzione $f(d^3)$.

2.2.2 PARATIA A SBALZO - Comportamento Sismico

Come stabilito dall'EN 1998-5 le paratie devono essere progettate per garantire una buona prestazione anche in condizioni sismiche. Per soddisfare i requisiti di prestazione richiesti, visto che si sta costruendo una nuova struttura, il progetto sismico deve garantire almeno lo stato limite SD (Significant Damage) in conformità con quanto stabilito dalla norma. Si prende in considerazione tale stato limite al fine di eseguire un più chiaro confronto con il progetto realizzato tramite le NTC 2018 che fanno riferimento, appunto, allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Gli spostamenti permanenti delle strutture di sostegno dovrebbero essere compatibili con lo stato limite in esame. I valori limite dello spostamento dipendono dal contesto in cui si costruisce l'opera e

dall'uso specifico della struttura. La normativa richiede la verifica anche in condizioni sismiche in cui la presenza del sisma provoca un incremento delle sollecitazioni agenti sugli elementi progettuali. La progettazione in condizioni sismiche dovrebbe considerare le forze inerziali associate alle masse costituenti la struttura di sostegno; ma, nel caso di una paratia l'effetto delle forze inerziali associate alla massa della struttura di sostegno può essere trascurato. In più, in questo caso, anche l'effetto della componente verticale dell'azione sismica si può trascurare.

Per soddisfare almeno lo stato limite SD, le prestazioni sismiche di una struttura di sostegno dovrebbero essere espresse:

- da una misura del suo spostamento residuo per lo stato limite in esame;
- dal rapporto capacità / domanda per gli elementi strutturali.

Al fine di eseguire un confronto tra le metodologie di progettazione considerate dalle NTC 2018 e quelle introdotte dalla seconda generazione degli Eurocodici, come già affermato, si semplifica la stratigrafia considerando un terreno omogeneo monogranulare in assenza di acqua. Questo serve a rendere più chiaro il confronto tra le due normative al fine di evidenziare gli eventuali aspetti in contrasto.

Per eseguire un progetto antisismico è necessario conoscere il movimento del terreno indotto dal terremoto in prossimità della struttura; in genere si considerano gli accelerogrammi in tre direzioni perpendicolari. Essendo però il sisma un processo stocastico, dipendente da variabili aleatorie nello spazio e nel tempo, è possibile stabilire il terremoto di progetto solo in termini statistici: cioè si deve fare riferimento ad un terremoto che ha una certa probabilità di accadimento in un dato intervallo di tempo. Quando si esegue il progetto di una

struttura, non interessano tanto le caratteristiche dell'evento sismico ovvero intensità, magnitudo, durata, bensì gli effetti che il terremoto produce sulle strutture. Infatti, uno stesso terremoto, può causare effetti molto diversi su strutture aventi rigidezze molto diversificate, o su strutture simili ma fondate su terreni con caratteristiche fortemente dissimili.

Lo svolgimento di analisi dinamiche per la valutazione della risposta sismica della struttura richiede una precisa definizione dell'input sismico, cioè una descrizione dello scuotimento indotto dall'azione dei terremoti. Generalmente essa è definita mediante storie temporali delle tre componenti del moto sismico espresse in termini di accelerazione, velocità o spostamento. Quindi la definizione dell'azione sismica di progetto considerata per il calcolo della paratia nel caso di "stratigrafia ideale", dipende dal terreno che si sta tenendo in conto, infatti essa è un'azione territoriale. Per soddisfare i requisiti di prestazione richiesti il progetto sismico deve garantire almeno lo stato limite SD (Significant Damage) a cui viene associato un periodo di ritorno dell'azione sismica pari a 475 anni; e, in più, gli spostamenti permanenti della struttura di sostegno dovrebbero essere compatibili con lo stato limite in esame. Inoltre, per il suolo esaminato ipotizzato di categoria C, si considera una Classe di Conseguenza del tipo CC2 che l'Eurocodice di seconda generazione definisce come "normale". In più, il livello di sismicità dell'ipotetica zona esaminata viene assunto come "basso". Quindi, sulla base di queste ipotesi, si definisce il terremoto di progetto che è appunto un'azione territoriale.

L'analisi di una struttura di sostegno può essere effettuata tramite un approccio attraverso il quale viene calcolata un'azione sismica pseudo-statica sulla base di una richiesta prestazione sismica. In questo approccio le forze sismiche statiche orizzontali equivalenti (domanda sismica) possono essere calcolate

moltiplicando la forza di gravità per un coefficiente sismico orizzontale α_H definito di seguito:

$$\alpha_H = \frac{a_H}{g}$$

in cui:

- α_H è un coefficiente sismico in direzione orizzontale;
- g è l'accelerazione di gravità;
- a_H : è la componente orizzontale dell'accelerazione sismica equivalente.

Per le strutture geotecniche la componente orizzontale dell'accelerazione sismica equivalente viene determinata come segue:

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

dove:

- S_α è l'accelerazione spettrale massima (al 5% di smorzamento) corrispondente al campo di accelerazione costante dello spettro elastico definita tramite la formula seguente fornita dall' EN 1998-1:

$$S_\alpha = F_T F_\alpha S_{\alpha,RP}$$

In cui:

- F_T è il fattore di amplificazione topografica che si assume pari a 1 in questo caso;
- F_α è il fattore di amplificazione del sito nel breve periodo, che nel caso di suolo di categoria C, considerando il valore di default, si assume pari a 1.35;
- $S_{\alpha,RP}$ è il valore di S_α in un suolo di categoria A e per un generico valore del periodo di ritorno. Per periodi di ritorno diversi da T_{ref} , associati a uno stato limite specifico o a una classe di conseguenza specifica o a una precisa durata della costruzione, il valore di $S_{\alpha,RP}$ in un suolo di categoria A si può ottenere tramite la seguente formula:

$$S_{\alpha,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\alpha,ref}$$

In cui $\gamma_{LS,CC}$ si considera pari a 1 come ben definito nella tabella seguente considerando lo stato limite SD e una classe di conseguenza CC2.

Limit state (LS)	Consequence class (IC)			
	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b
NC	1,2	1,5	1,8	2,2
SD	0,8	1	1,2	1,5
DL	0,4	0,5	0,5	0,6

- $S_{\alpha,ref}$ è il valore di S_α in un suolo di categoria A e per un periodo di ritorno pari a T_{ref} . Il periodo di ritorno T_{ref} dell'azione sismica in anni

viene fornita dalla tabella seguente che nel caso in esame, considerando una classe di conseguenza CC2 e lo stato limite SD, restituisce un $T_{ref} = 475$ anni.

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

- Noto il periodo di ritorno ($T_{ref} = 475$ anni) e il livello di sismicità, assunto basso per una ipotetica zona, tramite la tabella seguente si può dedurre il valore di $S_{\alpha,ref}$ che si assume pari a 2.

Low	1,0 – 2,5
Moderate	2,5 – 5,0
High	> 5,0

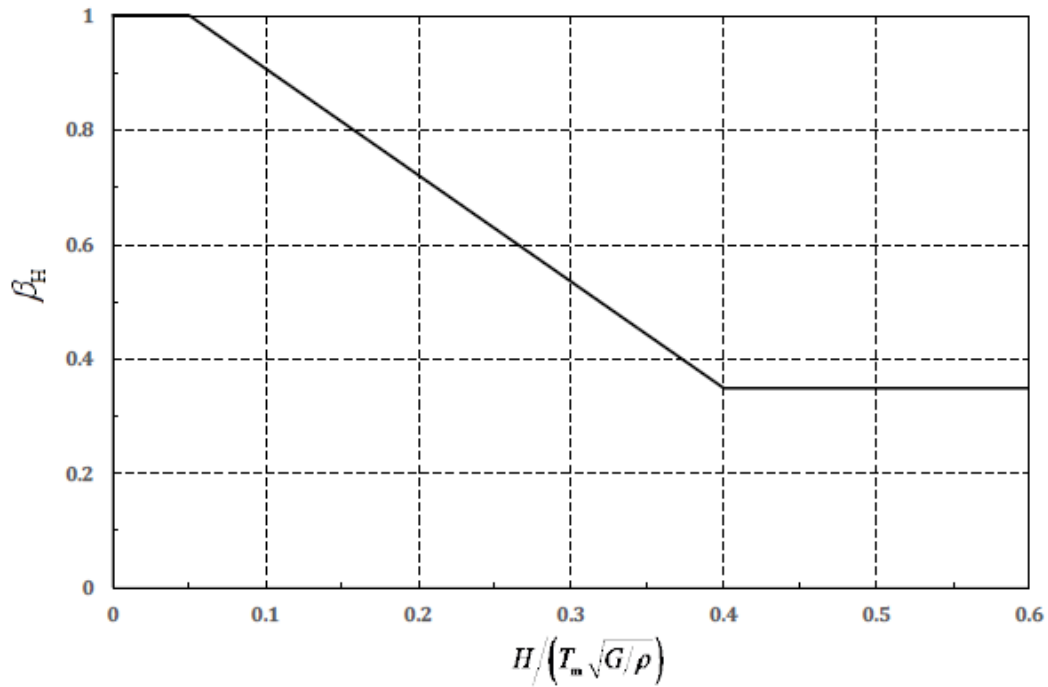
È quindi possibile ricavare il valore di S_{α} come segue:

$$S_{\alpha} = F_T F_{\alpha} S_{\alpha,RP} = 1 * 1,35 * 2 = 2,7$$

- F_A è il rapporto tra S_α e l'accelerazione spettrale di periodo zero che, in assenza di studi specifici, viene considerato pari a 2.5 come descritto nella tabella seguente fornita dall'EN 1998-1.

$T_A(s)$	χ	F_A	$T_D(s)$
0,02	4	2,5	$2 \quad \text{if } S_{\beta,RP} \leq 1 \text{ m/s}^2$ $1 + S_{\beta,RP} \quad \text{if } S_{\beta,RP} > 1 \text{ m/s}^2$

- β_H è un coefficiente che riflette la variazione spaziale con la profondità del movimento orizzontale del terreno all'interno del deposito di terreno in esame; sia nell'approccio basato sulla forza sia in quello basato sullo spostamento, β_H varia a seconda del modello e del metodo di analisi e può assumere valori $0 < \beta_H \leq 1$. Il coefficiente β_H che compare nella formula dovrebbe essere correlato all'altezza della parete in contatto con il suolo e con la lunghezza d'onda predominante del movimento sismico e ciò viene descritto nell'Allegato A.1 dell'EN 1998-5 tramite il grafico seguente.



Considerando la zona di terreno in condizioni di stato limite passivo:

- H è l'estensione dell'opera che si assume, inizialmente, pari a quella che si ottiene in condizioni statiche, ovvero 8.603 metri.
- ρ è la densità di massa del terreno che per gamma pari a 17 kN/m³ risulta uguale al valore γ/g , ovvero pari a 1733 Kg/m³.
- G è il modulo di taglio del terreno che si ottiene facendo riferimento alla formula seguente:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

in cui:

- E è il modulo elastico normale o modulo di Young che, nel caso di sabbia asciutta compatta, si assume pari 816 kg/cm^2 come stabilito dalla letteratura;
- ν è il modulo di Poisson che, come stabilito da letteratura, nel caso di terreno omogeneo costituito da sabbia, si assume pari a 1.

Sulla base di queste ipotesi si ricava un modulo di taglio del terreno G pari a 2040000 kg/m^2 .

- T_m è un periodo rappresentativo del contenuto di frequenza dell'azione sismica (nella categoria di sottosuolo A) e della risposta in frequenza del deposito del sito. In assenza di studi più specifici può essere calcolato usando la formula seguente.

$$T_m = T_B + T_C$$

Dove T_B e T_C sono i periodi dell'angolo inferiore e dell'angolo superiore dell'intervallo di accelerazione spettrale costante dell'azione sismica di riferimento definita in EN 1998-1.

$$T_C = \frac{S_\beta T_\beta}{S_\alpha} = \frac{4.5 * 1}{2.7} = 1.6667 \text{ s}$$

dove:

- $T_\beta = 1 \text{ s}$

- $S_{\beta} = F_T F_{\beta} S_{\beta,RP} = 1 * 2.25 * 2 = 4.5$
- F_{β} è il fattore di amplificazione del sito di periodo intermedio ($T = T_{\beta}$), che nel caso di suolo di categoria C, considerando il valore di default, si assume pari a 2.25.
- $S_{\beta,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\beta,ref}$; in cui $\gamma_{LS,CC}$ si considera pari a 1 considerando lo stato limite SD e una classe di conseguenza CC2 e noto il periodo di ritorno ($T_{ref} = 475$ anni) e il livello di sismicità basso della zona, si può dedurre il valore di $S_{\beta,ref}$ che si assume pari a 2.
- T_B dipende dal rapporto $\frac{T_C}{\chi}$ dove χ viene fornito dalla tabella seguente in assenza di studi specifici.

$T_A(s)$	χ	F_A	$T_D(s)$
0,02	4	2,5	$2 \quad \text{if } S_{\beta,RP} \leq 1 \text{ m/s}^2$ $1 + S_{\beta,RP} \quad \text{if } S_{\beta,RP} > 1 \text{ m/s}^2$

Visto che $\frac{T_C}{\chi} = \frac{1.6667 \text{ s}}{4} = 0.416675 > 0.10 \text{ s}$, si ha che $T_B = 0.10 \text{ s}$.

Quindi si ottiene $T_m = T_B + T_C = 0.10 + 1.6667 = 1.7667 \text{ s}$.

Sarà quindi possibile ricavare β_H tramite il grafico sopra riportato determinando il rapporto:

$$\frac{H}{T_m * \sqrt{\frac{G}{\rho}}} = \frac{8.603}{1.7667 * \sqrt{\frac{2040000}{1733}}} = 0.141929055$$

Entrando nel grafico con questo valore si ottiene un $\beta_H = 0.83$.

- χ_H è un coefficiente che riflette l'ampiezza degli spostamenti residui accettati del sistema suolo-struttura indotti dal movimento orizzontale del terreno per la classe di conseguenza e lo stato limite considerati.

Il valore di χ_H viene fornito dalla tabella seguente in funzione del range degli spostamenti residui accettabili della struttura di sostegno in esame.

χ_H for gravity retaining structure	1,5	2,0	2,5
χ_H for embedded retaining structure	1,0	1,5	2,0
Range of displacement (mm)	30-100	40-150	50-200

Per avere uno spostamento trascurabile della struttura di sostegno, che quindi viene considerata non duttile ovvero caratterizzata da un'assenza di spostamenti residui, le forze interne negli elementi strutturali vengono calcolate considerando $\chi_H = 1$, cioè si fa riferimento al valore più sfavorevole al fine di considerare la condizione più critica.

Quindi, nell'ipotesi di stato limite passivo, la componente orizzontale dell'accelerazione sismica equivalente viene determinata come segue:

$$a_H = \frac{\beta_H S_\alpha}{\chi_H F_A} = \frac{0.84}{1} \frac{2.7}{2.5} = 0.9072$$

La pressione totale esercitata dal terreno sulla struttura di sostegno può essere valutata come indicato nelle formule seguenti:

$$\sigma_a = -2c' \sqrt{K_{AE}} + K_{AE}(\sigma_v - u) + u \quad \text{per lo stato limite attivo}$$

$$\sigma_p = 2c' \sqrt{K_{PE}} + K_{PE}(\sigma_v - u) + u \quad \text{per lo stato limite passivo}$$

In cui:

- c' è la coesione del terreno che in questo caso si considera nulla;
- u è la pressione dell'acqua nei pori, che include le eventuali variazioni dovute agli effetti ciclici e in questo caso, per semplicità si assume nulla;
- σ_v è la tensione verticale totale;
- K_{AE} e K_{PE} sono rispettivamente i coefficienti di pressione attiva e passiva della terra.

Per una data geometria, i coefficienti K_{AE} e K_{PE} , come si vede di seguito, devono essere espressi come funzioni dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' del suolo,

dell'angolo di resistenza al taglio del contatto struttura-terreno δ_f e dell'inclinazione θ_{eq} delle forze agenti sul corpo rispetto alla verticale.

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

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

In cui:

- I coefficienti ψ_A e ψ_P sono dati dalle seguenti formule

$$\psi_A = 0.5 \left\{ \arcsin \left(\frac{\sin \delta_f}{\sin \phi'} \right) - \arcsin \left[\frac{\sin(\beta_{sl} + \theta_{eq})}{\sin \phi'} \right] - \delta_f + \beta_{sl} - \theta_{eq} \right\}$$

$$\psi_P = 0.5 \left\{ \arcsin \left(\frac{\sin \delta_f}{\sin \phi'} \right) + \arcsin \left[\frac{\sin(\beta_{sl} - \theta_{eq})}{\sin \phi'} \right] + \delta_f + \beta_{sl} + \theta_{eq} \right\}$$

- ϕ' è l'angolo di resistenza al taglio (in radianti) del suolo in termini di sollecitazioni efficaci;
- δ_f è l'angolo di attrito (in radianti) tra il suolo e l'opera di sostegno;
- β_{sl} è l'inclinazione (in radianti) della superficie del terreno;
- θ_{eq} è l'apparente inclinazione (in radianti) del campo di gravità nella situazione sismica analizzata, determinato tramite la seguente formula

adottabile nel caso di terreni di media-bassa permeabilità (con $k < 5 \cdot 10^{-3}$ m/s)

$$\theta_{eq} = \arctan(\alpha_H)$$

Sulla base di queste considerazioni introdotte dalla seconda generazione degli Eurocodici, si esegue il calcolo manuale della paratia a sbalzo in condizioni sismiche come di seguito riportato, considerando sempre un terreno omogeneo monogranulare costituito da sabbia asciutta.

Di seguito si sono considerate le prescrizioni progettuali proposte dalla seconda generazione degli Eurocodici al fine di eseguire un confronto con quelle stabilite dalle NTC 2018 che, nella tabella seguente, sono descritte nella prima riga. Cioè le condizioni di funzionamento della paratia progettata considerando le NTC 2018 sono quelle corrispondenti ai parametri:

- $\beta_H = 1$ che sarebbe β considerato nelle NTC 2018;
- $\chi_H = 1$ che sarebbe il parametro β considerato nelle NTC 2018.

Quindi in entrambe le condizioni progettuali la paratia viene considerata priva qualsiasi tipo di duttilità e il terremoto non viene mai scalato per tenere conto di un effetto di duttilità.

β_H	χ_H	S_α	F_A	g	a_H	α_H
		[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	
1	1	2.7	2.5	9.81	1.08	0.110091743
0.8	1	2.7	2.5	9.81	0.864	0.088073394
0.6	1	2.7	2.5	9.81	0.648	0.066055046
0.4	1	2.7	2.5	9.81	0.432	0.044036697

Attraverso le formule descritte precedentemente si ricavano i coefficienti di spinta passiva e attiva per ciascuno dei diversi valori di β_H considerati e anche in questo caso, in ciascuna delle tabelle seguenti, la prima riga fa riferimento alle condizioni di funzionamento della paratia progettata considerando le NTC 2018 al fine di confrontarle con quelle relative alla paratia progettata secondo i nuovi Eurocodici e cioè per $0 < \beta_H < 1$.

Coefficiente di spinta passiva K_{pe}						
angolo di attrito terreno-opera δf	angolo di attrito terreno ϕ'		β_{sl}	θ_{eq}	ψ_P	K_{PE}
[rad]	[°]	[rad]	[rad]	[rad]		
0	35	0.610865238	0	0.1096502	-0.04115651	3.467705378
0	35	0.610865238	0	0.0878467	-0.03285764	3.514016567
0	35	0.610865238	0	0.0659592	-0.02460411	3.55939402
0	35	0.610865238	0	0.0440083	-0.01638422	3.603864041

Coefficiente di spinta attiva K_{ae}						
angolo di attrito terreno-opera δf	angolo di attrito terreno ϕ'		β_{sl}	θ_{eq}	ψ_A	K_{AE}
[rad]	[°]	[rad]	[rad]	[rad]		
0	35	0.610865238	0	0.10965	-0.150806683	0.085329929
0	35	0.610865238	0	0.087847	-0.12070436	0.078731617
0	35	0.610865238	0	0.065959	-0.090563338	0.073199746
0	35	0.610865238	0	0.044008	-0.060392488	0.068619701

Al variare del coefficiente sismico α_H e quindi anche di β_H si ottengono diversi valori delle spinte attive e passive e quindi anche diverse profondità di infissione, come di seguito riportato.

- Per $\alpha_H = 0.110091$ e $\beta_H = 1$ (condizioni di funzionamento della paratia progettata considerando le NTC 2018):

Spinta Passiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{PE}	σ_{hPE} [kN/m ²]
0	0	0	0	3.467705378	0
3	0	0	0	3.467705378	0
5	0	0	0	3.467705378	0
6	17	35	17	3.467705378	58.95099143
7.050799937	17	35	34.86359893	3.467705378	120.8966895
9	17	35	68	3.467705378	235.8039657
12	17	35	119	3.467705378	412.65694

Spinta Attiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{AE}	σ_{hAE} [kN/m ²]
0	17	35	0	0.08532993	0
3	17	35	51	0.08532993	4.351826396
5	17	35	85	0.08532993	7.253043993
6	17	35	102	0.08532993	8.703652791
7.050799937	17	35	119.8635989	0.08532993	10.22795243
9	17	35	153	0.08532993	13.05547919
12	17	35	204	0.08532993	17.40730558

Per ricavare la profondità di infissione si esegue l'equilibrio dei momenti rispetto al piede della paratia a sbalzo considerando, inizialmente, un approfondimento di tentativo. In questo modo è possibile ottenere, in maniera iterativa, il valore della profondità di infissione ottimale, che determina appunto l'annullamento dei momenti. Di seguito sono riportate le tabelle con i calcoli svolti.

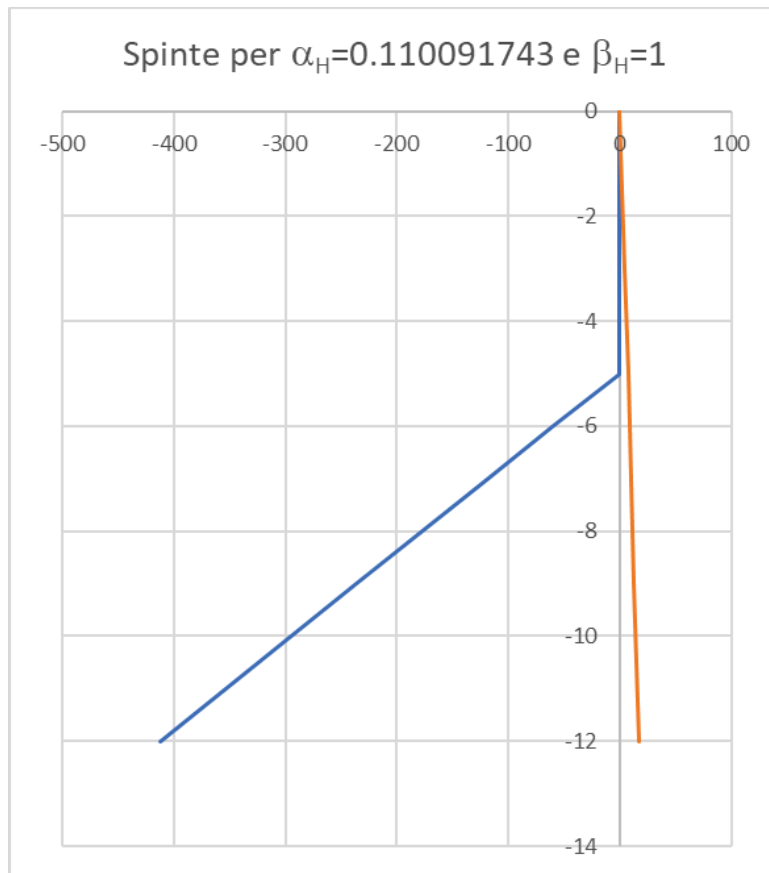
Forze Attive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	6.527739593	1	6.527739593
F2	18.13260998	1.666666667	30.22101664
F3	26.11095837	2	52.22191675
F4	58.74965634	3	176.248969
F5	104.4438335	4	417.775334
F6	36.05762316	2.350266646	84.74502904

Forze Passive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	29.47549571	0.333333333	9.825165238
F2	471.6079314	1.333333333	628.8105752
F3	1444.29929	2.333333333	3370.031677
F4	123.9674616	0.683599979	84.74415418

Eq. Momenti	$D_{\text{tentativo}}$ [m]
0.000874858	2.050799937

Si osserva, quindi, che la differenza tra i momenti agenti a monte della paratia e quelli agenti a valle è circa zero per una profondità di infissione di 2.05079 metri che, sommata ai 5 metri relativi all'altezza di ritenuta, determinano l'altezza totale della paratia di 7.05079 metri.

Di seguito è riportato il grafico relativo all'andamento della spinta attiva e di quella passiva.



Peraltro questo risultato poteva essere ricavato anche analiticamente facendo riferimento come detto al caso teorico di Blum, ovvero considerando la seguente formula analitica:

$$f(d^3) = K_{PE}d^3 - K_{AE}(h + d)^3$$

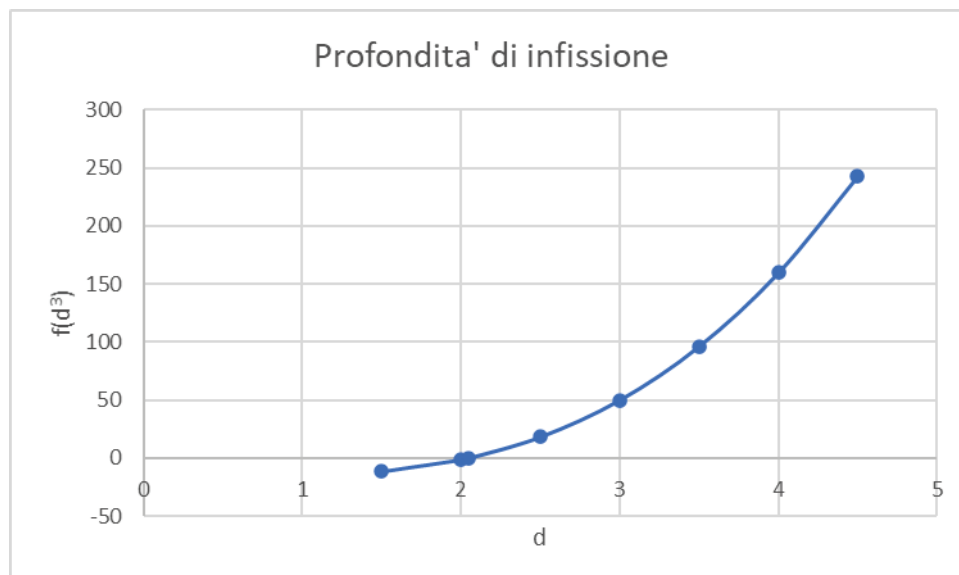
In cui:

- K_{PE} e' il coefficiente sismico di spinta passiva;
- d e' la profondita' di infissione;
- K_{AE} e' il coefficiente sismico di spinta attiva;
- h e' l'altezza di ritenuta, in questo caso pari a 5 metri.

In maniera iterativa, considerando diversi valori della profondita' di infissione, l'equazione sopra descritta si annulla, anche in questo caso, per $d = 2.05079$ metri, come si puo' vedere nella tabella seguente.

$f(d^3) = K_{PE}d^3 - K_{AE}(h + d)^3 = 0$	d [m]	h [m]
-11.73022619	1.5	5
-1.526522734	2	5
-0.000624273	2.05079	5
18.1843326	2.5	5
49.93912139	3	5
96.27462524	3.5	5
159.7276257	4	5
242.8349044	4.5	5

Per capire meglio come si comporta la profondita' di infissione al variare della funzione $f(d^3)$ si introduce il grafico seguente in cui si osserva che la profondita' di infissione aumenta esponenzialmente all'aumentare della funzione $f(d^3)$.



- Per $\alpha_H = 0.088073$ e $\beta_H = 0.8$ (condizioni di funzionamento della paratia progettata considerando gli Eurocodici):

Considerando lo stesso procedimento appena descritto si ottengono i seguenti risultati.

Spinta Passiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{PE}	σ_{hPE} [kN/m ²]
0	0	0	0	3.514016567	0
3	0	0	0	3.514016567	0
5	0	0	0	3.514016567	0
6	17	35	17	3.514016567	59.73828164
6.962939554	17	35	33.36997241	3.514016567	117.2626359
9	17	35	68	3.514016567	238.9531266
12	17	35	119	3.514016567	418.1679715

Spinta Attiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{AE}	σ_{hAE} [kN/m ²]
0	17	35	0	0.07873162	0
3	17	35	51	0.07873162	4.015312442
5	17	35	85	0.07873162	6.692187403
6	17	35	102	0.07873162	8.030624884
6.962939554	17	35	118.3699724	0.07873162	9.319459274
9	17	35	153	0.07873162	12.04593733
12	17	35	204	0.07873162	16.06124977

Eseguendo l'equilibrio dei momenti rispetto al piede della paratia si ricavano i risultati seguenti.

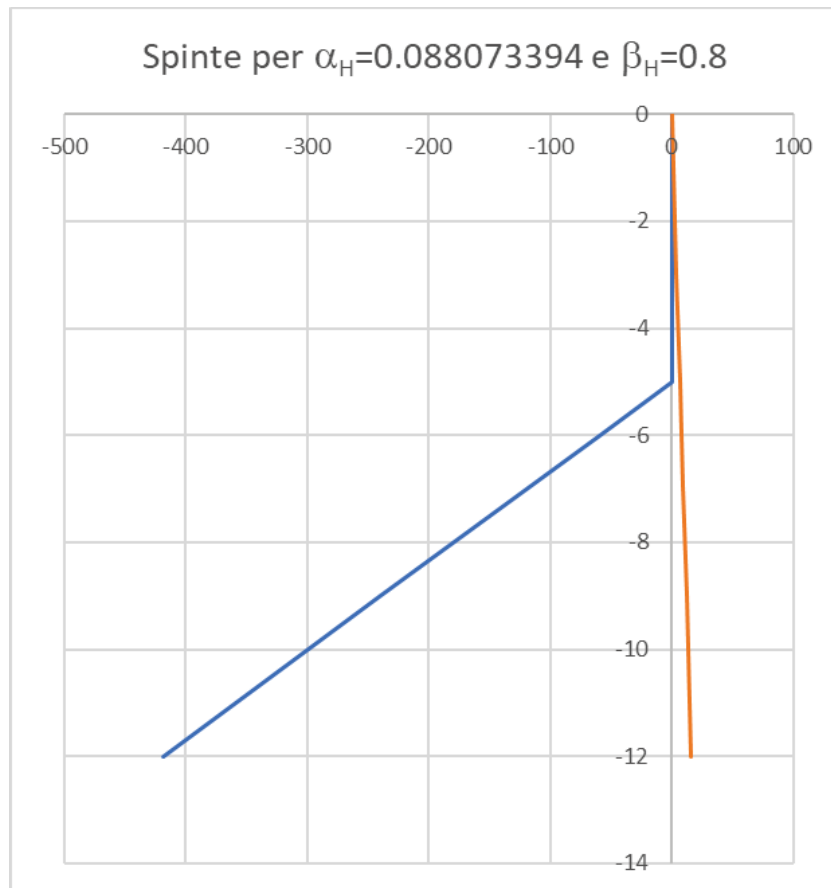
Forze Attive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	6.022968663	1	6.022968663
F2	16.73046851	1.666666667	27.88411418
F3	24.09187465	2	48.1837493
F4	54.20671796	3	162.6201539
F5	96.3674986	4	385.4699944
F6	32.4454158	2.320979851	75.30515633

Forze Passive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	29.86914082	0.333333333	9.956380274
F2	477.9062532	1.333333333	637.2083375
F3	1463.5879	2.333333333	3415.038434
F4	115.0897331	0.654313185	75.30472977

Eq. Momenti	D _{tentativo} [m]
0.000426562	1.962939554

Si osserva, quindi, che la differenza tra i momenti agenti a monte della paratia e quelli agenti a valle è circa zero per una profondità di infissione di 1.962939 metri che, sommata ai 5 metri relativi all'altezza di ritenuta, determinano un approfondimento totale di 6.962939 metri.

Di seguito è riportato il grafico relativo all'andamento della spinta attiva e di quella passiva.



- Per $\alpha_H = 0.066055$ e $\beta_H = 0.6$ (condizioni di funzionamento della paratia progettata considerando gli Eurocodici):

Spinta Passiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{PE}	σ_{hPE} [kN/m ²]
0	0	0	0	3.55939402	0
3	0	0	0	3.55939402	0
5	0	0	0	3.55939402	0
6	17	35	17	3.55939402	60.50969833
6.886813144	17	35	32.07582344	3.55939402	114.1704941
9	17	35	68	3.55939402	242.0387933
12	17	35	119	3.55939402	423.5678883

Spinta Attiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{AE}	σ_{hAE} [kN/m ²]
0	17	35	0	0.07319975	0
3	17	35	51	0.07319975	3.73318703
5	17	35	85	0.07319975	6.221978384
6	17	35	102	0.07319975	7.466374061
6.886813144	17	35	117.0758234	0.07319975	8.569920503
9	17	35	153	0.07319975	11.19956109
12	17	35	204	0.07319975	14.93274812

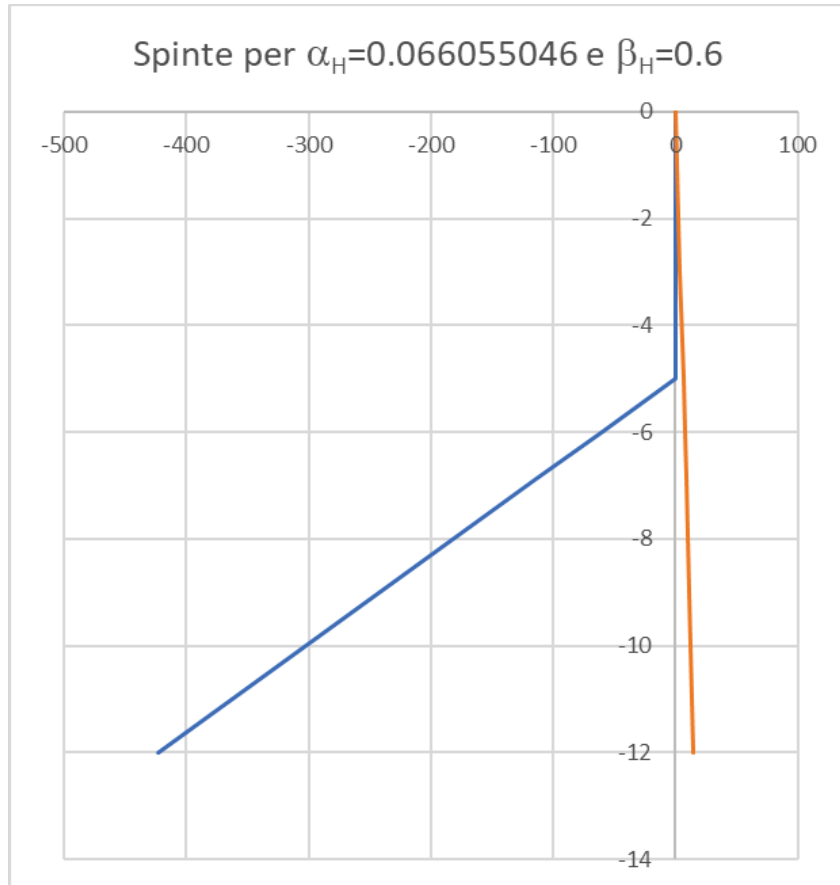
Forze Attive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	5.5997805	1	5.599780546
F2	15.554946	1.666666667	25.92490993
F3	22.399122	2	44.79824437
F4	50.398025	3	151.1940747
F5	89.596489	4	358.3859549
F6	29.509721	2.295604381	67.74264385

Forze Passive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	30.254849	0.333333333	10.08494972
F2	484.07759	1.333333333	645.4367822
F3	1482.4876	2.333333333	3459.137755
F4	107.70919	0.628937715	67.7423746

Eq. Momenti	$D_{tentativo}$ [m]
0.000269247	1.886813144

Si osserva, quindi, che la differenza tra i momenti agenti a monte della paratia e quelli agenti a valle è circa zero per una profondità di infissione di 1.886813 metri che, sommata ai 5 metri relativi all'altezza di ritenuta, determinano un approfondimento totale di 6.886813 metri.

Di seguito è riportato il grafico relativo all'andamento della spinta attiva e di quella passiva.



- Per $\alpha_H = 0.044036$ e $\beta_H = 0.4$ (condizioni di funzionamento della paratia progettata considerando gli Eurocodici)

Spinta Passiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{PE}	σ_{HPE} [kN/m ²]
0	0	0	0	3.603864041	0
3	0	0	0	3.603864041	0
5	0	0	0	3.603864041	0
6	17	35	17	3.603864041	61.26568869
6.821559796	17	35	30.96651653	3.603864041	111.5991154
9	17	35	68	3.603864041	245.0627548
12	17	35	119	3.603864041	428.8598208

Spinta Attiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{AE}	σ_{hAE} [kN/m ²]
0	17	35	0	0.0686197	0
3	17	35	51	0.0686197	3.499604746
5	17	36	85	0.0686197	5.832674577
6	17	35	102	0.0686197	6.999209493
6.821559796	17	35	115.9665165	0.0686197	7.95758768
9	17	35	153	0.0686197	10.49881424
12	17	35	204	0.0686197	13.99841899

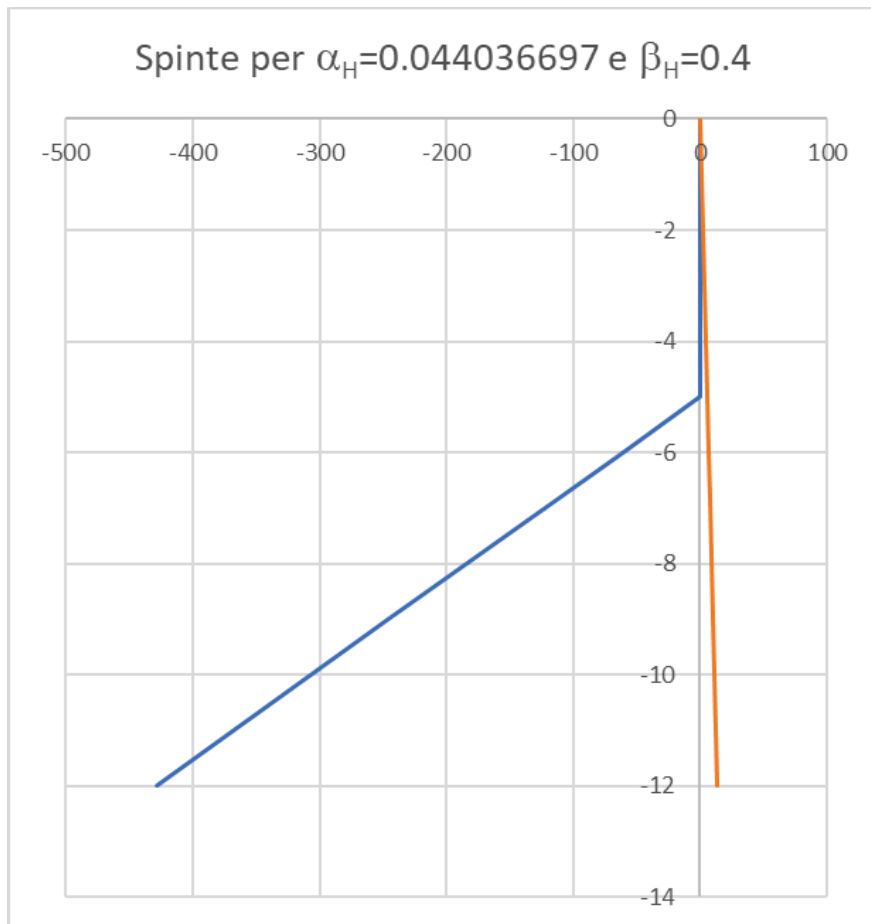
Forze Attive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	5.2494071	1	5.249407119
F2	14.581686	1.666666667	24.30281074
F3	20.997628	2	41.99525696
F4	47.244664	3	141.7339922
F5	83.990514	4	335.9620556
F6	27.14158	2.273853265	61.71597053

Forze Passive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	30.632844	0.333333333	10.21094811
F2	490.12551	1.333333333	653.5006794
F3	1501.0094	2.333333333	3502.355203
F4	101.64223	0.607186599	61.71580049

Eq. Momenti	$D_{tentativo}$ [m]
0.000170038	1.821559796

Si osserva, quindi, che la differenza tra i momenti agenti a monte della paratia e quelli agenti a valle è circa zero per una profondità di infissione di 1.821559 metri che, sommata ai 5 metri relativi all'altezza di ritenuta, determinano un approfondimento totale di 6.821559 metri.

Di seguito è riportato il grafico relativo all'andamento della spinta attiva e di quella passiva.



Dopo aver studiato la condizione sismica, considerando un angolo di attrito del terreno $\varphi=35^\circ$, si esegue lo stesso procedimento variando quest'ultimo valore al fine di individuare quale sia l'influenza del parametro β_H (che sarebbe l' α citato nelle NTC 2018 e che quest'ultime consigliano di considerarlo pari a 1) sulla profondità di infissione al variare dell'angolo di attrito del terreno. Le stesse procedure di calcolo Excel, quindi, vengono eseguite considerando altri tre diversi angoli di attrito: 25° , 30° e 38° i cui risultati tabellati non vengono riportati di seguito.

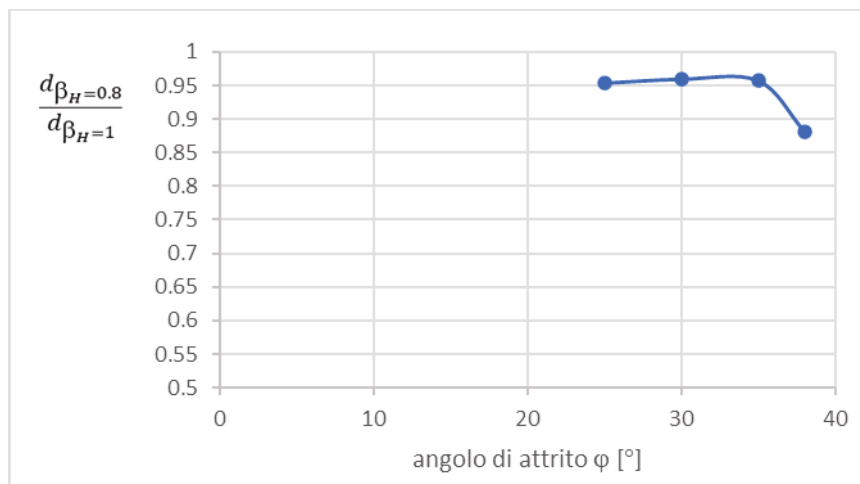
L'obiettivo è quello di eseguire un'analisi parametrica al fine di studiare l'effetto del parametro β_H sulla profondità di infissione variando, in questo caso, l'angolo di attrito. Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori delle diverse profondità di infissione che si ottengono al variare del parametro β_H e dell'angolo di attrito φ .

β_H [m]	d [m] (a $\varphi=35^\circ$)	d [m] (a $\varphi=30^\circ$)	d [m] (a $\varphi=38^\circ$)	d [m] (a $\varphi=25^\circ$)
1	2.050799937	3.677162808	0.840943136	5.742197942
0.8	1.962939554	3.527343604	0.741206334	5.475057652
0.6	1.886813144	3.395025916	0.653772875	5.241752391
0.4	1.821559796	3.27825735	0.582064136	5.037353378

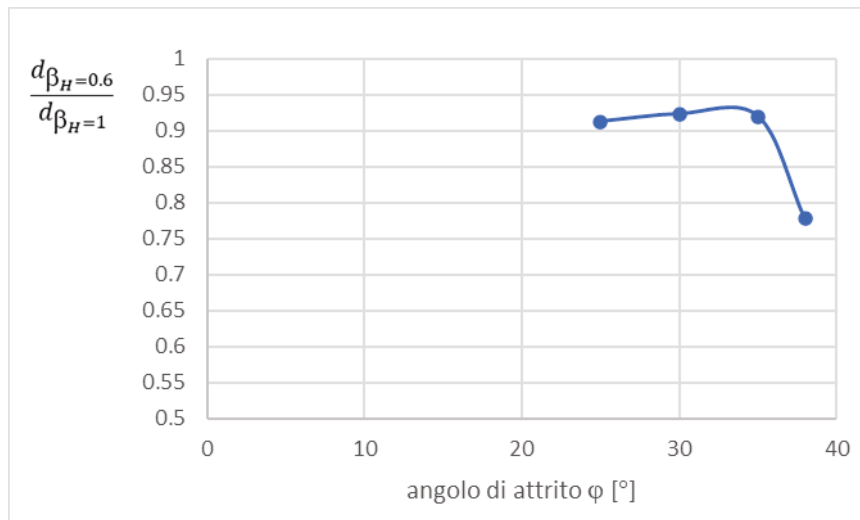
Per confrontare il parametro $\alpha=1$ introdotto dalle NTC 2018 e il parametro β_H considerato nell'Eurocodice, si esegue una normalizzazione che consente di individuare l'eventuale incremento o decremento della profondità di infissione calcolata tramite il nuovo Eurocodice rispetto a quella ottenuta con le NTC 2018.

La profondità di infissione che si ottiene attraverso le NTC 2018 è quella che si deduce applicando l'Eurocodice considerando $\beta_H = 1$. Quindi per mettere a confronto questi due parametri si normalizzano i valori di β_H forniti dall'Eurocodice in funzione di $\beta_H = 1$ che rappresenta la soluzione fornita dalle NTC 2018. Si esegue un rapporto tra le diverse profondità di infissione che si hanno considerando i valori di β_H consigliati dalla nuova normativa europea e la profondità di infissione ottenuta tramite le NTC 2018 per $\beta_H = 1$; tale rapporto serve per ottenere la percentuale di riduzione della profondità di infissione rispetto a quella che si ottiene tramite la normativa italiana. Esso viene poi graficato in funzione dell'angolo di attrito come di seguito riportato.

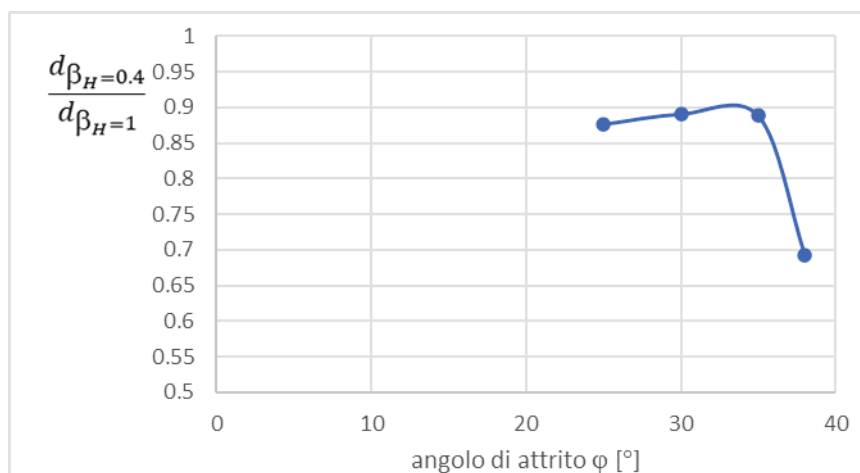
$\frac{d\beta_{H=0.8}}{d\beta_{H=1}}$	$\varphi [^\circ]$
0.953477694	25
0.959256848	30
0.957157994	35
0.881398875	38



$\frac{d\beta_{H=0.6}}{d\beta_{H=1}}$	$\varphi [^\circ]$
0.912847736	25
0.923273212	30
0.920037645	35
0.77742816	38



$\frac{d_{\beta_H=0.4}}{d_{\beta_H=1}}$	φ [°]
0.877251782	25
0.891518141	30
0.888219159	35
0.692156356	38



Osservando le tabelle e i grafici si nota che al diminuire di β_H e all'aumentare dell'angolo di attrito, tende a diminuire il rapporto tra la profondità di infissione ottenuta attraverso la normativa europea e quella ricavata tramite la normativa

nazionale e si riduce, appunto, il valore percentuale che determina quindi un aumento del decremento della lunghezza di infissione ottenuta attraverso l'Eurocodice rispetto a quella che si ricava tramite le NTC 2018.

Si svolge, poi, un'analisi in termini di momento flettente massimo che agisce sulla paratia a sbalzo sempre con lo scopo di studiare l'effetto del parametro β_H sul comportamento dell'opera esaminata.

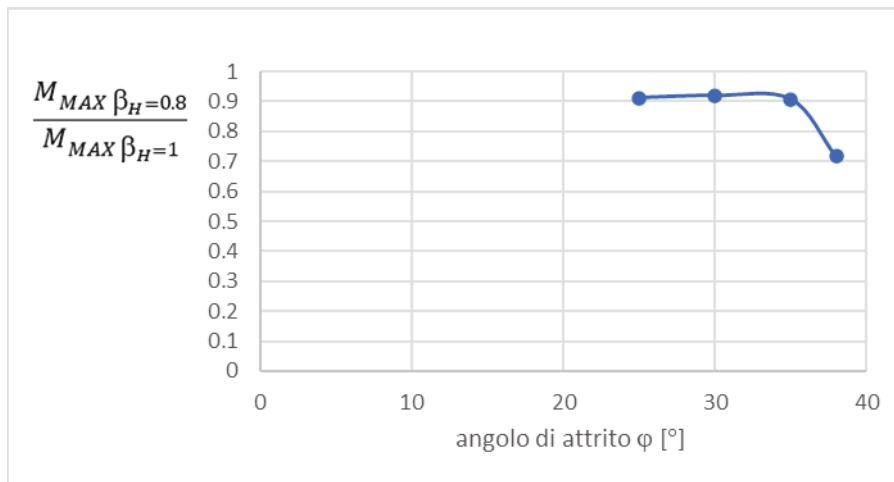
$$M_{max} = \frac{1}{6} \gamma [K_{AE}(h + x)^3 - K_{PE}x^3]$$

In cui:

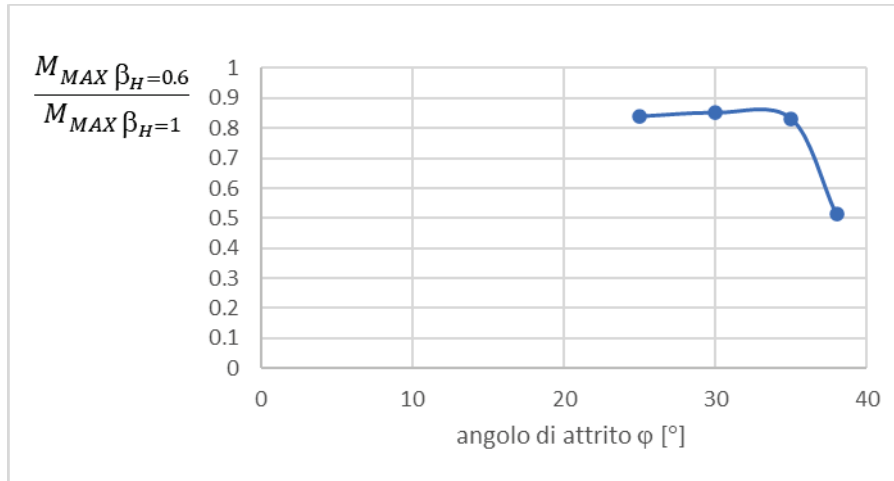
- $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ è il peso specifico del terreno;
- K_{AE} è il coefficiente di spinta attiva del terreno in condizioni sismiche;
- K_{PE} è il coefficiente di spinta passiva del terreno in condizioni sismiche;
- $h = 5 \text{ m}$ è l'altezza di ritenuta;
- x è la profondità in corrispondenza della quale si ha il valore nullo della sollecitazione flettente: $x = \frac{h}{\sqrt{\frac{K_{PE}}{K_{AE}} - 1}}$.

Quindi, anche in questo caso, si normalizzano i valori dei momenti massimi ottenuti per i diversi β_H forniti dall'Eurocodice in funzione del massimo momento flettente che si ottiene considerando $\beta_H = 1$, che rappresenta la soluzione fornita dalle NTC 2018. Ogni rapporto consente di ottenere, al variare di β_H , la percentuale di riduzione del massimo momento flettente ottenuto tramite la normativa europea rispetto a quello che si ottiene tramite la normativa italiana. Ciascun rapporto viene poi graficato in funzione dell'angolo di attrito come di seguito riportato.

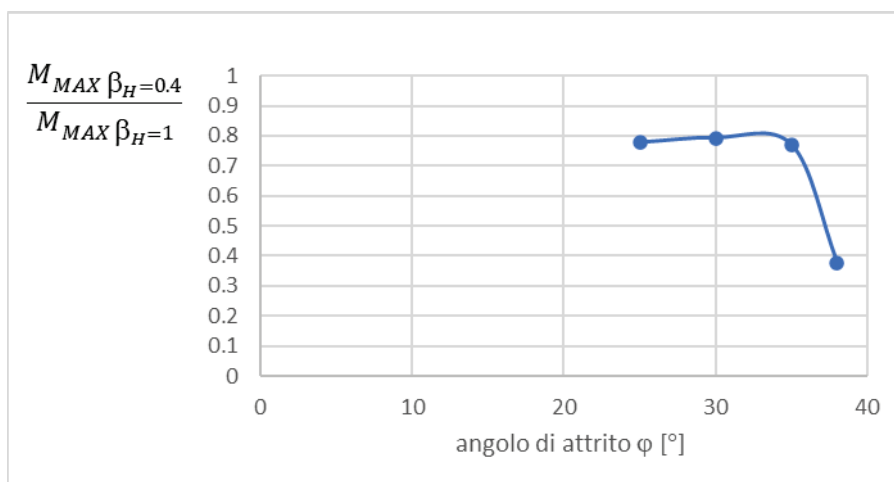
$\frac{M_{MAX} \beta_{H=0.8}}{M_{MAX} \beta_{H=1}}$	φ [°]
0.912198164	25
0.919154281	30
0.907149881	35
0.717328551	38



$\frac{M_{MAX} \beta_{H=0.6}}{M_{MAX} \beta_{H=1}}$	φ [°]
0.838886011	25
0.850852309	30
0.831095359	35
0.513872296	38



$\frac{M_{MAX} \beta_H=0.4}{M_{MAX} \beta_H=1}$	ϕ [°]
0.777307403	25
0.793078351	30
0.769331251	35
0.376804889	38



Osservando le tabelle e i grafici si nota che al diminuire di β_H e all'aumentare dell'angolo di attrito, tende a diminuire il rapporto tra il massimo momento flettente ottenuto attraverso la normativa europea e quello ricavato tramite la normativa nazionale e si riduce, appunto, il valore percentuale che determina quindi un aumento del decremento del massimo momento flettente ottenuto attraverso l'Eurocodice rispetto a quello che si ricava tramite le NTC 2018.

Per eseguire al meglio un confronto tra le due normative, oltre al progetto della paratia a sbalzo si esegue il calcolo manuale di una paratia ancorata al fine di individuare eventuali aspetti in comune o differenze.

2.2.3 PARATIA ANCORATA – Comportamento Statico

Nel seguito sono riportate le tabelle Excel con i calcoli eseguiti per la determinazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva e delle spinte vere e proprie nel caso di terreno omogeneo monogranulare asciutto con angolo di attrito del terreno pari a 35° e peso specifico, considerando una sabbia asciutta, pari a 17 kN/m^3 .

Coefficiente di spinta attivo Ka e passivo Kp								
angolo di attrito terreno-opera		angolo di attrito terreno		inclinazione p.c. β	inclinazione muro θ	angolo sismico δ	Ka	Kp
[°]	[rad]	[°]	[rad]				[-]	
0		35	0.6109	0	0	0	0.2709901	3.6901723

Nella tabella seguente sono riportati i valori della spinta passiva per ciascuno strato considerando:

$$- \sigma_{hp} = k_p \sigma_0$$

Spinta Passiva in condizioni statiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_p	σ_{hp} [kN/m ²]
0	0	0	0	3.690172332	0
3	0	0	0	3.690172332	0
5	0	0	0	3.690172332	0
6	0	0	0	3.690172332	0
8	0	0	0	3.690172332	0
9	17	35	17	3.690172332	62.73292965
10.3195298	17	35	39.4320066	3.690172332	145.5108997
12	17	35	68	3.690172332	250.9317186

Invece, nella tabella seguente sono riportati i valori della spinta attiva per ciascuno strato, considerando:

- $\sigma_0 = \gamma z$
- $u = 0$
- $\sigma_{ha} = K_a \sigma_0$

Spinta Attiva in condizioni statiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_a	σ_{ha} [kN/m ²]
0	17	35	0	0.27099	0
3	17	35	51	0.27099	13.82049276
5	17	35	85	0.27099	23.0341546
6	17	35	102	0.27099	27.64098552
8	17	35	136	0.27099	36.85464736
9	17	35	153	0.27099	41.46147828
10.31953	17	35	175.43201	0.27099	47.54032896
12	17	35	204	0.27099	55.28197104

Per ricavare la profondità di infissione si esegue l'equilibrio dei momenti rispetto al punto di ancoraggio della paratia considerando, inizialmente, un approfondimento di tentativo. In questo modo è possibile ottenere, in maniera iterativa, il valore della profondità di infissione ottimale, che determina appunto l'annullamento dei momenti. Di seguito sono riportate le tabelle con i calcoli svolti.

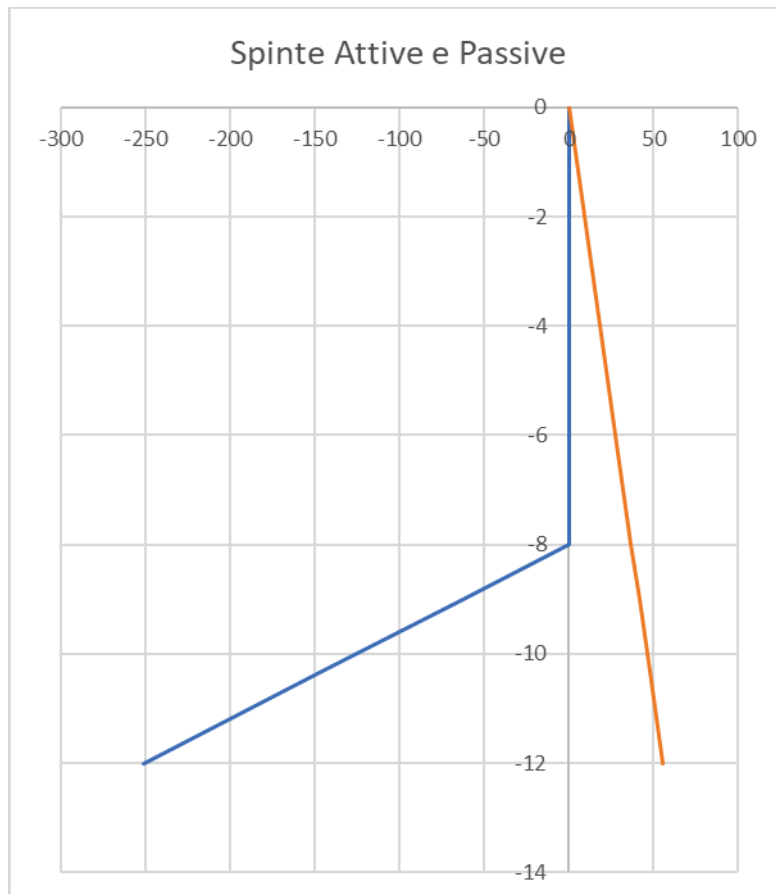
Forza Attiva [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	20.73073914	1	20.73073914
F2	57.5853865	2.333333333	134.3659018
F3	82.92295656	3	248.7688697
F4	147.4185894	4.333333333	638.8138876
F4	186.5766523	5	932.8832613
F5	331.6918262	7	2321.842784
F6	245.2969207	5.879686533	1442.269001

Forze Passive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	31.36646482	7.666666667	240.4762303
F2	501.8634372	9.666666667	4851.346559
F3	168.7584341	8.5463532	1442.269183

Eq. Momenti	$D_{\text{tentativo}}$ [m]
-0.000181661	2.3195298

Si osserva, quindi, che la differenza tra i momenti agenti a monte della paratia e quelli agenti a valle è circa zero per una profondità di infissione di 2.3195 metri che, sommata agli 8 metri relativi all'altezza di ritenuta, determinano un approfondimento totale di 10.3195 metri. La differenza tra la forza attiva e quella passiva determina un tiro all'ancoraggio di 76.5384 kN.

Di seguito è riportato il grafico relativo all'andamento della spinta attiva e di quella passiva.



Quindi, riassumendo, le azioni agenti sulla paratia sono il tiro nell'ancoraggio, la spinta passiva agente a valle della paratia e la spinta attiva agente a monte. Il valore della profondità di infissione della paratia, si calcola imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno al punto di applicazione del sistema di ancoraggio. Da questo deriva la seguente formula analitica.

$$f(d^3) = \frac{1}{2} \gamma K_p d^2 \left(h + \frac{2}{3} d - s \right) - \frac{1}{2} \gamma K_a (h + d)^2 \left(\frac{2}{3} (h + d) - s \right)$$

In cui:

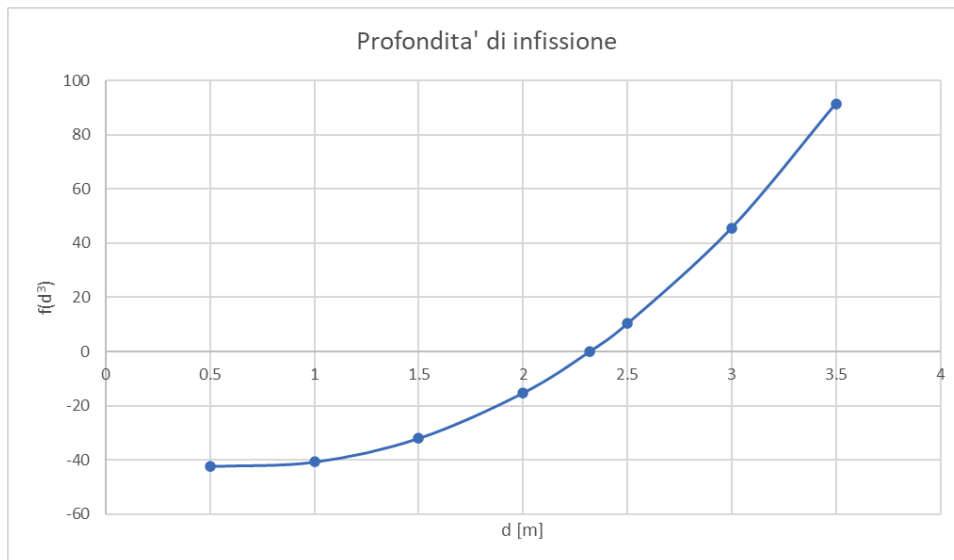
- $s = 1$ m è la profondità del punto di applicazione del vincolo;
- $h = 8$ m è l'altezza di ritenuta.

Tramite questa formula analitica si esegue un ulteriore calcolo della profondità di infissione, a scopo di verifica, come di seguito riportato.

$f(d^3) = \frac{1}{2}K_p d^2 \left(h + \frac{2}{3}d - s \right) - \frac{1}{2}K_a (h + d)^2 \left(\frac{2}{3}(h + d) - s \right)$	d [m]	h [m]	s [m]
-42.30174865	0.5	8	1
-40.72982535	1	8	1
-32.00672204	1.5	8	1
-15.27764313	2	8	1
1.06859E-05	2.3195298	8	1
10.31220693	2.5	8	1
45.61762371	3	8	1
91.4934028	3.5	8	1

In maniera iterativa, considerando diversi valori della profondità di infissione, l'equazione sopra descritta si annulla, anche in questo caso, per $d = 2.3195$ metri.

Per capire meglio come si comporta la profondità di infissione al variare della funzione $f(d^3)$ si introduce il grafico seguente.



Si osserva che la profondita' di infissione aumenta esponenzialmente con l'aumentare della funzione $f(d^3)$.

2.2.4 PARATIA ANCORATA - Comportamento Sismico

Sulla base delle stesse considerazioni fatte per il calcolo della paratia a sbalzo ed introdotte dalla seconda generazione degli Eurocodici, si esegue il calcolo manuale della paratia ancorata in condizioni sismiche come di seguito riportato, considerando, anche in questo caso, un terreno omogeneo monogranulare costituito da sabbia asciutta. Di seguito si son considerate le prescrizioni progettuali proposte dalla seconda generazione degli Eurocodici al fine di eseguire un confronto con quelle stabilite dalle NTC 2018 che, nella tabella seguente, sono descritte nella prima riga. Cioè le condizioni di funzionamento della paratia progettata considerando le NTC 2018 sono quelle corrispondenti ai parametri:

- $\beta_H = 1$ che sarebbe l' α considerato nelle NTC 2018;
- $\chi_H = 1$ che sarebbe il parametro β considerato nelle NTC 2018.

Quindi in entrambe le condizioni progettuali la paratia viene considerata priva qualsiasi tipo di duttilità e il terremoto non viene mai scalato per tenere conto di un effetto di duttilità.

β_H	χ_H	S_a	F_A	g	a_H	α_H
		[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	[m/s ²]	
1	1	2.7	2.5	9.81	1.08	0.110091743
0.8	1	2.7	2.5	9.81	0.864	0.088073394
0.6	1	2.7	2.5	9.81	0.648	0.066055046
0.4	1	2.7	2.5	9.81	0.432	0.044036697

Attraverso le formule descritte precedentemente si ricavano i coefficienti di spinta passiva e attiva per ciascuno dei diversi valori di β_H considerati e anche in questo caso, in ciascuna delle tabelle seguenti, la prima riga fa riferimento alle condizioni di funzionamento della paratia progettata considerando le NTC 2018 al fine di confrontarle con quelle relative alla paratia progettata secondo i nuovi Eurocodici e cioè per $0 < \beta_H < 1$.

Coefficiente di spinta passiva K_{pe}						
angolo di attrito terreno-opera δf	angolo di attrito terreno ϕ'		β_{sl}	θ_{eq}	ψ_P	K_{pe}
[rad]	[°]	[rad]	[rad]	[rad]		
0	35	0.610865238	0	0.1096502	-0.04115651	3.467705378
0	35	0.610865238	0	0.0878467	-0.03285764	3.514016567
0	35	0.610865238	0	0.0659592	-0.02460411	3.55939402
0	35	0.610865238	0	0.0440083	-0.01638422	3.603864041

Coefficiente di spinta attiva K_{ae}						
angolo di attrito terreno-opera δf	angolo di attrito terreno ϕ'		β_{sl}	θ_{eq}	ψ_A	K_{ae}
[rad]	[°]	[rad]	[rad]	[rad]		
0	35	0.610865238	0	0.109650172	-0.150806683	0.085329929
0	35	0.610865238	0	0.087846722	-0.12070436	0.078731617
0	35	0.610865238	0	0.065959225	-0.090563338	0.073199746
0	35	0.610865238	0	0.044008265	-0.060392488	0.068619701

Al variare del coefficiente sismico α_H e quindi anche di β_H si ottengono diversi valori delle spinte attive e passive e quindi anche diverse profondità di infissione, come di seguito riportato.

- Per $\alpha_H = 0.110091$ e $\beta_H = 1$:

Spinta Passiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{PE}	σ_{hPE} [kN/m ²]
0	0	0	0	3.467705378	0
3	0	0	0	3.467705378	0
5	0	0	0	3.467705378	0
6	0	0	0	3.467705378	0
8	0	0	0	3.467705378	0
9	17	35	17	3.467705378	58.95099143
9.165475373	17	35	19.81308134	3.467705378	68.70592871
12	17	35	68	3.467705378	235.8039657

Spinta Attiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{AE}	σ_{hAE} [kN/m ²]
0	17	35	0	0.085329929	0
3	17	35	51	0.085329929	4.351826396
5	17	35	85	0.085329929	7.253043993
6	17	35	102	0.085329929	8.703652791
8	17	35	136	0.085329929	11.60487039
9	17	35	153	0.085329929	13.05547919
9.165475373	17	35	155.8130813	0.085329929	13.29551922
12	17	35	204	0.085329929	17.40730558

Per ricavare la profondità di infissione si esegue l'equilibrio dei momenti rispetto al punto di ancoraggio della paratia ancorata considerando, inizialmente, un approfondimento di tentativo. In questo modo è possibile ottenere, in maniera iterativa, il valore della profondità di infissione ottimale, che determina appunto l'annullamento dei momenti. Di seguito sono riportate le tabelle con i calcoli svolti.

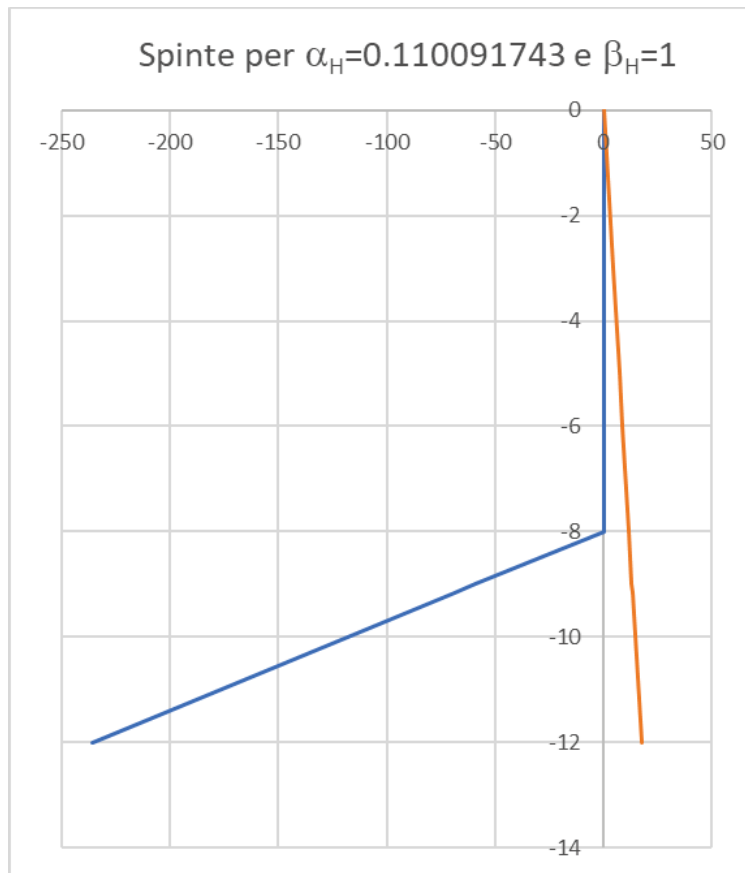
Forze Attive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	6.527739593	1	6.527739593
F2	18.13260998	2.333333333	42.30942329
F3	26.11095837	3	78.33287512
F4	46.41948155	4.333333333	201.1510867
F4	58.74965634	5	293.7482817
F5	104.4438335	7	731.1068345
F6	60.92987698	5.110316915	311.370981

Forze Passive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	29.47549571	7.666666667	225.9788005
F2	471.6079314	9.666666667	4558.87667
F3	40.03753394	7.776983582	311.3712441

Eq. Momenti	D _{tentativo} [m]
-0.0002631	1.165475373

Si osserva, quindi, che la differenza tra i momenti agenti a monte della paratia e quelli agenti a valle è circa zero per una profondità di infissione di 1.1654 metri che, sommata agli 8 metri relativi all'altezza di ritenuta, determinano un approfondimento totale di 9.1654 metri. La differenza tra la forza attiva e quella passiva determina un tiro all'ancoraggio di 20.8923 kN.

Di seguito è riportato il grafico relativo all'andamento della spinta attiva e di quella passiva.



Peraltro questo risultato poteva essere ricavato anche analiticamente facendo riferimento come detto al caso teorico di Blum, considerando la seguente formula:

$$f(d^3) = \frac{1}{2} \gamma K_{PE} d^2 \left(h + \frac{2}{3} d - s \right) - \frac{1}{2} \gamma K_{AE} (h + d)^2 \left(\frac{2}{3} (h + d) - s \right)$$

In maniera iterativa, considerando diversi valori della profondità' di infissione, l'equazione sopra descritta si annulla, anche in questo caso, per $d = 1.1654$ metri, come si puo' vedere nella tabella seguente.

$f(d^3) = \frac{1}{2}K_{PE}d^2\left(h + \frac{2}{3}d - s\right) - \frac{1}{2}K_{AE}(h + d)^2\left(\frac{2}{3}(h + d) - s\right)$	d [m]	h [m]	s [m]
-10.38424468	0.5	8	1
-0.270103989	1	8	1
4.752976621	1.165475242	8	1
17.6463738	1.5	8	1
44.23211503	2	8	1
80.35404605	2.5	8	1
126.8790932	3	8	1
184.6741828	3.5	8	1

Per capire meglio come si comporta la profondita' di infissione al variare della funzione $f(d^3)$ si introduce il grafico seguente in cui si osserva che la profondita' di infissione aumenta esponenzialmente all'aumentare della funzione $f(d^3)$.



- Per $\alpha_H = 0.088073$ e $\beta_H = 0.8$ (condizioni di funzionamento della paratia progettata considerando le NTC 2018):

Considerando lo stesso procedimento appena descritto si ottengono i seguenti risultati.

Spinta Passiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{PE}	σ_{hPE} [kN/m ²]
0	0	0	0	3.514016567	0
3	0	0	0	3.514016567	0
5	0	0	0	3.514016567	0
6	0	0	0	3.514016567	0
8	0	0	0	3.514016567	0
9	17	35	17	3.514016567	59.73828164
9.102968623	17	35	18.75046659	3.514016567	65.88945024
12	17	35	68	3.514016567	238.9531266

Spinta Attiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{AE}	σ_{hAE} [kN/m ²]
0	17	35	0	0.078731617	0
3	17	35	51	0.078731617	4.015312442
5	17	35	85	0.078731617	6.692187403
6	17	35	102	0.078731617	8.030624884
8	17	35	136	0.078731617	10.70749984
9	17	35	153	0.078731617	12.04593733
9.102968623	17	35	154.7504666	0.078731617	12.18375439
12	17	35	204	0.078731617	16.06124977

Per ricavare la profondità di infissione si esegue l'equilibrio dei momenti rispetto al punto di ancoraggio della paratia ancorata considerando, inizialmente, un approfondimento di tentativo. In questo modo è possibile ottenere, in maniera iterativa, il valore della profondità di infissione ottimale, che determina appunto l'annullamento dei momenti. Di seguito sono riportate le tabelle con i calcoli svolti.

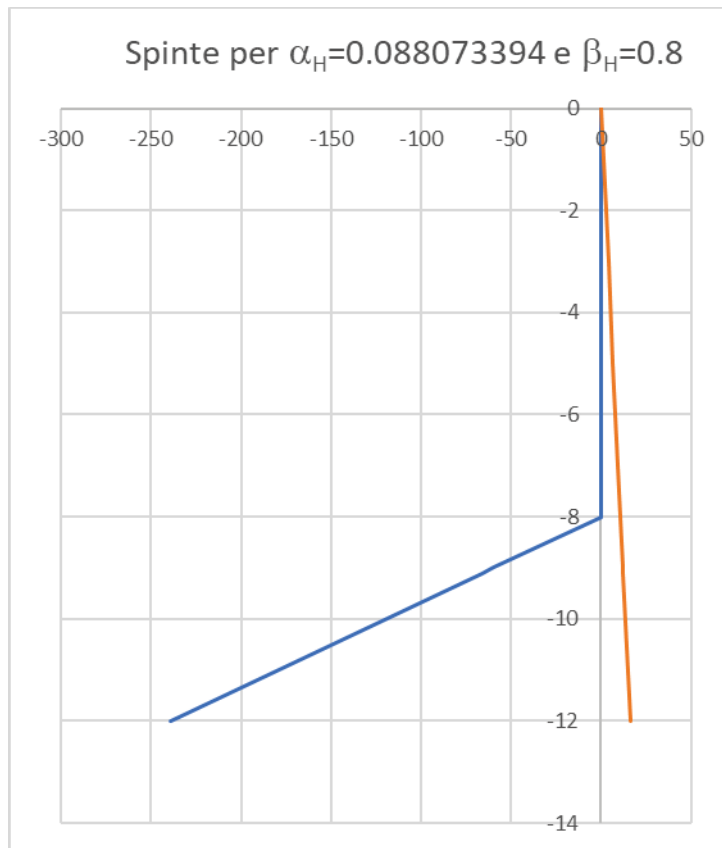
Forze Attive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	6.022968663	1	6.022968663
F2	16.73046851	2.333333333	39.03775985
F3	24.09187465	3	72.27562395
F4	54.20671796	4.333333333	234.8957778
F5	96.3674986	5	481.837493
F6	55.45416696	5.068645749	281.0775276

Forze Passive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	29.86914082	7.666666667	228.9967463
F2	477.9062532	9.666666667	4619.760447
F3	36.33699809	7.735312415	281.0780325

Eq. Momenti	$D_{\text{tentativo}}$ [m]
-0.000504884	1.102968623

Si osserva, quindi, che la differenza tra i momenti agenti a monte della paratia e quelli agenti a valle è circa zero per una profondità di infissione di 1.1029 metri che, sommata agli 8 metri relativi all'altezza di ritenuta, determinano un approfondimento totale di 9.1029 metri. La differenza tra la forza attiva e quella passiva determina un tiro all'ancoraggio di 19.1162 KN.

Di seguito è riportato il grafico relativo all'andamento della spinta attiva e di quella passiva.



- Per $\alpha_H = 0.066055$ e $\beta_H = 0.6$ (condizioni di funzionamento della paratia progettata considerando gli Eurocodici):

Spinta Passiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_o [kN/m ²]	K_{PE}	σ_{hPE} [kN/m ²]
0	0	0	0	3.55939402	0
3	0	0	0	3.55939402	0
5	0	0	0	3.55939402	0
6	0	0	0	3.55939402	0
8	0	0	0	3.55939402	0
9	17	35	17	3.55939402	60.50969833
9.049182936	17	35	17.83610991	3.55939402	63.48574294
12	17	35	68	3.55939402	242.0387933

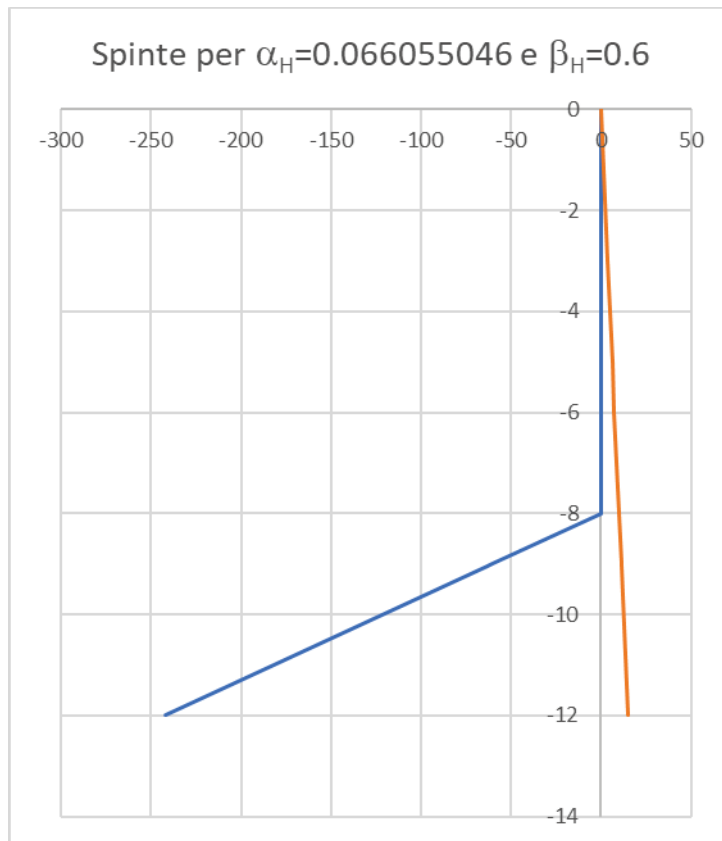
Spinta Attiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{AE}	σ_{hAE} [kN/m ²]
0	17	35	0	0.073199746	0
3	17	35	51	0.073199746	3.73318703
5	17	35	85	0.073199746	6.221978384
6	17	35	102	0.073199746	7.466374061
8	17	35	136	0.073199746	9.955165415
9	17	35	153	0.073199746	11.19956109
9.049182936	17	35	153.8361099	0.073199746	11.26076412
12	17	35	204	0.073199746	14.93274812

Forze Attive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	5.599780546	1	5.599780546
F2	15.55494596	2.333333333	36.29487391
F3	22.39912218	3	67.19736655
F4	39.82066166	4.333333333	172.5562005
F5	50.39802491	5	251.9901246
F6	89.59648873	7	627.1754211
F7	50.95035728	5.032788624	256.4223785

Forze Passive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	30.25484917	7.666666667	231.9538436
F2	484.0775867	9.666666667	4679.416671
F3	33.30407907	7.69945529	256.4232678

Eq. Momenti	$D_{tentativo}$ [m]
-0.000889337	1.049182936

Si osserva, quindi, che la differenza tra i momenti agenti a monte della paratia e quelli agenti a valle è circa zero per una profondità di infissione di 1.0491 metri che, sommata agli 8 metri relativi all'altezza di ritenuta, determinano un approfondimento totale di 9.0491 metri. La differenza tra la forza attiva e quella passiva determina un tiro all'ancoraggio di 17.6462 kN. Di seguito è riportato il grafico relativo all'andamento della spinta attiva e di quella passiva.



- Per $\alpha_H = 0.044036$ e $\beta_H = 0.4$ (condizioni di funzionamento della paratia progettata considerando gli Eurocodici):

Spinta Passiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{PE}	σ_{hPE} [kN/m ²]
0	0	0	0	3.603864041	0
3	0	0	0	3.603864041	0
5	0	0	0	3.603864041	0
6	0	0	0	3.603864041	0
8	0	0	0	3.603864041	0
9	17	35	17	3.603864041	61.26568869
9.003369558	17	35	17.05728249	3.603864041	61.47212701
12	17	35	68	3.603864041	245.0627548

Spinta Attiva in condizioni sismiche					
z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	σ_0 [kN/m ²]	K_{AE}	σ_{hAE} [kN/m ²]
0	17	35	0	0.068619701	0
3	17	35	51	0.068619701	3.499604746
5	17	36	85	0.068619701	5.832674577
6	17	35	102	0.068619701	6.999209493
8	17	35	136	0.068619701	9.332279323
9	17	35	153	0.068619701	10.49881424
9.003369558	17	35	153.0572825	0.068619701	10.50274495
12	17	35	204	0.068619701	13.99841899

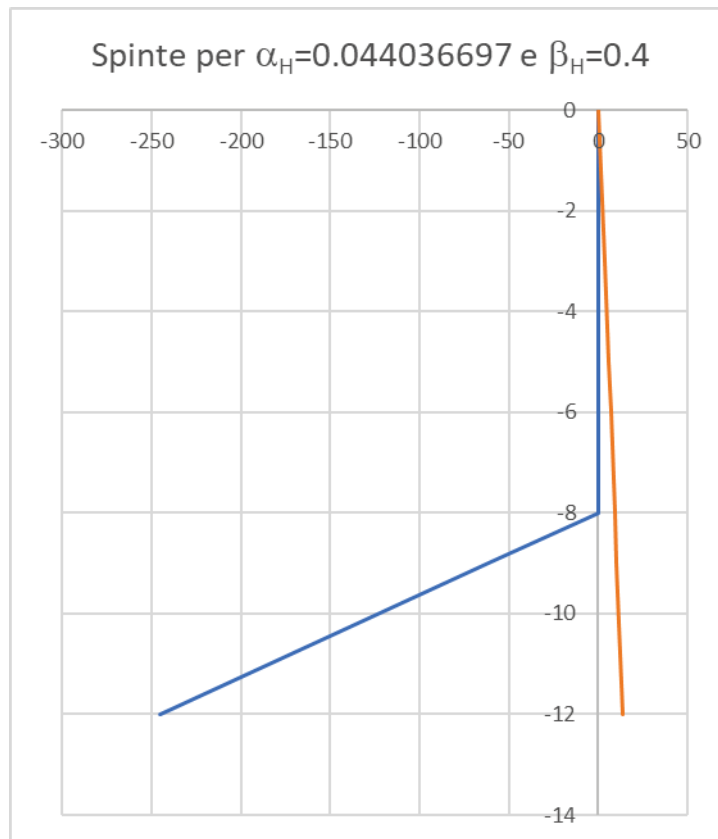
Forze Attive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	5.249407119	1	5.249407119
F2	14.58168644	2.333333333	34.02393503
F3	20.99762848	3	62.99288543
F4	37.32911729	4.333333333	161.7595083
F5	47.24466408	5	236.2233204
F6	83.99051391	7	587.9335974
F7	47.28004707	5.002246372	236.5064439

Forze Passive [kN]		Braccio [m]	Momento [kN*m]
F1	30.63284434	7.666666667	234.8518066
F2	490.1255095	9.666666667	4737.879925
F3	30.83963046	7.668913039	236.5064442

Eq. Momenti	$D_{tentativo}$ [m]
-2.67022E-07	1.003369558

Si osserva, quindi, che la differenza tra i momenti agenti a monte della paratia e quelli agenti a valle è circa zero per una profondità di infissione di 1.0033 metri che, sommata agli 8 metri relativi all'altezza di ritenuta, determinano un approfondimento totale di 9.0033 metri. La differenza tra la forza attiva e quella passiva determina un tiro all'ancoraggio di 16.4404 kN.

Di seguito è riportato il grafico relativo all'andamento della spinta attiva e di quella passiva.



Dopo aver studiato la condizione sismica, considerando un angolo di attrito del terreno $\varphi=35^\circ$, si esegue lo stesso procedimento variando quest'ultimo valore al fine di individuare quale sia l'influenza del parametro β_H (che sarebbe l' α citato nelle NTC 2018 e che quest'ultime consigliano di considerarlo pari a 1) sulla profondità di infissione al variare dell'angolo di attrito del terreno. Le stesse procedure di calcolo Excel, quindi, vengono eseguite considerando altri angoli di attrito: 30° e 38° i cui risultati tabellati non vengono riportati di seguito.

L'obiettivo è quello di eseguire un'analisi parametrica al fine di studiare l'effetto del parametro β_H sulla profondità di infissione variando, in questo caso, l'angolo di attrito. Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori delle diverse profondità

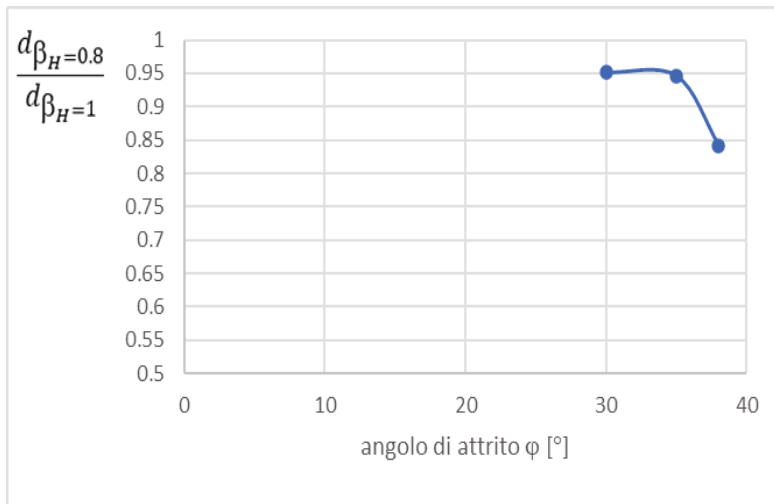
di infissione che si ottengono al variare del parametro β_H e dell'angolo di attrito φ .

β_H [m]	d [m] (a $\varphi=35^\circ$)	d [m] (a $\varphi=30^\circ$)	d [m] (a $\varphi=38^\circ$)
1	1.165475373	2.376782424	0.363142864
0.8	1.102968623	2.262229701	0.30576403
0.6	1.049182936	2.161420483	0.257316894
0.4	1.003369558	2.07276369	0.21911547

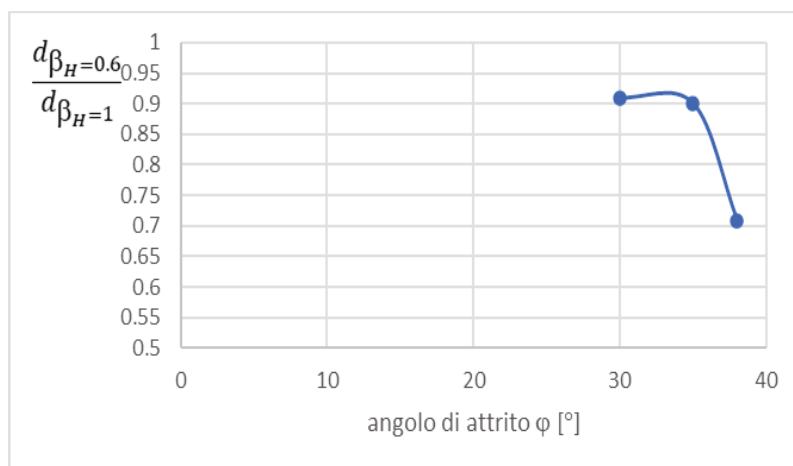
Per confrontare il parametro $\alpha=1$ introdotto dalle NTC 2018 e il parametro β_H considerato nell'Eurocodice, si esegue una normalizzazione che consente di individuare l'eventuale incremento o decremento della profondità di infissione calcolata tramite il nuovo Eurocodice rispetto a quella ottenuta con le NTC 2018.

La profondità di infissione che si ottiene attraverso le NTC 2018 è la stessa che si deduce applicando l'Eurocodice considerando $\beta_H = \alpha = 1$. Quindi per mettere a confronto questi due parametri si normalizzano i valori di β_H forniti dall'Eurocodice in funzione di $\beta_H = 1$ che rappresenta la soluzione fornita dalle NTC 2018. Si esegue, quindi, un rapporto tra le diverse profondità di infissione che si hanno considerando i valori di β_H consigliati dalla nuova normativa europea e la profondità di infissione ottenuta tramite le NTC 2018 per $\beta_H = 1$; tale rapporto serve per ottenere la percentuale di riduzione della profondità di infissione rispetto a quella che si ottiene tramite la normativa italiana. Esso viene poi graficato in funzione dell'angolo di attrito come di seguito riportato.

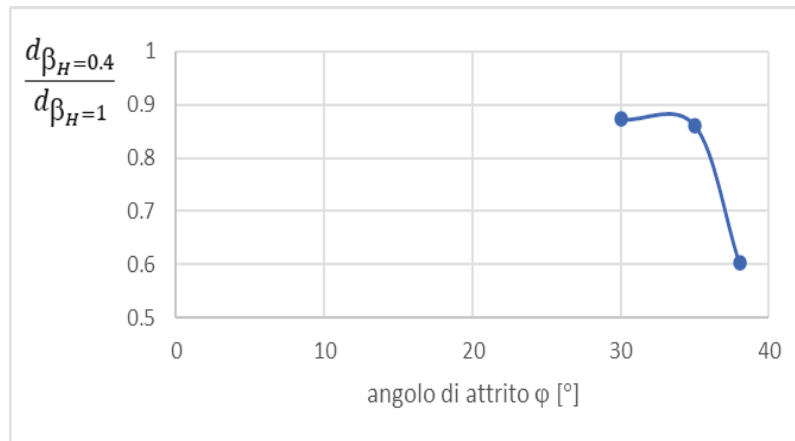
$\frac{d_{\beta_H=0.8}}{d_{\beta_H=1}}$	φ [°]
0.951803446	30
0.946368022	35
0.841993771	38



$\frac{d_{\beta_H=0.6}}{d_{\beta_H=1}}$	φ [°]
0.909389291	30
0.900218881	35
0.708583094	38



$\frac{d_{\beta_H=0.4}}{d_{\beta_H=1}}$	φ [°]
0.872088109	30
0.860910133	35
0.603386411	38



Osservando le tabelle e i grafici si nota che al diminuire di β_H e all'aumentare dell'angolo di attrito, tende a diminuire il rapporto tra la profondità di infissione ottenuta attraverso la normativa europea e quella ricavata tramite la normativa nazionale e si riduce, appunto, il valore percentuale che determina quindi un aumento del decremento della lunghezza di infissione ottenuta attraverso l'Eurocodice rispetto a quella che si ricava tramite le NTC 2018.

Si svolge, poi, un'analisi in termini di momento flettente massimo che agisce sulla paratia ancorata sempre con lo scopo di studiare l'effetto del parametro β_H sul comportamento dell'opera esaminata.

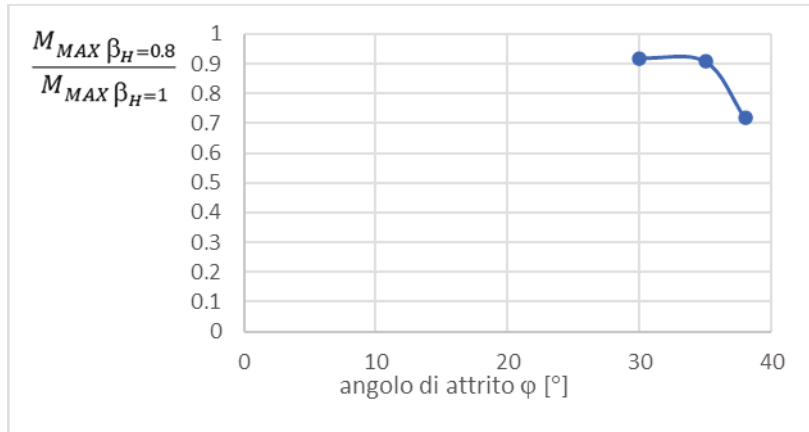
$$M_{max} = \frac{1}{6} \gamma [K_{AE} (h + x)^2 \left(\frac{2}{3} (h + x) - s \right) - K_{PE} x^2 \left(h + \frac{2}{3} x - s \right)]$$

In cui:

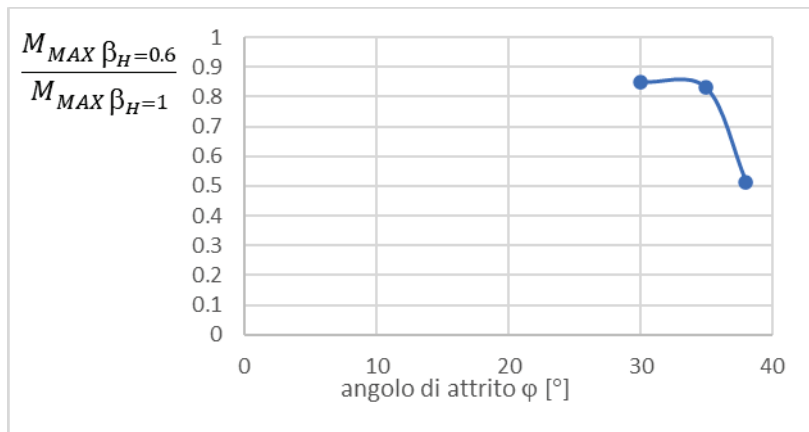
- $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ è il peso specifico del terreno;
- K_{AE} è il coefficiente di spinta attiva del terreno in condizioni sismiche;
- K_{PE} è il coefficiente di spinta passiva del terreno in condizioni sismiche;
- $h = 8 \text{ m}$ è l'altezza di ritenuta;
- x è la profondità in corrispondenza della quale si ha il valore nullo della sollecitazione flettente: $x = \frac{h}{\sqrt{\frac{K_{PE}}{K_{AE}} - 1}}$.

Quindi, anche in questo caso, si normalizzano i valori dei momenti massimi ottenuti per i diversi β_H forniti dall'Eurocodice in funzione del massimo momento flettente che si ottiene considerando $\beta_H = \alpha = 1$, che rappresenta la soluzione fornita dalle NTC 2018. Ogni rapporto consente di ottenere, al variare di β_H , la percentuale di riduzione del massimo momento flettente ottenuto tramite la normativa europea rispetto a quello che si ottiene tramite la normativa italiana. Ciascun rapporto viene poi graficato in funzione dell'angolo di attrito come di seguito riportato.

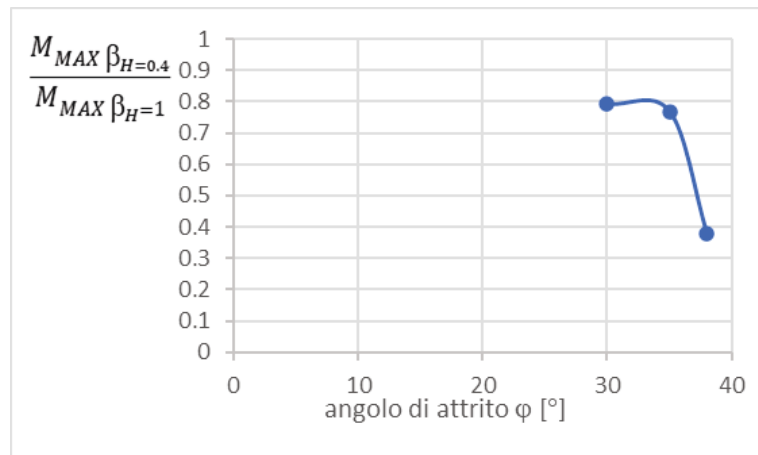
$\frac{M_{MAX \beta_H=0.8}}{M_{MAX \beta_H=1}}$	φ [°]
0.919154281	30
0.907149881	35
0.717328551	38



$\frac{M_{MAX} \beta_H=0.6}{M_{MAX} \beta_H=1}$	φ [°]
0.850852309	30
0.831095359	35
0.513872296	38



$\frac{M_{MAX} \beta_H=0.4}{M_{MAX} \beta_H=1}$	φ [°]
0.793078351	30
0.769331251	35
0.376804889	38



Anche in questo caso, osservando le tabelle e i grafici si nota che al diminuire di β_H e all'aumentare dell'angolo di attrito, tende a diminuire il rapporto tra il massimo momento flettente ottenuto attraverso la normativa europea e quello ricavato tramite la normativa nazionale e si riduce, appunto, il valore percentuale che determina quindi un aumento del decremento del massimo momento flettente ottenuto attraverso l'Eurocodice rispetto a quello che si ricava tramite le NTC 2018.

CAPITOLO 3

3.1 Conclusioni

L'obiettivo principale del seguente elaborato, quindi, è quello di analizzare la seconda generazione degli Eurocodici utilizzati nel settore delle costruzioni, in uscita nel 2025, tramite dei confronti con le Norme Tecniche per le Costruzioni italiane (NTC 2018). Si è deciso di procedere con degli esempi al fine di evidenziare le eventuali differenze tra le due normative e di individuare quello che potrebbe essere il sistema di progettazione più semplice e, allo stesso tempo, efficace. In particolare si è posta l'attenzione sulla parte che riguarda la progettazione geotecnica delle strutture che viene trattata nell'Eurocodice 7 e più in dettaglio si è analizzato il processo progettuale che porta alla realizzazione di una paratia, ovvero un'opera di sostegno del terreno. Studiando le fasi progettuali proposte dalle due normative sono emerse delle perplessità per quanto riguarda la progettazione della paratia in condizioni sismiche. Esaminando le due normative, infatti, sono emerse differenze su come calcolare la spinta delle terre in condizioni sismiche, quando si adotta il metodo di calcolo di tipo pseudostatico in cui è necessario quantificare l'effetto dello sfasamento temporale dell'onda sismica lungo lo sviluppo della struttura. Quest'effetto, nel caso delle NTC 2018, viene considerato solo per la spinta lato monte dell'opera, mentre secondo l'Eurocodice 7 è possibile tener conto di tale effetto anche per il calcolo della resistenza a valle, con un beneficio sostanziale per il dimensionamento dell'opera. Quindi, attraverso questa tesi, si è cercato di mettere in evidenza le differenze progettuali, in questo caso soprattutto in termini di profondità di infissione, che si ottengono considerando sia le regole dettate dalle NTC 2018 sia quelle introdotte dalla seconda generazione degli

Eurocodici, focalizzando l'attenzione sul parametro, che in condizioni sismiche, tiene conto dello sfasamento.

Al fine di eseguire un confronto tra le metodologie di progettazione considerate dalle NTC 2018 e quelle introdotte dalla seconda generazione degli Eurocodici, si è semplificata la stratigrafia considerando un terreno omogeneo monogranulare in assenza di acqua, per rendere più chiaro il confronto.

Più in dettaglio, si è deciso di analizzare a fondo il parametro β_H , introdotto dalla seconda generazione degli Eurocodici, che è l'equivalente del parametro α considerato nelle NTC 2018. Entrambi i parametri rappresentano lo sfasamento, ovvero tengono conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e quindi della non contemporaneità dell'onda sismica lungo una struttura flessibile, che nel nostro caso è una paratia. Sono stati messi a confronto i due parametri, α e β_H , eseguendo la progettazione di una paratia a sbalzo e di una paratia ancorata considerando in entrambi i casi sia le regole fornite dalle NTC 2018, sia quelle proposte dalla seconda generazione degli Eurocodici. Sono emerse delle sostanziali differenze tra i risultati ottenuti progettando secondo le NTC 2018 che consigliano di adottare $\alpha = \beta_H = 1$ e $\beta = \chi_H = 1$ e i risultati dedotti seguendo le regole fornite dai nuovi Eurocodici che, invece, fanno variare β_H tra 0 e 1 e considerano, anch'essi $\chi_H = 1$. Ovvero, in entrambe le condizioni progettuali, la paratia viene considerata priva di qualsiasi tipo di duttilità e il terremoto non viene mai scalato per tenere conto di un effetto di duttilità.

Sia nel caso di paratia a sbalzo sia nel caso di paratia ancorata, dopo aver studiato la condizione sismica, considerando un angolo di attrito del terreno $\varphi=35^\circ$, si è svolto lo stesso procedimento variando quest'ultimo valore al fine di individuare quale sia l'influenza del parametro β_H (che sarebbe l' α citato nelle NTC 2018 e che quest'ultime consigliano di considerarlo pari a 1) sulla profondità

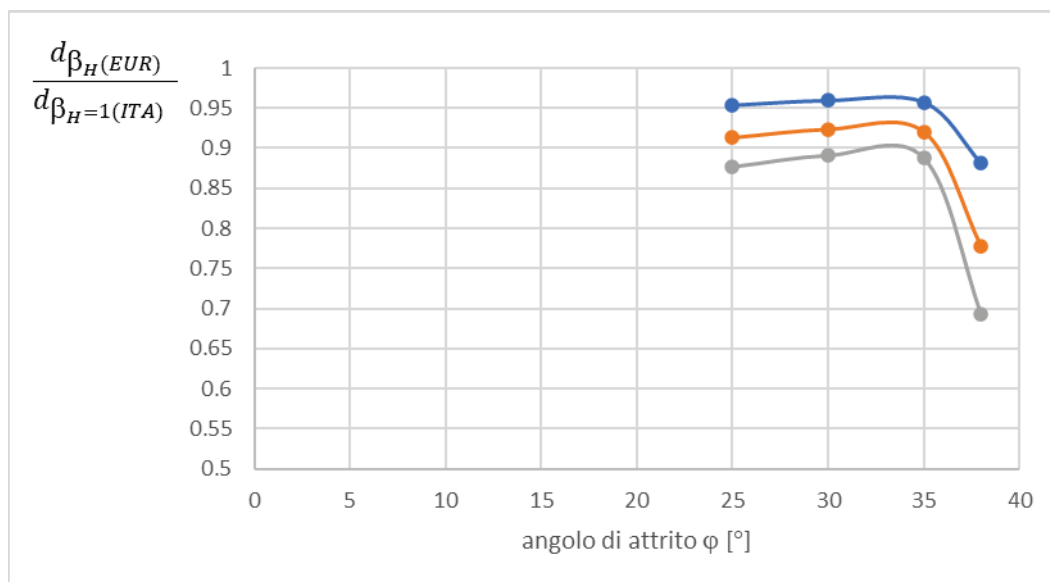
di infissione al variare dell'angolo di attrito del terreno. Le stesse procedure di calcolo Excel, sono state inoltre eseguite considerando altri tre diversi angoli di attrito: 25°, 30° e 38°.

Lo scopo era quello di eseguire un'analisi parametrica al fine di studiare l'effetto del parametro β_H sulla profondità di infissione variando l'angolo di attrito del terreno. Per confrontare il parametro $\alpha=1$ introdotto dalle NTC 2018 e il parametro β_H considerato nell'Eurocodice, si è svolta una normalizzazione che consente di individuare l'eventuale incremento o decremento della profondità di infissione calcolata tramite il nuovo Eurocodice rispetto a quella ottenuta con le NTC 2018. La profondità di infissione che si ottiene attraverso le NTC 2018 è la stessa che si deduce applicando l'Eurocodice considerando $\beta_H = 1$. Quindi per mettere a confronto questi due parametri si sono normalizzati i valori delle profondità di infissione che si ottengono per i diversi valori di β_H forniti dall'Eurocodice in funzione di $\beta_H = \alpha = 1$ che rappresenta la soluzione fornita dalle NTC 2018.

Si è svolto un rapporto tra le diverse profondità di infissione che si hanno considerando i valori di β_H consigliati dalla nuova normativa europea e la profondità di infissione ottenuta tramite le NTC 2018 per $\beta_H = \alpha = 1$; tale rapporto ha permesso di ottenere la percentuale di riduzione della profondità di infissione rispetto a quella che si ottiene tramite la normativa italiana. Graficando tali rapporti in funzione dell'angolo di attrito del terreno si è dedotto che al diminuire di β_H e all'aumentare dell'angolo di attrito, tende a diminuire il rapporto tra la profondità di infissione ottenuta attraverso la normativa europea e quella ricavata tramite la normativa nazionale e si riduce, appunto, il valore percentuale che determina quindi un aumento del decremento della lunghezza

di infissione ottenuta attraverso l'Eurocodice rispetto a quella che si ricava tramite le NTC 2018.

Per quanto riguarda la paratia a sbalzo, ciò si può notare con più precisione attraverso il grafico seguente, in cui sono riportate tutte e tre le curve che, in funzione dell'angolo di attrito, descrivono il rapporto tra la profondità di infissione ottenuta attraverso la normativa europea tenendo conto di uno dei β_H forniti dall'Eurocodice e quella ricavata tramite la normativa nazionale considerando, appunto, $\beta_H = \alpha = 1$ come suggeriscono le NTC 2018.



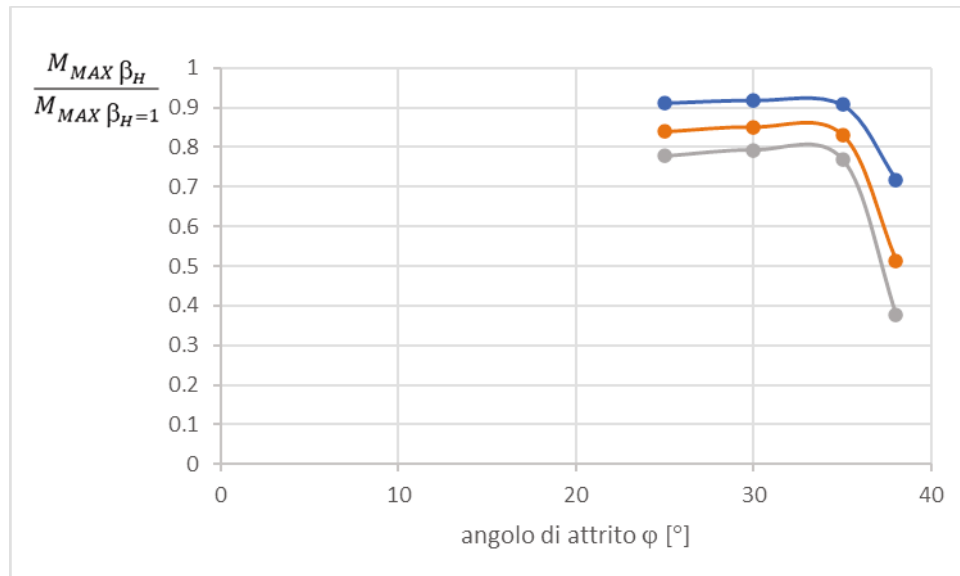
La curva di colore blu descrive, in funzione dell'angolo di attrito del terreno, l'andamento del rapporto tra la profondità di infissione ottenuta tramite la nuova normativa europea per $\beta_H = 0.8$ e la profondità di infissione ricavata tramite normativa nazionale per $\beta_H = 1$. La curva di colore arancione descrive, invece, l'andamento del rapporto tra la profondità di infissione ottenuta tramite la nuova normativa europea per $\beta_H = 0.6$ e la profondità di infissione ricavata tramite normativa nazionale per $\beta_H = 1$. Infine, la curva di colore grigio

descrive, l'andamento del rapporto tra la profondità di infissione ottenuta tramite la nuova normativa europea per $\beta_H = 0.4$ e la profondità di infissione ricavata tramite normativa nazionale per $\beta_H = 1$.

Questo permette di affermare che il progetto eseguito considerando l'Eurocodice è più vantaggioso rispetto a quello che si ottiene attraverso le NTC 2018 perché si ha un guadagno in termini di profondità di infissione che tende a diminuire. Conseguentemente si ha una riduzione dei costi e dei tempi di realizzazione dell'opera.

Si è eseguita, poi, un'analisi in termini di momento flettente massimo che agisce sulla paratia a sbalzo sempre con lo scopo di studiare l'effetto del parametro β_H sul comportamento dell'opera esaminata. Anche in questo caso, si sono normalizzati i valori dei momenti flettenti massimi ottenuti per i diversi β_H forniti dall'Eurocodice in funzione del massimo momento flettente che si ottiene considerando $\beta_H = \alpha = 1$, che rappresenta la soluzione fornita dalle NTC 2018. Ogni rapporto consente di ottenere, al variare di β_H , la percentuale di riduzione del massimo momento flettente ottenuto tramite la normativa europea rispetto a quello che si ottiene tramite la normativa italiana. Graficando tali rapporti in funzione dell'angolo di attrito del terreno si è dedotto che al diminuire di β_H e all'aumentare dell'angolo di attrito, tende a diminuire il rapporto tra il massimo momento flettente ottenuto attraverso la normativa europea e quello ricavato tramite la normativa nazionale e si riduce, appunto, il valore percentuale che determina quindi un aumento del decremento del massimo momento flettente ottenuto attraverso l'Eurocodice rispetto a quello che si ricava tramite le NTC 2018. Ciò si può notare con più precisione attraverso il grafico seguente, in cui sono riportate tutte e tre le curve che in funzione dell'angolo di attrito descrivono il rapporto tra il massimo momento flettente che si ottiene tenendo

conto di uno dei β_H forniti dall'Eurocodice e il massimo momento flettente ricavato tramite le NTC 2018.

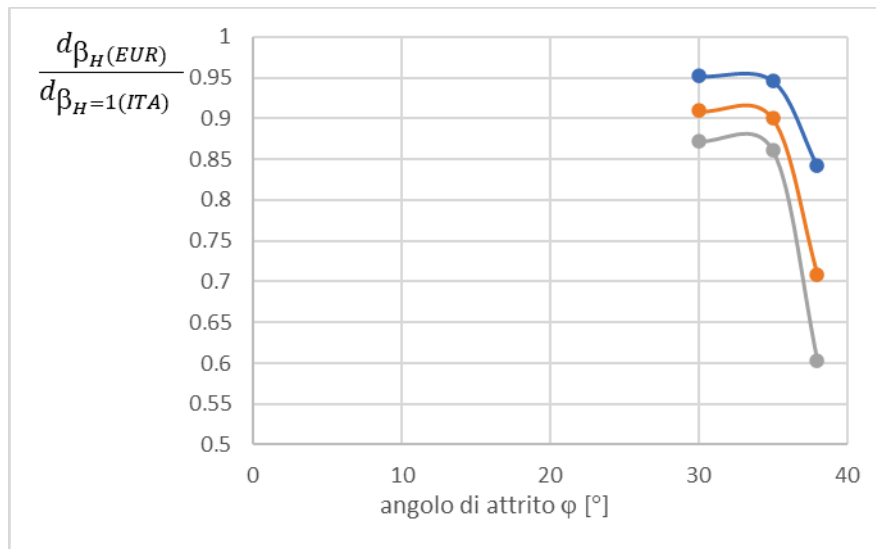


La curva di colore blu descrive, in funzione dell'angolo di attrito del terreno, l'andamento del rapporto tra il massimo momento flettente ottenuto tramite la nuova normativa europea per $\beta_H = 0.8$ e il massimo momento flettente ricavato tramite normativa nazionale per $\beta_H = 1$. La curva di colore arancione descrive, invece, l'andamento del rapporto tra il massimo momento flettente ottenuto tramite la nuova normativa europea per $\beta_H = 0.6$ e il massimo momento flettente ricavato tramite normativa nazionale per $\beta_H = 1$. Infine, la curva di colore grigio descrive, l'andamento del rapporto tra il massimo momento flettente ottenuto tramite la nuova normativa europea per $\beta_H = 0.4$ e il massimo momento flettente ricavato tramite normativa nazionale per $\beta_H = 1$.

Tutto ciò, anche in questo caso, permette di affermare che il progetto eseguito considerando l'Eurocodice è più vantaggioso rispetto a quello che si ottiene

attraverso le NTC 2018 perché si ha un guadagno in termini di profondità di infissione che, con il diminuire del momento flettente massimo che agisce sulla paratia, tende a diminuire. Conseguentemente si ha una riduzione dei costi e dei tempi di realizzazione dell'opera.

Per il progetto della paratia ancorata in condizioni sismiche si è eseguito lo stesso procedimento di calcolo e si sono dedotti risultati simili. Si è svolto un rapporto tra le diverse profondità di infissione che si hanno considerando i valori di β_H consigliati dalla nuova normativa europea e la profondità di infissione ottenuta tramite le NTC 2018 per $\beta_H = \alpha = 1$; tale rapporto ha permesso di ottenere la percentuale di riduzione della profondità di infissione ricavata tramite gli Eurocodici rispetto a quella che si ottiene tramite la normativa italiana. Graficando tali rapporti in funzione dell'angolo di attrito del terreno si è dedotto che al diminuire di β_H e all'aumentare dell'angolo di attrito, tende a diminuire il rapporto tra la profondità di infissione ottenuta attraverso la normativa europea e quella ricavata tramite la normativa nazionale e si riduce, appunto, il valore percentuale che determina quindi un aumento del decremento della lunghezza di infissione ottenuta attraverso l'Eurocodice rispetto a quella che si ricava tramite le NTC 2018. Per quanto riguarda la paratia ancorata quindi, ciò si può notare con più precisione attraverso il grafico seguente, in cui sono riportate tutte e tre le curve che, in funzione dell'angolo di attrito, descrivono il rapporto tra la profondità di infissione ottenuta attraverso la normativa europea tenendo conto di uno dei β_H forniti dall'Eurocodice e quella ricavata tramite la normativa nazionale considerando, appunto, $\beta_H = 1$ come suggeriscono le NTC 2018.

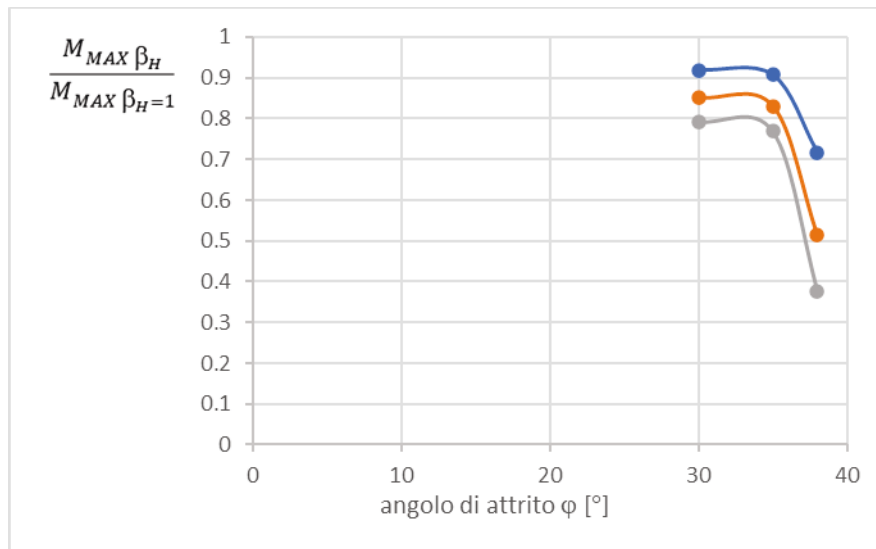


La curva di colore blu descrive, in funzione dell'angolo di attrito del terreno, l'andamento del rapporto tra la profondità di infissione ottenuta tramite la nuova normativa europea per $\beta_H = 0.8$ e la profondità di infissione ricavata tramite normativa nazionale per $\beta_H = 1$. La curva di colore arancione descrive, invece, l'andamento del rapporto tra la profondità di infissione ottenuta tramite la nuova normativa europea per $\beta_H = 0.6$ e la profondità di infissione ricavata tramite normativa nazionale per $\beta_H = 1$. Infine, la curva di colore grigio descrive, in funzione dell'angolo di attrito del terreno, l'andamento del rapporto tra la profondità di infissione ottenuta tramite la nuova normativa europea per $\beta_H = 0.4$ e la profondità di infissione ricavata tramite normativa nazionale per $\beta_H = 1$.

Come nel caso della paratia a sbalzo, ciò permette di affermare che il progetto eseguito considerando l'Eurocodice è più vantaggioso rispetto a quello che si ottiene attraverso le NTC 2018 perché si ha un guadagno in termini di profondità di infissione che tende a diminuire. Si è eseguita, anche in questo caso, un'analisi in termini di momento flettente massimo che agisce sulla paratia ancorata

sempre con lo scopo di studiare l'effetto del parametro β_H sul comportamento dell'opera esaminata. Analogamente, si sono normalizzati i valori dei momenti flettenti massimi ottenuti per i diversi β_H forniti dall'Eurocodice in funzione del massimo momento flettente che si ottiene considerando $\beta_H = \alpha = 1$, che rappresenta la soluzione fornita dalle NTC 2018. Ogni rapporto consente di ottenere, al variare di β_H , la percentuale di riduzione del massimo momento flettente ottenuto tramite la normativa europea rispetto a quello che si ottiene tramite la normativa italiana. Graficando tali rapporti in funzione dell'angolo di attrito del terreno si è dedotto che al diminuire di β_H e all'aumentare dell'angolo di attrito, tende a diminuire il rapporto tra il massimo momento flettente ottenuto attraverso la normativa europea e quello ricavato tramite la normativa nazionale e si riduce, appunto, il valore percentuale che determina quindi un aumento del decremento del massimo momento flettente ottenuto attraverso l'Eurocodice rispetto a quello che si ricava tramite le NTC 2018.

Ciò si può notare con più precisione attraverso il grafico seguente, in cui sono riportate tutte e tre le curve che in funzione dell'angolo di attrito descrivono il rapporto tra il massimo momento flettente che si ottiene tenendo conto di uno dei β_H forniti dall'Eurocodice e il massimo momento flettente ricavato tramite le NTC 2018.



Anche in questo caso la curva di colore blu descrive, in funzione dell'angolo di attrito del terreno, l'andamento del rapporto tra il massimo momento flettente ottenuto tramite la nuova normativa europea per $\beta_H = 0.8$ e il massimo momento flettente ricavato tramite normativa nazionale per $\beta_H = 1$. La curva di colore arancione descrive, invece, l'andamento del rapporto tra il massimo momento flettente ottenuto tramite la nuova normativa europea per $\beta_H = 0.6$ e il massimo momento flettente ricavato tramite normativa nazionale per $\beta_H = 1$. Infine, la curva di colore grigio descrive, in funzione dell'angolo di attrito del terreno, l'andamento del rapporto tra il massimo momento flettente ottenuto tramite la nuova normativa europea per $\beta_H = 0.4$ e il massimo momento flettente ricavato tramite normativa nazionale per $\beta_H = 1$.

Come nei casi precedentemente analizzati, questo permette di affermare che il progetto eseguito considerando l'Eurocodice è più vantaggioso rispetto a quello che si ottiene attraverso le NTC 2018 perché si ha un guadagno in termini di profondità di infissione che, con il diminuire del momento flettente massimo

che agisce sulla paratia, tende a diminuire. Conseguentemente si ha una riduzione dei costi e dei tempi di realizzazione dell'opera.

Quindi, attraverso questo lavoro di tesi, studiando le due normative e considerando il metodo pseudostatico, si sono individuate differenze su come determinare, in condizioni sismiche, la spinta delle terre. Tali diversità nascono dal fatto che nel metodo considerato è necessario quantificare l'effetto dello sfasamento temporale dell'onda sismica lungo lo sviluppo della struttura. Infatti, nel caso delle NTC 2018 l'effetto dello sfasamento viene considerato solo per la spinta lato monte dell'opera, mentre, nell'Eurocodice 7 tale effetto viene tenuto in conto anche per il calcolo della resistenza a valle. Questo determina, come precedentemente descritto, un beneficio sostanziale per il dimensionamento della paratia in termini di profondità di infissione. Infatti, si è dedotto che, progettare tramite le regole dettate dalla seconda generazione degli Eurocodici, è più vantaggioso rispetto a ciò che viene stabilito dalle NTC 2018 perché si ha un guadagno in termini di profondità di infissione ovvero si determinano lunghezze minori e conseguentemente costi e tempi di realizzazione dell'opera sicuramente minori.

Bibliografia

Arroyo, M., Bond, A. J., Estaire, J., Scarpelli, G. (2019). *Tomorrow's geotechnical toolbox: Design of geotechnical structures to EN 1997:202x*

Arroyo, M., Bond, A. J., Franzén, G., Lees, A., Kavvas, M., Van Seters, A., Walter, H. (2019). *Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-1:202x-General rules*

Arroyo, M., Bond, A. J., Foti, S., Garin, H., Norbury, D. R., Reiffsteck, P. (2019). *Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-2:202x-Ground investigation*

Bond, A. J., Formichi, P., Spehl, P., Van Seters, A. J. (2019). *Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1990:202x-Basis of structural and geotechnical design*

Bond, A. J., Jenner, C., Moormann, C. (2019). *Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-3:202x-Geotechnical structures*

Denton, S., Bridge and Ground Engineering, CEN/TC 250, FREng FICE FIStructE, Head of Civil, University of Bath Chairman, WSP Visiting Professor. (2018). *An Overview of the Eurocodes-Evolution Project*

Eurocodice 0-EN 1990 (202x). *Basis of structural and geotechnical design*

Eurocodice 7-EN 1997 (2004). *Progettazione geotecnica-General Rules*

Eurocodice 7-EN 1997-1 (202x). *Basis of structural and geotechnical design*

Eurocodice 7-EN 1997-2 (202x). *Ground investigation and testing*

Eurocodice 7-EN 1997-3 (202x). *Geotechnical structures*

Eurocodice 8-EN 1998-5 (202x). *Earthquake resistance design of structures*

Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana (2018). *Norme Tecniche per le Costruzioni*