

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

DIPARTIMENTO DICAM

TESI DI LAUREA

in

PROGETTO DI STRUTTURE DI FONDAZIONE LS

ANALISI SIMICA DI GALLERIA INTERRATA

CANDIDATO

Marco Galaffi

RELATORE:

Chiar.mo Prof. Andrea Benedetti

Anno Accademico 2009/2010

Sessione III

*A Donatella e Daniele,
questo piccolo grande lavoro
dopo tutto quello che
hanno fatto per me*

INDICE

Prefazione

Introduzione

1. Scavi nel terreno

Tipologie di scavo

2. Trincee profonde

2.1 Fasi realizzative: scavo e modalità di sostegno

2.2 Movimenti del fronte di scavo associati alle trincee profonde

2.3 Previsione dei movimenti del fronte di scavo in relazione alla profondità delle trincee

2.4 Danneggiamento delle strutture vicine

2.4.1 Effetti sulle tubazioni

2.4.2 Effetti sugli edifici

2.5 Valutazione dei parametri del terreno per le previsioni analitiche

3. Scavi profondi

3.1 Scavi rinforzati

3.1.1 Progetto di sostegno degli scavi rinforzati

3.2 Scavi con muri intirantati

3.2.1 Progetto di muri intirantati

3.3 Previsione dei movimenti del fronte di scavo

3.3.1 Previsione empirica

3.3.2 Previsione mediante utilizzo di metodi numerici

3.4 Aspetti meccanici del terreno in seguito a deformazioni da scavo

3.5 Danneggiamento delle strutture vicine

3.5.1 Effetti sulle tubazioni

3.5.2 Effetti sugli edifici

4. Muri di sostegno: analisi e progetto

4.1 Pressione laterale del terreno

- 4.2 Principi di base per il progetto
 - 4.2.1 Effetti della presenza di acqua
- 4.3 Paratie e muri intirantati
 - 4.3.1 Paratie a sbalzo
 - 4.3.2 Paratie intirantate
- 4.4 Analisi delle deformazioni
- 4.5 Metodi di analisi pseudo-statica
 - 4.5.1 Metodo di Mononobe-Okabe
 - 4.5.2 Soluzione di Lancellotta
 - 4.5.3 Determinazione del coefficiente sismico orizzontale k_h
 - 4.5.4 Limiti dei metodi di analisi pseudo-statica
- 4.6 Metodi di analisi dinamica semplificata
 - 4.6.1 Determinazione dell'accelerazione critica a_c
 - 4.6.2 Limiti e applicabilità dei metodi dinamici semplificati

5. Cenni di dinamica dei terreni

- 5.1 Propagazione delle onde
 - 5.1.1 Regime di vibrazioni longitudinali libere nel mezzo
 - 5.1.2 Ipotesi di mezzo sottoposto a forzante armonica
 - 5.1.3 Propagazione di vibrazioni longitudinali all'interfaccia di due mezzi semi illimitati aventi differenti caratteristiche (ρ , A, E)
- 5.2 Problema dello smorzamento
 - 5.2.1 Smorzamento del materiale
 - 5.2.2 Smorzamento geometrico o per irradiazione

6. Analisi della risposta del terreno

- 6.1 Analisi monodimensionali della risposta del terreno
- 6.2 Approccio lineare
- 6.3 Valutazione delle funzioni di trasferimento
 - 6.3.1 Singolo strato di terreno uniforme, non smorzato, su bedrock rigido
 - 6.3.2 Singolo strato di terreno uniforme, smorzato su bedrock rigido

6.3.3 Singolo strato di terreno uniforme, smorzato su roccia elastica

6.4 Interazione terreno-struttura

6.4.1 Effetti della interazione terreno-struttura

7. Progetto sismico e analisi di strutture sotterranee

7.1 Performance delle strutture sotterranee durante eventi sismici

7.1.1 Strutture sotterranee negli U.S.A.

7.1.2 Strutture sotterranee a Kobe, Giappone

7.1.3 Bolu Tunnel, Turchia

7.2 Approccio ingegneristico alla analisi sismica e al progetto

7.3 Definizione dei parametri sismici

7.3.1 Deterministic seismic hazard analysis (DSHA)

7.3.2 Probabilistic seismic hazard analysis (PSHA)

7.4 Criteri del progetto sismico

7.4.1 Parametri di moto del terreno

7.4.2 Determinazione del carico sismico

7.5 Approccio alle deformazioni free-field

7.5.1 Soluzioni elastiche in forma chiusa

7.5.2 Applicabilità del metodo

7.6 Approccio di interazione terreno – struttura

7.6.1 Soluzione elastica in forma chiusa per tunnel circolari

7.6.2 Parametri di un'onda sinusoidale free-field idealizzata utilizzati nell'analisi di interazione terreno-struttura

7.7 Deformazione ed ovalizzazione di tunnel circolari

7.8 Deformazione della sezione trasversale di tunnel rettangolari

7.8.1 Distorsione strutturale e coefficienti di distorsione

7.8.2 Procedura di progetto step by step

7.8.3 Metodi numerici

8. Analisi del progetto del sottopasso su viale Milton e viale Strozzi a Firenze

8.1 Indicazioni preliminari per lo sviluppo del progetto

8.2 Planimetria

8.3 Sezioni significative

- 8.4 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito
 - 8.4.1 Indagini geognostiche eseguite a supporto della progettazione
 - 8.4.2 Modello stratigrafico locale
 - 8.4.3 Condizioni piezometriche
 - 8.4.4 Condizioni di permeabilità
 - 8.4.5 Campo di variazione dei principali parametri geotecnici
 - 8.4.6 Classificazione sismica dell'area
- 8.5 Analisi dei carichi
 - 8.5.1 Carichi permanenti
 - 8.5.2 Sovraccarichi variabili
 - 8.5.3 Spinta del terreno
 - 8.5.4 Azioni sismiche
- 8.6 Combinazione delle azioni
 - 8.6.1 Casi di carico
 - 8.6.2 Fasi di calcolo
- 8.7 Normative e riferimenti

9. Modello semplificato per il calcolo degli incrementi di sollecitazione in corrispondenza di un evento sismico

- 9.1 Definizione del modello di riferimento
- 9.2 Definizione del modello semplificato
 - 9.2.1 Definizione delle masse concentrate
 - 9.2.2 Definizione della rigidità delle molle concentrate
 - 9.2.3 Risoluzione modello semplificato
- 9.3 Confronto con la procedura prescritta nel D.M. 14/01/08
- 9.4 Validità del metodo al variare della profondità
 - 9.4.1 Galleria superficiale
 - 9.4.2 Galleria alla profondità $z = -11.5 m$
- 9.5 Validità del metodo al variare della stratigrafia
 - 9.5.1 Strati invertiti rispetto al modello del Paragrafo 9.1
 - 9.5.2 Monostrato ghiaioso
- 9.6 Prestazioni del metodo nell'ambito della modellazione 3D
 - 9.6.1 Modello di riferimento secondo la normativa D.M. 14/01/08

9.6.2 Adattamento del metodo studiato al caso 3D

10. Dimensionamento dell'armatura del diaframma

Conclusioni

Riferimenti bibliografici

Prefazione

Il mondo dell'Ingegneria Civile attribuisce molta importanza in questo momento alla messa a punto di metodi di analisi progettuale per la valutazione degli effetti sulle opere sotterranee in corrispondenza di eventi sismici di diversa entità. Il convincimento è che gli effetti indotti dal sisma non possono essere trascurati nel progetto delle opere sotterranee, specie nelle nazioni che come l'Italia, sono interessate da vaste aree del proprio territorio con elevata sismicità.

Oltre alla evidente ricaduta sul piano economico per la riduzione dei costi di gestione e l'allungamento della vita utile della infrastruttura, va sottolineata la ricaduta sociale, soprattutto come incremento della sicurezza delle infrastrutture stesse. Ciò implica l'individuazione di procedure standard per la valutazione delle azioni sulla struttura e lo sviluppo di modelli predittivi.

L'aspetto innovativo al quale si è voluto dare particolare evidenza e che emerge nella parte finale della trattazione, è la calibrazione di un "modello semplificato" in grado di fornire una stima delle azioni agenti su una struttura sotterranea derivanti dallo scuotimento sismico.

Il termine "semplificato" intende specificare che si tratta di un modello che parte da ipotesi che approssimano le condizioni reali della struttura e del terreno nel quale essa è immersa, ma intende anche dichiarare l'ambito di potenziale applicazione del modello stesso, ad esempio una fase preliminare della progettazione in cui l'obiettivo è semplicemente una stima delle grandezze in gioco.

Ciò che l'utilizzo di questo modello consente è la significativa riduzione dei tempi necessari al computer per effettuare l'analisi. Risulta essere quindi un modello valido nelle situazioni in cui si predilige una elevata rapidità di calcolo, rispetto alla minuziosa accuratezza del risultato.

Introduzione

Questo volume può essere idealmente scomposto in due parti. Nella prima si è voluto procedere con l'inquadrimento del problema della progettazione di strutture sotterranee in condizioni di elevata sismicità, aumentando il grado di dettaglio con lo scorrere delle pagine. In questa fase è stato raccolto il materiale in possesso sull'argomento derivante dai Corsi di Studio frequentati e integrato con articoli di recente pubblicazione, sia in Italia che all'estero. Nella seconda parte invece, sulla base delle considerazioni precedenti, si è voluto calibrare un modello numerico capace di fornire una stima preventiva delle azioni agenti sulla struttura, derivanti da un evento sismico. Tale modello tiene conto delle caratteristiche geometriche della struttura, della stratigrafia del terreno e del terreno di sovraccarico che grava sul tappo di copertura della struttura.

Il primo capitolo verte sull'individuazione delle tre tipologie di scavo a cui usualmente si fa riferimento, in funzione della profondità raggiunta.

Nel secondo e nel terzo capitolo si illustrano le modalità di scavo e le fasi realizzative rispettivamente delle trincee profonde e degli scavi profondi. Si considerano anche le problematiche inerenti ai movimenti del terreno sul fronte di scavo e ai potenziali danni sulle strutture vicine.

Il percorso continua con la definizione, nel quarto capitolo, delle pressioni agenti sulla struttura di sostegno derivanti dal terreno e dalla presenza di acqua; sono presenti inoltre alcune considerazioni circa il calcolo della profondità d'infissione della paratia. Dopo avere definito le azioni di carattere statico, sono stati riportati i principali metodi di calcolo delle azioni sismiche sulle strutture di sostegno e le indicazioni della Normativa D.M. 14/01/08 riguardo al calcolo di tali azioni. Nella parte conclusiva del capitolo si analizzano criticamente tali metodi, individuando alcuni limiti all'approccio di tipo pseudostatico sul quale essi si basano.

In risposta a tale analisi e al fine di poter adottare un approccio dinamico del problema, ci si concentra nei successivi capitoli alla comprensione del comportamento dinamico del terreno.

Nel capitolo quinto si presenta il fenomeno della propagazione delle onde nel terreno.

Nel sesto capitolo si valuta la risposta del terreno in seguito al movimento dello strato sottostante nei casi di singolo strato non smorzato su bedrock rigido, di

singolo strato smorzato su bedrock rigido e di singolo strato smorzato su roccia elastica. Viene anche valutata l'interazione terreno-struttura nel caso di strutture in elevazione.

Dopo tali considerazioni teoriche si sono raccolti nel capitolo settimo alcuni esempi di danneggiamento sulle strutture sotterranee, in corrispondenza di eventi sismici di elevata intensità verificatisi in differenti zone del mondo. Al fine di sviluppare un metodo mediante il quale sia possibile opporsi a un dato livello di moto sismico con danni che non superino un livello accettabile predefinito, si illustra il procedimento di analisi di pericolosità sismica di tipo probabilistico. Si riportano soluzioni progettuali in forma chiusa per le gallerie circolari, ma viene ancora una volta ribadita l'importanza dell'utilizzo di metodi numerici per il calcolo dell'interazione terreno-struttura nel caso di strutture sotterranee.

Il capitolo ottavo è la presentazione del progetto del sottopassaggio stradale realizzato a Firenze in seguito alla esigenza di isolare la linea del tram rispetto al traffico automobilistico. Tale progetto costituisce la base per la calibrazione di un nuovo modello per il calcolo degli incrementi di sollecitazione determinati da un sisma. Si tratta di un modello con alcune ipotesi semplificative ma che, in determinati ambiti di applicazione, fornisce buoni risultati.

Lo sviluppo delle varie fasi di calibrazione del modello sono comprese nel capitolo nove.

Nel decimo capitolo, dopo avere calcolato le sollecitazioni che gravano sul diaframma, si è proceduto alla disposizione delle armature al suo interno.

1. Scavi nel terreno

1.1 Tipologie di scavo

Convenzionalmente si classificano gli scavi in tre tipi:

trincee superficiali, per profondità variabili tra 1.2 m e 1.8 m;

trincee profonde, per profondità variabili tra 1.8 m a 6 m;

scavi profondi, per profondità superiori a 6 m.

Esiste un ulteriore criterio di classificazione intrinseco, che riguarda il tempo di scavo e la durata di progetto, le quali possono variare da poche ore nel caso di trincee superficiali ad alcuni mesi nel caso di scavi profondi.

Le trincee superficiali sono utilizzate nella installazione e manutenzione dei sistemi di apporto di acqua, gas, elettricità e telecomunicazione.

Le trincee profonde, impiegate per fognature a gravità e canali di scolo di acque pluviali, sono considerate separatamente dagli scavi profondi, utilizzati per la costruzione di sistemi di trasporto rapidi e di fondazioni profonde.

Un cedimento interno del sistema di supporto del terreno, accompagnato dall'assestamento del suolo adiacente, è una conseguenza inevitabile di tutte le operazioni di scavo, non dipendente dalla cura con cui si è eseguito il processo di sostegno dello scavo. E' perciò necessario che l'ingegnere porti a termine un progetto in cui i movimenti del terreno siano controllati e minimizzati. L'ingegnere deve anche sapere che le responsabilità del suo progetto si possono estendere anche lontano dai confini del sito.

I movimenti del terreno indotti dallo scavo non possono essere previsti con un determinato grado di precisione, in quanto il progettista non è in grado di specificare la risposta meccanica del terreno o di controllare con precisione le procedure di costruzione, inevitabili fonti di imperfezioni; è però possibile fare una stima sul limite massimo e minimo dei movimenti conseguenti allo scavo e fare una stima degli effetti di tali movimenti, in particolar modo quando si è acquisita esperienza da misure sul campo di lavori simili in condizioni di campo analoghe a quelle di progetto.

2. Trincee profonde

Sebbene gli studi sugli scavi profondi forniscano un approfondimento sulla natura generale dei movimenti del terreno derivanti dalla costruzione della trincea, essi non possono essere applicati direttamente in casi specifici nella stima dei movimenti del terreno indotti dalle trincee.

In relazione alle modalità di costruzione vi sono importanti differenze tra i due tipi di scavo. Gli scavi profondi, in genere più profondi e più larghi delle trincee, sono soggetti a fenomeni di sollevamento alla base, che raramente si presentano come problemi vincolanti durante la realizzazione di trincee. A confronto con gli scavi profondi, i metodi di sostegno specifici delle trincee, spesso conducono a spostamenti orizzontali relativamente grandi, concentrati sul bordo della trincea. Le trincee profonde richiedono una rapida installazione dei muri di sostegno, non solo per consentire l'ingresso in sicurezza degli operai e per prevenire il collasso del terreno indebolito, ma anche per fare in modo che i movimenti del terreno provocati dallo scavo siano mantenuti a livelli accettabilmente bassi, al fine di minimizzare i danni dei servizi e delle strutture nelle vicinanze. In brevi termini le deformazioni consistono in movimenti, associati sia alle tensioni di rilassamento del terreno sia alla conseguente mobilitazione della intera forza di vincolamento del sistema di puntellamento.

Nei terreni argillosi, i movimenti del terreno attribuibili alla rimozione del contrasto laterale del terreno, possono essere incrementati dalla presenza di acqua nelle fessure create dai movimenti del muro verso l'interno e spesso anche dal piazzamento del materiale di scavo troppo vicino al lato della trincea.

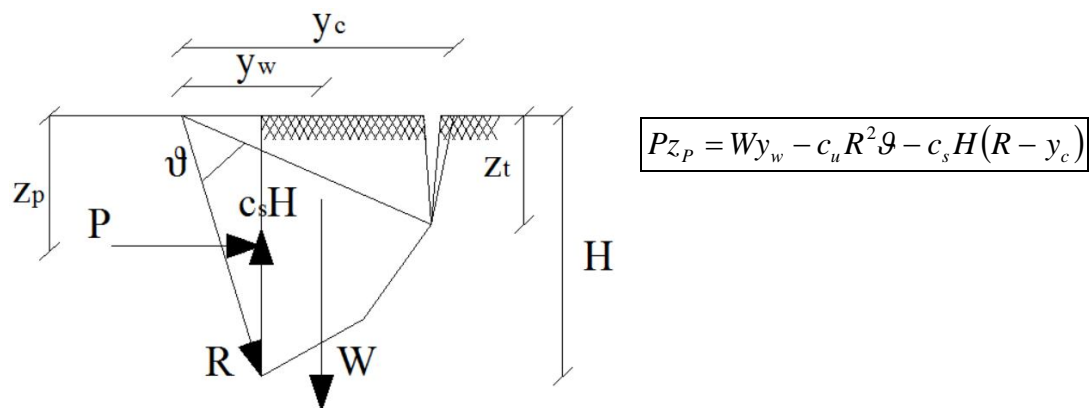
2.1 Fasi realizzative: scavo e modalità di sostegno

Lo scavo nel terreno di trincee profonde in genere è compiuto mediante l'impiego di escavatori meccanici che si muovono lateralmente lungo la linea della trincea. Per trincee lunghe, lo scavo, il sostegno, i servizi di installazione e successivo reinterro vanno compiuti per step o intervalli che interessano profondità dell'ordine dei 4 metri o 6 metri, in modo da ridurre la necessità in sito di quantità eccessive di materiali di puntellamento e ancoraggio. Travi di puntellamento e

sistemi di sostegno, spesso costituiti da travi tra le più comuni e puntelli in acciaio regolabili, sono i più economici da impiegare.

Nonostante le restrizioni sulle lunghezze di scavo e il sostegno ritenuto adeguato alle proprietà della trincea, le procedure di costruzione sono spesso troppo poco rigorose per minimizzare i movimenti del terreno adiacente.

Nella fase di progetto, la spinta necessaria al sostegno della trincea per mantenere la stabilità dello scavo e minimizzare i movimenti del terreno, può essere stabilita mediante semplici analisi di stabilità alle pressioni totali, come mostrato nell'esempio seguente.



dove

W: peso della potenziale superficie di scorrimento, applicata nel centro di massa;

H: profondità della trincea;

c_u : resistenza di taglio non drenata del terreno;

c_s : adesione tra il terreno e la trincea;

R: raggio del cerchio di scorrimento.

Terzaghi e Peck (1968) suggerirono che il punto di applicazione della risultante può essere assunto a una distanza dalla superficie pari al 60% della profondità della trincea.

Le spinte calcolate sono molto sensibili al valore di coesione non drenata c_u assunta; di conseguenza i carichi di puntellamento valutati in questo modo possono essere considerati con una approssimazione di un ordine di grandezza.

Dopo lo scavo fino al livello di progetto, dopo la preparazione della fondazione e la posa dei dispositivi utili in fase di esercizio, il reinterro della trincea deve essere completato in più fasi, con la compattazione meccanica di successivi strati di

terreno. La densità in situ del terreno di riempimento può essere modificata in base alle specifiche di progetto, mediante metodi di ripiazzamento del terreno.

2.2 Movimenti del fronte di scavo associati alle trincee profonde

Si può riassumere la grandezza dei movimenti del suolo causati dallo scavo sulla base del tipo di terreno:

- i. Sabbie da medie a dense e ghiaia sopra il piano dell'acqua. I movimenti verticali e orizzontali variano da un massimo di 0.5% della profondità della trincea subito a lato della trincea, a un valore trascurabile alla distanza di 1.5 volte la profondità di scavo.
- ii. Argille soffici. Quando una porzione maggiore del profilo del terreno comprende argilla soffice, sono prevedibili grandi movimenti. I movimenti verticali e orizzontali sui muri della trincea possono essere pari al 3% della profondità della trincea e possono caratterizzare una zona di larghezza superiore al doppio della profondità di scavo. Grandi spostamenti possono verificarsi in seguito, come conseguenza dei carichi dovuti al traffico e del consolidamento del terrapieno scarsamente compattato, che si sviluppa in genere dentro una zona posta dietro i muri della trincea a una distanza pari circa al 50% della profondità della trincea.

2.3 Previsione dei movimenti del fronte di scavo in relazione alla profondità delle trincee

Un corpo di dati di casi storici fornisce la base per prevedere questi movimenti. La Figura 4.3 riassume gli studi di Peck (1969) sulla distribuzione degli assestamenti verticali intorno a scavi di trincee profonde e include i risultati di studi parametrici agli elementi finiti di Croft (1980).

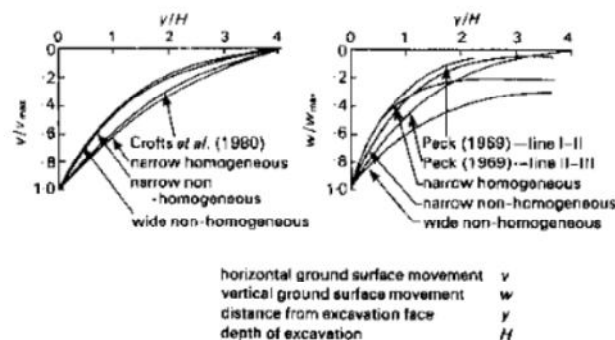


Figure 4.3 Ground surface movements close to trench excavation faces (after Crofts *et al.*, 1980).

Lo spostamento del terreno vicino e parallelo al muro di una trincea può essere stimato usando il metodo di previsione imposto da Harris e O'Rourke (1983). Gli spostamenti normali alla faccia del muro della trincea vengono indicati con v , quelli verticali con w ; sono valutati empiricamente mediante dati di casi storici su trincee realizzati in materiali simili. Tali previsioni sono applicabili di solito solo su movimenti a breve termine.

Assumendo che il movimento normale verso l'interno del muro della trincea possa essere descritto mediante una curva sinusoidale, e applicando questa stessa funzione al movimento verticale ne consegue che:

$$\frac{d}{d_{\max}} = \frac{1}{2} \left[\sin \left(\frac{cx}{H} \right) + 1 \right]$$

oppure:

$$\frac{cx}{H} = \sin^{-1} \left[\frac{2d}{d_{\max}} - 1 \right]$$

dove

- c: coefficiente empirico valutato in base ai dati di casi storici rilevanti;
- x: distanza longitudinale della faccia dello scavo nel punto in questione;
- H: profondità della trincea;
- d: risultante del movimento del terreno in un punto qualsiasi lungo il profilo di sviluppo degli spostamenti trasversali $\left(d = \sqrt{v^2 + w^2} \right)$,
- d_{\max} : spostamento massimo risultante lungo l'intero profilo.

2.4 Danneggiamento delle strutture vicine

I movimenti del terreno sono stati riferiti ad un piano verticale perpendicolare al muro a lato dello scavo. Questi movimenti causano in una struttura sforzi di taglio e flessionali.

Ignorando la terza componente di movimento, parallela al muro di trincea, il massimo movimento risultante dopo che la faccia è avanzata almeno della distanza L oltre il piano (y,z) in questione comprende:

- a) movimento del muro verticale della trincea non supportato.

- b) dopo l'installazione del sostegno del muro a lato della trincea, movimento del muro della trincea per portarlo a contatto con il sostegno.
- c) deviazione dei sostegni come risultato della mobilitazione dell'intero sistema di puntellamento al fine di mantenere l'integrità del lato della trincea.
- d) movimento durante la consolidazione del terrapieno usato per ripristinare la trincea.

E' conveniente classificare gli effetti a), b), c) come *effetti a breve termine*, e la componente d) come *effetto a lungo termine*, dipendente dal tempo.

2.4.1 Effetti sulle tubazioni

Lo scavo di una trincea vicino a una tubazione che corre parallela alla linea di scavo è uno delle cause più comuni di rottura delle tubazioni. Alcune rotture avvengono nel momento di scavo, ma spesso si verificano alcuni mesi dopo il completamento delle operazioni di reinterro.

La grandezza della flessione della tubazione e delle distorsioni sui giunti, sono strettamente dipendenti dalla vicinanza della tubazione stessa con la trincea e dalla posizione dei giunti lungo l'asse delle x del profilo di sviluppo degli spostamenti verso l'interno. Ovviamente per una trincea che avanza, lo spostamento del terreno interessa progressivamente sezioni della tubazioni che prima erano indisturbate, fino a sottoporre l'intera tubazione a condizioni sia di massima tensione che di massima rotazione del giunto. Dato che i danni ad una tubazione possono essere causati sia da eccessive tensioni, sia da eccessive rotazioni, entrambe le condizioni richiedono approfondimenti.

Misure locali della tensione sulla tubazione, fatte per determinare gli effetti della trincea adiacente, vanno interpretate con cura. Queste misure tenderanno a sottostimare le tensioni permanenti a meno che esse non siano prese in corrispondenza dell'inizio o della fine della lunghezza della trincea.

Una ulteriore interazione potenzialmente critica tra la trincea profonda e la tubazione si verifica quando uno scavo attraversa e scalza una tubazione, in particolar modo se la tubazione è costretta a rimanere sospesa sopra la trincea, fino a che essa non è ripristinata. Una zona sensibile della tubazione in ferro (perlopiù per l'approvvigionamento di gas o acqua) può essere rinforzata

inserendo sezioni in acciaio sulla lunghezza della tubazione, prima che le operazioni di trinceramento inizino.

E' richiesta una buona conoscenza del sito in modo da minimizzare i movimenti del terreno indotti dallo scavo e gli assestamenti associati al consolidamento del terrapieno. Altrimenti, in corrispondenza di condizioni gravose anche una sezione rinforzata della tubazione può costituire un rischio per la deformazione locale e l'espulsione di un giunto.

2.4.2 Effetti sugli edifici

Gli edifici adiacenti lo scavo sono soggetti a deformarsi, in corrispondenza di cedimenti differenziali del terreno e distorsioni laterali differenziali. I criteri di valutazione del danno strutturale non vengono qui discussi.

2.5 Valutazione dei parametri del terreno per le previsioni analitiche

Per la corretta applicazione dei metodi di analisi numeriche, sono richiesti valori sufficientemente rappresentativi per descrivere il comportamento del terreno. Modellazioni elastiche della interazione terreno-struttura richiedono la valutazione della rigidità del terreno E_s , la pressione totale in situ o la pressione efficace quindi i coefficienti di pressione del terreno K_{tot} o K_o rispettivamente, il coefficiente k_u .

$$K_{tot} = K_o + (1 - K_o) \frac{\gamma_w}{\gamma_b}$$

dove γ_w è il peso specifico dell'acqua e γ_b è il peso specifico del terreno di scavo.

$$k_u = \frac{E_s}{1.35D_p}$$

dove E_s è ottenuto da test pressiometrici di tipo down-hole; D_p è il diametro dello strumento.

Dove non sono possibili test in situ, si ricorre a valori tabulari che forniscono i valori di E_s e K_{tot} a seconda del tipo di terreno in cui si opera.

3. Scavi profondi

Nelle aree urbane, a causa di spazi di ridotti, la maggior parte degli scavi di fondazione richiedono in genere asportazione di terreno verticale e un sistema di supporto laterale. In particolare, spazi con superficie limitata hanno condotto alla diffusione di progetti di spazi sotterranei, come ad esempio la realizzazione di parcheggi sotterranei. Collegata a questo è la richiesta di realizzare nuove strade con il minimo disturbo verso aree densamente popolate. Tutto ciò prevede degli scavi profondi e la costruzione di alti muri di sostegno adiacenti agli edifici esistenti.

Se lo scavo è di natura temporanea, come per la fondazione di un edificio, il sostegno è richiesto solo mentre la costruzione procede dalla fondazione fino al livello del terreno. In questi casi possono essere appropriati rinforzi di acciaio, puntelli in legno o palancole infisse (con o senza sistema di ancoraggio al terreno).

Lo scavo per muri di sostegno o per fondazioni di edifici spesso prevede ancoraggi in c.a. gettati in sito o diaframmi, che saranno poi integrati nella struttura permanente.

3.1 Scavi rinforzati

Date opportune condizioni del terreno e di posizionamento, il sostegno del muro con pali in acciaio rinforzati è un economico metodo di realizzazione. Il motivo di economicità dei pali consiste nella capacità di reimpiego, tipicamente cinque volte o più in terreni favorevoli. Questo sistema, tuttavia, ha lo svantaggio che la sua installazione è accompagnata da fastidiose vibrazioni, che possono precluderne l'applicazione in aree urbane. In terreni non coesivi questi effetti determinanti possono essere portati al minimo grazie al rapido posizionamento di attrezzi vibranti piuttosto che attrezzi a martello ad azione singola o doppia.

Il vincolo verticale alla deformazione può essere fornito mediante pannelli verticali rinforzati, posizionati dentro lo scavo. Tuttavia, una libertà di movimento aggiuntiva per l'apparato dentro lo scavo può essere raggiunta con l'impiego di pali spinti a una profondità sufficiente sotto la base dello scavo, per prevenire il sollevamento del muro. Possono essere impiegate strutture in cemento armato e

travi di puntellamento per avere vantaggi quando vengono poi incorporate nel lavoro finito, in particolare per travi ad anello a sostegno delle fondazioni. Sviluppando il lavoro in questa maniera, non sono necessari rinforzi che attraversano lo scavo; è possibile così avere uno spazio in cui operare che è completamente non ostruito.

In generale, uno scavo rinforzato deve manifestare i seguenti requisiti:

- i. I membri di rivestimento devono essere in grado di sostenere senza cedimento i carichi orizzontali risultanti dalle pressioni del terreno, dalle pressioni idrostatiche dell'acqua, dai sovraccarichi.
- ii. I pali di rivestimento devono poter essere estratti per il loro riutilizzo.
- iii. L'armatura strutturale per supportare il rivestimento deve essere forte abbastanza da resistere al cedimento o a eccessivo snervamento. L'armatura deve essere rinforzata per vincolare i movimenti nel piano orizzontale e verticale.
- iv. Le armature di rinforzo devono essere posizionate ad intervalli sufficientemente ampi, per fornire lo spazio di lavoro per lo scavo meccanico della pianta e per facilitare l'asportazione del materiale di scavo.
- v. Le armature di rinforzo devono essere in grado di essere aggiustate per trasferire il carico alla struttura permanente in sicurezza; devono essere in grado di essere smantellate senza danneggiamento della struttura permanente.
- vi. Deve essere considerato il vantaggio di usare componenti della struttura permanente per il sostegno dello scavo, per esempio i piani di una fondazioni su più livelli.

3.1.1 Progetto di sostegno degli scavi rinforzati

Con l'aumento della profondità dello scavo, il terreno esterno al taglio tende a cedere e a trascinare giù i pali secondo il fenomeno dell'attrito negativo. Per rendere minimo tale cedimento i pali devono essere guidati a una profondità sufficiente dentro uno strato di supporto per sviluppare un livello di resistenza almeno uguale alle forze di trascinamento verso il basso. Il rivestimento di pali è spesso soggetto a forze dirette verso il basso dovute al peso proprio del sistema di

rinforzo e, in aree urbane, al peso del traffico stradale; in fase di progetto bisogna considerare questi carichi.

Per queste ragioni la profondità alla quale vengono annegati i pali deve essere aumentata secondo le considerazioni fatte. Può essere vantaggioso ed economico estendere i pali fino a raggiungere uno strato solido, sempre se la profondità richiesta non risulta eccessivamente grande comparata con quella risultante dal calcolo di progetto.

La rigidità orizzontale del sistema di supporto richiesta è fornita dai puntoni che attraversano l'interno dello scavo. I puntoni sono in genere di acciaio.

Peck (1969) sviluppò alcuni diagrammi per le pressioni di progetto nel caso di scavi puntellati. Questi diagrammi non rappresentano la reale distribuzione delle pressioni del terreno in qualunque sezione verticale dello scavo, ma costituiscono idealmente i massimi carichi dei puntoni a certi particolari livelli.

E' essenziale il precarico dei puntoni per favorire la rigidità del sistema di rinforzo e di conseguenza ridurre il movimento del muro. Nella maggioranza dei casi i puntoni sono sottoposti a carichi compresi tra il 40% e il 70% del carico di progetto, in modo da essere sufficientemente rigidi per contrastare ulteriori movimenti del terreno ad un particolare livello ed essere in grado di sopportare sforzi aggiuntivi se è necessario uno scavo aggiuntivo.

Vanno evitate le pratiche che chiamano in causa elevati precarichi, dato che comportano concentrazioni di pressioni del terreno che possono superare le pressioni di progetto.

E' importante fissare dei limiti sulla profondità di scavo sotto l'ultimo rinforzo per prevenire perdite di terreno durante la fase di scavo. Per stretti controlli sui movimenti del terreno, le profondità di scavo sotto l'ultimo rinforzo devono stare al di sotto di 5.5 metri nel caso di sabbie dense.

L'effettiva rigidità K_{Es} di un puntone ad un dato livello del sostegno è data da:

$$K_{Es} = \frac{P_s}{\Delta s}$$

dove P_s è la forza di precarico media sul puntone e Δs è la deformazione apparente media del puntone.

Vista da un'altra prospettiva, la rigidità elastica ideale K_s di un puntone singolo è data da:

$$K_s = \frac{E_s A_s}{l}$$

dove E_s è il modulo di elasticità del materiale del puntone; A_s è l'area della sezione trasversale del puntone; l è la lunghezza del puntone.

Grande attenzione va mantenuta quando si adotta la comune procedura di installazione di puntoni tra il muro e una porzione della fondazione già completata. Anche se precaricato, questo tipo di sistema di rinforzo può non garantire il vincolo che previene significativi movimenti verso l'interno che risultano da un comportamento a mensola del muro.

Se un diaframma è supportato da puntoni precaricati, durante la fase di scavo, in seguito alla costruzione della soletta di fondazione e del conseguente piano di fondazione che agisce come un puntone di sostegno permanente, i puntoni precaricati vengono espulsi. Il muro dimostra movimenti controllati durante il sostegno temporaneo, fino al momento in cui la funzione di rinforzo orizzontale viene esercitata dal piano di puntellamento.

Una procedura di scavo che mira alla limitazione delle deformazioni in argille soffici e argille medie, implica l'adozione di terrapieni temporanei. Lo scorrimento e il creeping portano alla alterazione graduale dei terrapieni e, per controllare i movimenti del terreno, deve essere minimo l'intervallo di tempo tra l'asportazione del terreno al centro dello scavo e l'installazione di rinforzi rigidi.

3.2 Scavi con muri intirantati

Nel caso di scavi ampi, se sostenuti da travi di puntello e puntoni, sono richiesti elementi lunghi e rinforzati fortemente a compressione, supportati da pali o ganci. L'uso di sostegni ancorati sul retro evita la necessità di elementi lunghi soggetti a compressione permette di avere uno spazio dentro lo scavo completamente non ostruito. Questo metodo può avere ristretta applicazione in aree urbane, a causa della difficoltà di trovare un allineamento degli ancoraggi non ostacolato da impianti di fornitura di gas, acqua o da impianti di fognatura.

Vanno annotate alcune considerazioni generali:

- i. Un muro intirantato ha una prestazione migliore rispetto ad un muro rinforzato.

- ii. Il movimento di un muro intirantato e il cedimento del terreno dietro il muro, può essere sostanzialmente ridotto mediante accurata configurazione degli ancoraggi e del precarico.

Gli ancoraggi possono essere impiegati sia per un sostegno temporaneo, connessi con i pali di puntellamento, sia come una caratteristica permanente con i pali di puntellamento o con diaframmi gettati in sito o con muri di pali contigui. I diaframmi sono in genere progettati come elementi permanenti secondo i criteri applicabili ai muri di sostegno.

3.2.1 Progetto di muri intirantati

In termini di stabilità simili considerazioni si applicano sia ai muri di puntellamento intirantati, sia ai diaframmi intirantati o ai muri di pali contigui. Per muri di trincea o muri di fronte di scavo l'unica differenza è la rigidità del muro. Tuttavia nella costruzione degli edifici la rigidità del muro posto a fronte di uno scavo, la stabilità a lungo termine è incrementata dalla presenza del piano di fondazione.

Le pressioni laterali sugli elementi del muro sostenuti dagli ancoraggi sono soggetti a cedimenti degli ancoraggi e delle travi di puntellamento, nello stesso modo delle pressioni negli scavi rinforzati. In un sistema di tiranti progettato correttamente, la flessione verso l'interno del muro sarà massima in corrispondenza del piano di campagna e minima sul fondo dello scavo.

Peck (1969) suggerì che una distribuzione triangolare delle pressioni è appropriata per descrivere il fenomeno. Se è permesso un cedimento, le pressioni sul muro e sulle trave di puntellamento non saranno sottostimate se viene adottato il diagramma trapezoidale, ma assumendo pressioni uniformi al livello pari ad un quarto della profondità. Se non è previsto un cedimento, o solo una piccola flessione verso l'interno, allora il terreno dietro il muro richiede precompressione dei tiranti con conseguente incremento delle pressioni del terreno.

Nel caso di ancoraggi inclinati, in cui i carichi verticali sono trasferiti al muro, i pali di puntellamento vanno posti ad una profondità sufficiente sotto la base dello scavo, per sostenere i carichi verticali mediante attrito laterale e portanza alla punta.

Il progetto di ancoraggi al terreno è in sostanza un problema meccanico sulla capacità portante del terreno. Si consigliano procedure semplici di Attewell e Farmer (1976). I movimenti del terreno causati dallo scavo, possono essere controllati efficacemente con scavi a più riprese, installando progressivamente ancoraggi nel terreno.

Nel caso di un sottopassaggio di 1 km in uno scavo profondo oltre 10 metri, sono state considerati diversi tipi di muri di sostegno, sia muri di sostegno convenzionali, sia diaframmi. Questi ultimi sono stati adottati nel progetto finale. La scelta di diaframmi con multipli livelli di ancoraggio, contrastava il problema di costruire altri muri di sostegno vicino ad edifici esistenti.

3.3 Previsione dei movimenti del fronte di scavo

Come parte del progetto di uno scavo profondo, la previsione dei movimenti del terreno che si verificheranno va condotta con cura, con attenzione agli effetti di tali movimenti. Questo è particolarmente importante in prossimità di altri edifici o servizi esistenti. Ci sono due opzioni che il progettista può seguire.

Con la prima opzione il progettista può sviluppare una previsione empirica approssimata, basata sull'incremento di volume osservati in diversi casi storici. Questo tenderà a fornire l'ordine di grandezza degli spostamenti e l'influenza sul terreno. Questo tipo di approccio può essere accettabile in alcuni casi, in cui l'abilità tecnica e il controllo del terreno deve essere di alto livello, dove la procedura di costruzione è sicura e provata e dove il sito di costruzione è ragionevolmente libero da strutture o servizi adiacenti sensibili.

La seconda opzione include l'uso di tecniche di modellazione numeriche, come i metodi agli elementi finiti. Una applicazione simile sarà discussa in seguito.

Dato che lo scavo profondo genera spostamenti di terreno orizzontali e verticali dietro le pareti di supporto e sollevamento alla base, è molto frequente considerare l'approccio empirico per stimare tali movimenti.

3.3.1 Previsione empirica

I dati di osservazione storica furono classificati da Peck (1969) in termini di quattro tipi di terreno: sabbia non coesiva, argilla soffice, argilla di media consistenza, argilla rigida.

I maggiori spostamenti si hanno per argille di soffice e media consistenza.

Basandosi sui dati sperimentali e studi sui metodi agli elementi finiti, Mana (1981) introdusse un metodo di stima dei movimenti dentro le trincee rinforzate in terreno argilloso. Questo metodo comprendeva la determinazione di vari fattori, tra cui la rigidità del muro, la rigidità del puntellamento, la profondità di scavo, e il fattore di sicurezza nei confronti del sollevamento alla base. Includendo coefficienti e moltiplicatori basati sui sopracitati fattori, è un metodo molto utile per i progettisti, che necessitano di rapide valutazioni riguardo ai cambiamenti che si verificano nella fase di progetto.

Il seguente riassunto offre una guida generale sul metodo empirico:

- i. *Per sabbie e terreni granulari coesivi*, i movimenti del terreno sono piccoli se il livello della falda acquifera sta al di sotto della base dello scavo oppure è tenuto sotto controllo, e se i rinforzi sono adeguatamente precompressi. Il massimo cedimento in sabbie sciolte e ghiaie può essere dell'ordine del 0.5% della profondità di scavo. I movimenti sono meno estesi lateralmente rispetto al caso di argille. Va tenuta in considerazione una zona di disturbo a lato dello scavo di lunghezza pari alla profondità dello scavo.
- ii. *Per argille soffici e di media consistenza*, il massimo movimento verso l'interno del puntellamento e il massimo cedimento della superficie sono comunemente dell'ordine dell'1% o 2% della profondità di scavo. Va tenuto conto inoltre che i cedimenti in argille soffici si possono verificare anche a distanze pari a tre o quattro volte la profondità di scavo. Lavori analitici dimostrano che il massimo movimento del terreno è circa uguale al massimo spostamento laterale del muro, indicando così che il terreno si deforma a volume costante.

Il massimo cedimento e il valore limite dello spostamento laterale sono legati al *numero di stabilità* della base di scavo, N_b .

$$N_b = \frac{\gamma H}{c_u}$$

Se N_{cb} è il numero di stabilità critico in corrispondenza della rottura della base, allora i movimenti del terreno crescono notevolmente quando il

rapporto $\frac{N_{cb}}{N_b}$ tende all'unità.

Per una argilla normal-consolidata, il cedimento avviene quando:

$$\frac{N_{cb}}{N_b} \approx 1.5 \text{ o } 2.$$

La presenza di roccia a profondità non elevate riduce la grandezza dei movimenti del terreno, evitando il movimento profondo sotto lo scavo.

Analizziamo il caso storico che si verificò durante la costruzione della metropolitana di Boston, U.S.A. Si adottarono per il sostegno di sezioni adiacenti due tecnologie di supporto differenti: rivestimento di pali e cemento armato gettato in opera.

La stratigrafia del terreno, la profondità del muro e la distanza reciproca tra i rinforzi era sostanzialmente uguale per entrambi i sistemi di sostegno; l'unica differenza era costituita dalla rigidità del muro.

Si verificarono spostamenti discordanti di un ordine di grandezza: 12 mm per il muro in c.a. e 112 mm per il rivestimento con pali. Questo esempio dimostrò come la previsione empirica del movimento del terreno con possa prescindere dalle caratteristiche del sistema di sostegno.

- iii. *Per argille rigide*, i movimenti del terreno indotti dallo scavo si riducono a una frazione dell'1% della profondità di scavo e diminuiscono all'aumentare della rigidità del terreno. Movimenti più grandi e diffusi possono avvenire in scavi sostenuti rigidamente, nel caso di depositi profondi di argilla rigida.

Diversi indicatori elaborati in seguito a misurazioni in argille sovraconsolidate possono essere applicati a terreni simili:

- a) I movimenti in corrispondenza di uno scavo non sostenuto o sostenuto parzialmente sono dipendenti dal tempo ed è essenziale prevedere un sistema di sostegno resistente.
- b) Il valore di K_0 non è unico con la profondità per terreni di argilla estendibili lateralmente. Ogni variazione rispetto al valore iniziale delle pressioni orizzontali del terreno va tenuta conto nella storia tensionale.
- c) Movimenti orizzontali e verticali significativi si possono verificare a una distanza di tre volte o più della profondità di scavo.

- d) In scavi supportati con muri intirantati gli spostamenti laterali di campo si possono verificare a una distanza pari a più di cinque volte della profondità di scavo.
- e) Il sollevamento e il rigonfiamento della base continua per molti anni, fino a quando si ristabilisce uno stato di pressione costante e una pressione interstiziale di regime.
- f) I moduli di deformazione di Young delle argille crescono significativamente con la profondità; assumono valori pari a tre volte quelli ottenuti da prove di laboratorio.
- g) I movimenti attribuibili a cambi di pressioni possono generare un progressivo scorrimento superficiale, avendo una resistenza al taglio pari o simile al valore residuo in trincee non supportate.

3.3.2 Previsione mediante utilizzo di metodi numerici

Gli scavi profondi in genere forniscono scenari di modellazione ideali per l'applicazione dei metodi agli elementi finiti. Depositi stratificati aventi differenti proprietà geotecniche sono facilmente trattabili così come lo scavo condotto in fasi diverse, ma resta anche in questi metodi il problema generale di definire i moduli di deformazione del terreno.

La scelta dei valori E e ν deve essere basata su considerazioni ingegneristiche derivanti da evidenze sperimentali, come prove di laboratorio su tanti campioni di terreno, oppure da down load tests, oppure da test in situ (come piastra di carico), e derivanti dalla conoscenza di casi storici sulla performance di edifici adiacenti lo scavo in terreni simili.

La già citata realizzazione del parcheggio sotterraneo scavato in terreno di tipo London Clay, fornisce un esempio di come l'intelligente applicazione di metodi agli elementi finiti possano risultare vantaggiosi. Basati sui risultati di test ad hoc e interpretati i dati di casi storici, le analisi del processo di scavo fornirono alcune previsioni in buon accordo con il comportamento in seguito verificatosi. Ciò nonostante, sono emerse alcune previsioni ingannevoli a causa delle inevitabili semplificazioni assunte nel modello.

Il grado di precisione con il quale uno scavo è realisticamente modellato deve essere determinato facendo riferimento a molti fattori, inclusi la corrispondenza

alla realtà dei parametri del terreno, l'accuratezza richiesta per la realizzazione dello scavo e il costo dell'analisi.

Il metodo agli elementi finiti è in genere di buona applicazione nel caso di argille rigide. Indagini recenti hanno condotto alla considerazione che questi terreni possono essere ragionevolmente approssimati come materiali elastici porosi, in particolar modo quando vengono modellati bi-dimensionalmente in problemi piani.

3.4 Aspetti meccanici del terreno in seguito a deformazioni da scavo

La resistenza a taglio del terreno è mobilitata dalla deformazione di rilassamento. Ci si aspettano regimi di dilatazione e compressione per sviluppare velocemente tale resistenza in terreni permeabili e non coesivi. Il riadattamento è dipendente dal tempo in terreni argillosi, e possono essere necessari alcuni anni di deformazioni del terreno per riequilibrare la pressione interstiziale e per raggiungere una situazione stabile.

Il fattore critico nel determinare sia la grandezza del cedimento nel lato esterno allo scavo sia l'ordine di grandezza degli effetti di sollevamento dello scavo, è il movimento verso l'interno del lato della trincea sotto il livello dello scavo. Se è evitato il cedimento locale degli elementi di base, gli effetti di sollevamento saranno piccoli e altrettanto piccoli saranno i movimenti laterali del terreno.

I movimenti saranno grandi se le pressioni effettive sugli elementi di base sono in grado di provocare la rottura.

Nelle analisi dei movimenti in terreni argillosi, il coefficiente di spinta a riposo iniziale K_0 , è di grande importanza. Le condizioni di pressione a riposo influenzano lo stato tensionale del terreno che si verificherà quando il confinamento del materiale circostante verrà a mancare a causa dello scavo. Le argille sovraconsolidate possono essere soggette a un eccessivo sollevamento, risultante da grandi movimenti laterali sotto lo scavo indotti dalle pressioni. Inoltre, le condizioni di taglio passivo sotto la base, aiutate e accompagnate da elevate pressioni interstiziali negative, facilitano la fuoriuscita dell'acqua interstiziale dagli elementi del muro. Questa è la causa della riduzione della resistenza del terreno sotto la base dello scavo e di un incremento delle deformazioni alla base.

Una stima realistica di K_o è un requisito preventivo essenziale per operazioni agli elementi finiti. Tuttavia è K_o notoriamente difficile da determinare con accuratezza. In una rivista su tale argomento, Kyrou (1982) suggerì che le tecniche in sito forniscono i migliori risultati utilizzabili nella pratica dagli ingegneri, con particolare riferimento ai pressimetri auto-perforanti.

E' ben noto che le proprietà del modulo di resistenza e di deformazione di argille soffici e argille di media consistenza possono variare anche di oltre un fattore 4, a seconda della direzione di carico. Dal lavoro di Clough (1981), che comprende gli effetti dell'anisotropia della resistenza del terreno nelle analisi standard isotrope di Terzaghi, emerge che l'ipotesi di isotropia può condurre a diversi errori, in particolare:

- i. Il fattore di sicurezza di sollevamento alla base calcolato può essere di oltre il 50% rispetto a quello reale in argille fortemente anisotrope e può essere sovrastimato del 10% o 30% in argille moderatamente anisotrope.
- ii. I movimenti laterali del muro e il cedimento della superficie del terreno può essere più grande di quelli previsti.
- iii. Potenziali effetti dannosi, sorgenti da una anisotropia strutturale trascurata (anche in termini di resistenza), intervengono molto spesso quando il fattore di stabilità di sollevamento alla base è inferiore a 1.4.

Nella pratica, la stabilità della base di uno scavo profondo può essere disturbata da diversi fattori:

- i. Sollevamento verso l'alto, risultante da pressioni di rilassamento in terreni soffici e coesivi.
- ii. Sollevamento verso l'alto causato da pressioni idrostatiche in strati permeabili sotto la base.
- iii. Danneggiamento della base dovuto a forze di filtrazione dell'acqua verso l'alto.

Il primo fattore (i) può essere contrastato mediante un progetto basato sulla teoria della capacità portante.

Una riduzione della pressione idrostatica (ii), abbassando il livello della falda, può influenzare i cedimenti del terreno di un'area molto estesa.

Lambe (1970) fornì delle considerazioni circa un caso reale di uno scavo di 16.7 metri di profondità, sostenuto da puntelli in acciaio e rinforzi che attraversavano lo scavo. Furono misurati sulla sommità dello scavo cedimenti dell'ordine di 250 mm, la maggior parte dei quali dovuti alla consolidazione provocata dall'abbassamento del livello di falda.

L'instabilità alla base dello scavo dovuta a tracimazione o a condizioni veloci, può essere controllata sia inserendo pali di puntellamento o rivestimenti in cemento armato in uno strato impermeabile per formare una interruzione, sia estendendo questi elementi fino a una profondità calcolata per aumentare la lunghezza del percorso di filtrazione in modo da ridurre la velocità del flusso diretto verso l'alto fino ad un livello tollerabile.

La presenza di uno strato saturo di London Clay con sabbia separati a circa 20 metri sotto il livello del terreno ha avuto una maggiore influenza sulle condizioni di progetto della base per un parcheggio sotterraneo profondo 17 metri. Dubbi sull'efficacia a lungo termine delle varie soluzioni, hanno condotto alla decisione di assumere un diaframma profondo 30 metri, fino a raggiungere uno strato di argilla intatto, in modo da interrompere il moto di filtrazione orizzontale nella frazione di sabbia. Con questa configurazione progettuale, si analizzò la stabilità contro la spinta idraulica verso l'alto e si verificò accettabile.

3.5 Danneggiamento delle strutture vicine

I movimenti del terreno causati dallo scavo profondo, includendo spostamenti differenziali orizzontali e verticali, possono danneggiare sia le strutture in elevazione sia le strutture interrate presenti nelle vicinanze dello scavo.

3.5.1 Effetti sulle tubazioni

Distorsioni angolari, tendenza ad incurvarsi e distorsioni laterali possono creare problemi strutturali e mettere in pericolo lo stato di esercizio delle strutture. Per una previsione conservativa di potenziali danni prima dello scavo è prudente assumere che le distorsioni previste per il terreno si trasferiranno anche sulla struttura, cioè assumere che la fondazione della struttura si deformerà compatibilmente con il terreno.

Parte di questo spirito conservatore sarà rimosso applicando il criterio di danneggiamento discusso da Burland e Wroth (1974): con questo approccio

saranno seguite misure di protezione prima dello scavo (tipicamente rinforzo contro rotture tensionali o di taglio in punti di debolezza della struttura, previsione di puntellamenti). Inoltre è utile distribuire strumenti di misurazione e monitorare in continuo il comportamento di edifici vulnerabili.

Tutte queste informazioni costituiscono un obiettivo di base per la previsione dei danni sugli edifici.

3.5.2 Effetti sugli edifici

Gli edifici adiacenti lo scavo sono soggetti a deformarsi, in corrispondenza di cedimenti differenziali del terreno e distorsioni laterali differenziali. I criteri di valutazione del danno strutturale non vengono qui discussi.

4. Muri di sostegno: analisi e progetto

4.1 Pressione laterale del terreno

Ai fini del progetto di strutture di sostegno del terreno, è necessario avere una completa conoscenza dei concetti e della teoria delle pressioni laterali del terreno. Sebbene la completa rivisitazione delle teorie delle pressioni laterali vada al di là degli scopi di questa trattazione, si presenterà una visione globale delle teorie classiche e più comuni.

Siccome i terreni possiedono resistenza al taglio, la grandezza della tensione in un punto può essere differente a seconda della direzione. Per esempio, la pressione orizzontale in un punto interno a un deposito di terreno è in genere diversa dalla pressione verticale. Questo si discosta da ciò che avviene in un fluido, dove la pressione in un punto è indipendente dalla direzione. Il rapporto tra la tensione orizzontale efficace σ'_h e la tensione verticale efficace σ'_v è noto come il coefficiente di pressione laterale del terreno, K .

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

Tipicamente, le tensioni verticali in uno strato di terreno può essere realisticamente calcolato moltiplicando l'unità di peso del terreno per la profondità. Al contrario, la pressione orizzontale non può essere prevista con accuratezza. Il valore del coefficiente della pressione laterale dipende non solo dalle proprietà fisiche del terreno, ma anche dai processi di costruzione o di deposito, dalla storia tensionale e dal tempo che intercorre tra le varie fasi di carico durante il percorso di carico.

Per un dato valore di tensione verticale, la capacità di un terreno di resistere alle tensioni di taglio ricade in un intervallo di possibili tensioni orizzontali (intervallo di valori di K), in cui il terreno rimane stabile. Dal punto di vista delle strutture di sostegno, ci sono due limiti o condizioni in cui il terreno va a rottura: condizione attiva e condizione passiva. I corrispondenti coefficienti di pressione laterale sono definiti rispettivamente da K_a e K_p . Nelle condizioni in situ, il reale valore del coefficiente di pressione laterale è dato dal coefficiente di pressione laterale a riposo K_0 .

In accordo con la teoria di Rankine, la condizione di pressione laterale attiva interviene quando la tensione orizzontale σ'_h cala fino al minimo valore possibile, richiesto per la stabilità del terreno.

Al contrario, la condizione passiva si verifica quando σ'_h cresce fino al punto in cui il terreno si rompe in seguito alla eccessiva compressione laterale. La figura 10.5 mostra situazioni pratiche in cui possono avvenire la rottura attiva e passiva.

Per illustrare meglio la relazione tra il coefficiente di pressione laterale e la resistenza al taglio del terreno, consideriamo il muro di sostegno di Figura 10.6. Assumendo trascurabile l'attrito tra il terreno e il muro, la tensione verticale efficace σ'_v alla profondità z è pari a:

$$\sigma'_v = \gamma z$$

Segue che la tensione orizzontale efficace è pari a:

$$\sigma'_h = K \sigma'_v$$

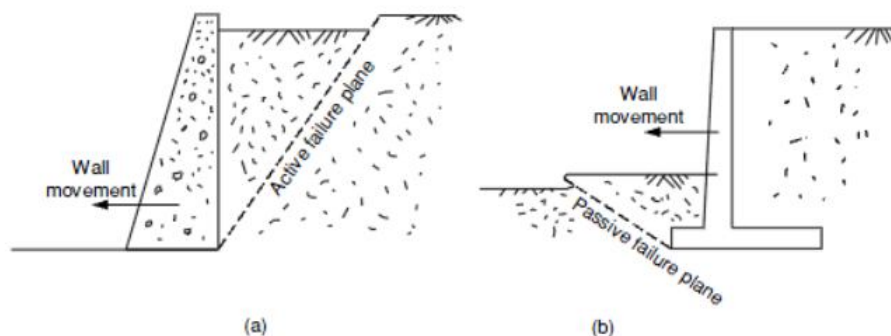


FIGURE 10.5 Idealized lateral earth pressure conditions leading to failure due to (a) active and (b) passive earth pressure.

In condizioni a riposo, il terreno è lontano dalla rottura e le condizioni di tensione sono rappresentate nello spazio delle tensioni di Mohr dal circolo A. In questo caso, il coefficiente di pressione a riposo del terreno, K_0 è uguale al rapporto tra σ'_{h0} e σ'_v .

In seguito, si assume che il muro si deformi o si allontani dal terreno di riempimento, riducendo in questo modo la pressione orizzontale. In tutto questo processo la pressione verticale rimane costante, nel caso in cui non intervengano cambiamenti nella condizione dei carichi verticali. La tensione verticale può essere ridotta fino al punto in cui le condizioni di tensione corrispondono al circolo B nello spazio di Mohr. In questo punto, il terreno avrà raggiunto la rottura

in condizioni attive. Il corrispondente coefficiente di pressione laterale del terreno K_a , è relazionato all'angolo di attrito interno del terreno φ attraverso la seguente equazione:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

L'angolo del piano di taglio rispetto all'orizzontale è di $(45^\circ + \varphi/2)$, misurato dal fondo del muro.

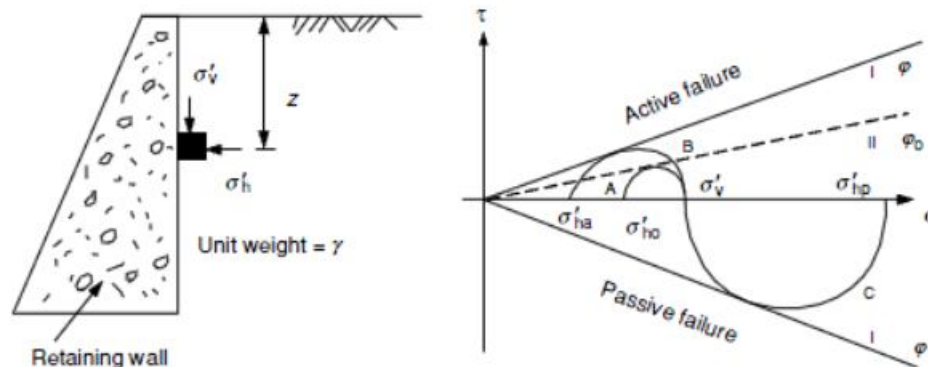


FIGURE 10.6
Schematic illustration of the relationship between lateral earth pressure and shear strength.

Si consideri ora lo scenario opposto in cui, partendo dalle condizioni a riposo il muro si muove nella direzione del terrapieno. Mentre le tensioni verticali restano costanti, la tensione orizzontale cresce gradualmente, fino a raggiungere un valore σ'_{hp} in corrispondenza del quale il terreno si rompe in condizioni passive. Le tensioni corrispondenti sono rappresentate dal circolo di Mohr C, e il coefficiente di pressione laterale del terreno, K_p , è pari all'inverso di K_a :

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

In questo caso l'angolo del piano di taglio misurato a partire dal fondo del muro rispetto l'orizzontale è $(45^\circ - \varphi/2)$.

Questo esempio illustrativo è uno strumento molto efficace nella comprensione dei concetti della pressione laterale. Connesso ad esso si notano ulteriori importanti osservazioni:

- L'angolo di attrito interno mobilitato a riposo, φ_0 , dipende dalle condizioni in situ delle tensioni orizzontali e verticali e perciò è una funzione del coefficiente di pressione del terreno a riposo:

$$\varphi_0 = \sin^{-1} \left(\frac{1 - K_0}{1 + K_0} \right) = 2 \left(45^\circ - \tan^{-1} \sqrt{K_0} \right)$$

- Anche se il terreno rimane dentro i limiti di rottura, cioè nella zona compresa tra la condizione attiva e la zona passiva, in corrispondenza di un qualsiasi cambiamento delle condizioni di carico si presentano delle deformazioni.
- Siccome la rottura attiva è raggiunta mediante un percorso tensionale più breve, confrontato con quello delle condizioni passive, sono associate alla rottura attiva delle deformazioni più piccole.
- Nel passaggio dalla condizione passiva alla condizione attiva o viceversa, quando le tensioni verticali e orizzontali sono uguali, si verifica la condizione $K=1$, e il circolo di Mohr collassa in un punto. In questo caso, il terreno si trova nella condizione più stabile.

E' molto difficile determinare il coefficiente di pressione laterale del terreno a riposo presente in situ mediante misurazioni dirette. Perciò, a questo proposito è pratica comune riferirsi a valori tipici e a formule empiriche. Una formula empirica sata comunemente nel caso di sabbie non cementate e di argille normalconsolidate per esprimere K_0 in funzione di φ , fu sviluppata da Jaky nel 1948:

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

Questa equazione fu modificata da Schmidt nel 1966 al fine di includere l'effetto di sovraconsolidamento:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) OCR^{\sin \varphi}$$

dove OCR è il rapporto di sovraconsolidamento.

TABLE 10.1

Deformation (Δ_x) Corresponding to Active and Passive Earth Pressure, as a Function of Wall Height, H

Soil Type	Δ_x/H	
	Active	Passive
Dense sand	0.001	0.01
Medium-dense sand	0.002	0.02
Loose sand	0.004	0.04
Compacted silt	0.002	0.02
Compacted clay	0.01	0.05

Il coefficiente di pressione laterale del terreno a riposo K_0 è stato anche correlato all'indice di liquidità delle argille (Kulhawy e Mayne, 1990), all'indice di tensione orizzontale del dilatometro (Marchetti, 1980; Lacasse e Lunne, 1988) e al valore N dello Standard Penetration Test (Kulhawy et al., 1989). La tabella a lato riporta il valore di K_0 per vari tipi di terreno.

Ai fini progettuali, si persegue la stima della pressione attiva e passiva del terreno mediante due teorie classiche.

Una è la teoria di Rankine, fin qui descritta, che si affida al calcolo dei coefficienti di pressione del terreno basandosi sulla resistenza al taglio di Mohr-Coulomb del terreno di riempimento. Sebbene siano state proposte in letteratura soluzioni approssimate per terreni di riempimento inclinati, non vengono qui presentate in quanto viene violata l'assunzione di assenza di attrito all'interfaccia muro-terreno. L'altra teoria impiegata è la teoria di Coulomb del 1776, in cui si considera la stabilità di un cuneo di terreno retrostante un muro di sostegno.

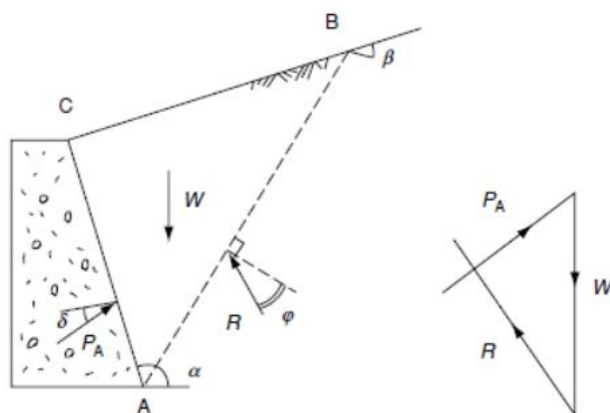


FIGURE 10.7
Coulomb's active earth pressure determination from the stability wedge.

Nella teoria originale, la linea AB è scelta in maniera arbitraria e il peso W del cuneo di terreno è calcolato conoscendo il peso unitario di volume del terreno. Le

direzioni della resistenza del terreno R , e della reazione del muro P_A , sono determinate sulla base dell'angolo di attrito interno del terreno φ , e dell'angolo di attrito all'interfaccia muro-terreno δ .

La stabilità del cuneo ABC è soddisfatta disegnando il triangolo delle forze, dal quale si determinano anche le intensità di P_A e R . Al fine di individuare la condizione più critica, si cambia la direzione della linea AB fino a che non si individua il massimo valore della forza P_A .

La teoria fornisce solo la grandezza totale della forza risultante sul muro, ma la pressione laterale del terreno si assume crescere linearmente dalla sommità al fondo del muro. Perciò è possibile calcolare un coefficiente equivalente della pressione laterale in queste condizioni, come segue:

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

dove: γ peso di unità di volume del terreno

H altezza del muro

K_A coefficiente di pressione attiva del terreno secondo Coulomb

Per semplici geometrie, come quella di Figura 10.7, l'inclinazione risultante in corrispondenza del massimo valore di P_A in condizione attive può essere determinato analiticamente e il coefficiente di pressione attiva può essere calcolato mediante la seguente espressione:

$$K_A = \left(\frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right)^2$$

Analogamente il coefficiente di pressione passiva K_p secondo Coulomb può essere espresso come:

$$K_p = \left(\frac{\sin(\alpha + \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right)^2$$

Per terrapieni orizzontali ($\beta = 0$), muri verticali ($\alpha = 90^\circ$) e interfaccia muro-terreno liscia ($\delta = 0$), i coefficienti di pressione del terreno secondo Coulomb si riducono ai corrispondenti coefficienti di Rankine.

In terreni granulari fini la pressione laterale è influenzata dalla presenza di resistenza per coesione. In condizioni attive la pressione laterale cala a causa della capacità del terreno di sopportare le tensioni di taglio, senza confinamento. La tensione orizzontale alla profondità z è perciò calcolata come:

$$\sigma_{h,a} = K_a \gamma H - 2c\sqrt{K_a}$$

Alla profondità critica z_c , calcolata a partire dalla superficie del terreno, le tensioni orizzontali si annullano.

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

Al di sopra di questa profondità, a causa della incapacità del terreno a resistere alle tensioni, non si sviluppa alcuna tensione orizzontale. Si è sempre ritenuto che si sviluppino fessure tensionali nel terreno che possono essere riempite di acqua, con pressioni laterali addizionali sul muro. Tuttavia, al momento è accettata l'assunzione che non si sviluppa alcuna fessura grazie alla capacità di rigonfiamento del terreno.

In condizioni passive, i terreni impongono pressioni laterali relativamente alte in relazione alla capacità che essi hanno a resistere a taglio. La pressione orizzontale è calcolata come:

$$\sigma_{h,p} = K_p \gamma H + 2c\sqrt{K_p}$$

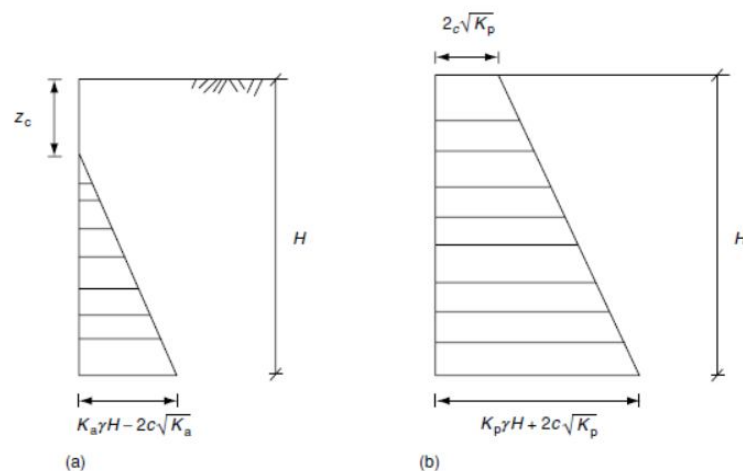
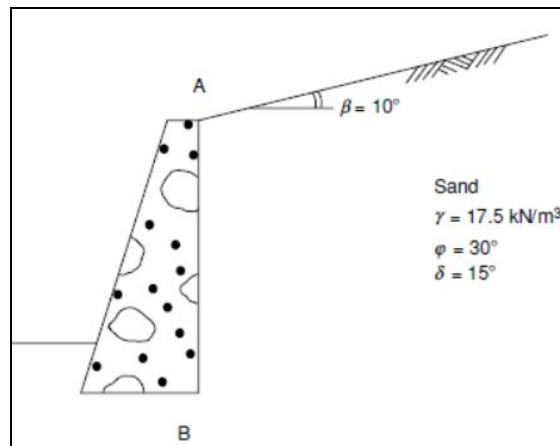


FIGURE 10.8
Lateral earth pressure distribution in cohesive soils: (a) active case; (b) passive case.

Esempio 10.1: calcolare la pressione laterale agente contro il muro in figura:



$$K_A = \left(\frac{\sin(90 - 30) / \sin 90}{\sqrt{\sin(90 + 15)} + \sqrt{\frac{\sin(30 + 15)\sin(30 - 10)}{\sin(90 - 10)}}} \right)^2 = 0.343$$

$$K_P = \left(\frac{\sin(90 + 30) / \sin 90}{\sqrt{\sin(90 - 15)} - \sqrt{\frac{\sin(90 + 15)\sin(30 + 10)}{\sin(90 - 10)}}} \right)^2 = 8.14$$

Calcoliamo ora le tensioni verticali efficaci nei punti A e B. Non essendoci la falda d'acqua, le tensioni verticali efficaci coincidono con le tensioni verticali totali.

$$(\sigma_V)_A = 0$$

$$(\sigma_V)_B = \gamma H = 122.5 \text{ kPa}$$

Moltiplicando le tensioni verticali per i corrispondenti coefficienti di pressione laterale, si ottengono le pressioni laterali attive e passive:

$$(\sigma_{h,attiva})_A = (\sigma_{h,passiva})_A = 0$$

$$(\sigma_{h,attiva})_B = (\sigma_V)_B \cdot K_A = 122.5 \cdot 0.343 = 42 \text{ kPa}$$

$$(\sigma_{h,passiva})_B = (\sigma_V)_B \cdot K_P = 122.5 \cdot 8.14 = 997 \text{ kPa}$$

A causa dell'attrito che si sviluppa tra il muro e il terreno, le pressioni attive e passive agiscono inclinate di un angolo di 15° sulla orizzontale, rispettivamente verso il basso e verso l'alto. La pressione cresce linearmente con la profondità; conseguentemente la forza risultante agisce ad una altezza pari ad $H/3$ dal fondo del muro. La forza risultante per unità di lunghezza del muro può essere calcolata considerando una distribuzione triangolare delle pressioni:

$$P_A = \frac{1}{2} (\sigma_{h,attiva})_B H = 0.5 \cdot 42 \cdot 7 = 147 \text{ kN / m}$$

$$P_P = \frac{1}{2} (\sigma_{h,passiva})_B H = 0.5 \cdot 997 \cdot 7 = 3490 \text{ kN / m}$$

4.2 Principi di base per il progetto

Nel resistere alla pressione laterale del terreno, una varietà di meccanismi può agire indipendentemente o in combinazione per fornire la stabilità della struttura di sostegno. I muri a gravità e i muri a sbalzo fanno riferimento al proprio peso per la stabilità, con il peso proprio della struttura che contrasta le forze esterne agenti sulla superficie del muro (Figura 10.10a).

L'ancoraggio retrostante, sviluppato lungo la porzione riempita di malta, fornisce all'insieme la resistenza nei muri e nelle palancole, come illustrato in Figura 10.10(b).

I muri MSE sono strutture di terreno monolitiche rinforzate internamente stabili, che devono la loro resistenza alle forze di tensione mobilitate lungo le strisce di rinforzo (Figura 10.10c). E' importante sottolineare che per i muri MSE, il ruolo delle unità di fronte è principalmente estetico, con una funzione secondaria di controllo della erosione.

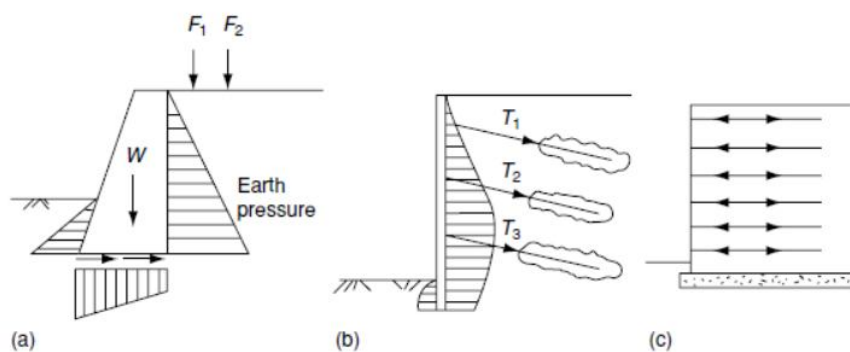


FIGURE 10.10
Stability analysis of retaining walls: (a) gravity walls, (b) tie-back anchored walls, and (c) MSE walls.

La maggior parte dei metodi di progetto sono basati su considerazioni di equilibrio limite, concedendo scarsa o addirittura alcuna attenzione alle deformazioni del sistema. Il metodo più usato è il metodo di progetto alle tensioni ammissibili, in cui le forze agenti sul sistema o dentro il sistema sono analizzate facendo considerazioni di equilibrio.

Un fattore di sicurezza globale, FS, è tipicamente calcolato secondo la generica equazione:

$$FS = \frac{\text{forze o momenti stabilizzanti}}{\text{forze o momenti destabilizzanti}}$$

Il fattore di sicurezza globale in sostanza riassume tutte le incertezze di progetto in un'unica quantità, senza considerare l'incertezza relativa dei vari parametri.

Più recentemente, come alternativa per considerare tali differenze, è stato introdotto il metodo di progettazione secondo i fattori di carico e di resistenza (LRFD) introdotto da Withiam nel 1998. Il concetto principale che sta dietro all'LRFD è che all'interno di un dato sistema sono associati diversi livelli di incertezza alle diverse componenti di carico e di resistenza. Si consideri per esempio il muro di sostegno a gravità di Figura 10.10(a). Ognuna delle componenti di carico, come la pressione attiva e i carichi di superficie, è moltiplicata per uno specifico fattore di carico maggiore di 1 in modo da amplificare l'effetto e considerare le incertezze di carico. In modo analogo, ognuna delle forze resistenti è moltiplicata per un fattore di riduzione minore di 1, per considerare le variabili dovute al terreno e alla geometria.

Considerare i diversi livelli di incertezza delle varie componenti significa attribuire ad una grandezza quantificabile realisticamente, come ad esempio il peso proprio del muro, un fattore di riduzione vicino all'unità. Al contrario si attribuisce un fattore di riduzione più grande, quindi più penalizzante, alla componente di pressione passiva del terreno se ci si aspetta l'erosione del terreno superficiale.

L'obiettivo del LRFD è ottenere una resistenza combinata e fattorizzata maggiore del carico combinato e fattorizzato:

$$\eta R_n \geq \sum \lambda_i Q_i$$

Nella equazione η è un fattore di resistenza ricavato statisticamente, associato alla resistenza nominale del sistema R_n ; λ_i è invece il fattore di carico associato al carico Q_i .

A causa della sua recente introduzione, non esistono per l'LRFD dati sufficienti per i valori raccomandati o accettati di η e λ_i .

Si vede che l'LRFD, mentre per le componenti di carico offre un valido e razionale approccio per il progetto di strutture geotecniche tenendo in conto la differente affidabilità delle diverse componenti, i fattori di resistenza sono raggruppati in una singola quantità, chiamata η . Al fine di stimare la ridondanza di un progetto esistente, o per analizzare un sistema sotto nuove condizioni di carico, la resistenza disponibile è semplicemente paragonata ai carichi fattorizzati. Sono confrontati i valori e maggiore è la differenza, maggiore è la ridondanza di progetto.

Le procedure LRFD nel progetto geotecnico sono ancora in fase di sviluppo, e non sono ancora disponibili fattori di resistenza e di carico appropriati.

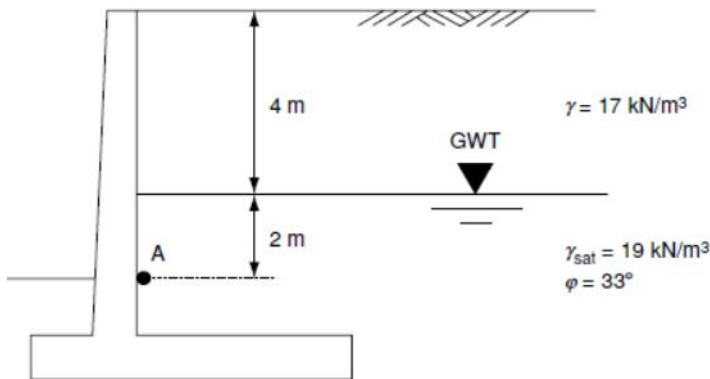
Il metodo alle tensioni ammissibili è quindi ancora ampiamente accettato nella comunità dei geotecnici, e la maggior parte dei codici di progetto attuali lo assumono come metodo di riferimento.

4.2.1 Effetti della presenza di acqua

In molti casi, il terreno retrostante una struttura di sostegno è sommerso. E' il caso di banchine portuali, paratie e strutture offshore. Un altro motivo per la saturazione del materiale di riempimento è lo scarso drenaggio, che conduce ad un indesiderabile incremento delle pressioni dell'acqua dietro il muro di sostegno. La mancanza di drenaggio spesso porta alla successiva rottura e collasso della struttura di sostegno.

Nei casi in cui si considera la presenza della falda d'acqua, la pressione laterale del terreno è calcolata tenendo conto delle tensioni efficaci del terreno. Questo porta a una riduzione delle pressioni orizzontali efficaci dato che esse sono più basse rispetto alle tensioni totali; tuttavia la spinta totale sul muro cresce a causa della presenza della pressione idrostatica dell'acqua. In altre parole, calano le tensioni efficaci mentre crescono le tensioni orizzontali efficaci. Il concetto è illustrato nell'esempio seguente.

Esempio 10.2 Calcolare le tensioni verticali e orizzontali, totali ed efficaci nel punto A, nel caso di condizione di spinta attiva.



$$(\sigma_v)_A = 17 \cdot 4 + 19 \cdot 2 = 106 \text{ kPa}$$

$$u_A = \gamma_w z_w = 9.8 \cdot 2 = 19.6 \text{ kPa} \quad (\sigma'_v)_A = (\sigma_v)_A - u_A = 86.4 \text{ kPa}$$

Il coefficiente di pressione laterale del terreno vale:

$$K_A = \frac{1 - \sin 33^\circ}{1 + \sin 33^\circ} = 0.295$$

$$(\sigma'_h)_A = K_a (\sigma'_v)_A = 0.295 \cdot 86.4 = 25.5 \text{ kPa} \quad \text{Tensione orizzontale efficace}$$

$$(\sigma_h)_A = (\sigma'_h)_A + u_A = 25.5 + 19.6 = 45.1 \text{ kPa} \quad \text{Tensione orizzontale totale}$$

Si noti che la tensione orizzontale totale si calcola sommando la pressione idrostatica nel punto A alle tensioni orizzontali efficaci.

Se calcolassimo le tensioni orizzontali totali come il prodotto delle tensioni verticali totali nel punto A per il coefficiente K_a , commetteremmo un grosso errore poiché sottostimeremmo grossolanamente tale valore, con la conseguente sottostima delle tensioni orizzontali agenti sulla struttura di sostegno.

4.3 Paratie e muri intirantati

Le paratie forniscono un supporto temporaneo o permanente dello scavo. Sono costituite da sezioni in acciaio, cemento armato e in qualche situazione viene impiegato anche il legno. Vengono posizionate nel terreno con procedimenti di percussione, vibrazione o getto in opera.

Una volta eseguito il corretto posizionamento, si procede con lo scavo.

In Figura 10.25 vengono mostrate tipiche sezioni trasversali in pianta delle palancole comunemente utilizzate.

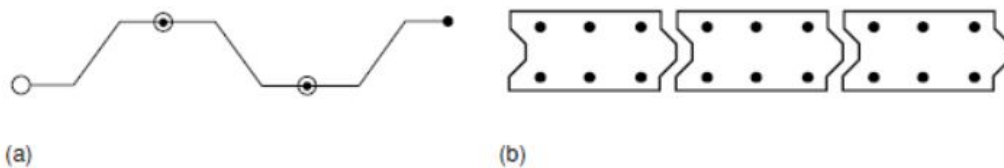


FIGURE 10.25

Typical cross sections of sheet-pile materials: (a) steel, and (b) concrete.

Per piccole profondità (inferiori ai 6 metri) è possibile l'utilizzo di palancole a sbalzo (Figura 10.26). In questo caso, la profondità di infissione della porzione di palanca al di sotto del livello di scavo è in grado di fornire il momento richiesto per resistere alla pressione laterale attiva.

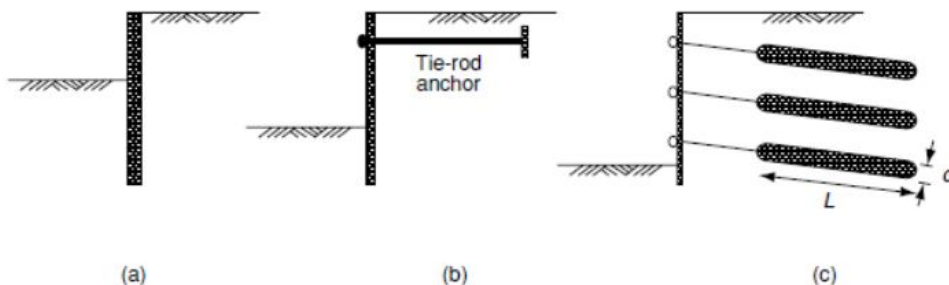


FIGURE 10.26

Typical sheet-pile support mechanisms: (a) cantilever sheet pile, (b) tie-rod anchored sheet pile, and (c) tie-back anchored wall.

Nel caso di profondità più elevate diventa necessario affiancare alla resistenza per infissione un ancoraggio, di solito posizionato vicino alla superficie. L'ancoraggio è installato scavando e ricompattando il terreno. Se sono necessari ulteriori ancoraggi, il procedimento costruttivo adottato è quello di spingere gli ancoraggi nel terreno e fissarli nella corretta posizione con un getto di calcestruzzo.

4.3.1 Paratie a sbalzo

In Figura 10.27 è illustrata una rappresentazione concettuale della pressione laterale agente su una palanca a sbalzo.

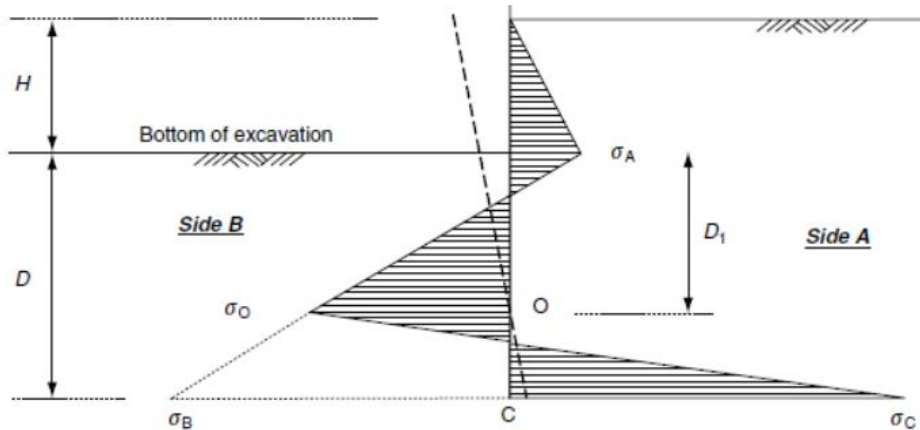


FIGURE 10.27
Conceptual representation of lateral earth pressure on a cantilever sheet-pile wall.

Sul lato retrostante (Side A) è presente solo la pressione attiva, che varia in maniera lineare dalla superficie fino alla profondità di scavo. Al di sotto di tale profondità, si assume che agisca la pressione passiva sul lato opposto della palanca (Side B), mentre sul lato A si persistono le condizioni attive fino al punto O, in cui le condizioni si invertono.

Il punto O può essere visto in pratica come il punto in cui la palanca ruota nel terreno. Questa rotazione è necessaria per garantire l'equilibrio statico del sistema. Al di sotto del punto O, si sviluppano pressioni attive sul lato B e pressioni passive sul lato A.

Il progetto di palancole a sbalzo tipicamente consiste nella determinazione della profondità di infissione D , una volta definite le caratteristiche geometriche e le proprietà del terreno.

Perciò il primo passo è calcolare le tensioni orizzontali σ_A , σ_B , σ_C . Il valore di σ_A si calcola facilmente come il valore di pressione attiva agente alla profondità H .

Il valore di σ_O e σ_B va calcolato come funzione della profondità di infissione D e della profondità del punto di rotazione D_I , entrambe sconosciute. Il valore di σ_O è calcolato assumendo condizioni passive sul lato B e condizioni attive sul lato A.

Analogamente, σ_B è calcolata assumendo condizioni passive sul lato A e condizioni attive sul lato B.

Devono essere soddisfatte due considerazioni di equilibrio: la somma delle forze orizzontali e dei momenti presenti all'interno del sistema devono essere nulle.

Risolvendo entrambe le equazioni si determinano le profondità D e D_I .

Esempio 10.3: *Calcolare la minima profondità di scavo richiesta per la palancola a sbalzo di Figura 10.28.*

Strato di argilla (Clay)

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.406 \quad \text{coefficiente di spinta attiva}$$

$$\sigma_{h,A} = K_a \gamma H - 2c\sqrt{K_a} = 0.406 \cdot 16 \cdot 5 - 2 \cdot 20 \cdot \sqrt{0.406} = 7.0 \text{ kPa} \quad \text{tensione orizzontale in A}$$

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad \text{profondità critica}$$

I coefficienti di spinta attiva e passiva per lo strato di sabbia (Sand) valgono:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.333$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = 3.0$$

Il valore di tensione orizzontale alla sommità dello strato di sabbia è pari a:

$$\sigma_B = 0.333 \cdot 16 \cdot 5 = 26.7 \text{ kPa}$$

La tensione orizzontale alla profondità D nel lato sinistro del muro è pari alla differenza tra la pressione passiva presente sul lato sinistro e la pressione attiva presente sul lato destro:

$$\sigma_F = 3.0 \cdot 17 \cdot D - 0.333 \cdot (16 \cdot 5 + 17 \cdot D) = 45.34D - 26.7 \text{ kPa}$$

Analogamente la tensione orizzontale nel lato destro del muro è pari alla differenza tra le condizioni passive alla destra del muro e le condizioni attive alla sinistra del muro:

$$\sigma_G = 3 \cdot (16 \cdot 5 + 17 \cdot D) - 0.333 \cdot 17 \cdot D = 45.34D + 240 \text{ kPa}$$

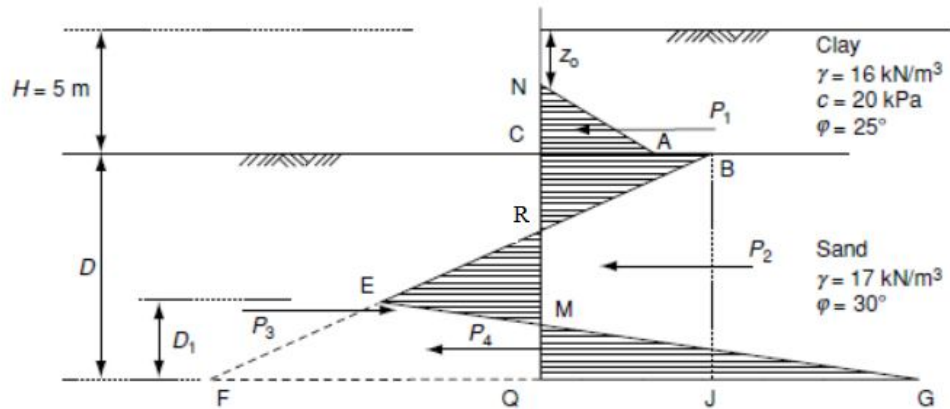


FIGURE 10.28
Illustration for Example 10.6.

E' possibile determinare le forze laterali sulla palancola calcolando le aree dei triangoli CNA, CBR, CEM, MGQ. Tuttavia questi calcoli diventano poco pratici a causa del fatto che D e D₁ sono sconosciuti. E' invece possibile considerare un set equivalente di forze tali che portino allo stesso valore della pressione del terreno:

- P₁ equivalente all'area del triangolo CNA;
- P₂ equivalente all'area del rettangolo CBJQ;
- P₃ equivalente all'area del triangolo BJE;
- P₄ equivalente all'area del triangolo EFG.

Calcoliamo ora le forze P_i e i loro corrispondenti punti di applicazione identificati dal braccio y_i rispetto al punto C.

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (H - z_c) \cdot \sigma_A = 3.78 \text{ kN} \quad y_1 = \frac{1}{3} \cdot (H - z_c) = 0.36 \text{ m}$$

$$P_2 = D \cdot \sigma_B = 26.7D \quad y_2 = -\frac{1}{2}D$$

$$P_3 = -\frac{1}{2} \cdot D \cdot (\sigma_B + \sigma_F) = -22.67D^2 \quad y_3 = -\frac{2}{3}D$$

$$P_4 = \frac{1}{2} \cdot D_1 \cdot (\sigma_F + \sigma_G) = D_1(45.34D + 106.7) \quad y_4 = -\left(D - \frac{1}{3}D_1\right)$$

Il passo successivo è imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale e alla rotazione attorno il punto C.

$$\begin{cases} \sum P_i = 0 \\ \sum P_i y_i = 0 \end{cases}$$

Si ricava che:

$$D = 2.1m$$

$$D_1 = 0.2m$$

L'effettiva profondità di infissione da adottare è calcolata moltiplicando la profondità teorica per un fattore di sicurezza pari a 1.2.

Si assume quindi come profondità di infissione:

$$D = 1.2 \cdot 2.1 = 2.5m$$

4.3.2 Paratie intirantate

Per profondità di scavo elevate è necessario includere un sistema di ancoraggio in modo da ridurre il momento sulla paratia. Sarebbero altrimenti necessarie sezioni incredibilmente grandi per resistere al momento.

Le palancole ancorate possono essere analizzate utilizzando sia il metodo "free-earth support", sia il metodo "fixed-earth support".

Nelle condizioni "free- earth support" la sommità della palancola è in grado di traslare e ruotare all'interno del terreno. Dal lato dell'ancoraggio si sviluppa solo la pressione attiva, mentre la pressione attiva si sviluppa sull'altro lato. Non esiste alcun punto di rotazione lungo la profondità di infissione della palancola.

Al contrario, nelle condizioni "fixed-earth support" la sommità della palancola si assume non possa ruotare. Inversioni di tensione si verificano lungo la profondità di infissione e la palancola è analizzata come una struttura staticamente indeterminata.

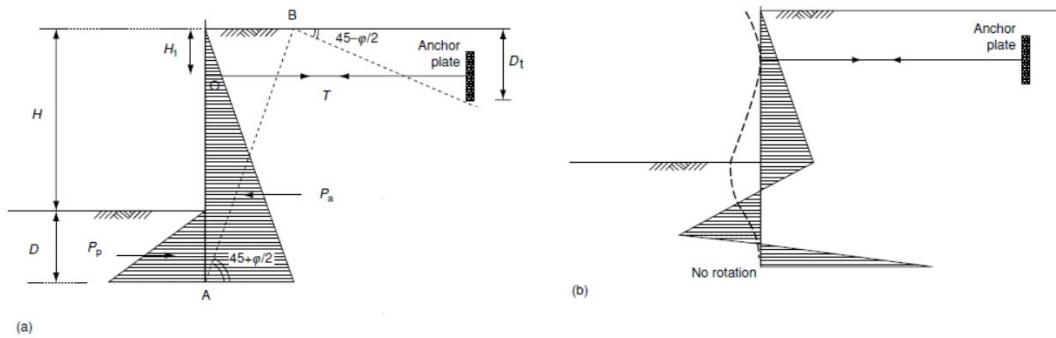


FIGURE 10.29
Conceptual representation of lateral earth pressure on tie-rod anchored sheet-pile walls: (a) free-earth support, and (b) fixed-earth support.

Nel progettare la palancola secondo il metodo “free-earth support”, in genere deve essere nota la lunghezza di ancoraggio. Si verificano le condizioni di equilibrio in termini di forze orizzontali e di momenti e le forze nell’ancoraggio, come anche la profondità di infissione, sono calcolate di conseguenza. In alternativa, può essere fornita la massima forza disponibile nell’ancoraggio e si hanno come incognite la lunghezza di ancoraggio e la profondità di infissione.

E’ nella maggior parte dei casi conveniente effettuare l’equilibrio dei momenti attorno al punto di connessione dell’ancoraggio con la palancola, al fine di eliminare la forza di ancoraggio.

La resistenza di ancoraggio richiesta deve essere fornita da un piatto di ancoraggio alla fine dei tiranti. Per assicurare la stabilità, questo piatto di ancoraggio deve essere posizionato fuori dal cuneo attivo retrostante la palancola. Il cuneo attivo è identificato dalla linea AB in Figura 10.29a. Inoltre, il cuneo attivo non deve interferire con il cuneo passivo, grazie al quale è mobilitata la tensione nei tiranti.

La lunghezza di ancoraggio dei tiranti L_t è calcolata come:

$$L_t = (H + D) \tan(45^\circ - \varphi / 2) + D_t \tan(45^\circ + \varphi / 2)$$

Esempio 10.4: Per la paratia di Figura 10.29a calcolare la profondità di infissione e la forza nel tirante.

Si assume che il terreno sia omogeneo con: $\gamma = 19 \text{ kN} / \text{m}^3$
 $\varphi = 34^\circ$

Ancoraggi: $L_t = 3 \text{ m}$
 $H_1 = 1 \text{ m}$

Profondità di scavo:

$$H = 15 m$$

Soluzione

La forza attiva, agente sul lato destro della palanca è pari a:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma (H + D) = 40.328 + 2.689D$$

La forza passiva, agente sul lato sinistro della palanca è pari a:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma D = 33.60D$$

Dall'equilibrio dei momenti attorno il punto O si ottiene: $D = 0.77 m$

La tensione nel singolo tirante, calcolata per unità di lunghezza, è calcolata dall'equilibrio alle forze orizzontali:

$$T' = (40.328 + 2.689 \cdot 0.77) - (33.60 \cdot 0.77) = 16.53 kN / m$$

Moltiplicando tale valore per la lunghezza del tirante si calcola la forza orizzontale a disposizione:

$$T = T' \cdot L_t = 50 kN$$

Come al solito si moltiplica la profondità di infissione per un fattore di sicurezza pari a 1.2, arrivando a 0.92m, e si approssima a $D = 1m$.

4.4 Analisi delle deformazioni

Recentemente, riconosciuta l'importanza di limitare il livello di deformazione si è iniziato a impiegare un approccio di progetto basato sulle deformazioni.

A causa del fatto che tutti questi metodi richiedono una stima accurata del comportamento del terreno in termini di sforzi-deformazioni, di per se già difficile da determinare, il progetto basato sulle deformazioni si applica nel caso di grandi opere dove, per esempio, i parametri del terreno si determinano con accuratezza da numerose prove di laboratorio.

In seguito si può performare una analisi agli elementi finiti per determinare i livelli di deformazione previsti in presenza di un determinato set di condizioni al

contorno e si modifica il progetto facendo riferimento agli spostamenti accettabili per la struttura.

Nelle situazioni in cui si costruiscono palancole intirantate, si può aggiustare la tensione presente nei cavi di ancoraggio per prevenire eccessive deformazioni durante la costruzione.

4.5 Metodi di analisi pseudo-statica

Nelle aree attive sismicamente è essenziale considerare in fase di progetto le forze sismiche aggiuntive agenti sulla struttura di sostegno.

Per i muri a gravità e i muri a sbalzo la procedura maggiormente impiegata nella pratica è il metodo di Mononobe-Okabe, modificato poi da Seed e Whitman nel 1970.

4.5.1 Metodo di Mononobe-Okabe

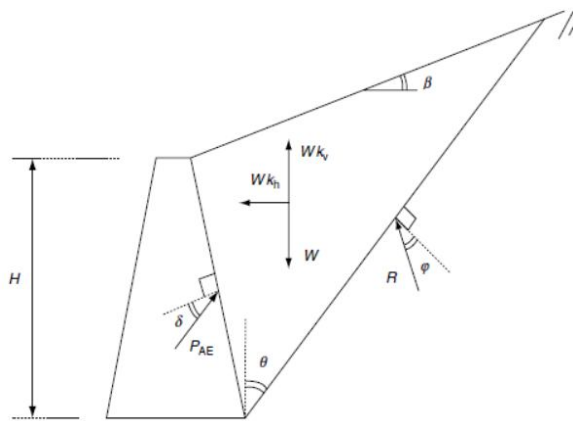


FIGURE 10.34 Mononobe-Okabe stability wedge under seismic loading.

Il metodo considera la stabilità del cuneo di Coulomb in una maniera simile a quella proposta nel progetto statico. Si considera un carico sismico equivalente agente sul centro di gravità del cuneo, con le componenti orizzontali e verticali pari alla massa del cuneo moltiplicata

rispettivamente per l'accelerazione orizzontale e verticale.

Seed e Whitman (1970) osservano che il punto di applicazione della spinta dinamica P_{AE} dipende sia dall'entità degli spostamenti subiti dall'opera sia dal particolare cinematismo attraverso il quale tali spostamenti sono generati; ai fini del dimensionamento dell'opera, gli autori raccomandano di considerare la componente dinamica della spinta, ΔP_{AE} , applicata a circa $0.6H$ dalla base del muro.

La forza risultante della pressione attiva P_{AE} agente sul muro è calcolata come:

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

$$\text{con: } K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \theta_v)}{\cos \psi \cos^2 \theta_v \cos(\psi + \theta_v + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi - \beta)}{\cos(\beta - \theta_v) \cos(\psi + \theta_v + \delta)}} \right)^2};$$

$$\psi = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove: k_v : accelerazione verticale (espressa in g);

ψ : angolo dell'inerzia sismica;

θ_v : inclinazione del muro rispetto la verticale;

β : inclinazione del terreno sostenuto;

δ : angolo di attrito all'interfaccia muro terreno.

In maniera analoga la forza agente sul muro in condizioni passive del terreno è calcolata come:

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

$$\text{con: } K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi + \theta_v)}{\cos \psi \cos^2 \theta_v \cos(\psi - \theta_v + \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi + \beta)}{\cos(\beta - \theta_v) \cos(\psi - \theta_v + \delta)}} \right)^2}$$

Per quanto riguarda il punto di applicazione della spinta passiva, osservazioni sperimentali su modelli fisici in scala ridotta (Richards e Elms, 1992) hanno mostrato che, per paratie con un livello di ancoraggio, la risultante della distribuzione delle spinte P_{PE} può considerarsi applicata a una distanza dal piede pari a circa il 20% della profondità di infissione della paratia. Inoltre, le soluzioni di Chang e Chen (1990) mostrano che il punto di applicazione della risultante delle spinte passive si trova a una distanza dalla base della parete variabile fra il 28% e il 40% dell'altezza, a seconda del cinematismo ipotizzato.

Come nel caso dell'analisi statica di Coulomb, il metodo di Mononobe-Okabe sovrastima i valori della spinta passiva in condizioni dinamiche, P_{PE} , soprattutto per valori dell'angolo di attrito tra parete e terreno $\delta > \varphi/2$. Tale metodo non può, dunque, essere considerato cautelativo ai fini del dimensionamento o della

verifica di opere di sostegno flessibili, per le quali la stabilità della parete è garantita dalla resistenza offerta dal terreno posto a valle dell'opera.

4.5.2 Soluzione di Lancellotta

Una soluzione analitica per il coefficiente di spinta passiva K_{PE} in presenza di azioni sismiche è stata ricavata da Lancellotta (2007), sulla base del teorema dell'estremo inferiore della teoria della plasticità: la soluzione è intrinsecamente cautelativa.

Si consideri un volume di terreno con superficie limite inclinata di un angolo i rispetto all'orizzontale, soggetto a una forza di volume verticale γ , dovuta alla gravità, e a una forza di volume orizzontale $k_h\gamma$, dovuta all'azione dinamica inerziale (k_h è positivo se diretto verso il terreno). Al fine di calcolare la spinta agente in condizioni di stato limite passivo su un muro verticale di scabrezza δ , si immagini di trasformare la geometria del problema mediante una rotazione rigida θ , definita da:

$$\theta = \tan^{-1} k_h$$

dove θ rappresenta l'inclinazione della forza di volume in presenza dell'azione sismica. La spinta passiva agente sul muro può quindi essere determinata con riferimento ad uno schema ideale in cui il muro, inclinato di un angolo θ rispetto alla verticale, interagisce con il terreno caratterizzato da una superficie limite inclinata di un angolo $i^* = i - \theta$ rispetto all'orizzontale. La forza di volume risultante è quindi definita da un vettore agente nella direzione verticale e di intensità $\gamma^* = \gamma\sqrt{1 + k_h^2}$.

In presenza di un'accelerazione verticale si ha $\gamma^* = \gamma\sqrt{(1 \pm k_v)^2 + k_h^2}$.

In analogia con la procedura adottata per il calcolo della spinta passiva agente in condizioni statiche (Lancellotta, 2002), possono essere considerate due regioni di terreno, una in prossimità del muro, in cui lo stato tensionale è influenzato dalla scabrezza del muro, e una lontana da esso in cui lo stato tensionale coincide con quello di uno strato indefinito; le due regioni sono divise da un ventaglio di discontinuità statiche. Determinando lo sfasamento tra i cerchi di Mohr rappresentativi dello stato tensionale agente nelle due regioni in condizioni di stato limite passivo, è possibile ricavare un'espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta passiva K_{PE} :

$$K_{PE} = \left[\frac{\cos \delta}{\cos(i - \theta) - \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2(i - \theta)}} (\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \delta}) \right] e^{2\beta \tan \phi}$$

dove:

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

4.5.3 Determinazione del coefficiente sismico orizzontale k_h

Nei metodi di analisi pseudo-statica si assume che il volume di terreno interessato dall'opera sia soggetto a un'accelerazione costante, nello spazio e nel tempo. L'Eurocodice 8 prescrive che, in assenza di studi specifici, il coefficiente sismico orizzontale k_h , da adottare nell'analisi pseudostatica di una struttura di sostegno, sia calcolato secondo la relazione:

$$k_h = \frac{a_g}{g} \frac{S}{r}$$

dove:

a_g è l'accelerazione massima di riferimento relativa ai terreni di classe A;

S è un coefficiente di amplificazione che comprende gli effetti dell'amplificazione stratigrafica e dell'amplificazione topografica;

r è un fattore riduttivo delle azioni, funzione della capacità dell'opera di assorbire spostamenti senza subire danni.

In altri termini, si può ritenere accettabile che, per brevi lassi temporali durante un evento sismico, l'accelerazione del terremoto sia maggiore del valore critico in corrispondenza del quale si raggiungono le condizioni limite per il sistema, purché gli spostamenti indotti nell'opera siano accettabili e non inducano perdite di resistenza nel terreno o negli elementi strutturali; questo equivale ad affermare che il comportamento del sistema sia duttile (Callisto, 2006).

Tuttavia, per le paratie, l'Eurocodice 8 prescrive $r = 1$, ossia si assume che il comportamento di queste opere sia fragile. Ovviamente, in questa prospettiva si esclude anche la possibilità di effettuare analisi dinamiche semplificate basate sulla teoria del blocco rigido di Newmark.

L'equazione relativa a k_h implica che il progetto di una paratia con il metodo pseudostatico sia effettuato applicando al terreno a monte e a valle della paratia

un'accelerazione orizzontale, costante nello spazio e nel tempo, pari all'accelerazione di picco $a_g S$ attesa al suolo. Le azioni valutate secondo questa procedura appaiono fortemente cautelative in quanto, durante un evento sismico, le accelerazioni di picco sono effettivamente applicate all'opera per tempi estremamente ridotti e, se il terreno è sufficientemente deformabile, mai contemporaneamente su tutta l'opera.

L'ipotesi di invarianza spaziale dell'accelerazione di picco nel volume di terreno interessato dall'opera può essere rimossa portando in conto, mediante procedure semplificate, l'effetto delle dimensioni dell'opera e della deformabilità dei terreni attraversati (Steedman e Zeng, 1990).

L'ipotesi di invarianza temporale dell'accelerazione di picco da introdurre in un'analisi pseudo-statica è invece legata all'ipotesi che il comportamento dell'opera sia fragile, e che perciò il raggiungimento, anche solo istantaneo, di condizioni di equilibrio limite conduca al collasso dell'opera. Come è noto, nella progettazione di un gran numero di strutture si fa in modo che il comportamento dell'opera sia invece caratterizzato da un elevato grado di duttilità, e la struttura sia perciò in grado di dissipare energia durante l'evento sismico. Per i sistemi geotecnici, l'ipotesi di duttilità è adoperata per esempio nel progetto dei muri di sostegno a gravità e nell'analisi del comportamento dei pendii, dove essa consente la valutazione degli spostamenti mediante il metodo del blocco rigido di Newmark, che invece, come osservato in precedenza, nel caso delle paratie sarebbe escluso implicitamente dalle prescrizioni dell'Eurocodice 8.

Sembra perciò essenziale esaminare possibili cause di fragilità delle opere di sostegno flessibili, mettendo a punto regole di progettazione che assicurino il comportamento duttile anche di tali strutture. Allo stesso tempo, assumendo l'ipotesi che durante l'evento sismico la paratia sia in grado di subire spostamenti mantenendo intatta la propria resistenza, l'analisi pseudo-statica deve essere eseguita ipotizzando che il sistema sia soggetto a un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo, inferiore all'accelerazione di picco dell'evento sismico atteso (Anastasopoulos et al., 2004).

Callisto (2006) fornisce alcuni esempi di possibili sorgenti di fragilità per l'opera: la rottura dei trefoli di acciaio di un ancoraggio, il raggiungimento del carico di punta in un elemento di contrasto e il raggiungimento della resistenza passiva in una sabbia molto addensata o in un terreno argilloso consistente.

Per tenere conto della variabilità spaziale e temporale delle accelerazioni attese nel volume di terreno significativo per l'opera, la nuova normativa tecnica italiana per le costruzioni (NTC, 2008) prescrive che, in assenza di studi specifici, il coefficiente sismico orizzontale sia calcolato secondo la relazione:

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{a_g S}{g}$$

dove i coefficienti $\alpha \leq 1$ e $\beta \leq 1$ tengono conto, rispettivamente, della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e della capacità del sistema di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e della categoria di sottosuolo mediante il diagramma in Figura 2.13a. Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il coefficiente β invece può essere ricavato dal diagramma in Figura 2.13b, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

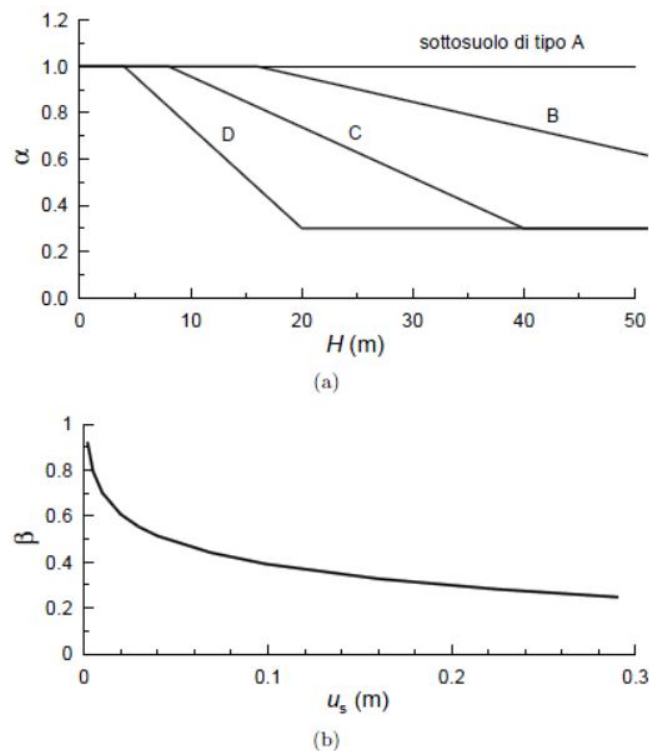


Figura 2.13: Grafici per la valutazione di: (a) il coefficiente di deformabilità α ; (b) il coefficiente di spostamento β (NTC, 2008)

4.5.4 Limiti dei metodi di analisi pseudo-statica

Nei metodi di progetto basati sulle analisi pseudostatiche, l'opera di sostegno è dimensionata in modo da resistere ad un dato terremoto di progetto: si calcolano le azioni cui è soggetta la paratia per effetto del terremoto e si verifica che essa sia in grado di resistere tali azioni.

I metodi pseudostatici, quindi, non forniscono informazioni sulle prestazioni della struttura quando sono raggiunte le condizioni di equilibrio limite nel sistema. Come osserva Iai (2001), se si progetta l'opera in modo che non raggiunga le condizioni di equilibrio limite anche per gli elevati valori dell'accelerazione che caratterizzano eventi sismici rari, i costi associati alla realizzazione dell'opera possono diventare troppo onerosi. Al contrario, se le azioni di progetto sono riferite a terremoti più frequenti, allora i metodi pseudostatici non sono in grado di prevedere il comportamento dell'opera durante eventi sismici più intensi rispetto a quelli di progetto.

Tuttavia, in ragione della loro relativa semplicità, le analisi pseudostatiche sono ancora oggi ampiamente utilizzate nella pratica progettuale, nonostante i limiti evidenti ad esse associati.

4.6 Metodi di analisi dinamica semplificata

Nei metodi pseudo-statici si assume che il terreno e la struttura siano interessati per effetto del sisma, da accelerazioni aggiuntive uniformi all'interno del dominio e costanti nel tempo.

Metodi di analisi più soddisfacenti dovrebbero consentire di studiare il comportamento dell'opera in corrispondenza di un evento sismico del quale sia nota la storia temporale, per esempio in termini di accelerazioni al bedrock. In particolare, i metodi dinamici semplificati consentono di calcolare gli spostamenti accumulati dall'opera durante un evento sismico, mediante doppia integrazione della storia temporale delle accelerazioni che eccedono un dato valore di soglia a_c , determinato rispetto al cinematismo ipotizzato per il muro o la paratia. La possibilità di prevedere tali spostamenti costituisce il fondamento dei metodi di progetto di tipo prestazionale (Iai e Ichii, 1998).

I metodi di analisi dinamica semplificata sono basati sulla teoria del blocco rigido di Newmark (1965), successivamente estesa all'analisi sismica di opere di sostegno a gravità (Richards e Elms, 1979; Whitman, 1990; Zeng e Steedman,

2000). Dati sperimentali ottenuti dalla realizzazione di prove dinamiche su modelli fisici in scala ridotta (Richards e Elms, 1992; Neelakantan et al., 1992), e analisi numeriche avanzate (Callisto e Soccodato, 2010), hanno mostrato che il modello del blocco rigido può essere adottato, almeno qualitativamente, per interpretare il comportamento dinamico di opere di sostegno tipo paratia soggette a terremoti di elevata intensità. Come osservano Callisto e Soccodato (2010), infatti, sia gli spostamenti subiti dalla paratia al termine dell'evento sismico, sia le massime sollecitazioni indotte dal terremoto, dipendono dall'accelerazione critica a_c , che esprime concisamente la resistenza del sistema.

4.6.1 Determinazione dell'accelerazione critica a_c

Il valore dell'accelerazione critica a_c è determinato utilizzando un approccio pseudostatico, rispetto ad un dato cinematismo ipotizzato per la paratia.

In letteratura sono proposti tre diversi metodi per il calcolo di a_c : il metodo di Towhata e Islam (1987) per le paratie con un livello di ancoraggio, che assume un cinematismo di pura traslazione per la paratia e il cuneo di terreno ad essa adiacente, in condizioni di stato limite attivo; il metodo dell'equilibrio limite adottato da Neelakantan et al. (1992) per paratie con un livello di ancoraggio, che presuppone un cinematismo di rotazione intorno al sistema di vincolo e che costituisce un'estensione del metodo dell'estremo libero al caso dinamico; il metodo dell'equilibrio limite di Blum (1931) per le paratie a sbalzo, nel quale il cinematismo adottato è costituito da una rotazione della paratia intorno ad un punto posto al di sotto del fondo dello scavo.

La determinazione dell'accelerazione a_c esula dagli scopi di questa tesi e pertanto si rimanda alla letteratura citata.

4.6.2 Limiti e applicabilità dei metodi dinamici semplificati

Callisto (2005) riassume alcuni dei limiti associati all'applicazione della teoria del blocco rigido di Newmark per la verifica o il dimensionamento delle paratie:

- le paratie sono strutture di sostegno flessibili: l'ipotesi di blocco rigido, nella quale si assume che il terreno e la parete si muovano in sincrono può non essere adeguata;
- le paratie presentano in genere più di un meccanismo possibile per il raggiungimento dello stato limite ultimo (Steedman e Zeng, 1990): in generale,

esiste un diverso valore dell'accelerazione critica per ogni meccanismo considerato. Ad esempio, come osservato da Neelakantan et al. (1992), per una paratia ancorata può essere raggiunta prima la resistenza passiva del terreno a valle e successivamente la resistenza dell'ancoraggio;

- il cinematismo dell'opera non è sempre lo stesso: dipende dalla presenza di vincoli (ancoraggi, puntoni) e può variare nel corso dell'evento sismico per il raggiungimento delle accelerazioni critiche associate a ciascun meccanismo di collasso. Il cinematismo di scorrimento lungo la superficie che delimita il cuneo di spinta attiva, ipotizzato da Towhata e Islam (1987), sembra poco realistico nella maggior parte dei casi applicativi;

- il valore dell'accelerazione critica è calcolato utilizzando il metodo pseudo-statico che, come si è descritto, è affetto a sua volta da significative incertezze: utilizzando il metodo del blocco rigido si supera solo il problema della scelta dell'accelerazione di progetto, ma l'affidabilità del risultato non può essere maggiore di quella propria dell'applicazione del metodo pseudo-statico alle paratie.

5. Cenni di dinamica dei terreni

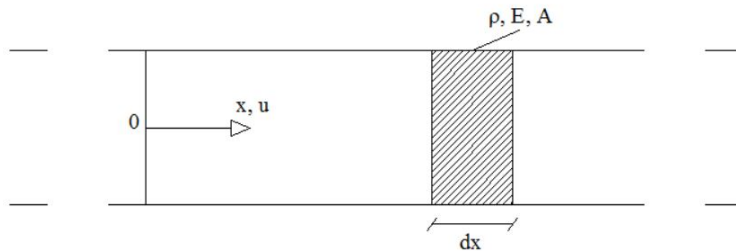
Lo studio della dinamica dei terreni differisce dallo studio della dinamica strutturale; le difficoltà derivano dalla natura continua del mezzo terreno.

Si parte dalla teoria di propagazione delle onde.

5.1 Propagazione delle onde

Immaginiamo un'asta di area trasversale A , infinitamente lunga, in qualche modo vincolata.

Quest'asta è costituita da un mezzo continuo, omogeneo, isotropo, con densità ρ e modulo elastico E .



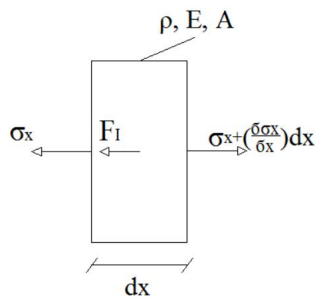
Il nostro obiettivo è valutare il comportamento del mezzo nel caso in cui sia investito da un'onda longitudinale; ci attendiamo compressioni ed estensioni causate dall'onda, senza avere però deformazioni laterali.

Si procede per successive casistiche.

5.1.1 Regime di vibrazioni longitudinali libere nel mezzo

Viene trascurato lo smorzamento.

Isolo l'elemento infinitesimo di lunghezza dx e scrivo per esso l'equilibrio dinamico in direzione x :



$F_I =$ Forza d'inerzia

$$F_I = dm \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \rho A \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} dx$$

$$\text{Equilibrio dinamico: } -\sigma_x A + \left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx \right) A - \rho A \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} dx = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} A dx = \rho A \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} dx$$

$$\boxed{\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}}$$

Equazione indefinita di equilibrio

Inserendo legame e congruenza:

$$\text{Legame: } \sigma_x = M \varepsilon_x \quad \text{con } M = \frac{1+\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} E_t$$

$$\text{Congruenza: } \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$$

Si ottiene:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[M \frac{\partial u}{\partial x} \right] = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$$\text{Se } M = \text{cost} \Rightarrow \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\rho}{M} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$$\text{Ponendo: } \frac{M}{\rho} = v_p^2 = c^2 \quad \text{velocità di propagazione della tensione in vibrazioni}$$

longitudinali

$$\Rightarrow \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = v_p^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$$

$$\boxed{u_{tt} - c^2 u_{xx} = 0} \quad \text{equazione delle onde}$$

Determiniamo ora la velocità della singola particella isolata:

$$\dot{u}(x,t) = \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t} = \varepsilon_x \frac{\partial x}{\partial t}$$

$$\text{Essendo: } \frac{\partial x}{\partial t} = v_p; \quad \varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{M} \quad M = \rho v_p^2$$

$$\Rightarrow \dot{u}(x,t) = \frac{\sigma_x}{M} v_p = \frac{\sigma_x}{\rho v_p^2} v_p = \frac{\sigma_x}{\rho v_p} \quad \text{velocità singola particella}$$

Osservazione: la velocità della singola particella dipende dal valore di tensione presente in corrispondenza dell'ascissa x e dalla impedenza specifica del materiale (ρv_p).

$$\text{Acciaio: } v_p \approx 5.3 \text{ km/s}$$

Roccia: $v_p \approx 4.2 \text{ km/s}$

Acqua: $v_p \approx 1.5 \text{ km/s}$

La soluzione dell'equazione delle onde è del tipo:

$$u(x,t) = f(v_p t - x) + g(v_p t + x)$$

ossia è data dalla sovrapposizione di due onde che si propagano rispettivamente nella direzione positiva e negativa delle x .

Osservazione: La stessa formulazione matematica si può applicare alle onde di taglio e alle corrispondenti vibrazioni taglianti; in tal caso è opportuno sottolineare che:

$$v_s^2 = \frac{G}{\rho} \quad \text{con } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$
$$v_p = \sqrt{\frac{M}{\rho}} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)E_t}{2(1+\nu)(1-2\nu)}}$$
$$v_p = \sqrt{\frac{2(1-\nu)G}{\rho(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \cdot v_s$$

Se $\nu = 0.3 \Rightarrow v_p \cong 2v_s$

5.1.2 Ipotesi di mezzo sottoposto a forzante armonica

La forzante assume la forma: $\sigma(t) = \sigma_0 \cos(\omega_0 t)$

La soluzione sarà quindi del tipo:

$$u(x,t) = A \cos(\omega_0 t - kx) + B \cos(\omega_0 t + kx)$$

in cui: $k = \frac{\omega_0}{v_p}$ numero d'onda

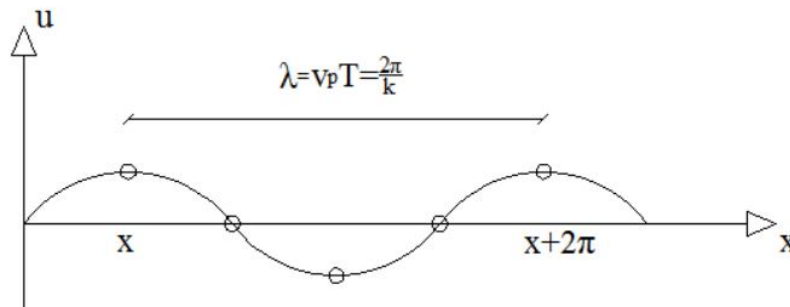
Nota bene: $\omega_0 t - kx = \omega_0 t - \frac{\omega_0}{v_p} x = \frac{\omega_0}{v_p} (v_p t - x) = f(v_p t - x)$

Trascurando il secondo termine della soluzione e interpretando il risultato nello spazio e nel tempo:

$$\begin{aligned}
u(x,t) &= A \cos(\omega_0 t - kx) \\
&= A \cos\left[\omega_0\left(t - \frac{x}{v_p}\right)\right] = \\
&= A \cos\left[\frac{\omega_0}{v_p}(tv_p - x)\right] = f(v_p t - x)
\end{aligned}$$

E' una soluzione analoga a quella vista per le vibrazioni libere.

In primo luogo fissiamo l'istante t e valutiamo gli spostamenti delle particelle lungo l'asse delle x in questo particolare istante temporale:



Si nota che si hanno zone in cui si presentano contrazione del mezzo ed altre in cui si ha dilatazione.

Essendo una soluzione periodica:

$$\cos(\omega_0 t - kx) = \cos[\omega_0 t - kx + 2\pi] = \cos\left[\omega_0 t - k\left(x + \frac{2\pi}{k}\right)\right]$$

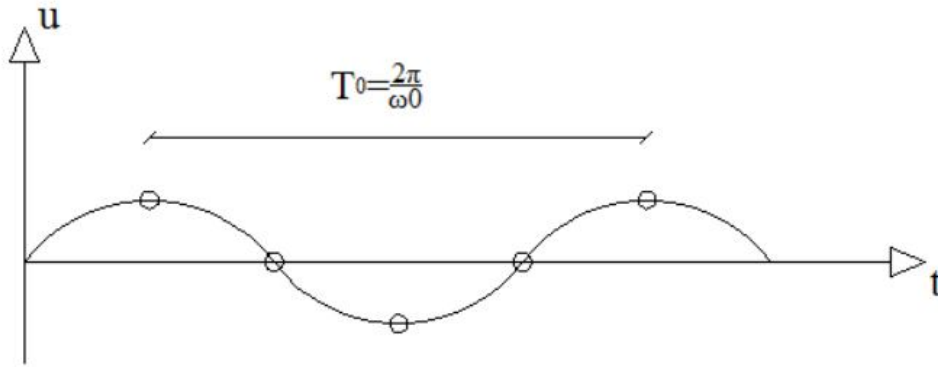
$$\Rightarrow \frac{2\pi}{k} = \lambda \quad \text{Lunghezza d'onda}$$

In secondo luogo si fissa una sezione x di controllo e si valuta cosa avviene nel tempo.

Analogamente a prima:

$$\cos(\omega_0 t - kx) = \cos[\omega_0 t - kx + 2\pi] = \cos\left[\omega_0\left(t + \frac{2\pi}{\omega_0}\right) - kx\right]$$

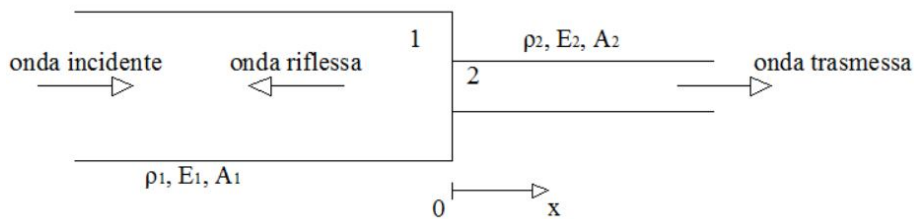
$$\Rightarrow \frac{2\pi}{\omega_0} = T_0 \quad \text{Periodo di oscillazione}$$



Si può scrivere la soluzione del problema in forma complessa con la seguente notazione:

$$u(x,t) = Ce^{i(\omega_0 - kx)} + De^{i(\omega_0 + kx)}$$

5.1.3 Propagazione di vibrazioni longitudinali all'interfaccia di due mezzi semi illimitati aventi differenti caratteristiche (ρ , A , E)



Onda incidente: $u_I = A_I e^{i(\omega_0 - k_1 x)}$

con: $v_{P1} = \sqrt{\frac{M_1}{\rho_1}} \Rightarrow k_1 = \frac{\omega_0}{v_{P1}} \Rightarrow \lambda_1 = \frac{2\pi}{k_1}$

$$\sigma_I = M_1 \frac{\partial u_I}{\partial x} = -ik_1 M_1 A_I e^{i(\omega_0 - k_1 x)}$$

$$\sigma_I = \sigma_i e^{i(\omega_0 - k_1 x)}$$

Onda trasmessa: $u_T = A_T e^{i(\omega_0 - k_2 x)}$

con: $v_{P2} = \sqrt{\frac{M_2}{\rho_2}} \Rightarrow k_2 = \frac{\omega_0}{v_{P2}} \Rightarrow \lambda_2 = \frac{2\pi}{k_2}$

$$\sigma_T = M_2 \frac{\partial u_T}{\partial x} = -ik_2 M_2 A_T e^{i(\omega_0 - k_2 x)}$$

$$\sigma_T = \sigma_t e^{i(\omega_0 - k_2 x)}$$

Onda riflessa: $u_R = A_r e^{i(\omega_0 + k_1 x)}$

$$\sigma_I = M_1 \frac{\partial u_I}{\partial x} = +ik_1 M_1 A_r e^{i(\omega_0 + k_1 x)}$$

$$\sigma_R = \sigma_r e^{i(\omega_0 + k_1 x)}$$

In prossimità dell'interfaccia devo avere:

- Compatibilità degli spostamenti: $A_i + A_r = A_t$
2 equazioni in 2 incognite
- Equilibrio delle tensioni: $\sigma_i + \sigma_r = \sigma_t$

Posso perciò scrivere:

$$\begin{cases} A_i + A_r = A_t \\ -ik_1 M_1 A_i + ik_1 M_1 A_r = -ik_2 M_2 A_t \end{cases}$$

Si dimostra che definendo il rapporto delle impedenze $\alpha = \frac{\rho_2 v_{p2}}{\rho_1 v_{p1}}$

valgono le seguenti uguaglianze:

$$A_r = \frac{1-\alpha}{1+\alpha} A_i ; A_t = \frac{2}{1+\alpha} A_i ; \sigma_t = \frac{2\alpha}{1+\alpha} \sigma_i ; \sigma_r = \frac{\alpha-1}{1+\alpha} \sigma_i$$

Analizziamo i risultati al variare di α :

rapporto delle impedenze	ampiezza degli spostamenti			ampiezza delle tensioni		
	I	R	T	I	R	T
0	A _i	A _i	2A _i	σ _i	(-)σ _i	0
¼	A _i	3/5A _i	8/5A _i	σ _i	(-3/5)σ _i	(2/5)σ _i
1	A _i	0	A _i	σ _i	0	σ _i
4	A _i	(-3/5)A _i	(2/5)A _i	σ _i	(3/5)σ _i	(8/5)σ _i
∞	A _i	(-)A _i	0	σ _i	σ _i	2σ _i

$\alpha < 1$: L'onda passa da un materiale più rigido ad uno più soffice. E' la casistica più tipica, si pensi ad un'onda di volume diretta dal basso verso la

superficie della crosta. Aumenta l'ampiezza dello spostamento trasmesso mentre si riduce l'ampiezza delle tensioni.

$\alpha > 1$: L'onda passa da un materiale più soffice ad uno più rigido. In questo caso diminuisce l'ampiezza dello spostamento trasmesso, mentre aumenta l'ampiezza delle tensioni trasmesse.

$\alpha = 0$: Rappresenta la fine dell'asta 1. Sul bordo libero si annullano le tensioni mentre gli spostamenti trasmessi si amplificano del doppio. E' il caso di onde di volume che passano dagli strati più altri alla superficie terrestre.

$\alpha \approx 1$: Non esiste interfaccia; i due materiali hanno impedenze pressoché uguali.

$\alpha = \infty$: Il materiale verso il quale l'onda si trasmette è infinitamente rigido. In questo caso gli spostamenti sono nulli, mentre le tensioni sono amplificate del doppio rispetto a quelle dell'onda incidente. Schema assimilabile ad un incastro.

Sfruttando le considerazioni sulla variabilità di α e quindi del comportamento della propagazione dell'onda in corrispondenza dell'interfaccia tra terreni di diversa natura, cerchiamo di modellare il terreno nel quale si trova la struttura da esaminare.

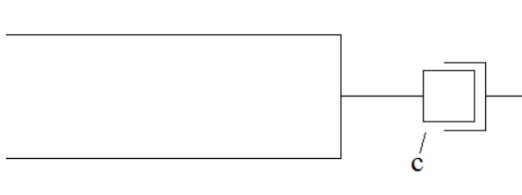
Abbiamo anche visto che, in una barra di lunghezza semi illimitata la tensione in una sezione vale:

$$\sigma_x = M\varepsilon_x = \rho \cdot v_p^2 \frac{\partial u}{\partial t} \frac{\partial t}{\partial x} = \frac{v_p^2 \rho}{v_p} \dot{u}$$

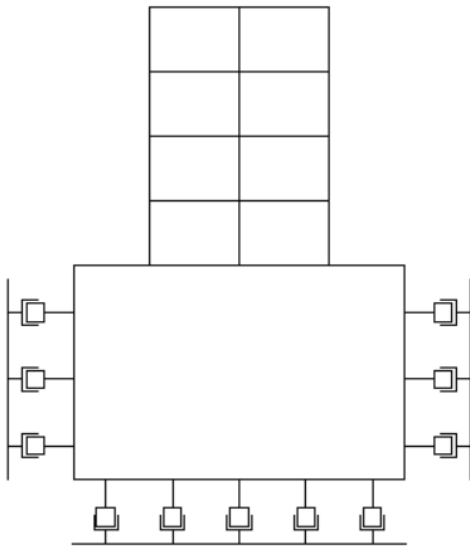
$$\sigma_x = \rho v_p \dot{u}$$

Quindi la barra semi illimitata risponde come uno smorzatore viscoso avente una costante di smorzamento c :

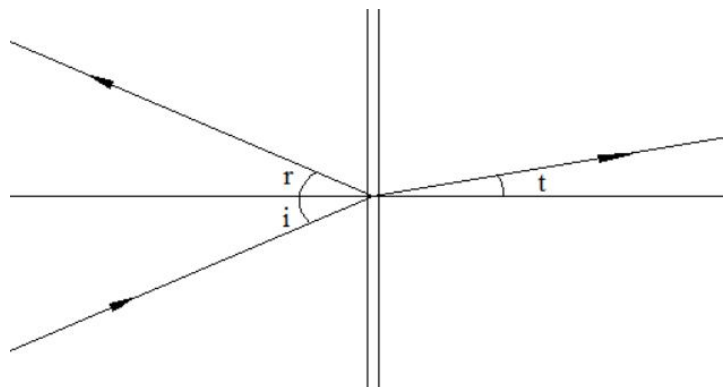
$$c = \rho v_p$$



Nello studio della propagazione dell'onda nel mezzo posso in sostanza modellare il terreno che porta la mia struttura come un sistema di smorzatori viscosi aventi coefficiente di smorzamento $c_i = \rho_i v_{pi}$.



Osservazione: In generale la direzione di propagazione dell'onda non è ortogonale all'interfaccia. Per tenere conto di questo fatto recuperiamo le leggi che governano la rifrazione e la riflessione delle onde.



- Principio di Fermat: Il tempo di propagazione dell'impulso tra un punto A e un punto B è il più piccolo, ne consegue che il percorso dell'impulso è quello che corrisponde al minor tempo di propagazione.

- Legge di Snell: Considerando due mezzi semi illimitati aventi differente densità, ρ_1 e ρ_2 , separati da un'interfaccia, se un'onda si propaga dal mezzo di densità ρ_1 al mezzo di densità ρ_2 , avviene che:

$$\text{Riflessione: } \frac{\sin i}{v_1} = \frac{\sin r}{v_1} \Rightarrow \boxed{i = r}$$

$$\text{Rifrazione: } \frac{\sin i}{v_1} = \frac{\sin t}{v_2} \Rightarrow \sin t = \left(\frac{v_2}{v_1} \right) \sin i$$

$$\text{Se ipotizzo } v_2 < v_1 \Rightarrow \sin t < \sin i \Rightarrow \boxed{t < i}$$

Conclusione: La legge di Snell fornisce una spiegazione del fatto che le onde di volume arrivano in superficie in direzione verticale. La successione di strati sempre più soffici, fa in modo che l'onda diminuisca l'angolo della direzione di propagazione in corrispondenza di ogni interfaccia.

5.2 Problema dello smorzamento

Fino ad ora abbiamo considerato per il terreno legami elastico lineari:

$$\sigma = M\varepsilon \quad ; \quad \tau = G\gamma$$

Sappiamo però che le onde si attenuano durante la loro propagazione.

Introduciamo due tipologie di attenuazione:

- Smorzamento del materiale (Material Dumping)
- Smorzamento geometrico o per irradiazione (Radiation Dumping)

5.2.1 Smorzamento del materiale

Una parte della energia elastica dell'onda si converte in calore a causa degli attriti interni che si generano tra i grani del terreno. Perciò l'ampiezza dell'onda si riduce nel tempo.

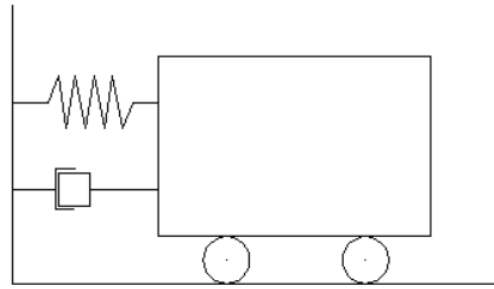
Dobbiamo quindi cambiare modello matematico, passando dal modello elastico lineare ad un modello di tipo visco-elastico, come quello fornito da Kelvin-Voight:

$$\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma}{\partial t}$$

$G\gamma$: parte elastica

$\eta \frac{\partial \gamma}{\partial t}$: parte viscosa

$[\eta] = \left[\frac{F}{L^2} T \right]$ *coefficiente di smorzamento*



Poniamo lo scorrimento angolare γ come una funzione armonica:

$$\gamma = \gamma_0 \sin(\omega t)$$

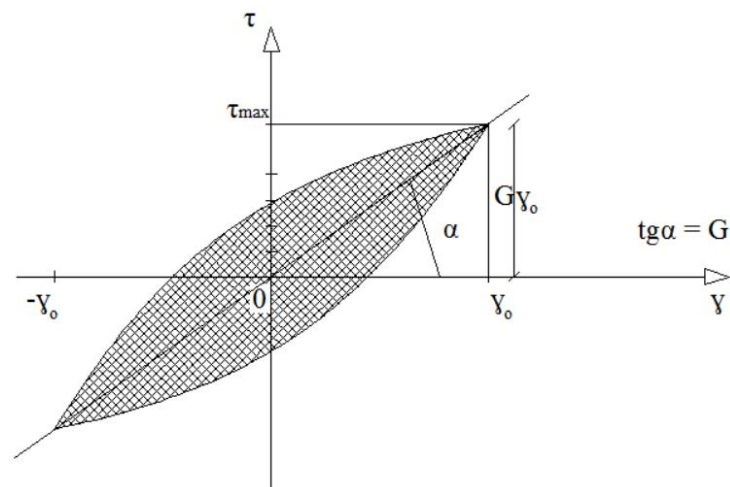
$$\dot{\gamma} = \omega \gamma_0 \cos(\omega t)$$

Sostituendo nel legame visco-elastico:

$$\tau = G\gamma_0 \sin(\omega t) + \eta \omega \gamma_0 \cos(\omega t)$$

$$\tau = \gamma_0 \sqrt{G^2 + \omega^2 \eta^2} \sin(\omega t - \varphi)$$

Se si plotta la τ in funzione di γ si ottiene una ellissi inclinata, corrispondente ad un ciclo di oscillazione.



L'area racchiusa all'interno dell'ellisse è l'energia dissipata nel ciclo del modello di Kelvin-Voight e che può essere calcolata come:

$$\Delta W = \oint \tau d\gamma = \int_{t_0}^{t_0+T} \tau \dot{\gamma} dt = \int_{t_0}^{t_0+T} (G\gamma + \eta \dot{\gamma}) \dot{\gamma} dt =$$

$$= \int_{t_0}^{t_0+T} (G\gamma \dot{\gamma} + \eta \dot{\gamma}^2) dt = \pi \eta \omega \gamma_0^2$$

La dissipazione di energia è proporzionale alla frequenza attraverso la pulsazione ω .

L'energia elastica massima immagazzinata dal terreno in un ciclo si può calcolare considerando la sola parte elastica del legame costitutivo come:

$$W = \int_0^{\gamma_0} \tau d\gamma = \int_0^{\gamma_0} G\gamma d\gamma = \frac{1}{2} G\gamma_0^2$$

Possiamo perciò definire il rapporto di smorzamento ξ per il terreno come:

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W}$$

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\pi\eta\omega\gamma_0^2}{G\gamma_0^2} 2 = \frac{\eta\omega}{2G} \quad \text{dipende dalla frequenza}$$

Noi sappiamo che lo smorzamento dipende dall'attrito tra i grani del terreno, quindi vogliamo un qualcosa che non dipenda dalla frequenza.

Esprimiamo allora η , piuttosto che ξ come:

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \bar{\xi}$$

con $\bar{\xi}$ determinato sperimentalmente.

5.2.2 Smorzamento geometrico o per irradiazione

Lo smorzamento viscoso (o isteretico) del terreno comporta una attenuazione delle onde sismiche con la distanza.

Esiste però una seconda fonte di smorzamento che non dipende dalle caratteristiche del terreno ma dalla espansione del fronte d'onda a partire dall'origine.

L'energia sprigionata inizialmente in un punto O di origine, si diffonde su fronti sempre più estesi; su tali superfici l'energia specifica cala sensibilmente. A seconda del tipo di onda si hanno attenuazioni differenti, cioè lo smorzamento è proporzionale a:

- per onde di volume $\rightarrow \propto \frac{1}{r}$
- per onde di superficie $\rightarrow \propto \frac{1}{\sqrt{r}}$

Le onde di superficie si attenuano quindi più lentamente rispetto alle onde di volume. Questo spiega perché, a grande distanza epicentrale, gli effetti delle onde superficiali sono ancora importanti.

Osservazione: Quando l'energia è rilasciata da una piccola fonte (o relativamente limitata) lo smorzamento geometrico è molto più importante dello smorzamento viscoso o isteretico.

.

6. Analisi della risposta del terreno

Uno dei problemi più importante e più comuni incontrati nella ingegneria sismica geotecnica è la valutazione della risposta del terreno.

Le analisi della risposta del terreno servono a prevedere il movimento della superficie del terreno per poter poi sviluppare spettri di risposta di progetto, in modo da valutare le tensioni e le deformazioni dinamiche che determinano il pericolo di liquefazione e che sono alla base delle forze indotte sismicamente. Tali forze possono portare all'instabilità del terreno e alle strutture di sostegno del terreno.

In condizioni ideali, una analisi di risposta del terreno completa dovrebbe modellare il meccanismo di rottura che provoca il terremoto, la propagazione delle onde di pressione attraverso la terra fino alla cima dell'ultimo strato roccioso (bedrock) e infine determinare come il movimento superficiale è influenzato dagli strati di terreno che giacciono sopra il bedrock.

In realtà il meccanismo di rottura è così complicato e la natura dell'energia di trasmissione tra la fonte e il sito è così incerta che questo approccio non risulta pratico per le comuni applicazioni ingegneristiche. In pratica, sono usati dei metodi empirici basati sulle caratteristiche di sismi registrati per sviluppare delle previsioni. Queste relazioni di previsione sono usate spesso in parallelo con analisi di pericolosità sismica per determinare le caratteristiche di movimento del bedrock in un sito.

Il problema dell'analisi di risposta del terreno comporta in seguito la determinazione della risposta del terreno di deposito (surface motion) al moto del bedrock immediatamente sotto di esso (bedrock motion). Nonostante il fatto che le onde sismiche percorrano decine di chilometri in roccia e spesso meno di cento metri nel terreno, il terreno gioca un ruolo importantissimo nella determinazione delle caratteristiche del movimento della superficie del terreno.

L'influenza delle condizioni locali del terreno sulla natura del danno sismico è stata riconosciuta da molti anni. Dal 1920 sismologi prima e ingegneri geotecnici sismici poi, hanno lavorato per sviluppare metodi quantitativi per prevedere l'influenza delle condizioni locali sul movimento del terreno. Le tecniche sono spesso raggruppate a seconda delle dimensioni del problema a cui si

rivolgono, sebbene molti dei metodi bidimensionali e tridimensionali sono più precisi dei corrispondenti metodi monodimensionali.

Questo capitolo descrive i metodi usati più comunemente per la risposta monodimensionale, bidimensionale e tridimensionale del terreno e introduce il problema della interazione terreno-struttura.

6.1 Analisi monodimensionali della risposta del terreno

Quando avviene una rottura della faglia le onde sismiche viaggiano dalla sorgente in tutte le direzioni. Quando raggiungono delle interfacce tra differenti materiali geologici, subiscono il fenomeno della riflessione e della rifrazione. Dato che le velocità di propagazione delle onde dei materiali più superficiali sino in genere più basse dei materiali sottostanti, i raggi inclinati che raggiungono interfacce tra due strati orizzontali continuano il loro percorso in una direzione più vicina alla verticale. Dal momento che prima di arrivare in superficie l'onda incontra tanti strati diversi, spesso raggiunge la superficie in direzione verticale.

Le analisi di risposta del terreno monodimensionali sono basate sulla assunzione che tutte le interfacce tra strati diversi sono orizzontali e che la risposta di un deposito di terreno è in predominanza causata dalla propagazione delle onde SH che viaggiano in direzione verticale dal bedrock sottostante. Inoltre si assume che la superficie di confine tra il bedrock e il terreno di deposito sia orizzontale e si estenda all'infinito.

Le procedure basate su queste ipotesi hanno mostrato di fornire risposte del terreno in ragionevole accordo con le risposte misurate in molti casi.

Prima di descrivere alcuni dei modelli di risposta del terreno è necessario definire alcuni dei termini che compariranno per descrivere i movimenti del terreno:

free surface motion: movimento in superficie di un terreno di deposito;

bedrock motion: movimento all'interfaccia tra il terreno di deposito e il bedrock.

6.2 Approccio lineare

Una importante classe di tecniche per l'analisi di risposta del terreno è basata sull'uso delle funzioni di trasferimento. Tali funzioni di trasferimento possono esprimere vari parametri di risposta, come lo spostamento, la velocità,

l'accelerazione, le tensioni e le deformazioni di taglio che possono essere causati da un parametro di movimento di input, come ad esempio l'accelerazione del bedrock.

Essendo basato sul principio di sovrapposizione degli effetti, questo approccio è limitato all'analisi di sistemi lineari. Il comportamento non lineare può essere tuttavia approssimato usando una procedura iterativa con proprietà lineari del terreno equivalenti.

Sebbene il calcolo richiede la manipolazione di numeri complessi, l'approccio è relativamente semplice:

1. una time history nota del movimento del bedrock (input) è espressa nella forma di serie di Fourier, usando una Fast Fourier Transformation (FFT);
2. ogni termine della serie di Fourier è poi moltiplicato per produrre la serie di Fourier del moto della superficie del terreno (output);
3. il moto della superficie del terreno può poi essere espresso nel dominio del tempo usando l'inverso della FFT.

Dominio del tempo

Dominio delle frequenze

$$\begin{array}{ccc}
 a(t)_B \rightarrow & I_n(\omega)_B = \frac{1}{T} \int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} a(t)_B e^{-in\omega t} dt \rightarrow & I_n(\omega)_B \\
 & \downarrow & \\
 & O_n(\omega)_S = H(\omega) I_n(\omega)_B & \\
 & \downarrow & \\
 a(t)_S \leftarrow & a(t)_S = \sum_{n=-\infty}^{\infty} O_n(\omega)_S e^{in\omega t} \leftarrow & O_n(\omega)_S
 \end{array}$$

In questo modo la funzione di trasferimento determina come ogni frequenza del moto del bedrock è amplificata dal deposito di terreno.

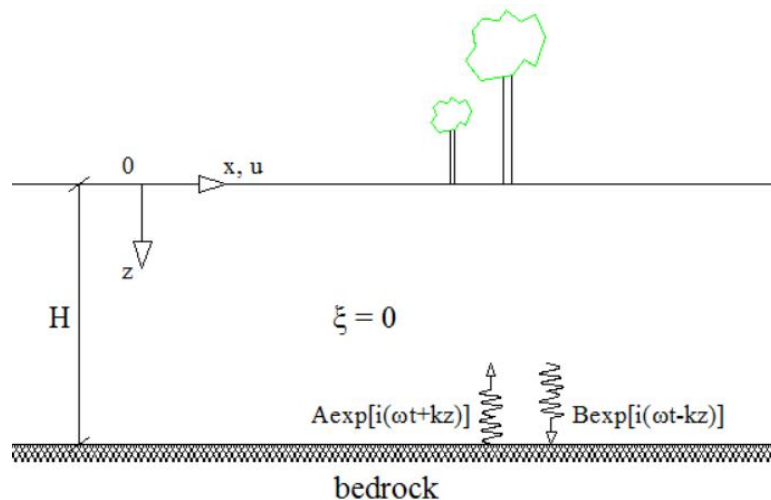
6.3 Valutazione delle funzioni di trasferimento

La chiave dell'approccio lineare è la valutazione delle funzioni di trasferimento. Nelle seguenti sezioni, sono calcolate tali funzioni per una serie di condizioni geotecniche sempre più complesse.

Sebbene le condizioni più semplici siano applicabili raramente ai casi reali, esse illustrano alcuni importanti effetti della presenza del terreno di deposito sulle caratteristiche di moto del terreno senza avere formulazioni matematiche complicate. Le condizioni geotecniche più complesse sono invece capaci di descrivere gli aspetti più importanti della risposta del terreno e sono usate molto comunemente nella pratica della ingegneria geotecnica sismica.

6.3.1 Singolo strato di terreno uniforme, non smorzato, su bedrock rigido

Consideriamo inizialmente uno strato di terreno uniforme, isotropo, elastico lineare che si trova sopra il bedrock rigido. Un movimento armonico orizzontale del bedrock produrrà una propagazione verticale delle onde di taglio nel terreno sovrastante.



Lo spostamento orizzontale corrispondente può essere espresso nella forma:

$$u(z, t) = A e^{i(\omega t + kz)} + B e^{i(\omega t - kz)}$$

dove: ω = frequenza dello scuotimento del terreno;

$$k = \frac{\omega}{v_s} = \text{numero d'onda};$$

A, B = ampiezza dell'onde che si propagano in verticale nella direzione positiva e negativa delle z.

In corrispondenza della superficie libera ($z = 0$) le tensioni di taglio sono nulle:

$$\tau(0, t) = G\gamma(0, t) = G \frac{\partial u(0, t)}{\partial z} = 0$$

Sostituendo l'espressione degli spostamenti e differenziando:

$$Gik(Ae^{ik0} - B^{-ik0})e^{i\omega t} = Gik(A - B)e^{i\omega t} = 0$$

Espressione valida se e solo se $A = B$.

$$u(z, t) = 2A \frac{e^{ikz} + e^{-ikz}}{2} e^{i\omega t} = 2A \cos(kz) e^{i\omega t}$$

Risulta essere un'onda stazionaria di ampiezza $2A \cos(kz)$, prodotta dalla interferenza tra le onde che si propagano una verso l'alto e una verso il basso; ha una forma precisa a seconda della profondità di riferimento.

L'equazione dell'onda stazionaria può essere usata per definire una funzione di trasferimento che descriva il rapporto dell'ampiezza di spostamento tra due punti dello strato di terreno. Scegliendo come punti la sommità e il fondo dello strato di terreno si arriva a definire la seguente funzione di trasferimento:

$$F_1(\omega) = \frac{u_{\max}(0, t)}{u_{\max}(H, t)} = \frac{2Ae^{i\omega t}}{2A \cos(kH)e^{i\omega t}} = \frac{1}{\cos(kH)} = \frac{1}{\cos\left(\frac{\omega H}{v_s}\right)}$$

Il modulo della funzione di trasferimento è la funzione di amplificazione:

$$|F_1(\omega)| = \sqrt{\{\text{Re}[F_1(\omega)]\}^2 + \{\text{Im}[F_1(\omega)]\}^2} = \frac{1}{\cos\left(\frac{\omega H}{v_s}\right)}$$

Tale modulo evidenzia che:

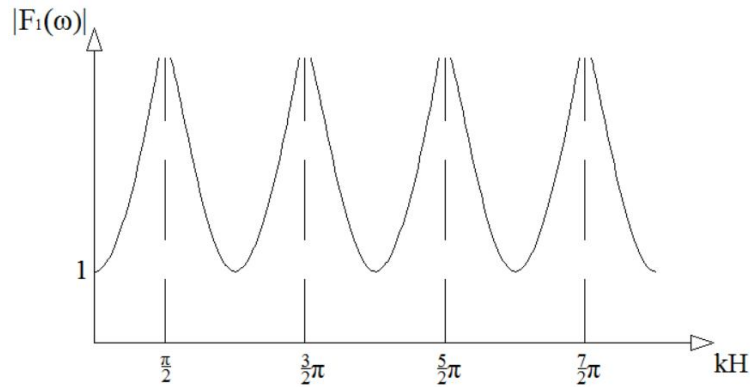
- lo spostamento in superficie è maggiore o uguale allo spostamento in corrispondenza del bedrock (poiché il denominatore è minore o uguale a 1);
- lo spostamento in superficie dipende dalla frequenza del movimento del bedrock, dalla profondità H del deposito e dalla velocità dell'onda v_s .

Se imponiamo la condizione: $\cos\left(\frac{\omega H}{v_s}\right) = 0 \rightarrow \frac{\omega H}{v_s} = \frac{\pi}{2} + n\pi$

$$\omega = \frac{v_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad \text{con } n = 1, 2, 3, \dots$$

avviene che:

$$|F_1(\omega)| \xrightarrow{\omega \rightarrow \frac{v_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right)} \infty \quad \forall n = 1, 2, 3, \dots \quad \text{condizione di risonanza}$$



Abbiamo quindi dimostrato con questo semplicissimo modello, come la risposta di un deposito di terreno sia fortemente dipendente dalla frequenza del movimento di base e che le frequenze in corrispondenza delle quali avviene una grande amplificazione dipendono dalla geometria (spessore H) e dalle proprietà del materiale (velocità onde v_s) dello strato di terreno.

6.3.2 Singolo strato di terreno uniforme, smorzato su bedrock rigido

Dato che lo smorzamento è presente in tutti i materiali, si possono ottenere risultati più realistici ripetendo le analisi affrontate nel precedente caso in presenza di smorzamento. Assumendo che il terreno abbia caratteristiche a taglio del tipo di Kelvin-Voight, l'equazione dell'onda può essere scritta come:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t}$$

La soluzione di questa equazione è della forma:

$$u(z, t) = A e^{i(\omega t + k^* z)} + B e^{i(\omega t - k^* z)}$$

dove k^* è un numero d'onda complesso avente una parte reale k_1 e una parte immaginaria k_2 .

Ripetendo le manipolazioni algebriche svolte nel caso precedente, la funzione di trasferimento per il caso di terreno smorzato su bedrock può essere espressa da:

$$F_2(\omega) = \frac{u_{\max}(0, t)}{u_{\max}(H, t)} = \frac{2A e^{i\omega t}}{2A \cos(k^* H) e^{i\omega t}} = \frac{1}{\cos(k^* H)} = \frac{1}{\cos\left(\frac{\omega H}{v_s^*}\right)}$$

Il modulo di taglio complesso, indipendente dalla frequenza, è dato da:

$$G^* = G(1 + 2i\xi).$$

La velocità complessa dell'onda di taglio può essere espressa come:

$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1+2i\xi)}{\rho}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}}(1+i\xi) = v_s(1+i\xi), \quad \text{per } \xi \text{ piccoli.}$$

Di conseguenza il numero d'onda complesso può essere scritto come, ancora per ξ piccoli:

$$k^* = \frac{\omega}{v_s^*} = \frac{\omega}{v_s(1+i\xi)} = \frac{\omega}{v_s}(1-i\xi) = k(1-i\xi)$$

La funzione di trasferimento, infine:

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos[k(1-i\xi)H]} = \frac{1}{\cos\left[\frac{\omega H}{v_s(1+i\xi)}\right]}.$$

Usando l'identità $|\cos(x+iy)| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y}$, il modulo della funzione di amplificazione può essere espresso come:

$$|F_2(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(kH) + \sinh^2(\xi kH)}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(kH) + (\xi kH)^2}}$$

poiché $\sinh^2 y = y^2$, per y piccoli.

$$|F_2(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(kH) + (\xi kH)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{\omega H}{v_s}\right) + \left[\xi\left(\frac{\omega H}{v_s}\right)\right]^2}}$$

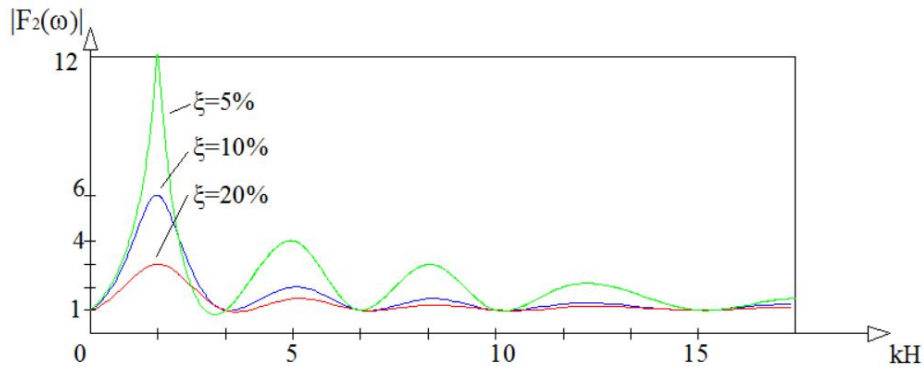
L'equazione indica che anche per uno strato di terreno smorzato, l'amplificazione varia con la frequenza.

L'amplificazione avrà un massimo locale quando $kH = \frac{\pi}{2} + n\pi$ ma non tenderà

più all'infinito poiché il denominatore sarà sempre maggiore di zero, in quanto $\xi > 0$.

$$\xi = (10 \div 15)\% .$$

Le frequenze alle quali corrispondono il massimo locale sono le frequenze naturali del deposito di terreno.



In figura è mostrata la variazione del fattore di amplificazione con la frequenza e per diversi fattori di smorzamento.

Confrontando i grafici del fattore di amplificazione in funzione della frequenza nel caso di terreno smorzato e terreno non smorzato si vede chiaramente che gli effetti di smorzamento influenzano la risposta ad alte frequenze in modo maggiore rispetto alle basse frequenze.

L'n-esima frequenza naturale del deposito di terreno è data da:

$$\omega_n = \frac{v_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad \text{con } n=0, 1, 2, \dots,$$

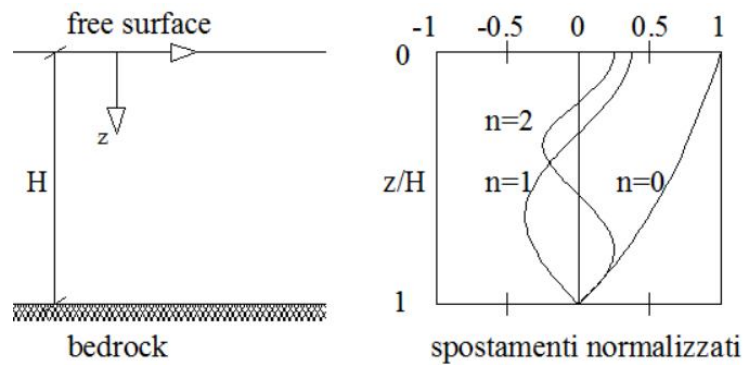
Dato che il picco di amplificazione cala al crescere della frequenza naturale, il fattore di amplificazione maggiore sarà approssimativamente alla frequenza naturale più bassa, nota anche con il nome di *frequenza fondamentale*:

$$\omega_g = \omega_0 = \frac{v_s}{2H} \quad \text{frequenza fondamentale}$$

Il periodo di vibrazione corrispondente alla frequenza fondamentale è chiamato *periodo caratteristico del sito*:

$$T_g = \frac{2\pi}{\omega_g} = \frac{4\pi}{v_s} \quad \text{periodo caratteristico del sito}$$

Il periodo caratteristico del sito, che dipende unicamente dallo spessore e dalla velocità delle onde di taglio del terreno, fornisce una importante indicazione del periodo di vibrazione al quale ci si aspetta l'amplificazione più significativa. Per ogni frequenza naturale si sviluppa nel terreno un'onda stazionaria.



Si mostrano in figura le *forme modali* delle prime tre frequenze naturali. Si noti che gli spostamenti del terreno sono in fase, a tutte le profondità, con gli spostamenti generati dal modo di vibrare fondamentale; questo è vero nei modi bassi, ma può non esserlo per i modi di vibrare generati da frequenze maggiori. Alle frequenze al di sopra della frequenza fondamentale ci possono essere parti del terreno che si muovono in una direzione ed altre che si muovono nella direzione opposta. Questo fenomeno deve essere considerato nella valutazione delle forze di inerzia delle masse richieste per le analisi di stabilità sismica.

6.3.3 Singolo strato di terreno uniforme, smorzato su roccia elastica

I due casi precedenti formulavano fattori di amplificazione per terreni sovrastanti un bedrock rigido.

Se il bedrock è rigido, il suo movimento non sarà influenzato dal moto all'interno del terreno sovrastante, o dalla presenza di tale strato. Esso agisce come un'estremità fissa.

Se il bedrock è rigido qualsiasi onda diretta verso il basso è completamente riflessa, confinando in tal modo tutta l'energia delle onde elastiche all'interno dello strato di terreno.

Nel caso di bedrock costituito da roccia elastica, invece, le onde di pressione che si propagano verso il basso e che raggiungono il confine, saranno riflesse solo in parte; parte della loro energia sarà trasmessa e continuerà a viaggiare verso il basso attraverso la roccia. Se la roccia si estende fino a grandi profondità, (sufficientemente grandi da fare in modo che le onde riflesse da interfacce più profonde con altri materiali non ritornano all'interfaccia terreno-struttura in tempo

o con ampiezza tale da influenzare la risposta del deposito), l'energia elastica di tali onde dovrà essere rimossa dallo strato di terreno.

Questa è una forma di smorzamento per irradiazione e fa in modo che l'ampiezza del moto free surface sia più piccolo rispetto al caso di bedrock rigido.

Si consideri il caso di uno strato di terreno sovrastante un semispazio di roccia elastica. Se con i pedici s e r indichiamo rispettivamente lo strato di terreno e la roccia, lo spostamento nei due materiali indotto dalle onde S che si propagano verticalmente può essere scritto come:

$$u_s(z_s, t) = A_s e^{i(\omega t + k_s^* z_s)} + B_s e^{i(\omega t - k_s^* z_s)} \quad (6.1a)$$

$$u_r(z_r, t) = A_r e^{i(\omega t + k_r^* z_r)} + B_r e^{i(\omega t - k_r^* z_r)} \quad (6.1b)$$

L'effetto della superficie libera, come prima, richiede che $A_s = B_s$; la compatibilità degli spostamenti e l'equilibrio delle tensioni al confine terreno-roccia richiedono che:

$$u_s(z_s = H) = u_r(z_r = 0) \quad (6.2)$$

$$\tau_s(z_s = H) = \tau_r(z_r = 0) \quad (6.3)$$

Sostituendo le equazioni (6.1) nella equazione (6.2):

$$A_s (e^{ik_s^* H} + e^{-ik_s^* H}) = A_r + B_r \quad (6.4)$$

Definendo lo sforzo di taglio come $\tau = G \frac{\partial u}{\partial z}$, dalla equazione (6.3):

$$A_s i G_s k_s^* (e^{ik_s^* H} - e^{-ik_s^* H}) = i G_r k_r^* (A_r - B_r) \quad (6.5)$$

oppure:

$$\frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} A_s (e^{ik_s^* H} - e^{-ik_s^* H}) = (A_r - B_r) \quad (6.6)$$

Si definisce rapporto di impedenza complessa il rapporto:

$$\alpha_z^* = \frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} = \frac{\rho_s v_{Ss}^*}{\rho_r v_{Sr}^*} \quad (6.7)$$

dove v_{Ss}^* e v_{Sr}^* sono le velocità delle onde di taglio rispettivamente nello strato di terreno e nella roccia.

Risolvendo simultaneamente le equazioni (6.4) e (6.5):

$$A_r = \frac{1}{2} A_s \left[(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H} \right] \quad (6.8a)$$

$$B_r = \frac{1}{2} A_s \left[(1 - \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 + \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H} \right] \quad (6.8b)$$

Supponendo che un'onda di taglio di ampiezza A si propaghi verticalmente, in direzione verticale, verso l'alto attraverso la roccia. Se il terreno non è presente, l'effetto free surface alla roccia in affioramento produce un movimento di ampiezza $2A$.

Con la presenza del terreno l'ampiezza del movimento free surface vale:

$$2A_s = \frac{4A}{(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}}$$

Definendo la funzione di trasferimento F_3 come il rapporto tra l'ampiezza del movimento alla superficie del terreno e l'ampiezza del movimento della roccia affiorante:

$$F_3(\omega) = \frac{2}{(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}}$$

Utilizzando la legge di Eulero può essere espressa come:

$$F_3(\omega) = \frac{1}{\cos(k_s^* H) + i\alpha_z^* \sin(k_s^* H)}$$

Il modulo di $F_3(\omega)$ non può essere espresso in forma compatta per terreni in cui avviene lo smorzamento. Tuttavia, per illustrare l'importanza della elasticità del bedrock, si esprime il fattore di amplificazione per terreno non smorzato:

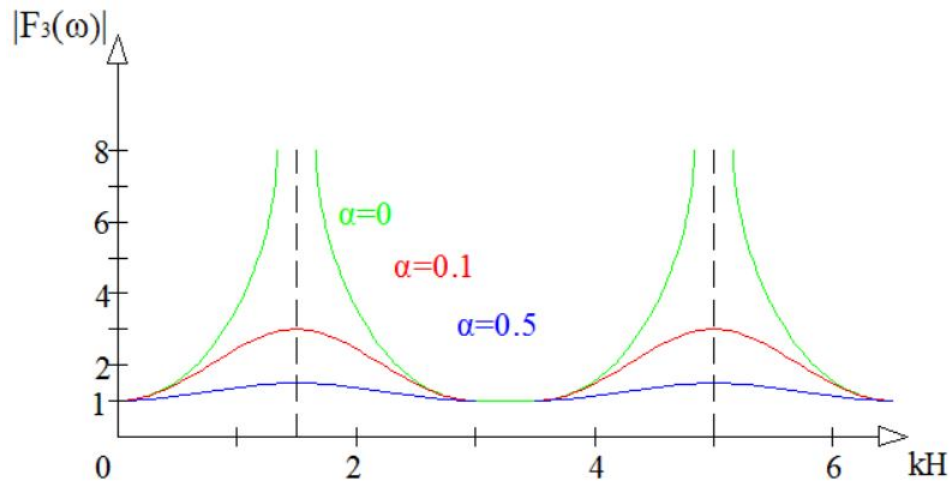
$$|F_3(\omega, \xi = 0)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(k_s H) + \alpha_z^2 \sin^2(k_s H)}}$$

Osservazione: la risonanza non avviene, in quanto il denominatore è sempre maggiore di zero, anche in presenza di terreno non smorzato.

Gli effetti della rigidità del bedrock sull'amplificazione, come evidenziato dal rapporto di impedenza, sono illustrati in Figura.

Da notare la somiglianza tra gli effetti dello smorzamento del terreno e l'elasticità del bedrock confrontando la forma delle curve dei fattori di amplificazione nei due casi.

In termini di effetti, si può pensare che avere un terreno con caratteristiche di elasticità in profondità, sia come avere un ulteriore contributo di smorzamento.



I bedrock più rigidi comportano grandi amplificazioni:

$\alpha = 0$ caso di bedrock rigido.

6.4 Interazione terreno-struttura

Le analisi della risposta del terreno condotte fino a questo momento, non consideravano il caso della presenza di strutture. I movimenti del terreno che non sono influenzati dalla presenza di strutture sono classificati come “*movimenti free field*”.

Quando una struttura fondata su roccia rigida è soggetta a un terremoto, la rigidità estremamente elevata della roccia implica un movimento molto vicino al movimento free field. Le strutture fondate su roccia sono considerate come “strutture fissate alla base”.

D’altro canto, la stessa struttura risponderebbe in maniera differente se supportata da un terreno di deposito soffice. In primo luogo l’incapacità da parte della fondazione della struttura di seguire le deformazioni free field causa una differenza di spostamenti della base della fondazione rispetto i movimenti free field. In secondo luogo, la risposta dinamica della struttura comporta la deformazione del terreno di supporto. Questo processo, nel quale la risposta del terreno influenza il movimento della struttura e la risposta della struttura influenza il movimento del terreno, è chiamato interazione terreno struttura.

L’interazione terreno struttura ha piccoli effetti sulla risposta dinamica di molte strutture e sistemi di fondazione. In altri casi, tuttavia, i suoi effetti possono essere significativi.

Trascurare gli effetti della interazione può essere a favore di sicurezza o meno a seconda dei dettagli del problema considerato, va quindi considerato caso per caso.

L'analisi dell'interazione terreno struttura può essere abbastanza complicato: una trattazione complicata esula dagli scopi di questo testo. Il proposito della seguente sezione è semplicemente quello di fornire una descrizione di base del fenomeno, conoscere le condizioni in corrispondenza delle quali si può presentare in maniera rilevante e introdurre alcuni metodi comunemente usati per valutarne gli effetti.

6.4.1 Effetti della interazione terreno-struttura

E' sufficiente una semplice analisi per illustrare gli effetti più importanti dell'interazione terreno struttura. Seguendo l'approccio di Wolf (1985), si consideri il caso di un sistema a un singolo grado di libertà montato su una fondazione rigida, a forma di L e priva di massa, supportata su un terreno di deposito elastico.

La struttura è caratterizzata da una massa propria m , dalla rigidezza k e dallo smorzamento racchiuso nel coefficiente c .

- Se il materiale che supporta la fondazione è rigido, la frequenza risultante del sistema "fixed base" risultante dipende solo dalla massa e dalla rigidezza della struttura:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

e il rapporto di smorzamento isteretico vale:

$$\xi = \frac{c\omega_0}{2k}$$

- Se invece il materiale di supporto è deformabile, la fondazione può traslare e ruotare. Le caratteristiche di rigidezza e di smorzamento del sistema fondazione-terreno deformabile possono essere rappresentate da molle rotazionali e traslazionali e da smorzatori.

Gli smorzatori di fondazione rappresentano due fonti di smorzamento: lo smorzamento del materiale derivante dal comportamento inelastico del terreno che supporta la fondazione e lo smorzamento per irraggiamento che interviene quando le forze dinamiche della struttura causano la deformazione del suolo

attraverso la fondazione, producendo così onde che escono dalla fondazione. Il livello dello smorzamento del materiale dipende dal livello di deformazione indotto nel terreno: se le deformazioni sono elevate lo smorzamento del materiale sarà notevole, ma se le deformazioni sono basse, lo smorzamento del materiale si può trascurare.

Al contrario lo smorzamento per irraggiamento è un effetto puramente geometrico che esiste sia per ampiezze di spostamento basse che alte.

Per le fondazioni lo smorzamento per irraggiamento è in genere più alto dello smorzamento del materiale.

Si definisce lo smorzamento orizzontale come:

$$c_h = c_x + u_0 + \frac{2}{\omega} \xi_g k_x$$

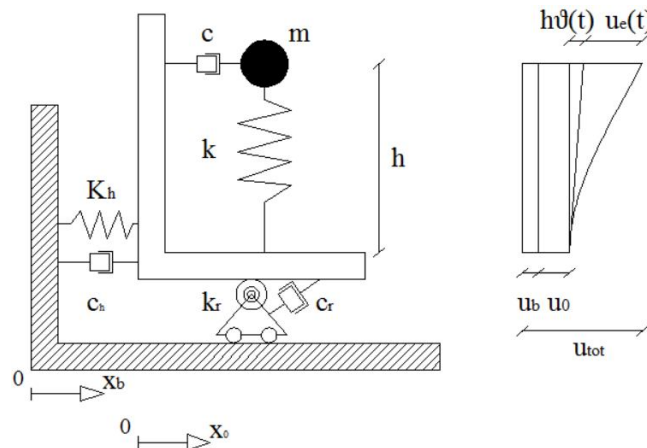
dove: c_h = smorzamento orizzontale;
 c_x = smorzamento per irradiazione;
 $\frac{2}{\omega} \xi_g k_x$ = smorzamento del materiale (funzione del tipo di terreno);
 k_x = rigidezza alla traslazione del terreno.

Si definisce lo smorzamento rotazionale come:

$$c_r = c_g + u_0 + \frac{2}{\omega} \xi_g k_g$$

dove: c_r = smorzamento rotazionale;
 c_g = smorzamento per irradiazione;
 $\frac{2}{\omega} \xi_g k_g$ = smorzamento del materiale (funzione del tipo di terreno);
 $k_g = k_r$ = rigidezza rotazionale del terreno.

Gli spostamenti totali della massa e della base della struttura possono essere divisi nelle loro componenti individuali:



$u_b(t)$: spostamento del terreno al di sotto della fondazione;

$u_0(t)$: spostamento della fondazione rispetto al terreno sottostante;

$h \cdot \vartheta(t)$: spostamento generato dalla rotazione $\vartheta(t)$;

$u_e(t)$: deformazione elastica della struttura.

$$u_{tot} = u_b + u_0 + h \vartheta + u_e$$

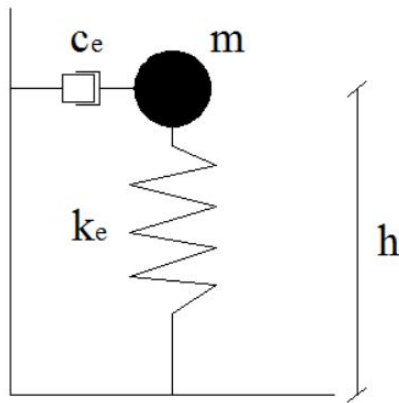
Nel caso di struttura rigida ($k_{str} = \infty$), e di fondazione la cui rotazione è impedita ($k_r = \infty$), la frequenza naturale della vibrazione traslazionale vale:

$$\omega_h = \sqrt{\frac{k_h}{m}}$$

Nel caso di struttura rigida ($k_{str} = \infty$), e di fondazioni la cui traslazione orizzontale è impedita ($k_h = \infty$), la frequenza naturale di beccheggio vale:

$$\omega_r = \sqrt{\frac{k_r}{mh^2}}$$

Tornando dunque ad esaminare l'interazione terreno struttura, è possibile considerare un sistema ad un grado di libertà equivalente, cioè un sistema la cui risposta è essenzialmente la stessa del sistema nella precedente figura.



E' possibile scrivere per questo sistema la seguente equazione:

$$\left(-m\omega_e^2 + i\omega_e c_e + k_e\right)u = m\omega_e^2 U_b$$

dove:

- U_b : input sismico equivalente;
- $k_e = m\omega_e^2$: rigidezza equivalente;
- $\xi_e = \frac{c_e \omega_e}{2k_e}$: smorzamento equivalente;
- m : si conserva la massa del sistema precedente.
- ω_e : frequenza naturale del sistema equivalente

ω_e porta la risposta a infinito se $\xi_e = 0$. Si calcola dalla relazione:

$$\frac{1}{\omega_e^2} = \frac{1}{\omega_0^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2}$$

$$\omega_e = \frac{\omega_0}{\sqrt{1 + \frac{k}{k_h} + \frac{kh^2}{k_r}}}$$

Osservazione: Quest'ultima relazione indica come la frequenza naturale del sistema equivalente sia sempre inferiore a quella della struttura su bedrock affiorante, quindi incastrata.

In altre parole un effetto importante della interazione terreno struttura è ridurre la frequenza naturale del sistema terreno struttura, fino ad un valore inferiore a quello del caso in condizioni di base incastrata.

E' possibile esprimere anche lo *smorzamento equivalente* come:

$$\xi_e = \frac{\omega_e}{\omega_0^2} \xi_0 + \left(1 + \frac{\omega_e^2}{\omega_0^2}\right) \xi_g + \frac{\omega_e^2}{\omega_h^2} \xi_x + \frac{\omega_e^2}{\omega_r^2} \xi_r$$

Osservazione: Questa relazione indica come lo smorzamento del sistema equivalente sia sempre maggiore dello smorzamento corrispondente alla struttura isolata.

Di conseguenza, un altro importante effetto dell'interazione terreno struttura è incrementare l'effettivo rapporto di smorzamento, fino ad un valore superiore a quello della struttura isolata.

Gli effetti della interazione terreno struttura possono essere facilmente presentabili definendo i seguenti parametri adimensionali:

- Rapporto delle rigidezze: $\bar{s} = \frac{\omega_0 h}{v_s}$

Avevamo visto che:

$$\omega_g = \frac{\pi v_s}{2} \Rightarrow \bar{s} = \frac{\omega_0 h \pi}{2 h \omega_g} = \frac{\pi \omega_0}{2 \omega_g}$$

$$\Rightarrow \bar{s} \propto \frac{\omega_{0(\text{struttura})}}{\omega_{g(\text{terreno})}} = \frac{T_{g(\text{terreno})}}{T_{0(\text{struttura})}}$$

Perciò se:

$$\bar{s} \rightarrow \infty \Rightarrow T_g \gg T_0 \Rightarrow \text{terreno molto soffice}$$

$$\bar{s} \rightarrow 0 \Rightarrow T_g \ll T_0 \Rightarrow \text{terreno infinitamente rigido.}$$

- Rapporto delle snellezze: $\bar{h} = \frac{h}{a}$

dove:

h = altezza strutturale;

a = dimensione caratteristica della fondazione (il raggio nel caso di fondazione circolare).

- Rapporto delle masse: $\bar{m} = \frac{m}{\rho_g a^3} = \frac{W}{\gamma_g a^3}$

dove:

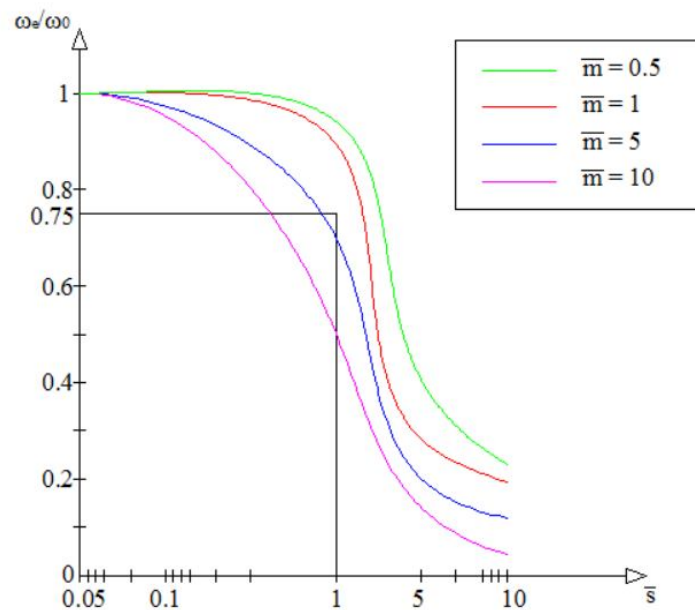
$W = mg$ peso della struttura;

$\gamma = \rho_g g$ peso specifico del terreno.

I reali coefficienti di rigidezza e di smorzamento della fondazione sono dipendenti dalla frequenza. Tuttavia, per illustrare gli effetti di interazione terreno struttura, si possono usare le seguenti espressioni indipendenti dalla frequenza per stimare i coefficienti di rigidezza e di smorzamento di una fondazione circolare di raggio a :

$$k_x = \frac{8Ga}{2-\nu} \qquad k_g = \frac{8Ga^3}{3(1-\nu)}$$

$$c_x = \frac{4.6}{2-\nu} \rho v_s a^2 \qquad c_g = \frac{0.4}{1-\nu} \rho v_s a^4$$



Il grafico indica quanto si discosta ω_e da ω_0 , al variare dei rapporti \bar{m} e \bar{s} .

Caso limite: per $\bar{s} = 0$ e \bar{m} qualunque, $\frac{\omega_e}{\omega_0} = 1$

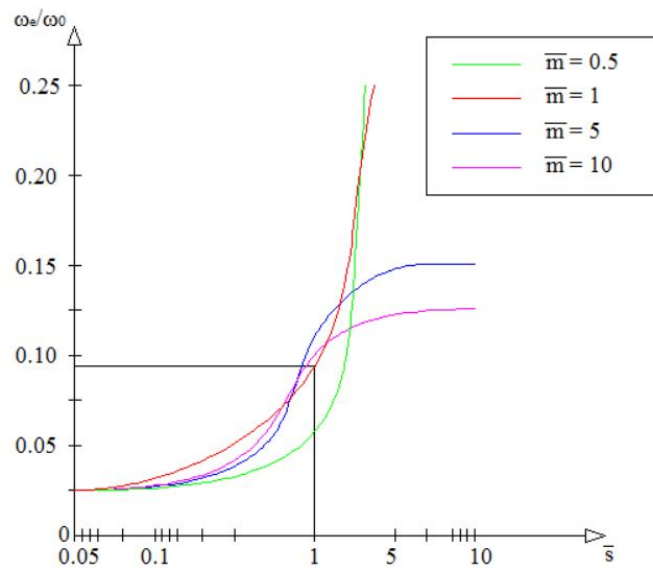
cioè $\omega_e = \omega_0$ su terreno infinitamente rigido.

Si nota chiaramente che, per qualunque valore di \bar{m} e \bar{s} , il rapporto $\frac{\omega_e}{\omega_0} \leq 1$; ciò

significa che la pulsazione naturale dell'oscillatore equivalente è sempre minore della pulsazione naturale della struttura incastrata alla base. L'oscillatore equivalente è quindi più flessibile.

$$T_e > T_0$$

Sappiamo però che l'azione sismica è più elevata per periodi strutturali minori, quindi progettare la struttura incastrata alla base è a favore di sicurezza.



Il grafico fornisce indicazioni sulla variazione dello smorzamento del sistema equivalente al variare dei rapporti \bar{s} e \bar{m} . Per struttura incastrata alla base, equivalente al caso di terreno infinitamente rigido quindi piccoli \bar{s} , il rapporto di smorzamento della struttura equivalente è pari a quello della struttura, ma quando \bar{s} cresce diventano più evidenti gli effetti dello smorzamento del materiale e di irraggiamento. Ad alti valori del rapporto di rigidità, lo smorzamento strutturale rappresenta solo una minima parte dello smorzamento totale del sistema.

Gli effetti della interazione terreno struttura in termini di spostamento sono illustrati in Figura 7.25. Confrontando le Figure 7.25a e 7.25b si nota che ad un incremento del rapporto di rigidità \bar{s} corrisponde un calo della deformata elastica della struttura, ma un aumento dello spostamento complessivo relativamente al free field. Questo avviene perché la fondazione può traslare e ruotare, quindi è ridotta la domanda strutturale ma aumentano gli spostamenti assoluti all'aumentare di \bar{s} .

Progettare una struttura come incastrata alla base è a favore di sicurezza se si considerano le forze, nell'ipotesi di trascurare gli spostamenti, i quali al contrario sono sottostimati.

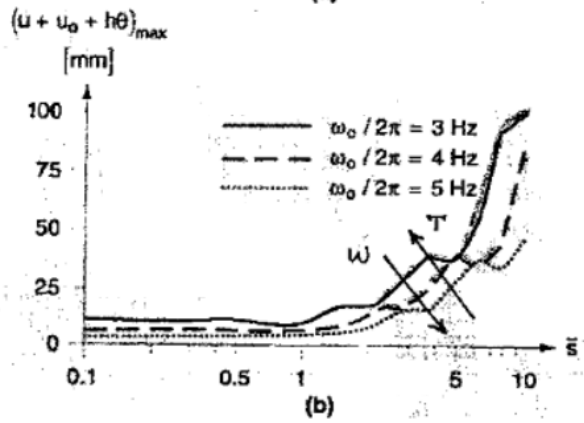
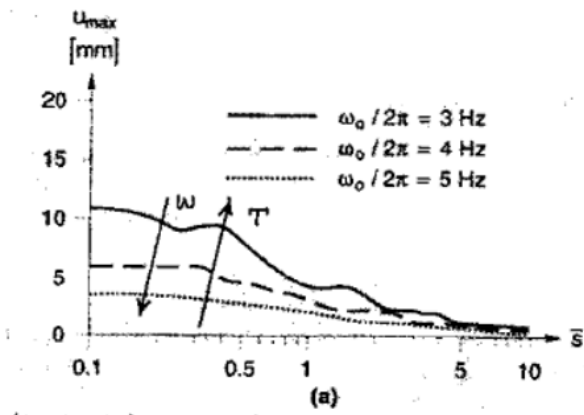


Figure 7.25 Response of equivalent soil-structure system to artificial time history ($\bar{h} = 1$, $\bar{m} = 3$, $\nu = 0.33$, $\xi = 0.025$, $\xi_{sk} = 0.05$): (a) maximum structural distortion; (b) maximum displacement of mass relative to free field. (After Wolf, 1985.)

7. Progetto sismico e analisi di strutture sotterranee

Le installazioni sotterranee sono una parte integrante delle infrastrutture della società moderna e sono usate per un gran numero di applicazioni, tra cui sottopassaggi stradali e ferroviari, materiali di stoccaggio e trasporto di acqua potabile e di scarico.

Le installazioni sotterranee costruite in aree soggette alla attività sismica sono soggette sia ai carichi statici che a quelli sismici. Storicamente hanno dimostrato danni inferiori rispetto alle strutture presenti in superficie; tuttavia in alcuni casi si sono verificati danni significativi in seguito a recenti grandi terremoti, tra cui il terremoto di Kobe del 1995 in Giappone, il terremoto di Chi-Chi del 1999 in Taiwan e il terremoto del 1999 di Kocaeli in Turchia.

Si presenta in questa sezione un riassunto dello stato attuale delle analisi sismiche e del progetto di strutture sotterranee. Sono rivisti gli approcci deterministici e probabilistici dell'analisi di pericolosità sismica. Sono brevemente descritti i parametri appropriati per descrivere il moto del terreno, tra i quali troviamo l'accelerazione e la velocità di picco, lo spettro di risposta e la time-history del moto del terreno.

In generale, i carichi per il progetto sismico di strutture sotterranee sono classificati in termini di deformazioni e pressioni imposte sulle strutture dal terreno circostante, spesso derivante dalla interazione tra la struttura e il terreno.

Al contrario le strutture di superficie sono progettate facendo riferimento alle forze di inerzia provocate dalle accelerazioni del terreno.

L'approccio più semplice è ignorare l'interazione della struttura sotterranea con il terreno circostante. Vengono valutate le deformazioni del terreno privo della struttura che stiamo progettando e in seguito si dimensiona la struttura in modo che tali deformazioni siano accettabili. Questo approccio è soddisfacente quando sono previsti bassi livelli di scuotimento sismico oppure quando la struttura sotterranea si trova in un mezzo rigido, per esempio nella roccia.

Sono poi descritti altri approcci che considerano l'interazione tra i sostegni strutturali e il terreno circostante.

Nel modo di procedere delle analisi pseudo statiche vengono imposte le deformazioni del terreno come un carico statico e l'interazione terreno-struttura non include gli effetti dinamici o di propagazione delle onde.

Nel modo di procedere delle analisi dinamiche, l'interazione terreno-struttura viene portata avanti usando strumenti di analisi numerica come i metodi agli elementi finito o i metodi alle differenze finite.

Le strutture sotterranee hanno caratteristiche che fanno in modo che il loro comportamento sismico sia diverso dalla maggior parte delle strutture di superficie. Tra queste caratteristiche le più evidenti sono la completa realizzazione in terreni o rocce e la loro significativa lunghezza. Il progetto di strutture sotterranee in cui si considera il carico sismico contiene perciò aspetti molto differenti da quelli che si incontrano nel progetto di strutture di superficie.

In questa sezione ci si concentra su strutture sotterranee relativamente grandi, usate comunemente in aree urbane. Si includono tunnel a largo diametro, strutture nella cui realizzazione sono previsti lo scavo e la successiva ricopertura, strutture a portale. Non vengono discusse le tubazioni.

I tunnel a largo diametro sono strutture sotterranee lineari nelle quali la lunghezza è molto superiore rispetto alla dimensione della sezione trasversale della struttura. Vengono classificati in tre categorie, aventi differenti caratteristiche di progetto e differenti metodi costruttivi:

1. Tunnel realizzati con scavi o posizionamento di mine
2. Tunnel derivanti da scavi e successivamente ricoperti
3. Tunnel immersi

Sono utilizzati comunemente per le strutture di realizzazione della metropolitana, per tunnel autostradali e per grandi condutture di acqua e scarichi.

I tunnel realizzati con scavi o posizionamento di mine sono eccezionali, in quanto costruiti senza significativo disturbo del terreno o della roccia attorno allo scavo. I tunnel scavati utilizzando macchine tunnel-boring (TBMs) sono in genere circolari; altri tunnel possono essere rettangolari o a forma di ferro di cavallo. Le situazioni in cui è preferibile adottare tunnel scavati o minati rispetto allo scavo e al successivo ricoprimento comprendono scavi a grande profondità e i casi in cui sopra il tunnel sono presenti altre strutture.

Nella seconda categoria rientrano i tunnel nella cui fase realizzativa prima si procede con uno scavo di apertura, poi si costruisce la struttura e infine si ricopre la struttura finita con il terreno di scavo. Questo metodo è tipicamente usato per tunnel a sezione rettangolare e per tunnel relativamente poco profondi

(sovraccarico inferiore ai 15 metri). Esempi di queste strutture possono essere forniti da stazioni della metropolitana, strutture a portale e tunnel autostradali.

I tunnel immersi sono usati in qualche caso per attraversare un bacino d'acqua. Il metodo costruttivo consiste nella realizzazione delle sezioni della struttura in bacini asciutti; in seguito queste sezioni vengono mosse, mandate in profondità nella posizione di progetto, posizionate correttamente e infine ancorate.

Questo paragrafo è la sintesi dello stato delle conoscenze attuali per il progetto e l'analisi sismica delle strutture sotterranee. Si concentra sui metodi di analisi delle strutture sotterranee soggette a moto sismico e fornisce esempi di performance e danneggiamento di strutture sotterranee a seguito dei sismi recenti di maggiore entità. Viene descritta la filosofia generale che governa il progetto delle strutture sotterranee e introduce i concetti di base per le analisi di pericolosità sismica e i metodi per definire i parametri del moto del terreno.

Viene anche presentato il modo in cui sono valutate le deformazioni del terreno e come esse vengono trasmesse alla struttura sotterranea, proponendo i metodi utilizzati nel calcolo delle pressioni, forze e momenti agenti sulla struttura.

Vengono forniti esempi di applicazione di questi metodi a strutture sotterranee realizzate a Los Angeles, Boston e nella baia di San Francisco.

Non sono trattati i comportamenti relativi al progetto statico, sebbene le previsioni del progetto statico spesso forniscano sufficiente resistenza al sisma nel caso di bassi livelli di scuotimento del terreno. Non vengono discussi i dettagli di progetto e i rinforzi richiesti nei rivestimenti, in cemento armato o in acciaio, delle strutture sotterranee.

Sono descritti brevemente in questa relazione i comportamenti relativi al progetto sismico associati alla rottura del terreno, come il fenomeno di liquefazione, la stabilità dei pendii e la formazione di fessure, ma non viene sviluppata una trattazione completa di questi temi.

7.1 Performance delle strutture sotterranee durante eventi sismici

Vari studi hanno documentato i danni riportati alle strutture sotterranee in seguito ad eventi sismici. ASCE (1974) descrive i danni avvenuti nell'area di Los Angeles come risultato del terremoto di San Fernando del 1971; JSCE (1988) descrive la performance di diverse strutture sotterranee, compreso un tunnel immerso, durante un sisma in Giappone; diversi autori hanno presentato lavori propri per

caratterizzare il comportamento di tali strutture, fornendo così la possibilità di creare un database sui danni avvenuti in oltre 200 casi storici.

Si possono fare le seguenti osservazioni generali riguardo alla performance sismica delle strutture sotterranee:

1. Le strutture sotterranee subiscono danni apprezzabilmente inferiori rispetto le strutture di superficie.
2. Il danno riportato cala con l'aumento della profondità alla quale si trova il tunnel. Tunnel profondi sembrano essere più sicuri e meno vulnerabili nei confronti dello scuotimento sismico rispetto ai tunnel superficiali.
3. Ci si aspetta che le strutture sotterranee costruiti in terreni subiscano danni maggiori rispetto a quelle costruiti in rocce resistenti.
4. I tunnel rinforzati e rivestiti con calcestruzzo sono più sicuri rispetto a tunnel in roccia non rinforzati. Il danno dovuto allo scuotimento può essere ridotto stabilizzando il terreno attorno al tunnel e aumentando il contatto tra il rinforzo e il terreno circostante mediante un getto di cemento.
5. I tunnel sono più stabili in condizioni di caricamento simmetrico, che favorisce l'interazione terreno-rinforzo. Aumentando il rinforzo del tunnel prevedendo sezioni più spesse e più rigide senza stabilizzare il terreno scadente circostante può provocare forze sismiche eccessive nel rinforzo.
6. I danni si possono relazionare alle accelerazioni di picco e alle velocità di picco del terreno, previste in base alla magnitudo del sisma, in base alla distanza epicentrale, in base alla natura del terreno in cui la struttura sotterranea si trova e in base alle frequenze del sisma e della struttura.
7. Anche la durata del movimento durante il sisma è importante poiché può causare rotture per fatica e, di conseguenza, grandi deformazioni.
8. Movimenti ad alta frequenza possono implicare la frantumazione locale di roccia o di calcestruzzo lungo i piani di debolezza. Queste frequenze, che rapidamente si attenuano con la distanza, si manifestano con più probabilità a piccole distanza dalla faglia che ha provocato il sisma.
9. I movimenti del terreno possono essere amplificati in prossimità del tunnel se le lunghezze d'onda sono comprese tra la dimensione del diametro del tunnel e quattro volte tale dimensione.

7.1.1 Strutture sotterranee negli U.S.A.

- *Bay Area Rapid Transit (BART) system*, San Francisco, CA, USA.

Il BART system fu uno delle prime strutture sotterranee ad essere progettata tenendo conto del carico sismico (Kuesel, 1969). Sulla sponda di San Francisco il sistema comprende stazioni sotterranee e tunnel in terreni di riempimento e in depositi di limi soffici; è connesso ad Oakland mediante il tunnel immerso che attraversa la baia.

In seguito al terremoto di Loma Prieta del 1989, le strutture del BART non subirono alcun danno e furono del tutto operative subito dopo il sisma. Ciò avvenne soprattutto perché il sistema fu progettato secondo considerazioni sismiche molto gravose. Furono progettati speciali giunti sismici per accompagnare i movimenti differenziali. Il sistema fu progettato per sopportare i carichi del terreno e dell'acqua mantenendo sempre la tenuta stagna delle connessioni e per non superare i massimi spostamenti differenziali concessi. Non furono osservati danni a questi giunti flessibili, sebbene non è noto con esattezza di quanto si mossero nel corso del terremoto.

- *Alameda Tubes*, Oakland-Alameda, CA, USA

Gli Alameda Tubes sono due tunnel immersi che collegano l'isola di Alameda ad Oakland nell'area della baia di San Francisco. Questi furono tra i primi tunnel immersi costruiti nel 1927 e nel 1963 senza considerazioni di progetto sismico. Durante il terremoto di Loma Prieta, le strutture per la ventilazione subirono qualche danno strutturale. Furono osservate anche limitate infiltrazioni di acqua nel tunnel, e anche liquefazione dei depositi sciolti attorno il tubo che costituiva il tunnel, in prossimità dell'imbocco di Alameda.

Le accelerazioni orizzontali e verticali misurate nell'area ricadevano in un range tra 0.1g e 0.25g; i tunnel tuttavia, sono minacciati da una possibile inondazione causata dalla potenziale liquefazione del terrapieno.

- *L.A. Metro*, Los Angeles, CA, USA

La Metro di Los Angeles è stata costruita in diverse fasi, alcune delle quali operative nel corso del terremoto di Northridge del 1994. Il rinforzo in calcestruzzo dei tunnel scavati rimasero intatti dopo il terremoto. Anche se ci

furono danni alle tubazioni di approvvigionamento idrico, ponti autostradali ed edifici, il terremoto non causò alcun danno al sistema metropolitano.

7.1.2 Strutture sotterranee a Kobe, Giappone

Il terremoto di Hyogoken-Nambu del 1995 causò un enorme crollo della stazione sotterranea di Daikai a Kobe. La stazione, progettata nel 1962, non comprendeva specifiche misure di sicurezza nei confronti dell'evento sismico. Si tratta del primo caso di collasso di una struttura sotterranea moderna, durante un evento sismico.

La Figura 2 mostra il collasso, partito dalle colonne centrali della stazione e seguito dal collasso della soletta del soffitto, con il successivo insediamento di oltre 2.5 metri di terreno di copertura.

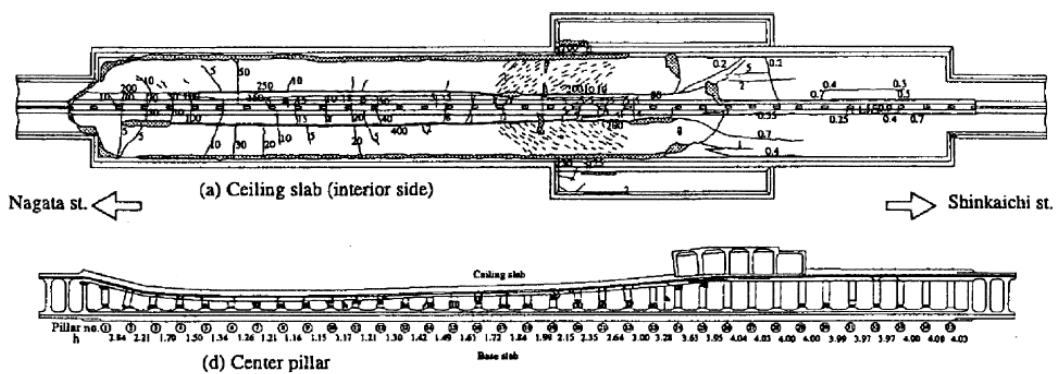


Fig. 2. Section sketch of damage to Daikai subway station (Iida et al., 1996).

Durante il terremoto i muri trasversali agli estremi della stazione, dove la stazione cambiava larghezza si comportarono come pareti di taglio nell'opporci al collasso della struttura. Questi muri subirono fessurazioni significative, ma le colonne comprese in queste zone non subirono un grosso danno sotto lo scuotimento orizzontale.

Nelle zone senza le pareti trasversali il collasso delle colonne centrali causò il cedimento della soletta del soffitto e si manifestarono fessure larghe 150-250 millimetri in direzione longitudinale. Ci fu anche un distacco significativo in qualche giunto di costruzione, con conseguente infiltrazione di acqua attraverso le fessure. Poche fessure furono osservate nella soletta di base.

Le colonne centrali, che furono progettate con un rinforzo trasversale a taglio molto debole rispetto ad un buon rinforzo a flessione, subirono danni compresi tra la fessurazione al completo collasso.

In accordo con Iida (1969), è probabile che lo spostamento relativo tra il livello di base e il soffitto, causato dal movimento del sottosuolo, creò la forza orizzontale distruttiva. Questo tipo di movimento può avere effetti minori su una struttura piccola, ma in una grande come una stazione sotterranea l'effetto può essere significativo.

Anche il comportamento non lineare del terreno sottostante può essere influente. Recentemente è stato ipotizzato che lo spessore del terreno sovrastante abbia incrementato l'entità del danno, aggiungendo forze di inerzia sulla struttura.

EQE (1995) fece ulteriori osservazioni sulla stazione Daikai dicendo che l'eccessiva deformazione del solaio di copertura può essere contrastata di norma da:

1. azione del diaframma del solaio, supportata dai muri finali della stazione;
2. pressione passiva del terreno circostante.

L'azione del diaframma tuttavia fu meno del previsto a causa della lunghezza della stazione.

Il metodo di costruzione seguito, che consisteva nello scavo e successivo ricoprimento con sostegno dello scavo mediante palancole e che implicava uno spazio stretto tra le palancole e la parete del tunnel, comportò l'impossibilità di compattazione del materiale di riempimento con conseguente impossibilità di mobilitazione della spinta passiva.

In pratica, il sistema si comportò come una struttura non vincolata lateralmente, con piccolo o nessun supporto extra della pressione passiva del terreno.

Tuttavia non è sicuro che una buona compattazione avrebbe prevenuto il crollo strutturale delle colonne.

7.1.3 Bolu Tunnel, Turchia

I tunnel gemelli sono parte di un progetto da 1.5 miliardi di dollari che mirava all'incremento di trasporto nel territorio montuoso presente tra Istanbul e Ankara. Ciascun tunnel fu costruito usando il metodo NATM (New Austrian Tunnelling Method) secondo il quale viene eseguito un continuo monitoraggio della

convergenza della linea primaria e vengono aggiunti elementi di sostegno fino a che non si raggiunge un sistema stabile.

Il tunnel ha una sezione ad arco larga 16 metri ed alta 15 metri. La sua costruzione fu particolarmente complicata perché il percorso previsto per il tunnel attraversava diverse falde minori parallele alla falla nord Anatolica.

Il terremoto di Koceali dell'agosto del 1999 ebbe un minimo impatto sul tunnel di Bolu. Lo stato di chiusura di una stazione di monitoraggio durò il tempo di una settimana, in seguito divenne di nuovo agibile. Inoltre, piccole fessure sottili, furono continuamente monitorate per valutare movimenti ulteriori e non mostrarono alcun movimento indotto dal terremoto.

Nel novembre del 1999 un altro terremoto causò il collasso di entrambi i tunnel, a 300 metri dall'ingresso orientale. Al momento del terremoto, era stata scavata una sezione a 800 metri ed era stata ultimata una sezione a 300 metri con rivestimento di calcestruzzo non rinforzato.

Il collasso si verificò in materiale argilloso, nella sezione non ultimata del tunnel. La sezione era ricoperta con calcestruzzo spruzzato e ed era fornita di ancoraggi. Per spiegare il crollo furono proposti diversi meccanismi, che includevano grandi movimenti del terreno, spostamenti attorno il materiale argilloso e frane. La versione finale fu presentata nel 2001 da O'Rourke mediante una descrizione dettagliata delle prestazioni del tunnel.

7.2 Approccio ingegneristico alla analisi sismica e al progetto

Gli effetti di un terremoto su strutture sotterranee possono essere separati in due tipologie:

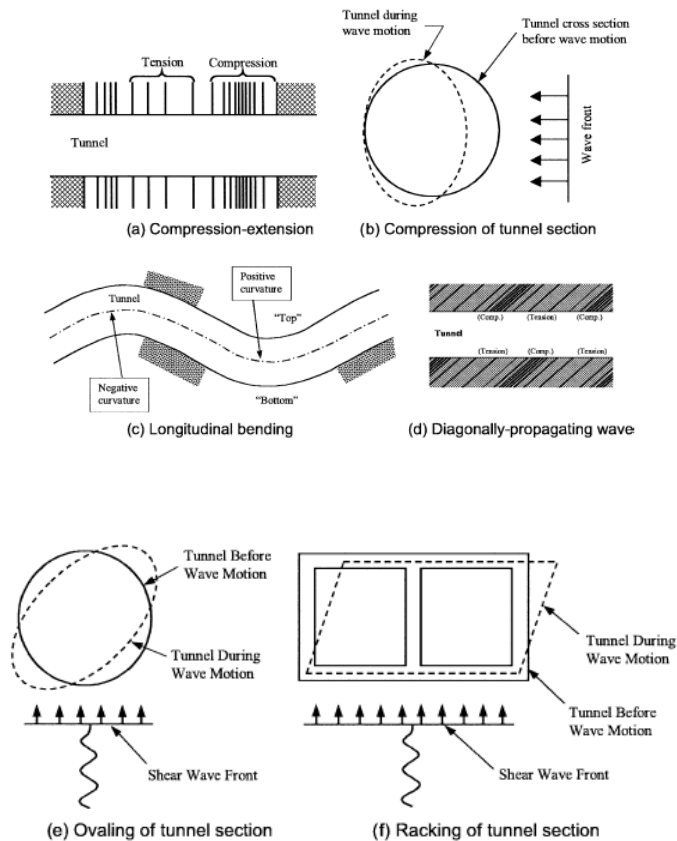
1. scuotimento del terreno;
2. rottura del terreno (liquefazione, spostamento della falda, instabilità del versante).

Lo scuotimento del terreno, che è il primo approfondimento di questa trattazione, si riferisce alla deformazione del terreno prodotta dalle onde sismiche che si propagano nella crosta terrestre. I fattori principali che influenzano il danno dovuto a scuotimento sono: la forma, le dimensioni e la profondità della struttura; le proprietà del terreno o della roccia circostante; le proprietà della struttura; il grado di scuotimento sismico.

Il progetto sismico delle strutture sotterranee è unico per diversi aspetti. Per la maggior parte di tali strutture l'inerzia del terreno circostante è grande rispetto all'inerzia della struttura. Misure fatte sulla risposta sismica di un tunnel a tubo durante diversi terremoti, mostrano che la risposta del tunnel è governata dalla risposta del terreno circostante e non dalle proprietà di inerzia del tunnel stesso. L'approfondimento sul progetto sismico sotterraneo va perciò fatto con lo scopo di valutare le deformazioni del terreno free-field (senza la struttura) e in seguito valutare l'interazione di tali deformazioni con la struttura. Questo ha condotto allo sviluppo di un metodo di progetto che consideri esplicitamente la deformazione sismica del terreno.

Il comportamento di un tunnel è talvolta approssimato a quello di una trave elastica soggetta a deformazioni imposte dal terreno circostante. Si considerano tre tipi di deformazioni che esprimono la risposta delle strutture sotterranee nei confronti dell'input sismico:

- a. compressione ed estensione assiale;
- b. flessione longitudinale;
- c. distorsione sezionale.



Le deformazioni assiali sono generate dalle componenti delle onde sismiche che producono movimenti paralleli all'asse del tunnel e che causano alternativamente compressione e trazione. Le deformazioni flessionali sono causate da quelle componenti che producono movimento perpendicolare all'asse del tunnel. Le distorsioni della sezione si sviluppano quando le onde di taglio si propagano perpendicolarmente o quasi all'asse del tunnel. Considerazioni di progetto per questo tipo di deformazione sono fatte nella direzione trasversale.

Il comportamento generale dell'allineamento può essere simulato come quello di una struttura interrata soggetta a deformazioni del terreno in condizioni di stato tensionale bidimensionale.

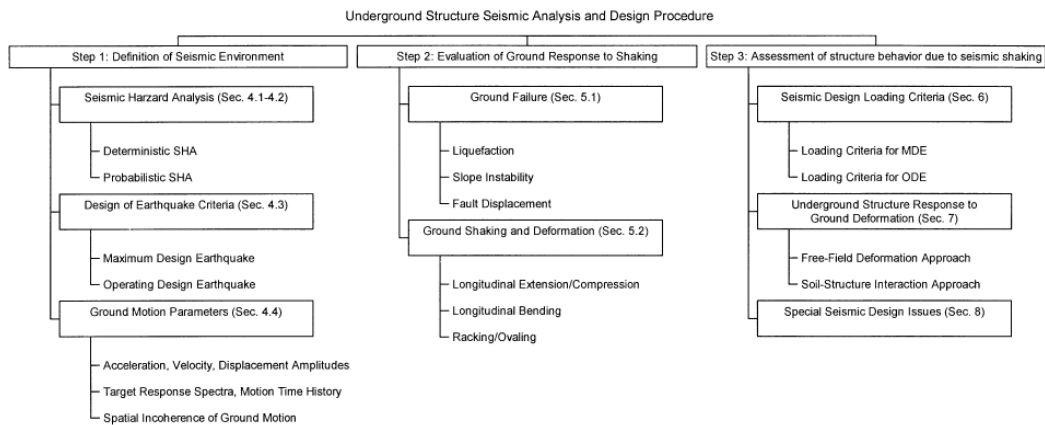
Le onde che si propagano diagonalmente sottopongono diverse parti della struttura a spostamenti fuori fase, assimilabili agli effetti di un'onda longitudinale di compressione e rarefazione che viaggia lungo la struttura.

In generale, l'ampiezza più grande di spostamenti è associata a lunghezze d'onda maggiori, mentre le massime curvature si hanno in corrispondenza di lunghezze d'onda brevi, con ampiezze degli spostamenti relativamente piccole.

La valutazione della risposta sismica della struttura richiede perciò la comprensione e la capacità di valutazione dello scuotimento sismico previsto. La Tabella 1 riassume un approccio sistematico per la valutazione di tale risposta. Si presentano tre passaggi principali:

1. Definizione dell'ambiente sismico e sviluppo dei parametri sismici utili nell'analisi.
2. Valutazione della risposta del terreno allo scuotimento, che include la rottura delle faglie e le deformazioni del terreno.
3. Valutazione del comportamento strutturale indotto dallo scuotimento sismico che comprende lo sviluppo di un criterio di applicazione del carico sismico, la previsione della risposta alle deformazioni del terreno e le considerazioni di particolari questioni di progetto sismico.

I passaggi 1 e 2 sono descritti rispettivamente nelle Sezioni 7.3 e 7.4; le Sezioni 7.5 e 7.6 forniscono i dettagli del passaggio 3.



7.3 Definizione dei parametri sismici

L'obiettivo di progetto di resistenza nei confronti di terremoti nel caso di strutture sotterranee è sviluppare un metodo mediante il quale sia possibile opporsi a un dato livello di moto sismico con danni che non superino un livello accettabile predefinito. Il livello di scuotimento di progetto è tipicamente definito attraverso un movimento di progetto del terreno, il quale è caratterizzato dalla ampiezza di movimenti del terreno attesi in relazione con la loro frequenza di ritorno attesa. (Kramer, 1996). Per definire il livello di scuotimento e il terremoto di progetto si utilizza una analisi di pericolosità sismica.

Una analisi di pericolosità sismica tipicamente caratterizza il potenziale per forti movimenti del terreno esaminando l'estensione di una faglia attiva, il potenziale di movimento della faglia e la frequenza con la quale essa libera l'energia immagazzinata. L'esame può risultare difficoltoso in alcune regioni in cui le faglie non sono facilmente ispezionabili.

Ci sono due metodi di analisi:

- a) deterministic seismic hazard analysis (DSHA);
- b) probabilistic seismic hazard analysis (PSHA).

Un'analisi di pericolosità deterministica sviluppa uno o più moti sismici per un sito, in base al quale il progettista dimensiona e valuta la struttura sotterranea.

La più recente analisi di pericolosità probabilistica, che quantifica esplicitamente le incertezze nelle analisi, definisce un range di grandezza per i movimenti del terreno attesi e la loro probabilità di occorrenza. Queste probabilità possono essere usate per determinare il livello di protezione sismica in un progetto.

7.3.1 Deterministic seismic hazard analysis (DSHA)

Una analisi di pericolosità sismica di tipo deterministico include lo sviluppo di un particolare scenario che riassume la pericolosità sismica di un sito. Questo scenario richiede l'occorrenza postulata di un sisma di data grandezza in un dato sito. Nel 1990 Reiter delineò il seguente processo definibile a step:

1. Identificazione e caratterizzazione di tutte le fonti sismiche capaci di produrre significativi moti del terreno in un sito, includendo la definizione della geometria e il potenziale sismico di ognuna. La caratteristica più ovvia che delinea una zona sismica è la presenza di faglie. Tuttavia, la mera presenza di una faglia non significa necessariamente una potenziale pericolosità sismica, in quanto la faglia deve essere attiva per rappresentare un rischio. Ci sono stati innumerevoli disaccordi circa il criterio per dichiarare una faglia attiva o inattiva. La Commissione per la regolazione di attività nucleare negli USA regolò il termine di faglia attiva per indicare una faglia che ha mostrato attività in un passato compreso tra i 35000 e i 500000 anni. Per le infrastrutture civili non nucleari, può essere usato un intervallo di tempo più breve.
2. Selezione di un parametro di distanza fonte-sito di riferimento per ogni fonte, tipicamente la più corta tra la distanza epicentrale e ipocentrale o la distanza della porzione di rottura di faglia più vicina.
3. Selezione di un terremoto di controllo (ad esempio quello che produce il livello di scuotimento più forte), generalmente espresso in termini di un parametro di movimento del terreno. Relazioni di attenuazione sono usate tipicamente per determinare questi parametri specifici del sito in base a dati registrati nelle vicinanze del luogo. Diversi studi hanno provato a correlare la magnitudo del terremoto con le caratteristiche di deformazione della faglia osservate, come la lunghezza di rottura, e hanno trovato un grande legame. Tuttavia, l'incapacità di misurare gli spostamenti della faglia sulla intera superficie di rottura limita molto la possibilità di arrivare a risultati significativi. Oltre a ciò i ricercatori hanno cercato di correlare il massimo spostamento di superficie con la magnitudo. Relazioni su base empirica, come quelle sviluppate da Wells e Coppersmith (1994), possono essere utilizzate per stimare queste correlazioni. Un'altra via per valutare il

potenziale dell'attività sismica in una regione è quella di esaminare i records storici.

4. Definizione formale della pericolosità sismica del sito in termini di accelerazione di picco, velocità di picco e spostamenti di picco, spettri di risposta e time history di movimenti del terreno del massimo sisma potenziale.

Se disponibile, possono essere anche definiti gli spostamenti della faglia.

Una analisi di pericolosità sismica di tipo deterministico fornisce una base chiara per la stima del peggior scenario possibile che può avvenire in un sito. Tuttavia essa non fornisce nessuna informazione circa la probabilità o la frequenza di occorrenza del terremoto di controllo. Se questa informazione è richiesta, va adottato un approccio probabilistico per quantificare meglio la pericolosità sismica.

7.3.2 Probabilistic seismic hazard analysis (PSHA)

Un'analisi di pericolosità sismica di tipo probabilistico fornisce una base in cui possono essere identificate e combinate in maniera razionale le incertezze nella grandezza, nella localizzazione e nella ricorrenza di un terremoto. Ciò consente ai progettisti di avere una descrizione più completa della pericolosità sismica di un sito.

L'obiettivo della PSHA è la determinazione della CDF (cumulative distribution function) del parametro di movimento del terreno (GMP) che caratterizza il sisma, per un dato sito, in un certo periodo di osservazione. Di solito si usa la Peak Ground Acceleration (PGA).

La PSHA è condotta secondo la metodologia proposta da Cornell nel 1968, definibile in cinque steps:

1. Scelta di un opportuno catalogo sismico di riferimento e individuazione delle zone sismogenetiche;
2. Schematizzazione degli eventi sismici come processo di Poisson e definizione della legge di occorrenza;
3. Parametrizzazione della legge di ricorrenza secondo Gutenberg-Richter;
4. Definizione della legge di attenuazione;
5. Calcolo della pericolosità complessiva del sistema in esame.

1. Scelta di un opportuno catalogo sismico di riferimento e individuazione delle zone sismogenetiche

Si definisce zona sismogenetica la superficie della zona in cui l'attività sismica è uniformemente distribuita e nella quale i terremoti futuri possono accadere in qualunque punto appartenente alla zona. Ogni zona è rappresentata da un poligono e viene assunta omogenea: entro di essa i terremoto possono verificarsi in ogni punto con la medesima probabilità e sono distribuiti casualmente.

Le zonazioni che interessano in cataloghi italiani sono due:

ZS4 in cui sono identificate 80 zone indipendenti ad uniforme attività sismica;

ZS9 in cui sono identificate circa 40 zone indipendenti ad uniforme attività sismica.

Il catalogo sismico associa ogni evento sismico ad una zona sismogenetica; questi eventi sono in genere parametrici, costituiti cioè da una sequenza di stringhe di parametri scelti dal compilatore per rappresentare alcune caratteristiche come intensità, localizzazione dell'evento (epicentro), data, magnitudo, ecc..

La magnitudo dovrà essere coerente con quella adottata nella legge di attenuazione che si andrà a scegliere.

Due sono le caratteristiche fondamentali di un catalogo sismico:

- completezza;
- assenza di eventi dipendenti, cioè di eventi che si verificano subito prima (foreshocks) e subito dopo (aftershocks), all'interno di finestre temporali di raggio di 30 km e di +/- 90 giorni dall'evento sismico di intensità maggiore.

2. Schematizzazione degli eventi sismici come processo di Poisson e definizione della legge di occorrenza

Ipotesi

- Un evento si verifica in modo casuale e si può manifestare in un istante di tempo qualsiasi e in un punto qualsiasi dello spazio;
- il verificarsi di un evento in un dato intervallo di tempo (o in una data regione dello spazio) è statisticamente indipendente dal verificarsi di un evento in un altro intervallo o regione che non si sovrapponga al precedente (senza memoria);

- la probabilità che si verifichi un evento in un intervallo piccolo Δt è proporzionale a Δt e può essere assunta pari a $\lambda \Delta t$, dove λ è pari al *tasso di occorrenza medio* dell'evento nell'unità di tempo. Comunemente $\lambda = \text{cost}$;
- la probabilità che si verifichi un evento 2 o più volte nell'intervallo Δt è trascurabile.

Sotto queste ipotesi è possibile dimostrare che, se indichiamo con:

X = numero di accadimenti di un evento del tipo identificato da λ in un dato intervallo di osservazione $(0, t)$,

allora la probabilità $P[X=x]$ che in un dato intervallo di tempo $(0, t)$ si verifichino esattamente x eventi del tipo identificato da λ è:

$$P[X = x] = \frac{(\lambda t)^x e^{-\lambda t}}{x!}$$

dove $x = 1, 2, 3, \dots$

λ = tasso di occorrenza medio dell'evento nell'unità di tempo, ossia numero medio di accadimento dell'evento nell'unità di tempo.

Questa funzione è detta PMF (Probability Mass Function) e differisce dalla PDF in quanto la variabile aleatoria è discreta e non continua. Le caratteristiche di questa funzione sono:

- valore medio: $E[X = x] = \lambda t$;
- varianza: $Var[X = x] = \lambda t$;
- deviazione standard: $\sigma[X = x] = \sqrt{Var(X)} = \sqrt{\lambda t}$;
- coefficiente di variazione: $cov[X = x] = \frac{\sigma}{E} = \frac{\sqrt{\lambda t}}{\lambda t}$.

Osservazione: a parità di λ , se aumenta t , crescono il valor medio e la varianza, diminuisce invece la covarianza.

Cambiamo ora variabile aleatoria passando da X a T , indicando con T il tempo trascorso dall'ultimo accadimento di un dato evento che assumiamo come origine del riferimento temporale.

Se scrivo $T > \bar{t}$ significa che non si è verificato nessun evento nell'intervallo $(0, \bar{t})$ di osservazione. Pertanto in virtù della formula di Poisson, la probabilità che $T > \bar{t}$ è pari alla probabilità che non si verifichi nessun evento, cioè che si

verifichino $X=0$ eventi del tipo identificato da λ nell'intervallo $(0, \bar{t})$ di osservazione.

$$P[T > \bar{t}] = P[X = 0] = \frac{(\lambda \bar{t})^0}{0!} e^{-\lambda \bar{t}} = e^{-\lambda \bar{t}}$$

Dal momento che gli accadimenti di un evento in intervalli che non si sovrappongono sono, per ipotesi, statisticamente indipendenti, T rappresenta anche il tempo di ricorrenza tra due accadimenti consecutivi dello stesso evento.

La CDF della variabile aleatoria T è data dalla distribuzione esponenziale:

$$F_T(t) = P[T \leq \bar{t}] = 1 - P[T > \bar{t}] = 1 - e^{-\lambda t}$$

che equivale alla probabilità di occorrenza di 1 o più eventi del tipo identificato da λ nell'intervallo $(0, \bar{t})$ di osservazione.

Derivando tale funzione otteniamo la PDF:

$$f_T(t) = F_T'(t) = \lambda e^{-\lambda t}$$

Si può calcolare il valore medio della variabile aleatoria T , detto anche tempo di ricorrenza:

$$E[T] = \int_0^{\infty} T f_T(t) dt = \int_0^{\infty} T \lambda e^{-\lambda t} dt = \frac{1}{\lambda}$$

Scriviamo anche $T_R = \frac{1}{\lambda}$.

Osservazione: T_R rappresenta solamente un tempo medio tra due accadimenti consecutivi di un evento e non deve essere interpretato come il tempo reale.

Sostituendo nella CDF $\lambda = \frac{1}{T_R}$ si ottiene:

$$F_T(t) = 1 - e^{-\lambda t} = 1 - e^{-\frac{t}{T_R}} = P$$

Da cui:

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1-P)}$$

Esempio applicativo: considerando una vita utile di 50 anni di un edificio e considerando un evento che ha la probabilità di occorrenza del 10% nella finestra temporale di 50 anni, il tempo di ritorno T_R è pari a:

$$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.1)} = 475 \text{ anni.}$$

3. Parametrizzazione della legge di ricorrenza secondo Gutenberg-Richter

Consiste nella definizione di una relazione tra il periodo di ritorno e la magnitudo sismica per ciascuna zona sismogenetica.

Definita la legge di occorrenza ci proponiamo di associare al valore di λ un valore di magnitudo m_s . Ritenendo valida la relazione di Gutenberg-Richter del 1954:

$$\log_{10} \lambda(MS) = a - b(MS)$$

dove:

$\lambda(MS)$ = numero medio cumulato di terremoti di magnitudo $MS > m_s$ che avvengono nella zona sismogenetica in un periodo di tempo unitario (es: 1 anno);

$\frac{1}{\lambda(MS)}$ = periodo di ritorno di un evento sismico di magnitudo $MS > m_s$.

Per ottenere il numero medio cumulato $\lambda(MS)$ è necessario svolgere l'analisi di completezza del catalogo sismico. Si deve considerare che tutti gli eventi, eccetto quelli di questo secolo, sono catalogati sulla base di resoconti storici. Ciò porta a considerevoli errori che possiamo ricondurre a tre cause:

- eventi perduti perché avvenuti in zone disabitate;
- eventi sottostimati per la medesima ragione;
- eventi sovrastimati e/o mal collocati perché riferiti a città più grandi o più importanti.

Per ovviare a queste imprecisioni si utilizza il metodo semplificato di analisi di completezza, sviluppato da Mulargia, Gasperini e Tinti nel 1987. L'analisi si sviluppa come segue:

1. si considerano le caratteristiche di completezza omogenee su tutto il territorio nazionale;
2. effettuo l'analisi per classi o range di magnitudo, dato che l'incompletezza è funzione della magnitudo;
3. il numero cumulato di eventi per ogni classe di magnitudo è grafato in funzione del tempo.

In pratica, per ogni classe di magnitudo costruisco un grafico in cui ho in ascisse il tempo (anni) e in ordinate il numero cumulato di sismi. Se sul grafico si denota un

brusco cambio di pendenza, significa che il catalogo risulta incompleto prima del cambio di pendenza e di conseguenza risultano significativi solo i sismi avvenuti dopo il cambio di pendenza.

Definito il processo di analisi di completezza si riprende la definizione del numero medio cumulato $\lambda(MS)$:

- a. partendo da un catalogo sismico si fissa la zona sismogenetica di riferimento in funzione del sito di progetto;
- b. si esegue l'analisi di completezza per le diverse classi di magnitudo e si tengono buoni solo gli eventi sismici significativi;

Magnitudo ms	N. ro sismi buoni n	Finestra temporale ritenuta completa NC	λ n/NC
4.4	2	117	0.0171
4.7	3	136	0.0221
5.0	6	987	0.0061
5.2	3	987	0.0030

Per ms = 4.4

$$\lambda(MS)_{cumulativo} = \frac{3}{136} + \frac{6}{987} + \frac{3}{987} = 0.032$$

$$\log \lambda(MS)_{cumulativo} = -1.4923$$

Per ms = 4.7

$$\lambda(MS)_{cumulativo} = \frac{6}{987} + \frac{3}{987} = 0.0101$$

$$\log \lambda(MS)_{cumulativo} = -1.9943$$

- c. si inseriscono i punti (ms, $\log \lambda(MS)$) in un grafico opportuno e, per regressione lineare si determinano i parametri a e b presenti nella formula di Gutenberg-Richter.

4. Definizione della legge di attenuazione

Le leggi di attenuazione consentono la parametrizzazione della propagazione dell'evento sismico di ciascuna zona sismogenetica sino al sito in esame. Queste leggi associano un Ground Motion Parameter (GMP) in funzione della magnitudo M_S , della distanza epicentrale d e delle caratteristiche geologiche del sito.

I GMP possono essere PGA, PGV, PGD, accelerazione spettrale...

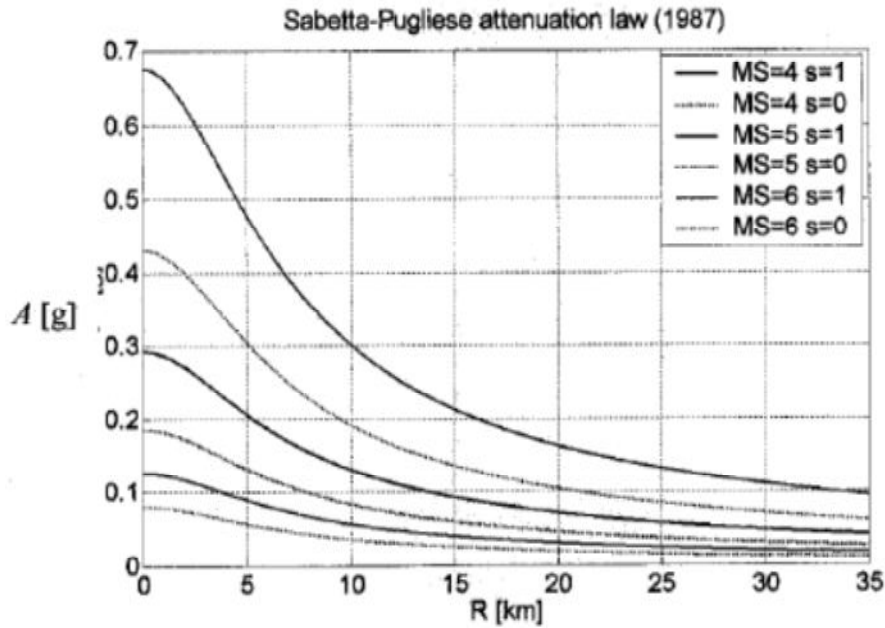
Espressione generale della legge di attenuazione:

$$\log_{10}(GMP) = b_1 + b_2 M_S + b_3 \log_{10} d + b_4 d + b_5 s$$

Sono stati elaborate diverse espressioni per i parametri che entrano nella formula; qui si considerano quelli più utilizzati in Italia forniti da Sabetta-Pugliese (1994) e da Ambraseys (1996), specifici per la California ma molto validi anche in Italia.

	Sabetta-Pugliese	Ambraseys
M_S	M_{SP}	$M_{\text{Superficial Waves}}$
d	$d = \sqrt{R^2 + 5.0^2}$	$d = \sqrt{R^2 + 3.5^2}$
b_1	-1.845	-1.480
b_2	+0.363	+0.266
b_3	-1	-0.922
b_4	0	0
b_5	0 0.195 roccia terreno molle	0 0.124 roccia terreno molle

Si è indicato con R la distanza epicentrale e con d la distanza del luogo considerato con l'ipocentro, assumendo una profondità di 5 km nella formulazione di Sabetta-Pugliese e di 3.5 km nella formulazione di Ambraseys.



5. Calcolo della pericolosità complessiva del sistema in esame

Avendo schematizzato gli eventi sismici come processi di Poisson, è possibile ricavare la probabilità che si verifichino esattamente x eventi di magnitudo $MS > ms$, nel periodo t di osservazione.

$$P[X = x, MS > ms] = \frac{(\lambda(MS)t)^x}{x!} e^{-\lambda(MS)t}$$

Allo stesso modo possiamo esprimere la probabilità di avere almeno un evento sismico di magnitudo $MS > ms$.

$$P[X \geq 1, MS > ms] = 1 - P[X = 0, MS > ms] = 1 - e^{-\lambda(MS)t}$$

E' possibile quindi valutare la CDF della magnitudo:

$$\begin{aligned} P[MS \leq ms] &= F_{MS}(ms) = 1 - P[X \geq 1, MS > ms] = \\ &= 1 - (P[X = 0, MS > ms]) = 1 - (1 - e^{-\lambda(MS)t}) \\ &= e^{-\lambda(MS)t} \end{aligned}$$

Utilizzando ora la legge di ricorrenza, $\log_{10} \lambda(MS) = a - b(MS)$, cambiandone la formulazione si ha che:

$$\lambda(MS) = 10^{a-b(MS)}$$

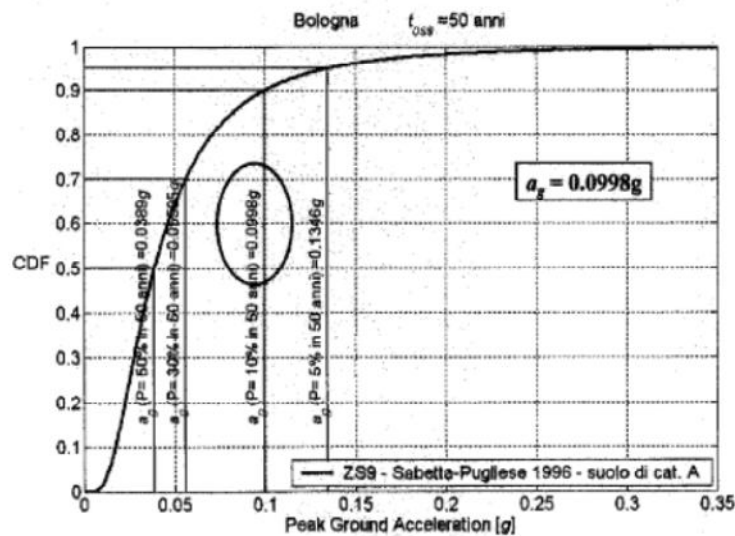
Sostituendo nella CDF della magnitudo si ottiene:

$$F_{MS}(ms) = e^{-\lambda(MS)t} = e^{-t \cdot 10^{(a-bMS)}}$$

Inserendo questa distribuzione all'interno della legge di attenuazione per il sito in esame si ottiene una nuova curva di distribuzione cumulativa. questa volta nel parametro di moto del terreno GMP richiesto.

Ad esempio, se $GMP = PGA$, ottengo $F_{PGA}(pga)$.

Con questa procedura si ottengono curve come quelle di seguito, in cui viene fornita la probabilità di occorrenza di ciascun valore di PGA per un dato periodo di osservazione.



Queste curve sono dette curve di probabilità sismica o di Hazard sismico.

L'hazard consente di associare una misura di intensità dell'evento sismico alla probabilità che esso ha di verificarsi.

7.4 Criteri di progetto sismico

La filosofia corrente di progetto sismico di molte strutture critiche richiede una procedura di progetto su due livelli, di cui uno più gravoso che mira alla salvaguardia delle vite umane e uno più leggero che interessa l'esposizione al rischio economico.

I due livelli di progetto sono comunemente definiti come “terremoto di progetto massimo” e “terremoto di progetto di esercizio” e sono stati impiegati in molti progetti recenti di tunnel di trasporto includendo la Metro di Los Angeles, la Metro di Seattle e la Metro di Taipei.

Il terremoto di progetto massimo (MDE) è definito nell'analisi di pericolosità sismica come il massimo livello di scuotimento che può verificarsi nel sito; nella

analisi di pericolosità probabilistica l'MDE è definito come un evento con bassa probabilità di accadimento durante la vita della struttura. L'obiettivo di progetto dell'MDE è che la pubblica sicurezza possa essere garantita durante e dopo l'evento sismico, intendendo che la capacità strutturale richiesta sotto un carico MDE consideri la combinazione peggiore di carichi sismici. Recentemente, alcuni autori hanno iniziato a richiedere che le loro strutture restino operative dopo un livello di scuotimento MDE.

Il terremoto di progetto di esercizio (ODE) è un evento sismico che può essere ragionevolmente atteso almeno una volta durante la vita della struttura. In una analisi ODE, il carico di progetto sismico dipende dalle esigenze di performance dei vari elementi strutturali.

Dato che l'obiettivo di progetto dell'ODE è che l'intero sistema rimanga operativo durante e dopo un ODE e che vi sia un piccolo o alcun danno, le deformazioni inelastiche vanno mantenute al minimo. La risposta delle strutture sotterranee deve perciò mantenersi dentro il range elastico.

7.4.1 Parametri di moto del terreno

Una volta definito un MDE o un ODE, è richiesta una serie di parametri di movimento del terreno per caratterizzare gli eventi di progetto. In un punto particolare del terreno o sulla struttura, i movimenti del terreno possono essere descritti da tre componenti traslazionali e da tre componenti rotazionali, sebbene le componenti rotazionali siano in genere ignorate.

Una componente del moto del terreno è descritta da una time history di accelerazione, velocità o spostamenti con tre parametri importanti: ampiezza, contenuto in frequenza e durata di un movimento della scossa.

I massimi valori del moto del terreno come il picco di accelerazione del terreno, della velocità e degli spostamenti sono usati comunemente nel definire l'MDE e l'ODE e sono elaborati dall'analisi di pericolosità sismica.

Tuttavia l'esperienza ha mostrato che i parametri di movimento del terreno effettivi, piuttosto che quelli di picco, tendono ad essere indicatori migliori della risposta della struttura, in quanto essi sono maggiormente rappresentativi del danno potenziale di un dato moto del terreno. Questo è vero in particolar modo per grandi terremoti.

Il valore effettivo è alcune volte definito come il livello di scuotimento sopportato e calcolato come il terzo o il quinto valore più alto del parametro.

Il danno sismico di strutture sotterranee ha anche dimostrato che è maggiormente legato alla velocità e agli spostamenti rispetto che alle accelerazioni. Le relazioni di attenuazione sono in genere utilizzate per la stima delle accelerazioni di picco superficiali, ma sono anche impiegabili nel calcolo della velocità e degli spostamenti di picco.

In assenza di dati specifici del sito, è possibile utilizzare le tabelle seguenti per relazionare la nota accelerazione di picco del terreno con le stime della velocità di picco e degli spostamenti del terreno.

Table 2
Ratios of peak ground velocity to peak ground acceleration at surface in rock and soil (after Power et al., 1996)

Moment magnitude (M_w)	Ratio of peak ground velocity (cm/s) to peak ground acceleration (g)		
	Source-to-site distance (km)		
	0-20	20-50	50-100
<i>Rock^a</i>			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
<i>Stiff soil^a</i>			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
<i>Soft soil^a</i>			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

^aIn this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges: rock ≥ 750 m/s; stiff soil is 200-750 m/s; and soft soil < 200 m/s. The relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.

Table 3
Ratios of peak ground displacement to peak ground acceleration at surface in rock and soil (after Power et al., 1996)

Moment magnitude (M_w)	Ratio of peak ground displacement (cm) to peak ground acceleration (g)		
	Source-to-site distance (km)		
	0-20	20-50	50-100
<i>Rock^a</i>			
6.5	18	23	30
7.5	43	56	69
8.5	81	99	119
<i>Stiff soil^a</i>			
6.5	35	41	48
7.5	89	99	112
8.5	165	178	191
<i>Soft soil^a</i>			
6.5	71	74	76
7.5	178	178	178
8.5	330	320	305

^aIn this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges: rock ≥ 750 m/s; stiff soil is 200-750 m/s; and soft soil < 200 m/s. The relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.

- Spettro di risposta e time history del movimento

La via più comune per esprimere i parametri di progetto del movimento del terreno si concretizza mediante lo spettro di risposta dell'accelerazione, che rappresenta la risposta di un sistema smorzato ad un grado di libertà.

Una volta scelto lo spettro di risposta possono essere sviluppate una o più time histories del movimento del terreno che conducano a risultati simili allo spettro di risposta di progetto. Queste time histories possono essere sintetiche o basate su registrazioni reali di terremoti con simili caratteristiche.

Anche se lo spettro di risposta è uno strumento molto utile per i progettisti, non è possibile il suo impiego nel caso di sistemi altamente non lineari o se la struttura è sufficientemente lunga che il moto può variare significativamente in ampiezza e fase lungo il suo sviluppo. In questi casi, time histories combinati con le risposte locali del sito sono tipicamente più utilizzate.

- Incoerenza spaziale del movimento del terreno

Per molte strutture ingegneristiche la dimensione più lunga della struttura è sufficientemente piccola in modo che il moto del terreno ad una estremità è circa uguale al moto all'altra estremità. Tuttavia per strutture lunghe come ponti o tunnel, si possono incontrare nelle diverse parti della struttura differenti movimenti del terreno e vanno considerati gli effetti di propagazione delle onde. Questa incoerenza spaziale può avere un impatto significativo sulla risposta della struttura.

Ci sono quattro fattori principali che possono implicare incoerenza spaziale:

1. effetto del passaggio delle onde;
2. effetti di sorgenti estese;
3. disomogeneità lungo il percorso delle onde;
4. effetti locali del terreno in sito.

Registrazioni del movimento del terreno hanno mostrato che la coerenza spaziale cala con il crescere della distanza e della frequenza. La generazione di time histories di movimento del terreno con apposite incoerenze spaziali è una impresa critica se il progettista deve considerare deformazioni differenziali e forze agenti sull'edificio lungo il suo sviluppo.

La ricerca ha mostrato che le onde di taglio trasversale trasmettono la porzione più grande dell'energia di un sisma, e che le ampiezze nel piano verticale sono dell'ordine tra un mezzo e i due terzi rispetto a quelle nel piano orizzontale.

Tuttavia in terremoti recenti come quello di Northridge e Kobe, le accelerazioni verticali misurate sono state pari e in alcuni casi più elevate delle accelerazioni orizzontali. La componente verticale del movimento del terreno è diventata un punto di discussione importante nel progetto sismico.

In genere movimenti forti e ampi del terreno non interessano le profondità alla quale si trovano le strutture sotterranee, per cui nella fase di progetto in cui si considerano tali movimenti bisogna includere gli effetti di attenuazione dipendenti dalla profondità. Procedure analitiche popolari usano tecniche di valutazione della risposta in sito monodimensionali, sebbene queste ignorino gli effetti di tutte le onde che si propagano verticalmente.

Un metodo, discusso da Schnabel nel 1972, applica una procedura di deconvoluzione ad un input di movimento superficiale in modo da valutare il movimento in profondità. Ancora un altro metodo procede applicando movimenti a diverse profondità per trovare i fattori di scala necessari a uguagliare il reale moto di input. Entrambe queste procedure sono state ripetute per diversi terreni con altrettanto differenti proprietà e per diversi movimenti del terreno, in modo da ottenere uno “spettro di movimento del terreno” per il sito.

Metodi di propagazione delle onde monodimensionali lineari, equivalenti lineari o non lineari sono usati comunemente per la propagazione di onde in depositi di terreno soffice.

I movimenti del terreno in genere calano con la profondità. Performando un'analisi di propagazione dell'onda sono necessarie sia l'ampiezza e il periodo di vibrazione del terreno sia le caratteristiche dell'onda di taglio che passa attraverso i depositi di terreno soffice.

In assenza di metodi numerici più accurati, si può usare la Tabella 4 per determinare la relazione tra il moto del terreno in profondità e quello in superficie.

Table 4
Ratios of ground motion at depth to motion at ground surface (after Power et al., 1996)

Tunnel depth (m)	Ratio of ground motion at tunnel depth to motion at ground surface
≤ 6	1.0
6-15	0.9
15-30	0.8
> 30	0.7

7.4.2 Determinazione del carico sismico

Si analizza il caso di strutture sotterranee scavate e poi ricoperte con terreno di riporto:

$$U = D + L + E_1 + E_2 + E_Q$$

dove: U = capacità di resistenza strutturale richiesta

D = effetti dovuti ai carichi di rottura di componenti strutturali

L = effetti dovuti ai carichi per la salvaguardia della vita

E₁ = effetti dovuti ai carichi verticali di terra e acqua

E₂ = effetti dovuti ai carichi orizzontali di terra e acqua

E_Q = effetti dovuti ai movimenti sismici di progetto.

Commenti sulle combinazioni di carico per MDE:

- La struttura deve essere prima progettata con adeguata capacità di resistenza in condizioni di carico statiche.
- La struttura deve essere poi valutata in termini di duttilità (massima deformazione disponibile contro massima deformazione imposta dal sisma) e in termini di resistenza nel momento in cui gli effetti E_Q del sisma sono stati valutati. Per le strutture convenzionale tale termine comprende prevalentemente gli effetti di inerzia sulla struttura; nelle strutture a tunnel l'effetto E_Q più importante è la deformazione imposta dal terreno.
- Nella valutazione della capacità di resistenza, gli effetti del carico sismico possono essere espressi in termini di momenti inerziali e forze, che possono essere calcolate in accordo con le deformazioni imposte dal terreno circostante alla struttura
- Se la resistenza flessionale usando le equazioni viste è insufficiente, bisogna seguire una delle due procedure di progetto che seguono:
 1. Prevedere sufficiente duttilità nelle sezioni critiche della struttura in modo da consentire le deformazioni imposte dal terreno, oltre a quelle imposte dai carichi. L'obiettivo è assicurare che la resistenza strutturale non degeneri come risultato di deformazioni inelastiche e che il danno sia limitato entro un livello accettabile. In generale, più duttilità dispongo e più posso ridurre il termine E_Q nella valutazione della resistenza richiesta U . Il fattore di riduzione dei carichi può essere preso pari al valore di duttilità previsto. Da notare tuttavia che, dato che una deformazione di taglio inelastica può comportare degenerazione della resistenza, va sempre prevista una sufficiente resistenza di taglio in tutti i componenti della struttura.
 2. Analizzare la risposta della struttura assumendo la formazione di cerniere plastiche ai giunti che sono sottoposti ad azioni inelastiche. Basandosi sull'analisi di cerniere plastiche, risulterà una redistribuzione dei momenti e delle forze interne. Se si formano nuove cerniere plastiche sulla base dei risultati ottenuti l'analisi deve ripartire tenendo conto di queste nuove cerniere (procedura iterativa) fino a che sono considerate tutte le potenziali cerniere plastiche. Il progetto

strutturale in termini di resistenza richiesta si può basare sui risultati derivanti dall'analisi delle cerniere plastiche. Come discusso in precedenza, deve essere garantita la stabilità globale della struttura durante e dopo un MDE. Tenendo a mente che le strutture devono avere sufficiente capacità per contenere i carichi statici, vanno identificate e prevenuti i potenziali modi di instabilità connessi con la formazione delle cerniere plastiche.

7.5 Approccio alle “deformazioni free field”

Il termine “deformazioni free field” descrive le distorsioni del terreno causate dalle onde sismiche in assenza di strutture o scavi. Queste deformazioni ignorano l'interazione tra la struttura sotterranea e il terreno circostante, ma possono fornire un primo ordine di stima della deformazione della struttura. Un progettista può scegliere di imporre direttamente queste deformazioni sulla struttura. Questo approccio può sovrastimare o sottostimare le deformazioni della struttura a seconda della rigidità relativa della struttura rispetto al terreno.

7.5.1 Soluzioni elastiche in forma chiusa

Soluzioni in forma chiusa, semplificate, sono molto utilizzate per una stima iniziale degli sforzi e delle deformazioni in un tunnel. Questi metodi semplificati assumono come campo delle onde sismiche quello delle onde piane, con la stessa ampiezza lungo tutto lo sviluppo del tunnel, differenti solo nel loro tempo di arrivo.

Vengono trascurate la dispersione di onde e la complessa propagazione tridimensionale di onde, che possono portare a differenze nelle ampiezze delle onde lungo il tunnel, sebbene l'incoerenza del movimento del terreno tende ad aumentare gli sforzi e le deformazioni in direzione longitudinale. I risultati delle analisi basati sull'assunzione di onde piane vanno interpretate con cura (Power, 1996).

Newmark (1968) e Kuesel (1969) proposero un metodo semplificato per calcolare le deformazioni free-field del terreno provocate da un'onda armonica che si propaga con un dato angolo di incidenza in un mezzo elastico, omogeneo e isotropo.

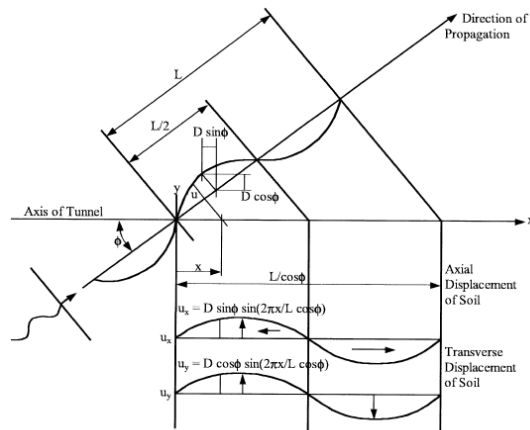


Fig. 9. Simple harmonic wave and tunnel (after Wang, 1993).

L'angolo di incidenza più critico che porta alla massima deformazione, è usato tipicamente come una misura di sicurezza contro le incertezze della previsione sismica. L'approccio di Newmark fornisce un ordine di grandezza di previsione delle deformazioni indotte dalle onde, richiedendo un minimo input ed essendo perciò molto utilizzato sia come strumento in un progetto iniziale, sia come metodo di verifica del progetto (Wang, 1993).

St. John e Zahrah (1987) usarono l'approccio di Newmark per sviluppare soluzioni di deformazioni assiali e curvature free-field causate da onde di compressione, di taglio e da onde di Rayleigh. In Tabella 5 sono mostrate soluzioni per questi tre tipi di onde, sebbene le onde S siano associate in genere

alle accelerazioni e a velocità di picco delle particelle.

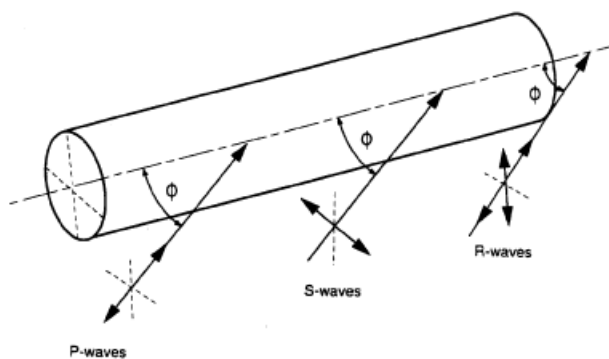


Fig. 10. Seismic waves causing longitudinal axial and bending strains (Power et al., 1996).

Le onde sismiche che causano deformazioni sono mostrate in Fig. 10. E' spesso difficile determinare quale tipo di onda predomina in un progetto.

Le deformazioni prodotte dalle onde di Rayleigh tendono a predominare solo nelle strutture superficiali e nei siti lontani dalla fonte sismica.

Table 5
Strain and curvature due to body and surface waves (after St. John and Zahrah, 1987)

Wave type	Longitudinal strain	Normal strain	Shear strain	Curvature
<i>P-wave</i>	$\epsilon_l = \frac{V_P}{C_P} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_P}{C_P} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_P}{C_P} \sin \phi \cos \phi$	$\frac{1}{P} = \frac{a_P}{C_P^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_P}{C_P}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_P}{C_P}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_P}{2C_P}$ for $\phi = 45^\circ$	$\frac{1}{P_{max}} = 0.385 \frac{a_P}{C_P^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
<i>S-wave</i>	$\epsilon_l = \frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma = \frac{V_S}{C_S} \cos^2 \phi$	$K = \frac{a_S}{C_S^2} \cos^3 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_S}{2C_S}$ for $\phi = 45^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_S}{2C_S}$ for $\phi = 45^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_S}{C_S}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_S}{C_S^2}$ for $\phi = 0^\circ$
<i>Rayleigh wave</i> Compressional component	$\epsilon_l = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin \phi \cos \phi$	$K = \frac{a_{RP}}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RP}}{2C_R}$ for $\phi = 45^\circ$	$K_m = 0.385 \frac{a_{RP}}{C_R^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
Shear component		$\epsilon_n = \frac{V_{RS}}{C_R} \sin \phi$	$\gamma = \frac{V_{RS}}{C_R} \cos \phi$	$K = \frac{a_{RS}}{C_R^2} \cos^2 \phi$
		$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_{RS}}{C_R^2}$ for $\phi = 0^\circ$

The Poisson's ratio and dynamic modulus of a soil deposit can be computed from measured P- and S-wave propagation velocities in an elastic medium: $\nu_m = \frac{1}{2} \frac{(C_P/C_S)^2 - 2}{(C_P/C_S)^2 - 1}$ or $C_P = \sqrt{\frac{2(1-\nu_m)E_m}{(1-\nu_m)C_S}}$; $E_m = \rho C_S^2 \frac{(1+\nu_m)(1-2\nu_m)}{(1-\nu_m)}$, and $G_m = \rho C_S^2$, respectively.

Possono essere determinate deformazioni assiali e curvature combinate tra loro trattando il tunnel come una trave elastica.

Usando la teoria della trave, le deformazioni totale free-field (ϵ^{ab}) sono trovate combinando le deformazioni longitudinali assiali e flessionali:

$$\epsilon^{ab} = \left[\frac{V_P}{C_P} \cos^2 \phi + r \frac{a_P}{C_P^2} \sin \phi \cos^2 \phi \right] \quad \text{per onde P}$$

$$\epsilon^{ab} = \left[\frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi + r \frac{a_S}{C_S^2} \cos^3 \phi \right] \quad \text{per onde S}$$

$$\epsilon^{ab} = \left[\frac{V_R}{C_R} \cos^2 \phi + r \frac{a_R}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi \right] \quad \text{per onde di Rayleigh}$$

dove: r = raggio di un tunnel circolare o metà altezza di un tunnel rettangolare;

a_P = accelerazione di picco associata all'onda P;

a_S = accelerazione di picco associata all'onda S;

a_R = accelerazione di picco associata all'onda di Rayleigh;

ϕ = angolo di incidenza dell'onda rispetto l'asse del tunnel;

ν_1 = rapporto di Poisson del materiale di rivestimento del tunnel;

V_P = velocità di picco associata all'onda P;

C_P = velocità apparente della propagazione dell'onda P;

V_S = velocità di picco associata all'onda S;

C_S = velocità apparente della propagazione dell'onda S;

V_R = velocità di picco associata all'onda di Rayleigh;

C_R = velocità apparente della propagazione dell'onda di Rayleigh.

Con l'aumento del raggio del tunnel, cresce il contributo della deformazione di curvatura alla deformazione assiale. Tuttavia, i calcoli usando le equazioni free-field sopraindicate, indicano che la componente flessionale della deformazione è, in genere, relativamente piccola comparata alle deformazioni assiali nel caso di tunnel sottoposti a carico sismico.

Va anche evidenziata la natura ciclica delle deformazioni assiali, infatti sebbene il rivestimento del tunnel possa rompersi quando è soggetto a trazione, questa rottura è in genere effimera a causa proprio della natura ciclica delle onde incidenti. L'acciaio di rinforzo nel rivestimento servirà a chiudere queste rotture alla fine dello scuotimento, facendo in modo che non vi siano deformazioni permanenti. L'acciaio non deve essersi snervato dopo lo scuotimento.

Anche i rivestimenti in calcestruzzo non rinforzato sono considerati adeguati quando le rotture sono piccole, uniformemente distribuite e quando esse non minano l'efficacia del rivestimento.

Va notato che le velocità apparenti delle onde P ed S usate in queste equazioni possono essere vicine a quelle delle onde sismiche di propagazione attraverso rocce profonde più che nei terreni superficiali o nelle rocce nelle quali un tunnel può trovarsi. Le velocità apparenti delle onde S ricadono nell'intervallo dei 2-4 km/s mentre le velocità apparenti delle onde P ricadono nell'intervallo dei 4-8 km/s.

Possono essere necessarie analisi numeriche per stimare distorsioni taglienti free-field, in particolar modo se la stratigrafia è variabile. Molti software sono disponibili per queste analisi; la maggior parte di questi modellano il sito geologico come un sistema stratificato orizzontalmente e arriva ad una soluzione usando la teoria della propagazione delle onde monodimensionale.

7.5.2 Applicabilità del metodo

Il metodo di deformazione di distorsione free field è stato impiegato in numerosi grandi progetti, compreso le stazioni e i tunnel della San Francisco BART (Kuesel, 1996). Kuesel trovò che, in molti casi, se una struttura può assorbire elasticamente le distorsioni free-field del terreno, non sono necessarie speciali precisioni sismiche.

Il metodo di deformazioni free-field è un semplice ed efficace strumento di progetto quando le distorsioni del terreno indotte sismicamente sono piccole (intensità di scuotimento bassa, terreno molto rigido, o struttura flessibile confrontata con il mezzo circostante). Tuttavia in molti casi, specialmente in terreni soffici, il metodo fornisce progetti eccessivamente conservativi, dato che le distorsioni del terreno free-field in terreni soffici sono in genere elevate.

Per esempio, strutture scatolari rettangolari in terreni soffici sono tipicamente progettati con configurazioni rigide per resistere ai carichi statici e sono perciò meno tolleranti alle distorsioni della sezione trasversale.

Vanno inclusi quindi gli effetti di interazione terreno-struttura per il progetto di queste strutture.

7.6 Approccio di interazione terreno - struttura

La presenza di una struttura sotterranea modifica le deformazioni del terreno rispetto al caso di campo libero. I paragrafi seguenti descrivono le procedure che modellano l'interazione terreno struttura.

7.6.1 Soluzione elastica in forma chiusa per tunnel circolari

In questa classe di soluzioni, l'approccio della trave su fondazione elastica è usato per modellare gli effetti quasi statici di interazione terreno struttura. Le soluzioni ignorano gli effetti di interazione dinamica, dovuti all'inerzia. Sotto carico sismico, la sezione trasversale di un tunnel sarà soggetta a flessione assiale e deformazioni di taglio causate da deformazioni del terreno in campo libero di taglio, curvatura e assiali.

Le massime deformazioni strutturali sono:

- la massima deformazione assiale causata da un'onda di taglio incidente a 45°:

$$\varepsilon_{\max}^a = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)A}{2 + \frac{E_l A_c}{K_a} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} \leq \frac{fL}{4E_l A_c}$$

dove: L = lunghezza d'onda di un'onda di taglio sinusoidale ideale;

K_a = coefficiente di rigidità longitudinale del mezzo;

A = risposta di spostamento free-field in ampiezza di un'onda di taglio sinusoidale ideale;

A_c = area della sezione trasversale del rivestimento del tunnel;

E_t = modulo elastico del rivestimento del tunnel;

f = forza di attrito ultima (per unità di lunghezza) tra il tunnel e il terreno circostante;

Le forze e i momenti nel rivestimento del tunnel provocate dalla propagazione delle onde sismiche lungo l'asse del tunnel sono illustrate in Fig. 14.a.

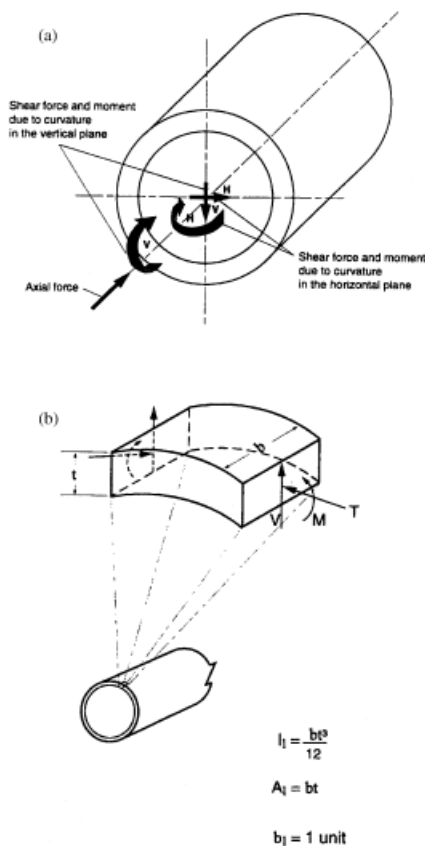


Fig. 14. Induced forces and moments caused by seismic waves (Power et al., 1996). (a) Induced forces and moments caused by waves propagating along tunnel axis, (b) Induced circumferential forces and moments caused by waves propagating perpendicular to tunnel axis.

La massima forza di attrito che può svilupparsi tra il rivestimento e il terreno circostante, limita la deformazione assiale del rivestimento.

- La massima deformazione flessionale, causata da un'onda di taglio incidente a 0° è:

$$\varepsilon_{\max}^b = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 A}{1 + \frac{E_t I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r$$

dove:

I_c = momento di inerzia della sezione del tunnel;

K_t = coefficiente di rigidità trasversale del mezzo;

r = raggio del tunnel circolare o metà altezza del tunnel rettangolare.

Dato che sia il rivestimento che il mezzo sono assunti elastici lineari, queste deformazioni possono essere imposte in partenza.

Dato che il carico sismico è ciclico, devono essere valutati sia il carico massimo positivo sia quello negativo.

La massima forza di taglio agente sulla sezione trasversale del tunnel può essere scritta come funzione della massima deformazione flessionale:

$$V_{\max} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 E_t I_c A}{1 + \frac{E_t I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) M_{\max} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) \left(\frac{E_t I_c \varepsilon_{\max}^b}{r}\right)$$

Una stima a favore di sicurezza della deformazione assiale totale e della pressione è ottenuta combinando le deformazioni derivanti dalle forze assiali e flessionali:

$$\varepsilon^{ab} = \varepsilon_{\max}^a + \varepsilon_{\max}^b .$$

Ripetiamo che queste equazioni sono necessarie solo per strutture costruite in terreni soffici, dato che le strutture in rocce o terreni rigidi possono essere progettati usando l'approccio delle deformazioni free-field.

Si può notare inoltre che aumentando la rigidità strutturale e la capacità di resistenza del tunnel, il risultato non è la riduzione delle forze agenti, in quanto possono essere assorbite forze maggiori. Al contrario, una configurazione più flessibile con un adeguato rinforzo duttile o giunti flessibile può essere più efficiente.

7.6.2 Parametri di un onda sinusoidale free-field idealizzata utilizzati nell'analisi di interazione terreno-struttura

Matsubara (1995) introdusse una discussione sull'input delle lunghezze d'onda nel progetto di strutture sotterranee. Le lunghezze d'onda del moto del terreno incidenti possono essere stimate come:

$$L = T \cdot C_s$$

dove T è il periodo naturale predominante di un'onda di taglio nel deposito di terreno, il periodo naturale del sito stesso, o il periodo con il quale avviene il massimo spostamento.

Idriss e Seed (1968) suggeriscono che:

$$T = \frac{4h}{C_s}$$

con: h = spessore del deposito di terreno se il moto del terreno può essere attribuito principalmente alle onde di taglio e il mezzo è assunto come uno strato uniforme di terreno sofficie che ricopre uno strato rigido.

L'ampiezza della risposta di spostamento del terreno, A , rappresenta la variazione spaziale dei movimenti del terreno lungo lo sviluppo orizzontale e deve essere ricavata mediante condizioni riguardo al sito specifico.

Generalmente, l'ampiezza degli spostamenti cresce con la lunghezza d'onda. Assumendo un'onda sinusoidale con un'ampiezza di spostamento A e una lunghezza d'onda L , A può essere calcolata dalle seguenti equazioni:

- per deformazioni assiali free field:
$$\frac{2\pi A}{L} = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi$$
- per deformazioni flessionali free field:
$$\frac{4\pi^2 A}{L^2} = \frac{a_s}{C_s} \cos^3 \phi$$

7.7 Deformazione ed ovalizzazione di tunnel circolari

Nei suoi studi delle deformazioni delle sezioni trasversali, basati su lavori di Burns e Richard (1964) e Hoeg (1968), Peck (1972) propose una soluzione chiusa in termine di spinte, momenti flettenti e spostamenti dovute a condizioni di carico esterne.

La risposta del rivestimento di un tunnel è funzione del rapporto di compressibilità e flessibilità della struttura, della pressione di sovraccarico in sito (γh) e del coefficiente di spinta a riposo del terreno (K_0).

Per adattare la teoria ai carichi sismici causati dalle onde di taglio, le pressioni di taglio free-field sostituiscono le pressioni di sovraccarico in situ e il coefficiente di spinta a riposo del terreno è preso con il valore di $K_0 = -1$ per simulare le condizioni di semplice taglio nel terreno.

La rigidità di un tunnel relativa al terreno circostante è quantificata dai rapporti di compressibilità e flessibilità (C e F), che sono rispettivamente misure della rigidità estensionale e della rigidità flessionale del mezzo in relazione al rivestimento:

$$C = \frac{E_m (1 - \nu_l^2) R}{E_l t (1 + \nu_m) (1 - 2\nu_m)}$$

$$F = \frac{E_m(1-\nu_l^2)R^3}{6E_lI(1+\nu_m)}$$

dove: E_m = modulo di elasticità del mezzo;
 I = momento di inerzia del rivestimento del tunnel (per unità di lunghezza);
 R = raggio del rivestimento del tunnel;
 t = spessore del rivestimento del tunnel.

Facendo l'ipotesi di condizioni di pieno scorrimento, in assenza di forze tangenziali di taglio, la deformazione diametrale, la massima spinta e il momento flettente possono essere espressi come:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_l F \gamma_{\max}$$

$$T_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_l \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r \gamma_{\max}$$

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_l \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r^2 \gamma_{\max}$$

dove:

$$K_l = \frac{12(1-\nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m}$$

Queste forze e momenti sono illustrati in Fig. 14.b.

In accordo con diversi studi, lo scorrimento all'interfaccia è possibile solo per tunnel in terreni soffici o nel caso di forti intensità di carichi sismici. Per la maggioranza dei tunnel, la condizione di interfaccia è intermedia tra il pieno scorrimento e l'assenza di scorrimento, così entrambi i casi vanno analizzati per le forze e le deformazioni critiche del rivestimento.

Tuttavia, l'assunzione di pieno scorrimento in condizioni di taglio semplice può causare una grande sottostima della spinta massima, quindi è raccomandato che l'ipotesi di assenza di scorrimento sia valutata per ricavare la spinta sul rivestimento:

$$T_{\max} = \pm K_2 \tau_{\max} r = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} r \gamma_{\max}$$

dove:

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1 - 2\nu_m) - (1 - 2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1 - 2\nu_m)^2 + 2}{F[(3 - 2\nu_m) + (1 - 2\nu_m)C] + C\left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2\right] + 6 - 8\nu_m}$$

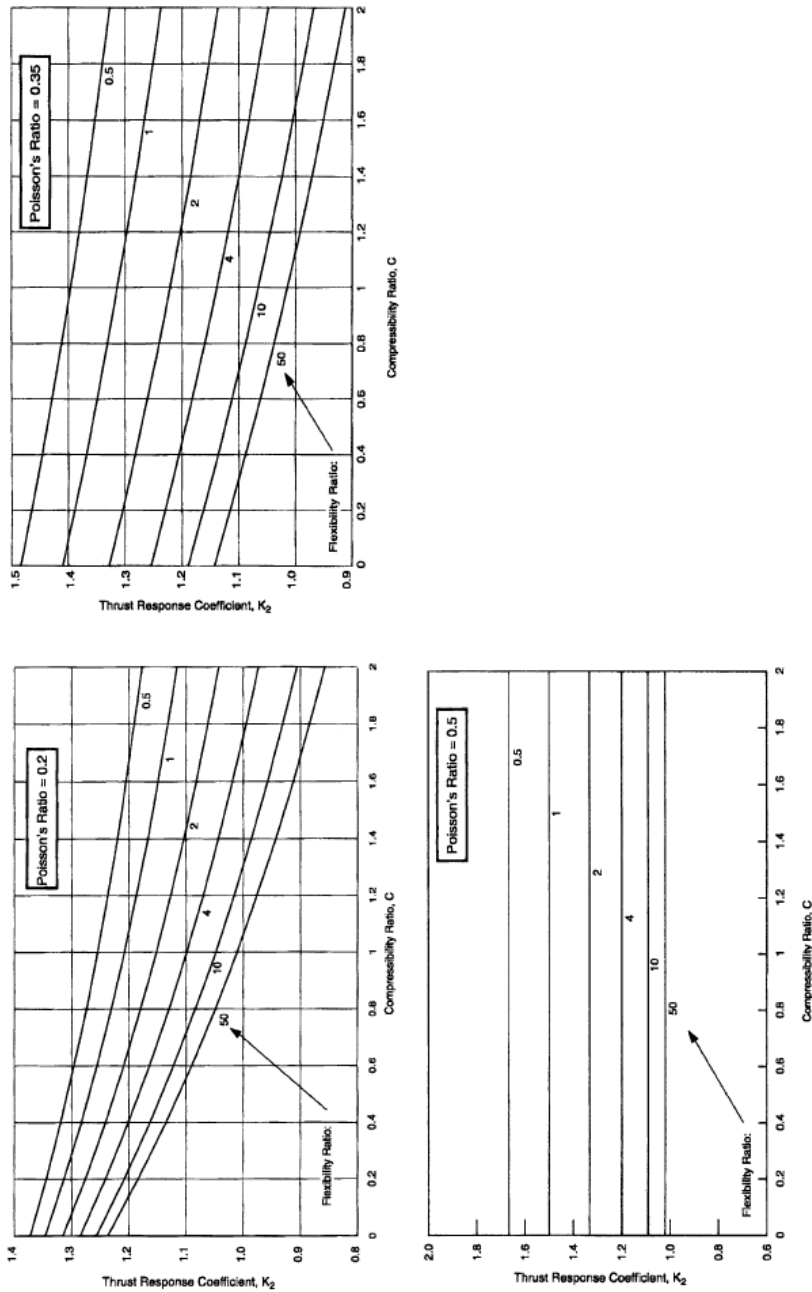


Fig. 16. Lining (thrust) response coefficient vs. compressibility ratio, no-slip interface, and circular tunnel (Wang, 1993).

Come mostra Fig. 16, le spinte indotte sismicamente crescono con il calo dei rapporti di compressibilità e flessibilità quando il coefficiente di Poisson del terreno circostante è inferiore a 0.5. Quando il coefficiente di Poisson raggiunge

0.5 (argille sature non drenate), la risposta della spinta è indipendente dalla compressibilità poiché il terreno è considerato incompressibile.

La deflessione normalizzata del rivestimento fornisce una indicazione della importanza del rapporto di flessibilità nella risposta del rivestimento:

$$\frac{\Delta d_{\text{lining}}}{\Delta d_{\text{free-field}}} = \frac{2}{3} K_l F .$$

In accordo con questa equazione e con la Fig. 17, il rivestimento del tunnel si deformerà meno rispetto al free field quando il rapporto di flessibilità è minore di 1. Quando il rapporto di flessibilità cresce, il rivestimento subisce una deflessione maggiore rispetto al free field e può raggiungere un limite superiore pari alle deformazioni del terreno perforato. Questa condizione continua fino a che il rapporto di flessibilità non diventa infinitamente grande (caso di rivestimento perfettamente flessibile).

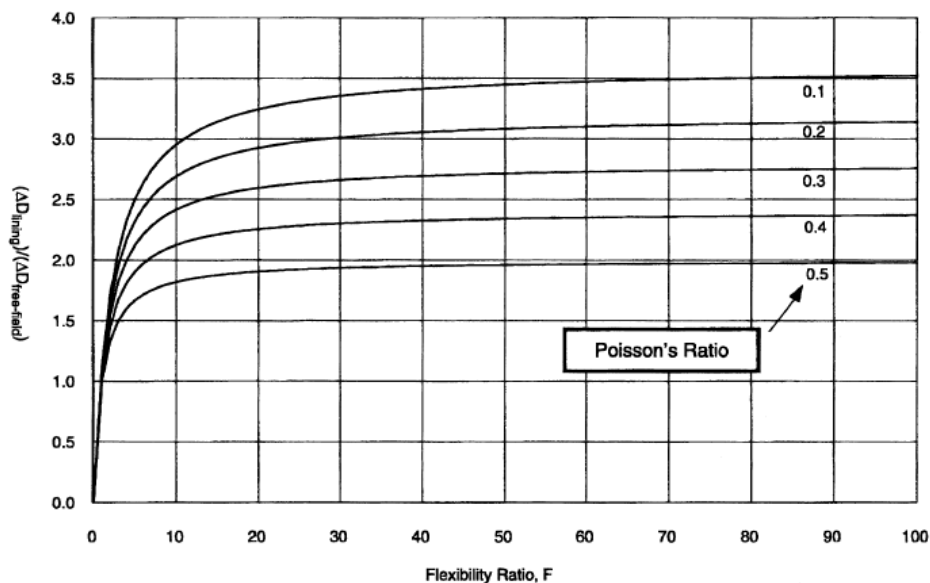


Fig. 17. Normalized lining deflection vs. flexibility ratio, full slip interface, and circular lining (Wang, 1993).

Penzien e Wu (1998) svilupparono delle soluzioni elastiche in forma chiusa simili per calcolare la spinta, il taglio e il momento indotti da deformazioni di distorsione della sezione. Penzien (2000) fornì una procedura analitica per la valutazione delle deformazioni di distorsione della sezione di tunnel rettangolari e circolari.

Al fine di stimare le distorsioni della struttura, viene definito un rapporto di distorsione rivestimento-terreno come:

$$R = \frac{\Delta d_{structure}}{\Delta d_{free-field}}$$

Nel caso di tunnel circolare, R è il rapporto della deflessione diametrale del rivestimento e la deformazione diametrale free-field.

Assumendo condizioni di pieno scorrimento, le soluzioni per la spinta, il momento, e il taglio nei rivestimenti di tunnel circolari causati dall'interazione terreno struttura durante un evento sismico sono espresse da Penzien come:

$$\pm \Delta d_{lining}^n = \pm R^n \Delta d_{free field}$$

$$T(\theta) = -\frac{12E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^3(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

$$M(\theta) = -\frac{6E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^2(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

$$V(\theta) = -\frac{24E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^3(1-\nu_l^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

Il rapporto di distorsione terreno rivestimento sotto carico normale è definito unicamente come:

$$R^n = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{(\alpha^n + 1)}$$

$$\alpha^n = \frac{12E_l I (5-6\nu_m)}{d^3 G_m (1-\nu_l^2)}$$

In condizioni di assenza di scorrimento le formulazioni sono del tipo:

$$\pm \Delta d_{lining} = \pm R \Delta d_{free field}$$

$$T(\theta) = -\frac{24E_l I \Delta d_{lining}}{d^3(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

$$M(\theta) = -\frac{6E_l I \Delta d_{lining}}{d^2(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

$$V(\theta) = -\frac{24E_l I \Delta d_{liming}}{d^3(1-\nu_l^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

dove: $R = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{(\alpha + 1)}$

$$\alpha = \frac{24E_l I(3-4\nu_m)}{d^3 G_m(1-\nu_l^2)}$$

Le soluzioni di Penzien (2000) forniscono risultati di spinte e momenti che sono molto vicini a quelli che risultano dalla formulazione di Wang (1993) in condizioni di pieno scorrimento. Tuttavia, il valore della spinta ottenuta da Wang è molto più alta in confronto al valore dato da Penzien nel caso di assenza di scorrimento. La ragione di tale differenza è ancora motivo di studi.

7.8 Deformazione della sezione trasversale di tunnel rettangolari

I tunnel superficiali per il trasporto sono di solito scatole realizzate secondo il metodo strutturale di scavo e successivo ricoprimento. Questi tunnel hanno caratteristiche sismiche molto differenti dai tunnel circolari. Un telaio scatolare non trasmette i carichi statici in maniera efficiente così come un rivestimento circolare, così le pareti e la soletta del telaio scavato e sufficientemente ricoperto necessita di essere più spesso, e perciò più rigido.

Il progetto di questo tipo di strutture richiede estrema cura riguardo le considerazioni di interazione terreno struttura a causa di questo incremento di rigidità strutturale e della possibilità di deformazioni del terreno più ampie dovute al ricoprimento superficiale. Le deformazioni sismiche del terreno tendono ad essere più grandi in superficie per due ragioni:

1. la diminuzione della rigidità del terreno circostante a causa delle minori pressioni dei sovraccarichi;
2. gli effetti di amplificazione in sito.

Il terreno di riempimento può anche consistere di materiale compattato, con differenti proprietà rispetto al terreno del sito, con conseguente differenza di risposta sismica.

La rigidità strutturale della struttura scatolare riduce significativamente le deformazioni, rendendo tante volte il progetto di queste strutture con le deformazioni free field troppo conservativo.

Mentre per i tunnel circolari sono disponibili soluzioni in forma chiusa per i problemi di interazione tra struttura e terreno, per i tunnel rettangolari non sono disponibili a causa della loro enorme variabilità delle caratteristiche geometriche.

Per facilitare il progetto, sono state sviluppate semplici e pratiche procedure per il calcolo degli effetti di interazione terreno-struttura (Wang, 1993), ai quali contribuiscono numerosi fattori, tra cui la rigidezza relativa tra terreno e struttura, la geometria strutturale, gli input di movimento sismico e la profondità di posa del tunnel.

Il fattore più importante è la rigidezza del terreno rispetto alla struttura nei confronti del taglio semplice, il rapporto di flessibilità.

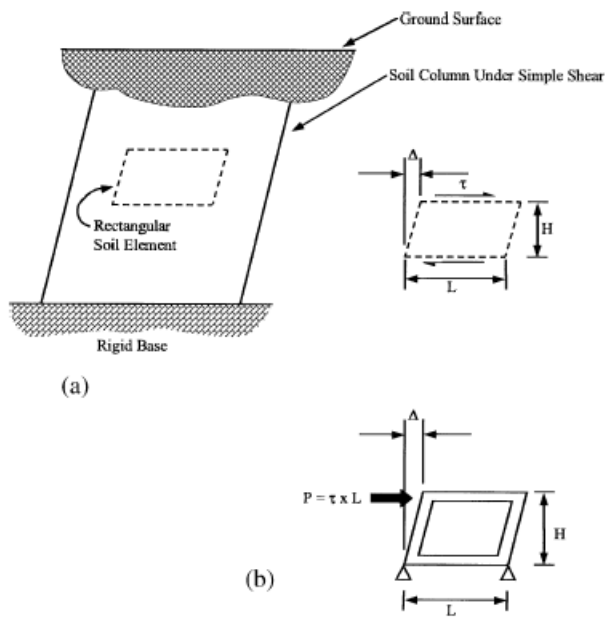


Fig. 19. Relative stiffness between soil and a rectangular frame (after Wang, 1993). (a) Flexural (shear) distortion of free-field soil medium. (b) Flexural (racking) distortion of a rectangular frame.

Si consideri un elemento di terreno rettangolare in una colonna di terreno soggetta a semplice taglio, come mostrato in Fig. 19. Quando soggetto a sforzo di taglio semplice la deformazione tagliante, o distorsione angolare dell'elemento di terreno è data da:

$$\gamma_s = \frac{\Delta}{H} = \frac{\tau}{G_m}.$$

Dopo aver riarrangiato questa equazione, il taglio o la rigidezza flessionale dell'elemento può essere scritta come rapporto tra lo sforzo di taglio e la corrispondente distorsione angolare:

$$\frac{\tau}{\gamma_s} = \frac{\tau}{\Delta/H} = G_m.$$

Lo sforzo di taglio applicato può anche essere convertito in una forza concentrata P , moltiplicando tale sforzo per la dimensione della struttura:

$$\gamma_s = \frac{\Delta}{H} = \frac{\tau W}{HS_1} = \frac{P}{HS_1}$$

dove S_1 è la forza richiesta a causare la distorsione unitaria della struttura.

$$\frac{\tau}{\gamma_s} = \frac{\tau}{\Delta/H} = \frac{S_1 H}{W}$$

Il rapporto di flessibilità F della struttura può così essere calcolato mediante la seguente:

$$F = \frac{G_m W}{S_1 H}$$

In queste espressioni, la rigidezza di distorsione unitaria è semplicemente il reciproco della deformazione di distorsione laterale causata da una forza concentrata unitaria, $S_1 = 1/\Delta_1$.

Per un telaio rettangolare con configurazione arbitraria, il rapporto di flessibilità può essere determinato conducendo una semplice e convenzionale analisi del telaio.

Per telai con un unico condotto, il rapporto di flessibilità può essere calcolato senza una analisi al computer. Per esempio è stato calcolato da Wang (1993), il rapporto di flessibilità per un telaio con un unico condotto con ugual momento di inerzia (I_R) per la copertura e la soletta e momento di inerzia (I_W) per le pareti laterali:

$$F = \frac{G_m}{24} \left(\frac{H^2 W}{EI_W} + \frac{HW^2}{EI_R} \right)$$

dove E = modulo di deformazione elastica piana del telaio.

Per un telaio con unico condotto con soletta del soffitto avente momento di inerzia (I_R), soletta inferiore con momento di inerzia (I_I) e pareti laterali con momento di inerzia (I_W), il rapporto di flessibilità è:

$$F = \frac{G_m}{12} \left(\frac{H^2 W}{EI_R} \Psi \right)$$

dove:

$$\Psi = \frac{(1+a_2)(a_1+3a_2)^2 + (a_1+a_2)(3a_2+1)^2}{(1+a_1+6a_2)^2}$$

$$a_1 = \left(\frac{I_R}{I_I} \right) \quad a_2 = \left(\frac{I_R}{I_W} \right) \left(\frac{H}{W} \right).$$

7.8.1 Distorsione strutturale e coefficienti di distorsione

Per strutture rettangolari, il rapporto di distorsione definito come la distorsione normalizzata della struttura rispetto alla distorsione del terreno free field può essere espressa come:

$$R = \frac{\Delta_{structure}}{\Delta_{free\ field}} = \frac{\left(\frac{\Delta_{structure}}{H} \right)}{\left(\frac{\Delta_{free\ field}}{H} \right)} = \frac{\gamma_{structure}}{\gamma_{free\ field}}$$

dove: γ = distorsione angolare,

Δ = deformazione laterale.

I risultati di analisi agli elementi finiti mostrano che la rigidezza relativa tra il terreno e la struttura ha influenza più significativa sulla distorsione della struttura dovuta a deformazioni della sezione trasversale. Se:

- $F \rightarrow 0.0$ La struttura è rigida, così non si deformerà nonostante la distorsione del terreno. La struttura assorbirà l'intero carico.
- $F < 1.0$ La struttura è considerata rigida rispetto al mezzo e perciò si deformerà meno.
- $F = 1.0$ La struttura e il mezzo hanno uguale rigidezza, così la struttura subirà approssimativamente distorsioni free-field.
- $F > 1.0$ La distorsione della struttura è amplificata rispetto al free field, anche se non a causa di amplificazioni dinamiche. Al contrario, la distorsione è amplificata perché il mezzo si trova ad avere ora un'intercapedine, fornendo minore rigidezza al taglio rispetto ad un terreno non perforato nel free field.
- $F \rightarrow \infty$ La struttura non ha rigidezza, così essa avrà deformazioni identiche a quelle del terreno perforato.

Le analisi hanno anche mostrato che per un dato rapporto di flessibilità, la distorsione normalizzata di un tunnel rettangolare è inferiore approssimativamente del 10% rispetto a quella di un tunnel circolare. Questo suggerisce che la risposta di un tunnel circolare può essere usata come un limite superiore per la risposta di una struttura rettangolare con rapporto di flessibilità simile, e mostra che la pratica convenzionale di progetto (strutture conformi alle deformazioni free field) è troppo conservativa per i tunnel rettangolari nel caso di $F < 1.0$, cioè di strutture rigide in terreni soffici.

Al contrario, progettare un tunnel rettangolare con il metodo delle deformazioni free field significa sottostimare la risposta del tunnel se il rapporto di flessibilità F è maggiore di 1. Da un punto di vista strutturale, questa non può essere una grossa preoccupazione dato che rapporti di flessibilità di questo genere implicano mezzi molto rigidi e, perciò piccole deformazioni free field. Questa condizione può anche implicare che una struttura molto flessibile possa assorbire grandi distorsioni senza riportare danni.

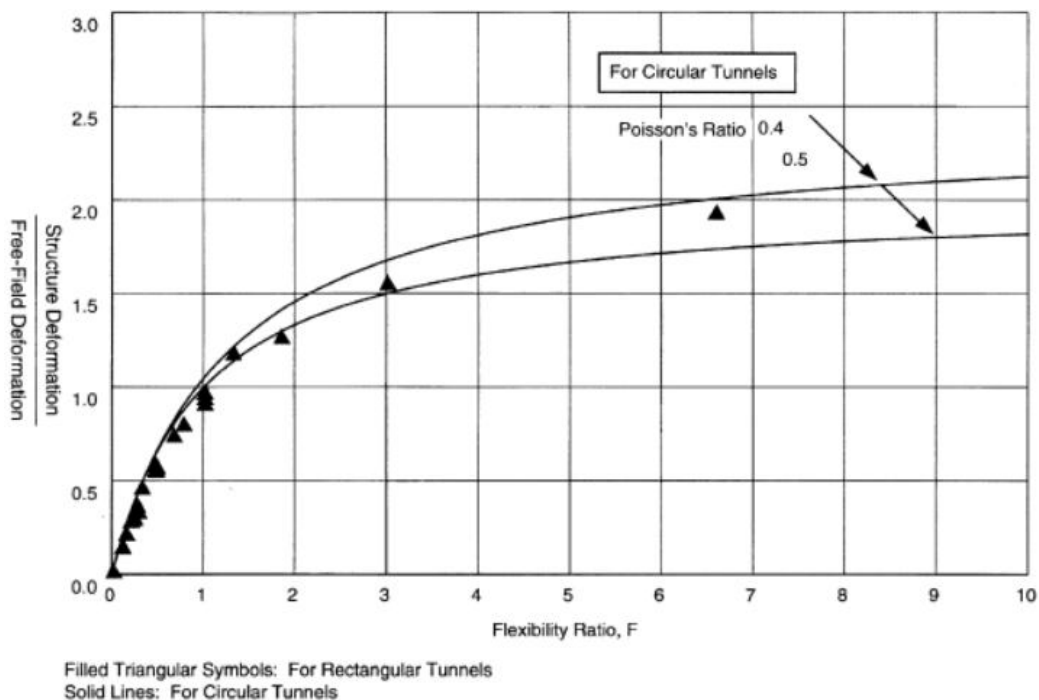


Fig. 20. Normalized structure deflections, circular vs. rectangular tunnels (Wang, 1993).

Le deformazioni della sezione possono essere applicate ad una struttura sotterranea utilizzando il metodo di carico statico equivalente, come mostrato in Fig. 21.

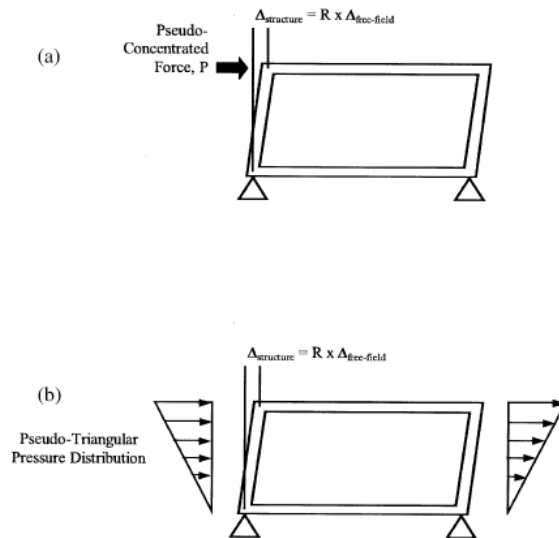


Fig. 21. Simplified frame analysis models (after Wang, 1993): (a) pseudo-concentrated force for deep tunnels; (b) pseudo-triangular pressure distribution for shallow tunnels.

Per strutture rettangolari ricoperte in profondità, la maggior parte della distorsione è in genere attribuibile alle forze di taglio sviluppate sulla superficie esterna della copertura. Il carico può così essere semplificato come una forza concentrata agente sulla connessione copertura-parete.

Per un tunnel rettangolare superficiale, la forza di taglio sviluppata all'interfaccia terreno-copertura diminuisce con il diminuire del sovraccarico. La forza esterna predominante che causa la distorsione della struttura può gradualmente spostarsi dalla forza di taglio all'interfaccia terreno-copertura alle pressioni del terreno normali che si sviluppano lungo le pareti laterali; è perciò applicata al modello una distribuzione delle pressioni triangolare.

Generalmente la distribuzione delle pressioni triangolare fornisce un valore più critico del momento ai giunti più bassi, mentre la forza concentrata comporta momenti maggiori sulle connessioni copertura-parete.

Il discorso è applicabile a strutture sotterranee in depositi di terreno omogenei. Se la struttura del tunnel è all'interfaccia tra strati rigidi e soffici, l'analisi deve tenere conto del cambiamento dei movimenti del terreno e delle deformazioni di taglio nelle zone di interfaccia tra i due terreni.

7.8.2 Procedura di progetto step by step

Una analisi semplificata del telaio può fornire un adeguato e ragionevole approccio di progetto di strutture rettangolari. La seguente procedura è del tipo step by step per un'analisi di questo tipo:

1. Mettere le basi di un progetto preliminare della struttura e delle dimensioni dei suoi componenti in condizioni statiche e sulla base di appositi requisiti di progetto.
2. Stimare le tensioni/deformazioni da taglio free-field, $\Delta_{free\ field}$, del terreno alla profondità di interesse usando la propagazione orizzontale delle onde di taglio.
3. Determinare la rigidezza relativa tra il mezzo free field e la struttura (cioè il rapporto di flessibilità).
4. Determinare il coefficiente di distorsione R, come definito dall'equazione:

$$R = \frac{\Delta_{structure}}{\Delta_{free\ field}} = \frac{\left(\frac{\Delta_{structure}}{H} \right)}{\left(\frac{\Delta_{free\ field}}{H} \right)} = \frac{\gamma_{structure}}{\gamma_{free\ field}} .$$

5. Calcolare la reale deformazione della sezione della struttura:

$$\Delta_{structure} = R \Delta_{free\ field} .$$

6. Imporre le deformazioni della sezione indotte dal sisma in una semplice analisi del telaio.
7. Aggiungere le forze interne dei componenti indotte dalla distorsione alle altre componenti di carico. Se la struttura permanente è progettata per pressioni del terreno a riposo, non è necessario considerare alcun incremento di pressione prima o successivamente ad un sisma. Se la struttura è progettata per condizioni attive del terreno, devono essere usate sia le pressioni attive che a riposo per i carichi dinamici.
8. Se i risultati al punto (7) mostrano che la struttura ha adeguate capacità il progetto si considera soddisfatto, altrimenti si continui nei punti successivi.
9. Se la resistenza flessionale della struttura è superata, valutare la duttilità rotazionale dei componenti. Vanno introdotti speciali provvedimenti progettuali se vi sono deformazioni inelastiche. Per ODE, le deformazioni risultanti vanno mantenute nell'intervallo elastico. A seconda delle specifiche performance progettuali richieste possono essere ammesse oppure no piccole deformazioni fuori dal campo elastico. Valutare possibili meccanismi per MDE. Se si sviluppano cerniere plastiche bisogna ricalcolare il rapporto di flessibilità e l'analisi deve ripartire dal punto (3).

10. Modificare le dimensioni degli elementi strutturali se necessario. Il progetto è completo per MDE se le condizioni ultime non sono superate in alcun punto della struttura. Non vanno superate determinate percentuali di rinforzi in acciaio per evitare comportamento fragile.

In aggiunta alle deformazioni di distorsione della sezione, il progetto di strutture scavate e poi ricoperte deve anche considerare i carichi dovuti alle accelerazioni verticali e anche gli sforzi longitudinali risultanti dalla resistenza per attrito del terreno. Le forze sismiche verticali esercitate sulla copertura di un tunnel cut and cover possono essere stimate moltiplicando l'accelerazione verticale di picco per la massa del terreno di ricoprimento.

7.8.3 Metodi numerici

La complessa natura dell'interazione sismica terreno struttura nel caso di strutture sotterranee può richiedere l'uso di metodi numerici. Questo vale in particolar modo per le strutture scavate e poi ricoperte a causa della loro vulnerabilità al danneggiamento sismico e per i tunnel realizzati con posizionamento di mine aventi forme non circolari o aventi proprietà non uniformi del rivestimento circolare, che preclude l'uso di soluzioni semplici in forma chiusa.

I metodi di analisi numerica per strutture sotterranee includono metodi alle masse concentrate e metodi alle rigidità, ed anche metodi agli elementi finiti o alle differenze finite. Per analizzare le deformazioni assiali e flessionali è più appropriato utilizzare dei modelli tridimensionali.

Nel metodo alle masse concentrate, il tunnel è diviso in un certo numero di segmenti (aventi massa e rigidità), che sono connessi da molle rappresentanti le rigidità assiali, flessionali e di taglio del tunnel. Le reazioni del terreno sono rappresentate da molle orizzontali, verticali e assiali. L'analisi è condotta come un'analisi statica equivalente. In primo luogo sono ricavate le time histories degli spostamenti free field in particolari sezioni lungo lo sviluppo del tunnel. Le time histories devono includere gli effetti del passaggio delle onde e della differenza di fase oltre alle incoerenze spaziali.

Le time histories degli spostamenti free field sono poi applicate, in un'analisi quasi statica, alla fine delle molle, rappresentando così l'interazione tunnel-terreno.

Se è richiesta un'analisi dinamica della time history, vanno incorporate nelle molle e nella struttura degli appropriati fattori di smorzamento.

Nei modelli alle differenze finite o agli elementi finiti, il tunnel è discretizzato nello spazio, mentre il mezzo geologico circostante è discretizzato oppure rappresentato da molle. Modelli bidimensionali e tridimensionali agli elementi finiti o alle differenze finite possono essere usati per analizzare le sezioni trasversali di un tunnel forato o di un tunnel scavato e poi ricoperto.

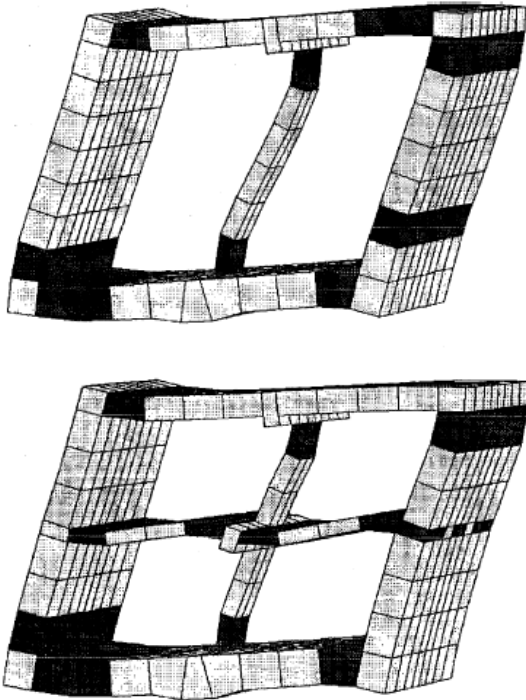


Fig. 24. Deformed cut-and-cover structures. Darkened elements experience plastic behavior (Sweet, 1997).

In Fig. 24 è impiegato un metodo agli elementi finiti per trovare aree della struttura che subiscono una plasticizzazione. Nei casi in cui il movimento in corrispondenza di piani di debolezza nel mezzo geologico (zone di taglio, giunti) possono potenzialmente causare concentrazioni di tensioni locali e la rottura nel tunnel, va considerata un'analisi che utilizza modelli agli elementi discreti. In questi modelli, la massa di terreno o roccia è modellizzata come un insieme di

blocchi distinti, che possono a loro volta essere modellati come materiali rigidi o deformabili, ognuno conforme alla propria relazione costitutiva.

I movimenti relativi dei blocchi lungo i piani deboli sono modellati usando relazioni forza-spostamento, sia nella direzione normale che di taglio.

Gomez-Masso e Attalla (1984) si avventurarono in uno studio estensivo per confrontare un'analisi dettagliata agli elementi finiti con diversi modelli semplificati e trovarono che, a meno di poche eccezioni, i metodi semplificati tendevano ad essere molto conservativi. Una ragione potrebbe essere che i metodi semplificati da loro usati sbagliavano a considerare l'interazione della struttura nel suolo, che è importante in questo caso.

I risultati di analisi non lineari della Metro di Los Angeles (1997) indicarono una distorsione strutturale superiore a quella dell'analisi free field, sebbene la precedente analisi lineare mostrasse distorsioni minori. Questo va a supporto della

assunzione che sia il comportamento non lineare della struttura, sia il contenuto in frequenza dell'ambiente free field contribuiscono alla distorsione strutturale.

Manoogian (1998) mostrò mediante uno studio parametrico che il movimento del terreno può essere molto amplificato dalla presenza di strutture sotterranee. Tuttavia, lo studio ipotizza che il terreno sia un semispazio elastico e che il rivestimento del tunnel sia elastico, limitandone quindi l'applicabilità, dato la significativa non linearità associata al comportamento del terreno e associata agli eventi di elevato movimento.

8. Analisi del progetto del sottopasso su viale Milton e viale Strozzi a Firenze

8.1 Indicazioni preliminari per lo sviluppo del progetto

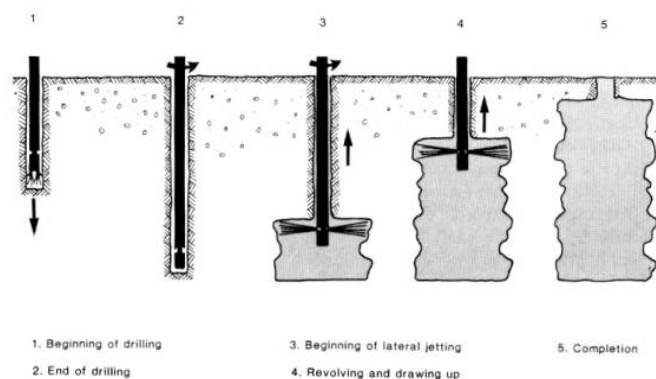
Il nuovo sistema di passaggi interrati del traffico veicolare di Via Strozzi e Via Milton a Firenze è pensato per dare libero passaggio alla tramvia della linea 3 in fase di esecuzione. La livellata dei passaggi interrati è stata decisa in accordo alle condizioni di traffico e di smaltimento delle acque, ma soprattutto al fine di rispettare le tubazioni di acquedotto presenti nel sottofondo di tale zona.

E' pertanto indispensabile progettare un tipo di esecuzione che consenta di superare agevolmente le difficoltà esecutive che si incontreranno sia per eventuali anomalie dei dati di progetto, sia per la ristrettezza della zona di franco fra gli assi dei sottopassi e il confinante torrente Mugnone.

La progettazione di tale importante opera richiede dunque metodi di analisi e di valutazione della sicurezza assai sofisticati, sia per la situazione finale, sia per le numerose fasi transitorie che si hanno durante la realizzazione degli scavi e la costruzione delle strutture interne.

Anche le tecnologie costruttive devono essere molto efficienti e consentire una elevata velocità di costruzione, in modo da ridurre i costi complessivi dell'opera e i fenomeni di deformazione del suolo che potrebbero danneggiare gli edifici in prossimità dello scavo.

La sequenza di operazioni prevede in prima istanza l'esecuzione dello scavo di preparazione del cantiere di lavoro; in una seconda fase si hanno due lavorazioni in avanzamento parallelo e precisamente l'esecuzione dei diaframmi e quella per la realizzazione dei trattamenti jet grouting che garantiscono l'impermeabilità e la resistenza del tappo di fondo scavo.



Si procede poi alla realizzazione di un piano di magrone, al posizionamento degli elementi prefabbricati della copertura dei tunnel e al getto della soletta collaborante integrativa che completa la costruzione della parte superiore dei tunnel.

Si passa infine allo scavo del terreno sottostante la copertura e alla realizzazione della soletta di fondo ove verrà costruito il pacchetto stradale. Su tale soletta di fondo trova vincolo la parete verticale che viene gettata fino a stringere la copertura superiore, formando così un elemento tubolare chiuso.

Il calcolo delle sollecitazioni negli elementi strutturali (diaframmi, travi di contrasto, terreno consolidato di fondo) deve tenere conto della natura non lineare del problema e della fase transitoria.

La costruzione della struttura interna allo scavo inizia a partire dal fondo scavo raggiunto a -11m dal piano di campagna nel punto più profondo. Da tale punto si procede ricostruendo la struttura in calcestruzzo verso l'alto e realizzando l'impermeabilizzazione dell'opera sul fondo dello scavo mediante soletta di calcestruzzo e lastre di bentonite sodica. Per quel che riguarda l'impermeabilizzazione delle pareti, si fisserà ai diaframmi stessi un foglio di bentonite sodica che verrà poi tenuto compresso dal successivo getto della parete corrugata in calcestruzzo

Per quel che riguarda la soletta di fondo essa sarà composta di due parti: un getto inferiore di livellamento dello scavo, ed un getto superiore strutturale atto a fornire supporto al piano viario. All'interno del getto inferiore e per tutta la superficie delle palancole a contatto con il getto verrà inserita una lastra di bentonite sodica fortemente espansiva e a bassissima permeabilità. Con tale sistema l'isolamento dall'acqua viene realizzato dal materiale elasticizzato ed espanso dall'acqua, che forma uno strato di porosità infinitesima.

Il getto della soletta di fondo viene eseguito al di sopra dello strato di iniezioni jet compatte eseguite a fondo scavo per realizzare il tappo alla risalita dell'acqua. In conclusione, il fondo dello scavo si compone di tre strati: strato di compattazione del terreno con trattamenti jet, soletta di contenimento della lastra di impermeabilizzazione, soletta strutturale ancorata alle pareti verticali.

Una volta completata la soletta inferiore, si dispone la gabbia di armatura verticale e si realizza la cassaforma che serve a gettare la parete verticale. Si procede con il

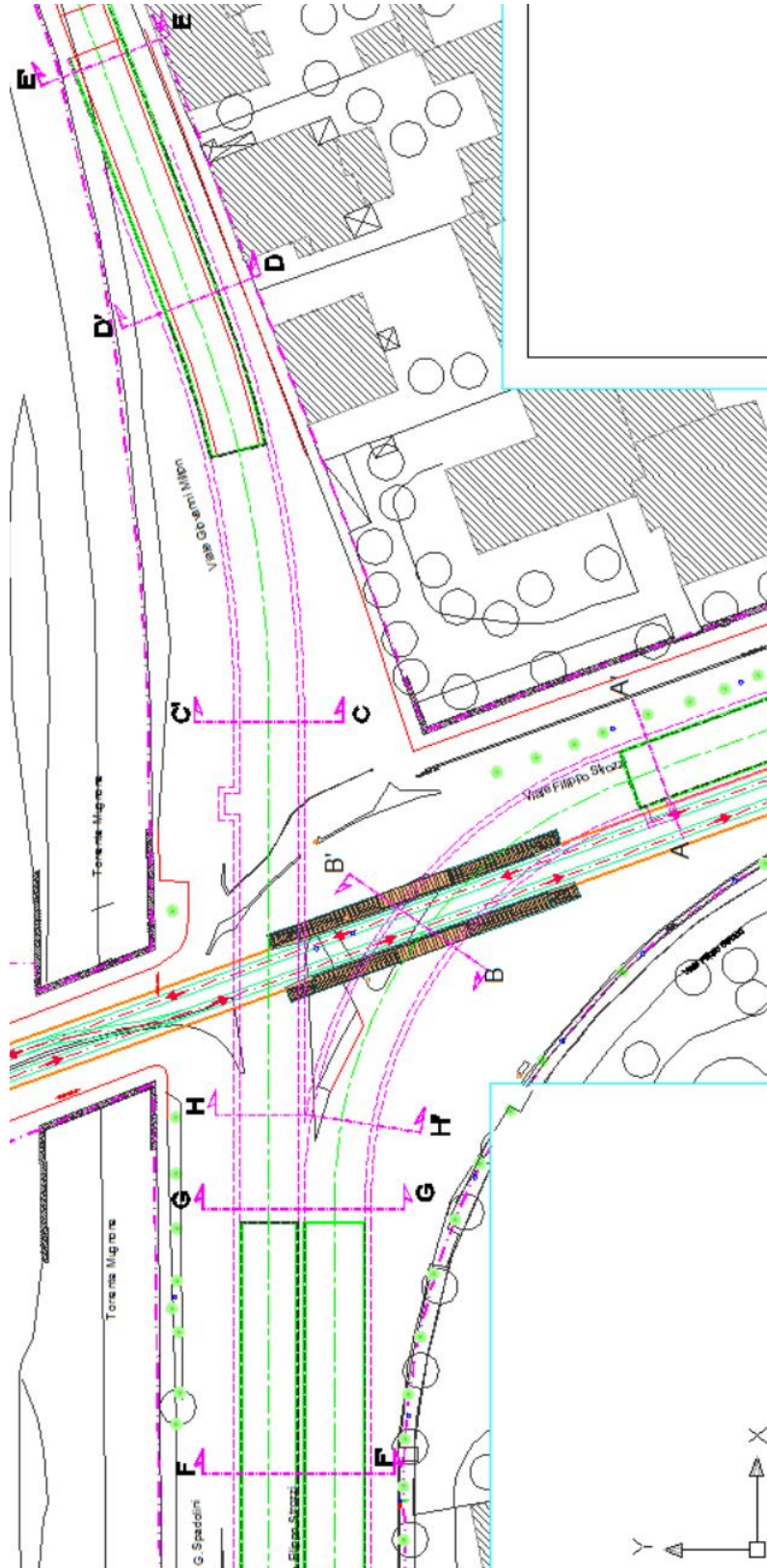
getto della parete verticale per lunghezze intervallate da giunti di dilatazione protetti con water stop di bentonite sodica.

Nel progetto definitivo sono state introdotti numerosi miglioramenti e aggiunte che rendono il risultato finale previsto dal progetto assai migliore e meno costoso del progetto preliminare.

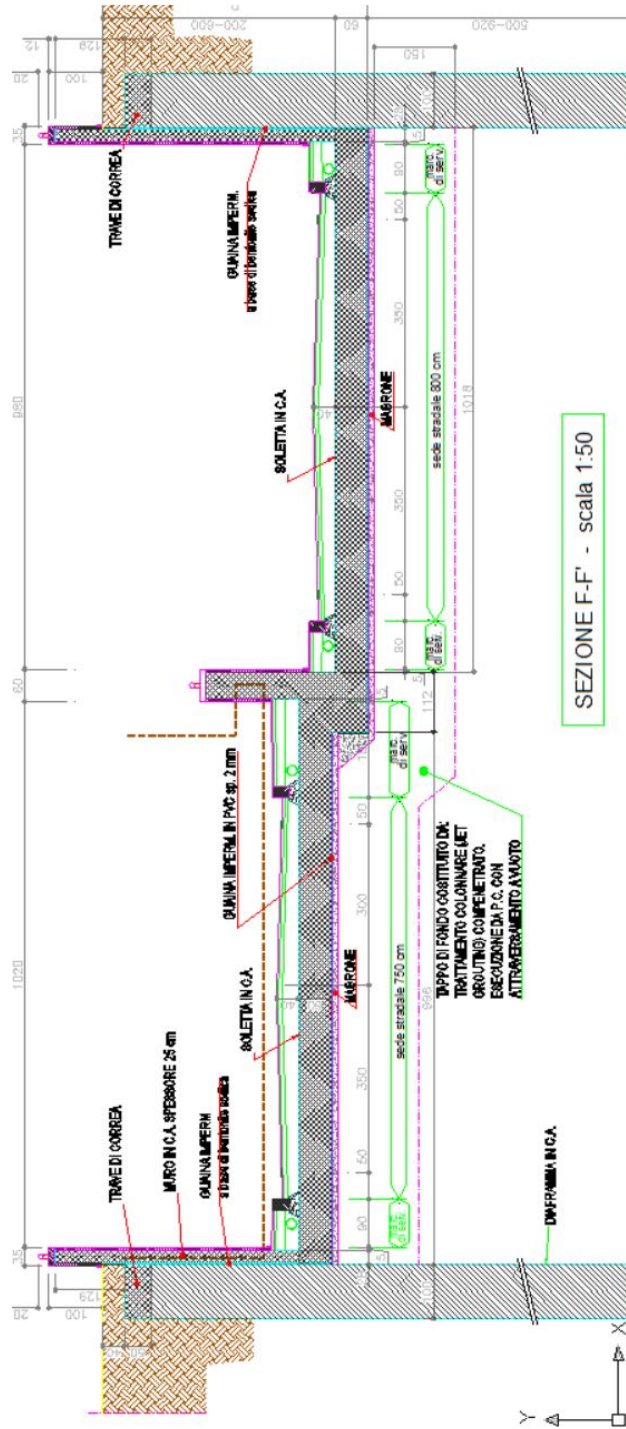
Si propone:

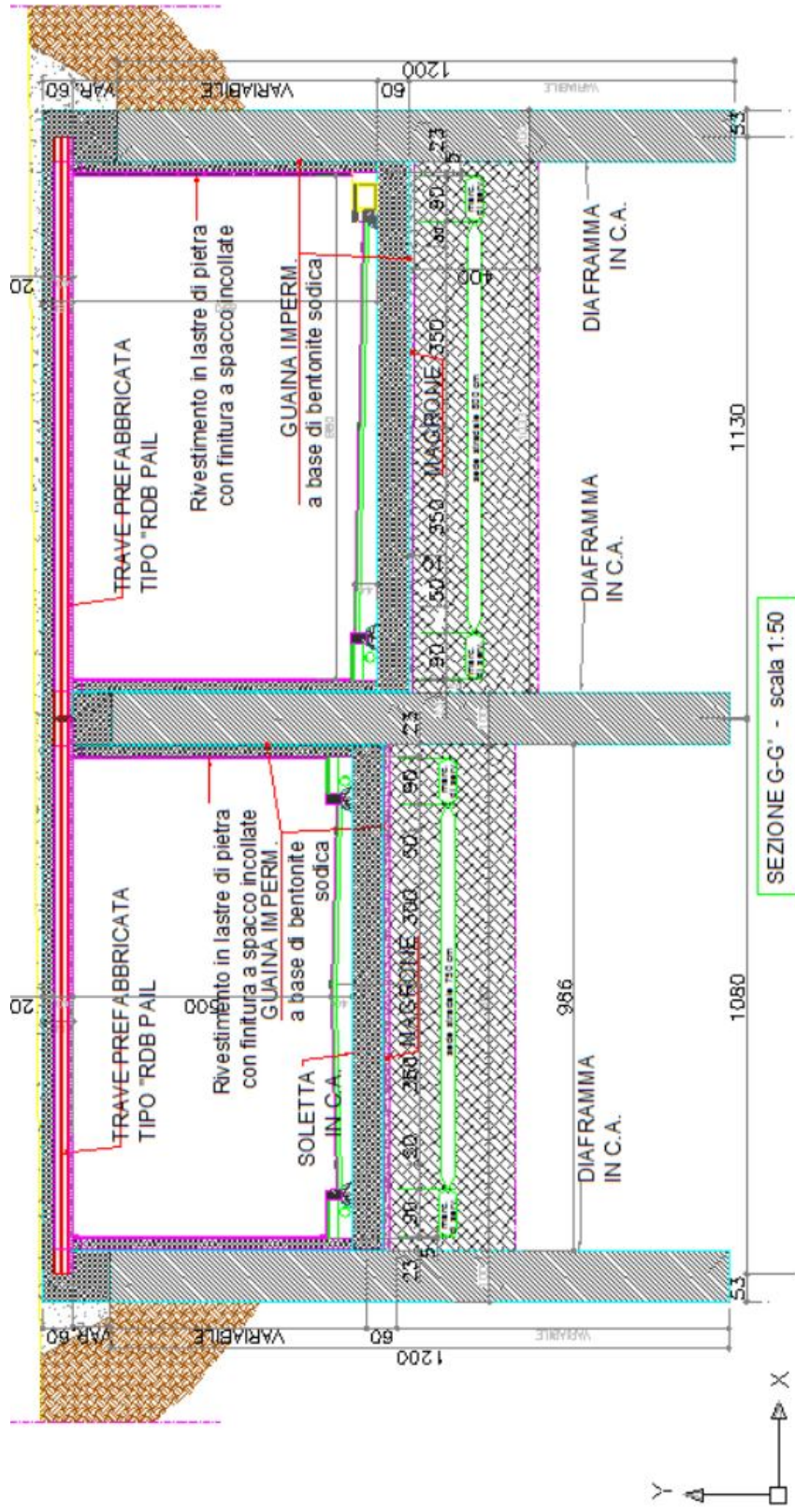
- a) La presenza del tappo in jet grouting consente realmente la possibilità di movimento e manovra dei mezzi di cantiere e rende pertanto possibile l'intervento di scavo in galleria con soletta tipo Milano previsto in progetto e adottato anche nella presente proposta.
- b) Poiché l'esecuzione del tappo di fondo richiede la perforazione dalla quota strada, e nel sito potrebbero essere presenti reperti archeologici che andrebbero distrutti, si è previsto di installare il cantiere di perforazione e infissione delle palancole dopo aver eseguito uno scavo preliminare di 2,0 – 3,0 m di profondità non solo utile alla gestione del cantiere ma anche indispensabile per eseguire una verifica della presenza di reperti archeologici interessanti da recuperare prima di iniziare i lavori.
- c) Nella soletta di fondo della stazione e del tunnel è stato previsto un isolamento dall'acqua di falda mediante lastre di bentonite sodica all'interno di una soletta in calcestruzzo. A causa della complessità del cantiere, questa è l'unica soluzione in grado di assicurare un reale isolamento dall'acqua.

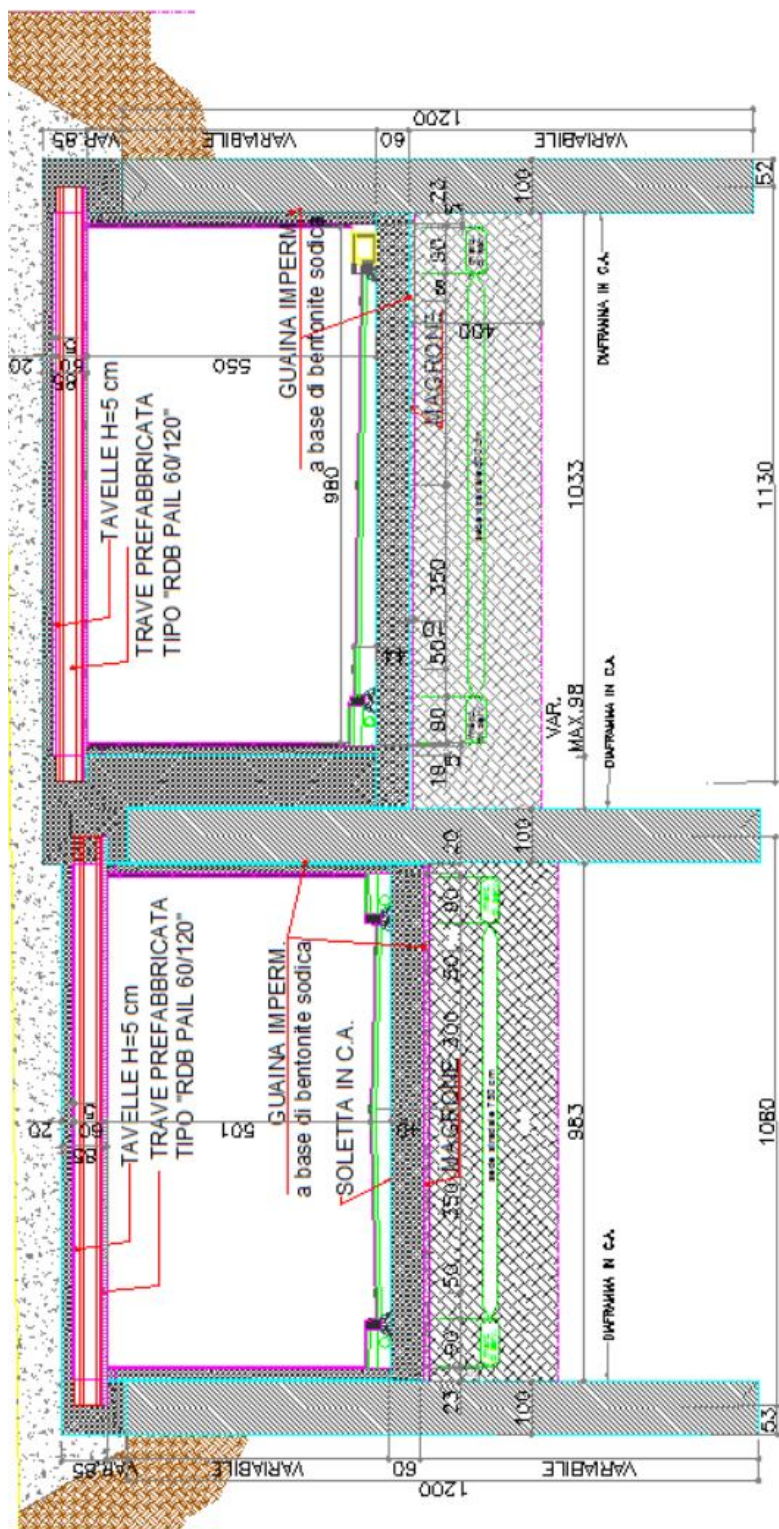
8.2 Planimetria



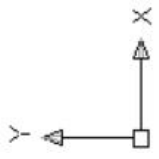
8.3 Sezioni significative

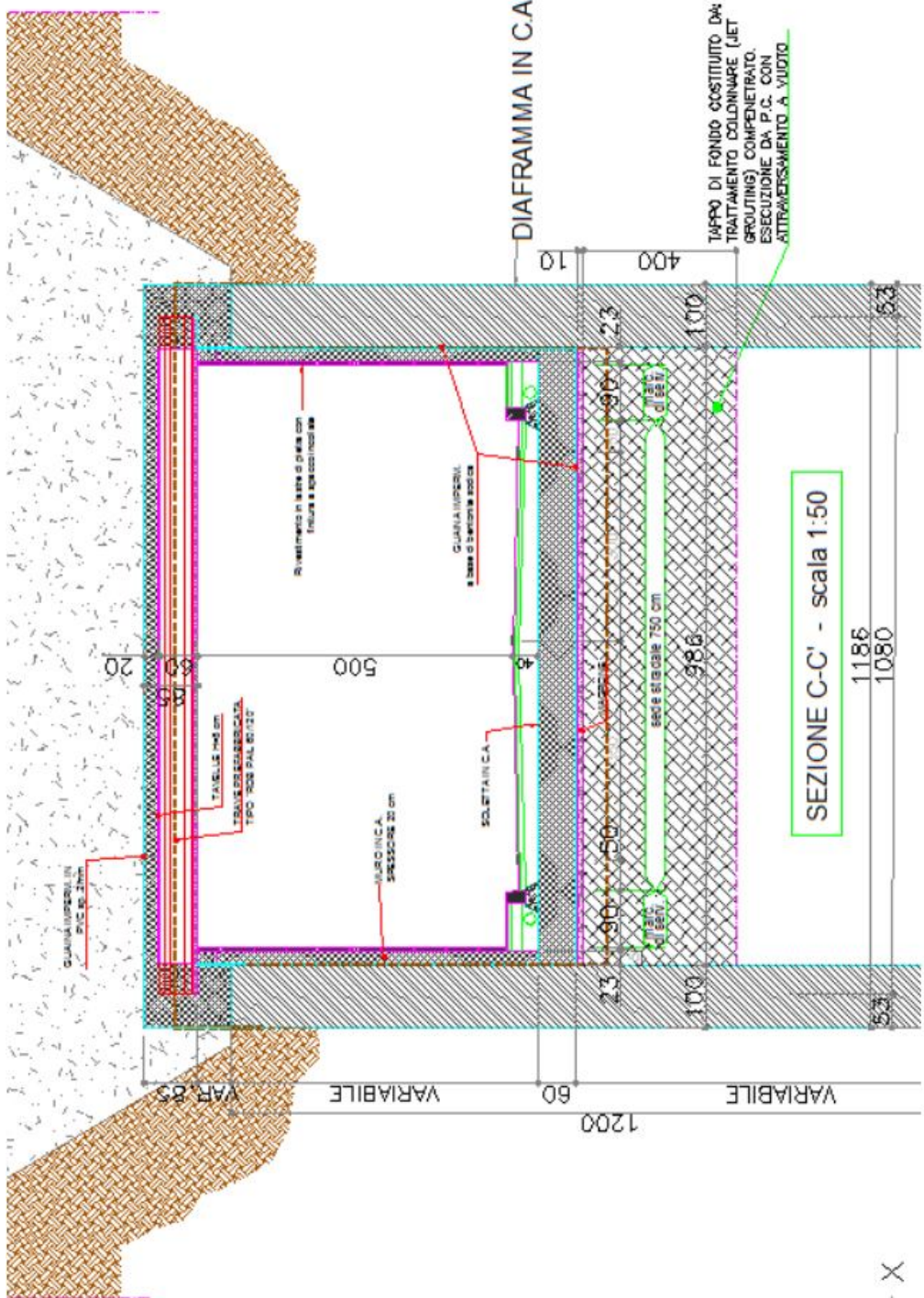






SEZIONE HH' - scala 1:50

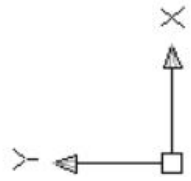


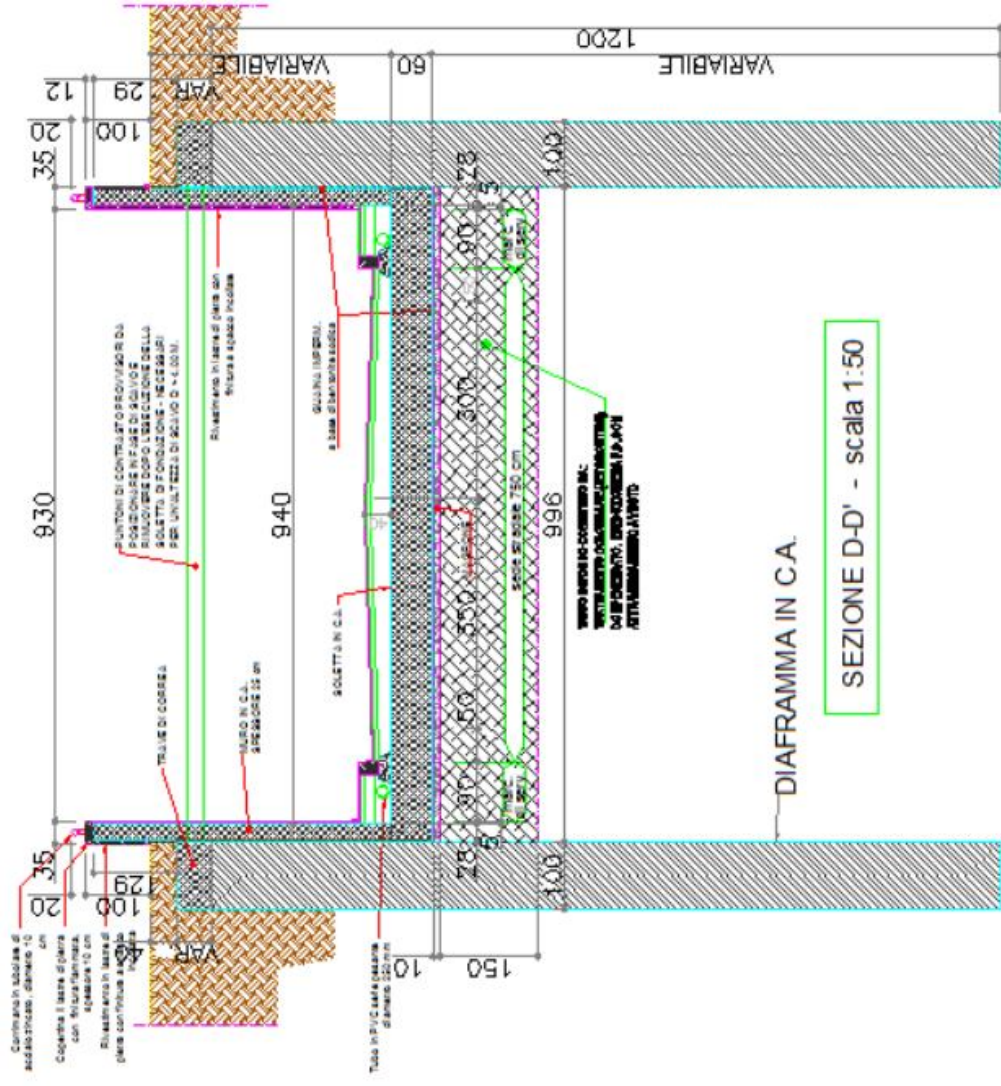


DIAFRAMMA IN C.A.

TAPPO DI FONDO COSTITUITO DA TRATTAMENTO COLONNARE (JET GROUTING) COMPENETRATO ESECUZIONE DA P.C. CON ATTRAVERSAMENTO A VIUOTO

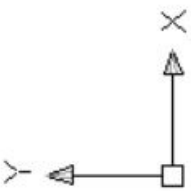
SEZIONE C-C' - scala 1:50

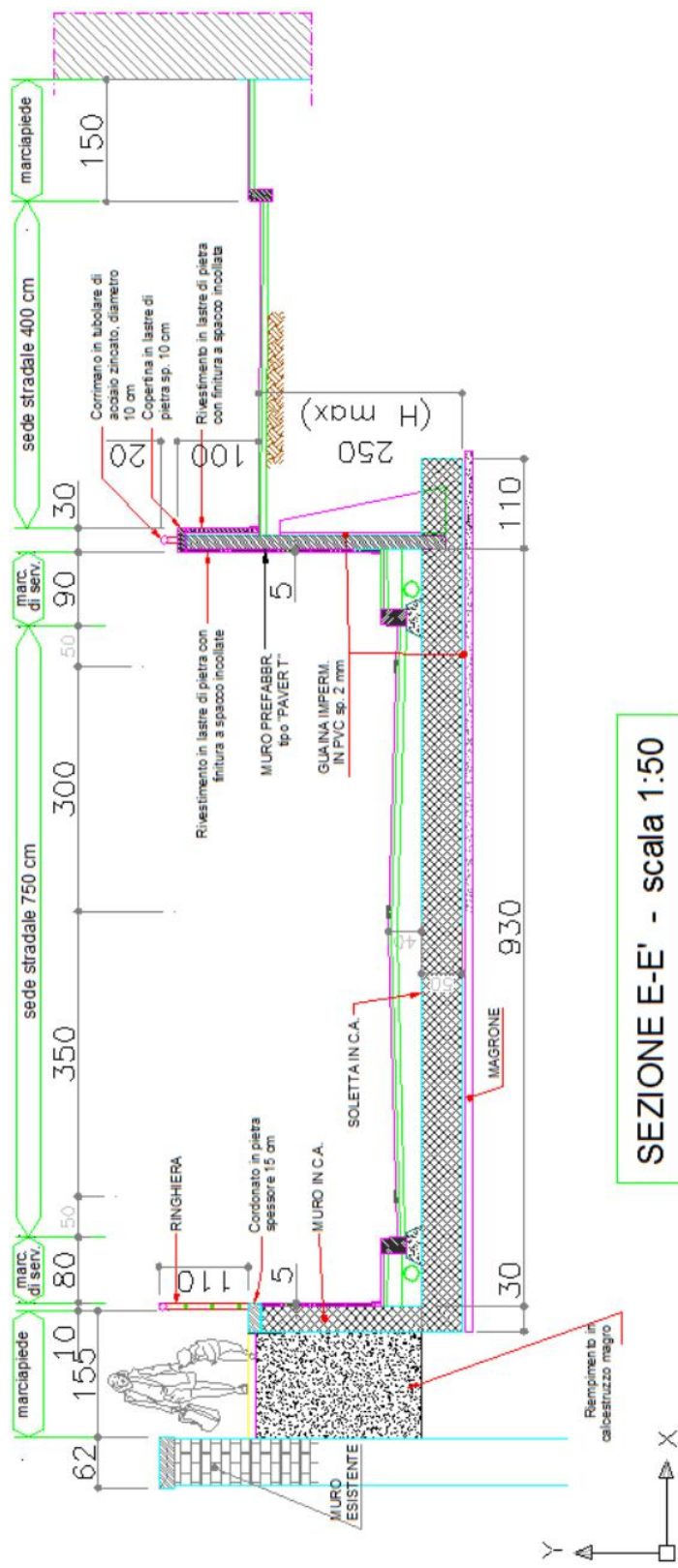




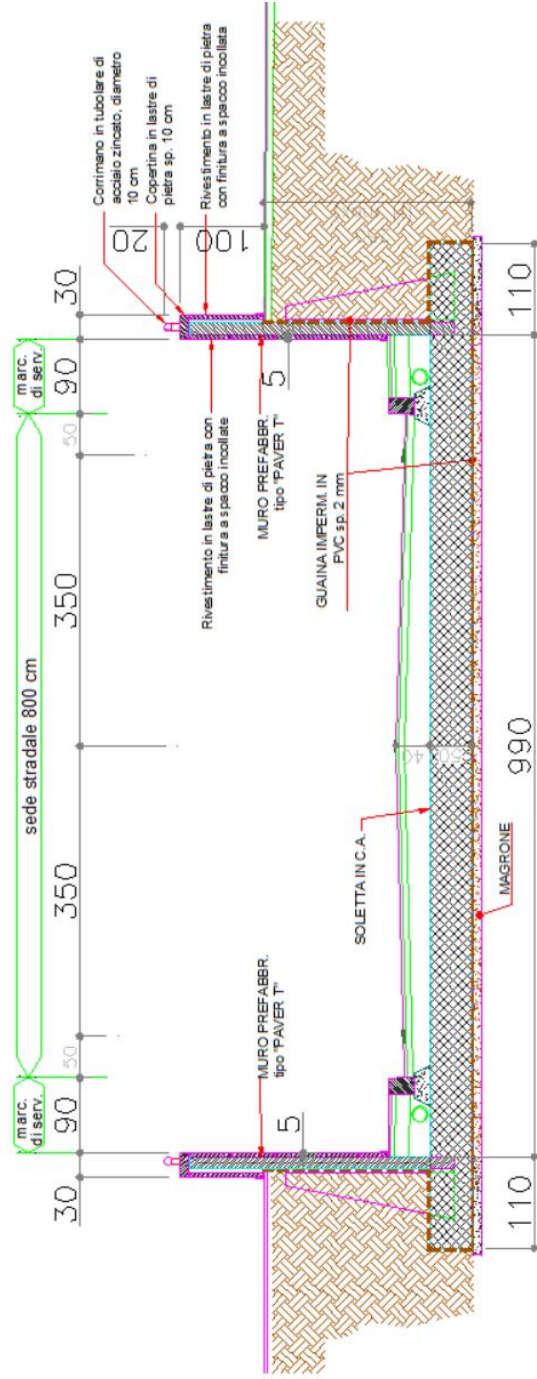
DIAFRAMMA IN C.A.

SEZIONE D-D' - scala 1:50

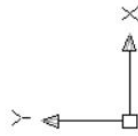




SEZIONE E-E' - scala 1:50



SEZIONE A-A' - scala 1:50



8.4 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

Specifiche indagini, in sito e in laboratorio, devono permettere la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce, con particolare riguardo all'eventuale potenzialità di comportamento spingente e/o rigonfiante, alle disomogeneità e, in generale, a tutti i fattori di scala d'interesse.

Deve inoltre essere accertato il regime delle pressioni interstiziali e l'eventuale presenza di moti di filtrazione.

Il modello geotecnico deve evidenziare le zone omogenee dal punto di vista fisico-meccanico e deve rappresentare il regime delle pressioni interstiziali nei terreni e nelle rocce interessate dallo scavo.

Nel caso in cui la progettazione facesse riferimento al "metodo osservazionale", indagini e prove integrative possono essere svolte in corso d'opera, purché previste in progetto.

Sulla base del modello geotecnico del sottosuolo, il progetto deve comprendere la previsione quantitativa degli effetti direttamente indotti dagli scavi al contorno della cavità e in superficie, con riferimento in particolare a scavi e gallerie poco profonde in ambiente urbano, da cui deve derivare la scelta del metodo e delle tecniche di scavo e degli eventuali interventi di miglioramento e rinforzo.

L'adozione di interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce per garantire o migliorare la stabilità globale e locale dell'opera deve essere adeguatamente motivata, così come deve essere giustificato e illustrato il dimensionamento di tali interventi

8.4.1 Indagini geognostiche eseguite a supporto della progettazione

Facendo riferimento alla planimetria lo studio è stato caratterizzato dalle seguenti indagini:

- **n° 3 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino a m 30** dal p.c. attuale (S1, S2 ed S3) con prelievo di campioni indisturbati, prove SPT e di permeabilità in avanzamento. Tutte e tre le verticali sono state attrezzate con piezometri a tubo aperto con base alla profondità di metri 16 dal piano campagna attuale. Prima della realizzazione dei piezometri è stata redatta la necessaria comunicazione alla Provincia di Firenze ai sensi del R.D. 1775/1933 e dell'art. 53

del Regolamento Provinciale per la concessione dei Beni al Demanio Idrico (Delibera198 del 2006).

• **prove geotecniche di laboratorio su campioni indisturbati** rappresentativi quali:

Proprietà indice

Limiti di Atterberg

Granulometria

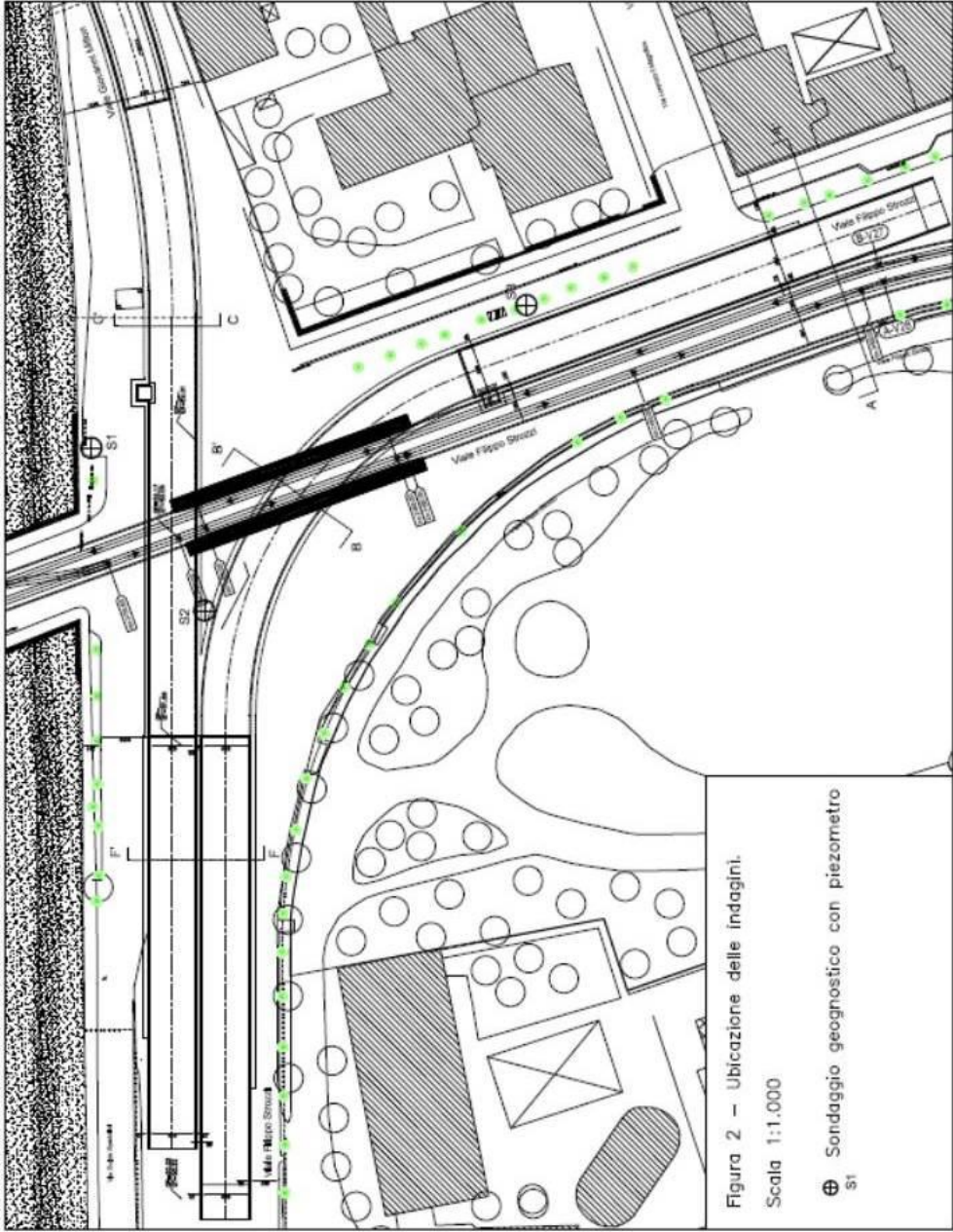
Prove triassiali di tipo UU e CIU

Taglio lento consolidato drenato

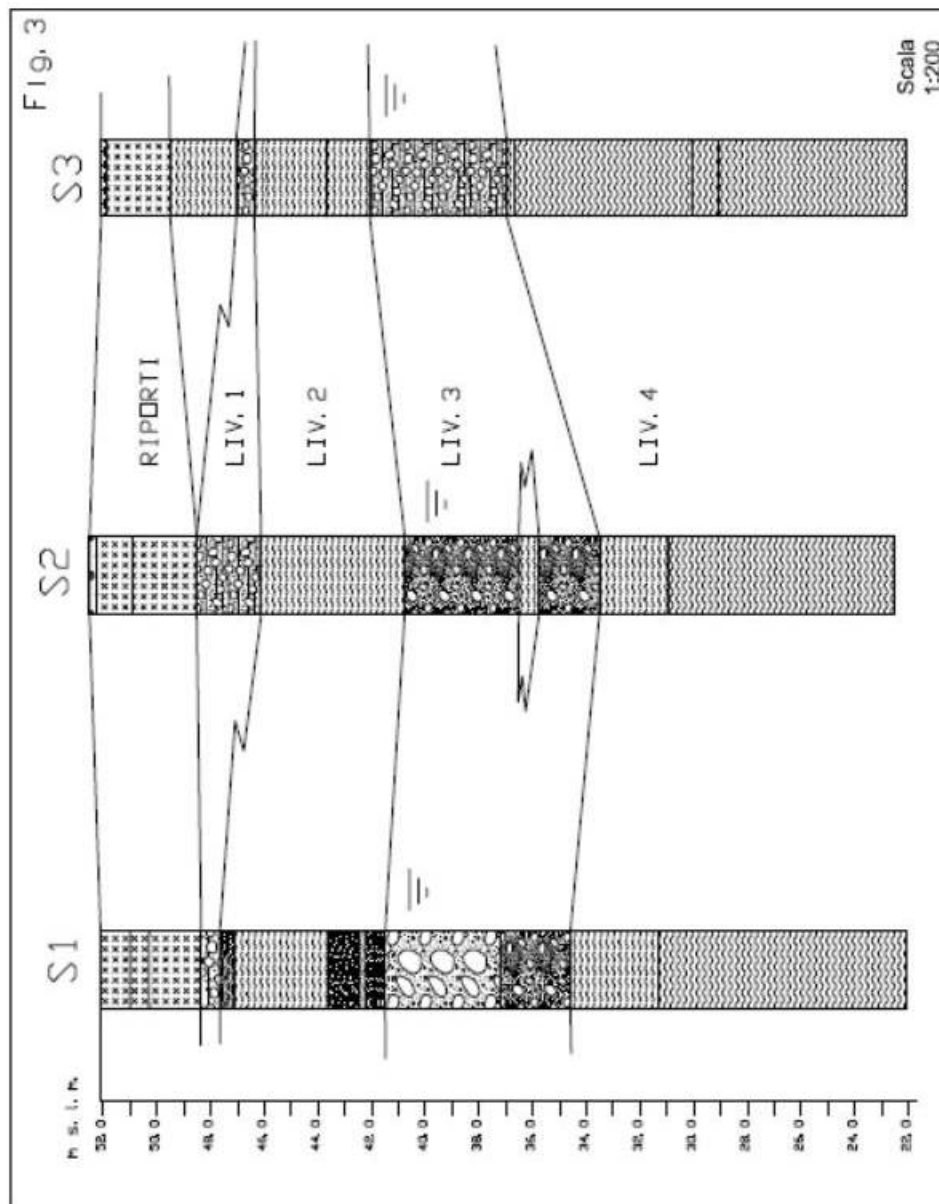
Espansione laterale Libera

Prove edometriche con determinazione dei cedimenti nel tempo

Le indagini in sito sono state eseguite dalla ditta **TECNA di Arezzo**; quelle di laboratorio dalla **ELLE TI** di Firenze.



8.4.2 Modello stratigrafico locale



Le stratigrafie dei seondaggi geognostici hanno consentito la ricostruzione della successione stratigrafica presentata nella sezione in figura.

	PROFONDITÀ (m dal p.c.)	DESCRIZIONE LITOLÓGICA
RIPORTI	0-2.6/4.0	Materiali catterizzati prevalentemente da elementi litoidi e laterizio in matrice prevalentemente limoso sabbiosa e/o argillosa. Spesso alla base sono stati

		incontrati passaggi destrutturati che potrebbero essere ricondotti ad un rimaneggiamento antropico.
DEPOSITI FLUVIALI RECENTI		
(Livello 1)	2.6/4.0 – 4.5/6.4	Limi sabbiosi argillosi con piccoli clasti da spigolosi a subarrotondati (dimensioni medie: $\phi = 1$ cm) in percentuale generalmente < 30%.
(Livello 2)	4.5/6.4 – 10.0/11.75	Limi argillosi e/o argille limose color marrone, con intercalazioni massimo decimetriche di limi sabbiosi
(Livello 3)	10.0/11.75 - 15.1/19.0	Ghiaie e sabbie sub-arrotondate (dimensioni medie $\phi = 1-2$ cm; ϕ max >10 cm) con matrice limoso argillosa; la matrice tende ad aumentare con la profondità fino a valori del 50%-70%.
DEPOSITI LACUSTRI		
(Livello 4)	15.1/19.0 – 30.0	Argille limose prevalenti, inglobanti concrezioni calcaree autigene color marrone al tetto, passanti in basso a grigio azzurro.

8.4.3 Condizioni piezometriche

Per lo studio delle condizioni piezometriche locali sono stati sfruttati i fori dei sondaggi geognostici tutti realizzati con la tecnica del carotaggio continuo.

Prima della realizzazione dei piezometri è stata redatta la necessaria comunicazione alla Provincia di Firenze ai sensi del R.D. 1775/1933 e dell'art. 53 del Regolamento Provinciale per la concessione dei Beni al Demanio Idrico (Delibera 198 del 2006).

Per la perforazione è stata utilizzata una sonda carotatrice con diametro del carotiere di mm 101 e tubazione di rivestimento di mm 127, con circolazione di acqua chiara; il diametro delle tubazioni (in PVC) utilizzate per i piezometri è stato di 5 cm.

Per il posizionamento dei filtri sono state rispettate le indicazioni presenti nella normativa vigente a proposito della tutela delle risorse idriche; in particolare sono state intercettate unicamente le acque della sola falda freatica, contenuta

all'interno delle ghiaie e sabbie dei depositi fluviali recenti (vedi paragrafo precedente) con modalità di realizzazione atte a scongiurare la possibilità di mettere in comunicazione eventuali livelli acquiferi diversi presenti nel sottosuolo dell'area in esame. Tutti i piezometri sono protetti in testa da adeguato pozzetto metallico di protezione dotato di lucchetto.

Nella tabella seguente sono riportate le letture eseguite nel periodo delle indagini, unitamente alla quota della testa delle strumentazioni, oggetto di specifico rilievo altimetrico.

	S1 (+52.13 m s.l.m.)		S2 (+52.56 m s.l.m.)		S3 (+51.81 m s.l.m.)	
DATA	m dal p.c.	m s.l.m.	m dal p.c.	m s.l.m.	m dal p.c.	m s.l.m.
25/07/2008	11.5	40.63	12.61	39.95	10.6	40.58
10/09/2008	11.85	40.28	12.9	39.66	10.8	40.38

Le misure confermano la presenza della falda freatica all'interno delle ghiaie e sabbie depositate dal fiume Arno e che costituiscono il corpo idrico principale; i dati sono in accordo con il quadro conoscitivo generale del comune di Firenze che indica per questa zona profondità comprese fra 39 e 40 m s.l.m.

Le osservazioni dirette eseguite durante la perforazione, in corrispondenza dei fermi cantiere significativi, hanno evidenziato la presenza di acqua a profondità comprese tra 4,5 e 6 m dal p.c., a causa della funzione alimentatrice esplicata dal Torrente Mugnone nei confronti sostanzialmente del livello superficiale dei Limi sabbioso argillosi con piccoli clasti (livello 1).

Il livello dei Limi argillosi e/o argille limose sottostante (livello 2), a causa della ridotta permeabilità, è invece in grado di garantire una efficace separazione con la falda freatica.

8.4.4 Condizioni di permeabilità

Nel corso della perforazione, allo scopo di meglio definire i meccanismi della circolazione idrica, sono state eseguite prove di permeabilità in avanzamento, i cui risultati sono sintetizzati nella tabella seguente.

La prova eseguita nel livello 1 non ha fornito differenziazioni significative rispetto a quella del livello 2 a causa della elevata presenza di matrice limoso-argillosa; tuttavia misurazioni di livello eseguite nel corso della perforazione hanno evidenziato la presenza di acqua in corrispondenza del sondaggio S1 alla quota di scorrimento del Mugnone, favorita anche dall'elevato spessore di materiali di riporto grossolani.

Sondaggio	Tratto di prova (m)	Livello	Permeabilità (m/s)
S1	10.5 – 11.3	3	$1.3 \cdot 10^{-5}$
S2	6.0 – 6.4	1	$2.9 \cdot 10^{-7}$
S3	7.5 – 8.5	2	$1.7 \cdot 10^{-7}$

8.4.5 Campo di variazione dei principali parametri geotecnici

Livello	γ (kN/mc)	C_u (kPa)	ϕ'	c' (kPa)	E (kPa)
1-2	19.9 – 20.2	129 – 155	24- 29	17	9615 - 11642
3	20	-	-	-	26331 - 37188
4	20.1 – 20.5	149 – 213	22 – 25	20	8125 - 12438

8.4.6 Classificazione sismica dell'area

Con la pubblicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003 ("*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*") e successive, vengono stabiliti nuovi criteri generali per l'individuazione e la classificazione delle zone sismiche all'interno del territorio nazionale. Tale classificazione, che va a sostituire interamente le precedenti (decreti fino al 1984), definisce ciascuna zona sulla base dei valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con la probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Con successiva Deliberazione n. 431 del 19/06/06, la G.R.T. ha proposto una nuova classificazione del territorio regionale secondo lo schema seguente:

ZONA	a_g/g
2	0.25
3s	0.25
3	0.15
4	0.05

Secondo tale proposta, il Comune di Firenze ricade in zona 3s.

8.5 Analisi dei carichi

8.5.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti sono relativi ai pesi delle solette strutturali, del terreno e delle opere tramviarie che vengono realizzate nelle zone dei sottopassi. I carichi in questione valgono:

- Impalcato prefabbricato tipo “PAIL 60/120” e soletta di 20 cm.:
10,0 kN/m²
- Terreno (s = 0,65 m):
0,65 · 19 = 12,3 kN/m²
- Terreno (s = 2,90 m):
2,90 · 19 = 55,0 kN/m²
- Pacchetto stradale e sovrastruttura tramvia:
0,5 · 22 = 11,0 kN/m²

Il carico composto dei vari contributi viene introdotto nei modelli ad elementi finiti attraverso differenti procedimenti. Per quel che attiene al peso proprio delle strutture, questo è assegnato attraverso l’indicazione della direzione di azione della gravità. Per quel che riguarda il terreno di copertura delle solette, anch’esso è introdotto mediante masse non strutturali alle quali è applicata l’accelerazione di gravità. Ciò consente di assegnare tali masse anche nel caso di azioni sismiche orizzontali definite mediante un’accelerazione orizzontale equivalente.

Per quel che riguarda infine i carichi delle sovrastrutture, essi sono assegnati con carichi uniformemente distribuiti sulle solette in questione.

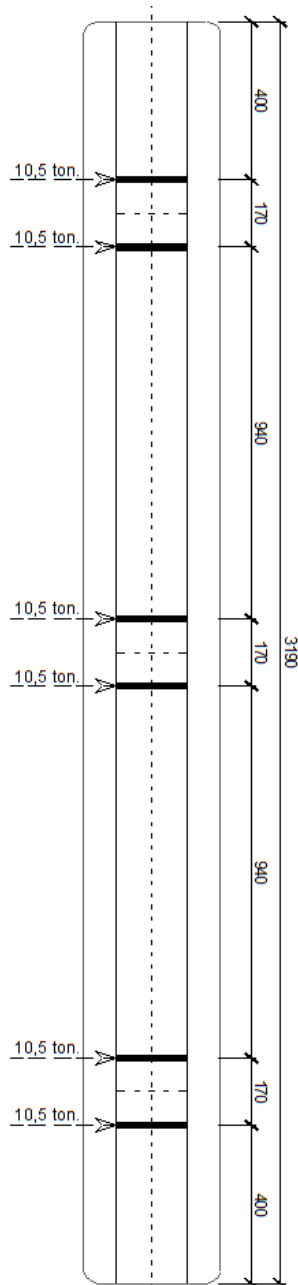
8.5.2 Sovraccarichi variabili

- Carico tramvia

I carichi accidentali dovuti al peso della tramvia a pieno carico è stato calcolato considerando una carrozza avente le caratteristiche riportate nella seguente immagine.

Le principali caratteristiche del treno rappresentato nella successiva immagine sono le seguenti:

- lunghezza: 31,90 m
- numero assi: 6
- carico per asse: 105 kN



Una carrozza a pieno carico ha un peso complessivo pari a 630,0 kN. Considerando un carico distribuito equivalente, Il sovraccarico accidentale per ciascuna linea tranviaria risulta quindi pari a:

$$q_{1,t} = 630/31,90 = 19,75 \text{ kN/m}$$

La composizione dei treni può essere realizzata mediante un accoppiamento di massimo due carrozze per un lunghezza totale di 63,8 m.

- Incremento dinamico carico tramvia

Per tenere conto degli effetti dinamici l'entità dei carichi mobili viene maggiorata moltiplicandola per il coefficiente di incremento dinamico calcolato impiegando la normativa ferroviaria attualmente vigente (Norme FF.SS.: "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari").

Viene applicata la seguente formula approssimata.

$$\Phi = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi} - 0,2}} + 0,73 = 1,31 \cong 1,4$$

Dove $L_{\Phi} = 15,5\text{m}$. Si ricava quindi il seguente carico tramviario amplificato con il coefficiente dinamico.

$$Q_{1,t} = \Phi \cdot q_{1,t} = 1,4 \cdot 19,75 = 27,65 \text{ kN/m}$$

Carico stradale

Sono stati considerati i seguenti carichi mobili stradali, in contemporaneo passaggio insieme al tram sulle due linee parallele:

Figura: – Carico da tramvia

$q_{1,a}$ → mezzo convenzionale da 600 kN a tre assi aventi le caratteristiche indicate nel seguente schema.

$q_{1,b}$ → carico ripartito pari a 30 kN/m disposto ai fini del calcolo delle strutture principali lungo l'asse di una corsia di ingombro.

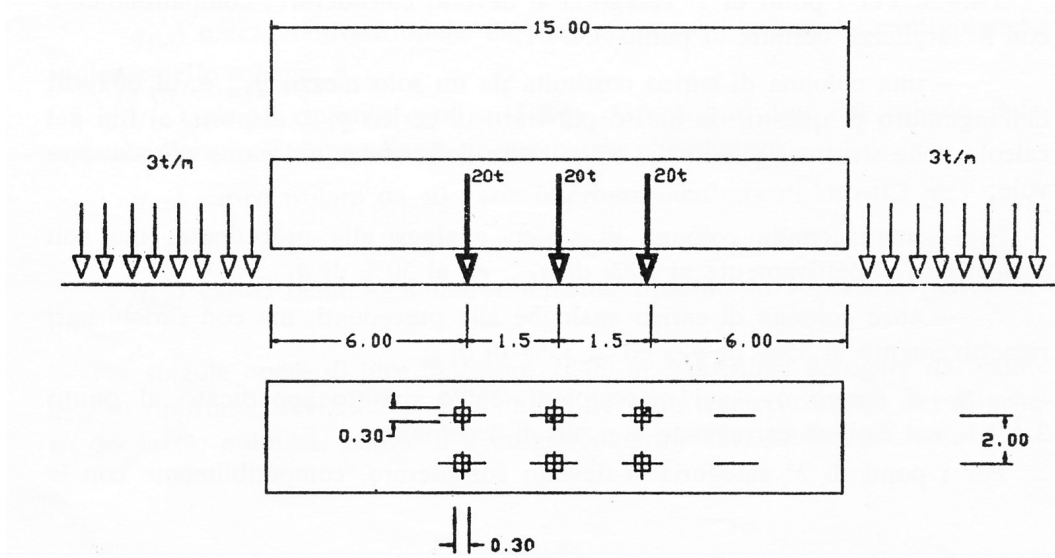


Figura 6: Schema della colonna di carichi per la verifica di ponti stradali

Tali carichi mobili vengono applicati all'impalcato secondo lo schema riportato nel seguente capitolo.

- Incremento dinamico carico stradale

Per tenere conto degli effetti dinamici l'entità dei carichi mobili viene maggiorata moltiplicandola per il coefficiente di incremento dinamico calcolato impiegando la normativa stradale attualmente vigente (DM 04.05.1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali").

Viene applicata la seguente formula, con la luce teorica $L = 15,5m$.

$$\Phi = 1,4 - \frac{(L - 10)}{150} = 1,36 \cong 1,4 \quad \text{dove}$$

Si ricava quindi il seguente carico stradale amplificato con il coefficiente dinamico.

$$Q_{1,b} = \Phi \cdot q_{1,b} = 1,4 \cdot 3000 = 4200 \text{ kg/m.}$$

8.5.3 Spinta del terreno

La spinta del terreno viene calcolata in automatico dal programma PARATIE in funzione delle caratteristiche dei terreni inserite nei modelli di calcolo. La spinta attiva e passiva sono calcolate con le formule di Coulomb dell'equilibrio limite, aggiungendo o sottraendo la pressione neutra dell'acqua.

Per quel che riguarda il modello tridimensionale, si è assegnata la spinta attiva del terreno assumendo una pressione dipendente dalla quota verticale Z secondo la relazione di Coulomb assumendo un coefficiente di spinta attiva pari a 0,4 e un peso di terreno pari a 19 kN/m^3 . Nel caso di presenza di acqua si è assunto un peso di terreno immerso pari al 60% di tale valore e la spinta idrostatica dell'acqua fino alla quota di -6,0 dal piano di campagna, corrispondente al tappo argilloso individuato dalla relazione geotecnica.

8.5.4 Azioni del sisma

Con riferimento al DM 14/01/2008 NTC si calcolano le azioni sismiche sulle opere di sostegno con azioni statiche equivalenti applicate alle masse delle parti in calcestruzzo e alle quote di terreno che si considerano attive rispetto al movimento orizzontale.

In accordo alla relazione geotecnica si è assunta una accelerazione sismica di picco pari a $0,20g$ a livello dello strato di bedrock, con distribuzione linearmente crescente da una profondità di -15 m dal piano di campagna fino in superficie.

Per quanto attiene alle masse strutturali, esse sono state integralmente considerate nelle forze sismiche. Per quel che riguarda il terreno, esso è invece stato considerato attraverso le masse non strutturali per una quota del 50% rispetto al totale. In tal modo si è introdotta in forma semplificata l'interazione dei sottopassi con il terreno adiacente contenuto nelle zone di partecipazione alla spinta attiva.

In particolare le accelerazioni orizzontali saranno calcolate a partire dal valore base previsto dalla relazione geotecnica, applicando i fattori α e β che introducono l'effetto di riduzione del tipo del terreno nella trasmissione del movimento a partire dal bedrock, e l'azione efficace sulle strutture di sostegno in funzione dello spostamento che si verifica in testa.

Al fine di ottenere uno stato di sicurezza compatibile con il tipo di struttura e la sua classe di importanza, si fissa uno spostamento in testa alle strutture di sostegno non superiore al 5‰ dell'altezza libera della paratia stessa.

In accordo a tale determinazione, entrando nei diagrammi di figura 8 e 9, fissata una profondità di imposta di 15 m, un terreno di tipo B, e uno spostamento di circa 0,035 m, si ottiene un valore di α pari a 1,0 e un valore di β uguale a 0,5.

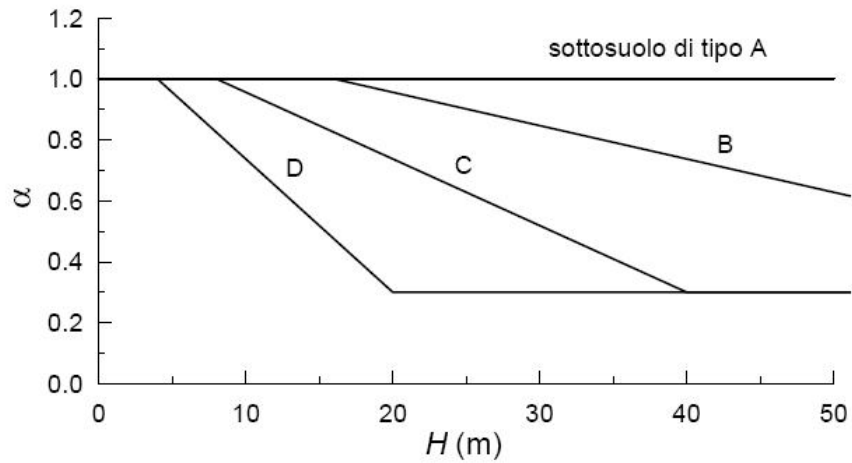


Figura 7 – Fattore di smorzamento del terreno

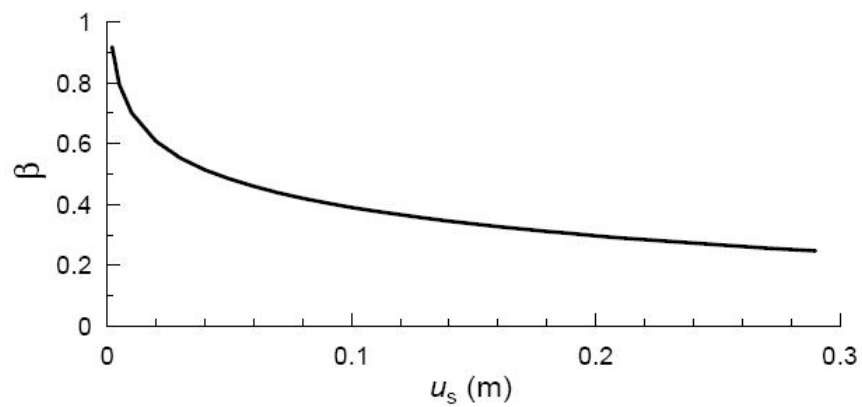


Figura 8 – Fattore di duttilità della paratia

8.6 Combinazione delle azioni

8.6.1 Condizioni di Carico

Per le verifiche di resistenza delle palancole e per la verifica di stabilità del complesso terreno-palancola si è fatto riferimento alle condizioni di carico elencate nei paragrafi che seguono.

<i>AZIONE</i>	<i>scavo</i>	<i>terreno</i> + <i>acqua</i>	<i>ricarico</i> <i>soletta</i>	<i>esercizio</i> <i>tramvia</i>	<i>Sisma</i> + <i>X</i>	<i>Sisma</i> - <i>X</i>	<i>Sisma</i> + <i>Y</i>	<i>Sisma</i> - <i>Y</i>
<i>Peso proprio</i>	0,000	1,350	1,350	1,350	1,000	1,000	1,000	1,000
<i>Spinta del terreno</i>	1,350	0,800	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
<i>Spinta dell'acqua</i>	0,000	1,300	1,000	1,000	0,500	0,500	0,500	0,500
<i>Carico sulle solette</i>	0,000	0,000	1,500	1,300	1,000	1,000	1,000	1,000
<i>Effetto del tram</i>	0,000	0,000	0,000	1,500	0,000	0,000	0,000	0,000
<i>Sisma direzione X</i>	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000	- 1,000	0,000	0,000
<i>Sisma direzione Y</i>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000	- 1,000

Tabella: *Fattori di amplificazione dei carichi per lo stato limite ultimo di progetto.*

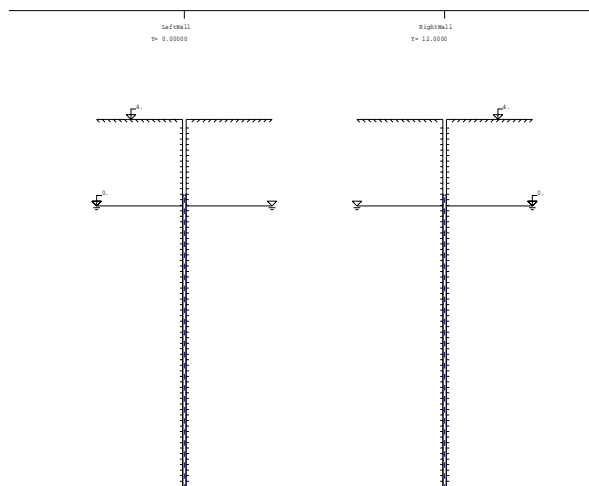
I coefficienti di sicurezza sono stati fissati in accordo al Testo Unitario delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, per quanto previsto ai punti 1, 2, 7 e 11.

In particolare per i carichi variabili si è fissato un coefficiente di sicurezza parziale di 1,50, per le spinte del terreno e dell'acqua, con riferimento al modello A1-M1-R1 o A2-M2-R2 si sono assunti coefficienti di sicurezza pari a 1,35 per le azioni sfavorevoli e 1,00 per quelle favorevoli.

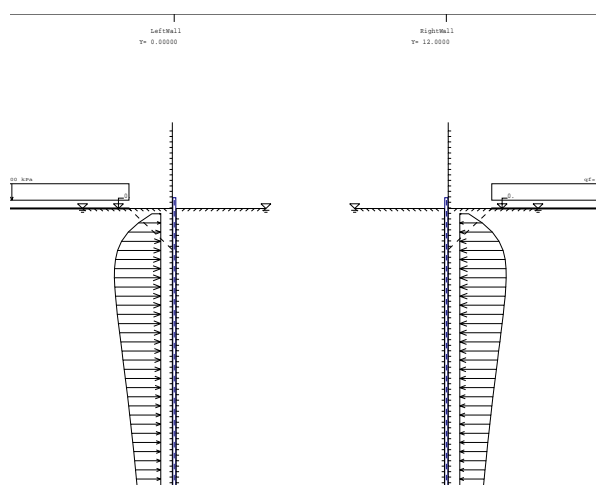
Nel caso delle combinazioni sismiche, tutti i carichi sono stati combinati con coefficienti unitari

8.6.2 Fasi di calcolo

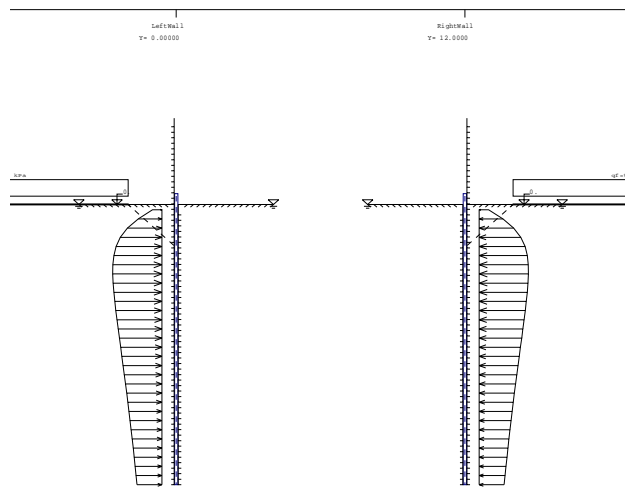
Le fasi di calcolo rispecchiano le reali fasi di esecuzione e ricreano la storia di carico a cui sono sottoposte le opere di sostegno. Si considerano le seguenti configurazioni statiche di calcolo:



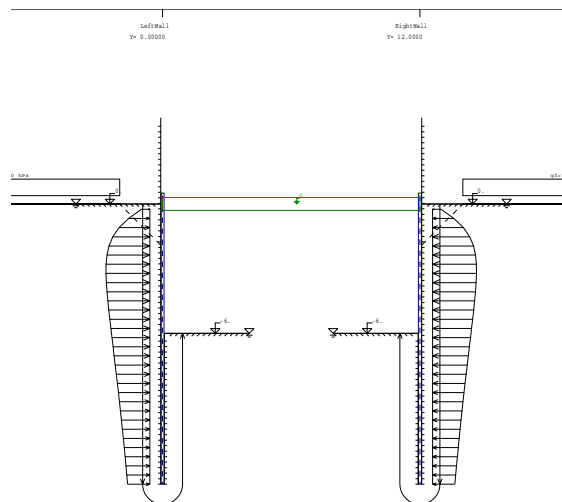
Fase 1



Fase 2:



Fase 3



Fase 4:

Le fasi indicate per la costruzione corrispondono alle seguenti operazioni:

- Fase 1: Esecuzione dei diaframmi;
- Fase 2: Scavo preliminare fino alla quota di -3,0 m;
- Fase 3: Realizzazione Jet Grouting;
- Fase 4: Realizzazione soletta superiore e scavo fino a quota -9.0 m;

8.7 Normative e riferimenti

Il dimensionamento, le verifiche statiche e la redazione della presente relazione sono stati eseguiti nel rispetto della Normativa vigente e di alcune Raccomandazioni, in particolare:

- a) Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture. Parte 1: Basi di calcolo
- b) Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici, e Parte 3: Fondazioni di calcestruzzo.
- c) Eurocodice 7 parte 1: Progettazione geotecnica – regole generali.
- d) Eurocodice 8 parte 5: progettazione delle strutture per la resistenza sismica –Fondazioni, strutture di contenimento e aspetti geotecnici.
- e) D.M. 14/01/2008: “Norme tecniche per le costruzioni”.
- f) D.M. 04/05/90: “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione, il collaudo dei ponti stradali”.
- g) D.M. LL.PP. del 16/01/1996: “Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi»”.
- h) Circolare n. 54 del 15.8.1945 dell'Ufficio 6° del Servizio Lavori e Costruzioni del Ministero dei Trasporti.
- i) Norme RFI.: “Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari”, “Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione, e il collaudo” (Roma, 2/6/1995, I/SC/PS-OM/2298).
- j) Norme RFI.: “Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica” (Roma, 14/11/1996, Istruzione 44B).

9. Modello semplificato per il calcolo degli incrementi di sollecitazione in corrispondenza di un evento sismico

Nel presente Capitolo si illustra il lavoro eseguito per valutare le azioni agenti sulla struttura nel momento in cui si verifica un evento sismico.

L'obiettivo prefissato consisteva nella semplicità del metodo di valutazione, ne conseguirà perciò un certo livello di approssimazione.

Il software utilizzato è Straus7.

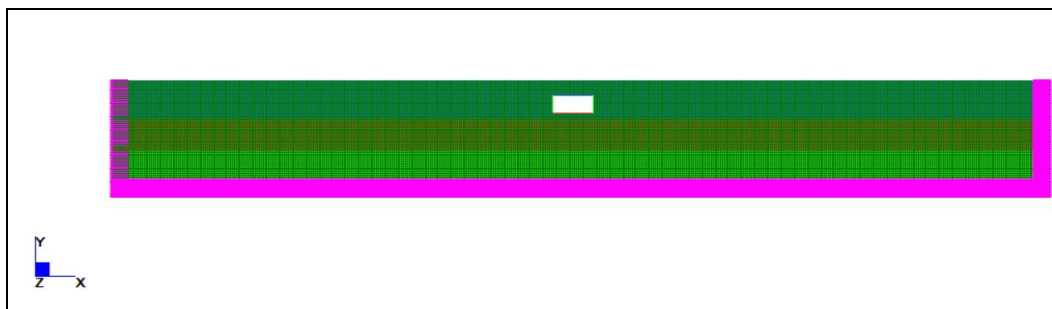
Si è proceduto in un primo momento alla definizione di un modello che definisse l'interazione terreno-struttura e fornisse il riferimento e il risultato a cui tendere nella successiva elaborazione del modello semplificato.

Tale modello semplificato consisterà in un sistema di masse e molle concentrate in corrispondenza dei nodi degli elementi che costituiscono la galleria in esame.

9.1 Definizione del modello di riferimento

Facendo riferimento alla geometria della struttura e alle condizioni stratigrafiche del terreno riscontrate nel caso del sottopasso su viale Milton e viale Strozzi a Firenze, si è modellato il terreno come plates aventi assegnata densità, modulo di deformazione e rapporto di smorzamento.

Si è assunto un comportamento di tipo elasto-plastico per il terreno.



E' stato considerato un volume complessivo di terreno corrispondente ai primi 30 metri di profondità per una lunghezza di 240 metri, pari a otto volte la profondità, in modo da scongiurare l'interferenza delle onde riflesse in corrispondenza dei bordi laterali degli strati sul comportamento della struttura.

La base è stata assunta come rigida mentre lungo i bordi laterali del reticolo di calcolo sono stati posizionati dei vincoli che impediscono unicamente la traslazione lungo l'asse X, al fine di simulare il confinamento garantito dal terreno ai lati.

Il dominio di calcolo è stato discretizzato attraverso 28580 elementi quadrati piani a 4 nodi di dimensione 0.5m·0.5m.

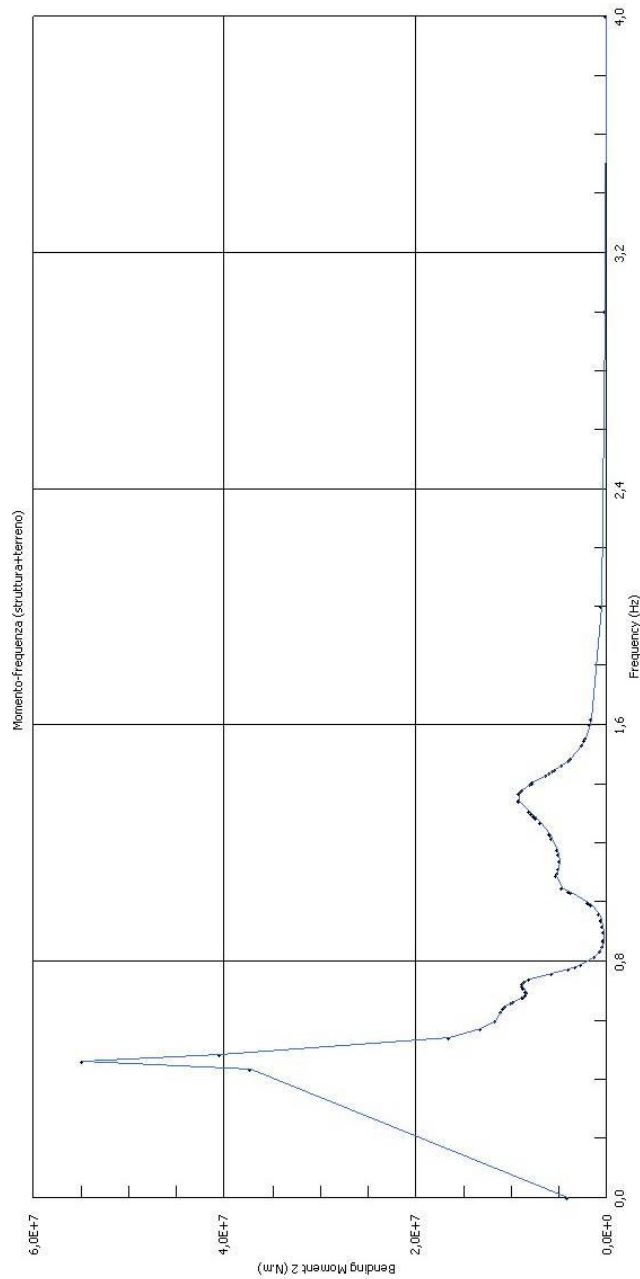
La galleria è stata discretizzata mediante 92 elementi tipo beam di lunghezza 0.5m.

Si è proceduto quindi all'analisi delle frequenze proprie del sistema e alla definizione della percentuale di massa partecipante, per determinare le frequenze in corrispondenza delle quali si avrà la maggiore amplificazione in seguito ad input sismico.

MODE	PARTICIPATION					
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	Damping Ratio	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	4.610E-01	4.230E+06	0.04995	69.711	0.000	0.000
2	5.731E-01	3.332E+06	0.04997	0.000	0.000	0.000
3	6.644E-01	5.116E+06	0.04999	1.473	0.000	0.000
4	6.775E-01	4.135E+06	0.05000	0.319	0.000	0.000
5	6.785E-01	4.335E+06	0.05000	0.000	75.089	0.000
6	6.856E-01	4.438E+06	0.05000	0.000	8.150	0.000
7	6.979E-01	3.808E+06	0.05000	0.000	2.478	0.000
8	7.243E-01	4.613E+06	0.05000	0.084	0.000	0.000
9	7.384E-01	6.698E+06	0.04997	5.519	0.000	0.000
10	7.801E-01	4.796E+06	0.05000	0.000	0.089	0.000
11	8.335E-01	4.745E+06	0.04997	0.007	0.000	0.000
12	8.993E-01	3.465E+06	0.04997	0.000	0.012	0.000
13	9.186E-01	4.004E+06	0.04999	0.000	0.013	0.000
14	9.906E-01	4.396E+06	0.04994	0.001	0.000	0.000
15	1.050E+00	3.170E+06	0.04997	2.831	0.000	0.000
16	1.091E+00	4.005E+06	0.04999	0.000	0.010	0.000
17	1.177E+00	3.874E+06	0.04992	0.020	0.000	0.000
18	1.228E+00	2.743E+06	0.04997	0.000	0.001	0.000
19	1.287E+00	3.253E+06	0.04989	0.000	0.006	0.000
20	1.343E+00	1.298E+06	0.04977	1.432	0.000	0.000
21	1.367E+00	1.374E+06	0.05000	2.355	0.000	0.000
22	1.373E+00	2.398E+06	0.05000	0.000	0.000	0.000
23	1.381E+00	1.840E+06	0.04985	1.974	0.000	0.000
24	1.480E+00	2.064E+06	0.04981	0.012	0.000	0.000
25	1.486E+00	2.576E+06	0.05001	0.000	0.007	0.000
26	1.532E+00	1.603E+06	0.05005	0.000	0.000	0.000
27	1.548E+00	1.527E+06	0.05117	0.001	0.000	0.000

TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS				85.739	85.855	0.000

In seguito si è imposta una accelerazione armonica alla base con modulo di accelerazione pari a 9.81 m/s².



Da tale grafico si dimostra come in corrispondenza delle frequenze naturali della struttura vi sia un picco delle sollecitazioni.

$$M_{\max} = 5.47 \cdot 10^7 \text{ Nm} \quad \text{per } f = 0.46 \text{ Hz}$$

Il passo successivo è stato definire lo spettro di progetto.

Si è assunto:

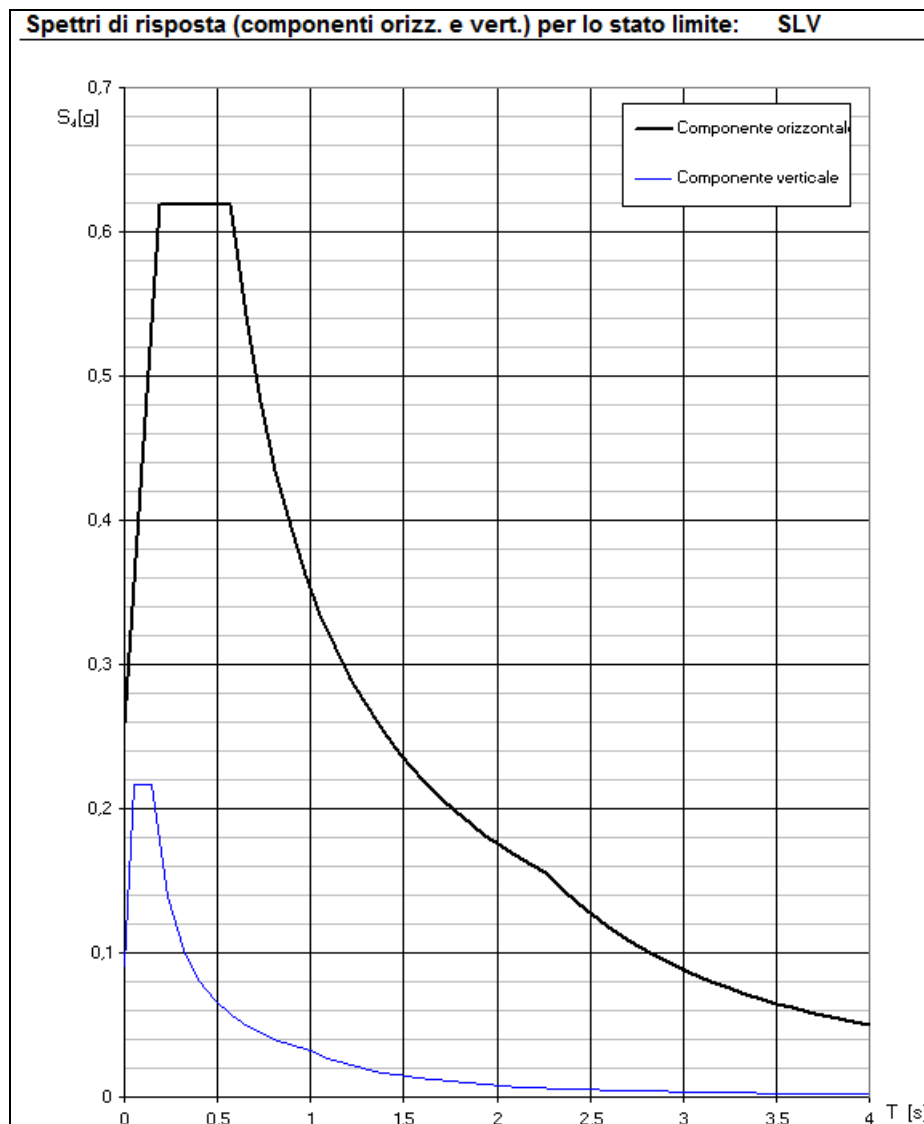
Vita utile della struttura: 100 anni

Classe d'uso: 2

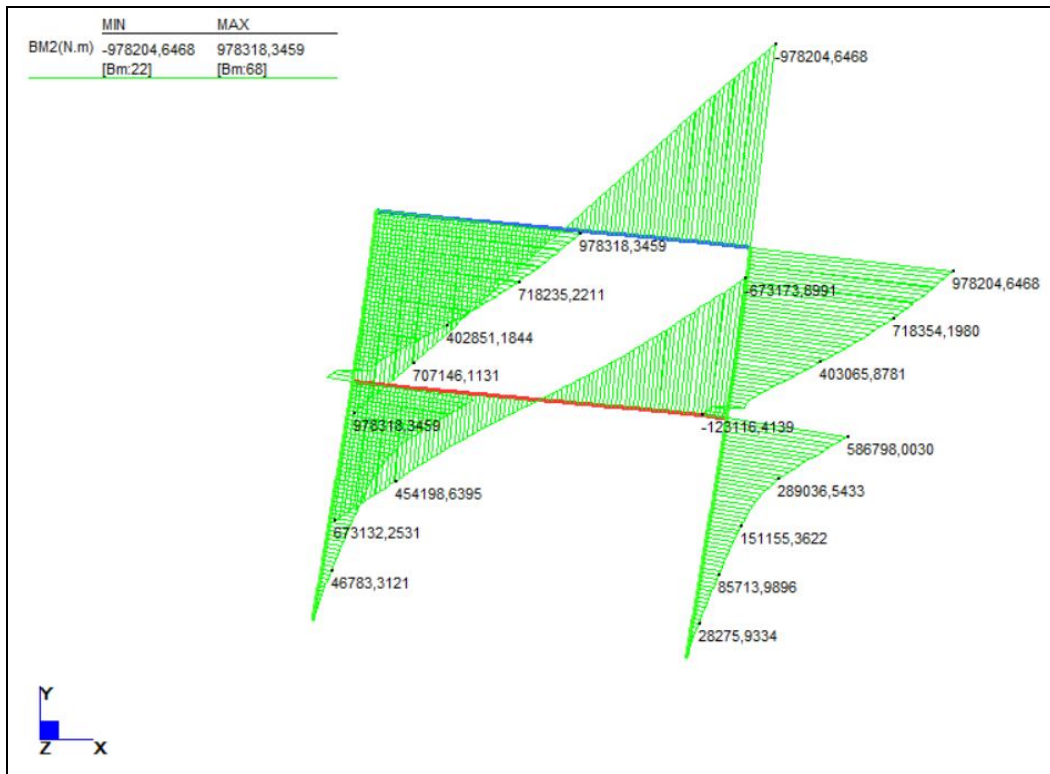
Categoria di sottosuolo: E

Categoria topografica: T1
Smorzamento percentuale: 5%
Stato limite considerato: SLV

Inserendo nel software disponibile all'interno del sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici le coordinate geografiche del sito in esame e i parametri sopra definiti, la curva di amplificazione spettrale fornita è qui illustrata:

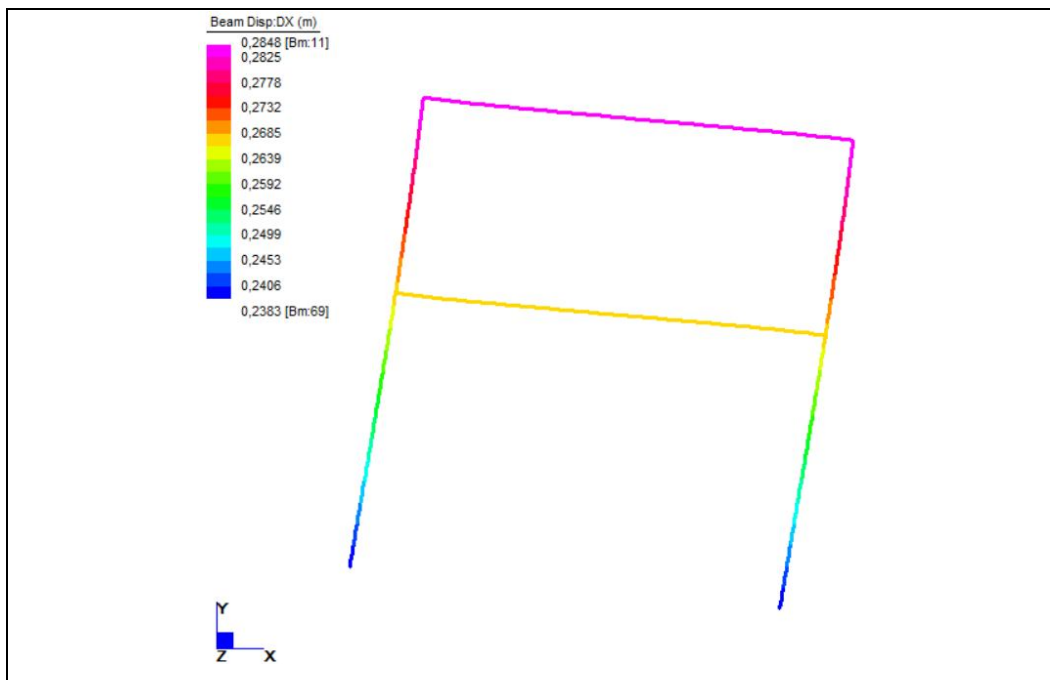


Procedendo alla analisi spettrale otteniamo sulla struttura sotterranea i seguenti valori di momento flettente:



Il valore massimo del momento flettente si verifica alla sommità del diaframma ed è pari a 978 kNm.

Per quanto riguarda gli spostamenti in direzione X:



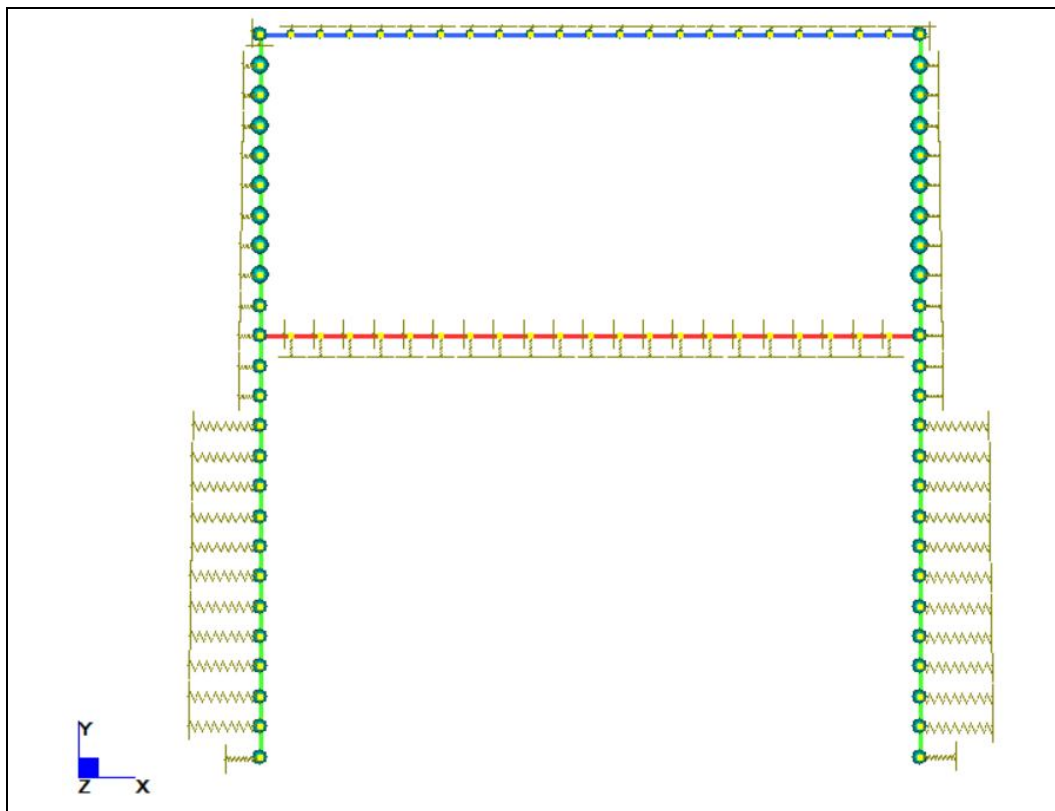
Lo spostamento massimo si verifica in sommità ed è pari a 28.5cm.

9.2 Definizione del modello semplificato

Un'analisi dinamica eseguita in maniera analoga a quanto fatto nel precedente paragrafo, richiede un grosso onere computazionale. Per questa ragione nasce la necessità di definire un sistema che, tenendo in considerazione le grandezze in gioco, dia valori in output che non si discostino molto da quelli derivanti dal primo modello.

Si è pensato in questa Tesi di calibrare un modello in grado di simulare l'effetto di confinamento del terreno e l'azione che esso esercita sulla struttura nel momento in cui avviene lo scuotimento sismico, mantenendo invariata la geometria della struttura sotterranea.

Il modello adottato è costituito da masse e molle concentrate in corrispondenza dei nodi degli elementi costituenti la galleria.



9.2.1 Definizione delle masse concentrate

La struttura reale è interrata. Lo strato di terreno che grava sul tappo di copertura della galleria ha spessore di $3.5m$.

Per considerare la presenza del terreno sovrastante, si è pensato di disporre in corrispondenza dei nodi della copertura delle masse concentrate definite come segue. Si è attribuita allo strato di sovraccarico una densità pari alla densità delle

plates definite per lo stesso strato nel modello di riferimento al Paragrafo 9.1, $\rho = 2000 \text{ kg} / \text{m}^3$. In direzione Z si considera sempre uno spessore di 1 m . Ne consegue che:

$$m_{\text{copertura}} = 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 3.5 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 7000 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Considerando che i nodi si trovano ad una distanza pari a 0.5 m :

$$m_{\text{copertura}} = 3500 \text{ kg} .$$

In corrispondenza dei nodi di estremità tale massa sarà dimezzata.

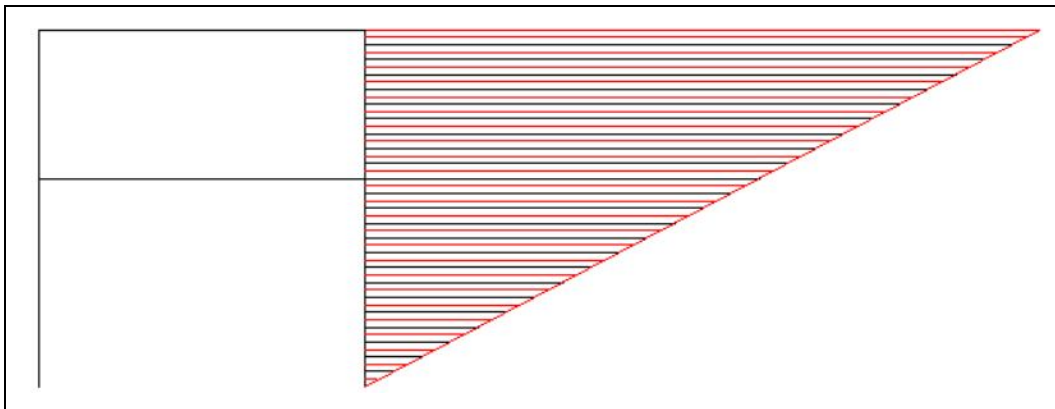
Consideriamo ora le masse concentrate presenti sulle pareti del diaframma. L'idea di partenza è stata quella che nel momento in cui avviene lo scuotimento alla base vi sarà nelle parti più superficiali una forza maggiore rispetto a quella che agisce ad esempio al piede del diaframma.

Si è cercato di tradurre tale riflessione disponendo lungo l'altezza del diaframma delle masse variabili con la profondità. In particolare, facendo riferimento al cuneo di spinta passiva di Coulomb, si è disposta sul singolo nodo la massa corrispondente alla porzione di terreno compresa nell'area di influenza del nodo stesso.

L'altezza del diaframma è pari a $H = 12 \text{ m}$.

Considerando un angolo di attrito $\varphi = 18^\circ$, il lato maggiore del cuneo di spinta

risulta essere pari a $L = H \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = 22.7 \text{ m}$.



Dopo avere calcolato le aree di influenza per ogni nodo ed avere moltiplicato tale valore per la densità del terreno alla profondità considerata, si determina la massa concentrata da applicare al modello.

Al valore della massa così calcolato è stata aggiunta una quota fissa pari a 40000 kg, ai fini della calibrazione del modello.

La funzione introdotta per definire le masse con la profondità è la seguente:

$$m_{\text{diaframma}} = [40000 + 21742 - 1880 \cdot (26 - y)] \text{kg}$$

Notiamo che si tratta di una funzione lineare, in cui la massa cala con la profondità.

Nel nodo in sommità è stato introdotto manualmente il valore ottenuto dai calcoli in quanto impossibile da ricondurre mediante una legge esplicita a quello dei nodi sottostanti.

9.2.2 Definizione della rigidità delle molle concentrate

Intendendo riprodurre l'effetto di confinamento che il terreno esercita sull'opera interrata, si dispongono delle molle in corrispondenza dei nodi. Il problema incontrato è stato quello di definire la rigidità alla traslazione delle molle.

La struttura sotterranea attraversa due differenti strati di terreno. Lo strato più superficiale ha un modulo di elasticità inferiore a quello sottostante. Riportando i dati ottenuti dalle indagini geotecniche effettuate risulta che:

$$E_1 = 10000 \text{ kPa} = 1 \cdot 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$E_2 = 33500 \text{ kPa} = 3.35 \cdot 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Tali valori sono stati utilizzati anche nel modello di riferimento per definire il modulo di deformazione delle plates.

Dalla teoria di Boussinesq si ha che:

$$k_1 = \frac{E_1}{12} = 833333 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$k_2 = \frac{E_2}{12} = 2791667 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Moltiplicando per la lunghezza di 0.5 metri si ottiene:

$$k_1 = 416667 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$k_2 = 1395834 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Si tratta di valori medi, in quanto con la profondità aumenta il grado di confinamento del terreno. E' per questo che si è attribuito al modello un leggero aumento della rigidità con la profondità, mantenendo comunque il valore medio

trovato. Va notato che in corrispondenza dei nodi in sommità e al piede del diaframma l'area di competenza è la metà rispetto a quella degli altri nodi; ciò spiega il dimezzamento delle costanti elastiche, assunte pari alla metà dei valori medi k_1 e k_2 .

In corrispondenza del tappo di copertura è stata assegnata in direzione verticale la stessa rigidità che ha il nodo di sommità in direzione orizzontale, quindi pari a $\frac{k_1}{2}$. Fisicamente questa scelta è spiegabile per il fatto che il terreno sovrastante effettua un'azione di confinamento ma, essendo terreno di riporto e quindi avente proprietà alterate, non può essere della stessa entità di quanto avviene in direzione orizzontale.

Sulla soletta di fondo sono state attribuite rispettivamente in direzione verticale e in direzione orizzontale rigidità pari a k_1 e $(0.4k_1)$. Il secondo valore è stato preso per simulare l'attrito che si sviluppa tra soletta di fondo e terreno nel momento in cui si instaura il movimento del sistema.

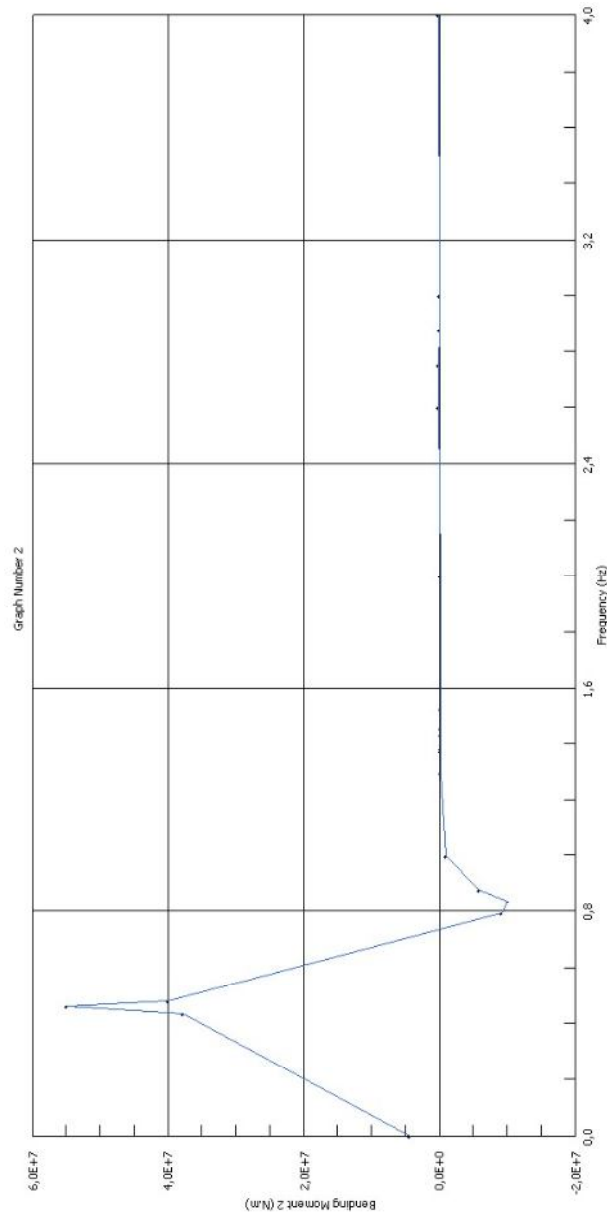
9.2.3 Risoluzione modello semplificato

Si procede per il modello semplificato in maniera analoga a quanto fatto nel caso del modello di riferimento.

Il primo passo è quello di definire le frequenze naturali del sistema:

MODE PARTICIPATION						
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	Damping Ratio	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	4.602E-01	9.396E+05	0.00050	56.813	0.000	0.000
2	8.374E-01	6.949E+05	0.00008	43.184	0.000	0.000
3	1.373E+00	1.993E+05	0.00682	0.000	80.135	0.000
4	1.459E+00	4.972E+05	0.02389	0.000	19.829	0.000
5	2.751E+00	2.037E+05	0.03356	0.002	0.000	0.000
6	4.305E+00	2.509E+05	0.03984	0.001	0.000	0.000
7	7.062E+00	3.127E+05	0.04695	0.000	0.015	0.000
8	8.035E+00	4.577E+05	0.03178	0.000	0.006	0.000
9	9.050E+00	7.766E+05	0.04870	0.000	0.000	0.000
10	1.253E+01	6.943E+04	0.04360	0.000	0.005	0.000
11	1.620E+01	9.735E+05	0.04941	0.000	0.000	0.000
12	1.708E+01	1.115E+04	0.01848	0.000	0.008	0.000
13	1.760E+01	2.646E+04	0.02520	0.000	0.003	0.000
14	2.262E+01	1.621E+05	0.04604	0.000	0.000	0.000
15	2.444E+01	2.534E+05	0.04983	0.000	0.000	0.000
16	2.947E+01	8.798E+04	0.04928	0.000	0.000	0.000
17	3.164E+01	8.877E+05	0.04513	0.000	0.000	0.000
18	3.639E+01	1.019E+05	0.04710	0.000	0.000	0.000
19	3.900E+01	7.455E+05	0.04961	0.001	0.000	0.000
20	4.436E+01	8.303E+03	0.00670	0.326	0.004	0.000
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS				100.326	100.004	0.000

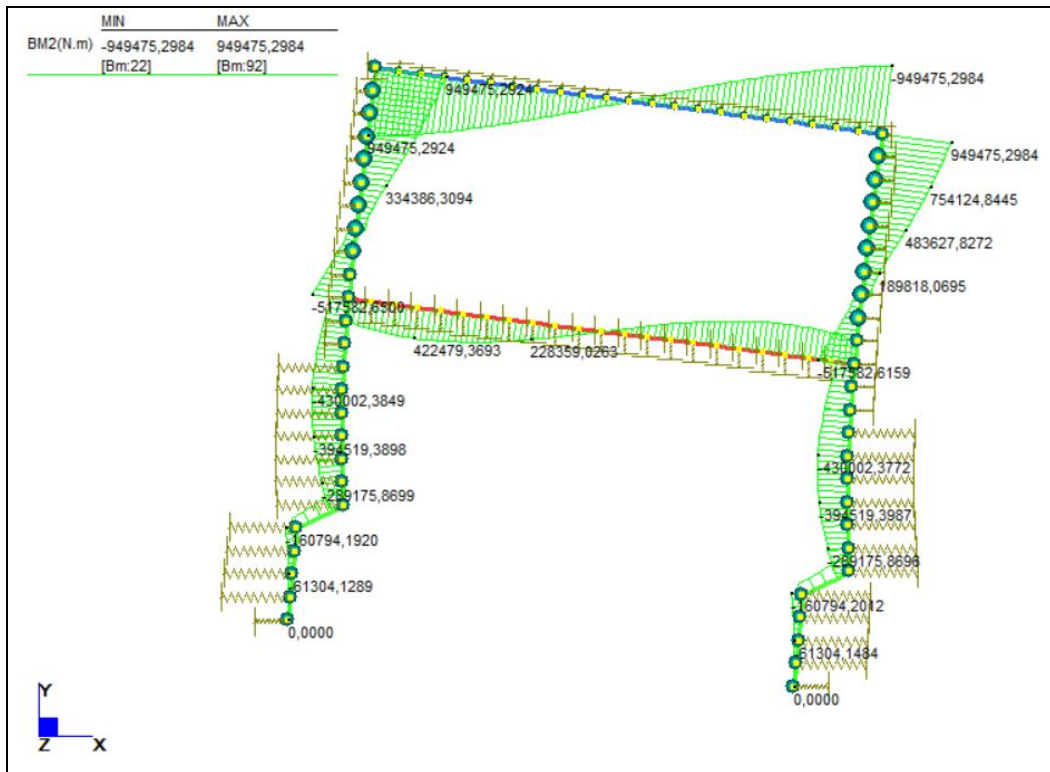
Si noti la coincidenza tra la frequenza del primo modo di vibrare del sistema di riferimento e quella del modello semplificato. In entrambi i casi $f_1 = 0.46 \text{ Hz}$.
 Conducendo poi l'analisi della risposta armonica si ottiene un grafico del tipo:



Il massimo momento è pari a $M_{\max} = 5.49 \cdot 10^7 \text{ Nm}$ per $f_1 = 0.46 \text{ Hz}$.

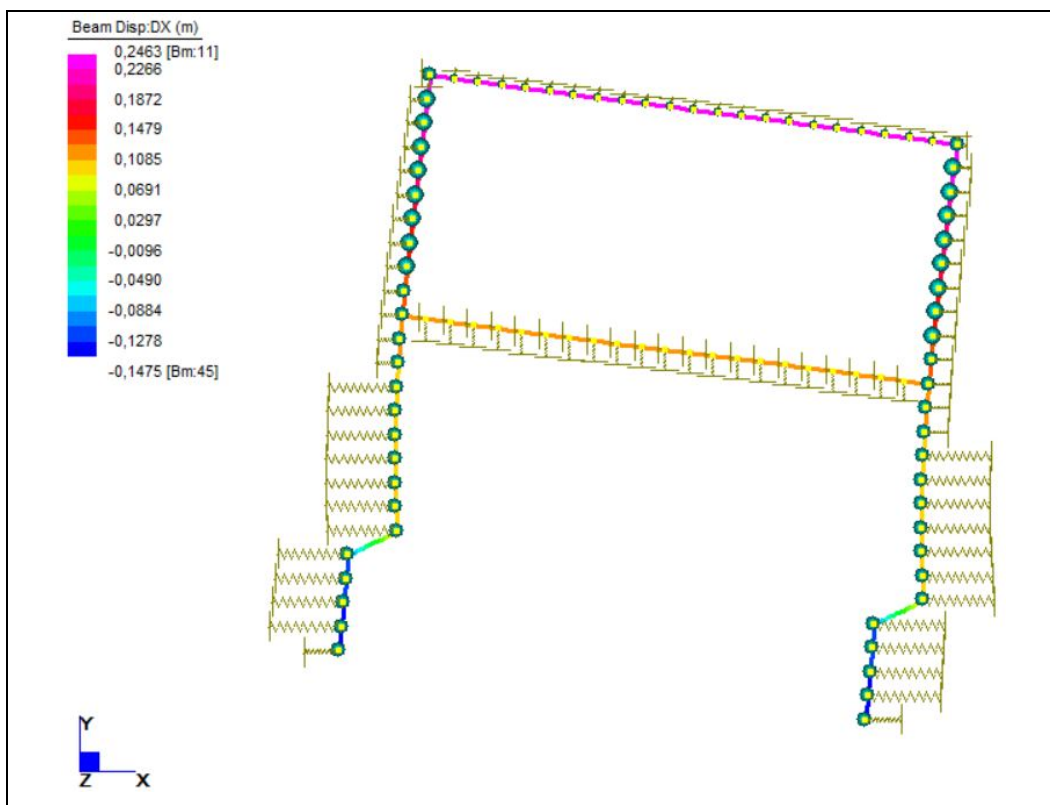
Anche in questo caso si ha esatta corrispondenza tra i due modelli.

Procedendo poi alla analisi spettrale, adottando lo stesso spettro di progetto utilizzato in precedenza si ottengono i seguenti risultati:



Il valore massimo del momento flettente si verifica alla sommità del diaframma ed è pari a 949 kNm.

Per quanto riguarda gli spostamenti in direzione X:



Lo spostamento massimo avviene in sommità ed è pari a 24,6 cm.

In tabella sono messe a confronto le quantità più significative che il software fornisce in output in entrambi i modelli:

	Momento sommità (kNm)	M ₂ (kNm)	Momento soletta di fondo (kNm)	δ _{max} (cm)
Mod. riferimento	978	587	673	28,5
Mod. semplificato	949	517	423	24,6
Diff. Percentuale	2,86%	11,93%	37,15%	13,68%

Con M₂ si è indicato il momento che si ha sul diaframma in corrispondenza dell'intersezione diaframma-soletta di fondo.

9.3 Confronto con la procedura prescritta nel D.M. 14-01-08

Si vuole valutare in questa Sezione di quanto si discostano i risultati ottenuti con il modello semplificato dai risultati che si avrebbero applicando le istruzioni indicate sul Decreto Ministeriale del 14-01-08.

Il Capitolo in Normativa a cui si fa riferimento è il 7.11 che riguarda la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici soggetti ad azioni sismiche. In particolare si considera il Paragrafo 7.11.6.3 in cui viene valutata l'azione sismica sulle paratie seguendo un approccio di tipo pseudostatico.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

$$F = W \cdot a_h$$

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

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

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max}$$

dove: g accelerazione di gravità;

k_h coefficiente sismico in direzione orizzontale;

$\alpha \leq 1$ coefficiente che tiene in 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;

a_{\max} accelerazione di picco valutata mediante analisi di risposta sismica;

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

dove: S_S coefficiente che tiene in conto dell'amplificazione stratigrafica;

S_T coefficiente che tiene in conto dell'amplificazione topografica;

a_g accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido.

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

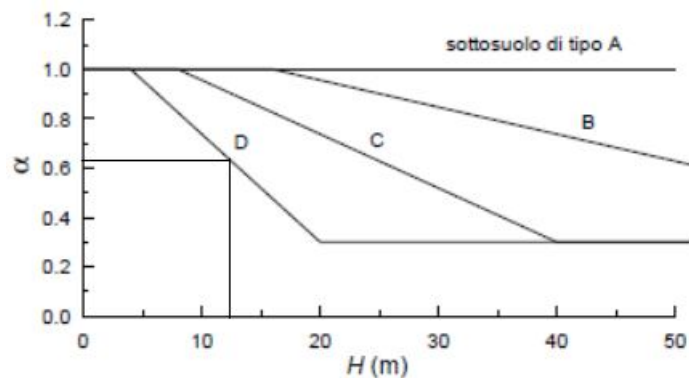


Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

Si assume $\alpha = 0.65$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Deve risultare che: $u_s \leq 0.005 \cdot H$

Nel nostro caso quindi $u_s \leq 6 \text{ cm}$.

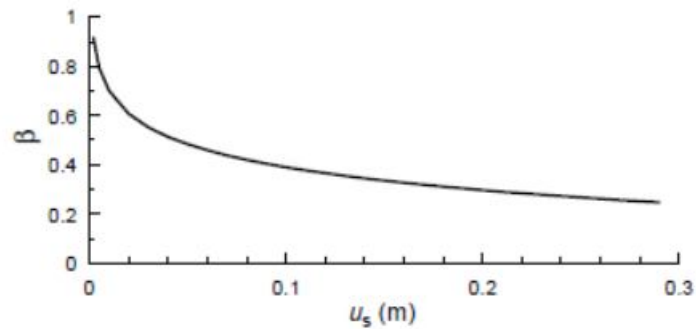


Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Per $u_s = 0 \rightarrow \beta = 1$

Si assume come valore per l'accelerazione a_{\max} , quello fornito dallo spettro di progetto calcolato per il sito in esame:

$$a_{\max} = 0.619 \cdot g = 6.07 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Riassumendo: } a_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} = 0.65 \cdot 1 \cdot 6.07 = 3.95 \frac{m}{s^2}$$

Al fine di valutare la forza equivalente non resta altro che definire il volume significativo di terreno per l'opera.

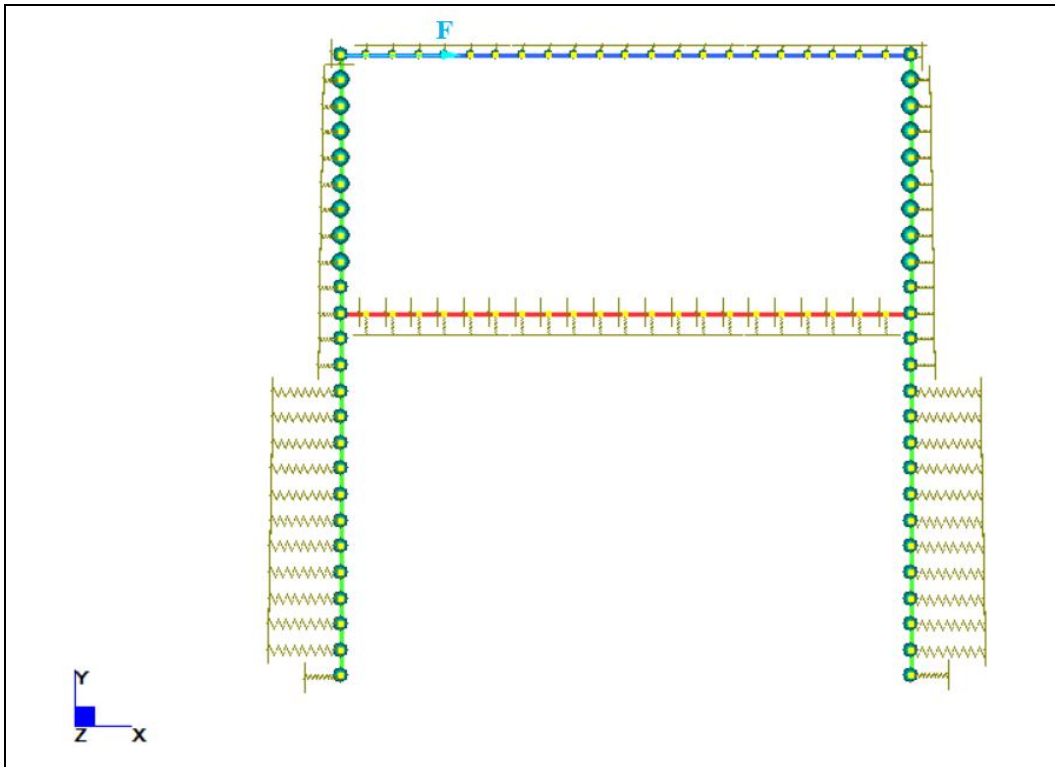
Si considera il cuneo di spinta di Coulomb che interessa un volume di terreno pari a $V = 156 \text{ m}^3$.

Moltiplicando per la densità del terreno si ottiene il peso del cuneo di spinta:

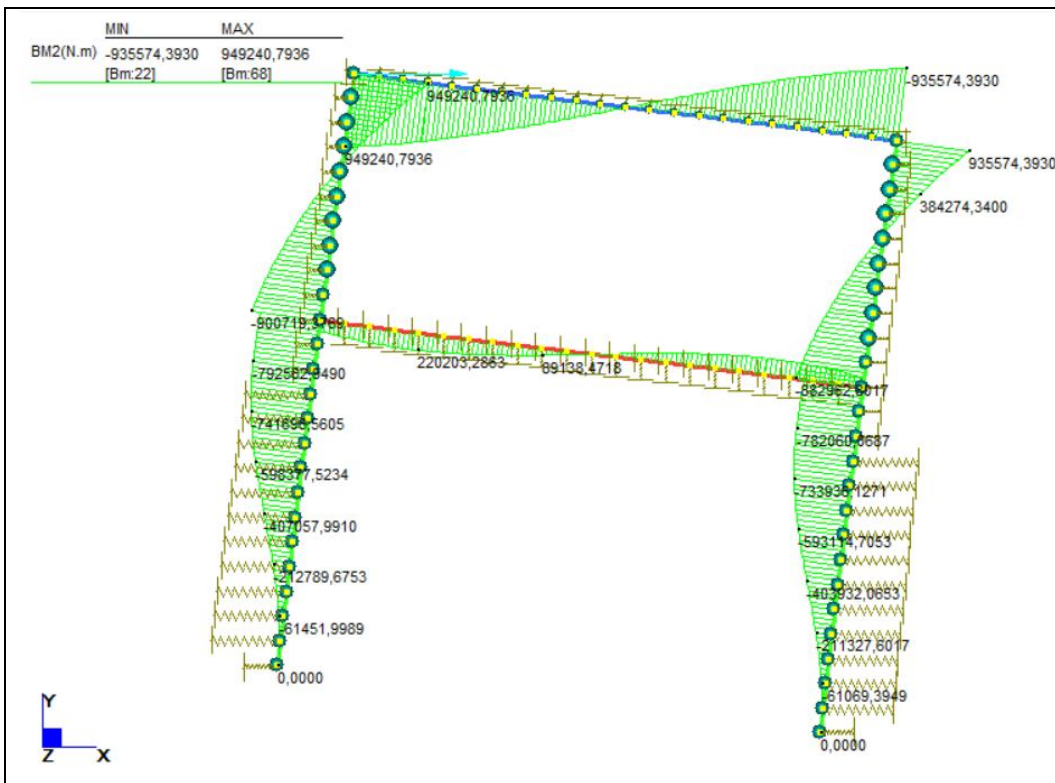
$$W = \rho \cdot V = 2000 \cdot 156 = 312000 \text{ kg}$$

Moltiplicando il peso del cuneo di spinta per l'accelerazione a_h indicata dalla normativa si ottiene il modulo della forza da applicare in sommità alla struttura in esame:

$$F = W \cdot a_h = 1226855 \text{ N}$$



Eseguendo poi una analisi statica lineare si determinano gli incrementi di sollecitazione derivanti dalla azione sismica seguendo il metodo pseudostatico:

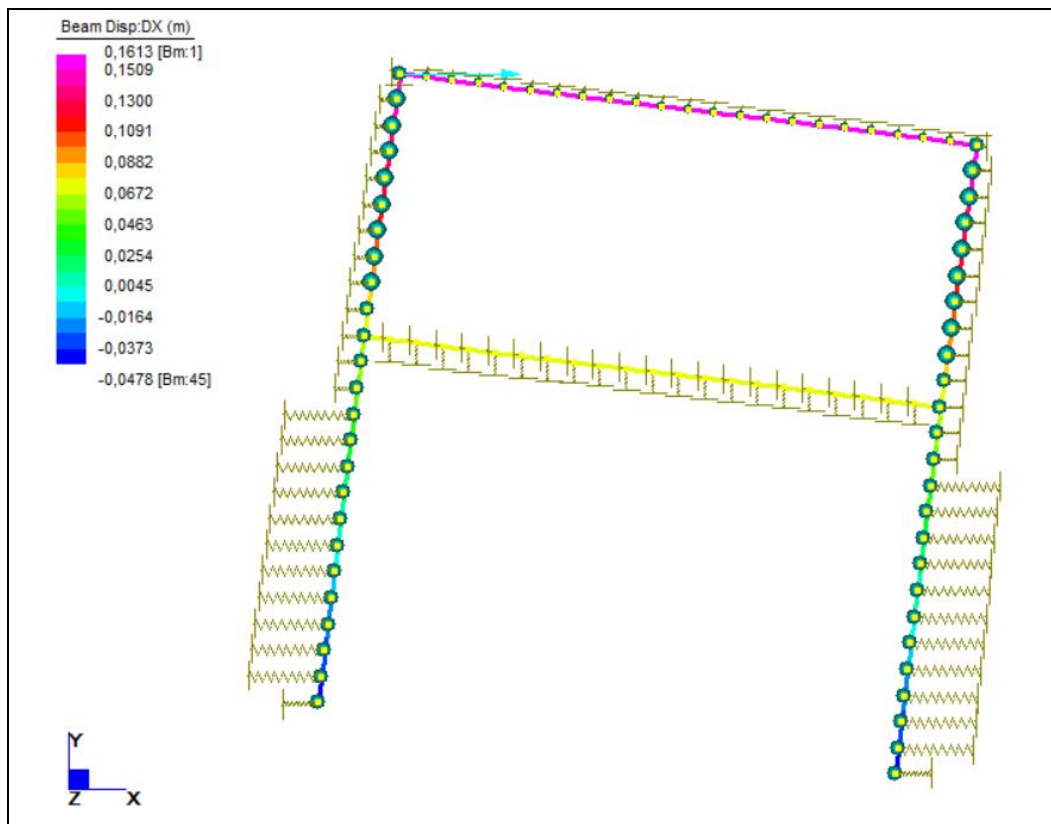


Il momento massimo alla sommità del diaframma ha modulo pari a 949 kNm.

Il momento sul diaframma in corrispondenza dell'intersezione con la soletta di fondo è pari a 900 kNm.

Il momento massimo agente sulla soletta di fondo è pari a 220 kNm.

Volendo ora definire gli spostamenti in direzione X:



Lo spostamento massimo è di 16.1 cm.

Si riporta in tabella il confronto tra i risultati del metodo pseudostatico proposto dalla normativa e i risultati derivanti dal modello semplificato introdotto in questa Tesi:

	Momento sommità (kNm)	M2 (kNm)	Momento soletta di fondo (kNm)	δ_{\max} (cm)
Mod. Pseudostatico	949	900	220	16,1
Mod. Semplificato	950	517	423	24,6
Diff. Percentuale (%)	0,11%	42,56%	92,27%	52,80%

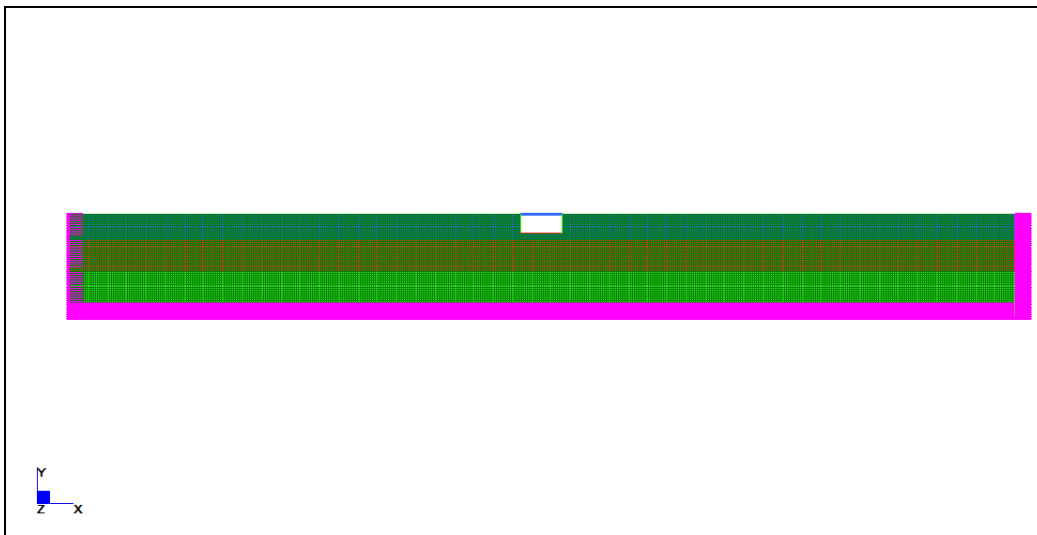
9.4 Validità del metodo al variare della profondità

Dopo avere verificato che i risultati forniti sono abbastanza buoni, si vuole allargare la casistica di studio per conferire al modello una valenza più generale. Si considerano quindi situazioni in cui vengono variati il sovraccarico del terreno, la stratigrafia e l'input sismico.

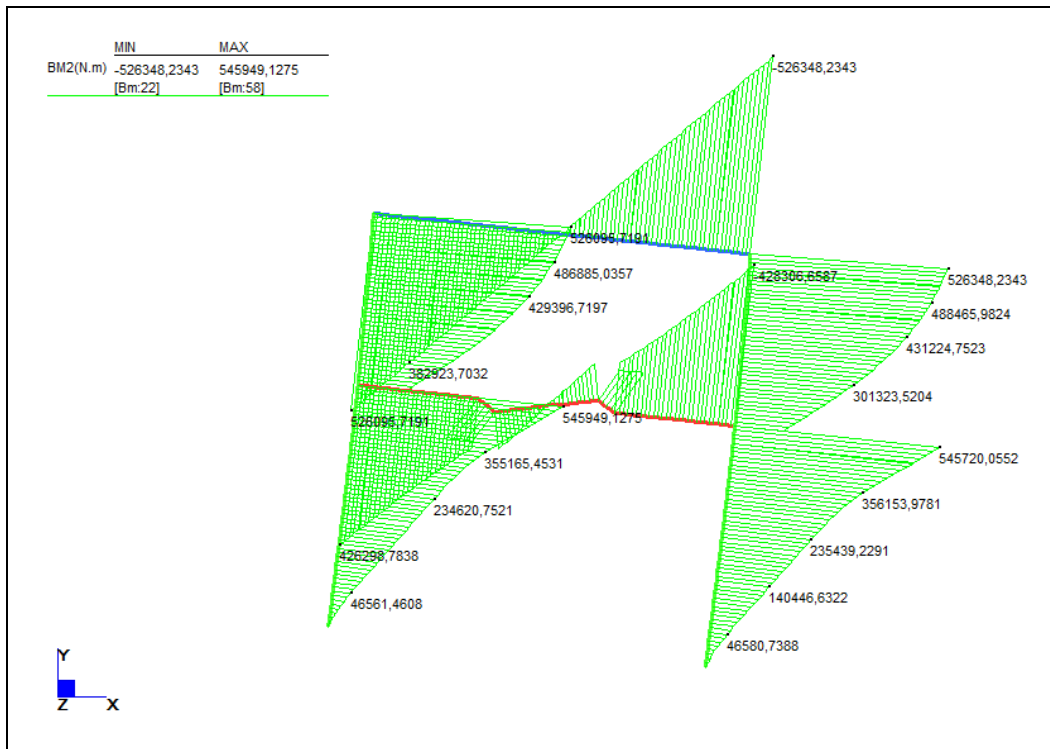
In questo Paragrafo si vuole analizzare il comportamento del sistema al variare della profondità di immersione della galleria nel terreno, mantenendo invariato il profilo stratigrafico rispetto al modello del Paragrafo 9.1.

9.4.1 Galleria superficiale

Considerando un deposito di terreno di 26.5 metri con caratteristiche stratigrafiche identiche al primo caso, è stata traslata lungo Y la posizione della struttura sotterranea fino ad avere il tappo di copertura a filo con il piano di campagna.



Procedendo alla analisi delle frequenze naturali e all'analisi spettrale si giunge al seguente risultato:

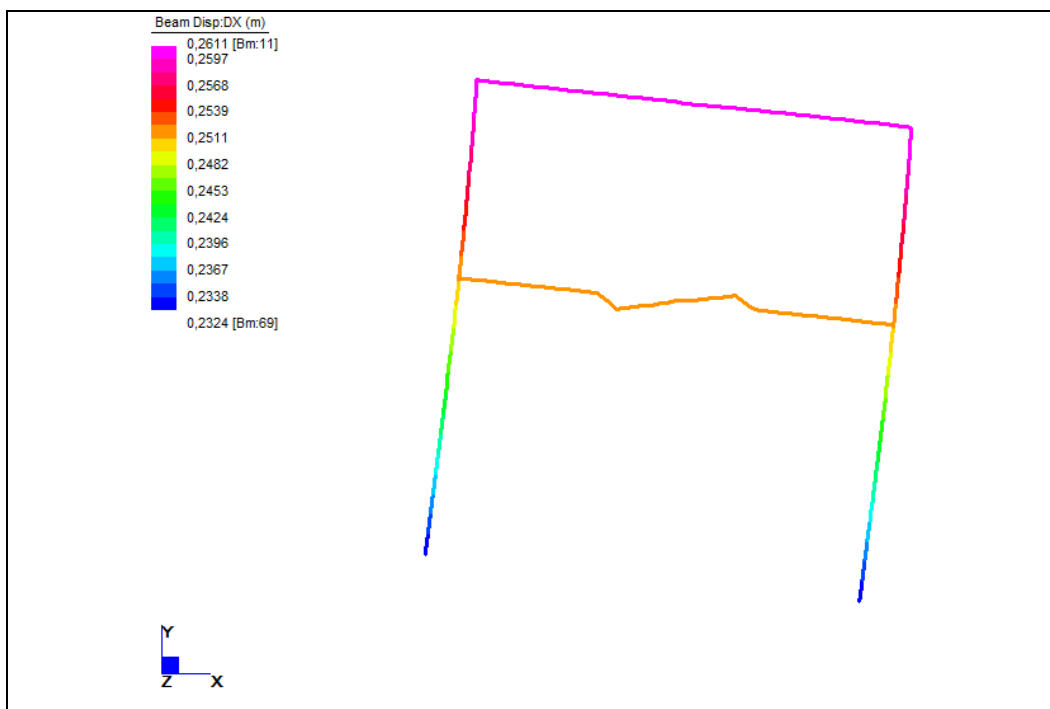


Il momento massimo alla sommità del diaframma ha modulo pari a 526 kNm.

Il momento sul diaframma in corrispondenza dell'intersezione con la soletta di fondo è pari a 546 kNm.

Il momento massimo agente sulla soletta di fondo è pari a 428 kNm.

Considerando gli spostamenti in direzione X:

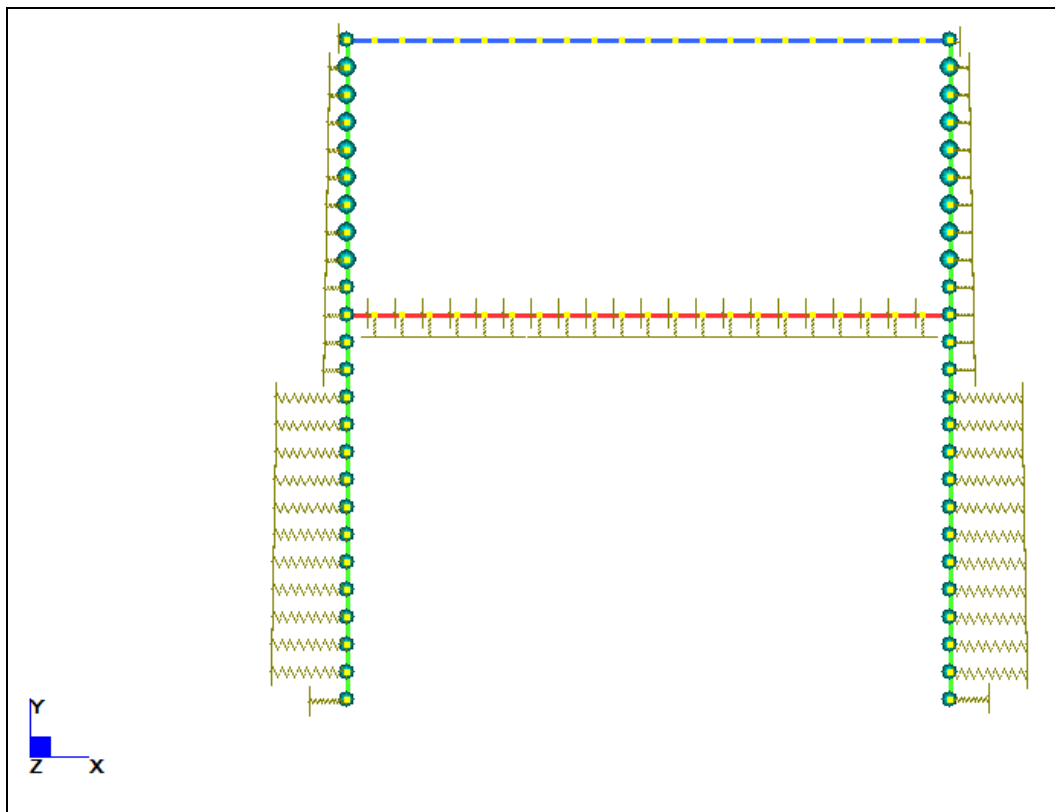


Lo spostamento massimo in sommità è pari a 26.1 cm.

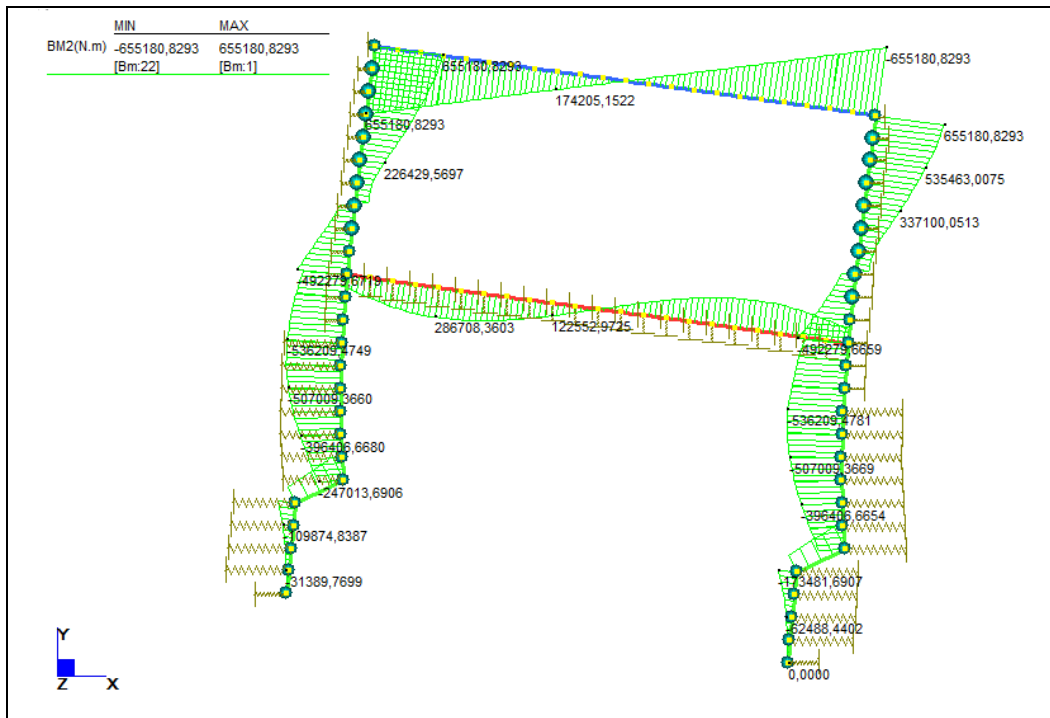
Essendo invariata la stratigrafia del terreno, la rigidezza delle molle sui diaframmi in direzione orizzontale non viene cambiata. Identica anche la distribuzione delle masse concentrate con la profondità in corrispondenza dei nodi del diaframma.

Rimangono le stesse anche le molle in direzione verticale e in direzione orizzontale in corrispondenza della soletta di fondo.

Ciò che cambia sono le condizioni in prossimità del tappo di copertura: non essendoci sovraccarico di terreno si assumeranno nulle le masse concentrate e anche la rigidezza delle molle, poiché viene meno l'effetto di confinamento.



Dall'analisi spettrale risulta:

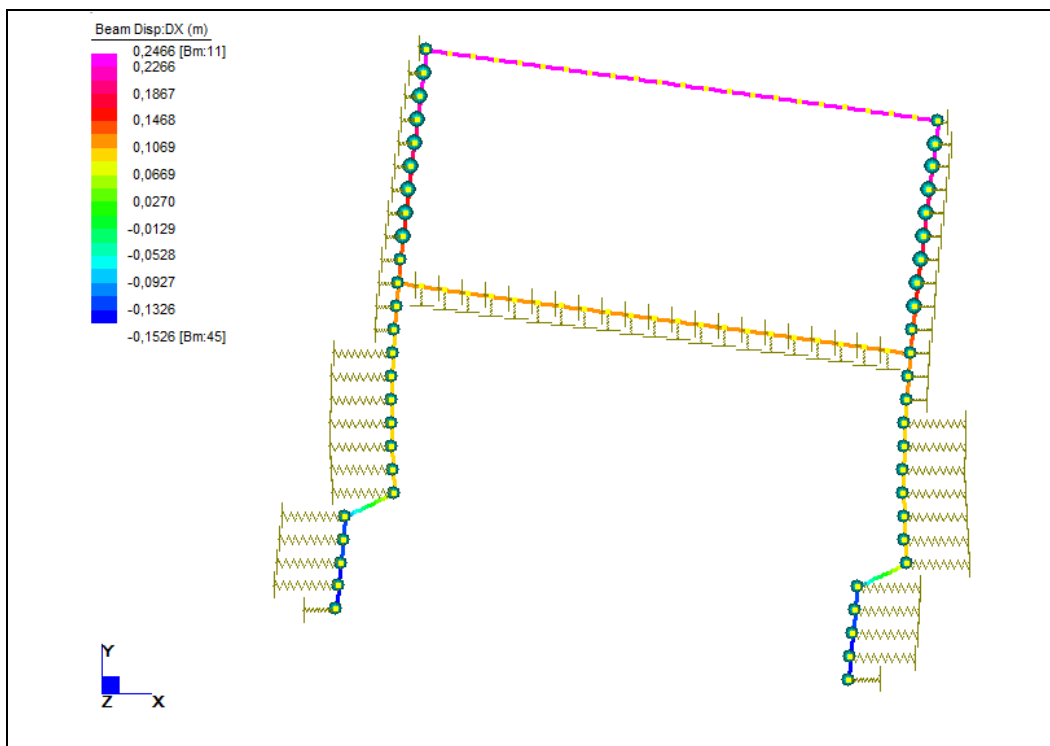


Il momento massimo alla sommità del diaframma ha modulo pari a 655 kNm.

Il momento sul diaframma in corrispondenza dell'intersezione con la soletta di fondo è pari a 492 kNm.

Il momento massimo agente sulla soletta di fondo è pari a 287 kNm.

Considerando gli spostamenti in direzione X:



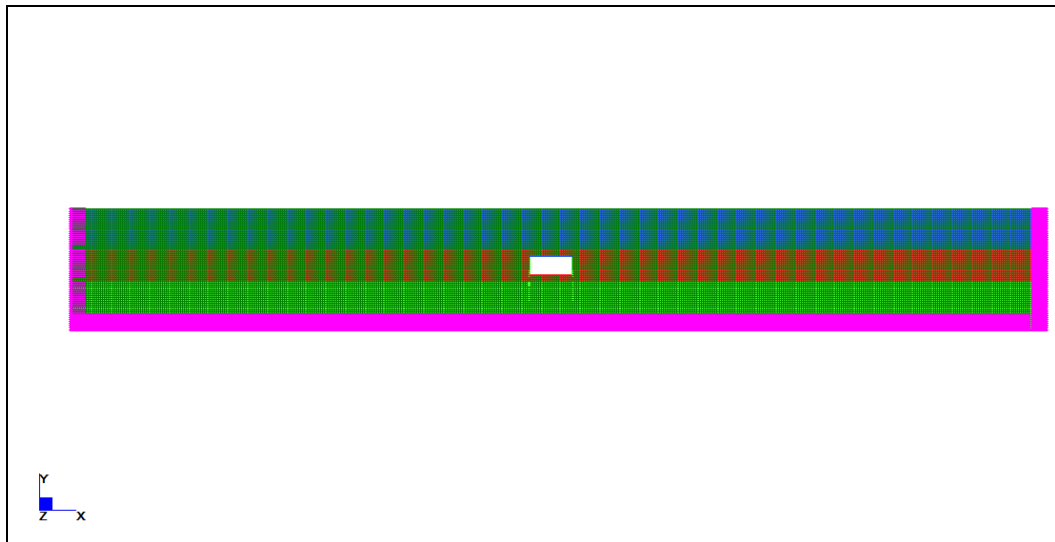
Lo spostamento massimo in sommità è pari a 24.7 cm.

Si riporta in tabella il confronto sintetico tra le quantità significative dei due modelli:

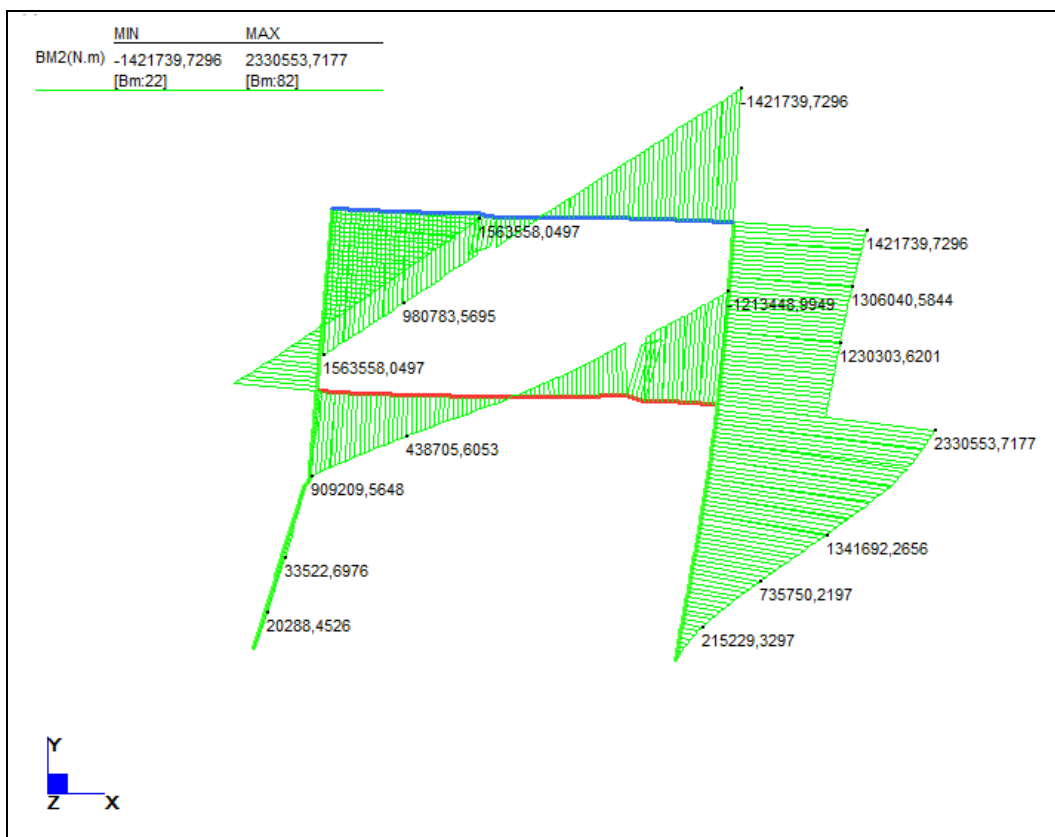
	Momento sommità (kNm)	M2 (kNm)	Momento soletta di fondo (kNm)	δ_{\max} (cm)
Mod. riferimento	526	546	428	26,1
Mod. semplificato	655	492	287	24,7
Diff. Percentuale (%)	24,52%	9,89%	32,94%	5,36%

9.4.2 Galleria alla profondità $z = -11.5\text{ m}$

Considerando un deposito di terreno di 30 metri con caratteristiche stratigrafiche identiche al primo caso, è stata traslata lungo Y la posizione della struttura sotterranea fino ad avere il tappo di copertura ad una profondità dal piano di campagna di $z = -11.5\text{ m}$.



Procedendo alla analisi delle frequenze naturali e all'analisi spettrale si giunge al seguente risultato:

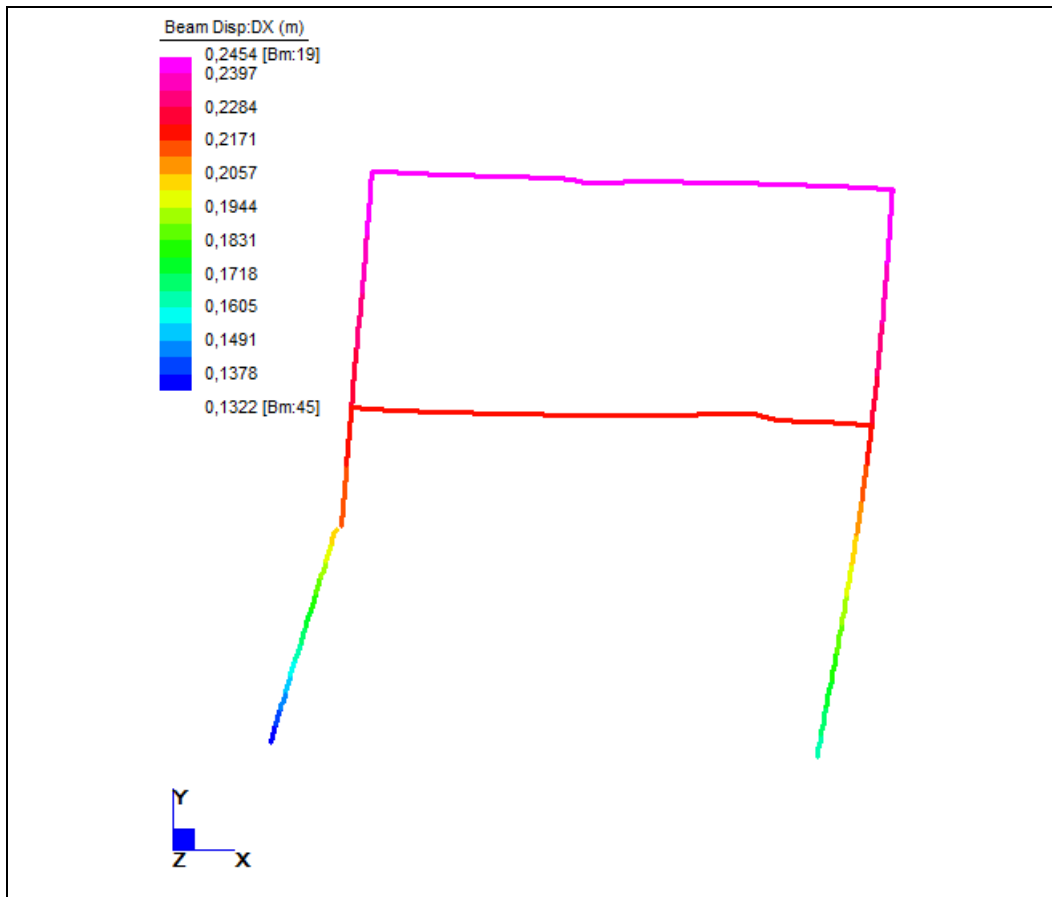


Il momento massimo alla sommità del diaframma ha modulo pari a 1422 kNm.

Il momento sul diaframma in corrispondenza dell'intersezione con la soletta di fondo è pari a 2330 kNm.

Il momento massimo agente sulla soletta di fondo è pari a 1213 kNm.

Per quanto riguarda gli spostamenti in direzione X:



Lo spostamento massimo in sommità è pari a 24.5 cm.

Nella definizione del modello semplificato, si tengono in conto i seguenti aspetti:

- incremento del sovraccarico di terreno sul tappo di copertura;
- cambiamento degli strati di terreno con i quali si trova a contatto la struttura.

Il primo aspetto porta a dovere riconsiderare le masse concentrate in corrispondenza dei nodi del tappo di copertura.

Lo strato di terreno che grava sul tappo di copertura della galleria ha spessore di $11.5m$. Si è attribuita allo strato di sovraccarico una densità pari alla densità media delle plates definite nel modello di riferimento, $\rho = 2000 \text{ kg} / \text{m}^3$. In direzione Z si considera sempre uno spessore di $1m$. Ne consegue che:

$$m_{\text{copertura}} = 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 11.5m \cdot 1m = 23000 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Considerando che i nodi si trovano ad una distanza pari a $0.5m$:

$$m_{\text{copertura}} = 11500 \text{ kg} .$$

In corrispondenza dei nodi di estremità tale massa sarà dimezzata.

Il secondo aspetto implica il cambiamento delle rigidezze delle molle sui diaframmi, sulla soletta di fondo e sul tappo di copertura.

La struttura sotterranea attraversa due differenti strati di terreno. In queste condizioni lo strato più superficiale ha un modulo di elasticità superiore a quello sottostante. Riportando i dati ottenuti dalle indagini geotecniche effettuate risulta che:

$$E_1 = 33500 \text{ kPa} = 3.35 \cdot 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$E_2 = 10000 \text{ kPa} = 1 \cdot 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Dalla teoria di Boussinesq si ha che:

$$k_1 = \frac{E_2}{12} = 2791667 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$k_2 = \frac{E_1}{12} = 833333 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Moltiplicando per la lunghezza di 0.5 metri si ottiene:

$$k_1 = 1395834 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

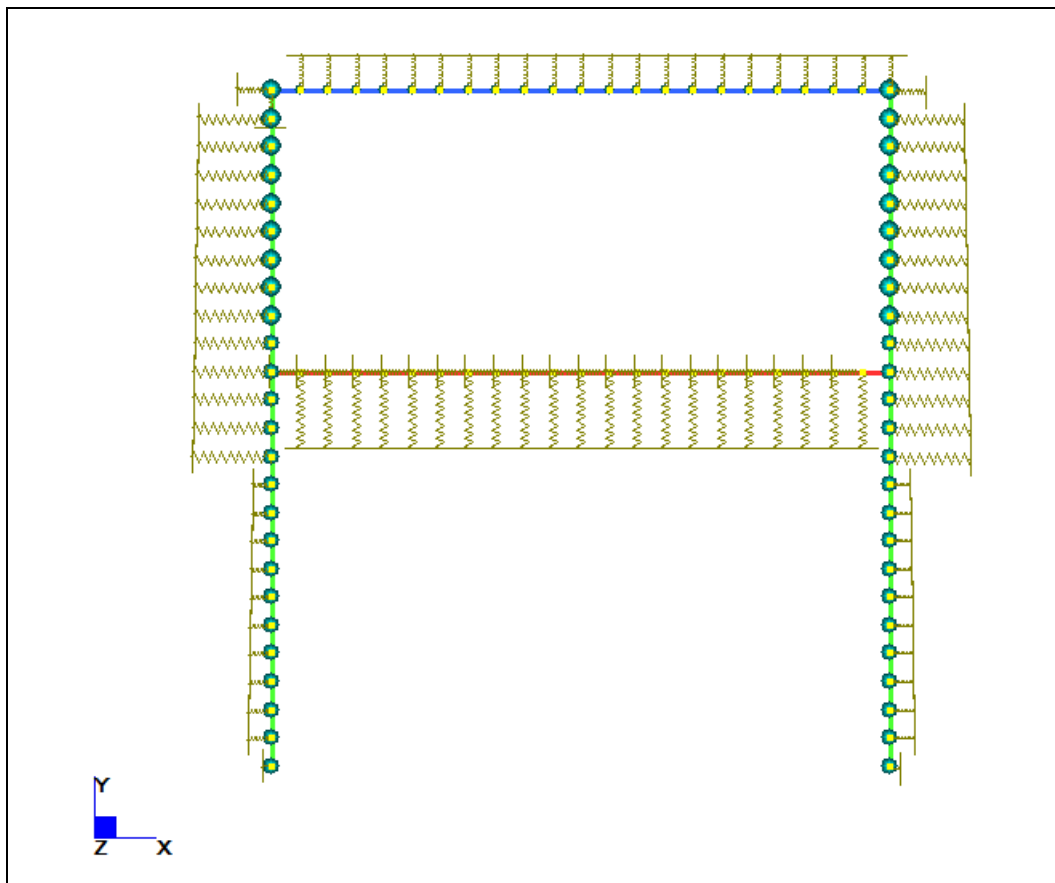
$$k_2 = 416667 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Si tratta di valori medi, in quanto con la profondità aumenta il grado di confinamento del terreno. E' per questo che si è attribuito al modello un leggero aumento della rigidezza con la profondità, mantenendo comunque il valore medio trovato. Va notato che in corrispondenza dei nodi in sommità e al piede del diaframma l'area di competenza è la metà rispetto a quella degli altri nodi; ciò

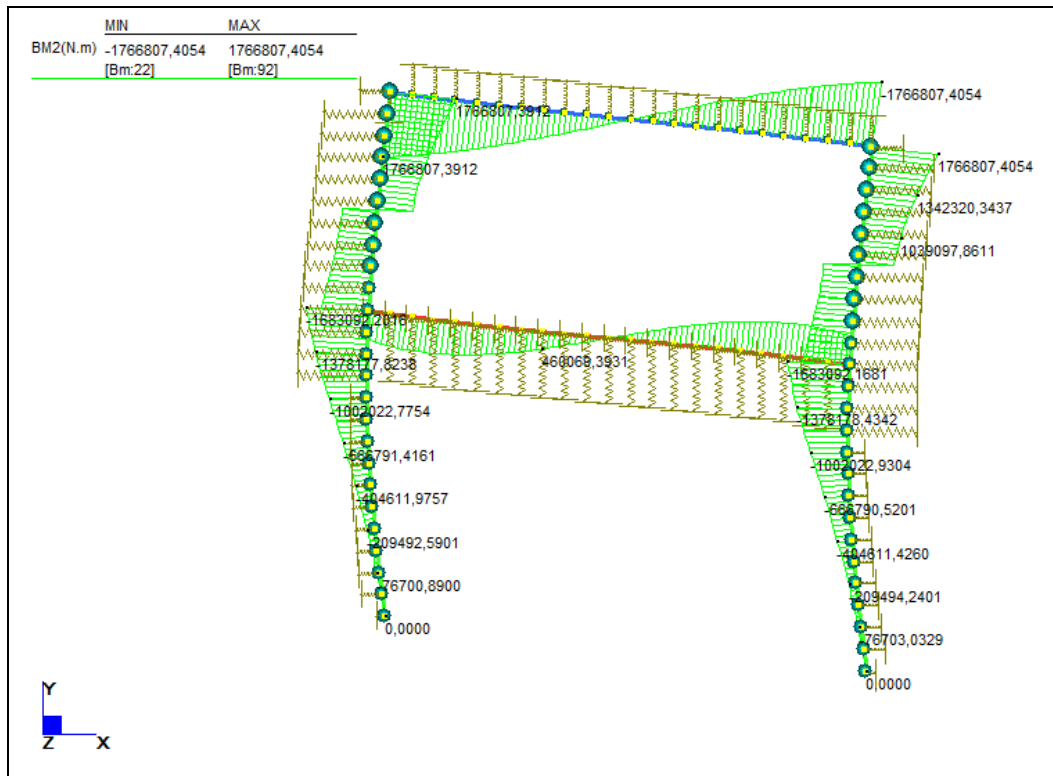
spiega il dimezzamento delle costanti elastiche, assunte pari alla metà dei valori medi k_1 e k_2 .

In corrispondenza del tappo di copertura è stata assegnata in direzione verticale la stessa rigidità che ha il nodo di sommità in direzione orizzontale, quindi pari a $\frac{k_1}{2}$. Fisicamente questa scelta è spiegabile per il fatto che il terreno sovrastante effettua un'azione di confinamento ma, essendo terreno di riporto e quindi avente proprietà alterate, non può essere della stessa entità di quanto avviene in direzione orizzontale.

Sulla soletta di fondo sono state attribuite rispettivamente in direzione verticale e in direzione orizzontale rigidità pari a k_1 e $(0.4k_1)$. Il secondo valore è stato preso per simulare l'attrito che si sviluppa tra soletta di fondo e terreno, nel momento in cui si instaura il movimento del sistema.



Andando ad eseguire l'analisi delle frequenze naturali e l'analisi spettrale si ottengono i seguenti risultati:

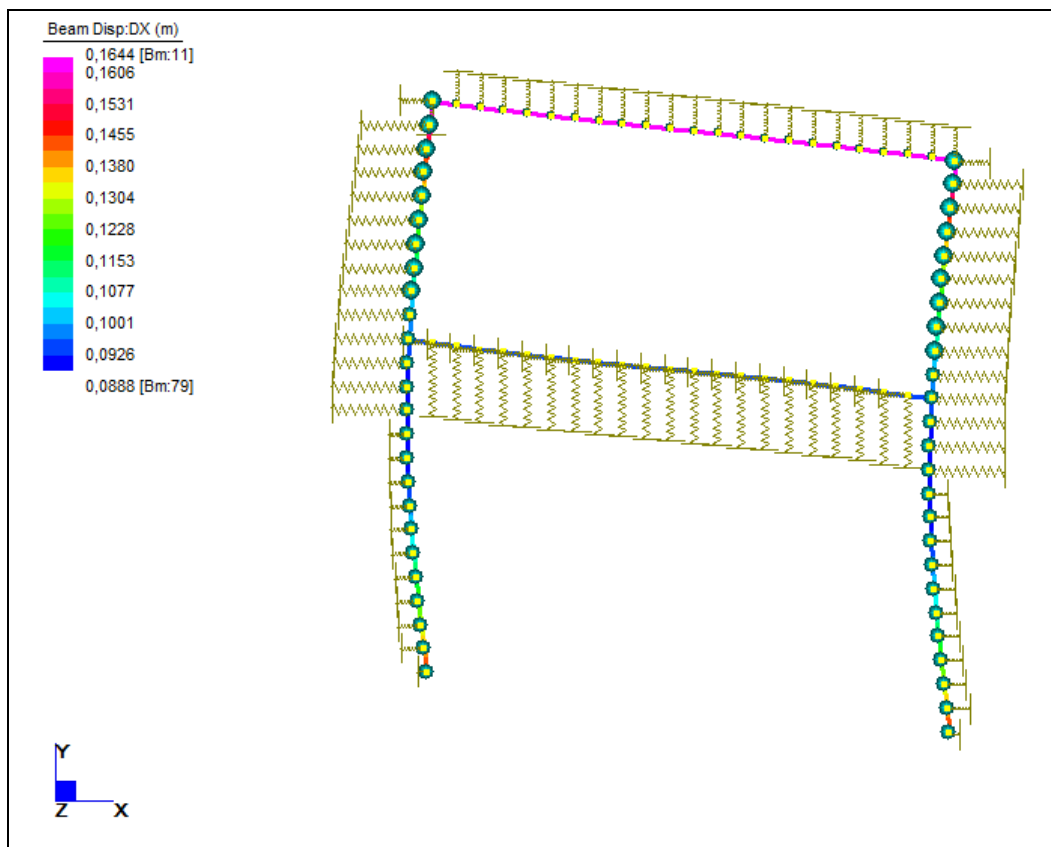


Il momento massimo alla sommità del diaframma ha modulo pari a 1766 kNm.

Il momento sul diaframma in corrispondenza dell'intersezione con la soletta di fondo è pari a 1683 kNm.

Il momento massimo agente sulla soletta di fondo è pari a 904 kNm.

Per quanto riguarda gli spostamenti in direzione X:



Lo spostamento massimo in sommità è pari a 16.4 cm.

Si riporta in tabella il confronto tra le quantità significative dei due modelli:

	Momento sommità (kNm)	M2 (kNm)	Momento soletta di fondo (kNm)	δ_{\max} (cm)
Mod. Rif (z=-11,5m)	1422	2330	1213	24,5
Modello semplificato	1766	1683	904	16,4
Diff. Percentuale (%)	24,19%	27,77%	25,47%	24,49%

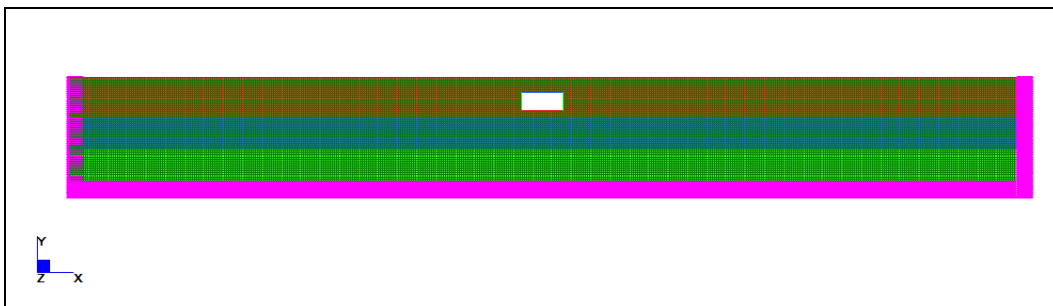
9.5 Validità del metodo al variare della stratigrafia

La finalità di questa Sezione è quella di valutare la bontà del modello semplificato nel momento in cui si presentano condizioni stratigrafiche differenti rispetto a quelle utilizzate per la sua calibrazione.

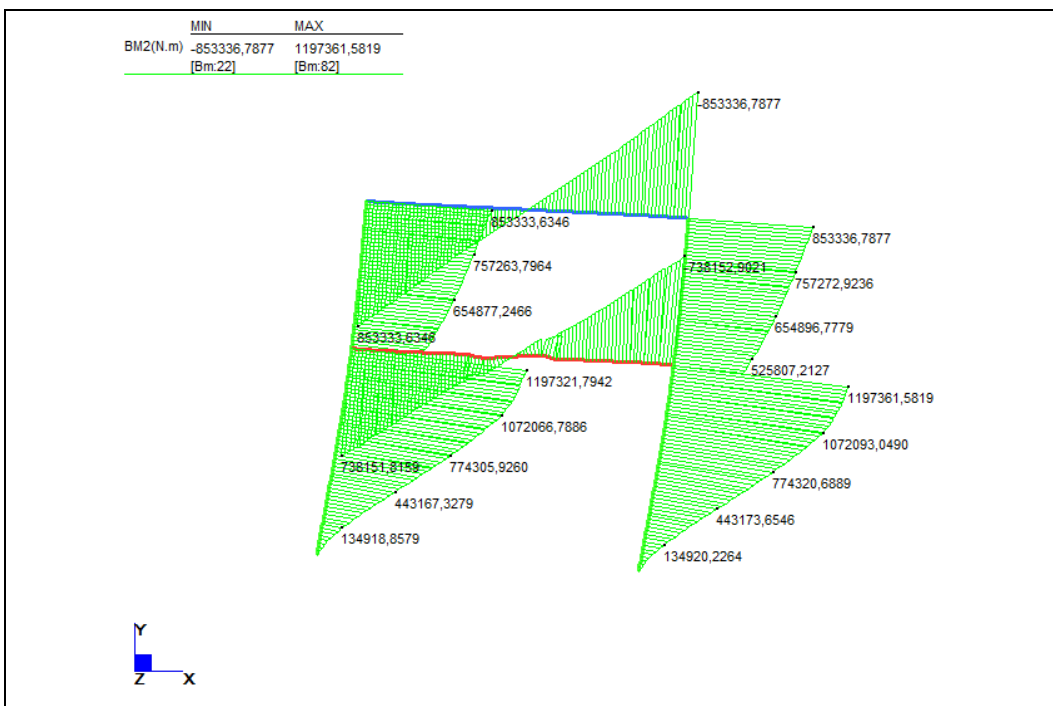
9.5.1 Strati invertiti rispetto al modello del Paragrafo 9.1

Si considera un deposito di terreno di 30 metri in cui le proprietà dei primi due strati sono invertite rispetto al caso del Paragrafo 9.1. Per i primi 10 metri di profondità si considera la presenza di ghiaie e sabbie sub arrotondate; nei successivi 8 metri limi argillosi; l'ultimo strato è costituito da argilla limosa. Si rimanda il Lettore interessato alle proprietà geotecniche di tali strati al Paragrafo 8.4.5.

La galleria è posta ad una profondità pari a 3.5 metri dal piano di campagna.



Procedendo sempre con l'analisi delle frequenze naturali e all'analisi spettrale si giunge ai seguenti risultati:

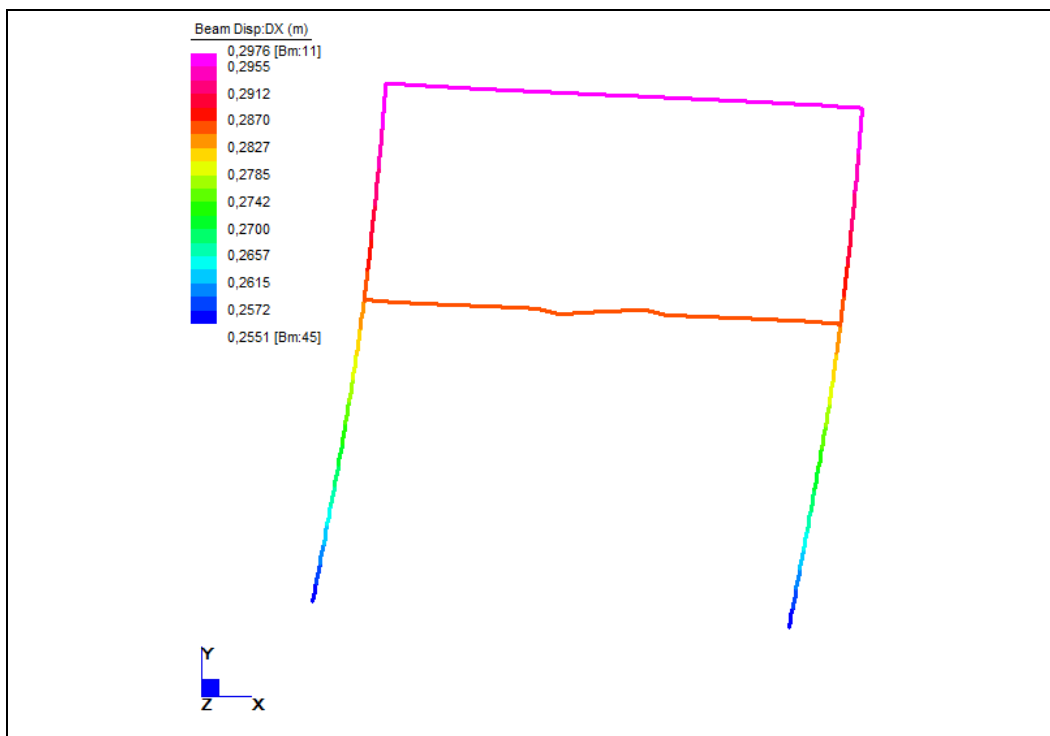


Il momento massimo alla sommità del diaframma ha modulo pari a 853 kNm.

Il momento sul diaframma in corrispondenza dell'intersezione con la soletta di fondo è pari a 1198 kNm.

Il momento massimo agente sulla soletta di fondo è pari a 738 kNm.

Per quanto riguarda gli spostamenti in direzione X:

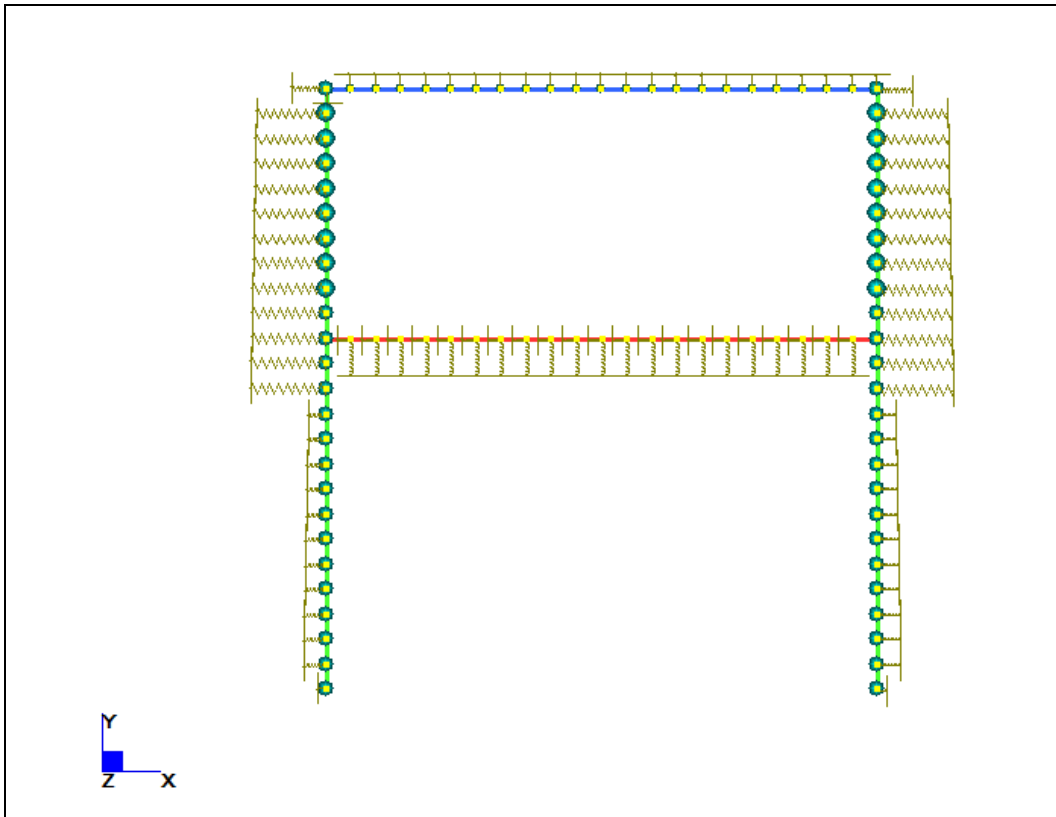


Lo spostamento massimo in sommità è pari a 29.7 cm.

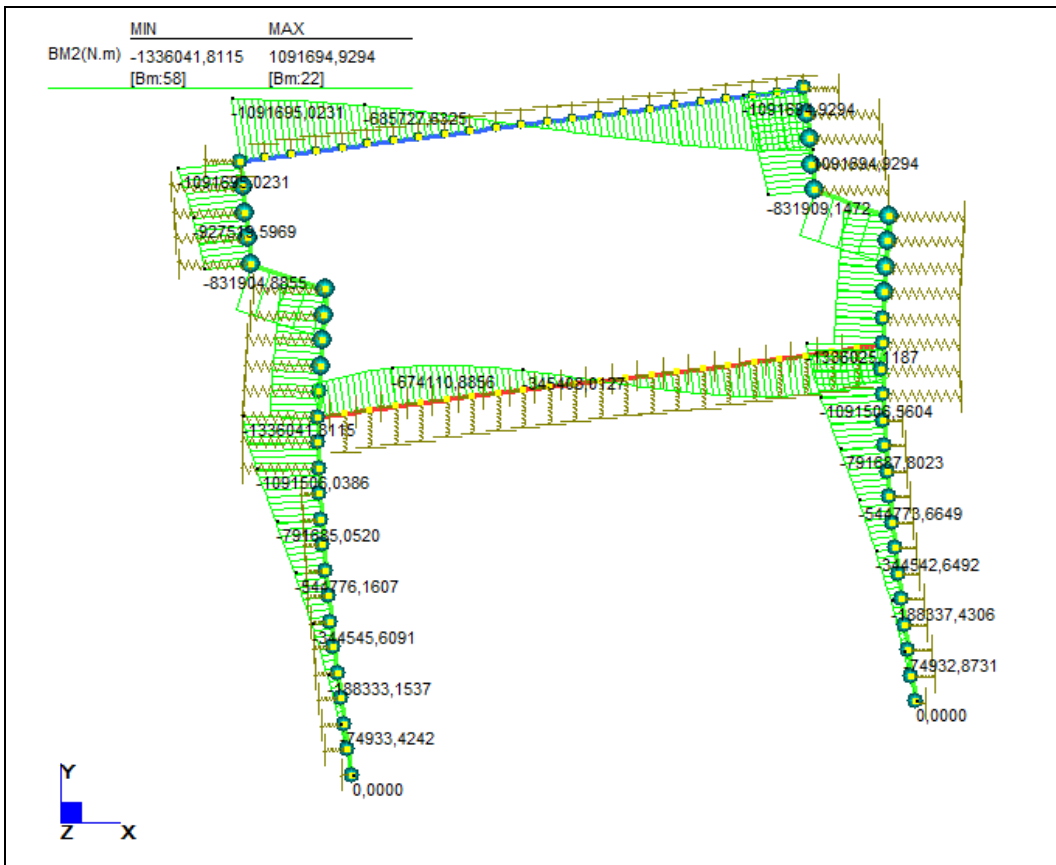
Nella definizione del modello semplificato, si tiene in conto del seguente aspetto:

- cambiamento degli strati di terreno con i quali si trova a contatto la struttura.

Utilizzando il criterio ampiamente illustrato nei casi precedenti, si procederà alla corretta calibrazione della rigidezza delle molle in relazione al tipo di terreno presente alla profondità in esame.



Facendo l'analisi delle frequenze naturali e l'analisi spettrale si ricavano i seguenti risultati:

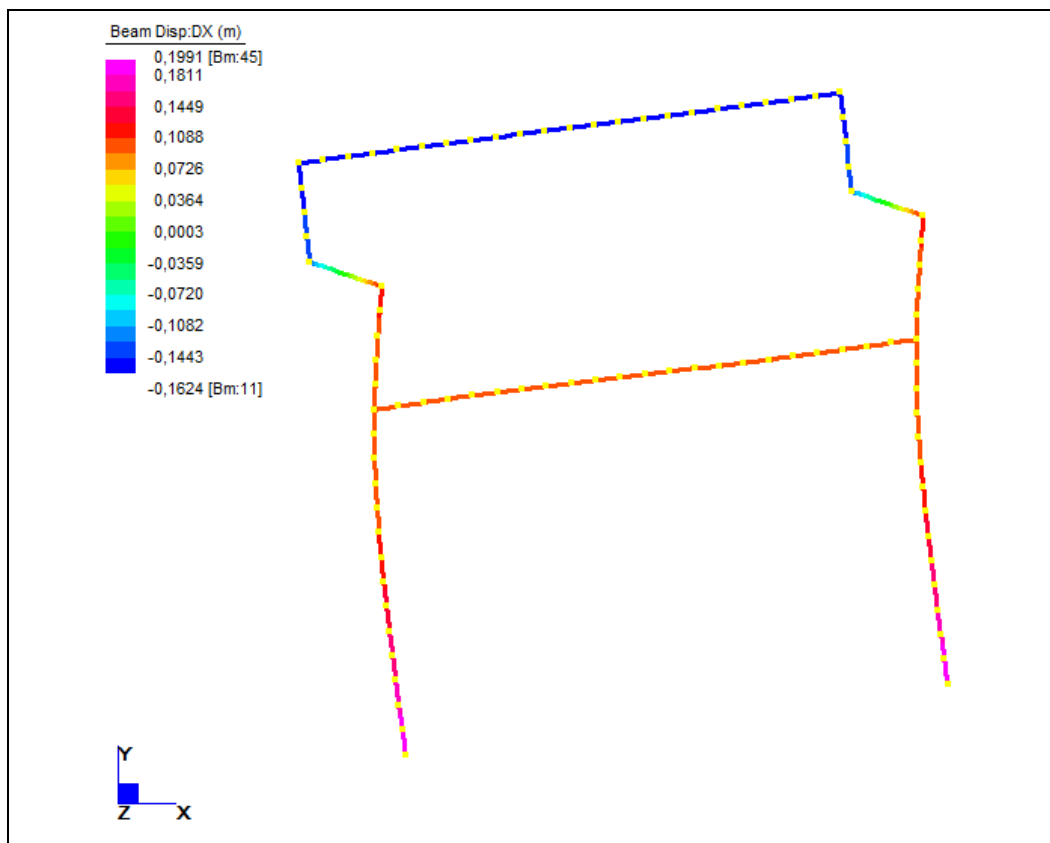


Il momento massimo alla sommità del diaframma ha modulo pari a 1091 kNm.

Il momento sul diaframma in corrispondenza dell'intersezione con la soletta di fondo è pari a 1336 kNm.

Il momento massimo agente sulla soletta di fondo è pari a 674 kNm.

Per quanto riguarda gli spostamenti in direzione X:



Lo spostamento massimo è pari a 19.9 cm.

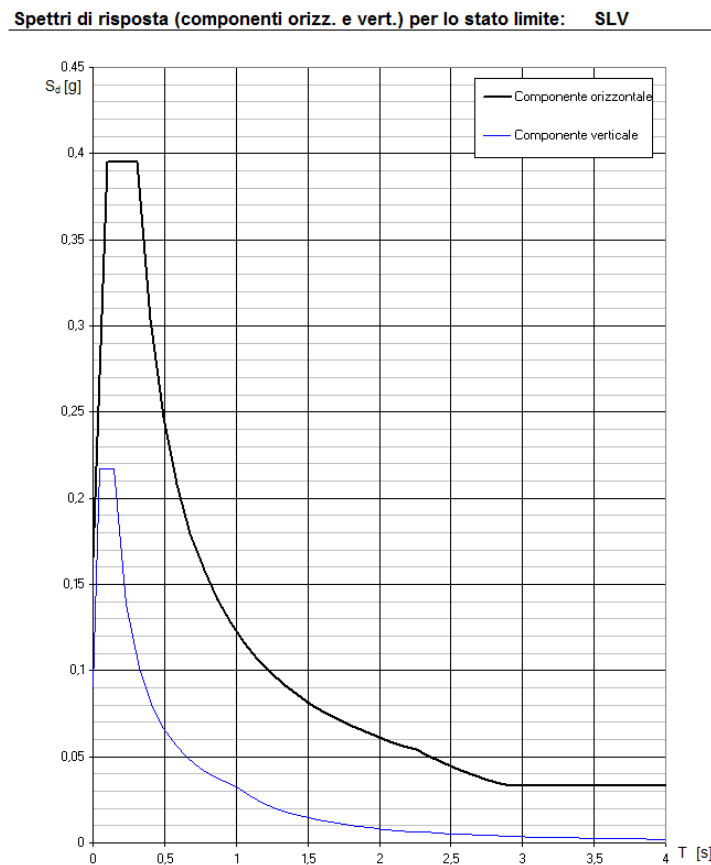
Il confronto tra il modello di riferimento per il caso in esame e il modello semplificato appare chiaro mediante l'utilizzo della seguente tabella:

	Momento in sommità (kNm)	M2 (kNm)	Momento soletta di fondo (kNm)	δ_{\max} (cm)
Mod. riferimento	853	1198	738	29,7
Mod. semplificato	1091	1336	674	19,9
Diff. Percentuale (%)	27,90%	11,52%	8,67%	33,00%

9.5.2 Monostrato ghiaioso

Si è voluto valutare anche il caso di un unico strato dello spessore di 30 metri di ghiaia, al fine di vedere il comportamento in presenza di un terreno molto più rigido rispetto a quelli presi in esame in precedenza e cambiando lo spettro di progetto.

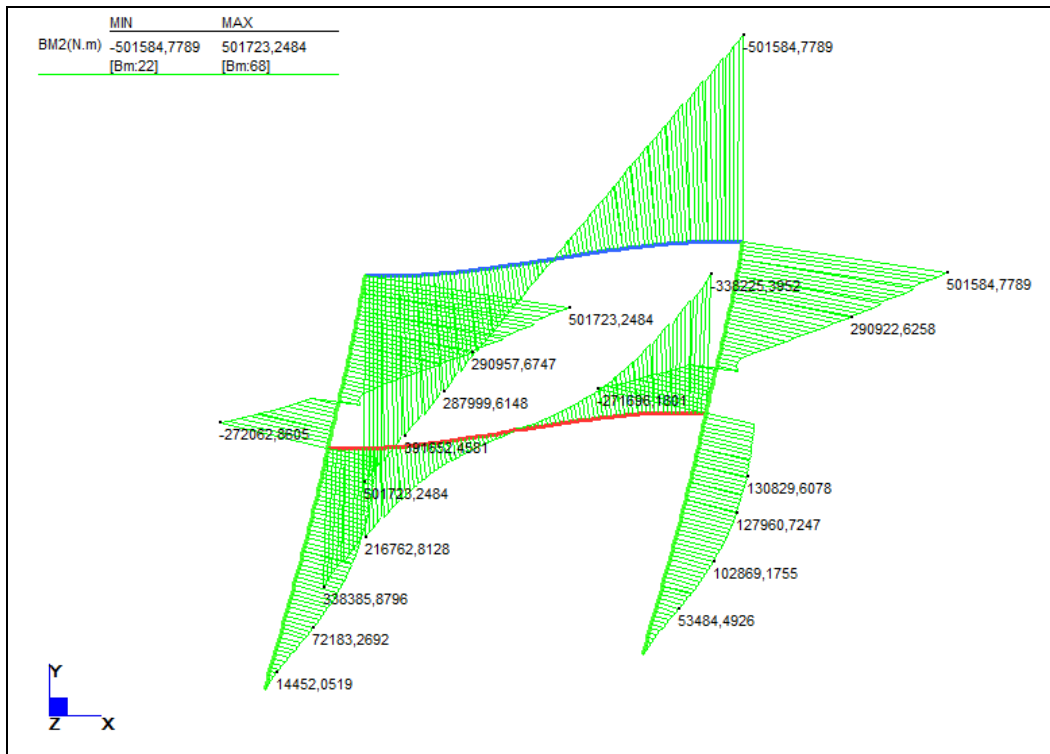
Mantenendo fisse la vita utile e la classe d'uso della struttura, nonché le coordinate geografiche del sito in esame si è assegnato al terreno la categoria A. Lo spettro elastico restituito dal programma è il seguente:



Il modulo elastico considerato per lo strato ghiaioso è pari a 110000 *kPa* .

La densità è stata assunta pari a $\rho = 1850 \frac{kg}{m^3}$.

Dalla analisi delle frequenze naturali e dalla analisi spettrale del modello di riferimento si ottiene il seguente andamento del momento flettente:

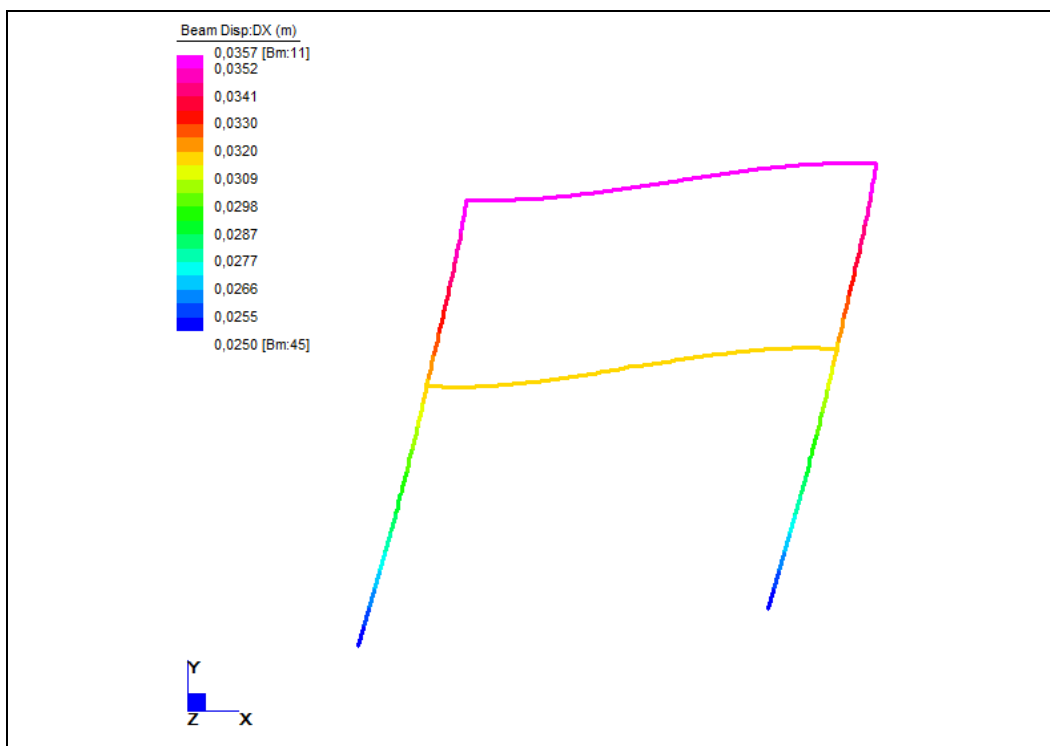


Il momento massimo alla sommità del diaframma ha modulo pari a 501 kNm.

Il momento sul diaframma in corrispondenza dell'intersezione con la soletta di fondo è pari a 131 kNm.

Il momento massimo agente sulla soletta di fondo è pari a 338 kNm.

Per quanto riguarda gli spostamenti in direzione X:



Lo spostamento massimo in sommità è pari a 3.5 cm.

Andando ora a definire il modello semplificato, si valutano le masse concentrate sul tappo di copertura allo stesso modo di quanto fatto in precedenza, variando la densità.

In corrispondenza dei diaframmi si considera la medesima distribuzione delle masse con la profondità.

Per quanto riguarda la rigidezza delle molle si avrà che:

$$E = 11000 \text{ kPa} = 1.1 \cdot 10^8 \frac{N}{m^2}$$

Tali valori sono stati utilizzati anche nel modello di riferimento per definire il modulo di deformazione delle plates.

Dalla teoria di Boussinesq si ha che:

$$k = \frac{E}{12} = 9167000 \frac{N}{m^2}$$

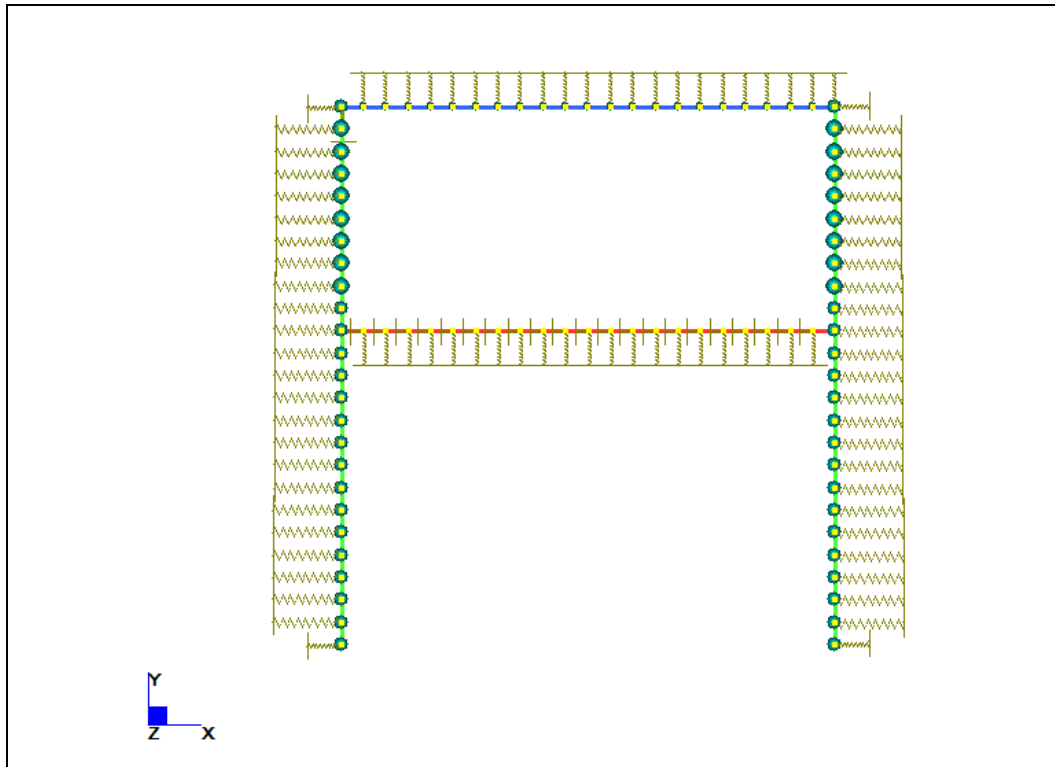
Moltiplicando per la lunghezza di 0.5 metri si ottiene: $k_1 = 4583334 \frac{N}{m}$

Si tratta di un valore medio, in quanto con la profondità aumenta il grado di confinamento del terreno. E' per questo che si è attribuito al modello un leggero aumento della rigidezza con la profondità, mantenendo comunque il valore medio trovato. Va notato che in corrispondenza dei nodi in sommità e al piede del diaframma l'area di competenza è la metà rispetto a quella degli altri nodi; ciò spiega il dimezzamento della costante elastica, assunte pari alla metà del valore medio k .

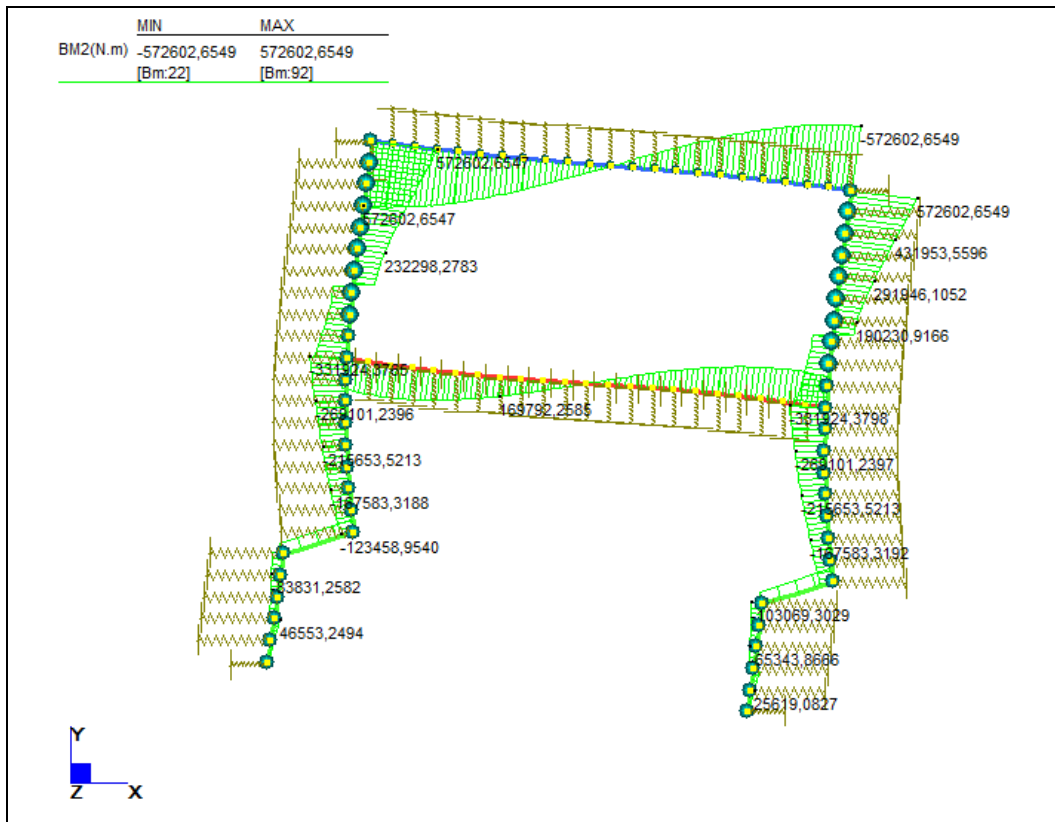
In corrispondenza del tappo di copertura è stata assegnata in direzione verticale la stessa rigidezza che ha il nodo di sommità in direzione orizzontale, quindi pari a $\frac{k_1}{2}$. Fisicamente questa scelta è spiegabile per il fatto che il terreno sovrastante effettua un'azione di confinamento ma, essendo terreno di riporto e quindi avente proprietà alterate, non può essere della stessa entità di quanto avviene in direzione orizzontale.

Sulla soletta di fondo sono state attribuite rispettivamente in direzione verticale e in direzione orizzontale rigidezze pari a k_1 e $(0.4k_1)$. Il secondo valore è stato

preso per simulare l'attrito che si sviluppa tra soletta di fondo e terreno nel momento in cui si instaura il movimento del sistema.



Come al solito si procede con analisi delle frequenze naturali con l'analisi spettrale e si ottiene:

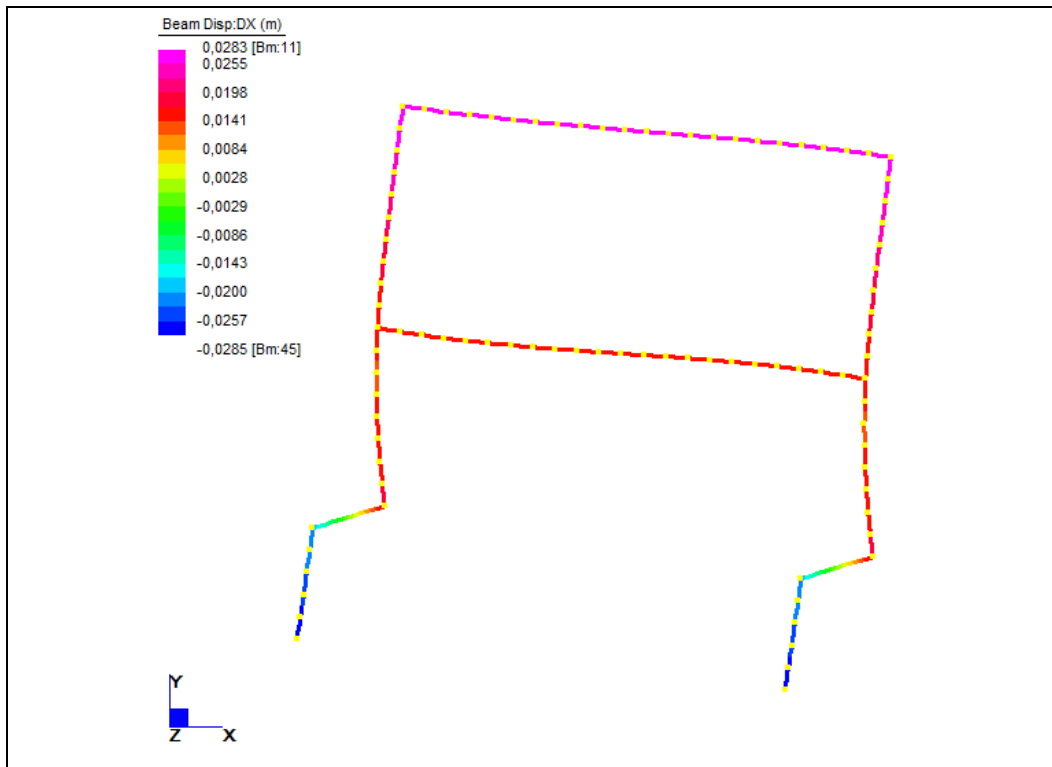


Il momento massimo alla sommità del diaframma ha modulo pari a 573 kNm.

Il momento sul diaframma in corrispondenza dell'intersezione con la soletta di fondo è pari a 332 kNm.

Il momento massimo agente sulla soletta di fondo è pari a 285 kNm.

Per quanto riguarda gli spostamenti in direzione X si ha che lo spostamento massimo in sommità è pari a 2.9 cm.



Il confronto tra il modello di riferimento per il caso in esame e il modello semplificato appare chiaro mediante l'utilizzo della seguente tabella:

	Momento sommità (kNm)	M2 (kNm)	Momento soletta di fondo (kNm)	δ_{\max} (cm)
Mod. Riferimento	501	131	338	3,5
Mod. Semplificato	573	332	285	2,9
Diff. Percentuale (%)	14,37%	153,44%	15,68%	17,14%

In parallelo con il lavoro illustrato, per ogni casistica è stata valutata anche la risposta della struttura nel caso si adottasse il metodo pseudostatico proposto dalla normativa D.M. 14/01/08.

Per brevità della trattazione non si sono sviluppati i calcoli, peraltro sempre gli stessi. L'unica differenza è stato adattare il valore dei parametri nei casi in cui ci si trovava di fronte a tipologie di terreno alternative alla prima.

Si riportano nelle pagine seguenti due tabelle riassuntive.

La Tabella-I mira al confronto tra i dati in uscita usando il primo dei modelli visti, con il terreno schematizzato con delle plates, e il modello semplificato che simula la presenza del terreno con masse e molle concentrate.

La Tabella-II prende in esame le quantità fornite seguendo il procedimento indicato dalla normativa vigente con le quantità derivanti dall'analisi secondo il modello proposto in questa Tesi.

Tabella-I

	Momento in sommità (kNm)		Momento soletta di fondo (kNm)	Spostamento in sommità (cm)
	M2	M1		
Mod. Riferimento (z=-3,5m)	978	587	673	28,5
Mod. Semplificato (z=-3,5m)	950	517	423	24,6
Differenza Percentuale (%)	2,86	11,93	37,15	13,68
Mod. Riferimento (z=0m)	526	546	428	26,1
Mod. Semplificato (z=0m)	655	492	287	24,7
Differenza Percentuale (%)	24,52	9,89	32,94	5,36
Mod. Riferimento (z=-11,5m)	1422	2330	1213	24,5
Mod. Semplificato (z=-11,5m)	1766	1683	904	16,4
Differenza Percentuale (%)	24,19	27,77	25,47	33,06
Modello Rif. (z=-3,5m) strati invertiti	853	1198	738	29,7
Mod. Semplif. (z=-3,5m) strati invertiti	1091	1336	674	19,9
Differenza Percentuale (%)	27,90	11,52	8,67	33,00
Mod. Riferimento Monostrato ghiaia	501	131	338	3,6
Mod. Semplificato Monostrato ghiaia	573	332	285	2,9
Differenza Percentuale (%)	14,37	153,44	15,68	19,44

Tabella-II

	Momento in sommità (kNm)	M2 (kNm)	Momento soletta di fondo (kNm)	Spostamento in sommità (cm)
Metodo Pseudostatico (z=-3,5m)	949	900	220	16,1
Modello Semplificato (z=-3,5m)	950	517	423	24,6
Differenza Percentuale (%)	0,11	42,56	92,27	52,80
Metodo Pseudostatico (z=0m)	784	1004	140	17,4
Modello Semplificato (z=0m)	655	492	287	29,1
Differenza Percentuale (%)	16,45	51,00	105,00	67,24
Metodo Pseudostatico (z=-11,5m)	1010	557	312	6
Modello Semplificato (z=-11,5m)	1766	1683	904	18,5
Differenza Percentuale (%)	74,85	202,15	189,74	208,33
Metodo Pseudostatico(z=-3,5m) strati invertiti	819	597	190	7,5
Modello Semplificato strati invertiti	1091	1336	674	19,9
Differenza Percentuale (%)	33,21	123,79	254,74	165,33
Metodo Pseudostatico Sez. Chiusa monostrato ghiaia	692	645	125	2
Modello Semplificato Monostrato ghiaia	573	332	285	2,9
Differenza Percentuale (%)	17,20	48,53	128,00	45,00

9.6 Prestazioni del metodo nell'ambito della modellazione 3D

Come ultimo test di prova circa il comportamento del metodo introdotto in questa Tesi si riporta il confronto tra i risultati forniti da un modello tridimensionale, seguendo in primo luogo la procedura di progettazione standard che, in riferimento alle norme D.M. 14/01/08, segue un criterio di tipo pseudostatico; come secondo termine di paragone si è voluto adattare al modello 3D quanto studiato a livello bidimensionale.

9.6.1 Modello di riferimento secondo la normativa D.M. 14/01/08

Dopo avere definito la geometria della struttura, si introducono i carichi agenti su di essa. Si considera il peso proprio della struttura, la pressione del terreno, la pressione dell'acqua, il carico sulle solette, il carico del tram e il carico sismico. Vediamo con maggiore dettaglio il calcolo del carico sismico.

Il software Straus7 definisce l'azione sismica orizzontale di taglio alla base della struttura secondo l'espressione:

$$V = \beta \cdot G$$

G : carico totale di gravità;

β : fattore stabilito da specifici codici normativi che può essere messo in relazione con l'importanza della struttura, il fattore sul sito per il particolare profilo stratigrafico del terreno e così via.

$$G = a_g \cdot M_T = a_g (\alpha M + \psi Q)$$

a_g : accelerazione di gravità;

M_T : massa effettiva della struttura, che è una combinazione delle masse strutturali (M) e delle masse non strutturali (Q);

α, ψ : fattori di combinazione adimensionali che di solito sono maggiori di zero e non negativi.

E' definita inoltre la distribuzione verticale delle forze sismiche orizzontali. Per la massa m_i posta alla coordinata verticale x_i , la forza sismica orizzontale F_x^i è determinata dalla seguente equazione:

$$F_x^i = C_{vx} a_g m_i (x_i - h_0)^k$$

k: esponente che può essere considerato di valore unitario o può essere relazionato al periodo della struttura;

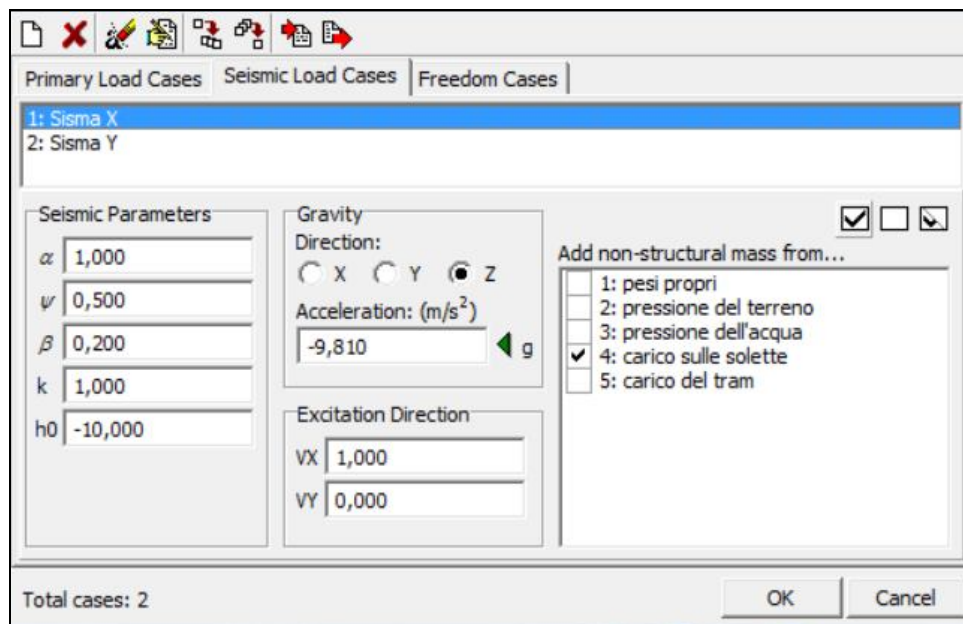
h_0 : coordinata verticale della base;

C_{vx} : fattore di scala che definisce il modulo di tutte le forze orizzontali, in modo che la loro risultante sia uguale al taglio sismico alla base V.

$$C_{vx} = \frac{V}{\sum a_g m_i (x_i - h_0)^k}$$

Comprendendo come procede il programma di calcolo occorre introdurre i corretti coefficienti. Da chiarire è il valore di β che è stato ottenuto moltiplicando il valore della accelerazione attesa nel comune di Firenze con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, per il coefficiente di riduzione di tale accelerazione trattandosi di opera immersa nel terreno.

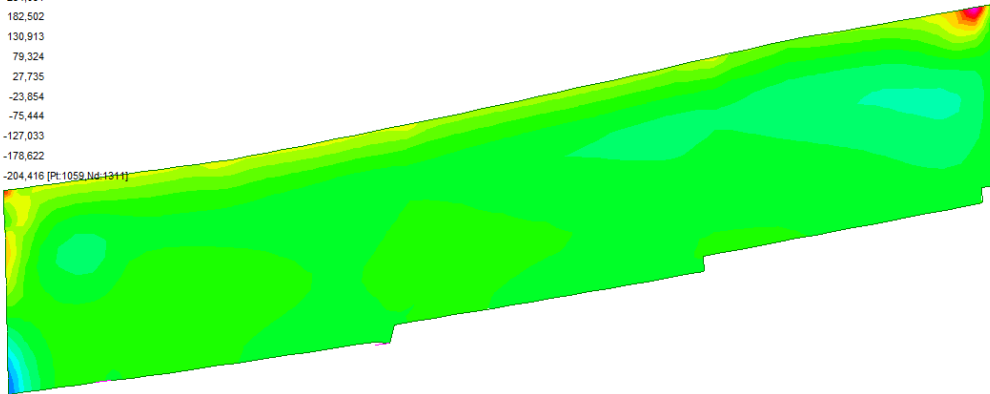
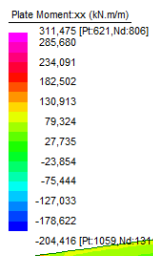
$$\beta = 0.25 \cdot 0.8 = 0.2$$



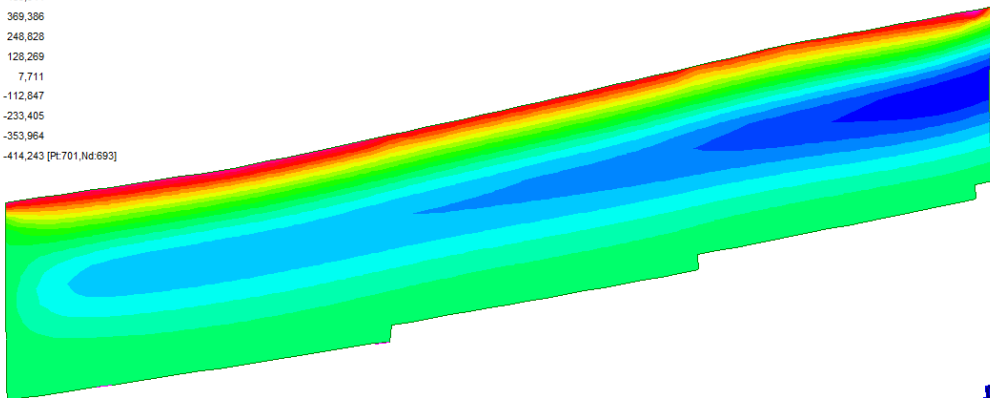
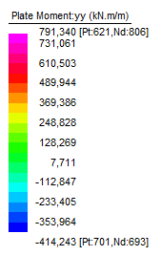
Dopo avere introdotto i carichi agenti sulla struttura e definito le opportune combinazioni di carico si procede ad una analisi statica lineare.

Nelle seguenti immagini si riporta l'andamento dei momenti flettenti che si verificano nella parte rettilinea della galleria.

Momento M_{xx}



Momento M_{yy}



9.6.2 Adattamento del metodo studiato al caso 3D

In questa fase è stata utilizzata la geometria del modello tridimensionale già impiegata per sviluppare le considerazioni stese nel precedente paragrafo. In tale modello, al fine di schematizzare i diaframmi, sono state adottate plates aventi dimensioni di 1 metro nella direzione della profondità e 1.3 metri nella direzione dello sviluppo longitudinale della galleria.

L'operazione da fare quindi per rendere coerente il lavoro svolto nel caso dell'analisi bidimensionale del problema, è stata quella di proporzionare le masse concentrate e la rigidità delle molle in corrispondenza dei nodi della struttura. Mantenendo cioè valide tutte le considerazioni e i ragionamenti a cui si è fatto ricorso per definire la funzione di distribuzione delle masse al variare della profondità e la rigidità delle molle al variare dello strato di terreno, si è cercato un fattore di scala che consentisse il passaggio diretto da un modello all'altro.

Tenendo presente che nell'analisi bidimensionale erano state adottate elementi beam della lunghezza di 0.5 metri e che si era ragionato considerando 1 metro di spessore, è stato assunto un fattore di scala pari a 2.6.

Il passo successivo è stato quello di definire lo spettro di progetto. Il requisito di tale spettro è la corrispondenza con le considerazioni fatte per definire l'azione sismica nel caso pseudostatico.

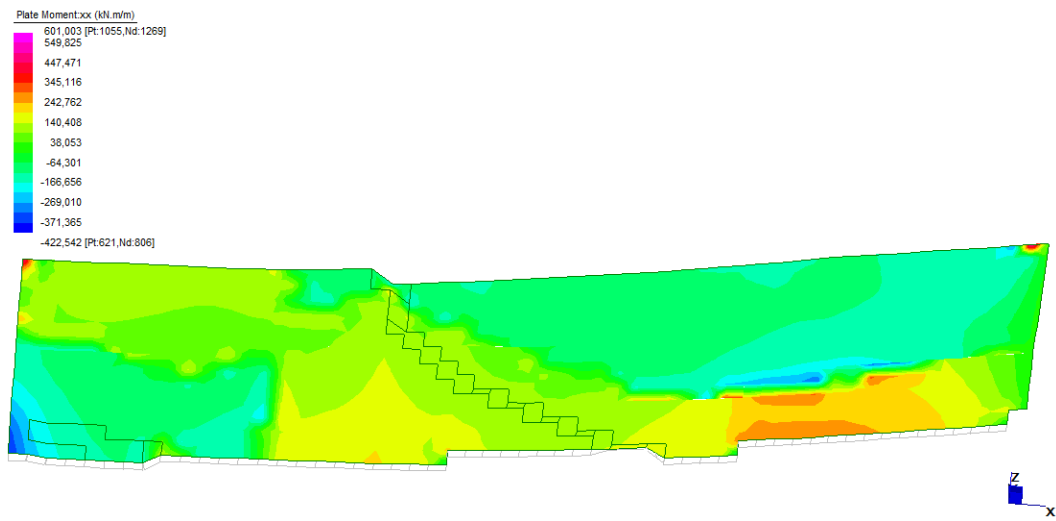
Si era scelto una categoria di sottosuolo di tipo B. Definendo lo spettro di progetto si assume la stessa categoria B con caratteristiche topografiche di tipo T1. Per quanto riguarda la struttura si considera una classe II e vita utile pari a 50 anni. Come valore dello smorzamento viscoso si assume il 5%. Si inseriscono poi le coordinate del sito in esame che consentono di stabilire i valori di a_g , T_B , T_C , T_D e F_0 .

Riguardo al parametro F_0 , che definisce il valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, trattandosi di struttura interrata si assume valore unitario.

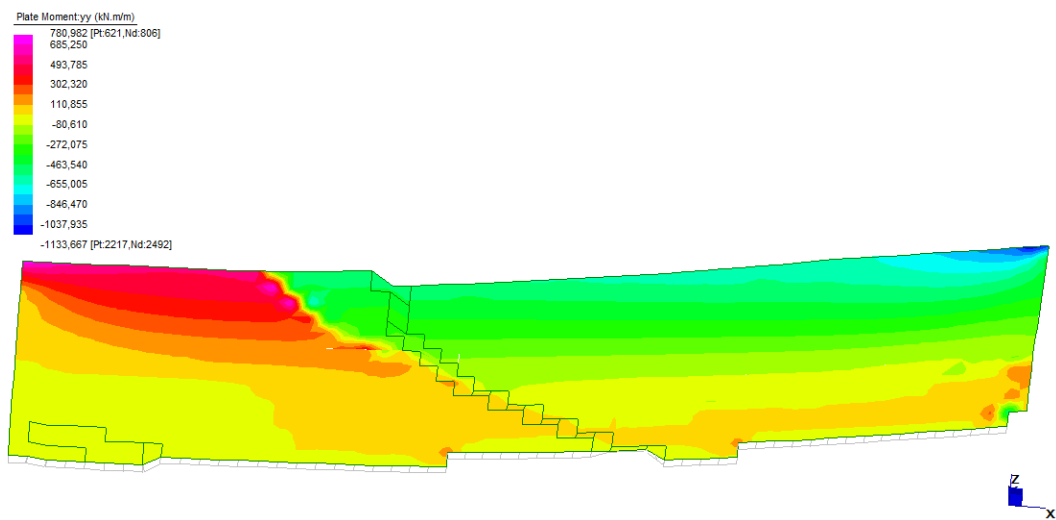
Definiti tutti i parametri in ingresso si procede all'analisi delle frequenze naturali del sistema e successivamente alla analisi spettrale, valutando in un primo momento la risposta della struttura ad un sisma nella direzione X e in un secondo momento la risposta ad un sisma nella direzione perpendicolare Y.

Nelle seguenti immagini si riporta l'andamento dei momenti flettenti che si verificano nella parte rettilinea della galleria.

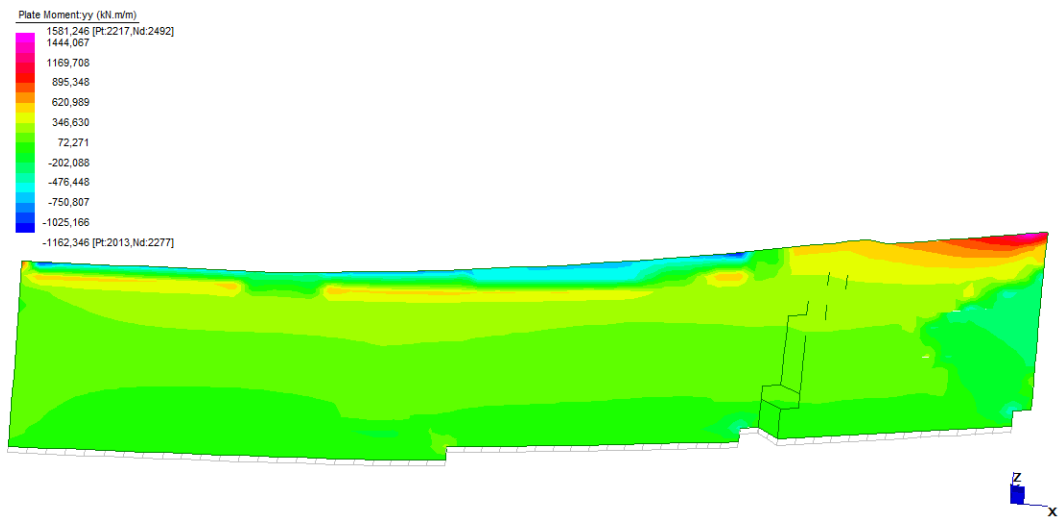
Sisma in direzione X - Momento M_{xx}



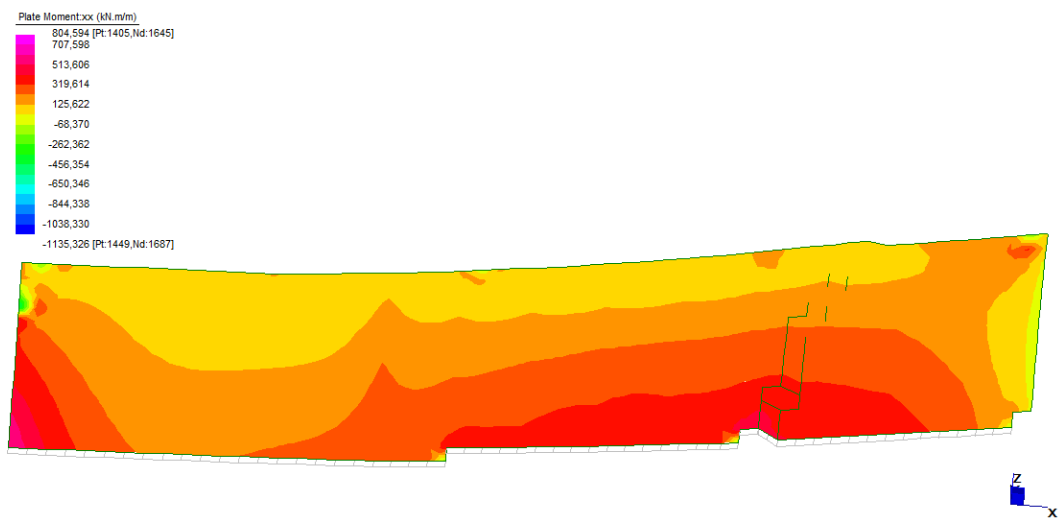
Sisma in direzione X - Momento M_{yy}



Sisma in direzione Y - Momento M_{yy}

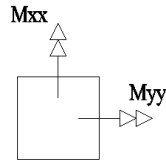


Sisma in direzione Y - Momento M_{xx}

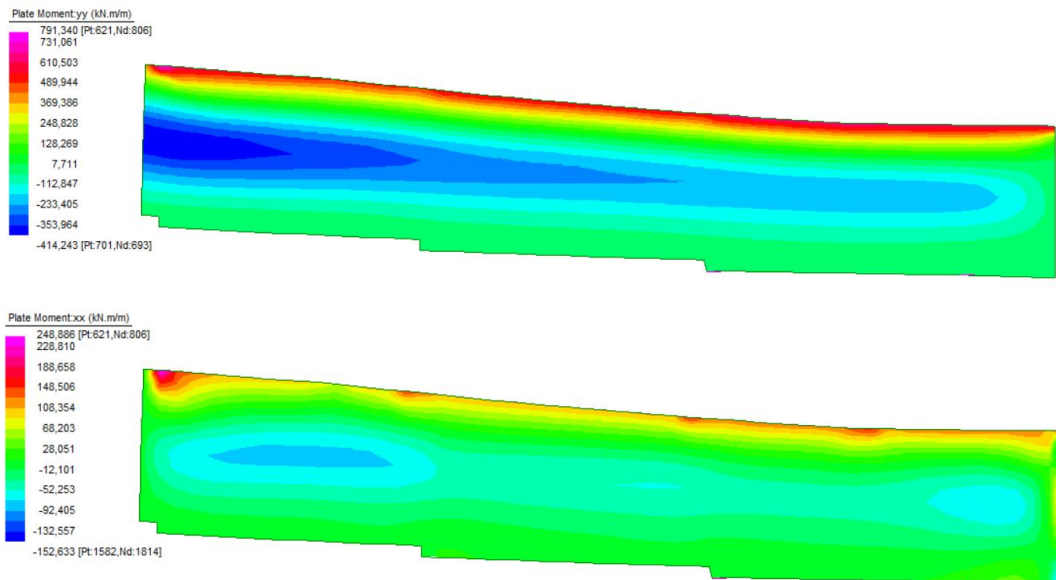


10. Dimensionamento dell'armatura del diaframma

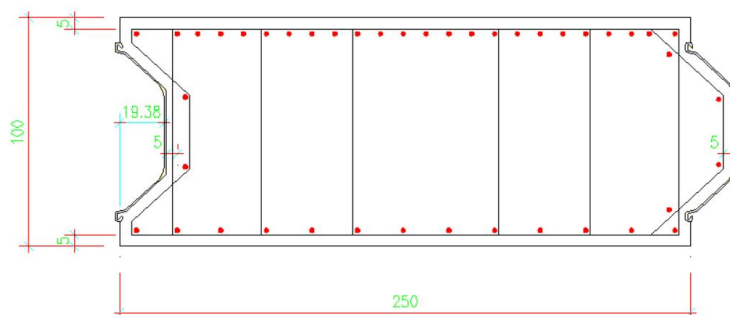
Si vuole ora procedere al dimensionamento della armatura da inserire all'interno del diaframma. In primo luogo si definisce il sistema di riferimento locale della singola plate, utile per interpretare i risultati elaborati dal programma di calcolo.



Si riportano i diagrammi dei momenti flettenti in direzione Y e in direzione X, successivamente elaborati per garantire maggiore chiarezza circa le grandezze prese in considerazione.



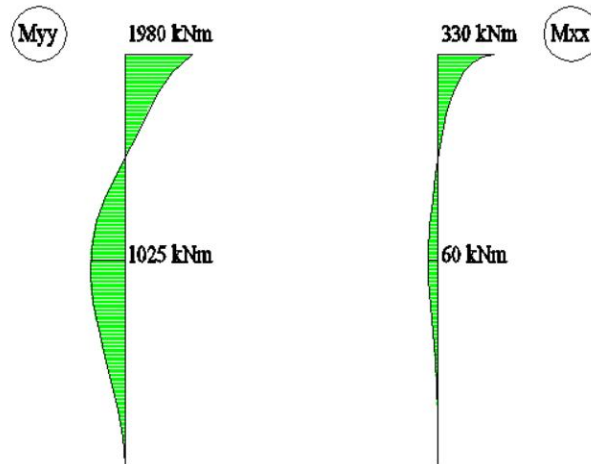
Dato che non si tratta di una struttura monolitica ma di più elementi affiancati tra loro, si considera in un primo momento quello soggetto alla sollecitazione maggiore. In fase costruttiva si è pensato a diaframmi aventi sezione con le seguenti caratteristiche:



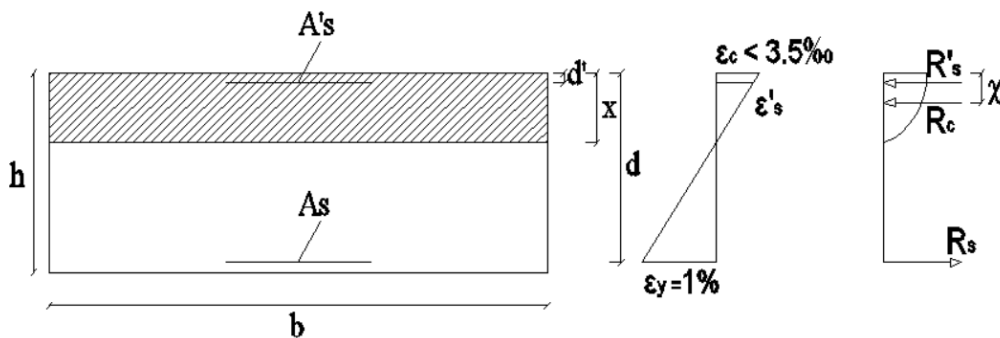
$$\begin{aligned} b &= 250 \text{ cm} \\ h &= 100 \text{ cm} \\ L &= 1200 \text{ cm} \end{aligned}$$

Si noti che sul diagramma dei momenti flettenti le quantità sono espresse in kNm/m; bisogna quindi moltiplicare tali grandezze per la corrispondente dimensione della sezione su cui agisce la componente del momento flettente in esame.

Si analizza la sezione di estremità, che risulta essere quella maggiormente sollecitata e si riportano per questa sezione i diagrammi dei momenti flettenti nella forma usuale:



La scelta progettuale è quella di mantenere la sezione in Campo 2, con l'armatura tesa snervata e l'armatura compressa in fase elastica.



$$\varepsilon_c = 0.01 \frac{x}{d-x}$$

$$\varepsilon'_s = 0.01 \frac{x-d'}{d-x}$$

$$\bar{\varepsilon}_c = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}} = \frac{\varepsilon_c}{0.0035}$$

$$\begin{cases} \Psi = \bar{\varepsilon}_c (1.6 - 0.8 \bar{\varepsilon}_c) \\ \chi = 0.33 + 0.07 \bar{\varepsilon}_c \end{cases}$$

$$A'_s = \beta \cdot A_s$$

Equilibrio delle forze:

$$R_c + R'_s = R_s$$

$$\Psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon'_s = A_s \cdot f_{yd}$$

Equilibrio dei momenti intorno al punto di applicazione di R_c :

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left[(d - \chi x) + \beta \frac{0.01}{\varepsilon_y} \frac{x - d'}{d - x} (\chi x - d') \right]$$

Ponendo: $M_{Rd} = M_{Sd}$

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \left[(d - \chi x) + \beta \frac{0.01}{\varepsilon_y} \frac{x - d'}{d - x} (\chi x - d') \right]}$$

Sostituendo nella equazione dell'equilibrio delle forze si ottiene un'equazione che ha come unica incognita la distanza dell'asse neutro x dal lembo compresso. Si ottiene tale valore risolvendo per tentativi finchè l'uguaglianza non risulta soddisfatta; sostituendolo poi nell'ultima equazione si ottiene la quantità di armatura minima da posizionare nella zona tesa.

Il valore di β precedentemente stabilito nella scelta progettuale, consentirà di determinare la quantità di armatura necessaria nella zona compressa.

Per la sezione di sommità: $\begin{cases} M_{xx} = 330 \text{ kNm} \\ M_{yy} = 1980 \text{ kNm} \end{cases}$

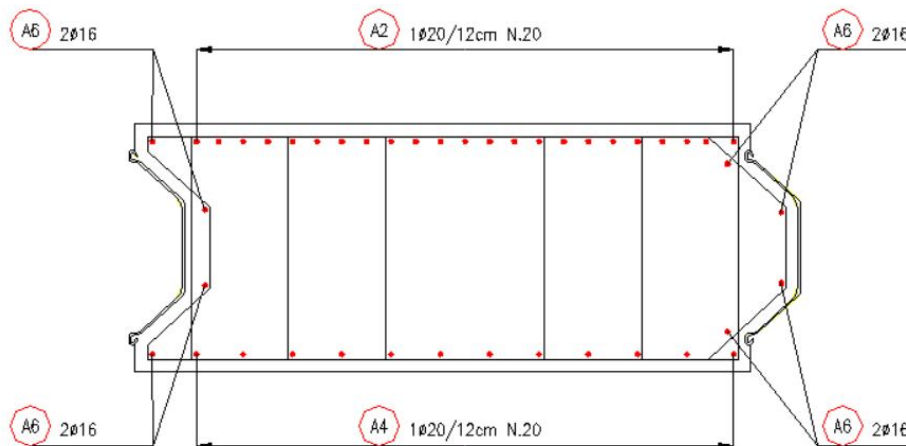
Assumendo $\beta = 1$ si ottiene che:

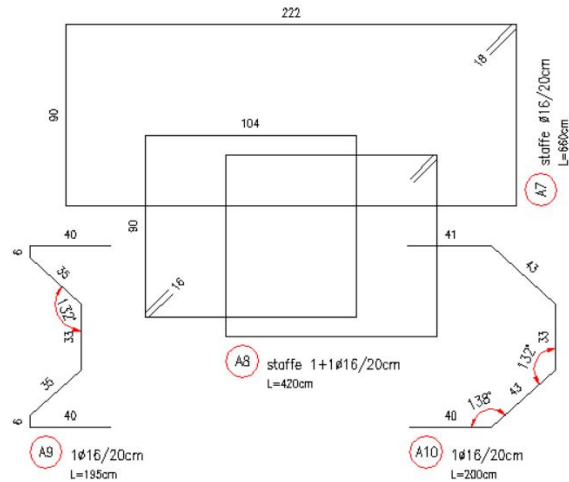
$$M_{Sd} = M_{yy} \rightarrow x = 39.21 \text{ cm} \rightarrow A_{s,\min} = 59.67 \text{ cm}^2$$

$$M_{Sd} = M_{xx} \rightarrow x = 39.16 \text{ cm} \rightarrow A_{s,\min} = 9.95 \text{ cm}^2$$

Ad assorbire il momento M_{yy} si disporranno $20\Phi 20 \rightarrow A_s = A'_s = 62.83 \text{ cm}^2$.

Ad assorbire il momento M_{xx} si disporranno $6\Phi 16 \rightarrow A_s = A'_s = 12.06 \text{ cm}^2$.





A metà della profondità: $\begin{cases} M_{xx} = 60 \text{ kNm} \\ M_{yy} = 1025 \text{ kNm} \end{cases}$

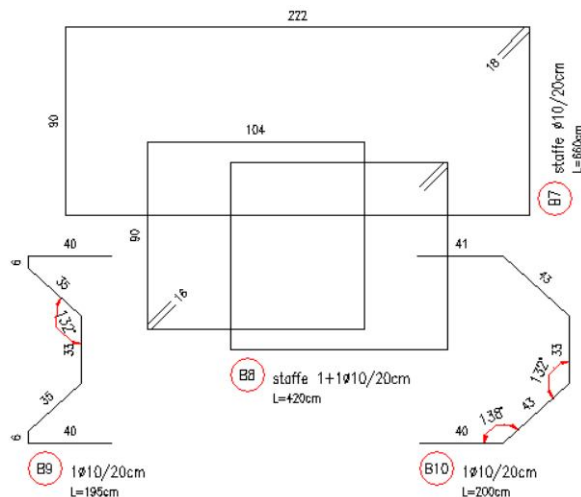
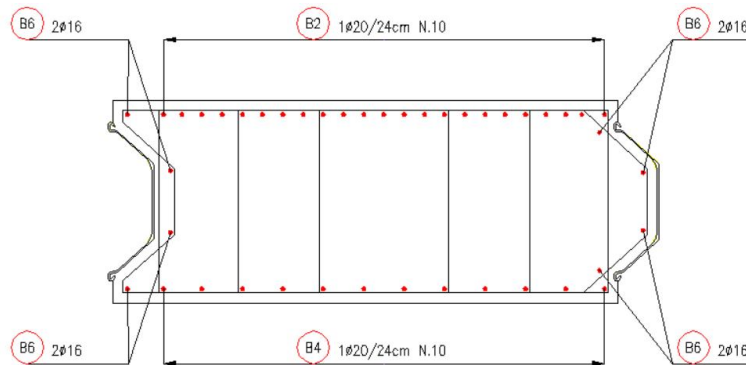
Assumendo $\beta = 1$ si ottiene che:

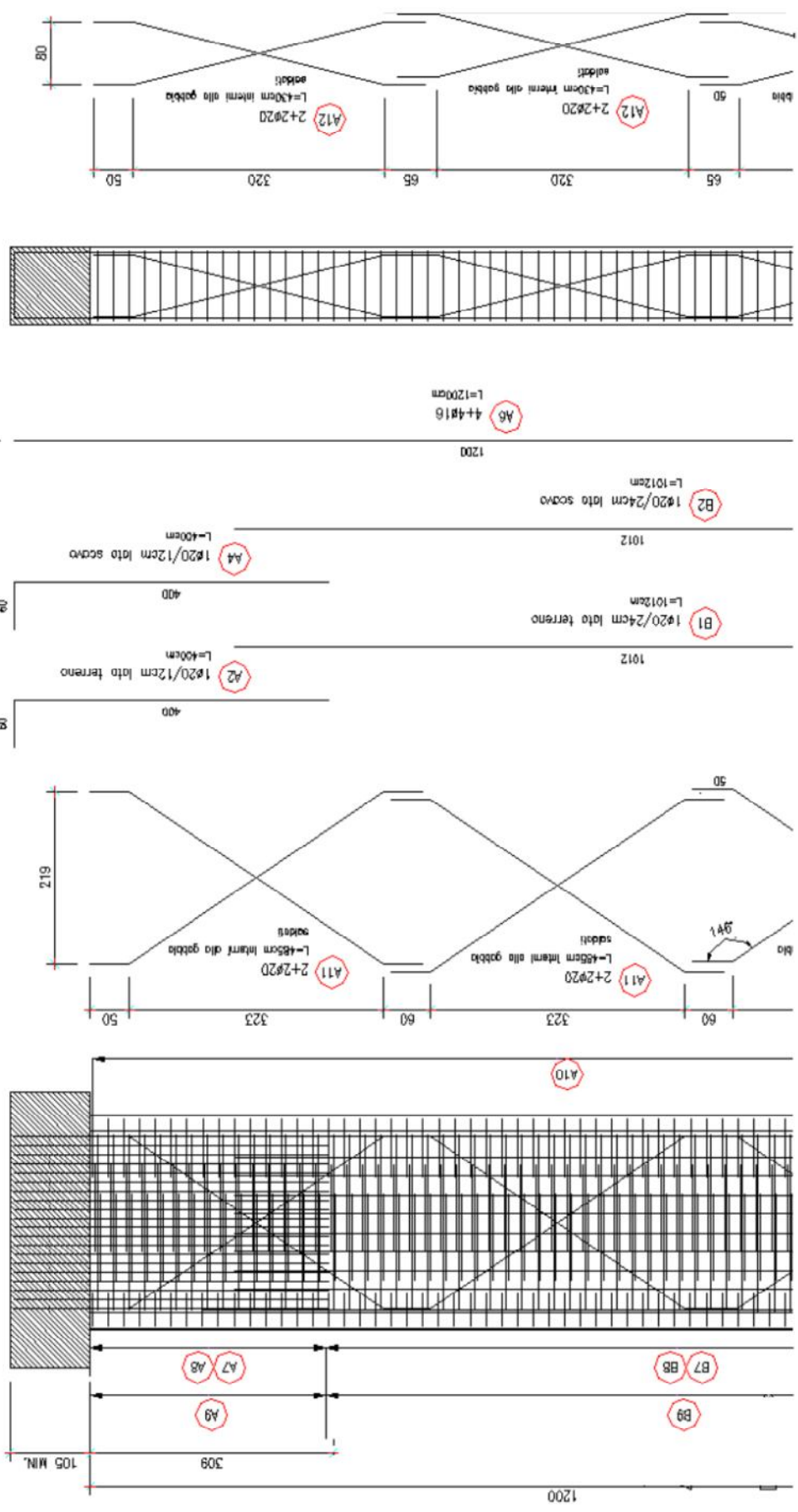
$$M_{Sd} = M_{yy} \rightarrow x = 39.17 \text{ cm} \rightarrow A_{s,\min} = 30.89 \text{ cm}^2$$

$$M_{Sd} = M_{xx} \rightarrow x = 39.13 \text{ cm} \rightarrow A_{s,\min} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Ad assorbire il momento M_{yy} si disporranno $10\Phi 20 \rightarrow A_s = A'_s = 31.42 \text{ cm}^2$.

Ad assorbire il momento M_{xx} si disporranno $6\Phi 10 \rightarrow A_s = A'_s = 4.71 \text{ cm}^2$.





Dopo avere dimensionato l'armatura della sezione più sollecitata si intende procedere al calcolo della armatura nella sezione centrale del diaframma, in cui si hanno caratteristiche di sollecitazione medie e che può essere adottata come riferimento per tutte le sezioni che vanno dal centro del diaframma all'estremo di destra.

$$\Psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon'_s = A_s \cdot f_{yd}$$

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \left[(d - \chi x) + \beta \frac{0.01}{\varepsilon_y} \frac{x - d'}{d - x} (\chi x - d') \right]}$$

In sommità:
$$\begin{cases} M_{xx} = 145 \text{ kNm} \\ M_{yy} = 1550 \text{ kNm} \end{cases}$$

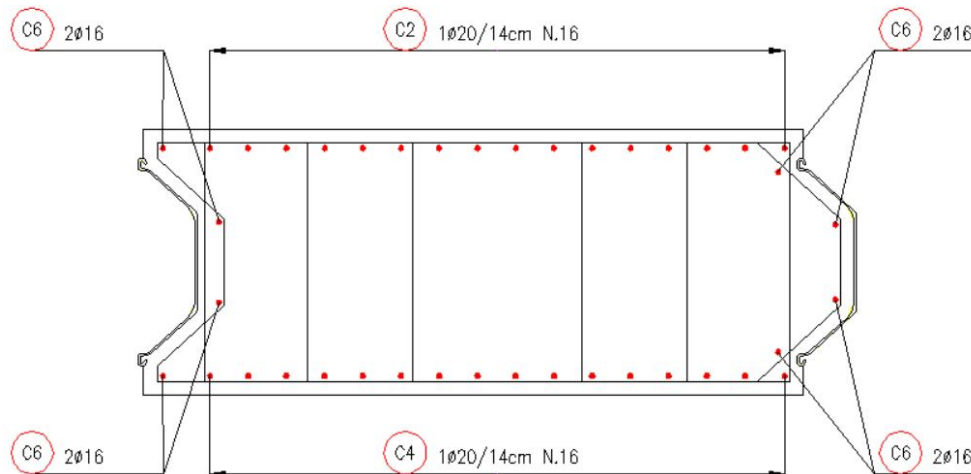
Assumendo $\beta = 1$ si ottiene che:

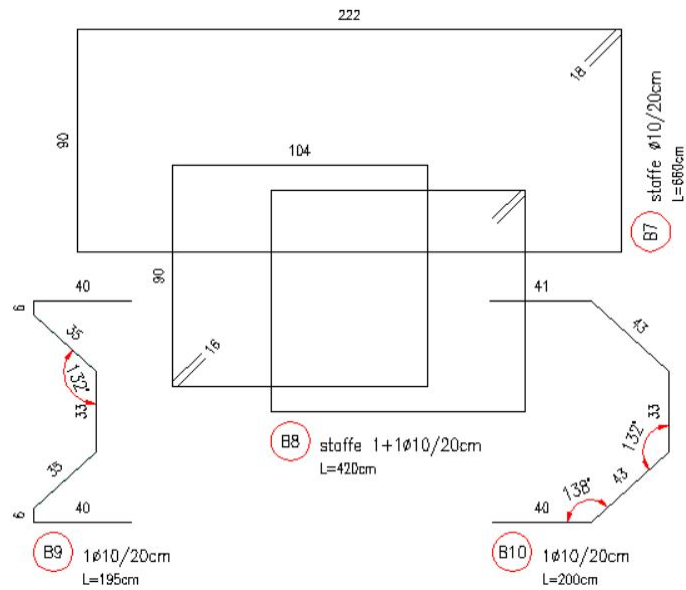
$$M_{Sd} = M_{yy} \rightarrow x = 39.19 \text{ cm} \rightarrow A_{s,\min} = 46.71 \text{ cm}^2$$

$$M_{Sd} = M_{xx} \rightarrow x = 39.14 \text{ cm} \rightarrow A_{s,\min} = 4.37 \text{ cm}^2$$

Ad assorbire il momento M_{yy} si disporranno $16\Phi 20 \rightarrow A_s = A'_s = 50.27 \text{ cm}^2$.

Ad assorbire il momento M_{xx} si disporranno $6\Phi 10 \rightarrow A_s = A'_s = 4.71 \text{ cm}^2$.





A metà della profondità: $\begin{cases} M_{xx} = 75 \text{ kNm} \\ M_{yy} = 550 \text{ kNm} \end{cases}$

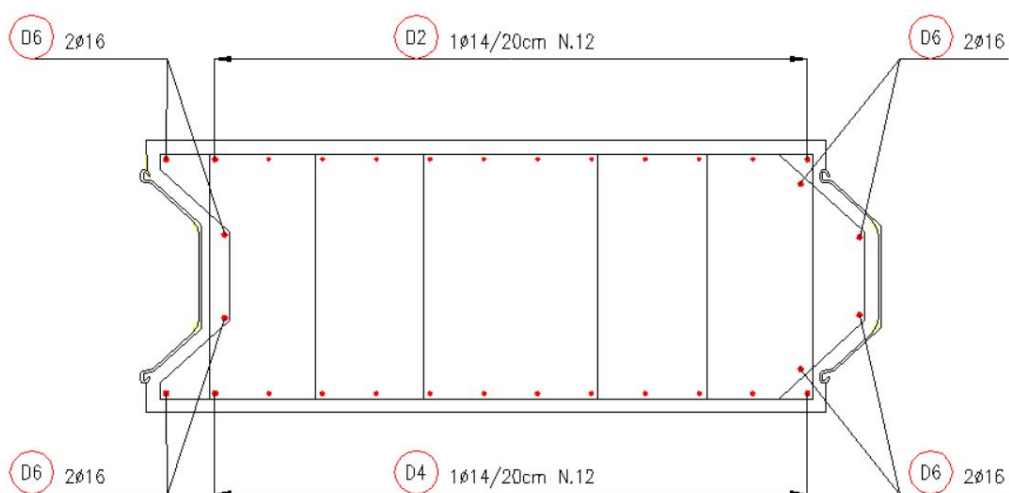
Assumendo $\beta = 1$ si ottiene che:

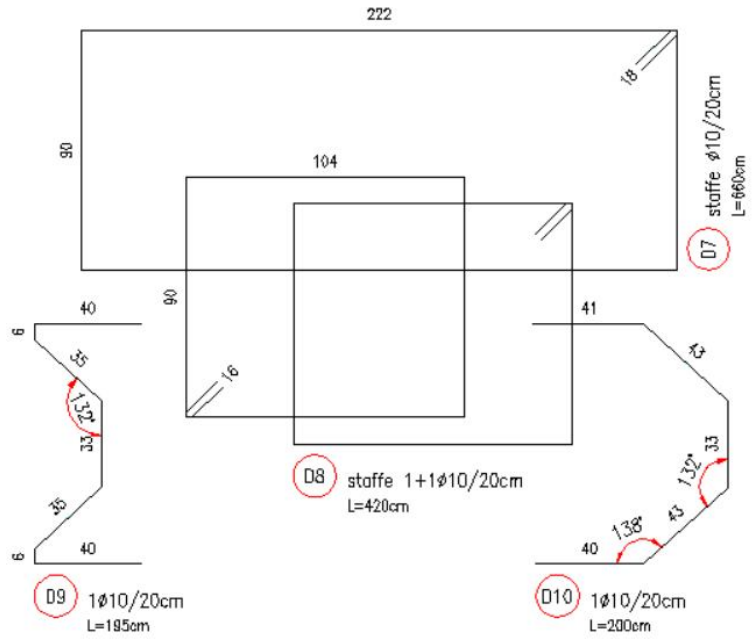
$$M_{sd} = M_{yy} \rightarrow x = 39.16 \text{ cm} \rightarrow A_{s,\min} = 16.58 \text{ cm}^2$$

$$M_{sd} = M_{xx} \rightarrow x = 39.13 \text{ cm} \rightarrow A_{s,\min} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Ad assorbire il momento M_{yy} si disporranno 12 $\Phi 14 \rightarrow A_s = A'_s = 18.47 \text{ cm}^2$.

Ad assorbire il momento M_{xx} si disporranno 6 $\Phi 10 \rightarrow A_s = A'_s = 4.71 \text{ cm}^2$.





Conclusioni

Il lavoro svolto per la redazione della presente Tesi ha portato alla conoscenza più dettagliata e alla applicazione di argomenti trattati nel corso dell'esperienza universitaria, durante la quale è maturato l'interesse verso queste particolari tematiche.

Si è cercato di incrementare la consapevolezza sulle problematiche incontrate assemblando informazioni ottenute nei diversi Corsi di studio con articoli pubblicati recentemente in Italia e all'estero.

L'aspetto sul quale si è voluto riflettere è l'importanza che il mondo dell'Ingegneria Civile attribuisce in questo momento alla messa a punto di metodi di analisi progettuale per la valutazione degli effetti sulle opere sotterranee in corrispondenza di eventi sismici di diversa entità. Il convincimento è che gli effetti indotti dal sisma non possono essere trascurati nel progetto delle opere sotterranee, specie nelle nazioni che come l'Italia, sono interessate da vaste aree del proprio territorio con elevata sismicità.

Oltre alla evidente ricaduta sul piano economico per la riduzione dei costi di gestione e l'allungamento della vita utile della infrastruttura, va sottolineata la ricaduta sociale, soprattutto come incremento della sicurezza delle infrastrutture stesse.

L'aspetto innovativo al quale si è voluto dare particolare evidenza e che emerge nella parte finale della trattazione, è la calibrazione di un "modello semplificato" in grado di fornire una stima delle azioni agenti su una struttura sotterranea derivanti dallo scuotimento sismico.

Il termine "semplificato" intende specificare che si tratta di un modello che parte da ipotesi che approssimano le condizioni reali della struttura e del terreno nel quale essa è immersa, ma intende anche dichiarare l'ambito di potenziale applicazione del modello stesso, ad esempio una fase preliminare della progettazione in cui l'obiettivo è semplicemente una stima delle grandezze in gioco.

Ciò che l'utilizzo di questo modello consente è la significativa riduzione dei tempi necessari al computer per effettuare l'analisi. Risulta essere quindi un modello valido nelle situazioni in cui si predilige una elevata rapidità di calcolo, rispetto alla minuziosa accuratezza del risultato.

In questa Tesi sono state presentate differenti casistiche, in cui si sono sempre confrontati i risultati derivanti dal modello semplificato con quelli forniti da una modellazione del problema più complessa, prima nel caso bidimensionale poi in quello tridimensionale. Ciò ha permesso la stima della affidabilità del modello e i suoi ambiti di applicazione.

A partire da queste considerazioni si potrebbero in futuro migliorare le ipotesi su cui il modello si basa, ad esempio conferire al legame costitutivo del terreno una legge più vicina al reale comportamento. In questo modo si riuscirebbero a raggiungere risultati più accurati.

Riferimenti bibliografici

- Attewell P.B. & Farmer, I.W. (1976) Principles of Engineering Geology, Chapman and Hall, London.
- Bjerrum, L. & Eide, O. (1956) Stability of strutted excavations in clay, Geotechnique.
- Burland J.B., Broms, B.B. & De Mello, V.E.B. (1977) The behaviour of foundations and structures. In 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan, Vol.1.
- Burland J.B. & Moore, J.F.A. (1973) The measurement of ground displacement around deep excavation. In Proc. Symp. on Field Instrumentation, British Geotechnical Society, London.
- Burland J.B. and Wroth, C.P. (1974) Settlements of buildings and associated damage, General Report on Session V, Conference on the Settlement of Structures, British Geotechnical Society, London.
- Clough, G.W. and Hansen L.A and Mana, A.I. (1979) Prediction of supported excavation movements under marginal conditions in clay. In Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherland.
- Corigliano M., Lai C.G., Barla G., Approcci semplificati nella progettazione sismica di gallerie profonde, Italia.
- Richards R.; Elms D. G. (1979). Seismic behavior of gravity retaining walls. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE.
- Richards R.; Elms D. G. (1992). Seismic passive resistance of tied-back walls. Journal of Geotechnical Engineering.
- Richards R.; Huang C.; Fishman K. L. (1999). Seismic earth pressure on retaining structures. J. Geotech. and Geoenviron. Engng., ASCE, 125(9), 771–778.
- Manjrike. The Foundation Engineering Handbook, Gunaratne. Published in 2006 by CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Anastasopoulos I.; Gzetas G.; Psarropoulos P. N. (2004). On the seismic response of flexible retaining structures. In Proc. 3rd Int. Conf. Earthquake Geotechnical Engineering, volume 1, pp. 96–103, Berkeley.

- Callisto L. (2006). Pseudo-static seismic design of embedded retaining structures. In Proc. ETC-12 Workshop in Geotechnical Evaluation and application of the seismic Eurocode EC8, pp. 235–240.
- Callisto L.; Aversa S. (2008). Dimensionamento di opere di sostegno soggette ad azioni sismiche. In Opere geotecniche in condizioni sismiche, MIR 2008, pp. 273–308, Torino.
- Callisto L.; Soccodato F. M. (2007). Seismic analysis of an embedded retaining structure in coarse-grained soils. In Proc. 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki.
- Callisto L.; Soccodato F. M. (2010). Seismic design of flexible cantilevered retaining walls. *J. Geotech. and Geoenviron. Engng.*, ASCE.
- EN 1998-5 (2003). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. CEN European Committee for Standardization. Bruxelles, Belgium.
- Lancellotta R. (2002). Analytical solution of passive earth pressure. *Geotechnique*, 52(8), 617–619.
- Lancellotta R. (2007). Lower-bound approach for seismic passive earth resistance. *Geotechnique*, 57(3), 319–321.
- Okabe S. (1926). General theory of earth pressure. *Journal of Japanese Society of Civil Engineering*.
- Rankine, W.J.M., (1857), On the stability of loose earth, *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 147(Part 1):9–27.
- Schmidt, B., (1966), Discussion of ‘‘Earth pressure at rest related to stress history,’’ *Canadian Geotechnical Journal*, 3(4):239–242.
- Seed, H.B. and Whitman, R.V., (1970), Design of earth retaining structures for dynamic loads, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and the Design of Earth-Retaining Structures, Cornell University.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., and Mesri, G., (1996), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd edn, Wiley Interscience, New York.
- Tomlinson, M.J., (2001), *Foundation Design and Construction*, 7th edn, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Vidal, H., (1966), Terre Armée, *Annales de l’Institut Technologique du Batiment et des Travaux Publiques*, France, No. 228–229, pp. 888–938.

- Withiam, J.L., Voytko, E.P., Barker, R.M., Duncan, J.M., Kelly, B.C., Musser, S.C., and Elias, V., (1998), Load and resistance factor design (LRFD) of highway bridge substructures, Publication No.FHWI HI-98-032, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- Kramer, Geotechnical Earthquake Engineering, 1996.
- Appunti di lezione del corso Progetto di strutture in zona sismica LS.
- Chopra, Geotechnical Earthquake Engineering.
- Appunti di lezione del corso Progetto di strutture in zona sismica LS.
- Youssef M.A. Hashasha, Jeffrey J. Hooka, Birger Schmidt, John I-Chiang Yooa, Seismic design and analysis of underground structure.
- ASCE, 1974. Earthquake damage evaluation and design considerations for underground structures, February. American Society of Civil Engineers, Los Angeles Section.
- Newmark, N.M., 1968. Problems in wave propagation in soil and rock. Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials.
- O'Rourke, T.D., 1984. Guidelines for Tunnel Lining Design. ASCE Technical Committee on tunnel lining design of the Underground Technology Research Council.
- O'Rourke, T.D., Goh, S.H., Menkiti, C.O., Mair, R.J., 2001. Highway tunnel performance during the 1999 Duzce earthquake. Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, August 27_31, 2000. Istanbul, Turkey.
- Penzien, J., Wu, C., 1998. Stresses in linings of bored tunnels. Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 27, 283_300.
- Penzien, J., 2000. Seismically -induced racking of tunnel linings. Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 29, 683_691.
- Shi, G.H., 1989. Discontinuous deformation analysis - a new numerical model for the static and dynamics of block systems. Ph.D. Thesis. University of California, Berkeley, CA, USA.