

Impianto "PESCOPAGANO"

Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio ad alta flessibilità

Comune di Pescopagano (PZ)

COMMITTENTE



COORDINAMENTO / MANDANTE



Progettista: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

PROGETTAZIONE GEOTECNICA / MANDATARIA



Progettista: Ing. Luisella V...

Relazione sulla sismica dei manufatti in sottterraneo

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PROGETTO PRELIMINARE	04/06/2021	S.PIANA	L.VAI	

Codice commessa: 1295

Codifica documento: 1295-A-GD-R-02-0

INDICE

1. INTRODUZIONE	1
2. EFFETTI DEL SISMA SULLE OPERE IN SOTTERRANEO	2
2.1 Effetti del sisma sul rivestimento delle gallerie	2
2.2 Parametri sismici che influenzano il danno	5
3. DEFINIZIONE DELL'INPUT SISMICO PER LE OPERE IN SOTTERRANEO.....	8
3.1 Indicazioni sulla pericolosità sismica di base dell'area di Pescopagano.....	8
3.2 Metodi di analisi sismica	9
3.3 Definizione dell'input sismico per le gallerie in progetto	11
3.3.1 Vita utile dell'opera	11
3.3.2 Periodo di ritorno dell'azione sismica TR e accelerazione massima attesa su suolo rigido	11
3.3.3 Disaggregazione della pericolosità	12
3.3.4 Determinazione della deformazione massima di taglio γ_{max}	13
4. MODELLI DI CALCOLO PER IL DIMENSIONAMENTO DEL RIVESTIMENTO DELLE GALLERIA.....	16
5. BIBLIOGRAFIA E RIFERIMENTI NORMATIVI	19
5.1 Normativa di riferimento.....	19
5.2 Bibliografia di riferimento	19

TABELLE

Tabella 2.1 – Correlazione causa/effetti secondo lo studio di Wang et al. (2001)

Tabella 3.1 – Valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per i periodi di riferimento.

Tabella 3.2 – Valori delle probabilità di superamento P_{VR} dei periodi di ritorno T_R e dei parametri spettrali al variare dello Stato Limite considerato.

Tabella 3.3 – Valori descrittivi dello spettro di risposta elastico validi in caso di $M_w < 5.5$ (Tipo 1) e $M_w > 5.5$ (Tipo2) secondo l'Eurocodice 8

Tabella 3.4 – Coefficiente riduttivo (C) dell'accelerazione del terreno con la profondità del tunnel (Power et al., 1996)

Tabella 3.5 – Rapporto tra velocità ed accelerazione sismica di picco per diversi materiali a diverse distanze dalla sorgente della sollecitazione sismica (Power et al., 1996)

Tabella 4.1 – Riassunto dei dati di input sismico impiegati nei modelli di calcolo

FIGURE

Figura 2.1 – Sollecitazioni indotte sui rivestimenti

Figura 2.2 – Schemi di rottura proposti dallo studio di Wang et al. (2001)

Figura 2.3 – Livello di danno in funzione di PGV, distanza e magnitudo di un sisma secondo lo studio di Dowding e Rozen (1978)

Figura 2.4 – Livello di danno associato ai valori di PGA e PGV secondo lo studio di Owen e Scholl (1981)

Figura 3.1 – Spettri di risposta elastici per periodi di ritorno T_r di riferimento (le linee continue rappresentano gli spettri di Normativa, le linee tratteggiate si riferiscono a agli spettri di progetto S1-INGV da cui sono derivati).

Figura 3.2 – Applicazione delle deformazioni di taglio sui bordi del modello per l'applicazione del Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero

Figura 3.3 – Grafico di disaggregazione della pericolosità ottenuto dal sito dell'INGV

Figura 4.1 – Modello relativo alla sezione tipo AC1 per le condizioni statiche all'ultimo step di analisi

Figura 4.2 – Modello relativo alla sezione tipo AC1 per le condizioni sismiche all'ultimo step di analisi

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è stata redatta per conto di EDISON S.p.A. nell'ambito della Progettazione Preliminare di un impianto di pompaggio puro nel comune di Pescopagano (PZ), realizzando un bacino artificiale a valle dell'esistente invaso di Saetta, nel medesimo comune, in località Convento di San Lorenzo.

In particolare la presente relazione ha lo scopo di illustrare la metodologia di dimensionamento e verifica dei rivestimenti delle gallerie e dei manufatti sotterranei previsti nella progettazione dell'impianto idroelettrico di pompaggio puro.

Come già evidenziato nei documenti di progetto, e in particolare nella *Relazione geologica generale* e nella *Relazione geotecnica generale*, la zona che ospiterà l'impianto è soggetta ad un rischio sismico molto rilevante, di cui è necessario tenere conto in tutte le fasi di progettazione.

In particolare, per quanto si riferisce ai rivestimenti di galleria ed alle altre opere in sotterraneo, la presenza del carico sismico è stata esplicitamente considerata, in modo semplificato, nelle simulazioni numeriche effettuate.

Va precisato che il tema della verifica sismica di manufatti sotterranei non è ad oggi normata in modo specifico né a livello nazionale (il D.M. 17 gennaio 2018 contiene solo indicazioni di indirizzo generale), né internazionale. Ci si riferirà quindi a riferimenti specifici di letteratura e alle raccomandazioni AGI secondo la linea progettuale qui presentata.

Nello specifico la presente relazione illustra al Capitolo 2 gli effetti che l'onda sismica può avere sui manufatti sotterranei, mentre al Capitolo 3 illustra le principali metodologie di definizione dell'input sismico per i manufatti sotterranei, il quale è molto diverso da quello assunto per i manufatti di superficie. Il capitolo 4, infine, descrive i criteri che sono stati adottati nello sviluppo del progetto per far fronte ai requisiti di resistenza imposti da questo tipo di carico.

2. EFFETTI DEL SISMA SULLE OPERE IN SOTTERRANEO

I tunnel, e più in generale le opere in sotterraneo, rientrano tra le strutture meno vulnerabili ai terremoti: difatti, nel progetto di tali opere, l'azione sismica ha sempre avuto un ruolo secondario al punto che tutt'oggi la verifica sismica dei tunnel non è affatto diffusa nella pratica professionale corrente.

La maggior parte dell'esperienze passate ha dimostrato come tali strutture siano in grado di sopportare le tensioni e gli spostamenti indotti dal sisma, senza subire danni significativi, specialmente se confrontate con le strutture in elevazione realizzate fuori terra. Ciò è dovuto alla compresenza di differenti aspetti quali la diversa propagazione dell'onda sismica in sotterraneo rispetto alla superficie, l'elevato grado di confinamento dei tunnel ed infine l'elevata capacità statica di questi ultimi di accettare cerniere plastiche nei rivestimenti.

Nonostante ciò, in letteratura, sono riportati diversi casi di danneggiamenti importanti delle opere in sotterraneo dovuti all'azione dinamica del sisma, ad esempio tra i casi più importanti si ricordano i terremoti di Kobe (Giappone, 1995), Loma Prieta (USA, 1989) e Chi-Chi (Cina, 1999).

Queste "case histories" evidenziano la necessità di adottare criteri antisismici evoluti anche nella progettazione delle opere in sotterraneo, in particolar modo se situate in zone fortemente sismiche, nelle vicinanze delle grandi faglie ed al crescere dell'importanza dell'opera stessa specialmente nel caso in cui è da considerarsi strategica e, quindi, essere fruibile anche a seguito di un evento sismico.

2.1 Effetti del sisma sul rivestimento delle gallerie

Quando le onde sismiche investono una galleria, il rivestimento si deforma secondo due diversi meccanismi:

- in direzione trasversale la sezione della galleria si ovalizza per effetto delle deformazioni di taglio del terreno e dei conseguenti momenti flettenti;
- in direzione longitudinale gli effetti del terremoto possono essere decomposti in azioni di compressione-trazione lungo l'asse della galleria e in azioni di taglio-flessione trasversali all'asse della galleria. L'effetto delle azioni sismiche agenti in direzione longitudinale può essere analizzato assumendo che il segnale sismico sia perfettamente coerente, cioè che differenti punti nello spazio siano soggetti allo stesso segnale con differenti tempi di arrivo.

Le onde incontrano la superficie del tunnel causando distorsioni del rivestimento del tunnel stesso, come schematizzato nella figura seguente. In generale le sollecitazioni dovute alla propagazione delle onde nella direzione longitudinale del tunnel (casi *a* e *b* in figura) inducono fessure radiali, meno pericolose e non critiche per la stabilità dell'opera. Le sollecitazioni indotte invece dalle onde di taglio hanno l'effetto di ovalizzare la sezione della galleria (caso *c*), ciò causa fessure longitudinali che possono arrivare a compromettere la stabilità del rivestimento stesso.

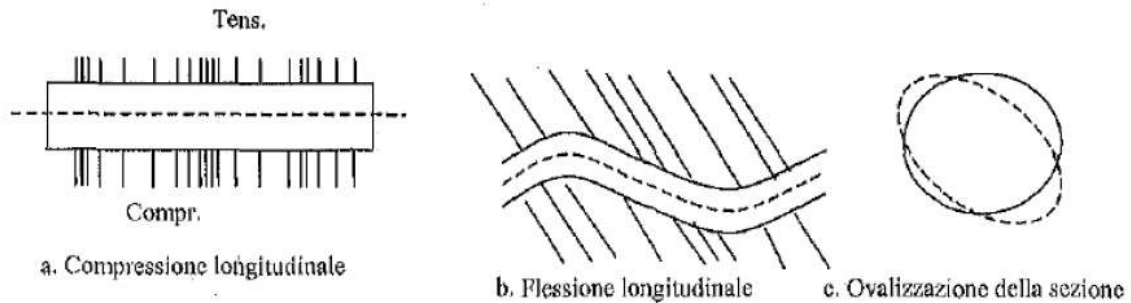


Figura 2.1 – Sollecitazioni indotte sui rivestimenti

Attualmente si dispone di un numero estremamente limitato di dati relativi all'effettivo danneggiamento delle strutture in sotterraneo per effetto del sisma precedentemente al 1970. Di fatto il danneggiamento delle strutture sotterranee veniva accuratamente documentato solamente nei casi più severi dovuti ai terremoti più forti. Ad esempio, dopo il terremoto di San Fernando (USA, 1971) l'American Society of Civil Engineers (ASCE) pubblicò alcuni dati relativi ai danni riscontrati sulle strutture sotterranee nell'area di Los Angeles. Inoltre in molti casi mancava un accurato monitoraggio delle fessure del rivestimento esistenti prima del terremoto, ragion per cui non era possibile risalire al vero danno subito dalle strutture durante il terremoto.

A partire dal 1974 sono stati condotti diversi studi (Dowding & Rozen (1978), Owen & Scholl (1981), Sharma & Judd (1991), Power et al. (1998)) basati sulla raccolta sistematica dei dati relativi ai danni riportati dalle opere sotterranee durante diversi terremoti, al fine del riconoscimento delle caratteristiche comuni e delle cause simili.

Sulla base di questi studi è stato possibile creare un database molto eterogeneo, costituito da una moltitudine di casi distinguibili per tipologia di rottura riscontrata, livello di danneggiamento, caratteristiche del terreno e del rivestimento. In particolare, lo studio condotto da Power et al. (1998) distingue tre tipologie di strutture interrato le quali mostrano comportamenti differenti durante l'evento sismico:

- tunnel;
- strutture "cut and cover";
- condotte sotterranee in acciaio o polimeri

e tre tipologie di lesioni che possono essere ricondotte alle seguenti cause:

- cedimenti del suolo, come liquefazione o smottamenti in corrispondenza degli imbocchi;
- spostamenti lungo le faglie;
- scuotimento o vibrazione del terreno.

Lo studio condotto da Wang et al. nel 2001 ha aggiornato la classificazione di Dowding e Rozen del 1978 basata sul livello del danno e distingue i seguenti casi:

- nessun danno;
- danno leggero
- danno moderato
- danneggiato.

Inoltre ha suggerito diversi schemi di rottura e fessurazione indotti nel rivestimento del tunnel durante un terremoto, come mostrato in Figura 2.2, correlati alle relative possibili cause di rottura (Tabella 2.1).




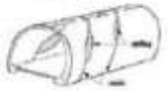




Type of cracks	Pattern	Type of cracks	Pattern
a) Sheared off lining		e) Inclined cracks	
b) Slope failure induced tunnel collapse		f) Extende cross cracks	
c) Longitudinal cracks		g) Wall deformation	
d) Trasverse cracks		h) Cracks nearby opening	

Figura 2.2 – Schemi di rottura proposti dallo studio di Wang et al. (2001)

Tabella 2.1 – Correlazione causa/effetti secondo lo studio di Wang et al. (2001)

Possibile factors	a	b	c	d	e	f	g	h
Passing through fault zones	*							
Unfavourable ground conditions				°		*		
Interface hard-soft ground						*		
Nearby slope surface and portals		*		*	*	*		
Collapse during construction			°		°		°	
Lining cracks before earthquake			°	°				
Poor structural arrangements				°	°			*
Unreinforced concrete lining	°	°		°	°	°	°	*
Deteriorated lining material			°	°				
Cavity existed behind lining			*		°			

* decisive link ° weak link (Wang *et al.* 2001)

2.2 Parametri sismici che influenzano il danno

Attraverso un'attenta analisi degli eventi del passato e dei relativi danneggiamenti provocati nelle strutture presenti nelle aree vicine, diversi autori hanno avuto la possibilità di evidenziare le principali condizioni, sia del sisma ma anche dell'opera e del terreno, che hanno portato a determinati tipi di problematiche.

Dowding e Rozen nel 1978 hanno messo in evidenza l'effetto dovuto allo scuotimento del terreno, per scavi sotterranei in roccia, concentrando la loro attenzione soprattutto sul contributo della velocità di picco del terreno (PGV), la magnitudo (M) e la distanza dell'epicentro dall'opera. Come mostrato in Figura 2.3, i due autori hanno messo in relazione questi tre parametri, associando ad ogni particolare combinazione dei tre, un livello di danno.

Owen e Scholl nel 1981 hanno cercato di migliorare il precedente studio, associando un livello di danno, oltre che con il valore di picco di velocità anche con quello di accelerazione di picco al suolo (PGA), calcolando questi ultimi tenendo conto delle leggi di attenuazione. Essi, come mostrato in Figura 2.4, hanno riportato per ogni caso studio analizzato, il valore di PGA e PGV, correlando ad ognuno di essi un livello di danno.

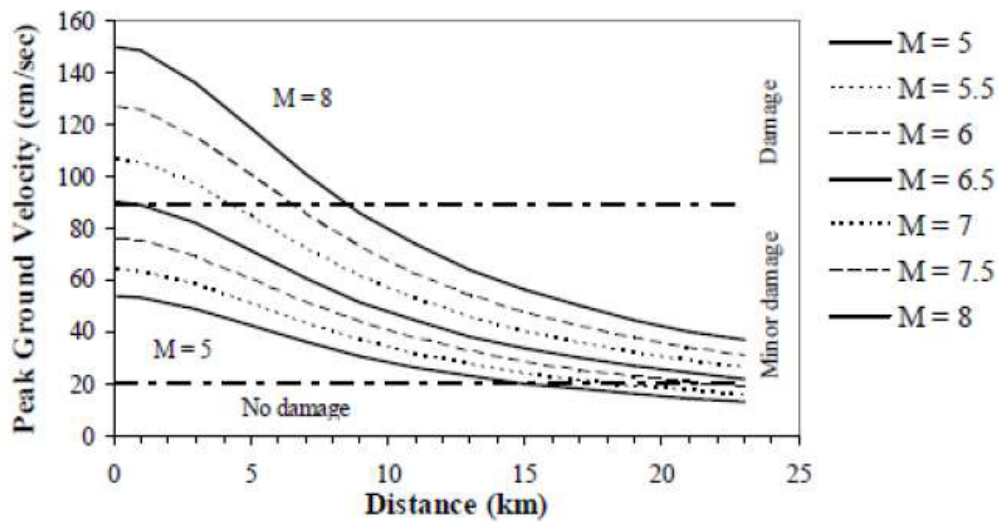


Figura 2.3 – Livello di danno in funzione di PGV, distanza e magnitudo di un sisma secondo lo studio di Dowding e Rozen (1978)

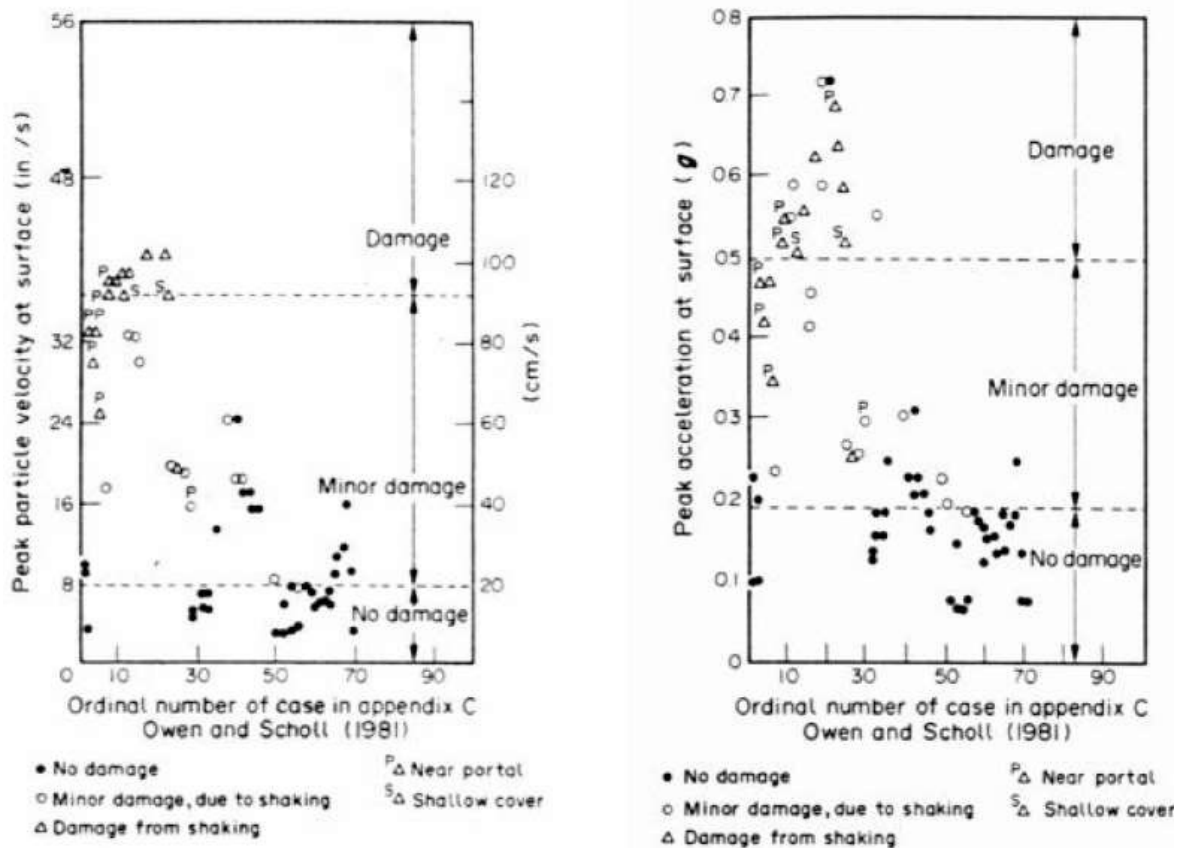


Figura 2.4 – Livello di danno associato ai valori di PGA e PGV secondo lo studio di Owen e Scholl (1981)

In particolare, nel grafico possono essere evidenziate due soglie di PGA: la prima al valore di 0,2 g, che separa i casi di lieve danno dai casi di danno moderato, mentre la seconda al valore di 0,5 g, usato per distinguere i casi di danno moderato dai casi di danno

grave. È importante sottolineare come il limite di 0.5 g sia relativamente alto rispetto ai valori che usualmente causano danni alle strutture in superficie, tale aspetto conferma quindi che le strutture sotterranee sono molto meno esposte al rischio di danneggiamento causato dai terremoti.

Sharma & Judd nel 1991 hanno esteso il lavoro di Dowding & Rozen aggiungendo allo studio, altri parametri rilevanti per il comportamento dei tunnel. Oltre alla PGA e alla magnitudo, infatti, essi hanno preso in considerazione la distanza epicentrale, la profondità del tunnel, il tipo di terreno e la tipologia del rivestimento di supporto. I risultati dello studio posso essere così riassunti:

- Forma, dimensione e profondità della struttura: le gallerie profonde appaiono meno vulnerabili agli scuotimenti dei terremoti di quanto lo siano tunnel poco profondi, in particolare risentono di più dell'effetto sismico le gallerie superficiali e quelle che hanno una forma diversa da quella circolare o comunque non simmetrica;
- Proprietà meccaniche del terreno o della roccia circostante: per quanto riguarda il tipo di roccia, le analisi suggeriscono che il danno maggiore si verifichi nella roccia compatta. Tuttavia dallo studio effettuato non risulta chiara la correlazione tra le rigidezze relative del terreno e del rivestimento;
- Proprietà meccaniche della struttura: i maggiori danni si hanno nel caso di assenza di rivestimento o rivestimenti in calcestruzzo non armati. Il danno dovuto a questi eventi, può essere ridotto andando a stabilizzare il terreno attorno al tunnel attraverso interventi di consolidamento, in modo da migliorare l'interazione tra il rivestimento ed il terreno circostante;
- PGA, magnitudo e distanza epicentrale del terremoto: l'analisi dell'influenza di questi fattori confermano i risultati precedenti, evidenziando come solo intensi terremoti possano causare gravi danni alle opere in sotterraneo, aumentando la loro pericolosità all'aumentare della magnitudo, dell'accelerazione di picco al suolo e per minori valori della distanza epicentrale.

3. DEFINIZIONE DELL'INPUT SISMICO PER LE OPERE IN SOTTERRANEO

La caratterizzazione sismica di un'opera in sotterraneo si differenzia marcatamente da quella abitualmente svolta per le opere in superficie, poiché come si è visto nel precedente capitolo l'evento sismico ha sulle opere interrato effetti completamente differenti rispetto alle opere in elevazione.

Nel presente capitolo viene presentata una metodologia generale per effettuare la caratterizzazione sismica di un'opera in sotterraneo.

3.1 Indicazioni sulla pericolosità sismica di base dell'area di Pescopagano

Con riferimento all'allegato A delle Norme Tecniche per le Costruzioni si ottengono le seguenti informazioni sulla pericolosità sismica di base:

Tabella 3.1 – Valori dei parametri a_g , F_o e T_c^* per i periodi di riferimento.

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0.059	2.370	0.280
50	0.080	2.315	0.311
72	0.098	2.321	0.325
101	0.118	2.324	0.333
140	0.140	2.323	0.341
201	0.170	2.313	0.350
475	0.262	2.285	0.377
975	0.359	2.289	0.414
2475	0.510	2.379	0.432

Considerando le informazioni di pericolosità sismica ottenute nel corso del progetto S1 DPC-INGV riferite al nodo più vicino, lo spettro di risposta elastico che se ne ricava è rappresentato nella figura sottostante. Come si può notare lo spettro mostra un picco di accelerazione spettrale approssimativamente per periodi intorno a 0.2s.

Tale caratterizzazione della pericolosità sismica di base chiaramente non è sufficiente alla definizione dell'input sismico di progetto di un manufatto sotterraneo. Tuttavia, come si è visto nei precedenti capitoli, l'azione sismica ha sempre avuto un ruolo secondario nello sviluppo del progetto delle gallerie, sia sotto il profilo strettamente progettuale sia sotto l'aspetto normativo. Le normative vigenti, infatti, non prescrivono una specifica metodologia per la valutazione dell'azione sismica sulle gallerie, ma si limitano a raccomandare l'esecuzione di analisi della risposta sismica locale e la definizione di accelerogrammi di progetto, basati su dati sismici relativi al sito. Poiché il segnale sismico si modi-

fica profondamente sia con la profondità, sia con la stratigrafia, tali registrazioni di eventi sismici su affioramenti rocciosi devono necessariamente essere processate secondo una tecnica detta di “deconvoluzione” del segnale sismico che permette di ricondurre l’input sismico, attraverso gli strati del terreno e della roccia, fino alla profondità del manufatto.

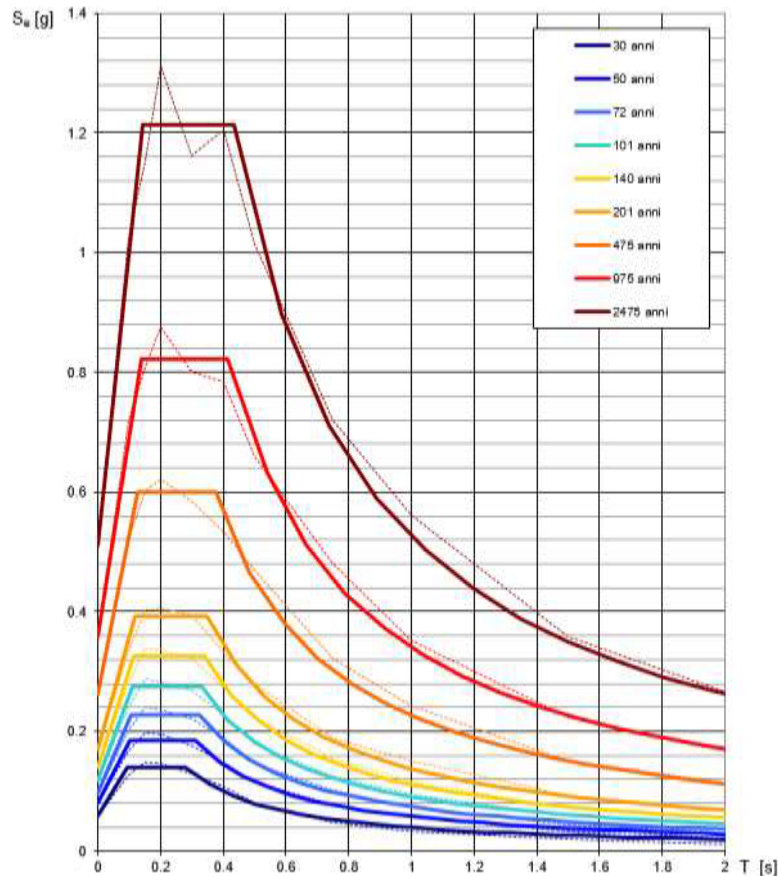


Figura 3.1 – Spettri di risposta elastici per periodi di ritorno T_r di riferimento (le linee continue rappresentano gli spettri di Normativa, le linee tratteggiate si riferiscono a agli spettri di progetto S1-INGV da cui sono derivati).

Nei paragrafi successivi vengono dunque illustrate le strategie di definizione dell’input sismico e le modalità di analisi numerica impiegate per le opere in progetto.

3.2 Metodi di analisi sismica

L’analisi in condizioni sismiche di un’opera generica, sia essa in superficie o in sottoterraneo può essere effettuata secondo due principali modalità differenti:

1. Analisi dinamica completa: è il metodo più rigoroso e consiste nell’effettuare un’analisi dinamica (in campo lineare o non lineare) basata direttamente sugli accelerogrammi di progetto. Tali metodi di analisi avanzata richiedono una simulazione nel dominio del tempo della risposta strutturale alla forzante sismica e consentono di valutare in maniera completa l’interazione tra il terreno e la struttura. Nell’analisi dinami-

ca completa di una galleria dunque gli incrementi di sollecitazione indotti nel rivestimento da un sisma sono ottenuti direttamente come risultato della simulazione dello scuotimento del sistema terreno-galleria.

2. Analisi semplificata: nei metodi semplificati (pseudo-statici o pseudo-dinamici) l'interazione cinematica terreno-struttura viene trascurata e l'analisi è disaccoppiata. In letteratura e nella pratica progettuale esistono diversi metodi semplificati formulati da diversi autori sulla base degli studi da essi condotti. Nel caso specifico delle gallerie, in generale, viene applicato al contorno della galleria un campo di spostamenti, ottenuto da un'analisi monodimensionale di risposta sismica locale, in cui vengono trascurati gli effetti dovuti alla forma e alla rigidezza della galleria sul comportamento sismico del terreno. Inoltre, anche gli effetti delle onde di compressione vengono trascurati, mentre vengono considerate esclusivamente le onde S, che si propagano nei piani verticali inducendo deformazioni tangenziali γ . Successivamente, le deformazioni vengono usate per calcolare gli incrementi sismici delle sollecitazioni sul rivestimento della galleria, tramite soluzioni elastiche in forma chiusa.

Nel presente progetto, per l'analisi sismica delle opere in sotterraneo si è fatto riferimento all'analisi semplificata basata sul metodo pseudo-statico formulato da Power et al. (1996) noto anche come *free-field shear deformation method*. Tale metodo prevede l'applicazione di uno spostamento derivato dalle deformazioni di taglio ed applicato sui bordi del modello come mostrato in Figura 3.2. Tale spostamento genera a sua volta una deformazione di *ovalizzazione* della galleria ed un conseguente incremento delle sollecitazioni agenti sul rivestimento. Le soluzioni in forma chiusa studiate dagli autori per la definizione dell'incremento di sollecitazione sul rivestimento sono riferite al caso di galleria circolare, tuttavia il metodo risulta facilmente utilizzabile applicando gli spostamenti calcolati secondo le formulazioni empiriche sui bordi di un modello di tipo numerico, nel quale la galleria può avere una forma generica.

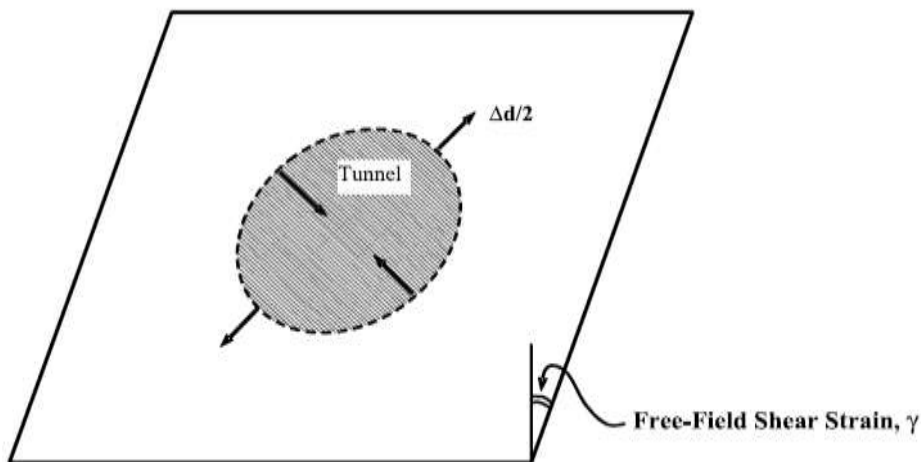


Figura 3.2 – Applicazione delle deformazioni di taglio sui bordi del modello per l'applicazione del Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero

Nei paragrafi seguenti vengono illustrati i parametri di caratterizzazione sismica impiegati per la determinazione delle deformazioni di taglio da applicare al modello di calcolo.

3.3 Definizione dell'input sismico per le gallerie in progetto

Nei seguenti paragrafi viene illustrata la procedura impiegata per la definizione dell'input sismico da applicare alle gallerie in progetto. Per l'analisi dei risultati derivanti dalle simulazioni numeriche condotte e per le verifiche strutturali effettuate sulle strutture di rivestimento si rimanda alle seguenti relazioni:

- 1295-F-GD-R-01 - Centrale in caverna - Relazione tecnica particolareggiata e di pre-dimensionamento;
- 1295-F-GD-R-02 - Relazione descrittiva e di calcolo dei manufatti in sotterraneo.

3.3.1 Vita utile dell'opera

La Vita Nominale dell'opera, in accordo al punto 2.4.1 delle NTC-18 è assunta pari a $VN = 100$ anni.

La Classe d'Uso utilizzabile per le verifiche oggetto del presente studio è definita in accordo al punto 2.4.2 delle NTC-18. Per le finalità dell'opera si assume la classe d'uso IV, ne consegue un coefficiente d'uso $CU = 2$.

Di conseguenza, il periodo di riferimento per l'azione sismica risulta pari a:

$$VR = VN * CU = 200 \text{ anni.}$$

3.3.2 Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R e accelerazione massima attesa su suolo rigido

Definita la vita di riferimento dell'opera, in funzione della probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento considerato, si ottengono i valori del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R e dei parametri spettrali riportati in Tabella 3.2.

Tabella 3.2 – Valori delle probabilità di superamento P_{VR} dei periodi di ritorno T_R e dei parametri spettrali al variare dello Stato Limite considerato.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.130	2.324	0.337
SLD	201	0.170	2.313	0.350
SLV	1898	0.462	2.353	0.427
SLC	2475	0.510	2.379	0.432

3.3.3 Disaggregazione della pericolosità

Una volta definito il valore dell'accelerazione orizzontale di picco attesa per il sito è necessario effettuare la cosiddetta disaggregazione della pericolosità, ossia una procedura che consente di determinare i parametri del terremoto, in termini di Magnitudo (M) e distanza dalla sorgente (d), che maggiormente influenzano la pericolosità sismica del sito.

Data una accelerazione a_g con probabilità di superamento determinata, si calcola per ciascuna possibile coppia (M, d) la probabilità che il raggiungimento o superamento della a_g sia causato dalla coppia stessa.

Tale procedura può essere svolta agevolmente a partire dal sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV - <http://zonesismiche.mi.ingv.it/>) il quale fornisce delle mappe interattive relative alla pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale. Cliccando sui singoli punti della griglia è possibile accedere a diverse informazioni relative al punto selezionato tra cui il grafico di disaggregazione della pericolosità. Tale grafico viene fornito per diverse probabilità di superamento (2%, 5%, 10%, 22%, 30%, 39%, 50%, 63% e 81%) riferite però ad un periodo di riferimento di 50 anni. Dunque è necessario ricondurre il calcolo verso il periodo di riferimento V_R dell'opera in progetto, definito pari a 200 anni, agendo direttamente sulla probabilità di superamento. Tale operazione può essere svolta nel seguente modo:

- lo SLV definito considerando una probabilità di superamento del 10% su un periodo di riferimento di 200 anni comporta un tempo di ritorno $TR=1898$ anni
- volendo ottenere la probabilità di superamento relativa ad un periodo di 50 anni che dia un tempo di ritorno pari a 1898 anni è sufficiente invertire la formula fornita dalle NTC per il calcolo del tempo di ritorno:

$$P_{V_R} = 1 - e^{-\frac{V_R}{T_R}} = 1 - e^{-\frac{50}{1848}} = 0.025$$

La disaggregazione della pericolosità sismica, per lo SLV, dunque può essere ottenuto plottando il grafico relativo al tempo di riferimento di 50 anni con probabilità di superamento del 2% (valore tra quelli possibili che meglio approssima il valore calcolato). Si riporta di seguito il grafico della disaggregazione della pericolosità per il sito di progetto, dal quale risulta evidente che i terremoti con magnitudo più intensa sono caratterizzati da una distanza epicentrale inferiore ai 10 km ed una magnitudo compresa tra 6.0 e 7.0 con una percentuale complessiva del 50%. Terremoti di Magnitudo compresa tra 7 e 7.5 influiscono sulla pericolosità complessiva con una percentuale compresa tra il 15% ed il 20%, mentre i terremoti con distanza maggiore di 10 km complessivamente influiscono per una percentuale inferiore al 20%.

Il metodo consente di ottenere anche i parametri medi pesati riguardanti la magnitudo (6.41) e la distanza epicentrale (5.86 km).

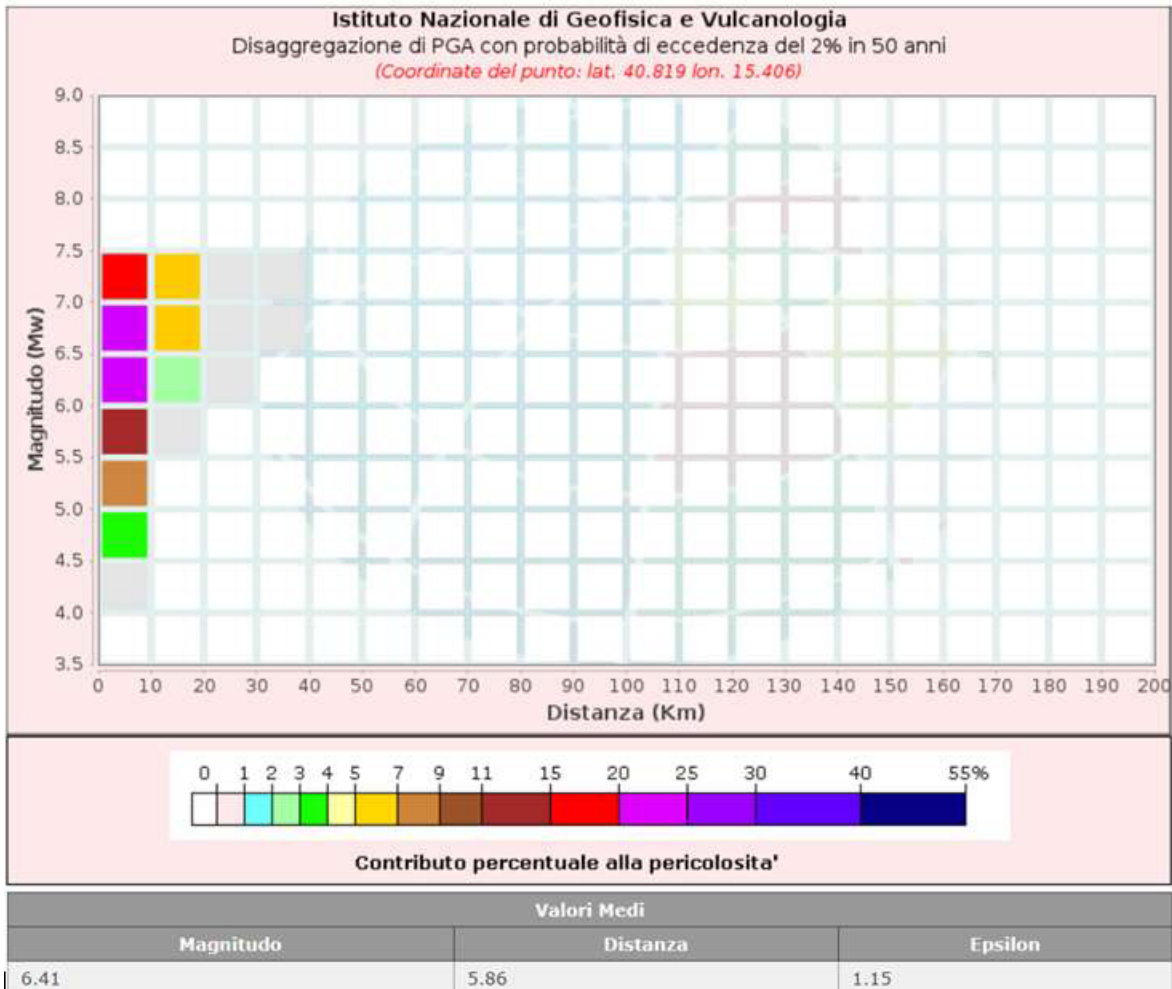


Figura 3.3 – Grafico di disaggregazione della pericolosità ottenuto dal sito dell'INGV

3.3.4 Determinazione della deformazione massima di taglio γ_{max}

Una volta definiti il valore dell'accelerazione orizzontale di picco attesa per il sito ed i valori medi della magnitudo e della distanza epicentrale attesi, ottenuti dallo studio di disaggregazione, è possibile calcolare il valore di γ_{max} nel seguente modo:

- Si determina l'accelerazione a_g per il sito su cui risulta ubicata l'opera, per le diverse sezioni tipo si è fatto riferimento alle coordinate specifiche dei sondaggi S1 ed S2 secondo un criterio di minima distanza tra l'opera e ciascun sondaggio;
- si calcola l'accelerazione massima attesa al suolo in funzione della categoria di sottosuolo, il coefficiente amplificativo S può essere ottenuto mediante le tabelle proposte dall'Eurocodice 8 e riportate in Tabella 3.3;
- si calcola l'accelerazione di picco riferita alla profondità del manufatto $a_{z,max}$ utilizzando la tabella di Power et al (1996) (Tabella 3.4);
- si calcola la velocità di picco del terreno V_s tramite la tabella di Power et al. (1996) (Tabella 3.5), considerando una magnitudo di 6.5 ed una distanza media dei sismi

compresa tra 0 e 20 km, determinati in base allo studio di disaggregazione illustrato al precedente paragrafo;

- si è calcolata la deformazione massima γ_{\max} considerando il valore della velocità apparente di propagazione delle onde s, C_s (sono stati impiegati i valori ottenuti dalle prove geofisiche condotte o in loro assenza sono state sviluppate delle ipotesi conservative).
- si è calcolato lo spostamento Δx da applicare ad ogni scatola di taglio.

Le formule applicate sono di seguito riepilogate:

$$a_{\max,s} = S \cdot a_g$$

$$a_{z,\max} = C \cdot a_{\max,s}$$

$$V_s = k \cdot a_{z,\max}$$

$$\gamma_{\max} = \frac{V_s}{C_s}$$

$$\Delta x_{\max} = \gamma_{\max} \frac{h_{\text{modello}}}{2}$$

Tabella 3.3 – Valori descrittivi dello spettro di risposta elastico validi in caso di $M_w < 5.5$ (Tipo 1) e $M_w > 5.5$ (Tipo2) secondo l'Eurocodice 8

Spettro di risposta terreno Tipo 1 (EC)					Spettro di risposta terreno Tipo 2 (EC)				
terreno	S	T_b	T_c	T_d	terreno	S	T_b	T_c	T_d
A	1	0.05	0.25	1.2	A	1	0.15	0.4	2
B	1.35	0.05	0.25	1.2	B	1.2	0.15	0.5	2
C	1.5	0.1	0.25	1.2	C	1.15	0.2	0.6	2
D	1.8	0.1	0.3	1.2	D	1.35	0.2	0.8	2
E	1.6	0.05	0.25	1.2	E	1.4	0.15	0.5	2

Tabella 3.4 – Coefficiente riduttivo (C) dell'accelerazione del terreno con la profondità del tunnel (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

Tabella 3.5 – Rapporto tra velocità ed accelerazione sismica di picco per diversi materiali a diverse distanze dalla sorgente della sollecitazione sismica (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
Rock*			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
Stiff soil*			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
Soft soil*			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

*In this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges: rock \geq 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.

4. MODELLI DI CALCOLO PER IL DIMENSIONAMENTO DEL RIVESTIMENTO DELLE GALLERIA

Per ciascuna sezione di calcolo sono stati realizzati due differenti modelli numerici bidimensionali, in deformazioni piane, agli elementi finiti:

1. Modello in condizioni statiche: questi modelli (Figura 4.1) sono stati sufficientemente estesi nelle due direzioni per permettere di ritenere del tutto trascurabili le condizioni di vincolo introdotte e vengono usati per la verifica della galleria in condizioni statiche;
2. Modello in condizioni sismiche: questo secondo modello numerico (Figura 4.2), specifico per la simulazione delle condizioni sismiche, simula con più efficacia la “scatola di taglio” tipica del *Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero*. In questo caso la dimensione del modello è stata ridotta ad un quadrato di lato pari a circa 4 volte il diametro equivalente della galleria. Per verificare la coerenza tensionale e deformativa tra il modello in condizioni statiche e quello in condizioni sismiche si è verificato che su quest’ultimo i principali parametri tensionali e deformativi avessero, nell’ultimo step immediatamente precedente l’applicazione del carico sismico, una variazione non superiore al 5% rispetto al primo modello.

Le analisi numeriche sono state condotte tramite il codice di calcolo Phase 2 (v. 8.024 della Rocscience Inc. Toronto, Canada), software largamente impiegato a livello globale nella progettazione geotecnica e di comprovata validità.

Tramite le simulazioni numeriche della sezione trasversale di galleria e della roccia circostante è stato possibile definire efficacemente le sollecitazioni massime nelle sezioni di rivestimento (azione assiale, flessione e taglio sismico – “ovalizzazione”) utili per le verifiche strutturali.

Ciascun modello si compone di una successione di fasi (stage) idonei a simulare le diverse fasi realizzative dell’opera:

- a. definizione del reticolo del modello, delle caratteristiche geometriche della galleria ecc.
- b. definizione delle condizioni al contorno statiche
- c. applicazione delle fasi di scavo accompagnate da rilasci tensionali parziali definiti sulla base delle curve caratteristiche della galleria;
- d. applicazione delle strutture di sostegno provvisorie e definitive;
- e. solo per i modelli in condizioni sismiche si ha un ulteriore step in cui vengono applicati, come condizioni al contorno, gli spostamenti calcolati secondo la procedura indicata al paragrafo precedente.

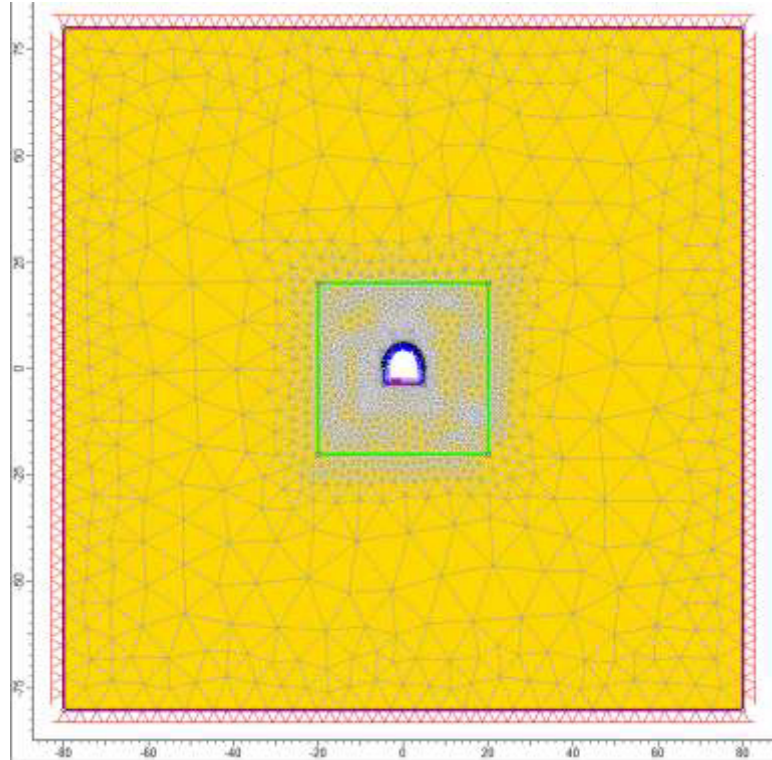


Figura 4.1 – Modello relativo alla sezione tipo AC1 per le condizioni statiche all'ultimo step di analisi

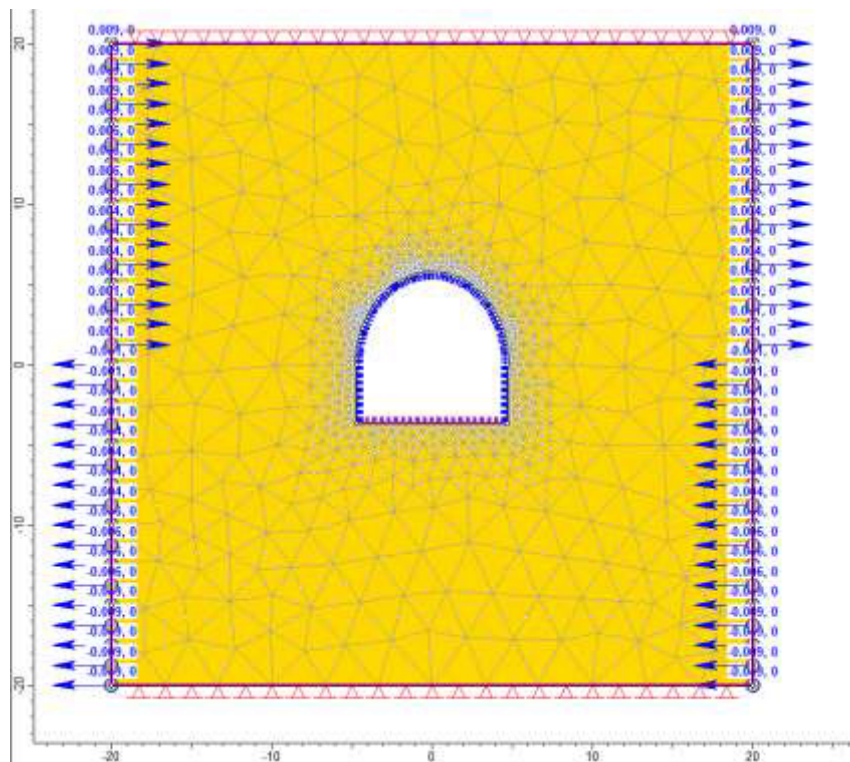


Figura 4.2 – Modello relativo alla sezione tipo AC1 per le condizioni sismiche all'ultimo step di analisi

In Tabella 4.1 sono stati riassunti i dati utilizzati per il calcolo della deformazione ed i valori dello spostamento Δx applicati ad ogni scatola di taglio.

Tabella 4.1 – Riassunto dei dati di inputi sismico impiegati nei modelli di calcolo

Opera	Sezione tipo	Litotipo	cat suolo	S	$a_{max,s}$	copertura (m)	C	$a_{z,max}$	k	V_s (m/s)	C_s (m/s)	γ_{max}	h/2 (m)	Δx_{max} (m)
Centrale in Caverna	-	Marne / Argilliti	B	1.2	0.4516	100	0.7	0.379	94	0.357	750	0.00050	60	0.0285
Accesso alla centrale	AC1 AC2	Marne / Argilliti	B	1.2	0.4516	125	0.7	0.379	94	0.357	750	0.00050	20	0.0095
	AC3		B	1.2	0.4516	15	0.8	0.434	94	0.408	750	0.00054	20	0.0109
Accesso al Pozzo Piezom.	AP1 AP2	Calcarei GSI30 GSI50	A	1	0.4541	56	0.7	0.318	66	0.210	1470	0.00014	20	0.0029
	AP1	Argilliti (Flysh)	B	1.2	0.4541	15	0.8	0.436	94	0.410	770	0.00053	20	0.0106
Caverna Pozzo Piezom.	-	Calcarei GSI 50	A	1	0.4541	50	0.7	0.318	66	0.210	1470	0.00014	35	0.0050
Cunicolo Sbarre	CS1 CS2	Marne / Argilliti	B	1.2	0.4516	60	0.7	0.379	94	0.357	750	0.00050	20	0.0095
	CS3		B	1.2	0.4516	15	0.8	0.434	94	0.408	750	0.00054	20	0.0109
Idraulica Tradizionale	IT1 IT2	Calcarei GSI30 GSI50	A	1	0.4541	56	0.7	0.318	66	0.210	1470	0.00014	20	0.0029
	IT1	Argilliti (Flysh)	B	1.2	0.4541	15	0.8	0.436	94	0.410	770	0.00053	20	0.0106
Idraulica TBM	IM1 IM2	Marne / Argilliti	B	1.2	0.4516	188 170	0.7	0.379	94	0.357	750	0.00050	12.5	0.0059
	IM1	Calcarei GSI35	A	1	0.4541	400	0.7	0.318	66	0.210	1470	0.00014	12.5	0.0018
	IM2	Argilliti profonde (Flysh)	B	1.2	0.4541	400	0.7	0.381	94	0.359	1000	0.00036	12.2	0.0045
	IM2	Zone di faglia	B	1.2	0.4541	300	0.7	0.381	94	0.359	800	0.00045	12.2	0.0056

5. BIBLIOGRAFIA E RIFERIMENTI NORMATIVI

5.1 Normativa di riferimento

- Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge 2 Febbraio 1974 n.64: “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 Gennaio 2018
- “Circolare esplicativa” del 11 febbraio 2019 n° 7/C.S.LL.PP.
- CEN, European Committee for Standardization (2003). Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1.11: general rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1.

5.2 Bibliografia di riferimento

- A.G.I. (2005) - Associazione Geotecnica Italiana, Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica - Linee Guida, ed. Pàtron, Bologna
- Bilotta, E., Lanzano, G., Russo, G., Santucci da Magistris, F., Aiello, V., Conte, E., Silvestri, F., Valentino, M. “*Analisi pseudostatica e dinamica di gallerie in aree sismiche*” – Atti XII Convegno ANIDIS “L’ingegneria Sismica in Italia”, Pisa, giugno 2007
- Chiarelli, M. “*Dinamica delle opere in sotterraneo*”, pubblicazione sulla rivista “INGENIO web” del 12 Ottobre 2017, INGENIO n°57 Ottobre 2017, Imready Srl – RSM
- Dowding C.H., Rozen A., “*Damage to rock tunnels from earthquake shaking*”, American Society of Civil Engineers, Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol.104, p. 175-191 (1978)
- Gaspari, G.M., Quaglio, G. e Floria, V. “*Design and construction of tunnel under severe seismic conditions. The case study of Kadikoy-Kartal metro line in Istanbul*”, pubblicazione su Rivista Italiana di Geotecnica, 2/2011, pp.80-102
- Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt. B. e Yao, J. “*Seismic design and analysis of underground structures*”, pubblicazione su Tunnelling and Underground Space Technology, 16 (2001), pp.247-293
- Lai C.G., Foti S., Rota M., “Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione” Collana dei Manuali di Progettazione Antisismica – Vol. 6, IUSS Press, Pavia (2009)
- Lanzano, G., Bilotta, E. e Russo, G. “*Tunnels under seismic loading: a review of damage case histories and protection methods*”, pubblicazione su Strategies for reduction of the seismic risk, Publisher StreGa, 65-75 (2008)
- Penzien, J., Wu, C., “*Stresses in linings of bored tunnels*”. Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 27, pp. 283-300 (1998)

- Penzien, J., "*Seismically induced racking of tunnel linings*". Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 29, pp. 683-691 (2000)
- Power M.S., Rosidi D., Kaneshiro J.Y. "*Seismic vulnerability of tunnels and underground structures revisited*", Proceedings of North American Tunneling '98, Newport Beach, CA, Balkema Rotterdam, p. 243-250. (1998)
- Sharma S.W.R., Judd, "*Underground opening damage from earthquakes*", Engineering Geology, vol.30, p. 263-276. (1991)
- Wang, J. N. "*Seismic design of tunnel – A simple state of the art design approach*". Parson Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc., New York, Monograph 7 (1993)