

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile – Geotecnica



Tesi di Laurea Magistrale

Comportamento dinamico della diga in terra nel comune di Briaglia: definizione delle curve di fragilità

Relatori:

Prof. Sebastiano Foti

Ing. Renato Maria Cosentini

PhD. Federico Passeri

Candidato:

Francesco Figura

Marzo 2020

Abstract

A hot topic related to the existing infrastructural patrimony is the evaluation of the seismic vulnerability of structures built before the legislative reference regarding the evaluation of the dynamic action at the design stage. This issue is one of the activities proposed by “ReSba” project (Resilienza sugli Sbarramenti). The main project objective is to improve the knowledge and the sensitivity to the risk of dams which are located in the border between Italy and France. The scope of the present work is the evaluation of the seismic vulnerability of a small earth dam located in the municipality of Briaglia (CN). This dam is one of selected embankments, included in ReSba project, which was assessed with a high degree of risk through a simplified approach. In the present work, the evaluation of seismic risk is performed through the development of fragility curves. These curves describe the probability of reaching exceeding different states of damage given seismic intensity measurement (IMs). In order to define the fragility curves, it was necessary to set limit values for each damage level, in terms of slope displacements of embankment and crest settlements, and to know the response of the structure under loading conditions. The behaviour of the earth dam under seismic loads was computed by advanced numerical dynamic analyses using a commercial Finite Difference Method software called FLAC 2D. These analyses were carried out by applying the horizontal component of fifteen accelerograms at the bottom of the numerical model. These were previously selected base on the seismic hazard of the studied site. Furthermore, geotechnical parameters of foundation and dam soils, which were required to build numerical model, were obtained by field investigations and laboratory tests. First, dynamic analyses were performed using two different model: uncoupled and coupled model. The obtained results have shown that the coupled dynamic approach is the best suitable model evaluation of the dynamic response of the dam. Finn-Byrne’s Model (1991) is the coupled model adopted in these analyses. This model allows to compute irrecoverable volume-strain due to cyclic loading. The numerical modelling results were analysed in terms of crest’s settlements and horizontal displacements of the downstream side. These were also related with seismic intensity measurements with the aim of developing fragility curves.

Keywords: fragility curves, seismic vulnerability, numerical modelling, dynamic coupled analyses, earth dams.

Riassunto

Nel campo dell'ingegneria civile, una criticità relativa al patrimonio infrastrutturale esistente riguarda la valutazione della vulnerabilità sismica di opere costruite in un periodo storico sprovvisto di riferimenti normativi atti a valutare l'azione sismica in fase progettuale. In riferimento alle dighe, un tema di grande attualità è la rivalutazione della sicurezza sismica delle strutture in terra, attività sviluppata dal progetto "ReSba" (Resilienza sugli Sbarramenti), il cui obiettivo principale è quello di migliorare il grado di conoscenza del rischio legato alle dighe situate al confine tra Italia e Francia. Lo scopo del presente lavoro di tesi è la valutazione della vulnerabilità sismica, tramite lo sviluppo delle curve di fragilità, di una piccola diga in terra situata nel comune di Briaglia (CN). Tale invaso è stato classificato ad alto rischio mediante un approccio semplificato che ha permesso una preliminare valutazione del rischio sismico delle dighe in materiale sciolto coinvolte nel progetto "ReSba". Le curve di fragilità permettono di stimare la probabilità di superamento di diversi livelli di danno in funzione di determinati parametri di intensità sismica. Per sviluppare le curve di fragilità, è necessario definire i valori limite per ogni livello di danno, nel caso in esame definiti in termini di spostamento dei paramenti del corpo diga e di cedimento del coronamento, e conoscere la risposta della struttura in condizioni dinamiche. Il comportamento della diga soggetta a carico dinamico è stato studiato tramite analisi numeriche dinamiche avanzate per mezzo del software alle Differenze Finite FLAC 2D. Le analisi sono state condotte applicando alla base del modello numerico la componente orizzontale di quindici accelerogrammi, selezionati in funzione della sismicità di base della zona in esame. Inoltre, i parametri geotecnici dei terreni del corpo diga e di fondazione, necessari alla definizione del modello numerico, sono stati ottenuti da prove in situ e prove di laboratorio condotte nell'ambito del progetto "ReSba". Le analisi dinamiche sono state inizialmente condotte adottando per i terreni due differenti modelli: un modello disaccoppiato ed uno accoppiato. Tale preliminare analisi ha consentito di individuare nel modello accoppiato quello più adeguato a descrivere il comportamento della struttura. Il modello accoppiato adottato è quello proposto da Finn-Byrne (1991) che consente di tenere in conto delle deformazioni volumetriche irreversibili indotte dalla sollecitazione dinamica. I risultati della modellazione numerica, in termini di cedimenti del coronamento e spostamenti orizzontali del paramento di valle del corpo diga, sono stati analizzati e correlati alle misure di intensità sismica con lo scopo di definire le opportune curve di fragilità.

Indice

Introduzione	1
1. Comportamento dinamico delle dighe in terra: generalità	3
1.1 Metodo pseudo-statico	5
1.2 Metodo degli spostamenti	7
1.3 Metodi avanzati: Analisi numeriche	9
1.3.1 Discretizzazione spaziale del modello	10
1.3.2 Definizione del modello meccanico	11
1.3.3 Definizione delle condizioni a contorno	11
1.3.4 Input sismico	12
1.3.5 Smorzamento del terreno	13
1.3.6 Esempio applicativo: Diga di Marana Capacciotti	14
2. Inquadramento generale del caso studio	17
2.1 Progetto RESBA	17
2.2 Diga di Briaglia: inquadramento geografico	19
2.3 Pericolosità sismica di base	22
2.3.1 Input sismici: metodologia di selezione e caratteristiche	26
3. Caratterizzazione geotecnica	34
3.1 Prove in situ	35
3.1.1 Perforazioni di sondaggio	35
3.1.2 Prova dilatometrica DMT	36
3.1.3 Prova penetrometrica CPTU	41
3.1.4 Prova MASW	47
3.2 Prove di laboratorio	52
3.2.1 Prove edometriche	52
3.2.2 Prove triassiali	59
3.2.3 Prove di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico	62
3.3 Modello geotecnico	66

4. Definizione del modello numerico.....	68
4.1 FLAC 8	68
4.2 Modello geometrico	70
4.3 Comportamento meccanico	74
4.3.1 Modello elastico	74
4.3.2 Modello elasto-plastico di Mohr-Coulomb	75
4.3.3 Modello di Finn-Byrne	76
4.3.4 Scelta dei modelli e relativi parametri.....	78
4.4 Smorzamento del terreno	80
4.4.1 Smorzamento di Rayleigh	80
4.4.2 Smorzamento isteretico	81
5. Analisi numeriche.....	86
5.1 Analisi statica.....	86
5.2 Analisi dinamiche	92
5.2.1 Confronto tra analisi dinamiche disaccoppiate ed analisi dinamiche accoppiate	92
5.2.2 Risultati delle analisi dinamiche accoppiate.....	98
5.3 Confronto tra i risultati delle analisi numeriche e formulazioni empiriche	107
6. Curve di fragilità	115
6.1 Scelta dei parametri di intensità IMs	117
6.1.1 IMs per gli spostamenti orizzontali	118
6.1.2 IMs per gli spostamenti verticali	119
6.2 Curve di fragilità per gli spostamenti orizzontali	121
6.3 Curve di fragilità per i cedimenti verticali	125
Conclusioni	130
Bibliografia	132
Allegati	134
Allegato A – Dati dei 15 input sismici selezionati	135
Allegato B – Sondaggio S1	136

Allegato C – Curve di decadimento ricavate dalla letteratura impiegate nelle analisi numeriche	137
Allegato D – Spettri di risposta	141
Allegato E – Pressione dei pori registrate durante le simulazioni numeriche dei punti di controllo nel corpo diga.....	147
Allegato F – Regressioni lineari IMs e spostamenti orizzontali.....	153
Allegato G – Regressioni lineari IMs e cedimenti verticali	156

Indice delle figure

Figura 1.1 Metodo di integrazione per il calcolo degli spostamenti permanenti proposto da Newmark	7
Figura 1.2 Rappresentazione grafica mesh.....	10
Figura 1.3 Rappresentazione grafica del Modello di Lysmer e Kuhkemeyer	12
Figura 1.4 Curve di decadimento del modulo G	14
Figura 1.5 Curve di smorzamento D	14
Figura 1.6 Sezione della diga di Marana-Capacciotti	15
Figura 1.7 Modello numerico della diga di Marana-Capacciotti	15
Figura 2.1 Area d'interesse del progetto RESBA	18
Figura 2.2 Carta tecnica regione Piemonte, estratta da http://www.geoportale.piemonte.it/geocatalogorp/?sezione=mappa	19
Figura 2.3 Carta tecnica zona di interesse, estratta da http://www.geoportale.piemonte.it/geocatalogorp/?sezione=mappa	19
Figura 2.4 Foto aerea della zona di interesse, estratta da Google Earth.....	20
Figura 2.5 Sezione tipo, quote espresse in metri	21
Figura 2.6 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, INGV	22
Figura 2.7 Curve di pericolosità in forma grafica e tabellare	24
Figura 2.8 Spettri di risposta in accelerazione per diverse probabilità di eccedenza	24
Figura 2.9 Diagramma di disaggregazione.....	25
Figura 2.10 Spettri di risposta dei dieci sismi selezionati, spettro medio INGV, spettro di risposta elastico di normativa.....	30
Figura 2.11 Spettri di Fourier dei dieci sismi selezionati	30
Figura 2.12 Mappa di pericolosità sismica del sito in esame, SHARE	31
Figura 2.13 Spettri di risposta dei cinque ulteriori sismi selezionati	33
Figura 2.14 Spettri di Fourier dei cinque ulteriori sismi selezionati	33
Figura 3.1 Mappa indagini in situ.....	34
Figura 3.2 Attrezzatura utilizzata per il sondaggio	35
Figura 3.3 Indice del materiale ricavato dalla prova DMT	37

Figura 3.4 Indice di spinta orizzontale ricavato dalla prova DMT.....	39
Figura 3.5 Valori dell'angolo di attrito ottenuti dall'interpretazione della prova DMT	39
Figura 3.6 Relazione tra indice di spinta orizzontale K_D e densità relativi D_R – test in camera di calibrazione delle sabbie del ticino (Felice, 1997)	40
Figura 3.7 Valori della densità relativa ottenuti dall'interpretazione della prova DMT	41
Figura 3.8 Dati ottenuti dalla prova CPTU1	42
Figura 3.9 Diagramma di Robertson	43
Figura 3.10 Utilizzo del diagramma di Robertson per i dati ottenuti dalla prova CPTU1	44
Figura 3.11 Valori della densità relativa ottenuti dall'interpretazione della prova CPTU1	46
Figura 3.12 Valori dell'angolo di attrito ottenuti dall'interpretazione della prova CPTU1	47
Figura 3.13 Andamento di V_s , MASWc	49
Figura 3.14 Andamento di V_s , MASWf.....	49
Figura 3.15 Rappresentazione grafica dei valori di V_s con la profondità	50
Figura 3.16 Curva $e - \sigma v'$. prova Ed_264	54
Figura 3.17 Curva $k - \sigma v'$. prova Ed_264	54
Figura 3.18 Curva $e - \sigma v'$. prova Ed_265	55
Figura 3.19 Curva $k - \sigma v'$. prova Ed_265	55
Figura 3.20 Curva $e - \sigma v'$. prova Ed_266	56
Figura 3.21 Curva $k - \sigma v'$. prova Ed_266	56
Figura 3.22 Curva $e - \sigma v'$. prova Ed_267	57
Figura 3.23 Curva $k - \sigma v'$. prova Ed_267	57
Figura 3.24 Rappresentazione grafica della prova Tx_297 e Tx_298 sul piano s'-t.....	61
Figura 3.25 Rappresentazione grafica della prova Tx_29 e Tx_300 sul piano s'-t.....	61
Figura 3.26 Rappresentazione grafica della prova Tx_297, Tx_298 e Tx_301 sul piano s'-t ..	62
Figura 3.27 Provino ottenuto dal campione S1_C2 posizionato sull'apparecchiatura utilizzata per eseguire le prove di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico.....	63
Figura 3.28 Curva $G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ ricavate dalle prove RC_167 e TTC_167	64
Figura 3.29 Curva $G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ ricavate dalle prove RC_168 e TTC_168	65
Figura 3.30 Curva $G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ ricavate dalle prove RC_169 e TTC_169	65
Figura 4.1 Algoritmo per la risoluzione delle analisi utilizzato dal software FLAC 8	69
Figura 4.2 Modello geometrico del problema in esame	70
Figura 4.3 Modello numerico del problema in esame implementato su FLAC	71
Figura 4.4 Condizioni a contorno dinamiche (FLAC 8)	72
Figura 4.5 Punti di controllo per la valutazione delle accelerazioni	72
Figura 4.6 Punti di controllo per la valutazione degli spostamenti orizzontali	73
Figura 4.7 Punti di controllo per la valutazione degli spostamenti verticali	73
Figura 4.8 Punti di controllo per la valutazione della pressione dei pori	73
Figura 4.9 Modello numerico per le analisi statica e disaccoppiate alle tensioni efficaci	78
Figura 4.10 Modello numerico per le analisi accoppiate alle tensioni efficaci	79
Figura 4.11 Confronto tra curva di decadimento ottenuta dalla RC 167 e quella ottenuta col modello sig4	82
Figura 4.12 Confronto tra curva di decadimento di Darendeli e quella ottenuta col modello sig4	83

Figura 4.13 Confronto tra curva di decadimento di Rollins et al. e quella ottenuta col modello sig4	83
Figura 4.14 Confronto tra curva di decadimento di Seed & Idriss e quella ottenuta col modello sig4	84
Figura 4.15 Confronto tra curva di decadimento ottenuta dalla RC 168 e quella ottenuta col modello sig4	84
Figura 4.16 Confronto tra curva di decadimento ottenuta dalla RC 169 e quella ottenuta col modello sig4	85
Figura 5.1 Stato tensionale della fondazione.....	87
Figura 5.2 Stato tensionale a seguito dell'introduzione del corpo diga	87
Figura 5.3 Linee equipotenziali e linee di flusso a seguito del processo di filtrazione	89
Figura 5.4 Distribuzione delle pressioni interstiziali a seguito del processo di filtrazione	89
Figura 5.5 Andamento nel tempo delle pressioni interstiziali durante il processo di filtrazione	90
Figura 5.6 Profilo delle pressioni interstiziali in asse al corpo diga.....	90
Figura 5.7 Distribuzione delle tensioni totali a seguito dell'applicazione meccanica dell'acqua presente nell'invaso	91
Figura 5.8 Spettri di risposta in accelerazione ottenuti con le due analisi alla base del modello (Punto A)	93
Figura 5.9 Spettri di risposta in accelerazione ottenuti con le due analisi in cresta al modello (Punto H)	93
Figura 5.10 Profilo delle accelerazioni massime registrate in asse al corpo diga	94
Figura 5.11 Profilo delle pressioni interstiziali in asse al corpo diga al termine delle analisi dinamiche	95
Figura 5.12 Andamenti nel tempo delle sovrappressioni interstiziali per il Punto R registrate con le due analisi	95
Figura 5.13 Andamenti nel tempo della pressione interstiziale e della deformazione volumetrica nel Punto S registrata con l'analisi accoppiata.....	96
Figura 5.14 Andamento nel tempo degli spostamenti verticali per il Punto H registrati con le due analisi.....	97
Figura 5.15 Andamento nel tempo degli spostamenti orizzontali per il Punto M registrati con le due analisi.....	97
Figura 5.16 Spettri di risposta in accelerazione per il set di 10 simulazioni numeriche, alla base del modello (Punto A)	98
Figura 5.17 Spettri di risposta in accelerazione per il set di 5 simulazioni numeriche, alla base del modello (Punto A)	99
Figura 5.18 Spettri di risposta in accelerazione per il set di 10 simulazioni numeriche, in mezzeria del coronamento (Punto H)	99
Figura 5.19 Spettri di risposta in accelerazione per il set di 5 simulazioni numeriche, in mezzeria del coronamento (Punto H)	100
Figura 5.20 Profilo delle accelerazioni massime registrate nei punti di controllo per le 15 simulazioni numeriche.....	101
Figura 5.21 Profilo delle pressione dei pori registrate a fine evento nei punti di controllo per le 15 simulazioni numeriche.....	101

Figura 5.22 Profilo delle pressione dei pori registrate nei punti di controllo per 3 istanti di tempo significativi, Sisma 1	102
Figura 5.23 Andamento nel tempo degli spostamenti orizzontali registrati nel Punto L per le 15 simulazioni numeriche.....	103
Figura 5.24 Andamento nel tempo degli spostamenti orizzontali registrati nel Punto M per le 15 simulazioni numeriche.....	104
Figura 5.25 Andamento nel tempo degli spostamenti orizzontali registrati nel Punto N per le 15 simulazioni numeriche.....	104
Figura 5.26 Andamento nel tempo degli spostamenti verticali registrati nel punto G per le 15 simulazioni numeriche.....	105
Figura 5.27 Andamento nel tempo degli spostamenti verticali registrati nel punto H per le 15 simulazioni numeriche.....	105
Figura 5.28 Andamento nel tempo degli spostamenti verticali registrati nel punto I per le 15 simulazioni numeriche.....	106
Figura 5.29 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici in termini di spostamenti verticali	110
Figura 5.30 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici in termini di spostamenti orizzontali.....	113
Figura 6.1 Risultati delle regressioni lineari tra IMs e spostamenti orizzontali	118
Figura 6.2 Risultati delle regressioni lineari tra IMs e spostamenti verticali	119
Figura 6.3 Regressione lineare PGA-spostamenti orizzontali.....	121
Figura 6.4 Regressione lineare EDA-spostamenti orizzontali	122
Figura 6.5 Regressione lineare ASI-spostamenti orizzontali	122
Figura 6.6 Regressione lineare PGV-spostamenti orizzontali.....	122
Figura 6.7 Curve di fragilità per la PGA, spostamenti orizzontali.....	123
Figura 6.8 Curve di fragilità per la EDA, spostamenti orizzontali.....	123
Figura 6.9 Curve di fragilità per la ASI, spostamenti orizzontali	124
Figura 6.10 Curve di fragilità per la PGV, spostamenti orizzontali	124
Figura 6.11 Regressione lineare PGA-spostamenti verticali.....	126
Figura 6.12 Regressione lineare EDA-spostamenti verticali	126
Figura 6.13 Regressione lineare ASI-spostamenti verticali	127
Figura 6.14 Regressione lineare Arms-spostamenti orizzontali.....	127
Figura 6.15 Curve di fragilità per la PGA, spostamenti verticali.....	128
Figura 6.16 Curve di fragilità per la EDA, spostamenti verticali.....	128
Figura 6.17 Curve di fragilità per la ASI, spostamenti verticali	129
Figura 6.18 Curve di fragilità per la Arms, spostamenti verticali	129
Figura A.1 Rendiconto delle operazioni del sondaggio S1	136
Figura A.2 Curva di decadimento del modulo G, Darendeli (2001)	138
Figura A.3 Curva di decadimento del modulo G, Rollins et al. (1998)	139
Figura A.4 Curva di decadimento del modulo G, Seed & Idriss (1981)	139
Figura A.5 Curva di decadimento del modulo G, Seed & Idriss (1981)	140
Figura A.6 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 1	141
Figura A.7 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 2	141
Figura A.8 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 3	142

Figura A.9 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 4	142
Figura A.10 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 5	142
Figura A.11 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 6	143
Figura A.12 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 7	143
Figura A.13 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 8	143
Figura A.14 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 9	144
Figura A.15 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 10	144
Figura A.16 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 11	144
Figura A.17 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 12	145
Figura A.18 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 13	145
Figura A.19 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 14	145
Figura A.20 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 15	146
Figura A.21 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 1	147
Figura A.22 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 2	147
Figura A.23 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 3	148
Figura A.24 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 4	148
Figura A.25 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 5	148
Figura A.26 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 6	149
Figura A.27 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 7	149
Figura A.28 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 8	149
Figura A.29 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 9	150
Figura A.30 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 10	150
Figura A.31 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 11	150
Figura A.32 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 12	151
Figura A.33 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 13	151
Figura A.34 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 14	151
Figura A.35 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 15	152

Indice delle tabelle

Tabella 2.1 Caratteristiche riassuntive dell'invaso in esame.....	21
Tabella 2.2 Valori medi di Magnitudo e distanza	25
Tabella 2.3 Parametri identificativi della pericolosità di base dell'area in esame	25
Tabella 2.4 Parametri di intensità dei dieci accelerogrammi selezionati	29
Tabella 2.5 Parametri utilizzati per la costruzione dello spettro elastico di normativa.....	29
Tabella 2.6 Parametri di intensità dei cinque ulteriori accelerogrammi selezionati.....	32
Tabella 3.1 Stratigrafia ottenuta dalla perforazione di sondaggio.....	36
Tabella 3.2 Stratigrafia ottenuta dall'interpretazione dei dati della prova DMT	38
Tabella 3.3 Stratigrafia ottenuta dall'interpretazione dei dati della CPTU1	44

Tabella 3.4 Stratigrafia ottenuta relazionando i dati della prova CPTU1 e i dati della prova DMT	45
Tabella 3.5 Valori di V_s	49
Tabella 3.6 Parametri di deformabilità ottenuti a partire da V_s	51
Tabella 3.7 Prove edometriche eseguite	53
Tabella 3.8 Valori degli indici di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s relativi alle prove edometriche condotte.....	58
Tabella 3.9 Valori di indice dei vuoti e , porosità n e coefficienti di permeabilità k ricavati dalle prove edometriche condotte	58
Tabella 3.10 Prove triassiali eseguite	60
Tabella 3.11 Prove di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico eseguite.....	64
Tabella 3.12 Parametri di deformabilità degli strati componenti il modello geotecnico	66
Tabella 3.13 Parametri di resistenza degli strati componenti il modello geotecnico	66
Tabella 3.14 Parametri di porosità e permeabilità degli strati componenti il modello geotecnico	67
Tabella 3.15 Curve $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$ degli strati componenti il modello geotecnico	67
Tabella 4.1 Parametri di input utilizzati per le analisi disaccoppiate alle tensioni efficaci.....	78
Tabella 4.2 Parametri di input utilizzati per le analisi accoppiate alle tensioni efficaci	79
Tabella 4.3 Parametri per il modello sig4, tarati per il layer Diga 1	82
Tabella 4.4 Parametri per il modello sig4, tarati per il layer Diga 2	83
Tabella 4.5 Parametri per il modello sig4, tarati per il layer Diga 3	83
Tabella 4.6 Parametri per il modello sig4, tarati per i layers Diga 4 e Found 1	84
Tabella 4.7 Parametri per il modello sig4, tarati per il layer Found 2.....	84
Tabella 4.8 Parametri per il modello sig4, tarati per i layers Found 3 e Found 4	85
Tabella 4.9 Parametri di input per la modellazione dello smorzamento isteretico e di Rayleigh	85
Tabella 5.1 Risultati numerici di spostamenti verticali e orizzontali	107
Tabella 5.2 Valori empirici di spostamenti verticali ottenuti dall'utilizzo della correlazione empirica proposta da Swaisgood, 2003	108
Tabella 5.3 Valori empirici di spostamenti verticali ottenuti dall'utilizzo della correlazione empirica di regressione lineare, $IM=PGA$	109
Tabella 5.4 Valori empirici di spostamenti orizzontali ottenuti dall'utilizzo delle correlazioni empiriche proposte da Blake (2002) e Newmark (1965)	111
Tabella 5.5 Valori empirici di spostamenti verticali ottenuti dall'utilizzo della correlazione empirica di regressione scalare e vettoriale, $IM_1=PGV$, $IM_2=k_c$	113
Tabella 6.1 Valori di efficiency, practicality e proficiency per gli IMs scelti (Spostamenti orizzontali).....	119
Tabella 6.2 Valori di efficiency, practicality e proficiency per gli IMs scelti (Spostamenti verticali).....	120
Tabella A.1 Dati dei 15 input sismici selezionati.....	135

Introduzione

L'obiettivo del presente lavoro di tesi è la definizione delle curve di fragilità per la valutazione della vulnerabilità sismica, nonché del comportamento in condizioni dinamiche della diga in materiali sciolti sita a Niella Tanaro-Briaglia (CN).

L'opera strutturale in esame è stata selezionata all'interno del progetto transfrontaliero Italia-Francia denominato "ReSba", acronimo di Resilienza degli Sbarramenti, che nasce con lo scopo di conoscere e rendere noti al pubblico i rischi legati ai piccoli invasi presenti nella zona alpina Italo-Francese.

Al fine di valutare la vulnerabilità sismica, tramite la definizione delle curve di fragilità, è necessario valutare il comportamento della struttura in condizioni sismiche. A tal proposito sono state effettuate analisi numeriche avanzate atte ad ottenere risultati, in termini di cedimenti del coronamento, spostamenti orizzontali dei paramenti, profili di accelerazioni registrate all'interno del corpo diga e relativi valori delle pressione dei pori.

L'elaborato di tesi è organizzato come segue:

Nel *Capitolo 1* è presentata una descrizione delle possibili metodologie impiegate per lo studio del comportamento dinamico delle dighe in terra, sottolineando le limitazioni dei metodi più semplici e le complicazioni per le analisi avanzate, in termini di numero e tipologia di informazioni necessarie.

Il *Capitolo 2* contiene una breve presentazione del progetto "ReSba" seguita da una descrizione dell'opera oggetto di studio, in termini di geometria del corpo diga, localizzazione geografica e dati riguardanti la pericolosità sismica di base della zona. Tali dati sono stati utilizzati per la selezione degli input sismici, necessari a condurre le analisi dinamiche avanzate.

Il *Capitolo 3* mira alla definizione del modello geotecnico dell'invaso per mezzo dell'interpretazione delle indagini condotte. Sono descritte le prove in situ e di laboratorio effettuate e i relativi parametri geotecnici ottenuti.

Nel *Capitolo 4* è descritto l'algoritmo risolutivo impiegato nel software FLAC, utilizzato per le analisi dinamiche avanzate condotte. Sono quindi riportate le informazioni necessarie per la definizione delle condizioni al contorno, la metodologia di applicazione della sollecitazione dinamica e i parametri necessari alla definizione del comportamento,

in termini di deformabilità, di resistenza e di risposta a seguito di carichi ciclici delle unità litologiche componenti il modello numerico.

Nel *Capitolo 5* sono mostrati i risultati delle analisi numeriche avanzate condotte. Dopo un confronto dei risultati ottenuti utilizzando due modelli differenti in termini di valutazione delle sovrappressioni interstiziali che si generano nel modello a seguito della sollecitazione sismica, è mostrato il confronto dei risultati, in termini di spostamenti verticali ed orizzontali, ottenuti per via numerica con quelli ottenuti per mezzo di correlazioni empiriche presenti in letteratura.

Nel *Capitolo 6* si riportano le curve di fragilità sviluppate per la valutazione della vulnerabilità sismica dell'invaso in esame. Nello specifico, si riportano le modalità con cui sono state sviluppate le relazioni tra la probabilità di superamento di un certo livello di danno a partire da un parametro di intensità sismica. Viene quindi descritto l'approccio seguito per la scelta dei parametri di intensità sismica meglio correlate con la risposta dell'opera.

1. Comportamento dinamico delle dighe in terra: generalità

Le dighe rappresentano infrastrutture di importanza fondamentale per la società civile e per lo sviluppo economico del Paese, dato il loro molteplice impiego in vari campi. Una specifica problematica, che accomuna le dighe situate prevalentemente nel territorio italiano, riguarda il loro periodo di costruzione: la maggior parte degli invasi è stata costruita poco dopo la metà del secolo scorso. L'aspetto critico riguarda, dunque, la mancanza di specifiche normative inerenti alla valutazione dell'azione sismica in fase di progetto delle stesse, che si traduce in necessità di una completa rivalutazione delle opere esistenti, con i criteri e le metodologie previste al giorno d'oggi.

Sorge quindi l'esigenza di studiare in maniera approfondita il comportamento sismico delle dighe in terra, sia al fine di poterne prevedere la prestazione già in sede di progetto, sia per interpretarne il comportamento durante la fase di esercizio, attraverso opportune attività di monitoraggio ed analisi.

Il comportamento sismico delle dighe in terra è fortemente influenzato dalle azioni inerziali che si sviluppano durante l'evento sismico e si modificano nel tempo e nello spazio. La distribuzione e l'evoluzione di tali azioni dipendono dalle caratteristiche del terreno di fondazione e dei terreni che compongono il corpo diga, dallo stato tensionale efficace indotto dalle fasi di costruzione e invaso della diga e dalla geometria dell'opera.

Per analizzare una diga in terra è opportuno conoscere il comportamento meccanico (statico e dinamico) dei terreni che compongono la struttura e ancor prima avere a disposizione una loro corretta caratterizzazione geotecnica (prove di laboratorio, prove in sito, monitoraggio).

Inoltre, in ambito dinamico, è necessario avere una valutazione della pericolosità sismica della zona in esame e quindi l'individuazione di uno scenario più o meno gravoso definito dai parametri del moto sismico atteso.

Risulta quindi evidente che la complessità di condurre un'analisi sismica di una diga in terra risiede, oltre che nella determinazione del comportamento meccanico dei terreni che

compongono l'opera, anche nella selezione di uno o più input sismici che risultano rappresentativi del luogo in esame.

Lo studio in oggetto può essere eseguito adottando vari approcci, caratterizzati da complessità differenti e per i quali è richiesta una capacità interpretativa diversa da parte dell'utente per l'elaborazione dei risultati.

Ogni approccio è basato su un determinato numero di ipotesi, più o meno semplici, che è opportuno valutare e che porta ad un risultato, qualitativo o quantitativo, differente e più o meno realistico.

Si possono definire sommariamente due tipologie di approcci:

- Approcci semplificati, basati su ipotesi che permettono analisi semplici e schematiche, quali l'Approccio pseudo-statico e il Metodo degli spostamenti
- Approcci avanzati, la cui complessità è intrinseca nelle formulazioni che regolano il problema, come Analisi numeriche agli elementi finiti o differenze finite

1.1 Metodo pseudo-statico

Il metodo più consolidato, nonché quello storico, per l'analisi del comportamento di dighe in terra soggette ad azione sismica è quello pseudo-statico. Tramite questo approccio, il sistema rilevato-fondazione viene assunto come un blocco rigido-perfettamente plastico con criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb. L'azione sismica viene considerata proporzionale, tramite un coefficiente sismico k_h , al peso della massa potenzialmente instabile (Eq. 1.1) delimitata dalla superficie di rottura ed è assunta costante nel tempo e agente in direzione orizzontale o obliqua.

$$F_h = k_h W \quad (Eq. 1.1)$$

dove:

k_h è il coefficiente sismico

W è il peso della massa potenzialmente instabile

L'analisi si basa quindi sull'individuazione delle condizioni di equilibrio limite e sull'identificazione di un fattore di sicurezza FS, definito come segue:

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau_a} \quad (Eq. 1.2)$$

dove:

τ_r è la resistenza al taglio del terreno definita secondo il criterio di Mohr-Coulomb

τ_a è la tensione tangenziale mobilitata lungo la superficie di scivolamento critica

Questo metodo, nonostante risulti il più utilizzato, porta a risultati incompleti e fortemente influenzati dalle ipotesi alla base. Infatti, il corpo diga viene considerato come un blocco rigido-perfettamente plastico nonostante oggi appaia ampiamente confermato che le dighe in terra si comportano come mezzi deformabili.

Inoltre, le azioni inerziali indotte dal moto sismico variano nel tempo, sia in termini di intensità che di direzione, per cui risulterebbe necessario utilizzare un coefficiente sismico k_h variabile. La scelta di questo coefficiente risulta quindi avere molta influenza in quanto deve essere rappresentativo dell'intero evento e non può essere calcolato con riferimento

all'accelerazione massima attesa al sito ma, più opportunamente, rispetto ad una frazione di essa.

Altre assunzioni semplificative riguardano il valore da assegnare ai parametri di coesione e angolo d'attrito dei terreni. In questa tipologia di analisi vengono considerati i valori di resistenza statici nonostante è ben noto che il terreno, quando è sottoposto a carichi ciclici, come un evento sismico, assume un comportamento non lineare e può modificare la sua struttura e quindi la sua resistenza alla rottura.

In aggiunta, l'Approccio pseudo-statico per definizione fa riferimento solo al meccanismo di collasso del corpo diga e dei terreni di fondazione, non contemplando altri possibili meccanismi di condizioni critiche indotti dal manifestarsi di fenomeni localizzati o diffusi di liquefazione o legati a fenomeni deformativi di spanciamento laterale e conseguente abbassamento del coronamento.

In conclusione, tramite questo approccio è possibile ottenere solamente risultati riguardanti la stabilità globale dell'opera, tramite il FS, ma non si riesce a quantificare l'entità degli spostamenti indotti dall'evento sismico.

1.2 Metodo degli spostamenti

A partire dagli anni '60 vennero proposti metodi alternativi all'approccio pseudo-statico per la valutazione della sicurezza di dighe in terra sotto azione sismica, con lo scopo di superare il limite del metodo pseudo-statico nell'assimilare l'evento sismico ad un'azione inerziale costante nel tempo e nello spazio.

Nel 1965 venne per la prima volta proposto il Metodo degli spostamenti da Newmark, basato sull'analogia del blocco rigido che scorre sul piano inclinato. Tramite questa tipologia di analisi è possibile determinare il valore degli spostamenti accumulati dalle porzioni instabili del corpo diga durante un evento sismico.

Definita una potenziale superficie di scivolamento, si determina che lo spostamento relativo fra il volume di terreno instabile, per il quale si assume un comportamento rigido-perfettamente plastico, e la restante parte di diga si innesca quando le forze di inerzia agenti superano un valore di resistenza definito da un'accelerazione soglia a_{lim} .

Il movimento si arresta quando, al diminuire delle azioni inerziali dovute all'evento sismico, la velocità relativa si annulla. Velocità relativa e spostamenti relativi permanenti vengono calcolati, a partire dalle equazioni del moto, tramite integrazione effettuata su tutti gli intervalli di tempo in cui l'accelerazione si mantiene superiore al valore di accelerazione soglia.

In Figura 1.1 si riporta un esempio del metodo di integrazione sopra descritto per la definizione degli spostamenti dovuti all'input sismico.

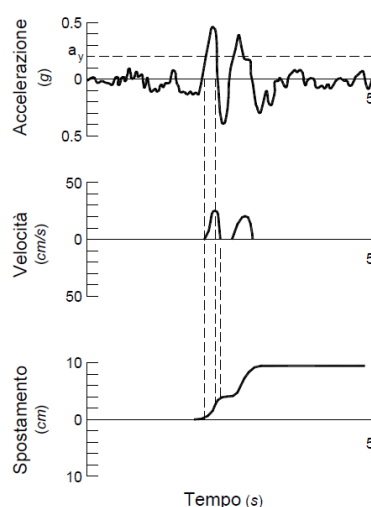


Figura 1.1 Metodo di integrazione per il calcolo degli spostamenti permanenti proposto da Newmark

Risulta quindi fondamentale determinare il valore dell'accelerazione critica a_{lim} che viene ricavata attraverso una serie di analisi pseudo-statiche, volte ad identificare il meccanismo di collasso caratterizzato dal minore coefficiente sismico k_h che dà luogo al raggiungimento della condizione limite FS=1. Questo risultato è quindi dipendente dalle caratteristiche geometriche, meccaniche ed idrauliche assunte nelle analisi pseudo-statiche di supporto.

Nonostante le semplificazioni alla base di questo approccio, esso permette di ottenere delle informazioni di output non più limitate alla sola valutazione del fattore di sicurezza pseudo-statico ma anche l'entità degli spostamenti subiti dalla diga durante l'evento sismico, seppur da intendere in termini di ordine di grandezza.

È però opportuno sottolineare che, anche con questa tipologia di approccio, sono ancora presenti alcune limitazioni ed incertezze legate alla scelta dei parametri meccanici di resistenza statici, i quali risultano diversi da quelli dinamici, necessari a definire il valore di accelerazione critica a_{lim} e riguardanti l'assunzione di un comportamento rigido-perfettamente plastico del blocco instabile a discapito di un reale comportamento deformabile delle dighe in terra soggette ad azione sismica.

1.3 Metodi avanzati: Analisi numeriche

Per approcci di analisi avanzati si intendono quelle procedure basate sulla soluzione numerica agli elementi finiti, o alle differenze finite, delle equazioni di campo che governano la risposta durante un evento sismico del sistema costituito, per il caso di analisi dinamiche avanzate di dighe in terra, dai terreni di fondazione, dal corpo diga e dall'invaso.

I principali vantaggi dell'utilizzo di metodi numerici, rispetto a quelli semplificati che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite, riguardano la mancata necessità di ipotesi preliminari su forma e posizione della superficie di scivolamento e la capacità di rappresentare il comportamento non lineare dei terreni. La rottura, infatti, si genera automaticamente nelle zone dove la resistenza a taglio non è in grado di fronteggiare gli sforzi applicati. Inoltre, se i parametri caratteristici dei materiali che compongono l'opera sono realistici, è possibile avere un quadro completo dell'evoluzione degli sforzi e delle deformazioni e, quindi, di simulare una rottura progressiva dell'opera.

Risulta necessario quindi costruire un modello numerico che rappresenti il problema in esame per il quale, tramite l'utilizzo di appositi software, è possibile effettuare analisi più o meno complesse. Il modello numerico, schematizzato tramite un dominio spaziale, è costituito da "unità elementari", per ciascuna delle quali l'utente deve definirne numero, dimensione e comportamento.

L'analisi numerica dinamica di una diga in terra richiede le seguenti fasi:

- definizione della discretizzazione spaziale del modello
- scelta del comportamento meccanico degli elementi
- scelta delle condizioni a contorno
- definizione dell'input sismico
- definizione dello smorzamento del mezzo

1.3.1 Discretizzazione spaziale del modello

Definita la geometria del modello numerico che rappresenta in maniera schematica il problema reale, è necessario determinare la mesh (Figura 1.2), in termini numero di elementi, in cui suddividere l'intero dominio, e dimensione di ciascun elemento. Per problemi statici si procede infittendo la mesh, utilizzando quindi elementi con dimensioni ridotte, nelle zone in cui si ha la necessità di ottenere un risultato più dettagliato (cambiamenti delle caratteristiche del terreno e/o presenza di strutture). Per problemi dinamici, nei quali si simula la propagazione di onde elastiche, la dimensione massima degli elementi è funzione della lunghezza d'onda associata alla più elevata componente in frequenza degli input sismici selezionati.

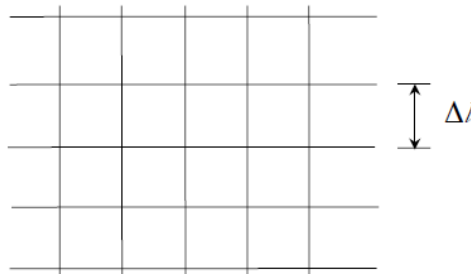


Figura 1.2 Rappresentazione grafica mesh

La dimensione massima dell'elemento (Δl), come mostrato in Figura 1.2, deve pertanto essere valutata secondo la seguente relazione:

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \leq \frac{V_s}{10f} \quad (Eq.1.3)$$

dove:

λ è la lunghezza d'onda dell'input sismico

V_s è la velocità delle onde di taglio del terreno

f è la frequenza dell'input sismico

Nello specifico, per ogni strato di terreno, è necessario far riferimento al valore di V_s per determinare la dimensione della mesh; in generale, però, si può procedere facendo riferimento allo strato più deformabile:

$$\Delta l \leq \frac{V_{s,min}}{10f} \quad (Eq.1.4)$$

dove:

$V_{s,min}$ è la minima velocità delle onde di taglio dei materiali costituenti l'opera

Tenendo conto delle suddette relazioni e definita la mesh, è evidente che al diminuire della dimensione degli elementi che compongono il modello si ottiene un risultato più accurato ma di contro aumenta l'onere computazionale e viceversa. La soluzione migliore è quindi quella che rispetta le condizioni sopra descritte e necessita di tempi computazionali ragionevoli.

1.3.2 Definizione del modello meccanico

Definiti i parametri geometrici, il passo successivo consiste nel definire le proprietà meccaniche dei materiali delle diverse componenti del modello. In particolare, è necessario definire, per ognuno di essi, il legame costitutivo, i parametri di resistenza e i parametri idraulici. Il tipo e le modalità con cui assegnare i parametri dipendono dal software di calcolo utilizzato, oltre che dalle informazioni geotecniche in possesso derivanti dalla campagna di prove, in sito e di laboratorio, disponibili.

Risulta quindi evidente che all'aumentare delle informazioni sui materiali in possesso, in termini di caratterizzazione geotecnica, è possibile utilizzare modelli costitutivi più o meno avanzati.

Modelli costitutivi avanzati possono essere già implementati nel software utilizzato oppure definiti dall'utente; essi permettono di simulare il reale comportamento del terreno quando soggetto a carichi ciclici anche in termini di smorzamento isteretico e viscoso e sviluppo di sovrappressioni interstiziali dell'acqua.

1.3.3 Definizione delle condizioni a contorno

Nella definizione del modello numerico, un ruolo essenziale è giocato dalle condizioni a contorno. In generale, le equazioni di campo che governano il problema sono definite in

forma differenziale e necessitano dunque di opportune condizioni al contorno per poter essere risolte. In particolare, l'utente deve definirle sia per quanto attiene ai contorni laterali della mesh, sia per la base della stessa. Nella definizione delle condizioni al contorno dinamiche è necessario tener in conto che l'estensione del dominio di calcolo è limitato rispetto al problema reale. Pertanto, per eliminare problemi di riflessione delle onde incidenti sui contorni del modello, è necessario adottare frontiere assorbenti.

Esistono numerose strategie proposte in letteratura per implementare frontiere assorbenti, tra cui quella dei contorni viscosi (Lysmer e Kuhlemeyer) o la formulazione dei Free Field Boundary.

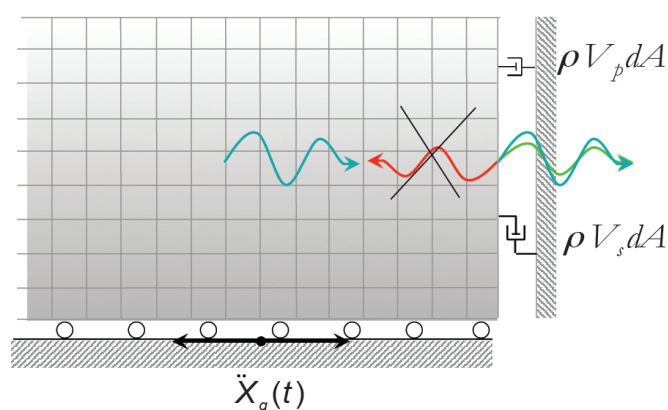


Figura 1.3 Rappresentazione grafica del Modello di Lysmer e Kuhlemeyer

Come mostrato in Figura 1.3, che rappresenta schematicamente il Modello di Lysmer e Kuhlemeyer, i contorni viscosi vengono modellati con l'inserimento di smorzatori tarati in funzione dell'impedenza longitudinale $\rho V_p dA$ e dell'impedenza trasversale $\rho V_s dA$ del terreno.

1.3.4 Input sismico

Nelle analisi dinamiche numeriche l'input sismico viene descritto come una storia temporale, che generalmente riguarda le accelerazioni, ma che può essere rappresentata anche dalle velocità o dagli spostamenti indotti e che viene applicato alla base del modello.

In funzione delle condizioni a contorno dinamiche applicate al modello, l'input sismico può essere introdotto nelle analisi in termini di storia tensionale o storia di accelerazione.

Nello specifico, se le condizioni a contorno rappresentano la presenza di un bedrock rigido, l'input sismico viene applicato sottoforma di accelerazione o velocità; invece se le condizioni a contorno determinano la presenza di un bedrock elastico, la sollecitazione dinamica viene introdotta in termini di storia tensionale.

Nel caso di bedrock elastico, l'input sismico viene espresso in termini di tensioni tangenziali τ_{xy} e tensioni normali σ_{yy} , espresse dalle seguenti relazioni:

$$\tau_{xy}(t) = \rho V_s v_x(t) \quad (Eq.1.5)$$

$$\sigma_{yy}(t) = \rho V_p v_y(t) \quad (Eq.1.6)$$

dove:

ρ è la densità del bedrock

V_s è la velocità delle onde di taglio del bedrock

V_p è la velocità delle onde di compressione del bedrock

$v_x(t) = \int a_x(t)dt$ è la velocità del sisma in direzione tangenziale ottenuta integrando la componente di accelerazione oscillatoria

$v_y(t) = \int a_y(t)dt$ è la velocità del sisma in direzione normale ottenuta integrando la componente di accelerazione sussultoria

1.3.5 Smorzamento del terreno

Durante l'evento sismico il terreno è sottoposto a deformazioni di taglio cicliche di ampiezza variabile nel tempo, cui corrispondono, dato il comportamento non lineare del terreno, valori del modulo di taglio G e di smorzamento D variabili con l'entità di deformazione indotta. Occorre quindi tenere conto della evoluzione della rigidezza e dello smorzamento isteretico del terreno con i livelli deformativi (γ) mediante la valutazione della curva di decadimento del modulo $G(\gamma)$, rappresentata in Figura 1.4, e della curva di smorzamento $D(\gamma)$, rappresentate in Figura 1.5.

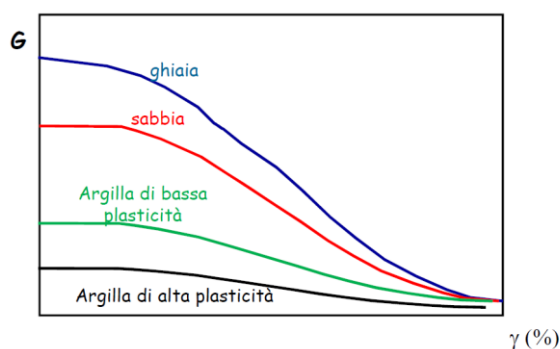


Figura 1.4 Curve di decadimento del modulo G

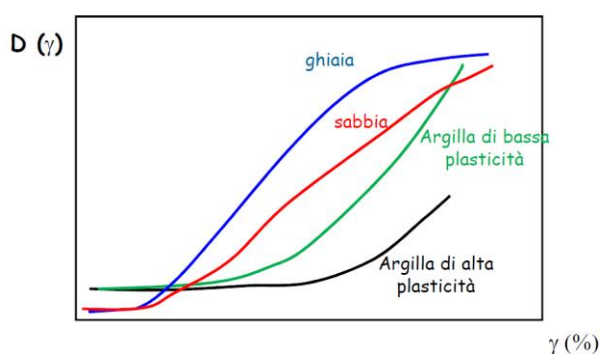


Figura 1.5 Curve di smorzamento D

La metodologia di inserimento di questi parametri in un'analisi numerica dipende dalla tipologia di software utilizzato e, in funzione di ciò, è necessario calibrare i parametri di input necessari, con lo scopo di rappresentare al meglio le curve di decadimento. Queste curve possono essere ottenute tramite prove di laboratorio su provini indisturbati, quali prova in colonna risonante e prova di taglio torsionale ciclico, o possono essere ricavate da letteratura.

1.3.6 Esempio applicativo: Diga di Marana Capacciotti

Una applicazione delle metodologie di analisi avanzata introdotte in questo paragrafo è quella relativa alla diga di Marana Capacciotti, diga omogenea sita in Puglia nei pressi della città di Cerignola (FG). Con riferimento alla sua sezione, mostrata in Figura 1.6, la diga è alta 48 m ed ha una base di 370.5 m. Il rilevato del corpo diga è fondato su un primo strato di 12 m costituito da argille alluvionali, seguito da uno strato di argille sovraconsolidate.

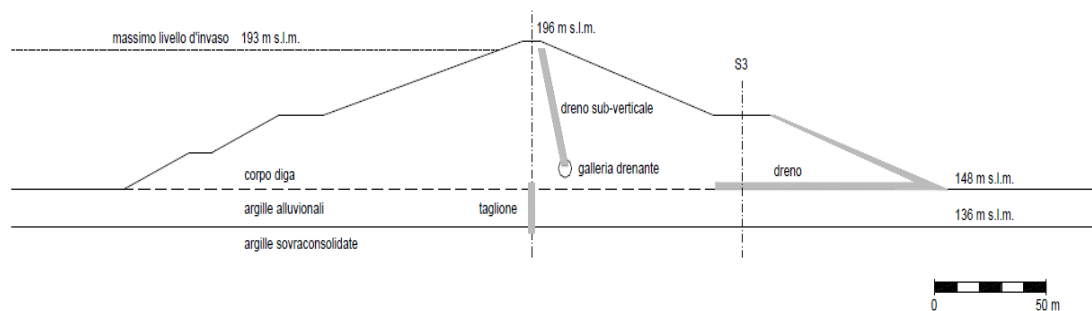


Figura 1.6 Sezione della diga di Marana-Capacciotti

Lo studio sul comportamento sismico dell'opera venne effettuato da Amorosi ed Elia (2008), in seguito alla riclassificazione sismica del territorio italiano, il quale fu affiancato da un'ampia campagna di indagini. Furono eseguiti tre sondaggi profondi ed effettuato il prelievo di 21 campioni indisturbati, sui quali vennero condotte numerose prove edometriche, prove triassiali consolidate non drenate e prove di colonna risonante e taglio ciclico torsionale. Data i numerosi dati a disposizione, nelle analisi numeriche dinamiche condotte con il codice di calcolo agli elementi finiti Diana-Swamyne II, è stato possibile utilizzare un modello costitutivo avanzato, il modello MSS (Model for structured soil). Gli otto parametri necessari alla descrizione del modello costitutivo in esame sono stati calibrati tramite il confronto tra dati sperimentali e simulazioni numeriche di prove triassiali, grazie al quale è stato possibile riprodurre in maniera realistica alcune caratteristiche del comportamento meccanico dei terreni coesivi quando soggetti a carichi ciclici, quali: il decadimento della rigidezza a taglio con la deformazione, l'aumento dello smorzamento isteretico e l'accumulo di sovrappressioni interstiziali in condizioni non drenate. Dopo aver definito, come mostrato in Figura 1.7, la mesh del modello numerico, sono state inizialmente condotte delle analisi numeriche statiche con lo scopo di simulare le fasi di costruzione e di invaso della diga in esame.

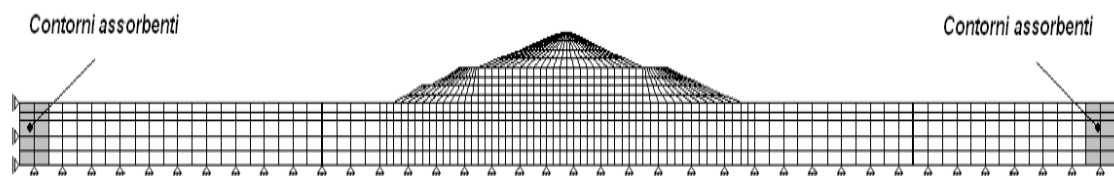


Figura 1.7 Modello numerico della diga di Marana-Capacciotti

Successivamente, per l'esecuzione delle analisi dinamiche sono stati inseriti dei contorni assorbenti laterali, tramite l'applicazione di un elevato valore di smorzamento viscoso

(25%), con lo scopo di minimizzare eventuali fenomeni di riflessione delle onde prodotte dall'input sismico.

Tramite le analisi numeriche avanzate condotte è stato possibile controllare i valori di spostamenti e deformazioni in ogni punto del corpo diga, così da poterne stabilire le condizioni di stabilità e valutare quantitativamente i danni prodotti dall'evento sismico di input. Inoltre, sono state analizzate le sovrappressioni interstiziali prodotte durante l'evento, con lo scopo di monitorare il valore delle tensioni efficaci.

L'elevato numero di informazioni ricavate da questo lavoro deriva maggiormente dal grado di complessità delle analisi condotte, le quali è stato possibile effettuare grazie alla vasta base di informazioni di carattere geotecnico disponibile a seguito delle prove condotte.

2. Inquadramento generale del caso studio

2.1 Progetto RESBA

Il progetto RESBA, acronimo di REsilienza sugli SBArramenti, nasce dalla volontà di approfondire la conoscenza dei rischi legati alla presenza di sbarramenti sui territori alpini e migliorare la prevenzione, la comunicazione e la gestione della sicurezza dei territori a valle degli sbarramenti attraverso adeguate procedure di protezione civile, aumentando la resilienza del territorio (2017). Prende parte al progetto un partenariato costituito da:

- Regione Autonoma della Valle d'Aosta
- Regione Piemonte
- Institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture (IRSTEA)
- Politecnico di Torino
- Città Metropolitana di Torino
- Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement Rhone-Alpes (DREAL)
- Préfecture de Savoie
- Enel s.p.a.

Oggetto del progetto sono gli sbarramenti presenti nella zona transfrontaliera Francia-Italia, come mostrato in Figura 2.1, localizzati in settori montani nell'arco alpino sopra i 1500 m di altitudine o in zone prealpine e collinari.

L'obiettivo generale del progetto è quello di aumentare la conoscenza, formare i tecnici e sensibilizzare gli amministratori locali ed il grande pubblico sul tema delle dighe in termini di gestione e prevenzione dei rischi correlati.

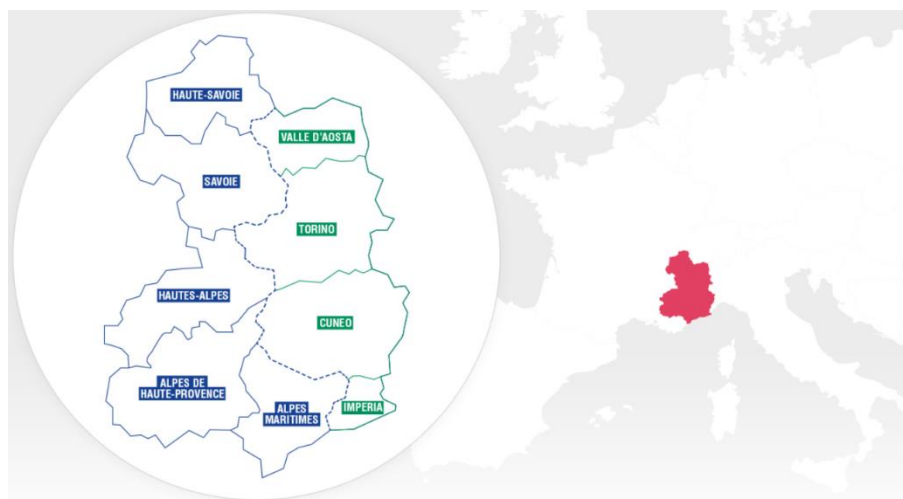


Figura 2.1 Area d'interesse del progetto RESBA

Tra i principali rischi riguardanti gli invasi in terra vi è sicuramente quello sismico, in quanto le conseguenze del terremoto sulle dighe in materiale sciolto possono manifestare numerosi danni tra cui cedimenti della fondazione e instabilità dei paramenti. In riferimento a ciò, l'attività del progetto RESBA ha lo scopo di sviluppare una metodologia per consentire un'accurata valutazione della vulnerabilità sismica delle dighe. La valutazione della sicurezza sismica di dighe in materiale sciolto viene effettuata tramite simulazioni numeriche avanzate basate sul metodo degli elementi finiti o delle differenze finite, per poter definire delle metodologie semplici e speditive per la valutazione delle prestazioni sismiche di piccole dighe collinari a partire da dati facilmente accessibili. Al giorno d'oggi infatti, come descritto nel *Capitolo 1*, non esiste un metodo semplificato basato su simulazioni numeriche di alto livello per valutare criteri di prestazioni adattate ai casi in esame. In tal senso, nell'ambito del progetto ReSba si vuole definire delle regole pseudo-empiriche per ogni criterio di performance dell'invaso applicabile a tutte le dighe alpine in materiale sciolto., tramite una analisi statistica dei risultati derivanti da diverse centinaia di simulazioni dinamiche numeriche non lineari accoppiate.

2.2 Diga di Briaglia: inquadramento geografico

La Diga sita nel comune di Briaglia, facente parte del progetto RESBA, si trova in Piemonte, nella provincia di Cuneo.



Figura 2.2 Carta tecnica regione Piemonte, estratta da <http://www.geoportale.piemonte.it/geocatalogorp/?sezione=mappa>

Nello specifico, la diga è situata tra il comune di Niella Tanaro e quello di Briaglia (le coordinate sono mostrate in Figura 2.3, estratta dal Geoportale):



Figura 2.3 Carta tecnica zona di interesse, estratta da <http://www.geoportale.piemonte.it/geocatalogorp/?sezione=mappa>

Nell'area di interesse sono presenti due invasi, uno superiore e uno inferiore, costituiti da due opere di sbarramento in terra in esame di forma trapezia completata di uno sfioratore e da idonea scogliera disposta sul paramento di monte per la difesa del moto ondoso.

I laghi in questione vennero realizzati all'inizio degli anni '60 e presentano le seguenti caratteristiche:

- Laghetto inferiore, il cui volume di invaso è pari a 99.00 m^3
- Laghetto superiore, il cui volume di invaso è pari a 59.50 m^3

Lo sbarramento in esame, come mostrato in Figura 2.4 segnato da un cerchio rosso, fa riferimento al laghetto superiore



Figura 2.4 Foto aerea della zona di interesse, estratta da Google Earth

L'opera presenta un'altezza di 10.83 m. Il coronamento, posto alla quota di 457.000 m.s.l.m., ha una larghezza di 3.6 m e una lunghezza di 88.50 m.

La soglia di sfioro è posta a 455.30 m.s.l.m.

Si riportano, per completezza, una sezione tipo e una tabella riassuntiva delle caratteristiche dell'opera in esame, mostrate rispettivamente in Figura 2.5 e Tabella 2.1.

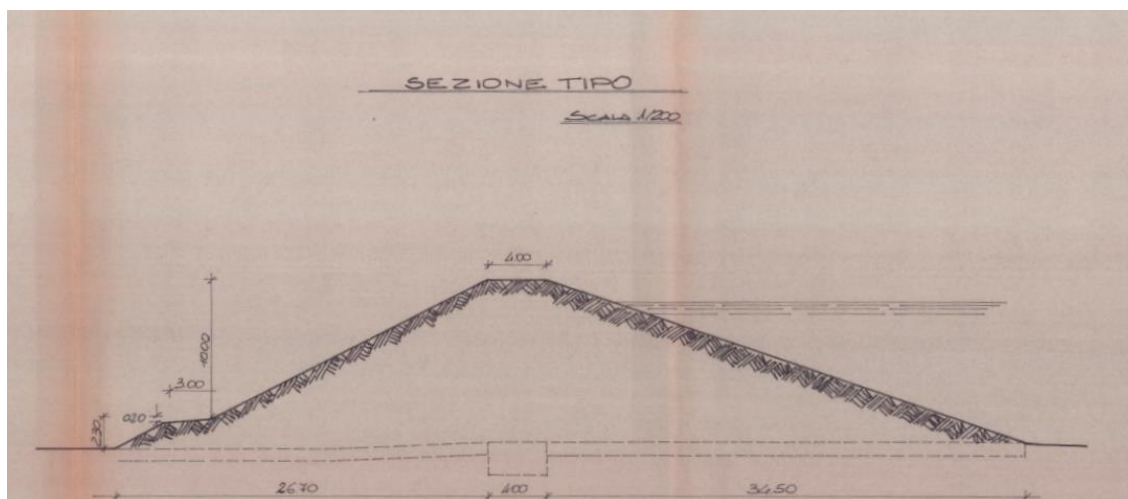


Figura 2.5 Sezione tipo, quote espresse in metri

Diga di Briaglia	
Localizzazione	Tra i comuni di Niella Tanaro e Briaglia
Tipologia di sbarramento	Diga in materiali sciolti
Altezza sbarramento	10.8 m
Volume di invaso	59.50 m ³
Quota del coronamento	457.00 m.s.l.m.
Larghezza del coronamento	3.6 m
Lunghezza del coronamento	88.5 m

Tabella 2.1 Caratteristiche riassuntive dell'invaso in esame

2.3 Pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica, in termini probabilistici, indica lo scuotimento atteso del suolo in una zona con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo. Questo tipo di stima si basa sulla definizione di una serie di elementi di input e dei parametri di riferimento quali: tipo di suolo, finestra temporale e scuotimento in accelerazione.

Nello specifico, parlando di pericolosità sismica di base ci si riferisce a condizioni ideali di suolo roccioso affiorante privo di irregolarità morfologiche e all'individuazione quindi di parametri sismici che non tengono conto di eventuali amplificazioni stratigrafiche o derivanti dalla topografia del sito in esame.

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) ha mappato la pericolosità sismica del territorio italiano in seguito all'Ordinanza PCM 3274/2003 suddividendo il territorio nazionale in una griglia di calcolo di maglia 3,5 km x 3,5 km sulla quale sono stati calcolati i valori dei parametri di scuotimento atteso per diverse probabilità di eccedenza elencate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (NTC 2018). La mappa interattiva di pericolosità sismica fornita dagli studi dell'INGV è disponibile in rete all'indirizzo <http://essel-gis.mi.ingv.it/>.

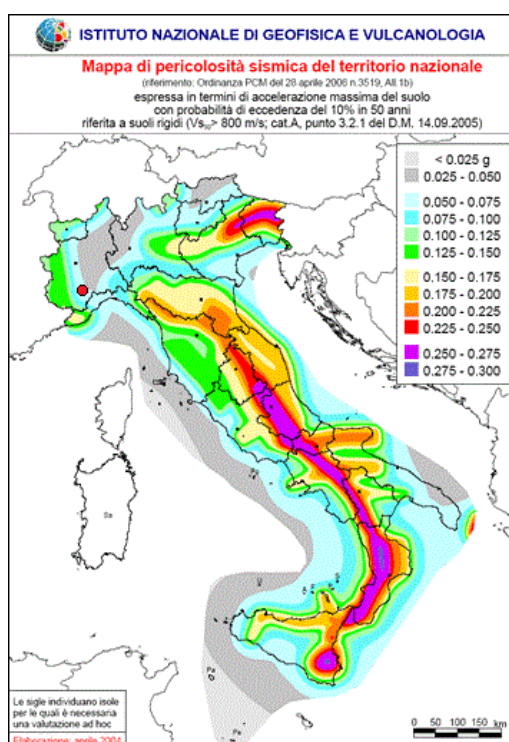


Figura 2.6 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, INGV

Risulta necessario definire un valore di tempo di ritorno T_R cui far riferimento, che secondo le NTC 2018 è dato dalla seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (Eq.2.1)$$

dove:

P_{VR} è la probabilità di superamento in funzione dello stato limite considerato

V_R è il periodo di riferimento funzione della vita nominale V_N e del coefficiente d'uso C_U della costruzione in esame

Nello specifico, considerando lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), in accordo alle NTC 2018, si considera una $P_{VR} = 10\%$ e un valore di V_R pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (Eq.2.2)$$

dove, secondo le NTC 2018:

$V_N = 50$ anni per costruzioni con livelli di prestazione ordinari

$C_U = 1$ per costruzioni di *Classe I*, cioè con presenza solo occasionale di persone

Si ottiene quindi, un valore di $V_R = 50$ anni e di $T_R = 475$ anni.

In riferimento ai suddetti dati, si considera un valore di frequenza annuale di superamento

$$F_s = \frac{1}{T_R} = 0,0021.$$

Con questi dati è possibile ricavare i valori di accelerazione e spettro di risposta del sito di interesse utilizzando la mappa interattiva dell'INGV.

Dalla tabella riportata in Figura 2.7, si ottiene un'accelerazione al suolo in corrispondenza al 50° percentile pari a:

$$a_g = 0,0670 \text{ g}$$

Dalla mappa interattiva è inoltre possibile ottenere gli spettri di risposta in accelerazione medi, riferiti a diverse probabilità di eccedenza, mostrati in Figura 2.8.

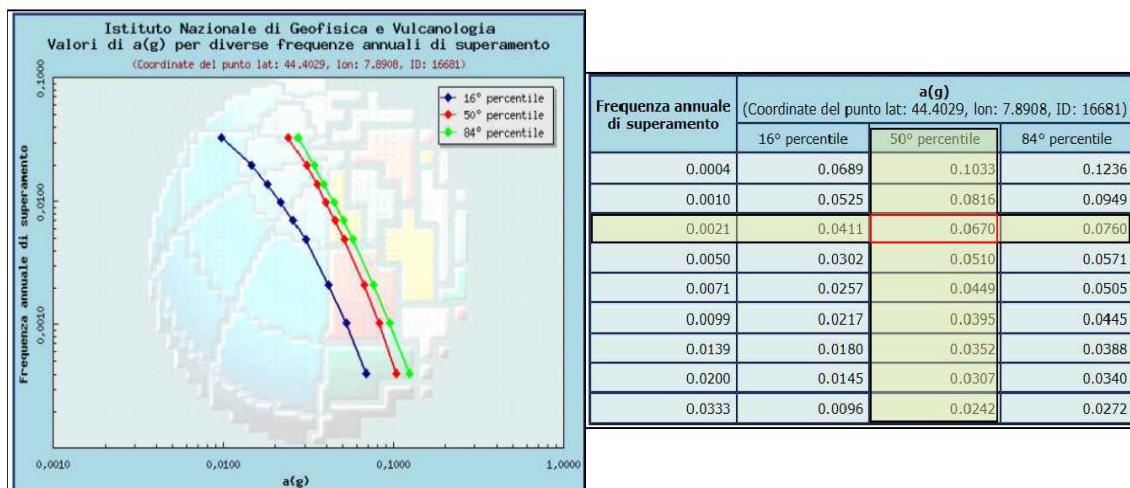


Figura 2.7 Curve di pericolosità in forma grafica e tabellare

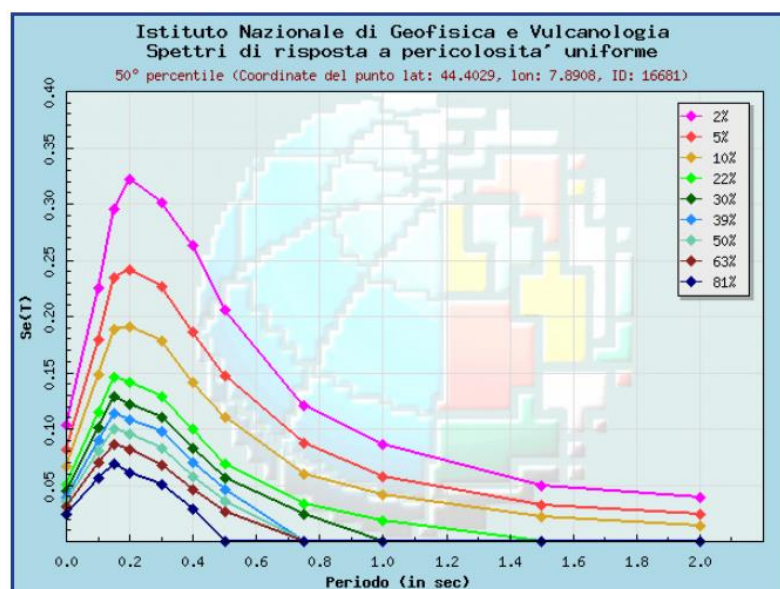


Figura 2.8 Spettri di risposta in accelerazione per diverse probabilità di eccedenza

Il valore rappresentativo della pericolosità, in questo caso identificato dalla PGA corrispondente ad un prefissato periodo di ritorno, non contiene informazioni su quale sia la magnitudo del terremoto che può averla generata, né la sorgente sismica, in termini di distanza epicentrale, da cui esso si origina.

Al fine di determinare la pericolosità sismica di base del sito, risulta necessario disaccoppiare il dato riguardante la PGA, tenendo conto che questa dipende sia dalla distanza dall'epicentro che dalla magnitudo dell'evento.

Tramite la disaggregazione vengono valutati i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità del sito di riferimento. Operativamente dal sito INGV può essere estratto un

diagramma bidimensionale Magnitudo-Distanza (Figura 2.9) e i relativi valori medi dei due fattori per i quali si può ottenere un valore di PGA pari a quella del sito (Tabella 2.2).

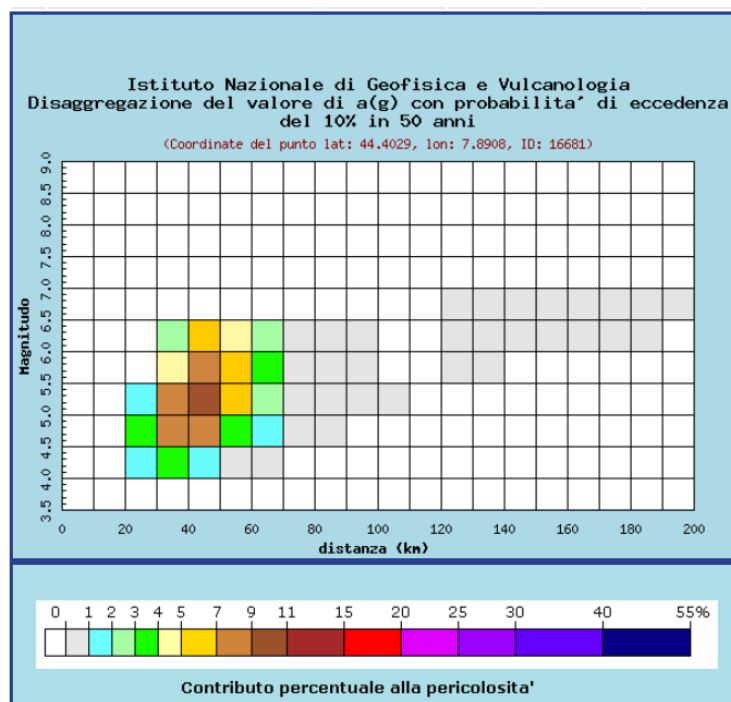


Figura 2.9 Diagramma di disaggregazione

Valori medi, nel caso in esame, per una $PGA = 0,0670 g$ sono riportati nella Tabella 2.2:

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.340	45.800	1.480

Tabella 2.2 Valori medi di Magnitudo e distanza

Dai valori di Magnitudo, distanza epicentrale e PGA risulta possibile definire una pericolosità di base del sito di riferimento, descritta nella seguente Tabella 2.3:

PGA [cm/s ²]	M	d [km]
67	5.34	45.8

Tabella 2.3 Parametri identificativi della pericolosità di base dell'area in esame

2.3.1 Input sismici: metodologia di selezione e caratteristiche

A partire dai dati caratterizzanti la pericolosità sismica di base del sito in esame, descritti in Tabella 2.3, è stato possibile selezionare gli input sismici utilizzati nelle analisi dinamiche avanzate condotte.

Con lo scopo di selezionare forme d'onda spettro-compatibili con i parametri di pericolosità del sito, sono stati definiti i range di variazione per il filtraggio e la selezione degli input sismici dalla banca dati *ITACA 3.0* (Italian Accelerometric Archive v3.0.,2019):

- Magnitudo: $4 \div 6$
- Distanza epicentrale: $15 \div 55$ km
- PGA: $45 \div 95$ cm/s²
- Tipo di suolo: A, A*

Sono stati selezionati dieci accelerogrammi, per i quali sono stati considerati i seguenti parametri di scuotimento:

- PGA (Peak Ground Acceleration) è il valore massimo della storia temporale in accelerazione, ma risulta essere un parametro poco significativo perché rappresentativo di un unico istante
- PGV (Peak Ground Velocity) è il valore massimo della storia temporale in velocità, ottenuta tramite integrazione della storia temporale in accelerazione
- PGD (Peak Ground Displacement) è il valore massimo della storia temporale in spostamento, ottenuta tramite doppia integrazione della storia in accelerazione
- V_{\max}/A_{\max} è legato al contenuto in frequenza nello scuotimento sismico. Questa quantità, se moltiplicata per 2π , può essere interpretata come il periodo di vibrazione di un'onda armonica equivalente al moto sismico
- AI (Arias Intensity) è il massimo della funzione di intensità del moto ed è associato al contenuto energetico dell'input sismico

- I_c (Characteristic Intensity) è definita in funzione dell'accelerazione RMS e dalla durata dello scuotimento. È inoltre legata linearmente ad un indice di danneggiamento strutturale dovuto alla massima deformazione e alla dissipazione isteretica
- SED (Specific Energy Density) è definita a partire dalla storia delle velocità e rappresenta l'energia associata allo scuotimento
- HI (Housner Intensity) deriva dallo spettro della pseudovelocità, integrata tra 0.1 e 2.5 s. Questo parametro dà informazioni sia sul contenuto in frequenza che sull'ampiezza del moto sismico
- SMA (Sustained Maximum Acceleration) è il terzo valore massimo raggiunto nella storia temporale in accelerazione. A differenza della PGA, non fa riferimento ad un unico picco, bensì all'ampiezza di uno scuotimento in tre cicli equivalente allo scuotimento reale
- SMV (Sustained Maximum Velocity) è il terzo valore massimo raggiunto nella storia temporale in velocità. A differenza della PGV, non fa riferimento ad un unico picco, bensì all'ampiezza di uno scuotimento in tre cicli equivalente allo scuotimento reale
- CAV (Cumulative Absolute Velocity) quantifica l'area sottesa all'accelerogramma. Questo parametro non è una vera e propria velocità, ma può essere vista come somma delle variazioni di velocità in ogni istante
- VSI (Velocity Spectrum Intensity) deriva dallo spettro delle velocità integrato tra 0.1 e 2.5, spesso utilizzato per la valutazione della risposta delle dighe in terra
- ASI (Acceleration Spectrum Intensity) deriva dallo spettro delle accelerazioni integrato tra 0.1 e 0.5, spesso utilizzato per la valutazione della risposta delle dighe in c.a.

- A_{RMS} (Acceleration RMS) è poco influenzata dalle componenti ad alte frequenze, dipende dalla durata dello scuotimento ed include informazioni riguardanti sia l'ampiezza che il contenuto in frequenza del segnale sismico
- EDA (Effective Design Acceleration) è l'accelerazione di picco che si ottiene dopo aver applicato un filtro passabasso all'accelerogramma, impostando una frequenza di cut-off pari a 9 Hz
- PP (Predominant Period) è il periodo corrispondente al massimo valore dello spettro di risposta in termini di accelerazione
- $Sa_{(avg, 1 \div 2 s)}$ (Spectral Acceleration) è il valore dell'accelerazione spettrale medio calcolato nell'intorno del periodo fondamentale della struttura in esame. Nello specifico il corpo diga presenta un periodo fondamentale pari a $T_{diga} = 1.4s$, per cui è stato calcolato il valore medio delle accelerazioni spettrali comprese tra 1÷2 secondi

Di seguito, in Tabella 2.4, vengono mostrati i valori dei sopracitati parametri di intensità.

	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Sisma 5	Sisma 6	Sisma 7	Sisma 8	Sisma 9	Sisma 10
PGA [cm/s ²]	79.116	74.701	70.585	81.171	85.490	88.646	65.198	52.941	52.016	61.115
PGV [cm/s]	2.128	1.924	2.515	3.863	2.789	5.722	1.546	1.746	1.912	0.843
PGD [cm]	0.246	0.113	0.153	0.185	6.327	6.016	1.928	0.177	0.183	0.028
V_{max}/A_{max} [s]	0.027	0.026	0.036	0.048	0.033	0.065	0.024	0.033	0.037	0.014
AI [m/s]	0.028	0.030	0.015	0.040	0.028	0.047	0.027	0.028	0.010	0.003
Ic [-]	116.15	124.62	75.93	186.85	126.61	157.42	112.56	113.95	59.81	26.92
SED [cm ² /s]	3.385	1.774	1.132	5.277	6.338	38.565	1.967	2.668	1.470	0.057
HI [cm]	5.96	3.57	3.99	6.16	8.33	19.72	4.12	4.97	4.40	0.60
SMA [cm/s ²]	42.981	54.067	43.501	75.013	34.943	53.626	46.302	43.545	41.249	21.489
SMV [cm/s]	2.001	1.445	1.817	2.754	2.076	3.883	1.281	1.406	0.891	0.265
CAV [cm/s]	106.156	110.390	65.789	82.687	110.812	207.982	109.328	126.656	54.986	17.387
VSI [cm]	8.206	6.396	8.098	12.424	9.503	21.954	5.494	6.002	7.161	2.138
ASI [cm/s]	52.231	47.147	36.824	79.413	51.575	49.323	32.886	35.238	36.686	11.190
ARMS [cm/s ²]	7.616	8.267	6.014	14.139	9.068	8.489	7.632	7.365	5.682	3.870
EDA [cm/s ²]	78.258	73.059	66.867	79.761	84.359	89.814	61.764	52.870	53.386	53.060
PP [s]	0.221	0.169	0.120	0.260	0.180	0.160	0.100	0.100	0.160	0.100
Sa_(avg,1÷2 s) [cm/s ²]	8.636	2.945	4.401	4.654	15.038	48.088	6.381	7.6	5.709	0.754

Tabella 2.4 Parametri di intensità dei dieci accelerogrammi selezionati

In accordo con le NTC 2018, viene calcolato lo spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% e probabilità di superamento del 10% in 50 anni (SLV), così da confrontarlo con lo spettro medio ottenuto dall' INGV e i relativi spettri di risposta elastici rappresentativi degli input sismici selezionati.

I parametri utilizzati per la costruzione dello spettro elastico per il comune di Niella Tanaro, corrispondenti ad un tempo di ritorno di 475 anni e forniti dalla normativa, sono:

SLV, Niella Tanaro	
F₀ [-]	2.63
a_g [g]	0.067
T_C* [s]	0.3

Tabella 2.5 Parametri utilizzati per la costruzione dello spettro elastico di normativa

In Figura 2.10 vengono mostrati gli spettri di risposta in accelerazione dei dieci input sismici selezionati, lo spettro medio ottenuto dall'INGV e lo spettro di risposta elastico di normativa.

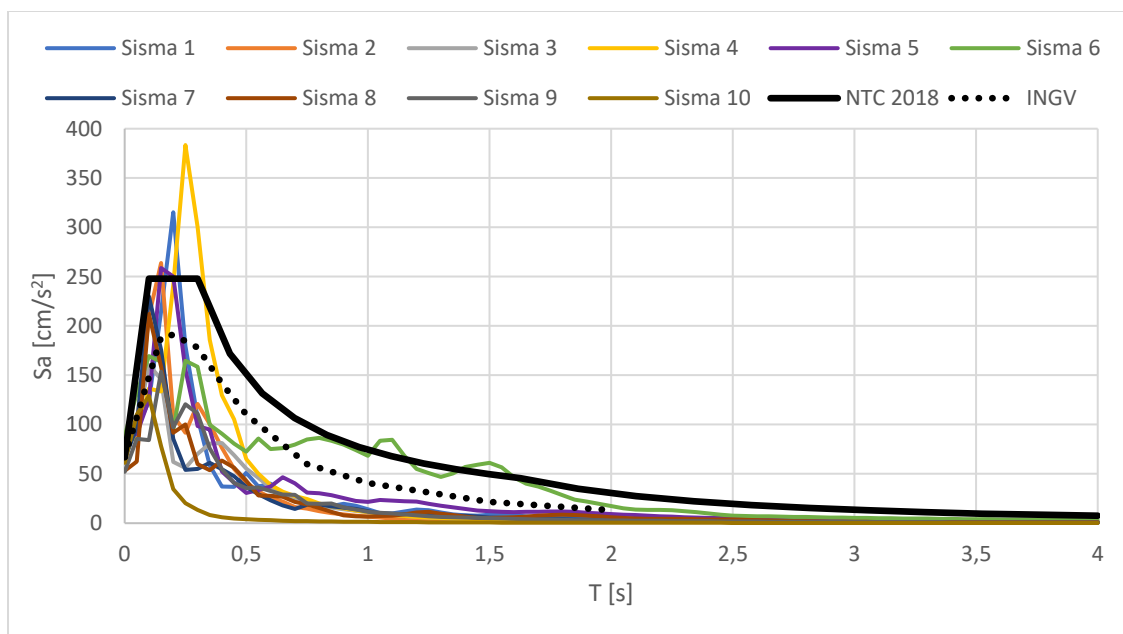


Figura 2.10 Spettri di risposta dei dieci sismi selezionati, spettro medio INGV, spettro di risposta elastico di normativa

In Figura 2.11 sono mostrati gli spettri di Fourier caratteristici degli eventi spettro-compatibili di Niella Tanaro-Briaglia. Gli spettri hanno un'ampiezza significativa fino a circa 15-20 Hz:

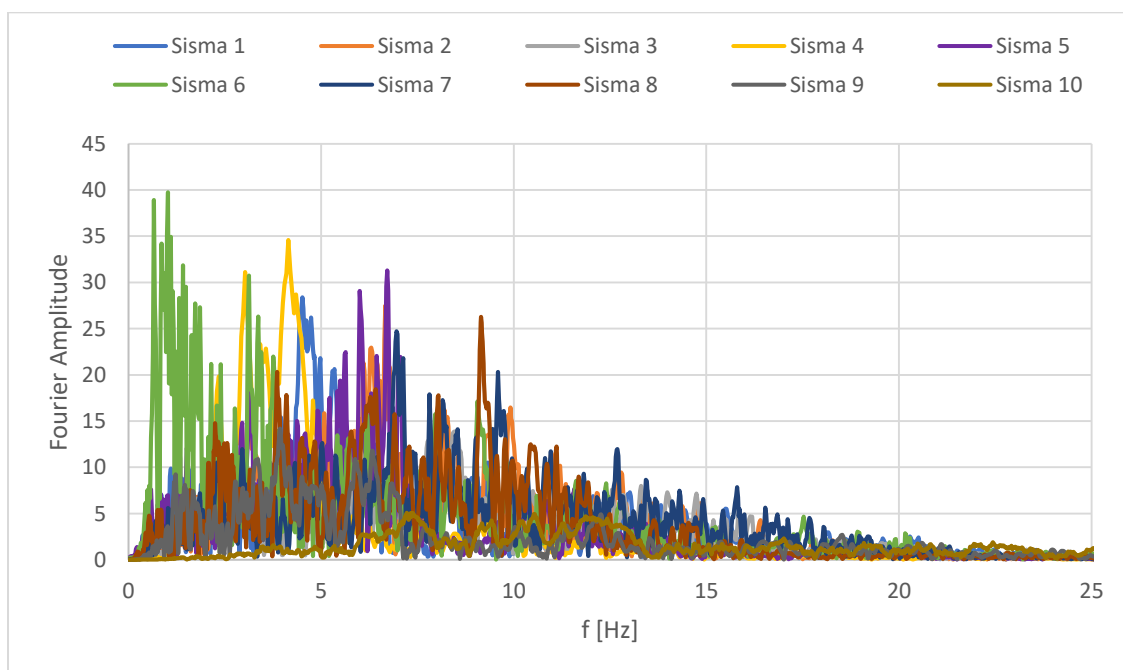


Figura 2.11 Spettri di Fourier dei dieci sismi selezionati

Essendo l'invaso in esame parte di un progetto Italo-Francese (progetto RESBA), è stata inoltre consultata la mappa di pericolosità sismica fornita dal progetto SHARE, così da tener conto della sismicità di una zona transfrontaliera.

I valori di accelerazione forniti dal progetto SHARE risultano essere maggiori di quelli proposti dall'INGV, poiché ottenuti a partire da un database contenente eventi sismici appartenenti all'intero territorio europeo e non solo a quello italiano.

Come mostrato in Figura 2.12, il sito in esame è caratterizzato da un valore di PGA con percentuale di superamento del 10% in 50 anni pari a:

$$PGA_{SHARE} = 200 \div 250 \frac{cm}{s^2}$$

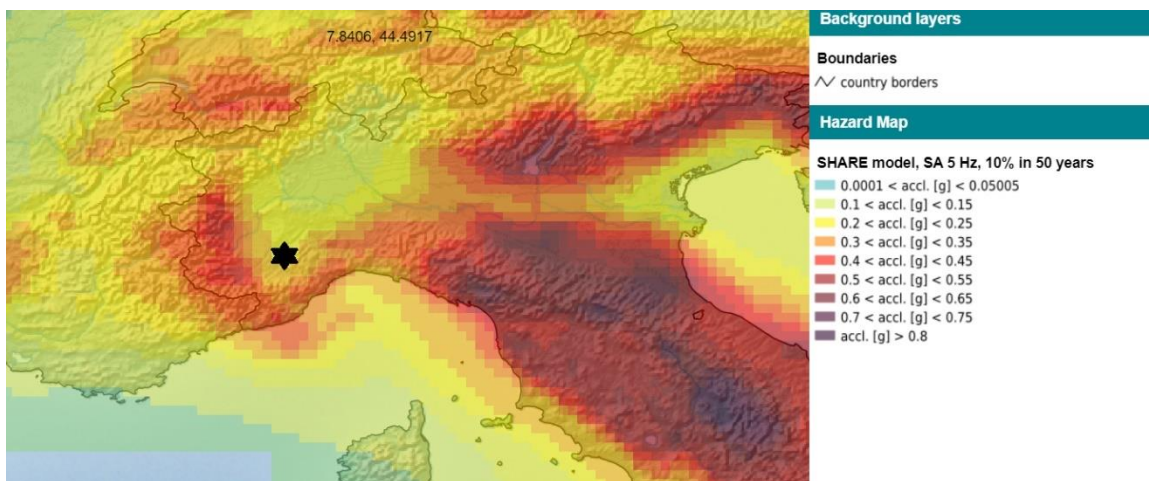


Figura 2.12 Mappa di pericolosità sismica del sito in esame, SHARE

Sono stati quindi selezionati cinque ulteriori forme d'onda, spettro-compatibili con i parametri di pericolosità di base del sito in esame, dalla banca dati *ITACA 3.0* (Italian Accelerometric Archive v3.0.,2019) con i seguenti filtri di ricerca:

- Magnitudo: $4 \div 6$
- Distanza epicentrale: $15 \div 55$ km
- PGA: $100 \div 270$ cm/s²
- Tipo di suolo: A, A*

Di seguito in Tabella 2.6 vengono mostrati i valori dei parametri di intensità identificativi degli ulteriori cinque input sismici selezionati.

	Sisma 11	Sisma 12	Sisma 13	Sisma 14	Sisma 15
PGA [cm/s ²]	217.677	137.547	161.945	130.917	105.364
PGV [cm/s]	4.906	3.403	12.518	4.478	6.936
PGD [cm]	0.516	0.353	1.259	0.701	5.147
V_{max}/A_{max} [s]	0.023	0.025	0.077	0.034	0.066
AI [m/s]	0.318	0.049	0.157	0.046	0.055
Ic [-]	737.69	190.98	481.62	175.38	180.20
SED [cm ² /s]	11.767	1.726	66.373	11.143	28.220
HI [cm]	10.52	3.74	30.18	13.66	21.61
SMA [cm/s ²]	126.391	52.771	118.635	68.313	51.691
SMV [cm/s]	4.402	1.297	7.513	3.045	3.574
CAV [cm/s]	340.621	130.355	196.753	134.120	174.381
VSI [cm]	18.183	9.397	43.011	18.005	27.090
ASI [cm/s]	94.641	57.631	130.869	74.453	55.640
A_{RM}S [cm/s ²]	27.384	11.926	23.711	10.788	9.408
EDA [cm/s ²]	211.458	126.139	159.908	118.031	97.882
PP [s]	0.120	0.100	0.520	0.320	0.080
Sa_(avg,1+2 s) [cm/s ²]	18.162	3.449	36.058	21.433	43.477

Tabella 2.6 Parametri di intensità dei cinque ulteriori accelerogrammi selezionati

In Figura 2.13 vengono mostrati gli spettri di risposta in accelerazione dei cinque input sismici selezionati.

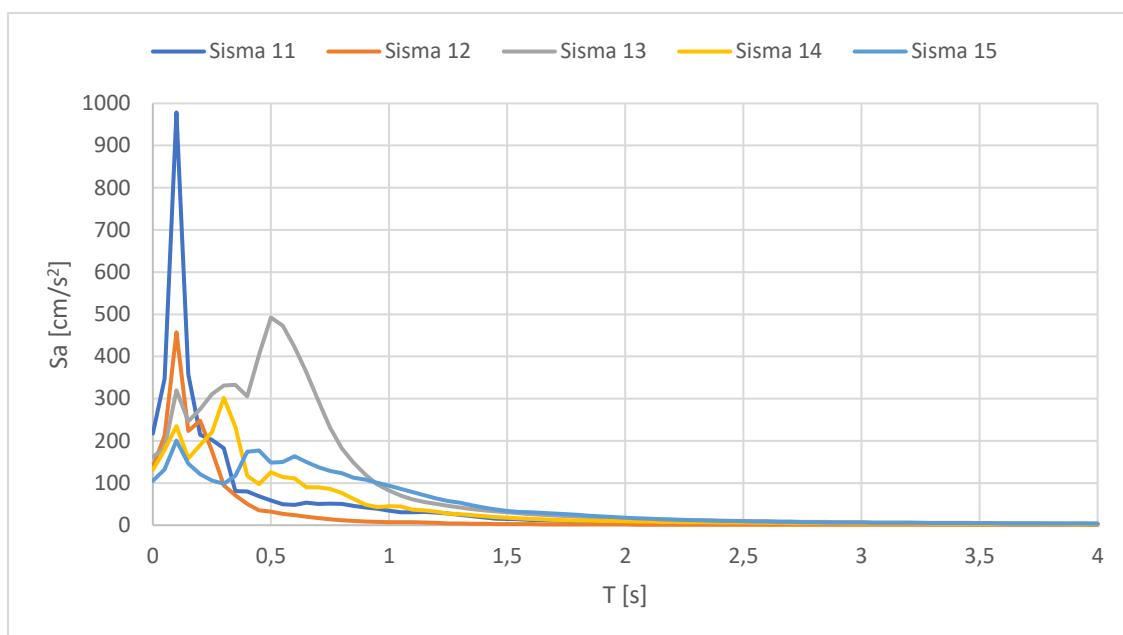


Figura 2.13 Spettri di risposta dei cinque ulteriori sismi selezionati

In Figura 2.14 sono mostrati gli spettri di Fourier caratteristici dei cinque eventi selezionati in riferimento al valore di PGA ottenuto dalla mappa relativa al progetto SHARE. Gli spettri hanno un'ampiezza significativa fino a circa 15-20 Hz.

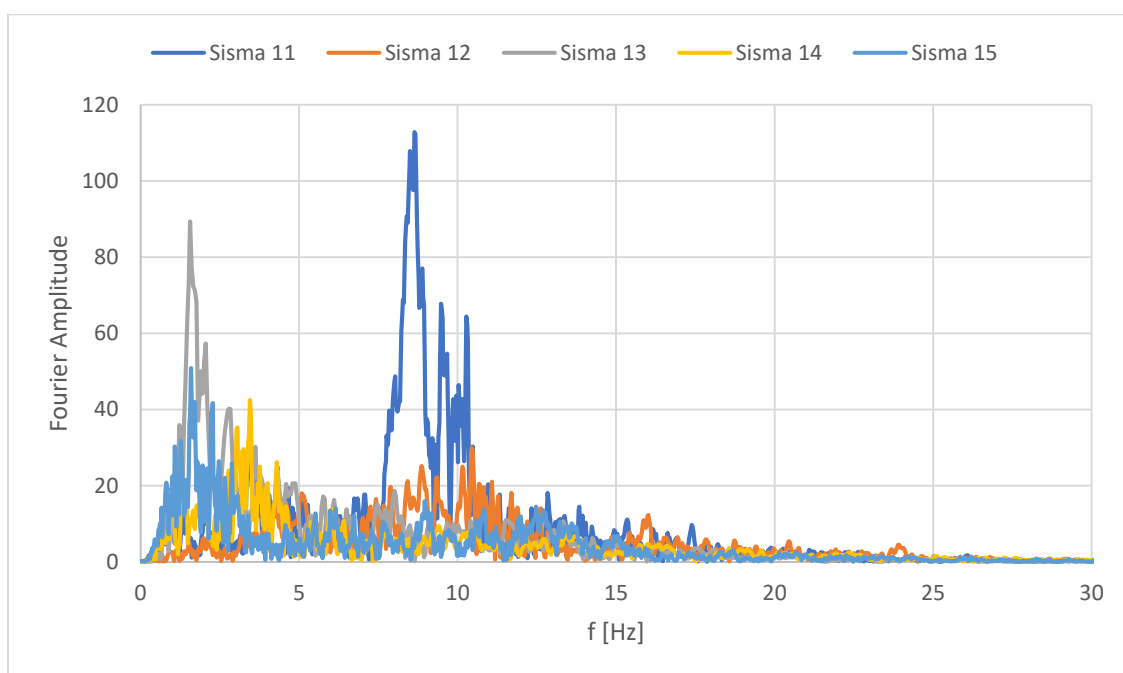


Figura 2.14 Spettri di Fourier dei cinque ulteriori sismi selezionati

Ulteriori dati riguardanti i 15 input selezionati, in termini di distanza epicentrale, magnitudo e codice della stazione di registrazione sono riportati in ALLEGATO A.

3. Caratterizzazione geotecnica

Con lo scopo di conoscere la litologia e il comportamento dei terreni che costituiscono l'opera in esame, nell'ambito del progetto ReSba è stata condotta una campagna di indagini, in situ e di laboratorio. Grazie ai dati sperimentali è stato possibile determinare un modello geotecnico e i parametri geologici, meccanici ed idraulici da utilizzare come dati di input per la successiva modellazione numerica.

Nello specifico sono state eseguite le seguenti prove:

- n.1 Perforazione di sondaggio
- n.2 Prove penetrometriche CPTU
- n.1 Prova dilatometrica DMT
- n.2 Prove sismiche MASW
- n.5 Prove triassiali consolidate non drenate
- n.3 Prove edometriche
- n.3 Prove di colonna risonante
- n.3 Prove di taglio ciclico torsionale

Di seguito si riporta, in Figura 3.1, la localizzazione delle prove in situ:

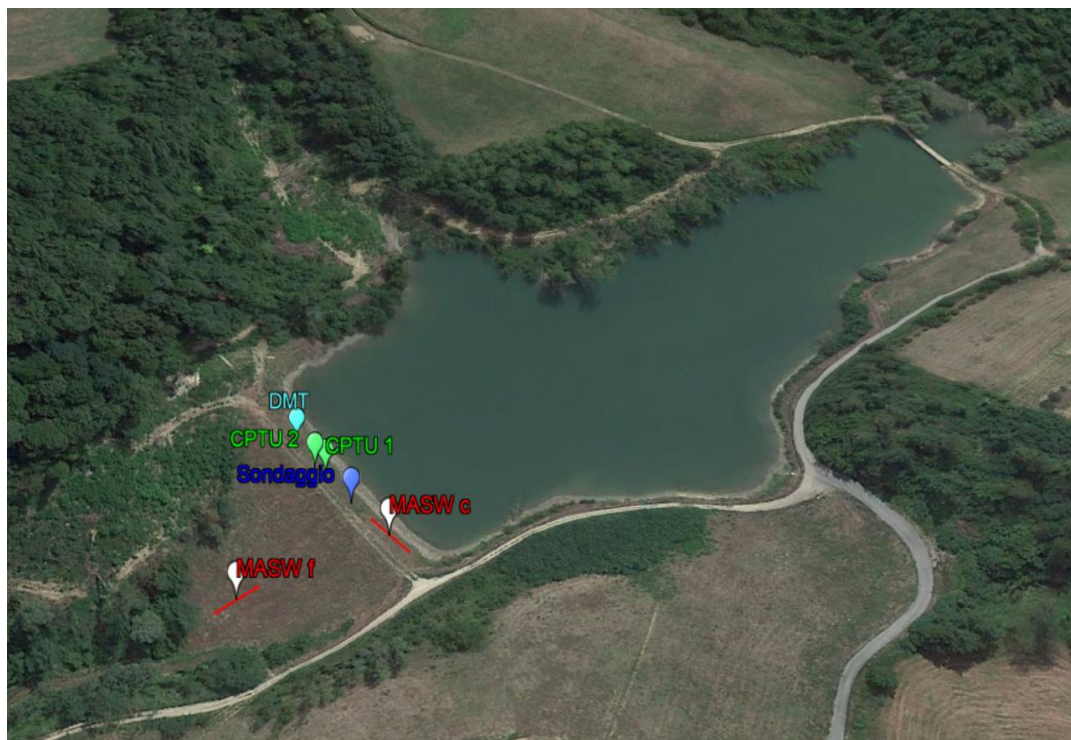


Figura 3.1 Mappa indagini in situ

3.1 Prove in situ

Le prove in situ derivano da un'attenta e preventiva programmazione delle indagini, che dipende, oltre che dalla natura litologica del terreno, dall'importanza del progetto. In funzione di ciò si stabilisce sia il numero di prove da eseguire e la loro disposizione planimetrica, sia la tipologia di prova e il relativo grado di approfondimento.

Le prove in situ, che risultano essere rapide ed economiche, permettono di ottenere una descrizione continua della verticale tramite l'acquisizione di grandezze misurate su volumi di terreno indisturbato. Di contro però, le condizioni al contorno sono difficilmente individuabili e incerte; la modellazione della prova è spesso difficile da schematizzare per cui l'interpretazione è talvolta affidata a relazioni empiriche o semi-empiriche.

3.1.1 Perforazioni di sondaggio

Per *sondaggio stratigrafico* si intende una perforazione del terreno, in genere in direzione verticale, che consente di riconoscere la successione stratigrafica, mediante l'esame visivo e l'esecuzione di alcune prove di riconoscimento sul materiale estratto.

Nel caso in esame è stato eseguito un sondaggio a carotaggio continuo fino alla profondità di 30 m tramite l'impiego dell'attrezzatura, mostrata in Figura 3.2, Sonda Teredo DC 212.



Figura 3.2 Attrezzatura utilizzata per il sondaggio

Durante l'avanzamento della prova, denominata S1, sono stati prelevati 3 campioni di terreno indisturbato sui quali poter eseguire prove di laboratorio.

Nello specifico sono stati prelevati:

- n.1 campione alla profondità di 3 m (S1_C1)
- n.1 campione alla profondità di 15.5 m (S1_C2)
- n.1 campione alla profondità di 26.5 m (S1_C3)

Dall'analisi della relazione geologica contenente il rendiconto delle operazioni di sondaggio (Allegato B), è stato possibile risalire ad una prima successione stratigrafica dell'area oggetto di studio (Tabella 3.1):

z [m]	Litologia
0 ÷ 4.5	Materiale di riporto limoso debolmente sabbioso
4.5 ÷ 6.8	Materiale di riporto limo argilloso
6.8 ÷ 7.6	Blocchi di arenaria disposti in maniera caotica
7.6 ÷ 14	Sabbia limo argillosa con blocchi arenacei eterometrici
14 ÷ 20	Argilla mediamente consolidata con lenti di arenaria
20 ÷ 30	Marna con lenti di arenaria

Tabella 3.1 Stratigrafia ottenuta dalla perforazione di sondaggio

3.1.2 Prova dilatometrica DMT

La prova dilatometrica DMT, che risulta essere semplice ed economica, permette di stimare mediante correlazioni empiriche la litologia attraversata e numerose proprietà geotecniche di resistenza e di deformabilità. La prova consiste nell'infissione a pressione nel terreno di un sistema di aste che termina in una lama d'acciaio di forma e dimensioni standardizzate, al cui centro è posizionata una membrana piana di forma circolare. Ogni 20 cm di penetrazione lo strumento è arrestato per la determinazione degli indici della prova. Si registrano due valori di pressione: la pressione p_0 , che corrisponde alla pressione all'avvio

della prova e la pressione p_1 , che corrisponde alla pressione applicata allo strumento cui corrisponde lo spostamento del centro della membrana di 1.1 mm.

Dalla prova in esame, si sono ottenute misurazioni fino alla quota di 15.2 m grazie alle quali è stato possibile, tramite correlazioni empiriche, ricavare parametri caratterizzanti la litologia dei terreni attraversati, lo stato tensionale geostatico, la deformabilità del deposito e il grado di addensamento dei terreni.

Una prima interpretazione dei risultati è stata effettuata con lo scopo di determinare la litologia dei terreni, tramite un indice del materiale, dato da:

$$ID = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (Eq.3.1)$$

dove:

p_0 e p_1 sono i valori di pressione misurati dal dilatometro

u_0 è il valore della pressione interstiziale

I risultati, sono riportati in forma grafica e tabellare rispettivamente in Figura 3.3 e in Tabella 3.2:

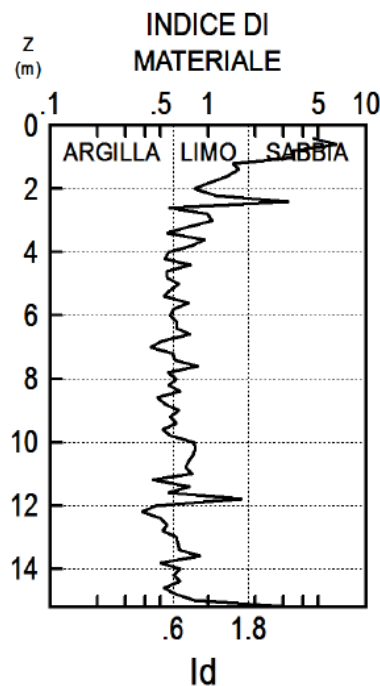


Figura 3.3 Indice del materiale ricavato dalla prova DMT

Profondità [m]	Tipo di materiale
1	Sabbia
2	Limo
3	Limo
4	Limo
5	Argilla
6	Limo
7	Argilla
8	Limo
9	Argilla
10	Limo
11	Limo
12	Limo
13	Argilla
14	Argilla
15	Limo
16	Sabbia

Tabella 3.2 Stratigrafia ottenuta dall'interpretazione dei dati della prova DMT

Inoltre, a partire dai valori di coefficiente di spinta orizzontale K_D mostrati in Figura 3.4 e dati da:

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (Eq.3.2)$$

è stato possibile ricavare informazioni riguardanti la resistenza meccanica dei terreni, tramite la stima dell'angolo di attrito φ_{DMT} , e relativi al grado di addensamento degli stessi, per mezzo della stima della densità relativa D_R .

Nello specifico, per la stima del valore di angolo di resistenza al taglio φ_{DMT} è stata utilizzata una correlazione empirica proposta da Marchetti (1997), secondo cui:

$$\varphi_{DMT} = 28 + 14.6 \cdot \log K_D - 2.1 \cdot \log^2 K_D \quad (Eq.3.3)$$

dove:

K_D è il valore di coefficiente di spinta orizzontale

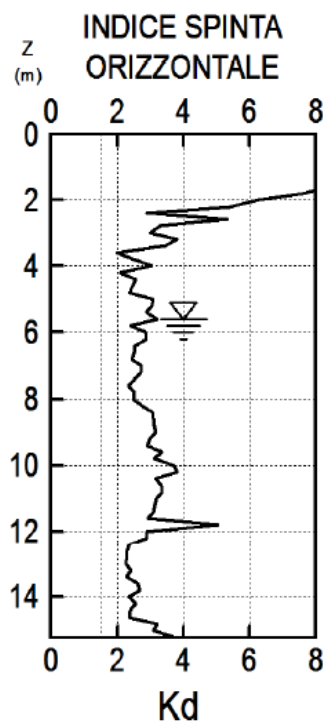


Figura 3.4 Indice di spinta orizzontale ricavato dalla prova DMT

Di seguito, in Figura 3.5, viene riportato l'andamento del valore di angolo di attrito con la profondità, ottenuto utilizzando l'equazione Eq.3.3:

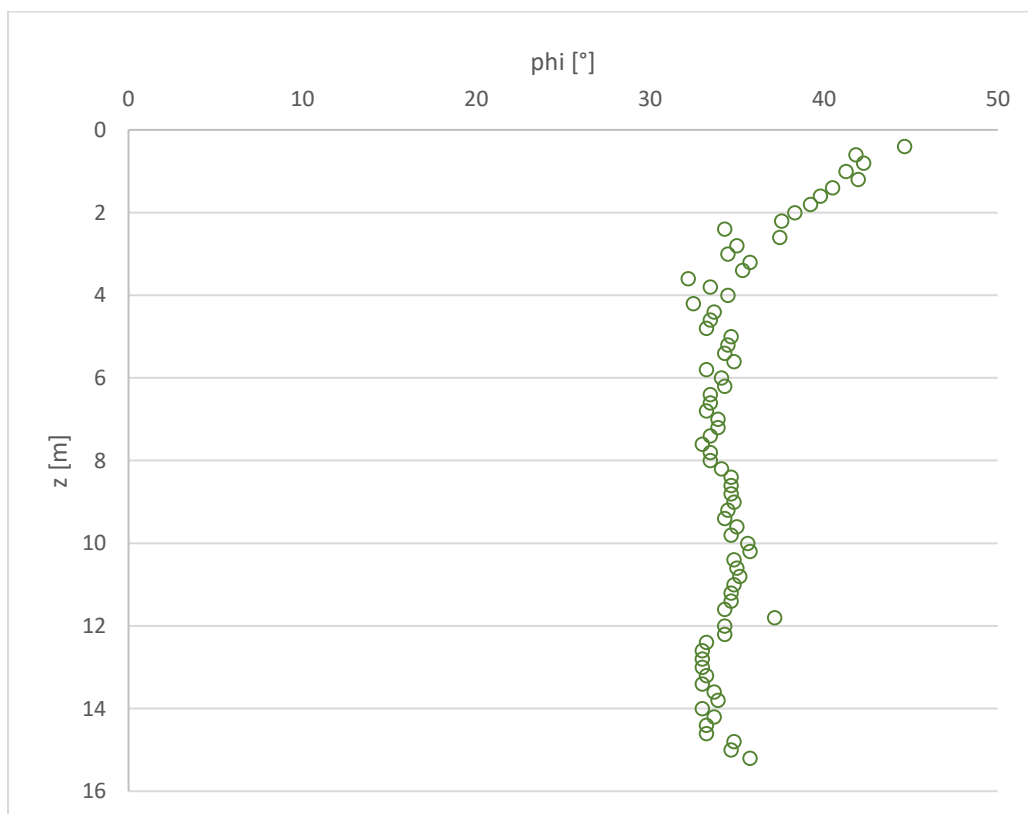


Figura 3.5 Valori dell'angolo di attrito ottenuti dall'interpretazione della prova DMT

Con lo scopo di stimare il valore di D_R , è stata utilizzata una relazione che lega il grado di addensamento al coefficiente di spinta orizzontale K_D , proposta da M. Jamiolkowski et al. (2003), secondo cui:

$$K_D = A \exp(B D_R) \quad (Eq.3.4)$$

dove:

A e B sono due coefficienti ottenuti in camera di calibrazione per i test condotti nei terreni del Ticino, e che, tenendo conto della dispersione dei dati, per una correlazione media dei dati, assumono i seguenti valori:

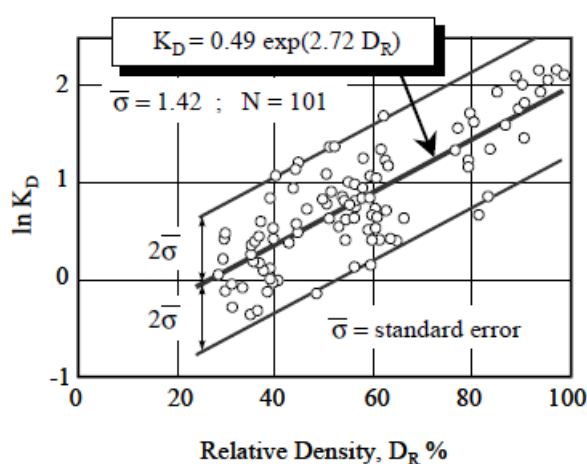


Figura 3.6 Relazione tra indice di spinta orizzontale K_D e densità relativa D_R – test in camera di calibrazione delle sabbie del ticino (Felice, 1997)

$$A = 0.49 \quad e \quad B = 2.72$$

Dall'inversione dell'equazione *Eq.3.4*, si ottiene la relazione utilizzata per stimare i valori di densità relativa D_R a partire dai dati di K_D :

$$D_R = \frac{1}{2.72} \left(\ln \frac{K_D}{0.49} \right) \quad (Eq.3.5)$$

Di seguito, in Figura 3.6, viene riportato l'andamento del valore di densità relativa con la profondità, ottenuto utilizzando l'equazione *Eq.3.5*:

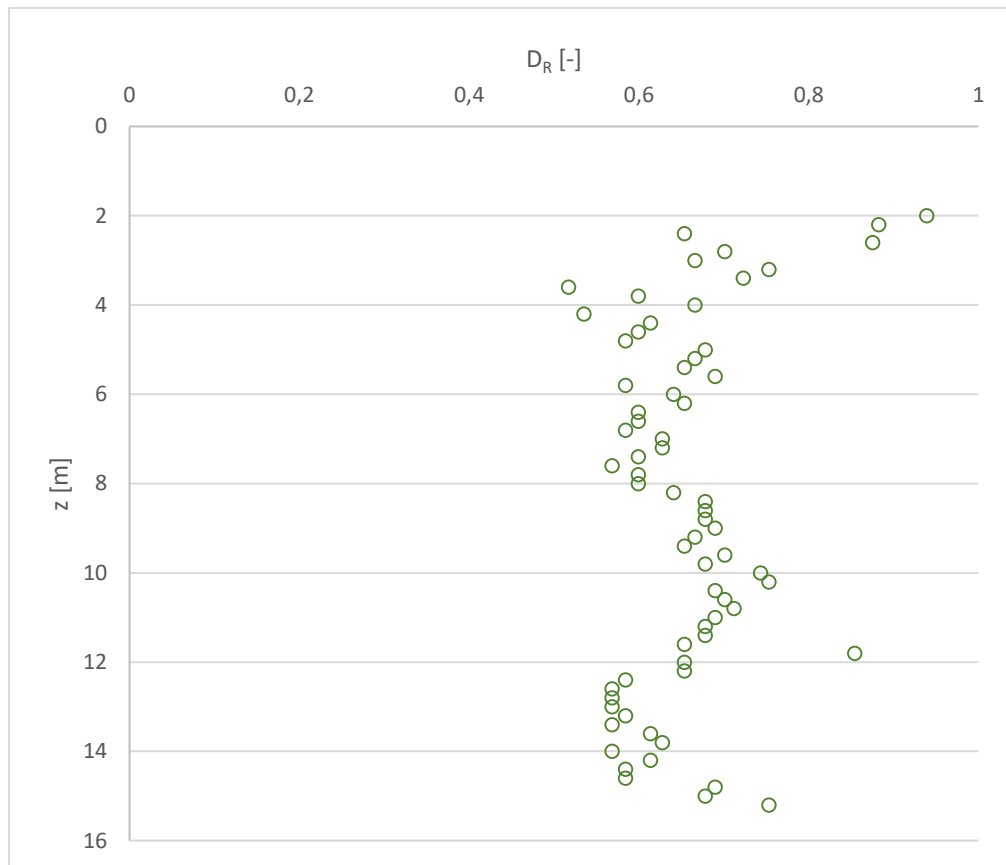


Figura 3.7 Valori della densità relativa ottenuti dall'interpretazione della prova DMT

3.1.3 Prova penetrometrica CPTU

La prova penetrometrica statica CPT (Cone Penetration Test) è un mezzo di indagine che permette l'identificazione della successione stratigrafica lungo la verticale e la stima di numerose caratteristiche geotecniche. La prova non richiede l'esecuzione di un foro di sondaggio preventivo, e consiste nell'infissione a pressione nel terreno, a partire dal p.c. e a velocità costate di 20mm/sec, di una punta conica avente diametro di 35.7 mm e di angolo di apertura di 60°.

Le misure ottenute da tale prova, in termini di pressione, sono: la resistenza all'avanzamento della punta indicata con il simbolo q_c e quella dovuta all'attrito laterale indicata con f_s .

Se lo strumento è dotato anche di un piezocono si parla di prova CPTU e dalla quale si riescono ad ottenere informazioni e misure relative alla pressione interstiziale.

Nel caso in esame sono state condotte 2 prove CPTU:

- **CPTU1**, per la quale si sono ottenute misurazioni fino alla quota di 6.86 m
- **CPTU2**, i cui risultati non sono stati presi in considerazione in quanto ha prodotto misurazioni fino alla quota di circa 4 m.

Di seguito vengono mostrati i risultati ottenuti dalla prova **CPTU1**:

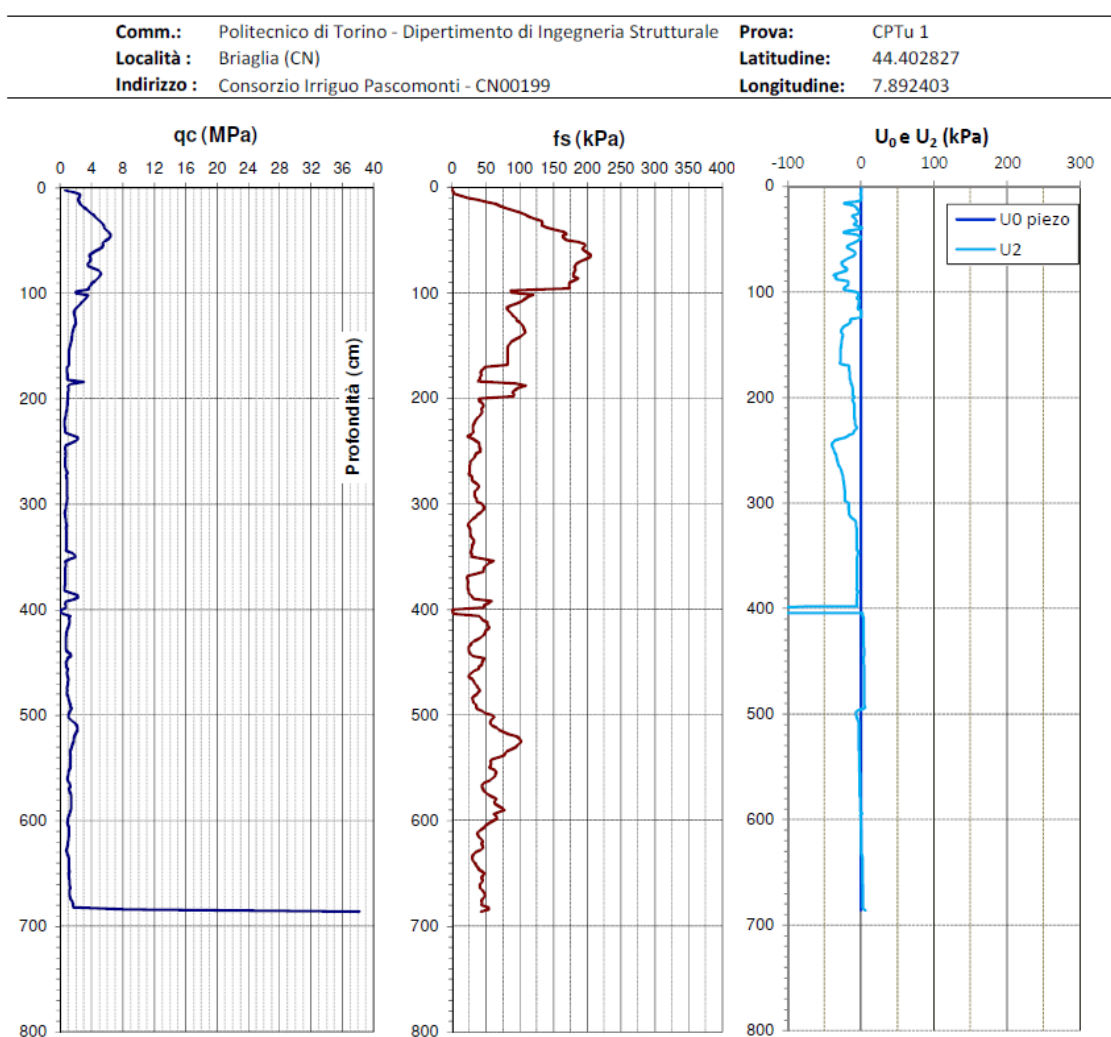


Figura 3.8 Dati ottenuti dalla prova CPTU1

L'avanzamento della punta, raggiunta la quota di 6.86 m, è stato ostacolato dalla presenza di uno strato fortemente compattato e caratterizzato, come emerge sia dai dati stratigrafici che dagli elevati valori di q_c , dalla presenza di lenti di arenaria.

Ciò nonostante, si è proceduto all'interpretazione dei risultati con lo scopo di ottenere informazioni geologiche e geomeccaniche dagli strati interessati dalla prova.

Una prima interpretazione è stata effettuata con lo scopo di identificare i terreni attraversati dalla punta durante la prova, seguendo l'approccio proposto da Robertson (1990).

Viene dapprima calcolato il valore del coefficiente di attrito laterale normalizzato R_f , pari a:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100 \quad [\%] \quad (Eq.3.6)$$

Questo valore viene poi relazionato a quello dell'avanzamento della punta Q_c , espresso in bar, all'interno di un grafico bi-logaritmico nel quale sono individuate 12 diverse zone. Ogni zona, numerata da 1 a 12, identifica un tipo di terreno, come mostrato in Figura 3.9:

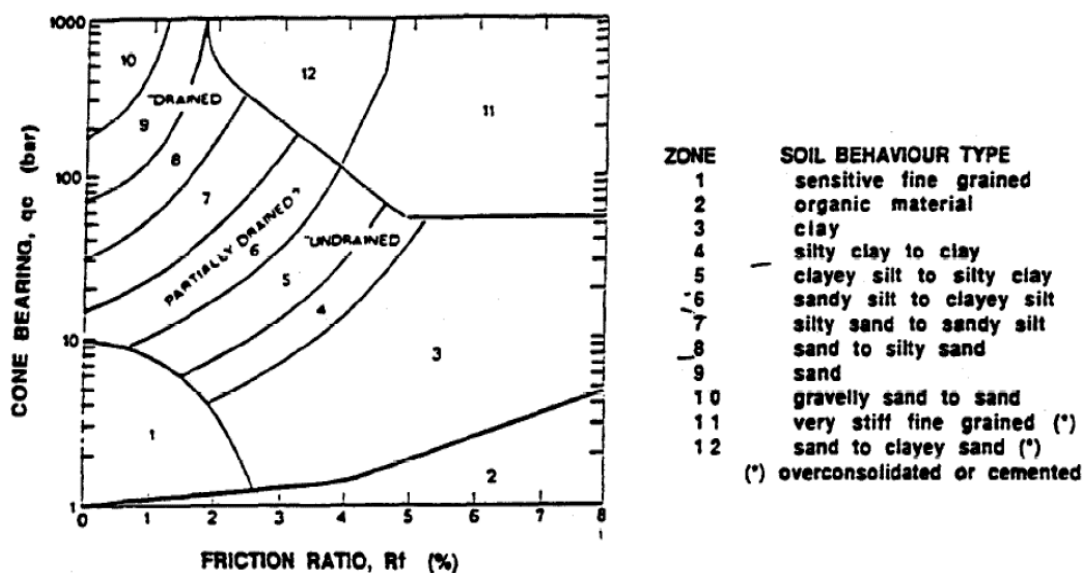


Figura 3.9 Diagramma di Robertson

I dati ottenuti dalla prova, ogni 20 cm di avanzamento dello strumento, sono stati raggruppati ed inseriti nella Carta di Robertson così da individuare una variabilità stratigrafica ogni metro di profondità.

Di seguito, in Figura 3.10, viene mostrato il Diagramma di Robertson e i relativi valori rappresentativi i primi 7 m di profondità.

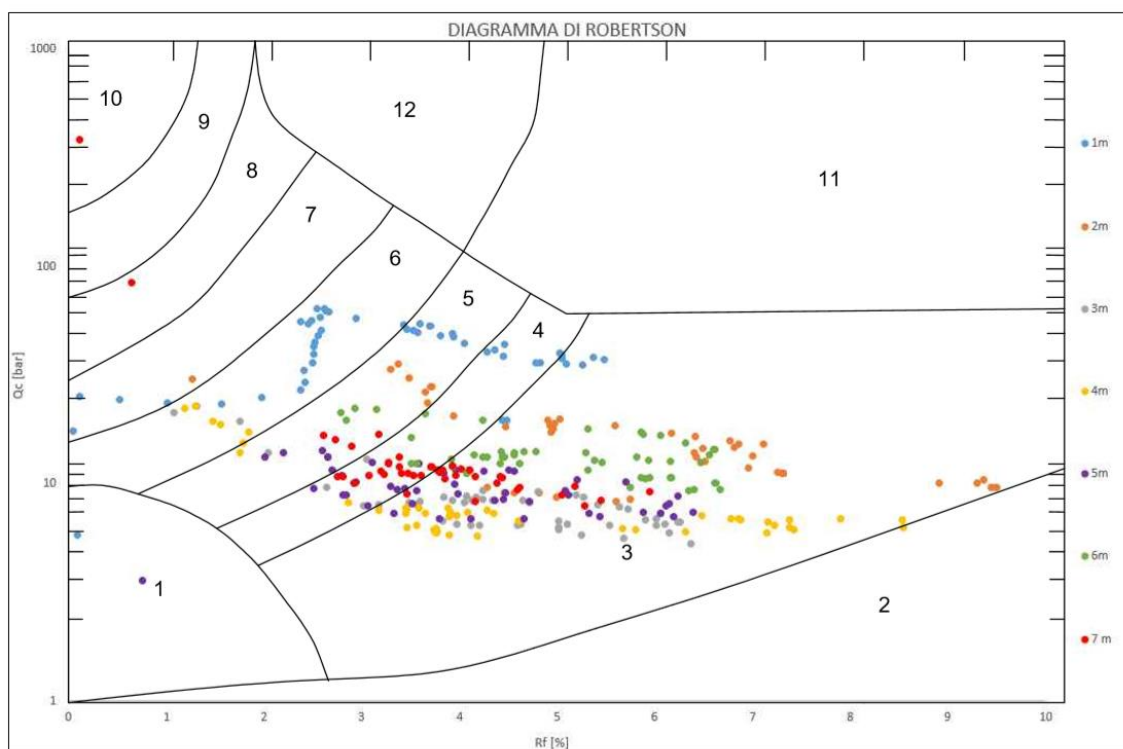


Figura 3.10 Utilizzo del diagramma di Robertson per i dati ottenuti dalla prova CPTU1

Vengono di seguito riportati, in forma tabellare, i risultati ottenuti:

Profondità [m]	Tipo di materiale
1	Argilla
2	Argilla
3	Argilla
4	Limo
5	Argilla
6	Argilla
7	Argilla

Tabella 3.3 Stratigrafia ottenuta dall'interpretazione dei dati della CPTU1

È opportuno che l'interpretazione stratigrafica delle prove CPT sia avvalorata dal confronto con profili stratigrafici direttamente ottenuti mediante sondaggi eseguiti nell'area di indagine, o messa in relazione con altre interpretazioni stratigrafiche.

Nel caso in esame, sono stati messi in relazione i risultati ottenuti a partire dalla prova CPTU con quelli precedentemente ottenuti dall'interpretazione della prova DMT (Tabella 3.4).

	CPTU	DMT	Combinazione
Profondità [m]	Tipo di materiale	Tipo di materiale	Tipo di materiale
1	Argilla	Sabbia	Sabbia argillosa
2	Argilla	Limo	Limo argilloso
3	Argilla	Limo	Limo argilloso
4	Limo	Limo	Limo
5	Argilla	Argilla	Argilla
6	Argilla	Limo	Limo argilloso
7	Argilla	Argilla	Argilla
8		Limo	Limo
9		Argilla	Argilla
10		Limo	Limo
11		Limo	Limo
12		Limo	Limo
13		Argilla	Argilla
14		Argilla	Argilla
15		Limo	Limo
16		Sabbia	Sabbia

Tabella 3.4 Stratigrafia ottenuta relazionando i dati della prova CPTU1 e i dati della prova DMT

Un'ulteriore interpretazione dei dati misurati con la prova CPTU è stata fatta, con lo scopo di definire un valore di densità relativa D_R dei terreni, seguendo la correlazione empirica proposta da Lancellotta (1983):

$$D_R = 68 \cdot \log \left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a \cdot \sigma'_{v0}}} - 1 \right) \quad (Eq.3.7)$$

dove:

q_c è la resistenza all'avanzamento della punta

p_a è la pressione atmosferica

σ'_{v0} è la tensione geostatica verticale efficace

Si riporta di seguito l'andamento della $D_R = f(z)$:

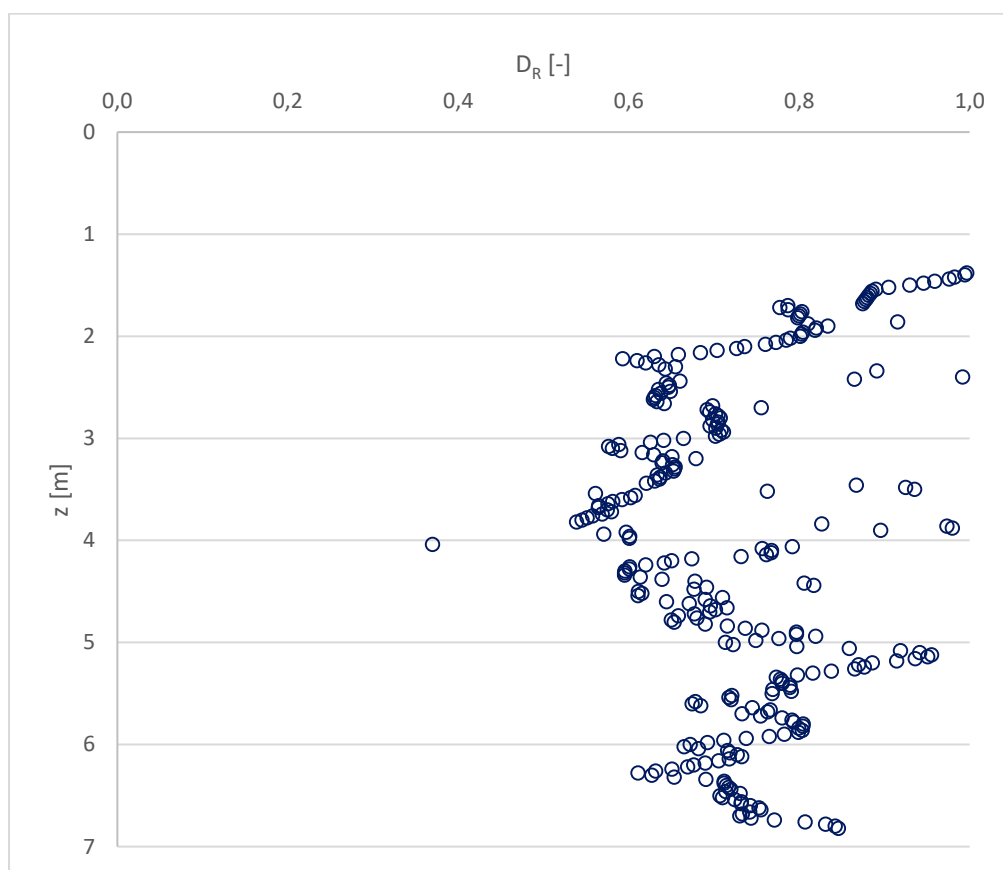


Figura 3.11 Valori della densità relativa ottenuti dall'interpretazione della prova CPTU1

Nel grafico in Figura 3.11 si è scelto di non rappresentare i valori relativi al primo metro di terreni in quanto questi, seguendo la correlazione empirica (Eq.3.7), sono caratterizzati da valori di D_R irrealistici.

Ulteriori interpretazioni delle informazioni derivanti dalla prova CPTU riguardano la stima di angolo di resistenza al taglio φ .

Con lo scopo di stimare i valori di angolo di resistenza al taglio, che verranno poi confrontati con i risultati ottenuti dalle prove triassiali, viene utilizzata un'ulteriore correlazione empirica, proposta da Caquot:

$$\varphi = 9.8 + 4.96 \cdot \ln \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (Eq.3.8)$$

dove:

q_c è la resistenza all'avanzamento della punta

σ'_{v0} è la tensione geostatica verticale efficace

La legge empirica, solitamente utilizzata per terreni limosi e sabbiosi, viene applicata per i primi 6 metri di profondità, ad eccezione dello strato 4÷5 m che, secondo la classificazione mostrata in Tabella 3.4, risulta essere un'argilla:

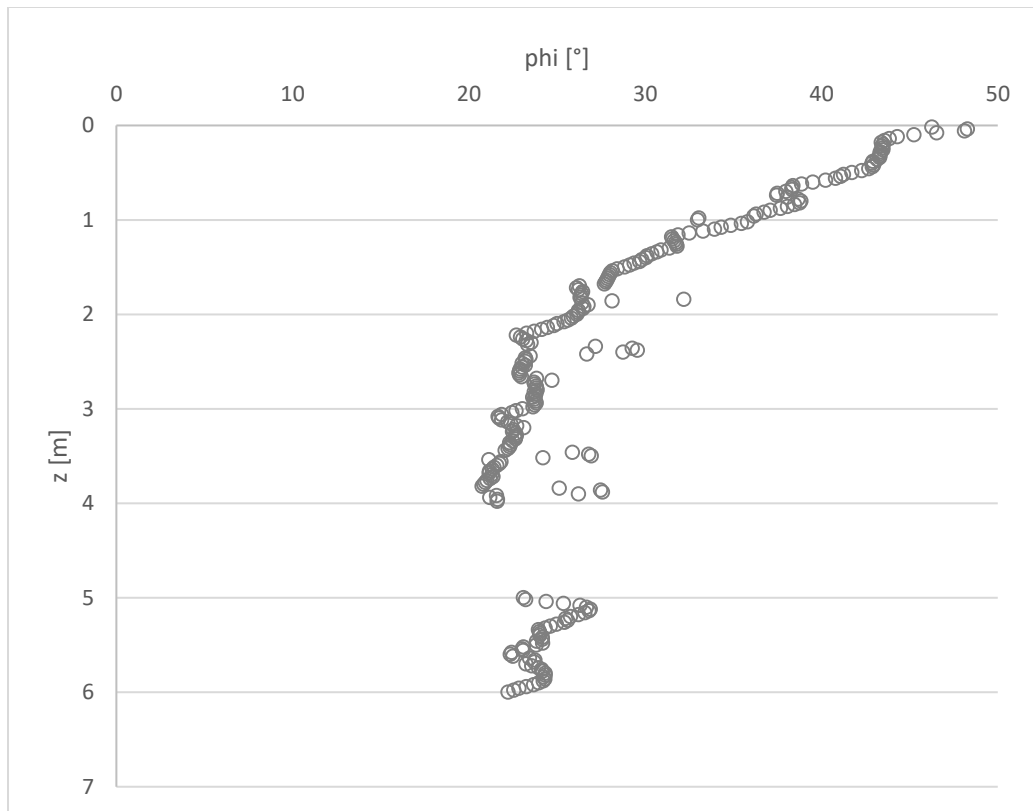


Figura 3.12 Valori dell'angolo di attrito ottenuti dall'interpretazione della prova CPTU1

3.1.4 Prova MASW

La prova MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tipologia di prova non invasiva, basata sulla propagazione di onde superficiali (Onde di Rayleigh), utilizzata per la stima del profilo di V_s lungo la profondità.

Le prova si basa sull'utilizzo di una sorgente, dalla quale vengono generate onde di Rayleigh, e da diversi geofoni posti sulla superficie del suolo ad una certa distanza dalla sorgente.

Queste onde, in funzione della loro frequenza f e quindi della loro lunghezza d'onda λ , interessano diverse profondità e viaggiano con velocità diverse V_R :

$$V_R = \frac{\lambda}{f} \quad (Eq.3.9)$$

Ciascuna onda, in base alla propria frequenza f , è rappresentativa di uno strato alla profondità z del volume di terreno interessato dalla prova; conoscendo quindi la curva di dispersione, che rappresenta l'andamento delle velocità delle onde V_R in funzione della frequenza f , è possibile determinare, tramite la risoluzione di un problema inverso, il profilo delle onde V_s in relazione alla profondità z .

Il dato grezzo ottenuto dalla prova viene analizzato, passando attraverso un'analisi spettrale, alla ricerca della curva di dispersione sperimentale. La successiva fase di inversione cerca di trovare un modello sismico del terreno tale da poter essere associato ad una curva di dispersione teorica che si adatti sufficientemente a quella sperimentale.

Nel caso in esame, sono state effettuate 2 prove MASW:

- **MASWc**, eseguita sul coronamento del corpo diga
- **MASWf**, eseguita a valle del corpo diga, in corrispondenza dell'inizio dello strato di fondazione

Si riportano, di seguito, i profili delle onde di taglio V_s , risultati rispettivamente dalla prova condotta sul coronamento in Figura 3.13 e da quella condotta a valle dell'invaso in Figura 3.14:

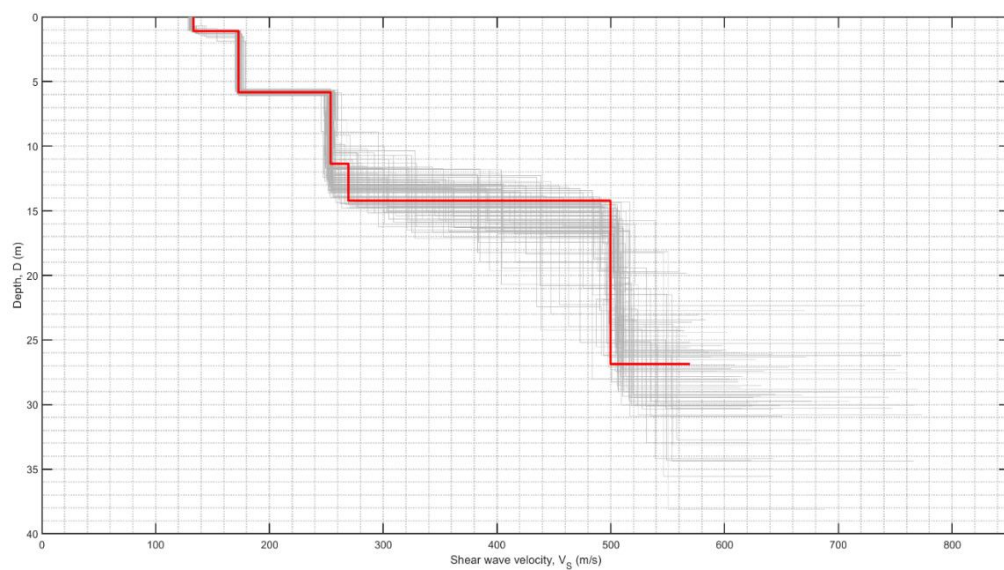


Figura 3.13 Andamento di V_s , MASWc

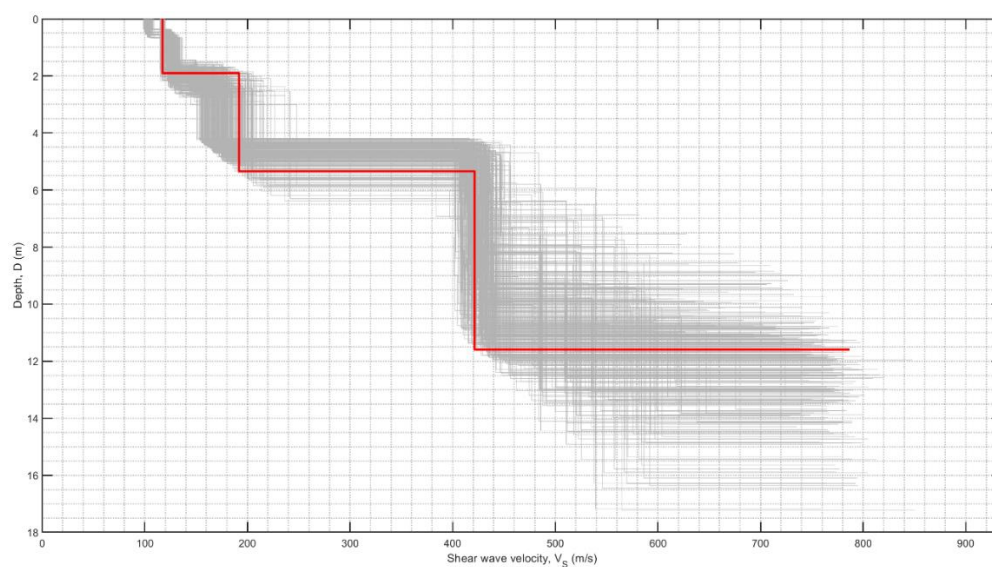


Figura 3.14 Andamento di V_s , MASWf

Incrociando i risultati delle due prove, è stato definito un unico andamento della velocità delle onde di taglio in funzione della profondità, mostrato in Tabella 3.5 e Figura 3.15:

z [m]	V_s [m/s]
0 ÷ 6.8	172
6.8 ÷ 11	253
11 ÷ 14	269
14 ÷ 20	460
20 ÷ 27	500
27 ÷ 30	569

Tabella 3.5 Valori di V_s

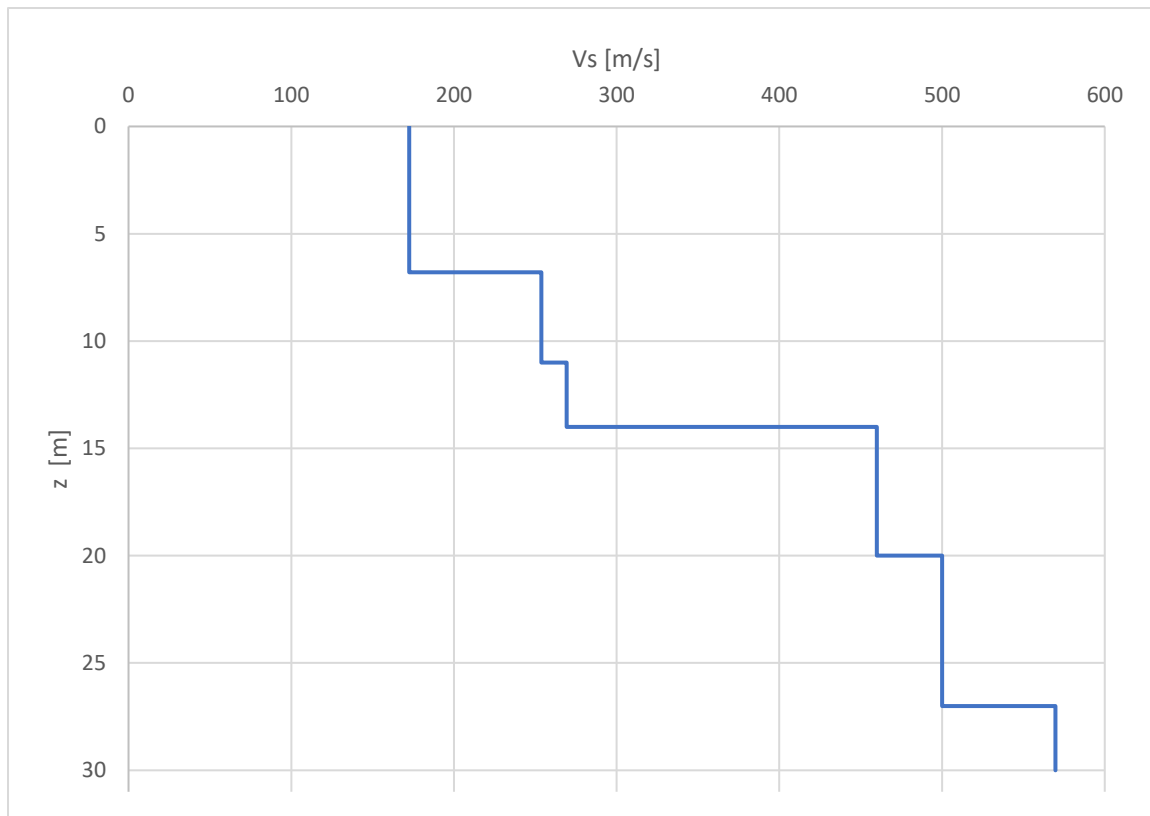


Figura 3.15 Rappresentazione grafica dei valori di V_s con la profondità

Dai dati di V_s è possibile risalire al valore del modulo di taglio G , relativo ad ogni strato, secondo la relazione:

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (Eq.3.10)$$

dove:

ρ è la densità dello strato considerato

V_s è la velocità delle onde di taglio dello strato considerato

Dai valori di modulo di taglio G , è stato possibile ricavare i rispettivi valori di modulo di Bulk K , tramite la relazione:

$$K = \frac{2G \cdot (1 + \nu)}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \quad (Eq.3.11)$$

dove:

ν è il coefficiente di Poisson, posto pari a 0.18 per tutti gli strati

Di seguito, in Tabella 3.6, vengono riportati i valori dei parametri di deformabilità G e K calcolati per i vari strati:

z [m]	Vs [m/s]	ρ [kg/m³]	G [Pa]	K [Pa]
0 ÷ 4.5	172	1800	5.36E+07	6.58E+07
4.5 ÷ 6.8	172	1800	5.36E+07	6.58E+07
6.8 ÷ 7.6	253	2000	1.29E+08	1.58E+08
7.6 ÷ 11	253	1800	1.16E+08	1.42E+08
11 ÷ 14	269	1800	1.31E+08	1.60E+08
14 ÷ 20	460	1800	3.81E+08	4.68E+08
20 ÷ 27	500	2000	5.00E+08	6.15E+08
27 ÷ 30	569	2000	6.49E+08	7.98E+08

Tabella 3.6 Parametri di deformabilità ottenuti a partire da Vs

3.2 Prove di laboratorio

Le prove geotecniche di laboratorio vengono condotte su campioni di terreno prelevati in sito, attraverso l'utilizzo di idonee attrezzature il cui corretto impiego permette di ottenere provini di terreno che conservino la struttura, il contenuto d'acqua e i caratteri fisici propri dei sedimenti nella loro condizione naturale. Si parla quindi di campioni indisturbati in quanto, durante le fasi di prelievo, le attrezzature di campionamento non ne alterano le caratteristiche. Nonostante le difficoltà (costi e tempistiche legate sia alle procedure di campionamento che di esecuzione delle prove stesse), tramite queste procedure è possibile determinare parametri geomeccanici dei terreni investigati in condizioni di controllo dei percorsi tensionali indotti, controllo delle fasi di drenaggio; inoltre si ha una buona conoscenza delle condizioni a contorno dei singoli test.

Le prove di laboratorio vengono distinte in tre categorie fondamentali a seconda delle caratteristiche fisiche che si vogliono determinare.

Si possono distinguere prove di identificazione (peso di volume, contenuto d'acqua, densità, limiti di Atterberg, granulometria), prove di permeabilità a carico variabile o costante e prove di resistenza meccanica per determinare le proprietà fisico-meccaniche dei terreni (prove di taglio, torsione, consolidazione edometrica, compattazione, compressione).

3.2.1 Prove edometriche

La prova di compressione edometrica permette il conseguimento di molteplici obiettivi, tra cui: determinare la relazione tensione-deformazione e quindi le proprietà di compressibilità e rigonfiamento per effetto di una variazione della tensione verticale agente, ricostruire la storia tensionale del deposito naturale e determinare parametri fisici e idraulici (porosità e permeabilità) in funzione dello stato tensionale.

Nelle celle edometriche, un provino cilindrico di terreno, confinato lateralmente entro le pareti rigide di un anello metallico che impediscono le deformazioni laterali, viene sottoposto ad una sollecitazione verticale variabile.

La procedura tradizionale è quella di gradini di carico, realizzata sottoponendo il provino ad incrementi e decrementi di tensione verticale σ_v variabili secondo una progressione geometrica. Durante ciascun gradino di carico, in cui la tensione applicata rimane costante fino al completamento della consolidazione primaria e alla dissipazione delle sovrappressioni neutre, vengono misurati i cedimenti verticali della piastra di applicazione del carico tramite un trasduttore di spostamento.

Al termine di ogni step di carico si ha a disposizione la curva di consolidazione primaria che descrive l'andamento dei cedimenti misurati nel tempo. Queste curve, nei casi in esame, sono state interpretate seguendo il procedimento di Taylor, grazie al quale è stato possibile ottenere:

- la curva $e - \sigma'_v$ che descrive l'andamento dell'indice dei vuoti in funzione della tensione applicata
- la curva $k - \sigma'_v$ che descrive l'andamento della permeabilità in funzione della tensione applicata
- gli indici di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s

Nel caso in esame, sono state condotte 4 prove edometriche:

Campione	Profondità [m]	Nome prova
S1_C1	3 ÷ 3.5	Ed_264
S1_C2	15.5 ÷ 16	Ed_265
S1_C2	15.5 ÷ 16	Ed_266
S1_C3	26.5 ÷ 27	Ed_267

Tabella 3.7 Prove edometriche eseguite

Ogni prova è stata avviata con un valore di tensione verticale pari a $\sigma_v = 21.1 \text{ kPa}$ fino ad arrivare, tramite 10 step di carico, ad un valore di $\sigma_v = 6276.2 \text{ kPa}$ per poi ritornare, attraverso 5 step di scarico, al valore iniziale di $\sigma_v = 21.1 \text{ kPa}$.

Vengono di seguito riportati, graficamente, gli andamenti delle curve $e - \sigma'_v$ e $k - \sigma'_v$ per le 4 prove edometriche condotte.

- Ed_264

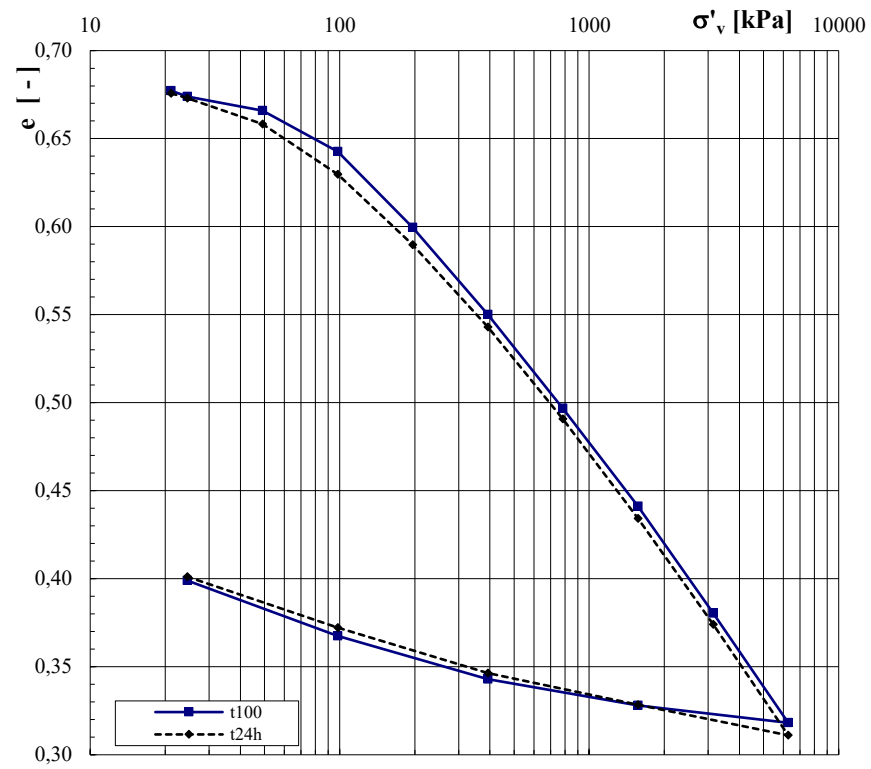


Figura 3.16 Curva $e - \sigma'_v$. prova Ed_264



Figura 3.17 Curva $k - \sigma'_v$. prova Ed_264

- **Ed_265**

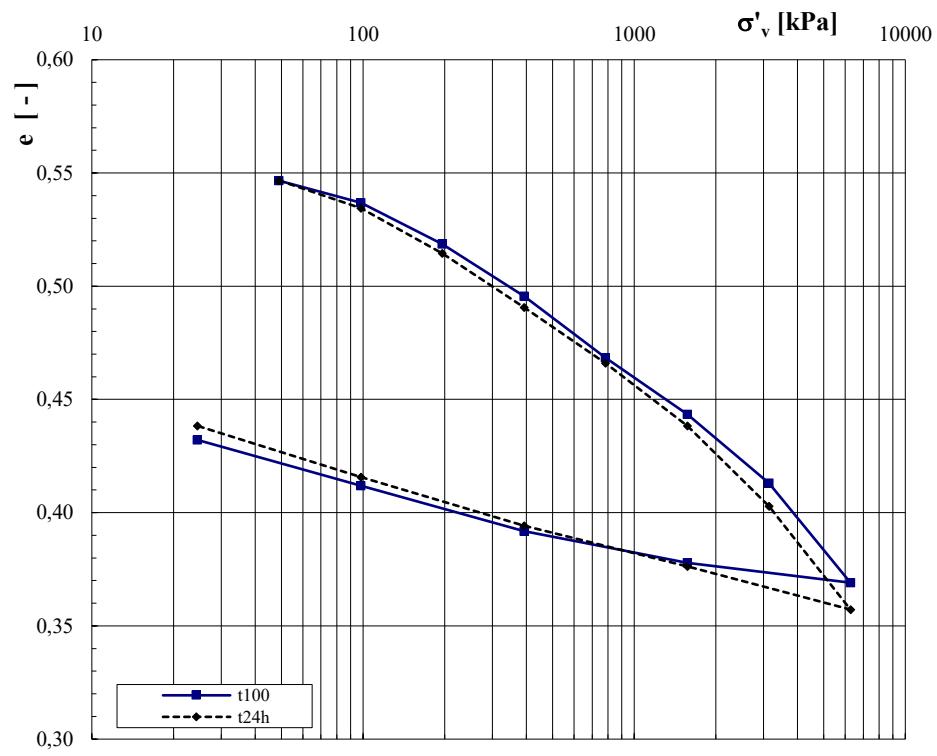


Figura 3.18 Curva $e - \sigma'_v$. prova Ed_265

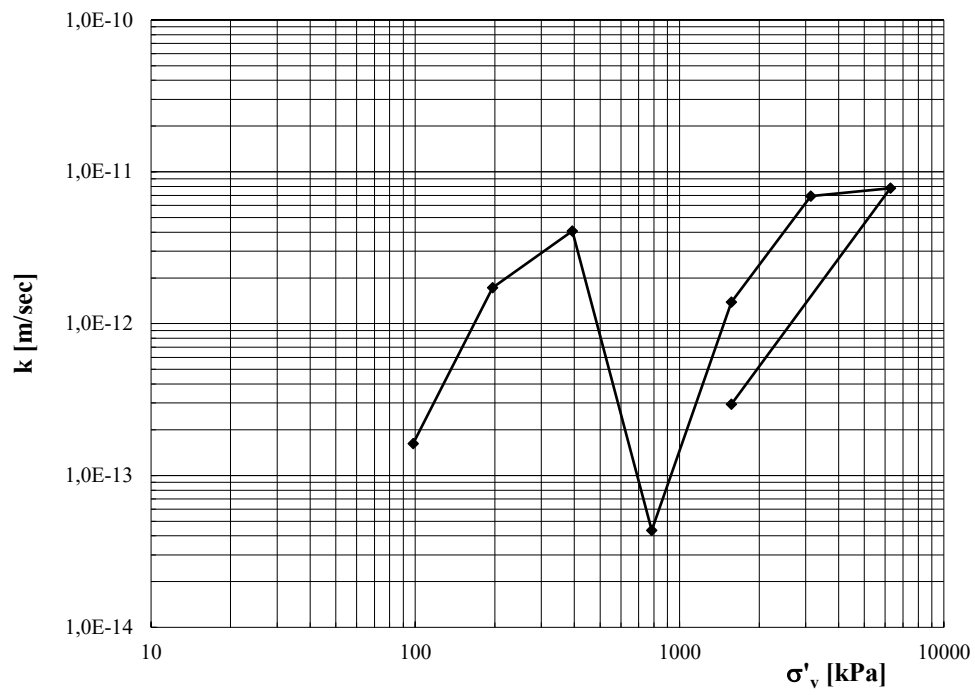


Figura 3.19 Curva $k - \sigma'_v$. prova Ed_265

- Ed_266

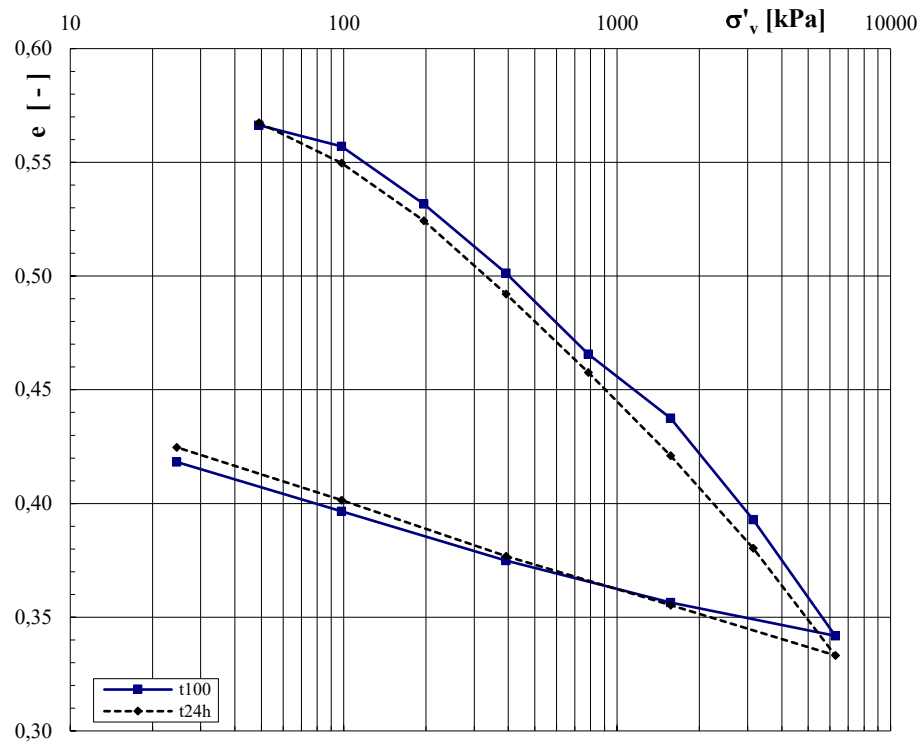


Figura 3.20 Curva $e - \sigma'_v$. prova Ed_266

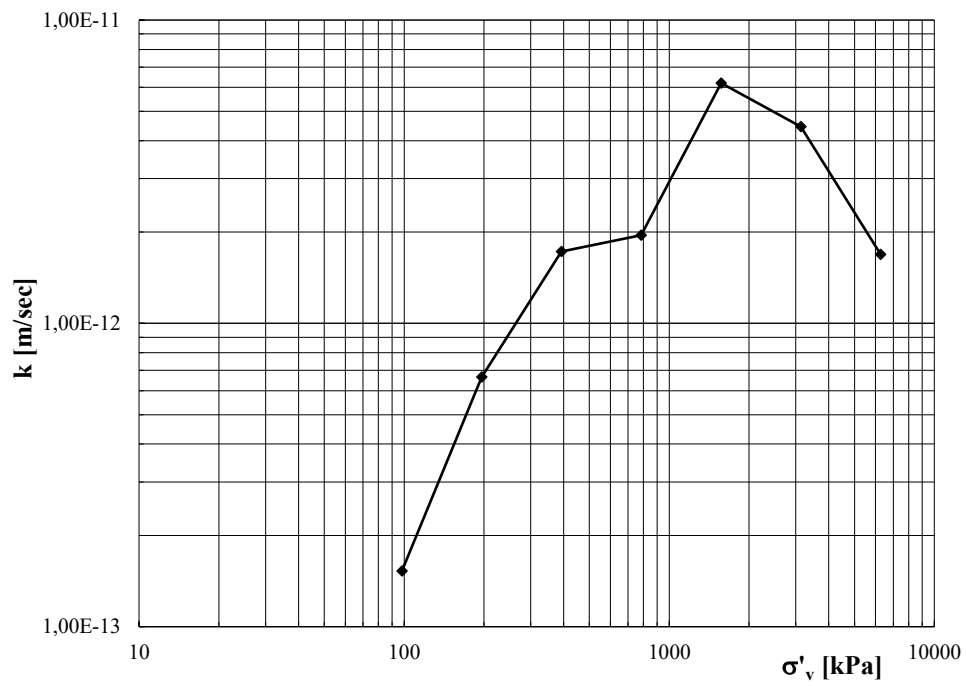


Figura 3.21 Curva $k - \sigma'_v$. prova Ed_266

- Ed_267

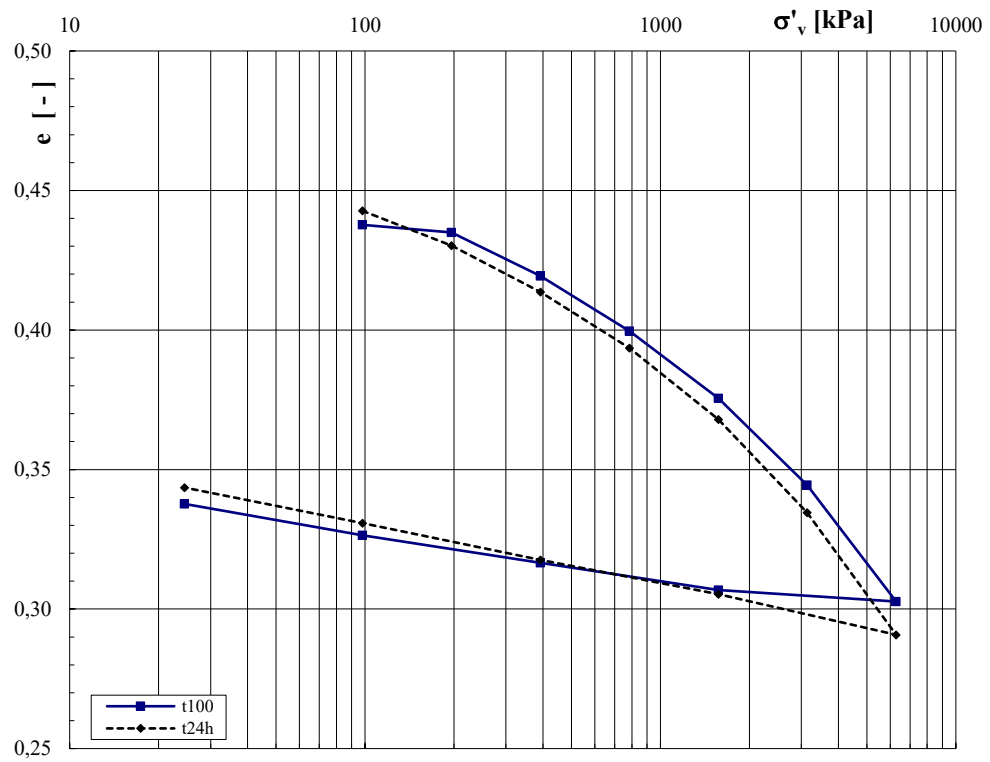


Figura 3.22 Curva $e - \sigma'_v$. prova Ed_267

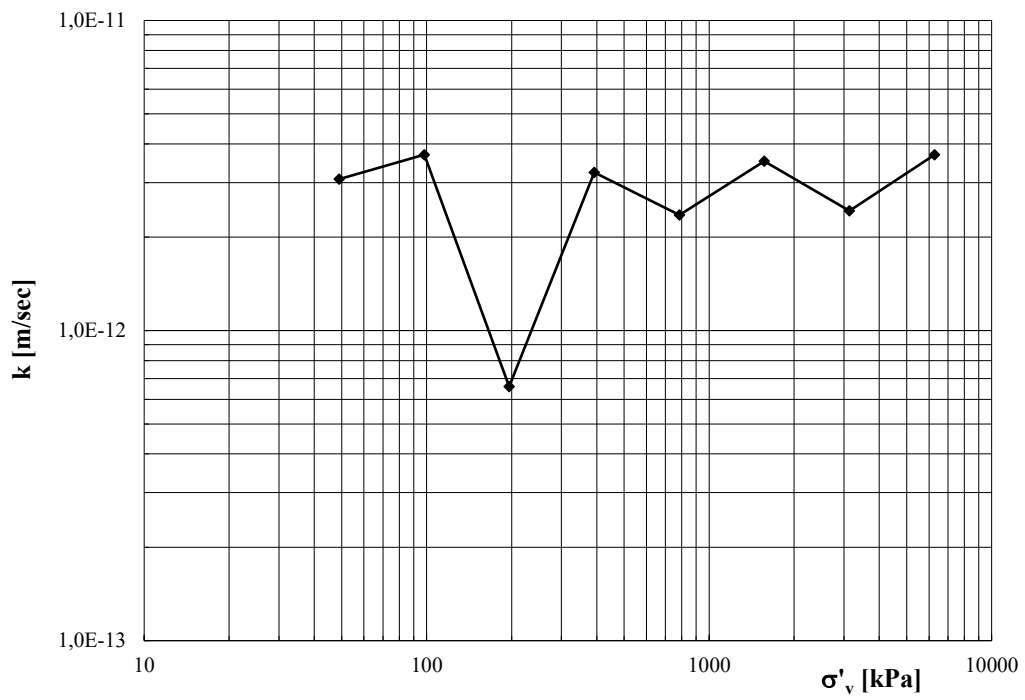


Figura 3.23 Curva $k - \sigma'_v$. prova Ed_267

È stato inoltre possibile, a partire dalla curva di compressione edometrica $e - \sigma'_v$, ricavare i parametri che definiscono le caratteristiche di deformabilità dei terreni in termini di indice di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s , riportati in Tabella 3.8:

Prova	C_c [-]	C_s [-]
Ed_264	0.17	0.04
Ed_265	0.08	0.04
Ed_266	0.11	0.06
Ed_267	0.07	0.04

Tabella 3.8 Valori degli indici di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s relativi alle prove edometriche condotte

Inoltre, dalle curve di compressione edometriche $e - \sigma'_v$, in funzione dello stato tensionale, sono stati calcolati i valori dell'indice dei vuoti iniziale dei terreni interessati dalle prove. Per il calcolo degli stati tensionali si è fatto riferimento ad uno stato tensionale medio $\overline{\sigma'_v}$ calcolato in mezzeria dello strato da cui è stato prelevato il provino, considerando la stratigrafia indicata precedentemente in Tabella 3.1.

Dal valore dell'indice dei vuoti e è stato poi calcolato il valore della porosità iniziale n , attraverso la relazione:

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (Eq.3.12)$$

Utilizzando gli stessi valori di stato tensionale medio, dalle curve $k - \sigma'_v$ sono stati ricavati i valori di permeabilità k dei terreni.

I risultati ottenuti sono mostrati di seguito in Tabella 3.9:

Prova	z [m]	$\overline{\sigma'_v}$ [kPa]	e [-]	n [-]	k [m/s]
Ed_264	3 ÷ 3.5	57	0.65	0.39	4.4E-13
Ed_265	15.5 ÷ 16	194.56	0.52	0.34	1.72E-12
Ed_266	15.5 ÷ 16	194.56	0.52	0.35	6.65E-13
Ed_267	26.5 ÷ 27	366	0.42	0.29	1.66E-12

Tabella 3.9 Valori di indice dei vuoti e , porosità n e coefficienti di permeabilità k ricavati dalle prove edometriche condotte

3.2.2 Prove triassiali

Lo scopo delle prove triassiali è quello di determinare le caratteristiche di resistenza a taglio e di deformabilità di un terreno.

Durante la prova, che generalmente si articola in due fasi, avviene il controllo delle condizioni di drenaggio e, in funzione di queste, le prove si distinguono in prove consolidate o non consolidate e prove in condizioni drenate o non drenate.

Nel caso in esame tutte le prove triassiali sono state effettuate in condizioni di drenaggio libero nella prima fase di consolidazione e con drenaggio chiuso durante la fase di rottura condotta secondo un percorso di compressione per carico. Si tratta di prove CIU, cioè consolidate isotropicamente non drenate in fase di rottura.

I provini adoperati in questa tipologia di prove sono cilindrici e hanno un diametro contenuto, pari a 38.1 mm, ma un rapporto H/D pari a 2 sufficientemente elevato da ridurre la concentrazione degli sforzi e deformazioni alle estremità.

Generalmente, su provini rappresentativi dello stesso litotipo, vengono condotte 3 prove triassiali a rottura caratterizzate da diverse condizioni iniziali, in modo da poter determinare in maniera univoca i parametri di resistenza del terreno in esame. Nello specifico, si tratta di prove a rottura partendo da livelli tensionali di consolidazione differenti. Dopo aver applicato una pressione di consolidazione (σ_c), durante la seconda fase della prova viene incrementato il valore della tensione assiale σ_a fino ad arrivare alla rottura di quest'ultimo. Le prove triassiali condotte nel caso in esame sono state eseguite a controllo di deformazione. A differenza di quanto appena descritto la fase di rottura è condotta imponendo al provino una velocità di deformazione assiale costante. Durante questa fase si misurano le tensioni assiali.

Le grandezze misurate nel corso della prova sono dunque le seguenti: il carico assiale, lo spostamento verticale relativo tra le estremità del provino, le deformazioni volumetriche del provino e le sovrappressioni interstiziali.

Nel caso in esame, sono state condotte 5 prove triassiali CIU:

Campione	Profondità [m]	Nome prova
S1_C1	3 ÷ 3.5	T_x_297
S1_C1	3 ÷ 3.5	T_x_298
S1_C2	15.5 ÷ 16	T_x_299
S1_C2	15.5 ÷ 16	T_x_300
S1_C3	26.5 ÷ 27	T_x_301

Tabella 3.10 Prove triassiali eseguite

I dati sono stati interpretati sul piano $s' - t$, con:

$$s = \frac{\sigma'_a + \sigma'_r}{2} \quad (Eq.3.13)$$

$$t = \frac{\sigma'_a - \sigma'_r}{2} \quad (Eq.3.14)$$

dove:

σ'_a è la tensione efficace assiale misurata

σ'_r è la tensione efficace radiale misurata

Nel grafico $s' - t$, riferito ad ogni tipologia di terreno considerato, vengono inseriti i dati delle relative prove triassiali condotte. Tramite un'interpolazione lineare dei punti di rottura è stato possibile ricavare il valore di angolo di resistenza al taglio:

$$\varphi' = \arcsin \alpha \quad (Eq.3.15)$$

dove:

α è il coefficiente angolare della retta interpolante i punti a rottura delle diverse prove nel piano $s' - t$

Per la caratterizzazione dello strato di limo debolmente sabbioso a profondità 0 ÷ 4.5 m, in cui è stato prelevato il campione S1_C1, sono state considerate le prove **T_x_297** e **T_x_298**:

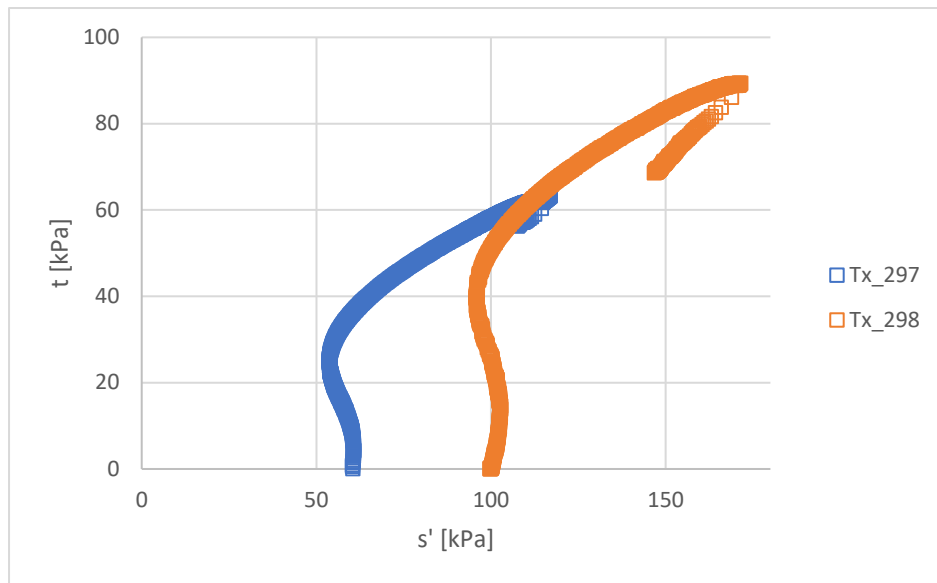


Figura 3.24 Rappresentazione grafica della prova Tx_297 e Tx_298 sul piano $s'-t$

Per questo litotipo è stato ottenuto un valore di $\varphi' = 32^\circ$.

Per la caratterizzazione dello strato di argilla con lenti di arenaria a profondità $14 \div 20$, in cui è stato prelevato il campione S1_C2, sono state considerate le prove **Tx_299** e **Tx_300**:

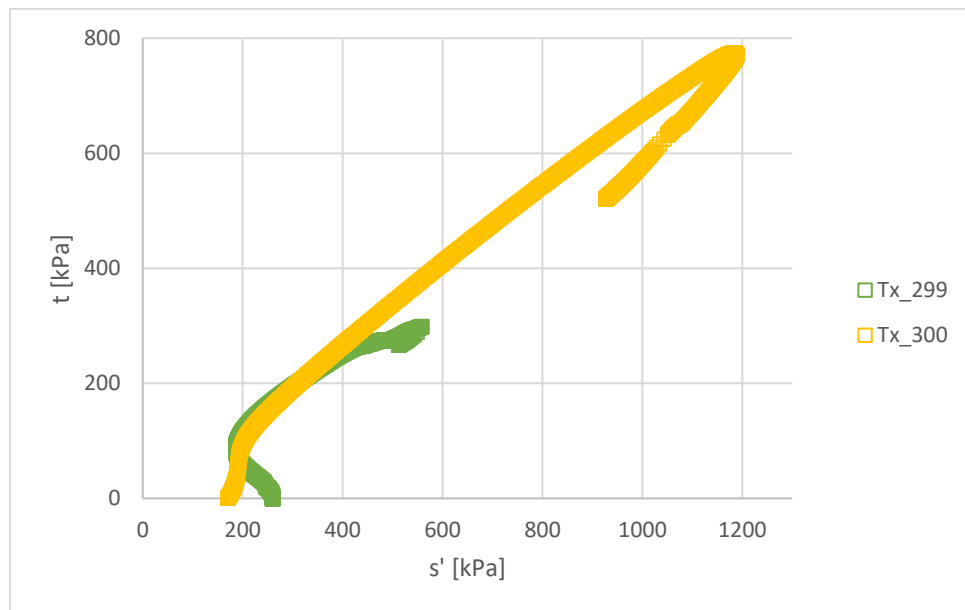


Figura 3.25 Rappresentazione grafica della prova Tx_29 e Tx_300 sul piano $s'-t$

Per questo litotipo è stato ottenuto un valore di $\varphi' = 39^\circ$.

Per la caratterizzazione dello strato di marna con lenti di arenaria a profondità $20 \div 30$, in cui è stato prelevato il campione S1_C3, sono stati accoppiati i dati relativi alla prova **Tx_301**, unici disponibili caratterizzanti il litotipo, a quelli delle prove **Tx_297** e **Tx_298**:

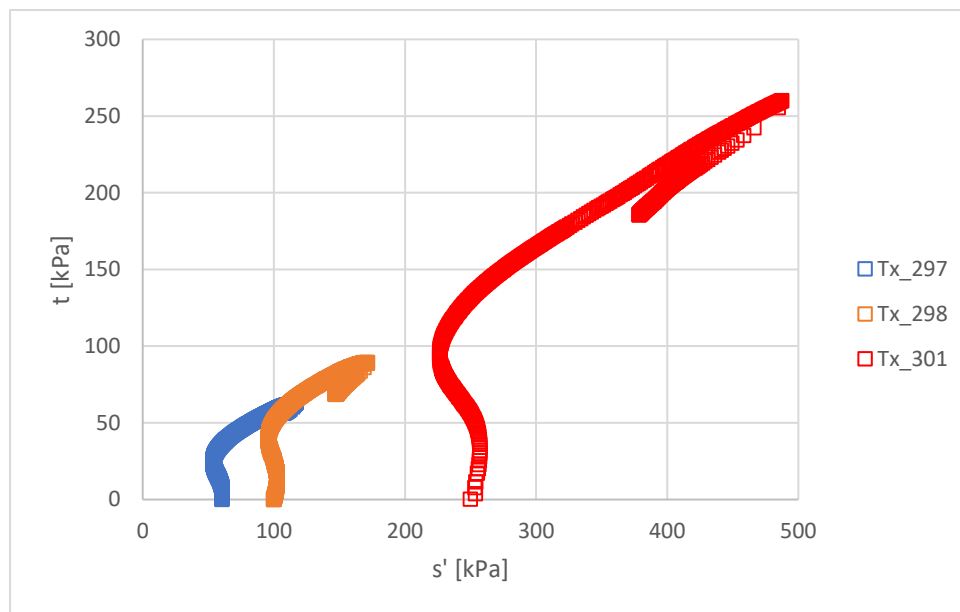


Figura 3.26 Rappresentazione grafica della prova Tx_297, Tx_298 e Tx_301 sul piano $s'-t$

Per questo litotipo è stato ottenuto un valore di $\varphi' = 32.3^\circ$.

3.2.3 Prove di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico

Le prove di colonna risonante (RC) e quelle di taglio torsionale ciclico (TTC) vengono utilizzate per la determinazione sperimentale delle curve di decadimento, relative al modulo di taglio G e al rapporto di smorzamento D , che rappresentano il comportamento non lineare dei terreni quando soggetti a carichi ciclici, nonché la variazione di G e D in funzione del livello deformativo cui è soggetto il litotipo in esame. Le due prove hanno in comune le modalità di applicazione della sollecitazione esterna e vengono eseguite usando la stessa apparecchiatura di prova.

Durante la prova, la base del provino è fissa, come mostrato in Figura 3.27, e la testa, libera di ruotare, è soggetta ad un'eccitazione armonica trasmessa da un motore torsionale fissato sull'apparecchiatura. Più in dettaglio, mediante un generatore di funzioni e un amplificatore di potenza si genera un segnale elettrico sinusoidale, che può essere variato in frequenza ed ampiezza e che viene trasformato in sollecitazione meccanica.



Figura 3.27 Provino ottenuto dal campione S1_C2 posizionato sull'apparecchiatura utilizzata per eseguire le prove di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico

Le prove vengono condotte su un provino cilindrico pieno con diametro di 38.1 mm ed altezza 76.2 mm, preventivamente saturato con la procedura della contropressione, fino ad ottenere un valore del parametro B delle pressioni neutre di Skempton soddisfacente (maggiore di 0.90). Successivamente il provino viene consolidato isotropicamente applicando una pressione di confinamento pari a quella della tensione geostatica alla quota di prelievo del campione.

Nella prova RC l'ampiezza della sollecitazione torsionale è fissata preventivamente e la frequenza viene variata di volta in volta, assumendo valori maggiori di 10 Hz, fino al raggiungimento della condizione di risonanza, che si verifica quando esiste una differenza di fase di 90° tra l'eccitazione e le forze inerziali.

La prova, essendo ripetuta aumentando il valore della forzante, permette di descrivere il decadimento del modulo di taglio G al crescere del livello deformativo γ . La prova consente di valutare la curva di decadimento del rapporto di smorzamento D , secondo due approcci: l'half-power tuning rations method e la curva di decadimento delle oscillazioni libere.

Nella prova TTC si opera in bassa frequenza, con valori inferiori a 2 Hz, che non variano durante l'esecuzione della prova, mentre l'ampiezza è aumentata di volta in volta.

La prova consente di ottenere cicli sforzi-deformazioni mediante i quali è possibile ottenere l'andamento del modulo G e, calcolando l'area dei cicli di sforzo-deformazione, del rapporto di smorzamento D con il livello di deformazione.

Nel caso in esame sono state condotte 3 prove di colonna risonante e altrettante 3 di taglio torsionale ciclico:

Campione	Profondità [m]	Nome prova	
S1_C1	3 ÷ 3.5	RC_167	TTC_167
S1_C2	15.5 ÷ 16	RC_168	TTC_168
S1_C3	26.5 ÷ 27	RC_169	TTC_169

Tabella 3.11 Prove di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico eseguite

I risultati, in termini di curve di decadimento del modulo G e del rapporto di smorzamento D in funzione del livello deformativo γ , sono riportati di seguito in Figura 3.28, Figura 3.29 e Figura 3.30.

Ulteriori informazioni riguardanti la scelta delle curve di decadimento ricavate dalla letteratura da applicare alle unità litologiche per le quali non è stato possibile condurre prove di laboratorio atte a definire il comportamento dei terreni sono riportate in Allegato C.

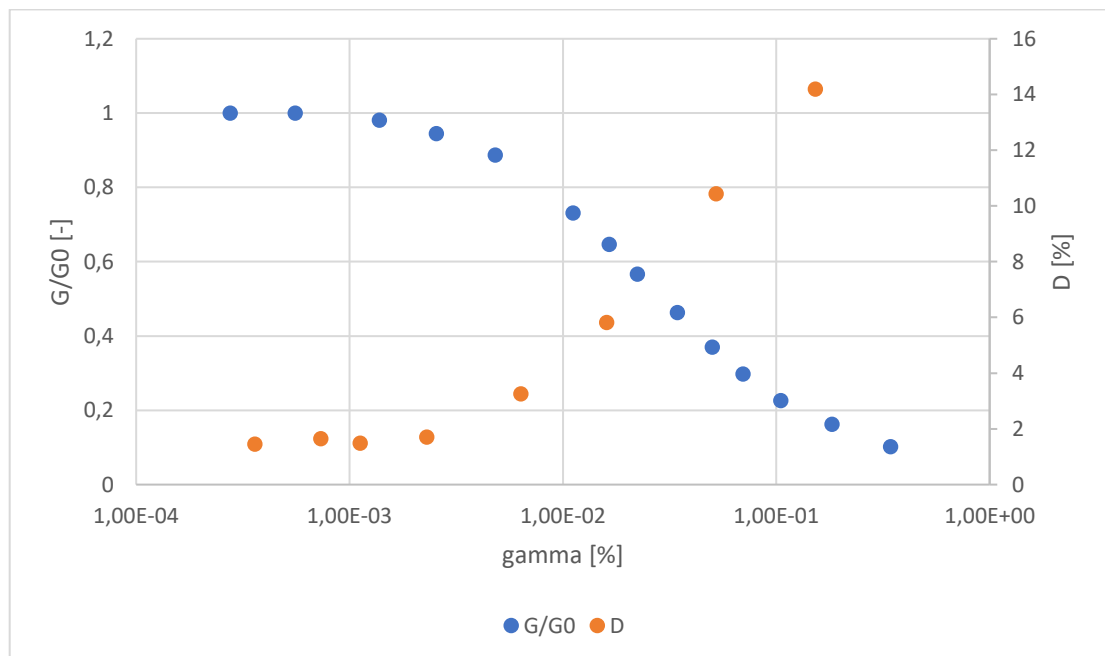


Figura 3.28 Curva $G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ ricavate dalle prove RC_167 e TTC_167

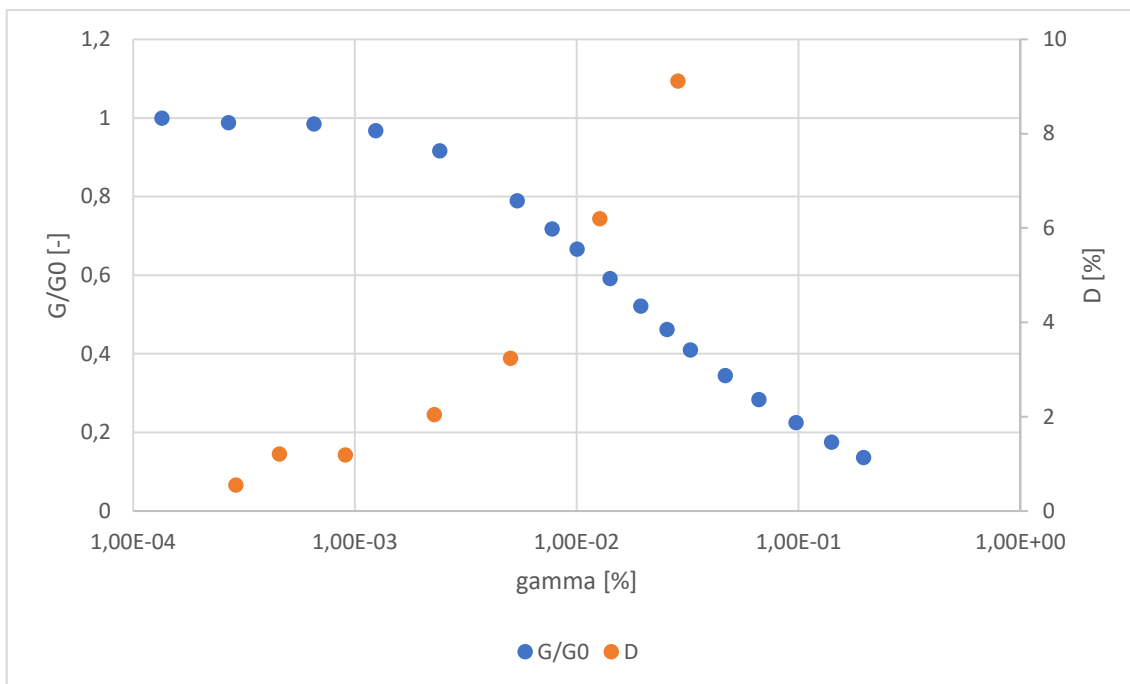


Figura 3.29 Curva $G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ ricavate dalle prove RC_168 e TTC_168

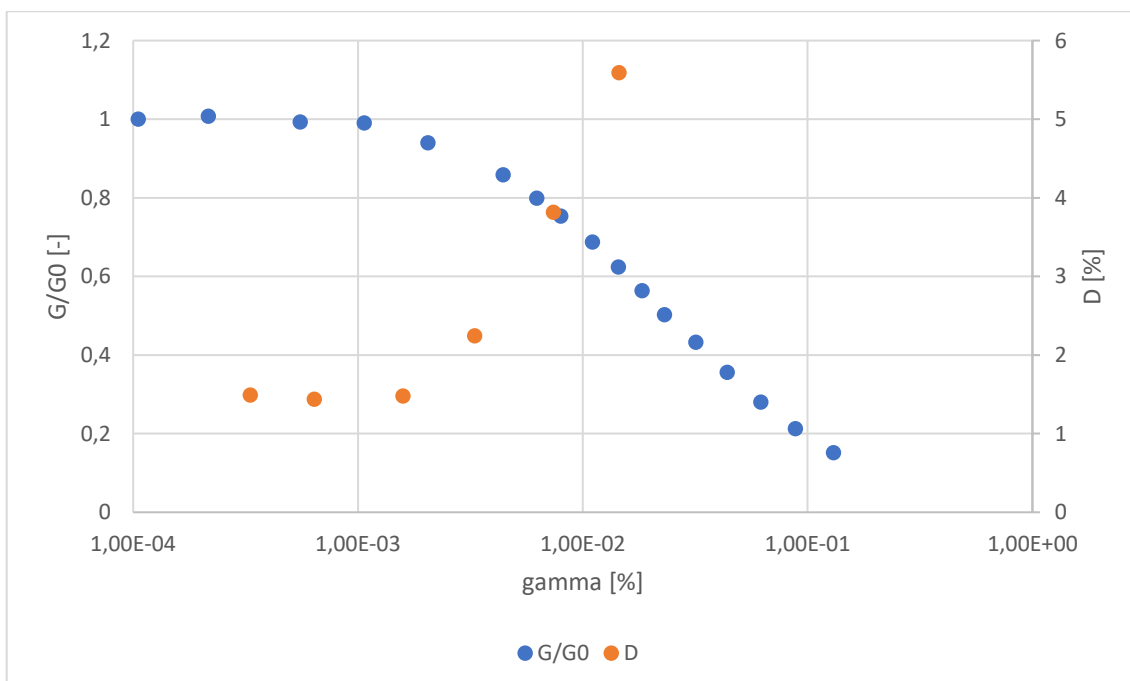


Figura 3.30 Curva $G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$ ricavate dalle prove RC_169 e TTC_169

3.3 Modello geotecnico

A partire dai dati ottenuti dalle indagini in situ e dalle prove di laboratorio sopra descritte, è stato possibile definire un modello geotecnico del sito in esame.

La descrizione litologica è stata ottenuta sulla base delle osservazioni dirette delle carote e dei campioni.

Dalle prove sismiche, per mezzo delle misurazioni delle velocità delle onde di taglio V_s , sono stati definiti i parametri di deformabilità, G (Modulo di Taglio) e K (Modulo di Compressibilità), i cui valori sono riportati in Tabella 3.12:

z [m]	Litologia	G [Pa]	K [Pa]
0 ÷ 4.5	Limo debolmente sabbioso	5.36E+07	6.58E+07
4.5 ÷ 6.8	Limo argilloso	5.36E+07	6.58E+07
6.8 ÷ 7.6	Blocchi di arenaria	1.29E+08	1.58E+08
7.6 ÷ 11	Sabbia limo argillosa	1.16E+08	1.42E+08
11 ÷ 14	Sabbia limo argillosa	1.31E+08	1.60E+08
14 ÷ 20	Argilla con lenti di arenaria	3.81E+08	4.68E+08
20 ÷ 27	Marna con lenti di arenaria	5.00E+08	6.15E+08
27 ÷ 30	Marna con lenti di arenaria	6.49E+08	7.98E+08

Tabella 3.12 Parametri di deformabilità degli strati componenti il modello geotecnico

Con lo scopo di determinare i valori di resistenza degli strati sopra elencati, si è fatto riferimento ai risultati ottenuti dalle prove triassiali e, ove non condotte, ai risultati ottenuti tramite l'utilizzo di correlazioni empiriche a partire dai dati ricavati dalle indagini in situ, come descritto in Tabella 3.13:

z [m]	Litologia	Φ [°]	
0 ÷ 4.5	Limo debolmente sabbioso	Tx_297 e Tx_298	32
4.5 ÷ 6.8	Limo argilloso	Caquot (da CPTU)	30
6.8 ÷ 7.6	Blocchi di arenaria	Marchetti (da DMT)	35
7.6 ÷ 11	Sabbia limo argillosa	Marchetti (da DMT)	30
11 ÷ 14	Sabbia limo argillosa	Marchetti (da DMT)	30
14 ÷ 20	Argilla con lenti di arenaria	Tx_299 e Tx_300	39
20 ÷ 27	Marna con lenti di arenaria	Tx_297, Tx_298, Tx_300	32.3
27 ÷ 30	Marna con lenti di arenaria	Tx_297, Tx_298, Tx_300	32.3

Tabella 3.13 Parametri di resistenza degli strati componenti il modello geotecnico

Riguardo i parametri di porosità n e permeabilità k dei terreni, si è fatto riferimento, ove possibile, ai dati ottenuti dalle prove edometriche condotte. Per gli strati in cui non sono

stati prelevati campioni indisturbati, e quindi non sono state condotte prove di laboratorio, sono stati utilizzati parametri, di porosità e permeabilità, ricavati dalla letteratura in funzione della litologia dello strato considerato.

I valori di permeabilità ottenuti dalle prove edometriche sono stati comunque confrontati con valori di letteratura.

Di seguito, in Tabella 3.14, sono mostrati i parametri assegnati ai singoli strati:

z [m]	Litologia	n [-]	k [m/s]
0 ÷ 4.5	Limo debolmente sabbioso	0.39	1.00E-09
4.5 ÷ 6.8	Limo argilloso	0.37	1.00E-10
6.8 ÷ 7.6	Blocchi di arenaria	0.28	1.00E-08
7.6 ÷ 11	Sabbia limo argillosa	0.4	1.00E-08
11 ÷ 14	Sabbia limo argillosa	0.4	1.00E-08
14 ÷ 20	Argilla con lenti di arenaria	0.37	5.00E-10
20 ÷ 27	Marna con lenti di arenaria	0.3	1.00E-11
27 ÷ 30	Marna con lenti di arenaria	0.3	1.00E-11

Tabella 3.14 Parametri di porosità e permeabilità degli strati componenti il modello geotecnico

Per la definizione del comportamento dinamico dei terreni, nonché dell'andamento non lineare del modulo di taglio **G** e dello smorzamento **D** sotto azione ciclica, sono state definite le curve di decadimento del modulo e del rapporto di smorzamento a partire dai dati ottenuti dalle prove di colonna risonante e di taglio ciclico torsionale per gli strati in cui sono stati prelevati i campioni indisturbati e, ove non è stato possibile effettuare le prove di laboratorio, sulla base di relazioni di letteratura.

Di seguito, in Tabella 3.15, vengono mostrate le scelte effettuate:

z [m]	Litologia	G(γ), D(γ)
0 ÷ 4.5	Limo debolmente sabbioso	RC_167 e TTC_167
4.5 ÷ 6.8	Limo argilloso	Darendeli
6.8 ÷ 7.6	Blocchi di arenaria	Rollins et al.
7.6 ÷ 11	Sabbia limo argillosa	Seed & Idriss
11 ÷ 14	Sabbia limo argillosa	Seed & Idriss
14 ÷ 20	Argilla con lenti di arenaria	RC_168 e TTC_168
20 ÷ 27	Marna con lenti di arenaria	RC_168 e TTC_168
27 ÷ 30	Marna con lenti di arenaria	RC_169 e TTC_169

Tabella 3.15 Curve G(γ) e D(γ) degli strati componenti il modello geotecnico

4. Definizione del modello numerico

Per lo studio del comportamento dinamico dell'invaso di Niella Tanaro-Briaglia si è scelto di seguire un approccio avanzato tramite l'utilizzo di simulazioni numeriche. Nello specifico sono state condotte analisi numeriche accoppiate e disaccoppiate, per mezzo del codice di calcolo *FLAC 8*.

4.1 *FLAC 8*

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) è un software alle differenze finite che permette di condurre analisi numeriche con lo scopo di trovare una soluzione a problematiche di natura ingegneristica. Il software è in grado di simulare la risposta, in termini di spostamenti, deformazioni e tensioni, di strutture interagenti con il suolo o la roccia per i quali è necessario definire parametri rappresentativi del loro comportamento geomeccanico. Definito il modello numerico come schematizzazione del problema reale, il software utilizza una numerazione riga-colonna per le singole zone introdotte nel modello, così da fornire all'utente una rapida individuazione e selezione di specifiche zone. Mediante il software è possibile determinare con grande accuratezza: il comportamento oltre il limite elastico poiché, grazie alla formulazione Lagrangiana, le coordinate dei diversi elementi vengono aggiornate in funzione degli spostamenti e delle deformazioni cui essi sono soggetti in accordo alle sollecitazioni raggiunte; i flussi dell'acqua e la dissipazione della pressione dei pori tramite analisi accoppiate o disaccoppiate; la risposta del modello in condizioni dinamiche tenendo conto della non linearità del comportamento dei terreni in termini di decadimento della resistenza ed incremento del rapporto di smorzamento. Il software *FLAC* utilizza un metodo esplicito per la risoluzione del problema, il cui algoritmo è mostrato in Figura 4.1.

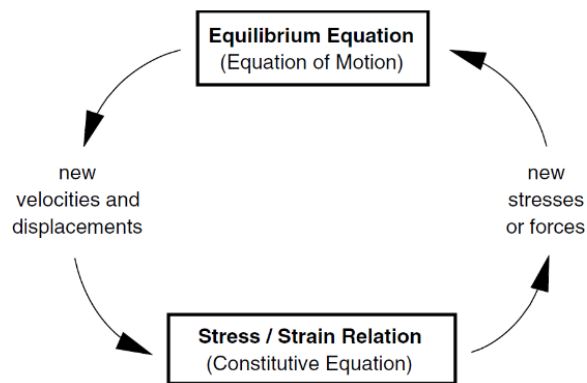


Figura 4.1 Algoritmo per la risoluzione delle analisi utilizzato dal software FLAC 8

Alla base del ciclo risolutivo utilizzato dal software, risulta necessaria la determinazione di un *timestep*, durante la quale le variabili che governano il problema restano costanti. Nello specifico è opportuno scegliere un intervallo temporale piccolo da impedire, durante la risoluzione delle equazioni, lo scambio di informazioni tra gli elementi che compongono il modello. Il *timestep* da utilizzare è valutato automaticamente dal programma in funzione della dimensione della mesh utilizzata e della rigidità dei materiali (discretizzazioni molto fitte e rigidità elevate riducono il *timestep*), ed incide, come descritto nel CAPITOLO 1, sul tempo computazionale richiesto per svolgere le analisi.

All'interno del software FLAC è implementato, inoltre, l'applicativo *Seismic Wizard* che permette all'utente di eseguire il filtraggio per le alte frequenze e le baseline correction in termini di velocità e/o spostamento degli input sismici utilizzati durante le analisi dinamiche.

4.2 Modello geometrico

Con lo scopo di determinare la geometria del modello su cui eseguire le analisi numeriche, si è fatto riferimento alle dimensioni dell'invaso in esame descritte in Tabella 2.1 e ad ulteriori misurazioni eseguite in sito tramite l'utilizzo di bindelle.

Partendo quindi dalla geometria del corpo diga, che presenta una base di 64.8 m, si è scelto di estendere lateralmente il dominio di 60 m per parte. In profondità sono stati modellati i 30 m per i quali si sono ottenute informazioni geomeccaniche (11 m costituenti il corpo diga e 19 m costituenti la fondazione) con l'aggiunta di ulteriori 2 m rappresentativi del bedrock.

In Figura 4.2 è mostrato il modello geometrico, con relative quote espresse in metri.

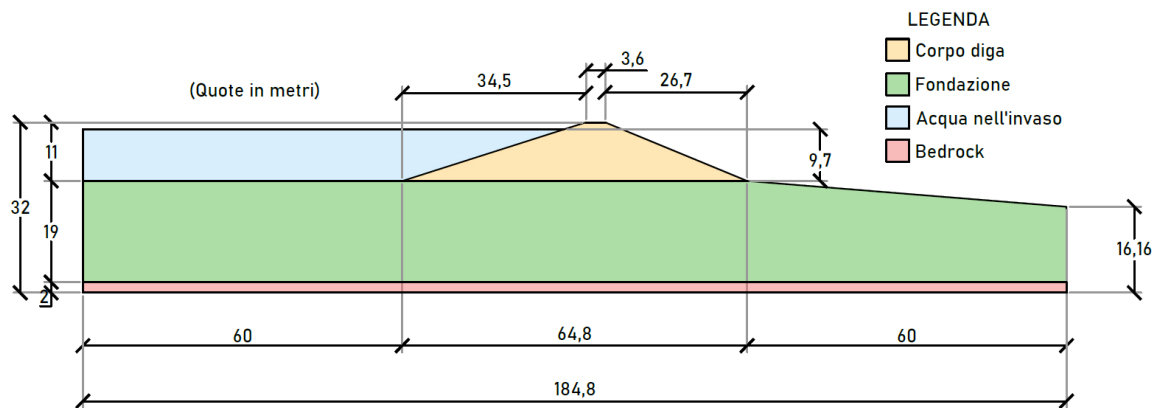


Figura 4.2 Modello geometrico del problema in esame

È stata utilizzata una mesh regolare e quadrangolare, che risulta essere la tipologia ottimale per il software FLAC, con dimensione degli elementi quadrangolari di 1 metro. A partire dal coronamento del corpo diga, fino ai primi 4.5 metri di profondità, si è scelto di infittire la mesh con lo scopo di ottenere un maggiore livello di dettaglio dei risultati delle analisi numeriche, specie in termini di spostamenti verticali del coronamento e spostamenti orizzontali dei due paramenti del rilevato.

Per la suddivisione stratigrafica del modello si è fatto riferimento alle informazioni ottenute dall'elaborazione delle indagini in situ condotte e riassunte in Tabella 3.12.

Di seguito, in Figura 4.3, è rappresentato il modello numerico rappresentativo del problema in esame implementato nel software FLAC.

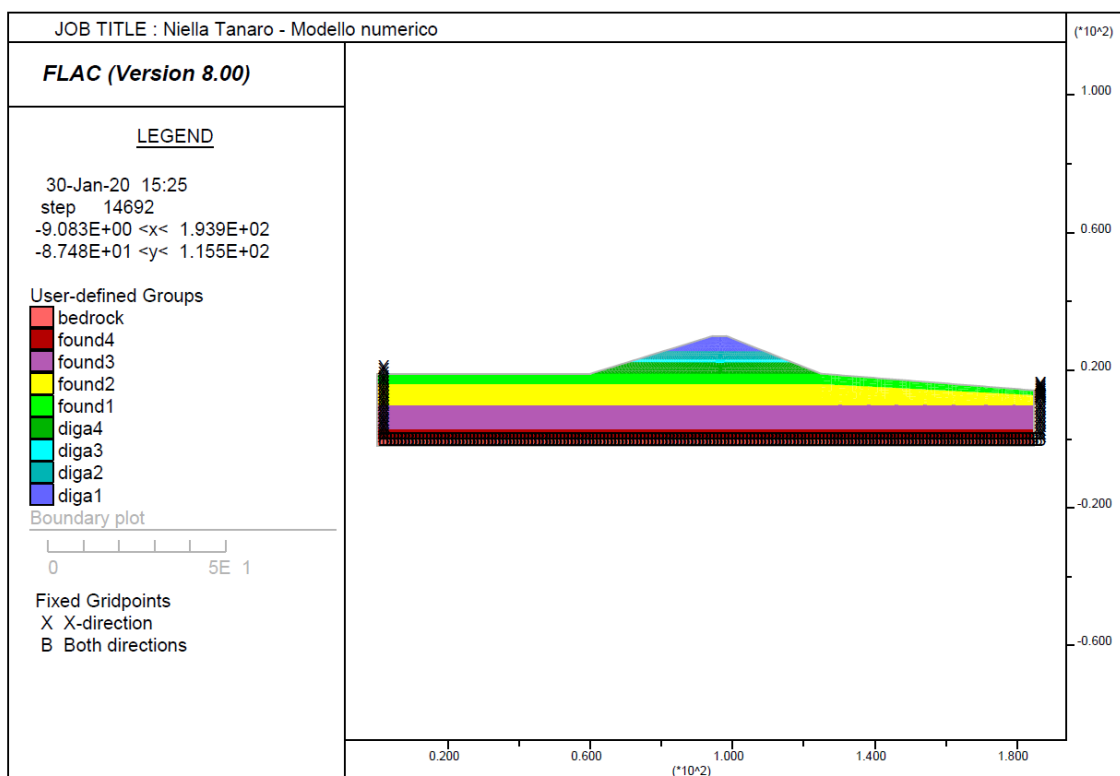


Figura 4.3 Modello numerico del problema in esame implementato su FLAC

Risulta necessario inoltre imporre le condizioni al contorno sia per le analisi statiche che per quelle dinamiche avanzate.

Nello specifico, riguardo le condizioni al contorno nella fase di analisi statica sono stati inseriti:

- *carrelli* che bloccano gli spostamenti in direzione x ai lati del modello
- *cerniere* che bloccano gli spostamenti sia in direzione x che in direzione y alla base del modello

Invece, per le fasi di analisi dinamiche, sono stati adottati i seguenti vincoli:

- *free fields boundaries*, applicati ai lati del modello, per simulare il comportamento di un mezzo infinitamente esteso impedendo la riflessione delle onde sui contorni della mesh
- *quiet boundaries* nonché smorzatori applicati ai lati del modello e alla base per simulare la presenza di una base elastica

In linea con la tipologia di condizioni a contorno dinamiche applicate al modello, la sollecitazione ciclica viene applicata al modello sotto forma di tensione tangenziale, come mostrato in Figura 4.4.

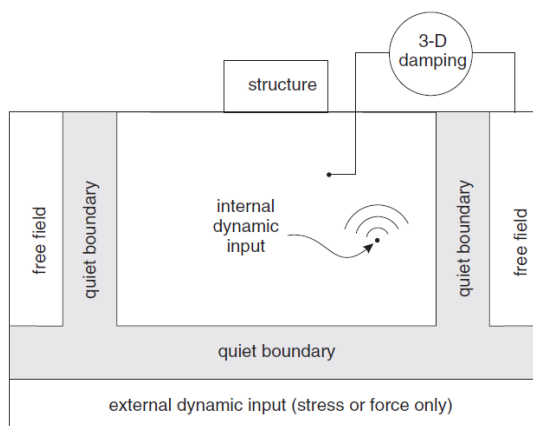


Figura 4.4 Condizioni a contorno dinamiche (FLAC 8)

A tal fine gli accelerogrammi naturali devono essere integrati per ottenere una storia temporale di velocità, e questa infine deve essere convertita in una storia temporale di tensioni tangenziali da applicare alla base del modello numerico.

All'interno del modello numerico sono stati inoltre scelti dei punti di controllo attraverso i quali è stato possibile monitorare gli andamenti delle grandezze significative, quali: spostamenti, pressione dei pori e valori di accelerazione.

Nello specifico, sono stati selezionati:

- n.12 punti per la valutazione delle accelerazioni e dei relativi spettri, di cui 10 lungo la verticale al centro del coronamento e gli altri 2 ai lati terminali del modello, come mostrato in Figura 4.5:

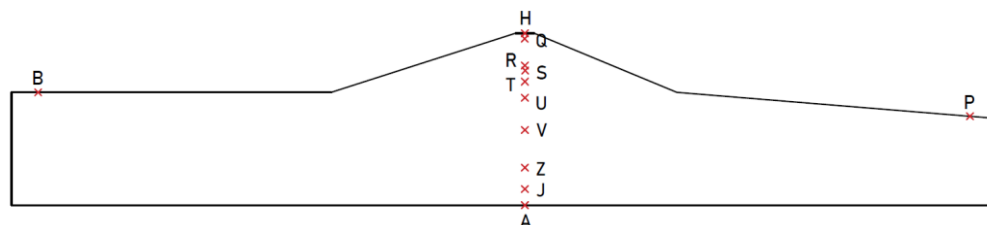


Figura 4.5 Punti di controllo per la valutazione delle accelerazioni

- n.6 punti per gli spostamenti orizzontali, 3 per ogni paramento inclinato, come mostrato in Figura 4.6:

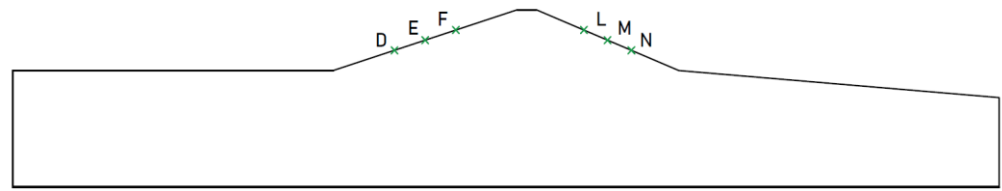


Figura 4.6 Punti di controllo per la valutazione degli spostamenti orizzontali

- n.3 punti per gli spostamenti verticali equidistanti e posti sul coronamento del corpo diga, come mostrato in Figura 4.7:

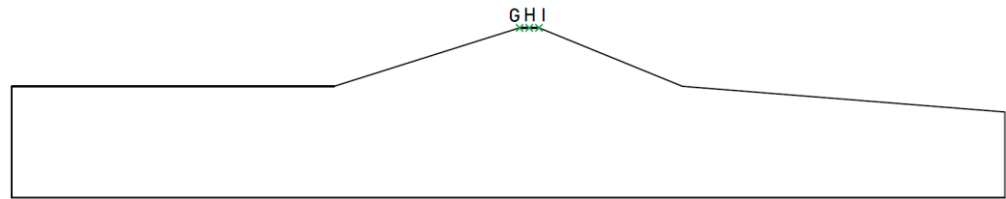


Figura 4.7 Punti di controllo per la valutazione degli spostamenti verticali

- n.9 punti per la pressione dei pori lungo la verticale al centro del coronamento, come mostrato in Figura 4.8:

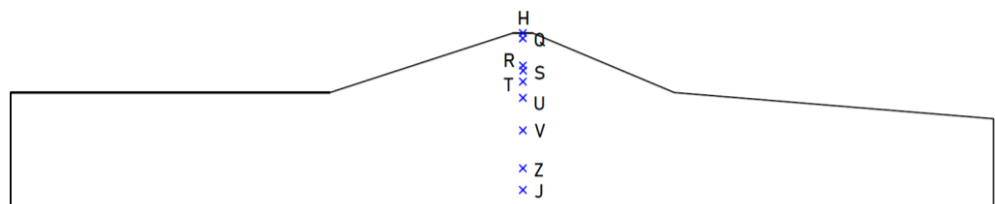


Figura 4.8 Punti di controllo per la valutazione della pressione dei pori

4.3 Comportamento meccanico

Dopo la definizione geometrica del modello numerico, con lo scopo di analizzare la risposta del mezzo sottoposto ad una certa sollecitazione, statica o dinamica, ed ottenere quindi la risposta dell'opera, è necessario definire dei parametri che siano in grado di simulare il comportamento reale dei materiali costituenti il modello. Il numero e la tipologia di parametri dipendono, oltre che dalla tipologia di analisi numeriche da effettuare, dal tipo di legame costitutivo selezionato per ciascun terreno costituenti gli strati litologici. Questi parametri sono stati ricavati sulla base delle indagini, in situ e di laboratorio, condotte.

Nel caso in esame sono state condotte due tipologie di analisi:

- *Analisi elasto-plastiche disaccoppiate alle tensioni efficaci*, tramite applicazione di un legame costitutivo elastico per il bedrock ed uno elasto-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb per tutte le altre unità litologiche
- *Analisi elasto-plastiche accoppiate alle tensioni efficaci*, tramite applicazione di un legame costitutivo elastico per il bedrock ed uno elasto-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb per tutte le altre unità litologiche, con la valutazione dell'evoluzione delle pressioni interstiziali con l'approccio di Finn per gli strati sabbiosi e strati limosi caratterizzati da bassi valori di plasticità

4.3.1 Modello elastico

Il modello elastico, implementato nel software FLAC, è rappresentativo dei materiali che presentano una corrispondenza biunivoca, lineare o non lineare, tra tensioni e deformazioni. Questo legame, denominato legame costitutivo, non tiene conto dell'accumulo di deformazioni plastiche sotto carico ed è definito dall'equazione Eq.4.1:

$$\begin{Bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{Bmatrix} = D^E \begin{Bmatrix} \delta \varepsilon_p^E \\ \delta \varepsilon_q^E \end{Bmatrix} \quad (Eq.4.1)$$

dove:

$$D^E = \begin{vmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{vmatrix} \quad (Eq. 4.2)$$

con K modulo di compressibilità e G modulo di resistenza al taglio.

4.3.2 Modello elasto-plastico di Mohr-Coulomb

Per la definizione del modello elasto-plastico di Mohr-Coulomb, già implementato nel software FLAC, è necessario definire:

- *Relazione tensioni-deformazioni in campo elastico* ($\sigma - \varepsilon$), tramite la definizione della matrice di deformabilità elastica D^E , cioè:

$$\{\delta\sigma\} = D^E \{\delta\varepsilon^E\} \quad (Eq.4.3)$$

dove:

$$D^E = \begin{vmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{vmatrix} \quad (Eq.4.4)$$

con K modulo di compressibilità e G modulo di resistenza al taglio.

- *Criterio di snervamento*, che definisce il passaggio del materiale da comportamento elastico a comportamento elasto-plastico. Il criterio di snervamento f di Mohr-Coulomb coincide con il criterio di rottura dello stesso, dato da:

$$f = \tau + c' - \sigma' \tan \varphi' \quad (Eq.4.5)$$

con c' coesione e φ' angolo di resistenza al taglio.

- *Legge di flusso*, che esprime la relazione tra criterio di snervamento e direzione del vettore delle deformazioni plastiche $\{\delta \varepsilon^P\}$. Questa, nel caso di modello di Mohr-Coulomb, è data da:

$$g = q - M^*p + K \quad (Eq.4.6)$$

con p tensione principale, q tensione deviatorica, K costante e M^* dipendente dall'angolo di dilatanza ψ secondo l'equazione Eq.4.7:

$$M^* = \frac{6 \sin \psi}{3 - \sin \psi} \quad (Eq.4.7)$$

4.3.3 Modello di Finn-Byrne

Il modello di Finn-Byrne, implementato nel software FLAC, viene utilizzato nelle analisi numeriche dinamiche, con lo scopo di simulare, per gli strati sabbiosi e limosi (con bassi valori di plasticità), la relazione tra le variazioni di deformazioni volumetriche e l'incremento delle sovrappressioni interstiziali, dovute alle deformazioni di taglio a causa della sollecitazione sismica di input. Questa tipologia di modellazione accoppiata permette di simulare l'interazione del mezzo bifase. I terreni granulari sciolti saturi infatti, quando sottoposti ad azione ciclica, sono soggetti a variazioni volumetriche dovute alla riorganizzazione dei grani che portano ad una diminuzione dell'indice dei vuoti del materiale. Considerando che in un terreno saturo i vuoti sono occupati dall'acqua, le variazioni volumetriche dovute alle sollecitazioni dinamiche portano ad un incremento di sovrappressioni interstiziali se ci si trova in condizioni non drenate. Ciò, secondo il principio degli sforzi efficaci di Terzaghi, ha come conseguenza una diminuzione del valore delle tensioni efficaci e quindi una conseguente perdita di resistenza del materiale in esame.

Byrne (1991) ha proposto una formulazione per lo studio dell'evoluzione delle sovrappressioni interstiziali da correlare al modello di Mohr-Coulomb, data da:

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1^c \exp \left(-C_2^c \left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma} \right) \right) \quad (Eq.4.8)$$

dove:

$\Delta \varepsilon_{vd}$ sono le variazioni di deformazioni volumetriche

γ sono le deformazioni di taglio

C_1^c e C_2^c sono due costanti

I parametri C_1^c e C_2^c sono stati calcolati tramite le *Eq.4.9* e *Eq.4.10*

$$C_1^c = 7600(D_R)^{-2.5} \quad (Eq.4.9)$$

$$C_2^c = \frac{0.4}{C_1^c} \quad (Eq.4.10)$$

dove:

D_R è il valore di densità relativa, ricavato a partire dai dati ottenuti in termini di K_D (coefficiente di spinta orizzontale) ottenuti dalla prova DMT (*Eq.3.5*).

L'implementazione del modello di Finn-Byrne nel software FLAC è caratterizzata dall'individuazione degli stessi parametri di deformabilità elastica (K , G) e di resistenza (c' , φ') del modello di Mohr-Coulomb, oltre che da due ulteriori parametri dati da:

$$C_1 = \frac{C_1^c}{2} \quad (Eq.4.11)$$

$$C_2 = C_2^c \quad (Eq.4.12)$$

4.3.4 Scelta dei modelli e relativi parametri

Vengono di seguito riassunti, in forma tabellare, i modelli utilizzati e i relativi parametri per gli strati identificati nel modello geometrico utilizzati per condurre le analisi, disaccoppiate ed accoppiate.

Per le analisi statica e dinamiche disaccoppiate alle tensioni efficaci sono stati utilizzati i seguenti parametri:

z [m]	Layer	Modello	G [Pa]	K [Pa]	c' [Pa]	phi [°]
0 ÷ 4.5	Diga 1	Mohr-Coulomb	5.36E+07	6.58E+07	1000	32
4.5 ÷ 6.8	Diga 2	Mohr-Coulomb	5.36E+07	6.58E+07	1000	30
6.8 ÷ 7.6	Diga 3	Mohr-Coulomb	1.29E+08	1.58E+08	1000	35
7.6 ÷ 11	Diga 4	Mohr-Coulomb	1.16E+08	1.42E+08	1000	30
11 ÷ 14	Found 1	Mohr-Coulomb	1.31E+08	1.60E+08	1000	30
14 ÷ 20	Found 2	Mohr-Coulomb	3.81E+08	4.68E+08	1000	39
20 ÷ 27	Found 3	Mohr-Coulomb	5.00E+08	6.15E+08	1000	32.3
27 ÷ 30	Found 4	Mohr-Coulomb	6.49E+08	7.98E+08	1000	32.3
30 ÷ 32	Bedrock	Elastico	2.91E+09	3.86E+09	-	-

Tabella 4.1 Parametri di input utilizzati per le analisi disaccoppiate alle tensioni efficaci

Di seguito, in Figura 4.9 uno screenshot del modello numerico implementato su FLAC

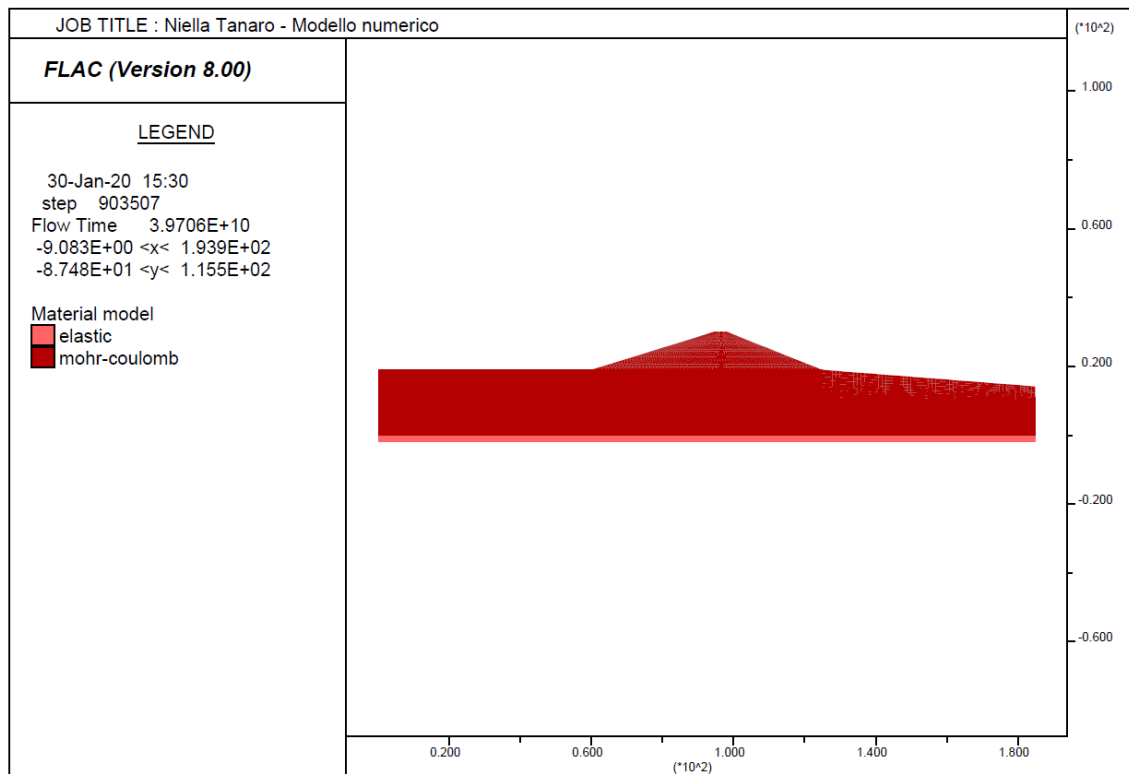


Figura 4.9 Modello numerico per le analisi statica e disaccoppiate alle tensioni efficaci

Per le analisi dinamiche accoppiate alle tensioni efficaci sono stati utilizzati i seguenti parametri:

z [m]	Layer	Modello	G [Pa]	K [Pa]	c' [Pa]	phi [°]	C ₁ [-]	C ₂ [-]
0 ÷ 4.5	Diga 1	Finn	5.36E+07	6.58E+07	1000	32	0.0895	2.2356
4.5 ÷ 6.8	Diga 2	Finn	5.36E+07	6.58E+07	1000	30	0.0835	2.3964
6.8 ÷ 7.6	Diga 3	Mohr-Coulomb	1.29E+08	1.58E+08	1000	35	-	-
7.6 ÷ 11	Diga 4	Finn	1.16E+08	1.42E+08	1000	30	0.0997	2.0069
11 ÷ 14	Found 1	Finn	1.31E+08	1.60E+08	1000	30	0.1206	1.6581
14 ÷ 20	Found 2	Mohr-Coulomb	3.81E+08	4.68E+08	1000	39	-	-
20 ÷ 27	Found 3	Mohr-Coulomb	5.00E+08	6.15E+08	1000	32.3	-	-
27 ÷ 30	Found 4	Mohr-Coulomb	6.49E+08	7.98E+08	1000	32.3	-	-
30 ÷ 32	Bedrock	Elastico	2.91E+09	3.86E+09	-	-	-	-

Tabella 4.2 Parametri di input utilizzati per le analisi accoppiate alle tensioni efficaci

Di seguito, in Figura 4.10 uno screenshot del modello numerico implementato su FLAC

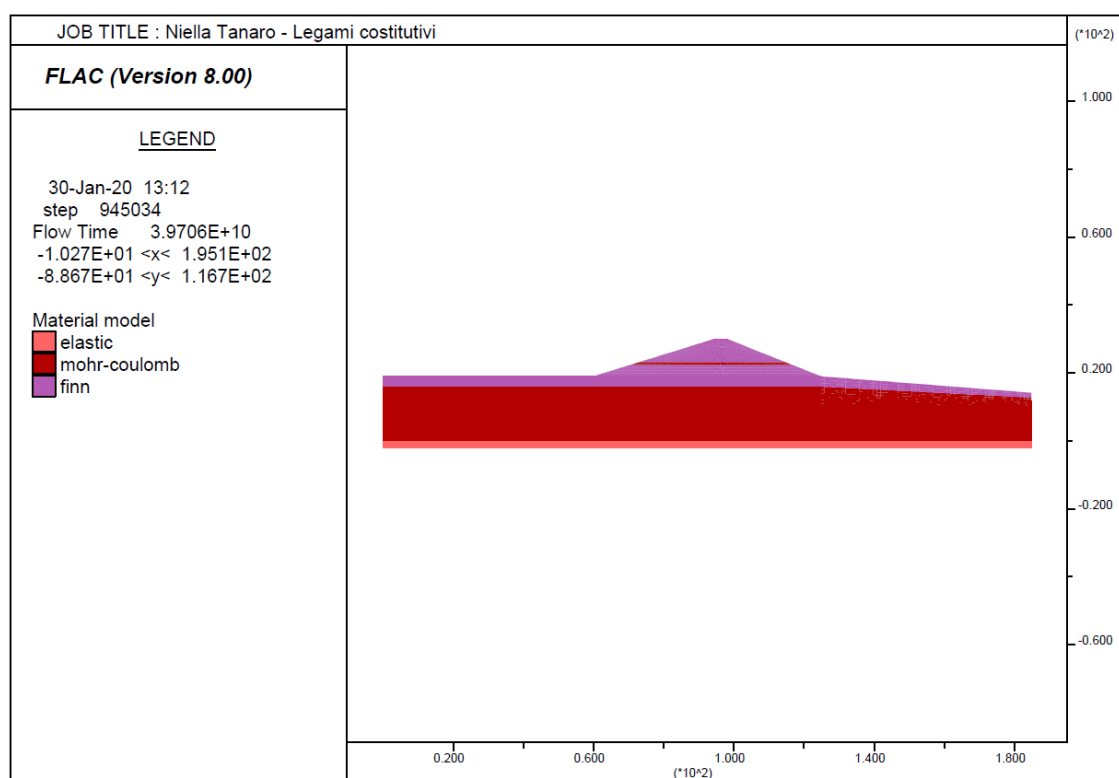


Figura 4.10 Modello numerico per le analisi accoppiate alle tensioni efficaci

4.4 Smorzamento del terreno

Durante l'evento sismico il terreno è sottoposto a deformazioni di taglio cicliche di ampiezza variabile nel tempo, cui corrisponde un comportamento non lineare dei materiali in termini di resistenza e grado di smorzamento.

Lo smorzamento in una simulazione numerica deve essere in grado di riprodurre la quantità di energia persa dal sistema quando soggetto a carichi dinamici. Generalmente vengono identificati due tipologie di smorzamento:

- *Smorzamento di Rayleigh ξ*
- *Smorzamento isteretico*

4.4.1 Smorzamento di Rayleigh

Lo smorzamento viscoso di Rayleigh, espresso in percentuale, è funzione della massa e della rigidità del sistema.

I parametri necessari alla definizione di questo tipo di smorzamento su FLAC sono:

- la frequenza naturale f_{min} del sistema
- la percentuale di smorzamento ξ

La frequenza naturale del sistema è stata valutata come:

$$f_{min} = \frac{V_{S,30}}{4H} \quad (Eq.4.13)$$

dove:

H è lo spessore, a partire dal piano campagna, considerato. Nel caso in esame $H = 30 \text{ m}$
 $V_{S,30}$ è la velocità equivalente delle onde di taglio di 30 m di profondità, valutata secondo l'approccio proposto dalle NTC2018:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad (Eq.4.14)$$

Si ottiene quindi un valore di frequenza naturale del sistema pari a:

$$f_{min} = \frac{V_{S,30}}{4H} = 2.49 \text{ Hz}$$

Per materiali geologici, solitamente la percentuale di smorzamento viscoso ξ assume valori $2\% \div 5\%$. Risulta però necessario tenere in considerazione che il valore di smorzamento incide sul time-step e quindi sul tempo computazionale necessario a risolvere l'analisi.

Nello specifico, diminuendo il valore di smorzamento aumenta di un ordine di grandezza il time step e si ottengono risultati pressoché comparabili.

Inoltre, a seguito di una calibrazione dei parametri necessari alla definizione di uno smorzamento intrinseco, successivamente descritta, a partire da curve di decadimento appropriatamente definite per ogni strato componente il modello, si è scelto di utilizzare un valore di smorzamento isteretico percentuale pari a:

$$\xi = 0.1\%$$

4.4.2 Smorzamento isteretico

Lo smorzamento isteretico viene introdotto con lo scopo di cogliere direttamente gli effetti di non linearità caratteristici del comportamento dei terreni sotto azione ciclica. Questa tipologia di smorzamento viene implementata nelle analisi tramite l'introduzione delle curve di decadimento del modulo di taglio $G(\gamma)$, e del rapporto di smorzamento $D(\gamma)$.

Nel software FLAC è possibile inserire le curve di decadimento attraverso diverse funzioni:

- *Default model*
- *Sigmoidal model – sig3*
- *Sigmoidal model – sig4*
- *Hardin-Drenevich model*

Ognuno dei sopra citati modelli rappresenta una funzione ed è individuata da un diverso numero di parametri. La scelta dei parametri viene effettuata calibrando le funzioni implementate nel software FLAC in relazione alle curve di decadimento relative ad ogni strato litologico ottenute da laboratorio o ricavate dalla letteratura.

Nel caso in esame si è scelto di utilizzare il *Sigmoidal model – sig4*, modello a 4 parametri, descritto dalla seguente relazione:

$$\frac{G}{G_0} = y_0 + \frac{a}{1 + \exp\left(-\frac{L - x_0}{b}\right)} \quad (Eq.4.15)$$

dove:

G è il modulo di taglio

$L = \log_{10} \gamma$ è il logaritmo in base 10 del valore di deformazione

a, b, x_0, y_0 sono i 4 parametri del modello sigmoidale

Sulla base delle curve di decadimento scelte per ogni materiale, come descritto in Tabella 3.15, vengono di seguito mostrati i parametri identificativi del modello sigmoidale, per ogni litotipo, implementati su FLAC.

- **Layer Diga 1, Limo debolmente sabbioso 0 ÷ 4.5 m**

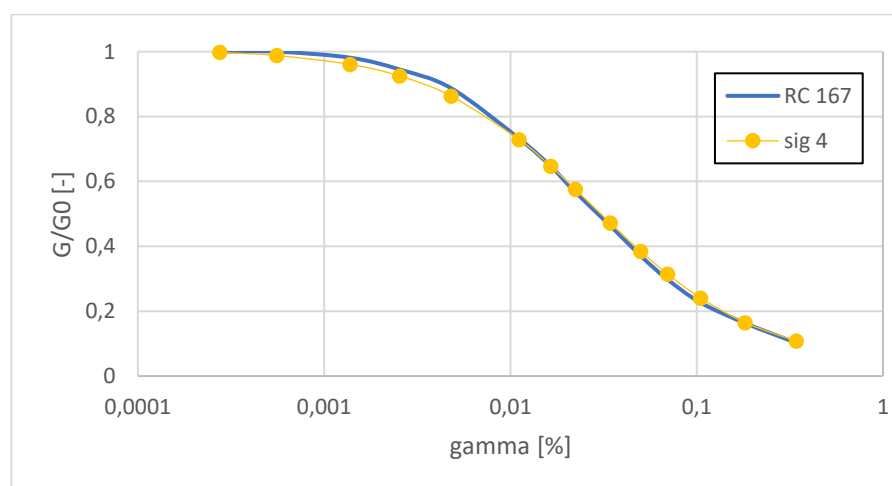


Figura 4.11 Confronto tra curva di decadimento ottenuta dalla RC 167 e quella ottenuta col modello sig4

Sigmoidal model – Diga 1			
a	b	x_0	y_0
0.9762	-0.4394	-1.55	0.03154

Tabella 4.3 Parametri per il modello sig4, tarati per il layer Diga 1

- **Layer Diga 2, Limo argilloso 4.5 ÷ 6.8 m**

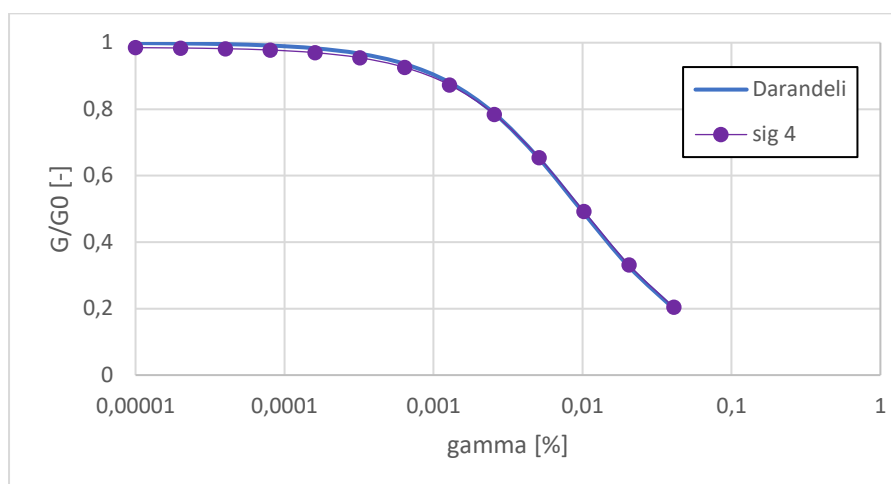


Figura 4.12 Confronto tra curva di decadimento di Darendeli e quella ottenuta col modello sig4

Sigmoidal model – Diga 2			
a	b	x_0	y_0
0.9762	-0.4393	-2	0.01

Tabella 4.4 Parametri per il modello sig4, tarati per il layer Diga 2

- **Layer Diga 3, Blocchi di arenaria 6.8 ÷ 7.6 m**

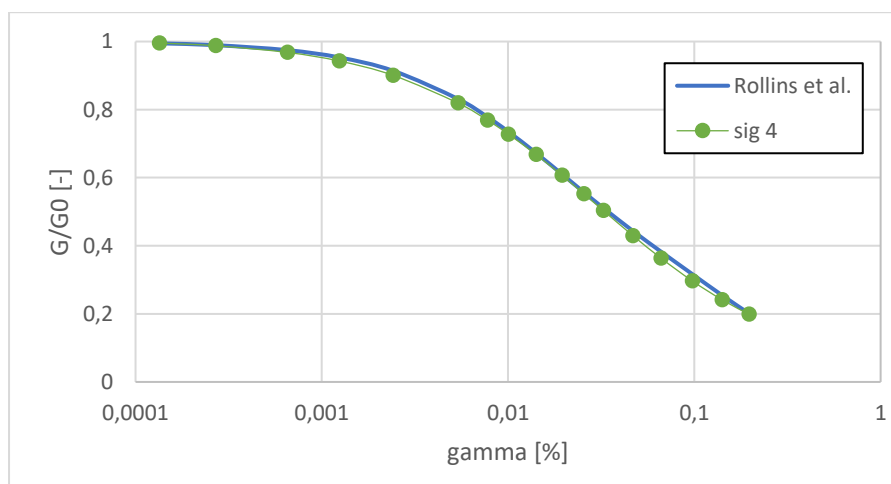


Figura 4.13 Confronto tra curva di decadimento di Rollins et al. e quella ottenuta col modello sig4

Sigmoidal model – Diga 3			
a	b	x_0	y_0
0.9762	-0.52	-1.52	0.03

Tabella 4.5 Parametri per il modello sig4, tarati per il layer Diga 3

- **Layer Diga 4 e Found 1, Sabbia limo argillosa 7.6 ÷ 14 m**

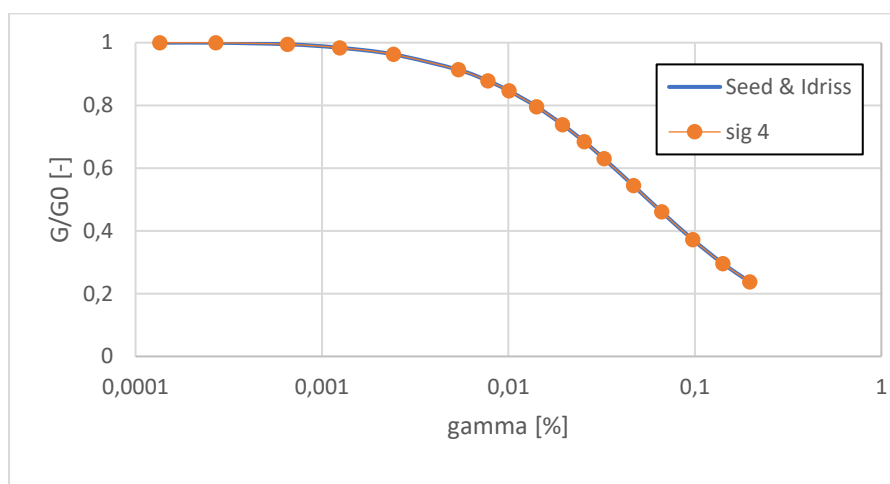


Figura 4.14 Confronto tra curva di decadimento di Seed & Idriss e quella ottenuta col modello sig4

Sigmoidal model – Diga 4 e Found 1			
a	b	x_0	y_0
0.9762	-0.4393	-1.28	0.03154

Tabella 4.6 Parametri per il modello sig4, tarati per i layers Diga 4 e Found 1

- **Layer Found 2, Argilla con lenti di arenaria 14 ÷ 20 m**

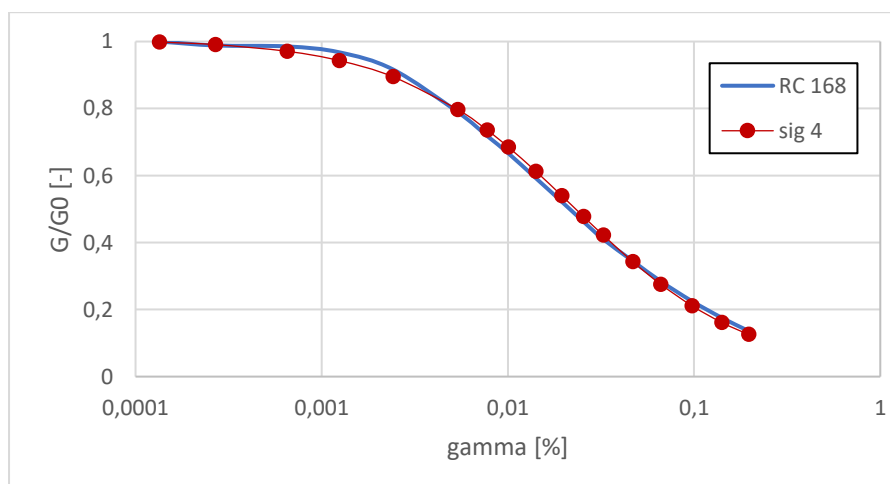


Figura 4.15 Confronto tra curva di decadimento ottenuta dalla RC 168 e quella ottenuta col modello sig4

Sigmoidal model – Found 2			
a	b	x_0	y_0
0.999	-0.468	-1.65	0.008

Tabella 4.7 Parametri per il modello sig4, tarati per il layer Found 2

- **Layer Found 3 e Found 4, Marna con lenti di arenaria 20 ÷ 30 m**

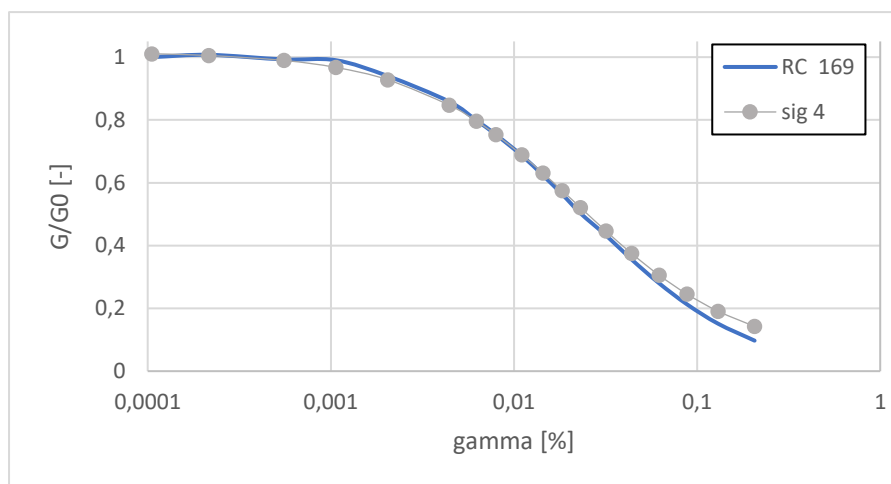


Figura 4.16 Confronto tra curva di decadimento ottenuta dalla RC 169 e quella ottenuta col modello sig4

Sigmoidal model – Found 3 e Found 4			
a	b	x ₀	y ₀
0.9762	-0.45	-1.65	0.04

Tabella 4.8 Parametri per il modello sig4, tarati per i layers Found 3 e Found 4

Vengono di seguito riportati, in forma riassuntiva, tutti i parametri implementati su FLAC, per le varie unità litologiche, riguardanti lo smorzamento:

z [m]	Layer	Modello	a	b	x ₀	y ₀	f _{min} [Hz]	ξ [-]
0 ÷ 4.5	Diga 1	sig 4	0.9762	-0.4393	-1.55	0.03154	2.49	0.001
4.5 ÷ 6.8	Diga 2	sig4	0.9762	-0.4393	-2	0.01		
6.8 ÷ 7.6	Diga 3	sig4	0.9762	-0.52	-1.52	0.03		
7.6 ÷ 11	Diga 4	sig4	0.9762	-0.4393	-1.285	0.03154		
11 ÷ 14	Found 1	sig4	0.9762	-0.4393	-1.285	0.03154		
14 ÷ 20	Found 2	sig4	0.999	-0.468	-1.65	0.008		
20 ÷ 27	Found 3	sig4	0.9762	-0.45	-1.65	0.04		
27 ÷ 30	Found 4	sig4	0.9762	-0.45	-1.65	0.04		

Tabella 4.9 Parametri di input per la modellazione dello smorzamento isteretico e di Rayleigh

5. Analisi numeriche

Dopo aver definito la geometria del modello e il comportamento meccanico dei singoli materiali che lo compongono, le analisi sono state condotte secondo due fasi. Nella prima fase si è condotta una analisi statica a cui sono seguite, nella fase successiva, le analisi dinamiche disaccoppiate ed accoppiate alle tensioni efficaci.

5.1 Analisi statica

Con lo scopo di determinare le condizioni di equilibrio statico dell'invaso in esame, è stata condotta un'analisi statica per fasi successive, atte a simulare le successive fasi di costruzione del corpo del rilevato e di riempimento dell'invaso. Le fasi, analizzate disaccoppiando il comportamento dello scheletro solido da quello dell'acqua sita nei pori dei materiali, sono di seguito elencate:

- Fase 1 – modellazione della fondazione e inizializzazione dello stato tensionale
- Fase 2 – simulazione della costruzione del corpo diga
- Fase 3 – simulazione del riempimento dell'invaso e processo di filtrazione
- Fase 4 – simulazione della pressione meccanica esercitata dall'acqua

La prima fase dell'analisi è stata condotta in assenza di acqua (condizioni dry), nella quale è stato valutato lo stato tensionale iniziale del terreno di fondazione valutando opportunamente le tensioni verticale σ_{yy} ed orizzontale σ_{xx} da applicare al modello. Per il calcolo della tensione verticale è stata presa in considerazione la stratigrafia precedentemente descritta (Tabella 3.6). Per il successivo calcolo della tensione orizzontale è stato considerato un coefficiente di spinta a riposo k_0 ottenuto come valore medio tra quelli relativi agli strati del modello del terreno di fondazione. Nello specifico è stato assunto un valore pari a:

$$k_0 = 0.46$$

Nella seconda fase, necessaria alla ricostruzione dello stato tensionale legato alle azioni gravitative, sono stati inseriti i layers rappresentativi il corpo diga con lo scopo di determinare una condizione di equilibrio statico del modello successiva al processo di costruzione del rilevato.

Di seguito, in Figura 5.1 e Figura 5.2, vengono mostrati gli andamenti delle tensioni totali verticali delle due suddette fasi.

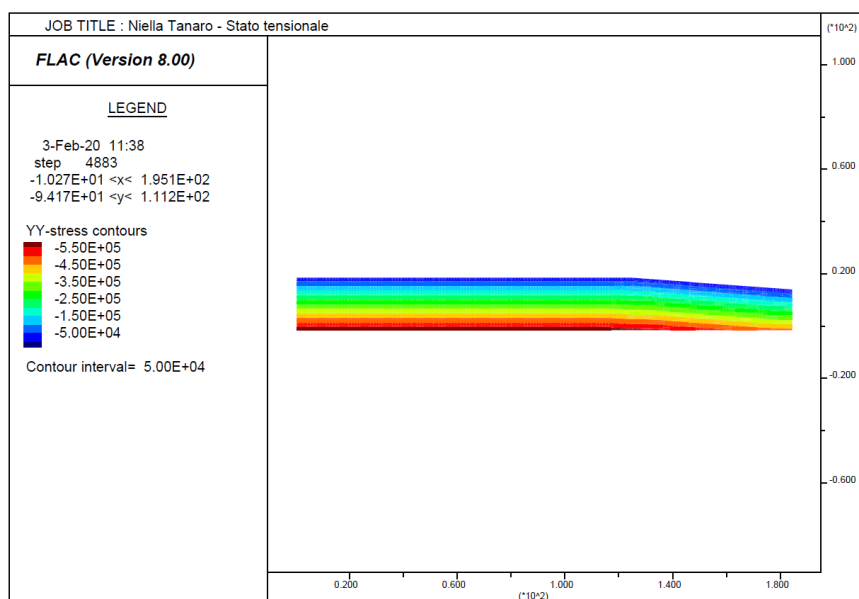


Figura 5.1 Stato tensionale della fondazione

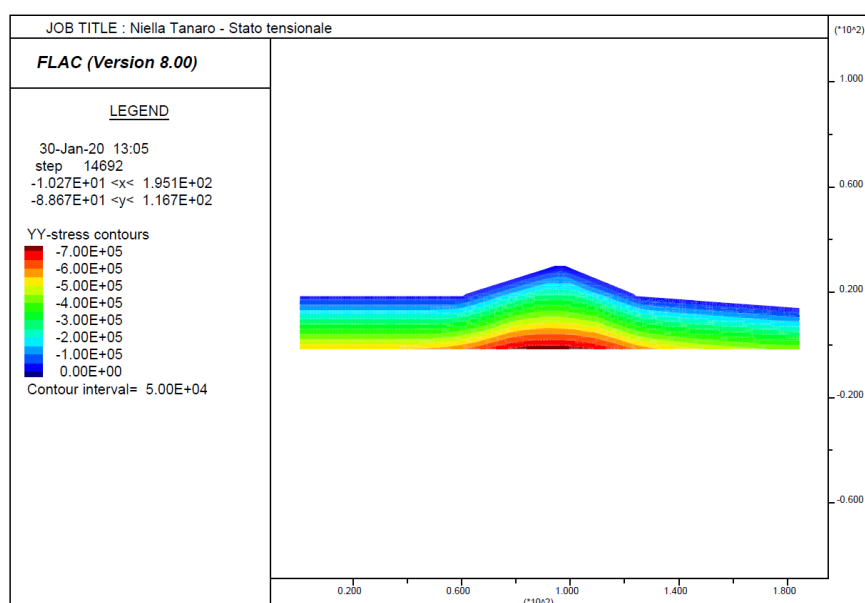


Figura 5.2 Stato tensionale a seguito dell'introduzione del corpo diga

Nella terza fase è stata introdotta, tramite appropriate condizioni a contorno idrauliche, l'acqua nell'invaso; ciò ha permesso di simulare il processo di filtrazione ed ottenere l'andamento delle pressioni interstiziali nel modello. Nello specifico, sono state fissate a zero le pressioni dell'acqua sul lato destro del corpo diga; sul lato sinistro invece, ove insiste il livello di falda, è stata applicata una pressione dei pori, con relativa variazione lungo la profondità, calcolata considerando un livello di falda attestato a 1.3 m a partire dal coronamento, che corrisponde ad un battente d'acqua all'interno dell'invaso di 9.7 m. Sono stati inoltre inseriti i parametri dei materiali in termini di porosità e permeabilità (Tabella 3.14). In questa fase è stato inoltre attribuito il Modulo di compressibilità dell'acqua K_{water} , assunto pari a:

$$K_{water} = 2.2 \cdot 10^7 Pa$$

Il valore del Modulo di compressibilità dell'acqua è stato ridotto, rispetto al valore reale, di due ordini di grandezza con lo scopo di ridurre i tempi computazionali necessari a condurre l'analisi.

Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi in termini di:

- moto di filtrazione (Figura 5.3), in cui vengono mostrate le linee equipotenziali e le linee di flusso, che risultano essere ortogonali tra loro in ogni punto
- la distribuzione delle pressioni interstiziali in seguito alla filtrazione (Figura 5.4), dal quale è possibile osservare un aumento di queste con la profondità
- l'andamento delle pressioni interstiziali nel tempo (Figura 5.6) valutato nei punti di controllo (descritti in Figura 4.8). L'andamento mostra che dopo una prima fase di incremento, i valori di pressione tendono a stabilizzarsi
- il profilo delle pressioni interstiziali calcolato in asse alla diga (Figura 5.6)

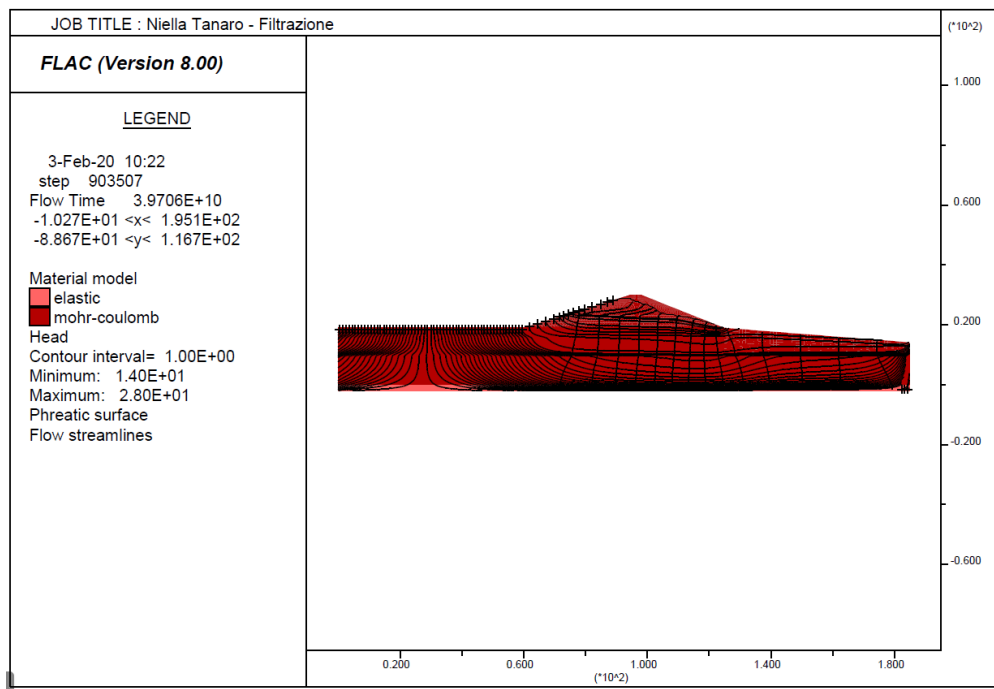


Figura 5.3 Linee equipotenziali e linee di flusso a seguito del processo di filtrazione

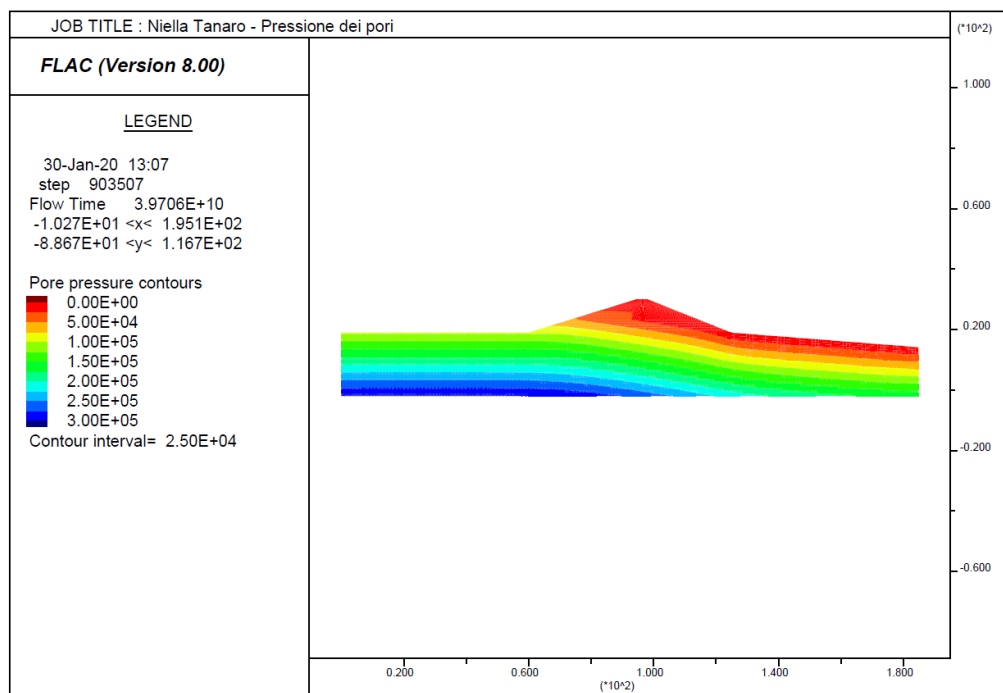


Figura 5.4 Distribuzione delle pressioni interstiziali a seguito del processo di filtrazione

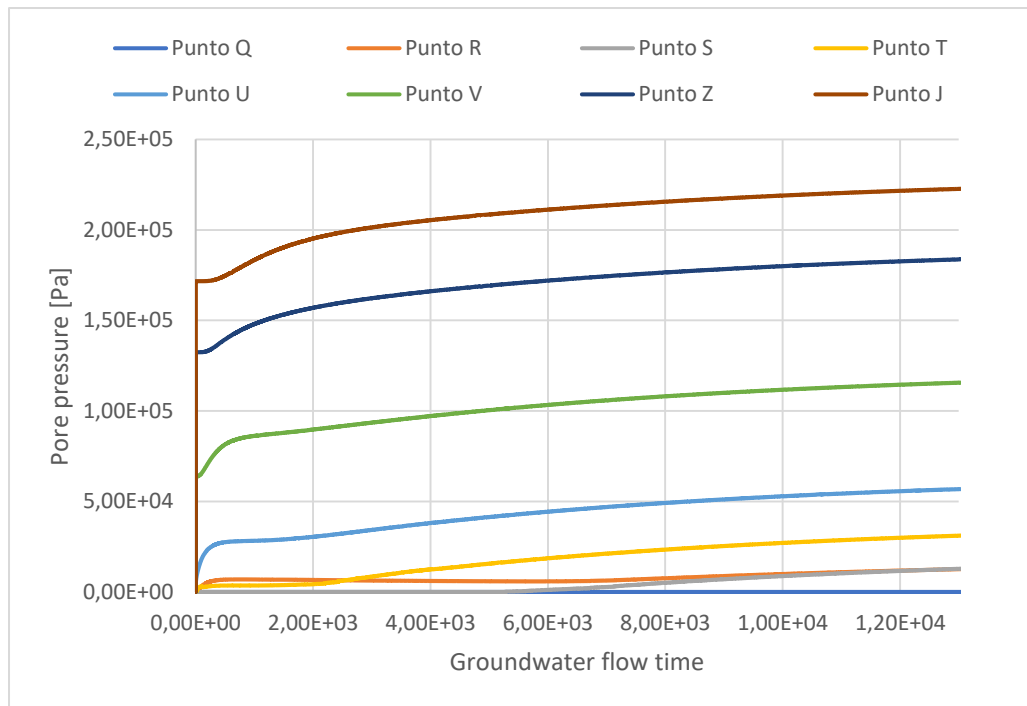


Figura 5.5 Andamento nel tempo delle pressioni interstiziali durante il processo di filtrazione

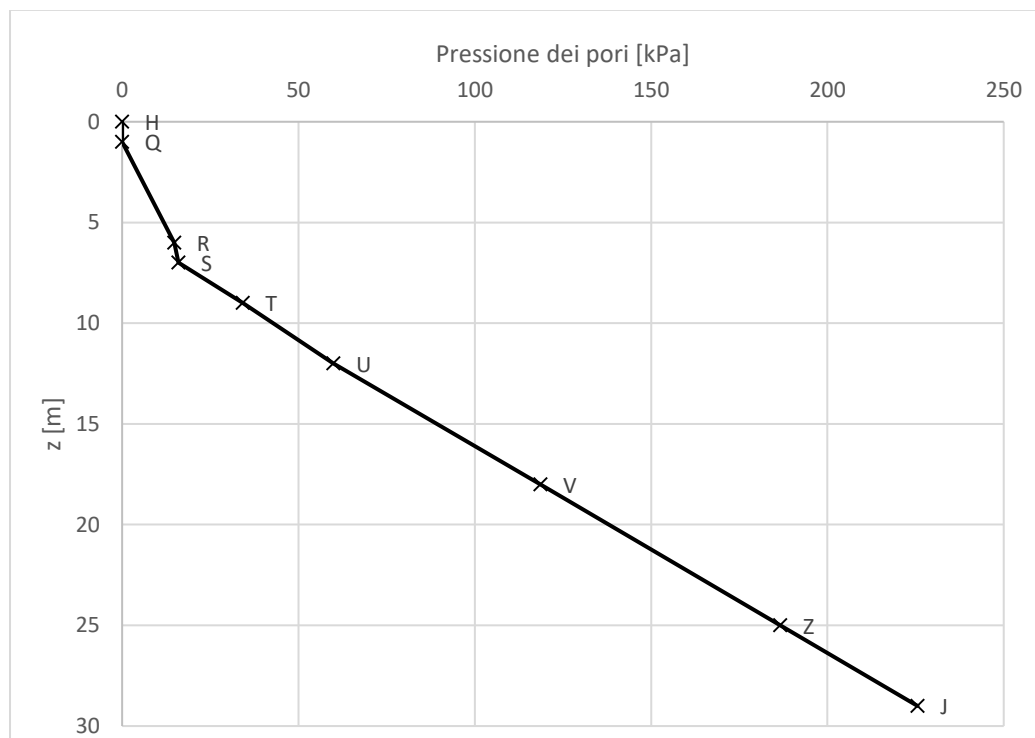


Figura 5.6 Profilo delle pressioni interstiziali in asse al corpo diga

Dopo aver stabilito la posizione della superficie freatica a seguito del moto di filtrazione, è stata condotta la quarta fase dell'analisi in cui viene considerato il contributo meccanico dell'acqua nell'invaso. Definito il valore della spinta idrostatica, è stata applicata una pressione meccanica, con relativa variazione lungo la profondità, sul lato sinistro del modello. In questa fase dell'analisi è stato modificato il valore del modulo di compressibilità dell'acqua, pari a:

$$K_{water} = 0$$

Di seguito, in Figura 5.7, viene mostrato l'andamento delle tensioni totali verticali a seguito dell'applicazione di tale pressione meccanica.

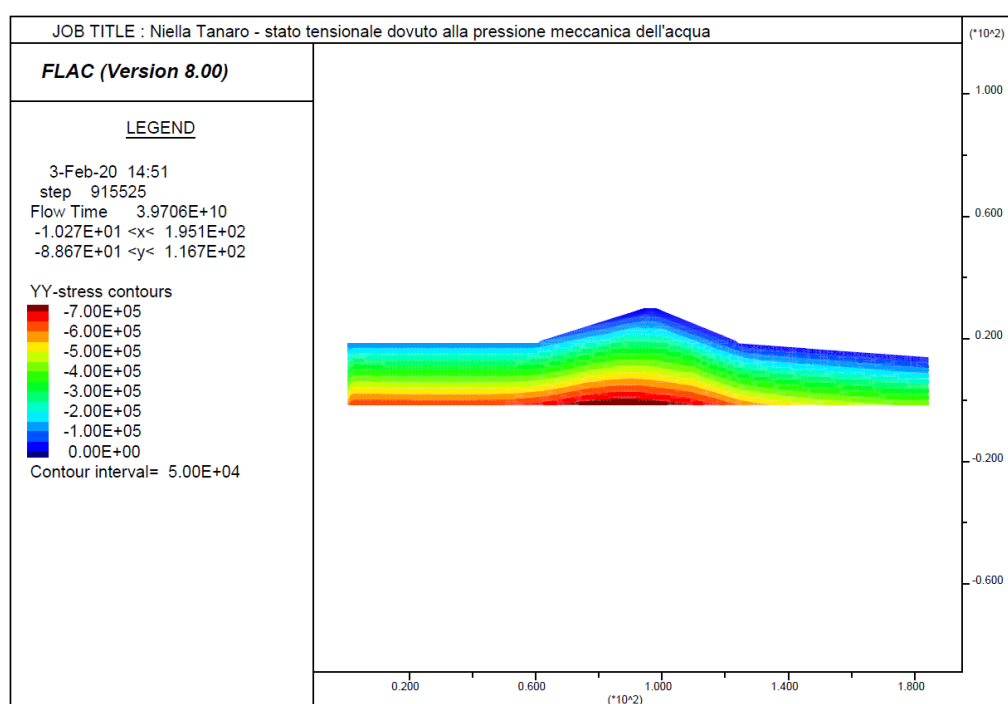


Figura 5.7 Distribuzione delle tensioni totali a seguito dell'applicazione meccanica dell'acqua presente nell'invaso

5.2 Analisi dinamiche

Successivamente all'analisi statica precedentemente descritta, viene effettuata la fase di calcolo dinamico dell'opera in esame utilizzando come input sismici il set di 15 accelerogrammi selezionati in riferimento alla sismicità del sito (Tabella 2.4 e Tabella 2.6).

Il comportamento sismico della diga è stato studiato per mezzo di due diverse tipologie di analisi che si differenziano per l'ipotesi sulla distribuzione della pressione interstiziale adottata nel modello numerico. Assegnate le opportune condizioni a contorno dinamiche, sono state condotte *Analisi dinamiche disaccoppiate alle tensioni efficaci* adottando il modello costitutivo con criterio di rottura di Mohr-Coulomb per tutti gli strati del modello, a meno dello strato di base per il quale è stato adottato un modello elastico, e *Analisi dinamiche accoppiate alle tensioni efficaci* implementando il modello di Finn-Byrne per gli strati sabbiosi e limosi con bassi indici di plasticità.

5.2.1 Confronto tra analisi dinamiche disaccoppiate ed analisi dinamiche accoppiate

In riferimento al Sisma 2, caratterizzato da una $PGA = 74.7 \frac{cm}{s^2}$, sono di seguito mostrate le differenze dei risultati, in termini di spostamenti, pressione dei pori, accelerazioni registrate e relativi spettri, ottenuti con le due tipologie di analisi.

Analizzando lo spettro di risposta in accelerazione, come mostrato in Figura 5.8, per il punto alla base del modello (Punto A) non si riscontrano differenze tra analisi disaccoppiata e analisi accoppiata; i valori spettrali infatti coincidono.

Per il punto in mezzzeria del coronamento del corpo diga (Punto H), come mostrato in Figura 5.9, analizzando lo spettro di risposta elastico è possibile notare come con l'analisi disaccoppiata si registrano dei picchi più elevati in termini di accelerazione spettrale per periodi inferiori a 0.5 s. Unica eccezione è visibile per il valore spettrale corrispondente al

periodo nullo $S_a(T = 0)$, per il quale si registra un'accelerazione spettrale maggiore con l'analisi accoppiata. Ciò nonostante, la forma degli spettri è pressoché comparabile.

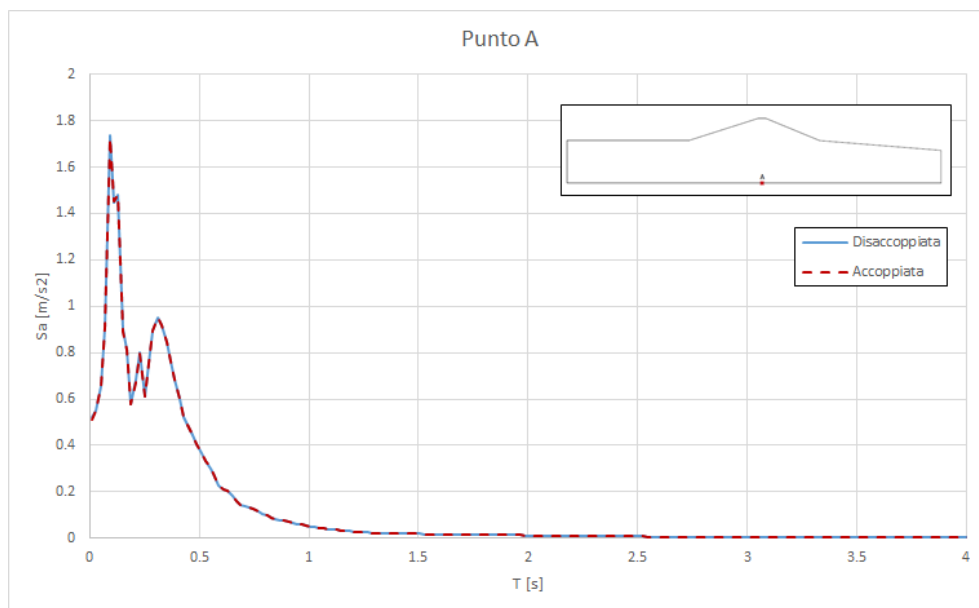


Figura 5.8 Spettri di risposta in accelerazione ottenuti con le due analisi alla base del modello (Punto A)

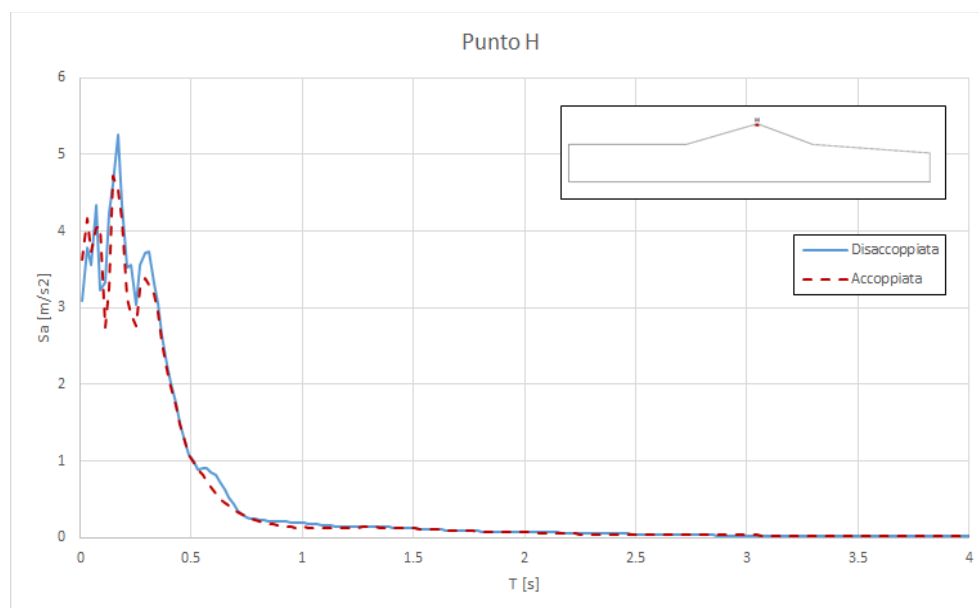


Figura 5.9 Spettri di risposta in accelerazione ottenuti con le due analisi in cresta al modello (Punto H)

Di seguito è inoltre mostrato, in Figura 5.10, l'andamento delle accelerazioni massime registrate nei punti di controllo (descritti in Figura 4.5).

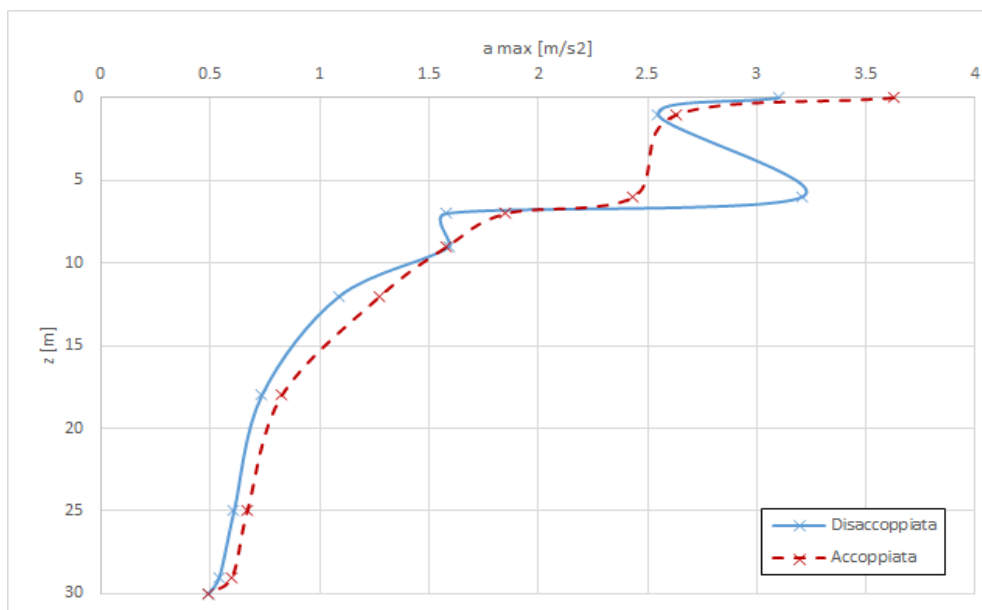


Figura 5.10 Profilo delle accelerazioni massime registrate in asse al corpo diga

Dal grafico sopra è possibile notare come, sia per l'analisi accoppiata che per quella disaccoppiata, si registra un'amplificazione dell'accelerazione di input. Con l'analisi accoppiata però, fatta eccezione per il punto R (a quota 6 m), i valori di accelerazione massima registrati risultano essere più elevati.

Sostanziali differenze sono state inoltre evidenziate in termini di pressione dei pori sviluppate all'interno del corpo diga.

In Figura 5.11 sono riportati i profili delle pressioni dei pori al termine della sollecitazione sismica per i punti di controllo (descritti in Figura 4.8), relativi alle due tipologie di analisi dinamiche condotte e relazionate ai valori di pressione dei pori ottenuti nell'analisi statica.

Dal grafico è possibile notare che si ottengono valori di pressione dei pori, a fine evento, comparabili.

Ciò nonostante, se si tiene conto delle sovrappressioni interstiziali generatesi durante l'evento sismico, come mostrato dal grafico in Figura 5.12, con l'analisi accoppiata, per i primi 6 secondi, si sono raggiunti valori di sovrappressioni interstiziali comparabili. Successivamente, con l'analisi accoppiata si registrano incrementi di pressione maggiori.

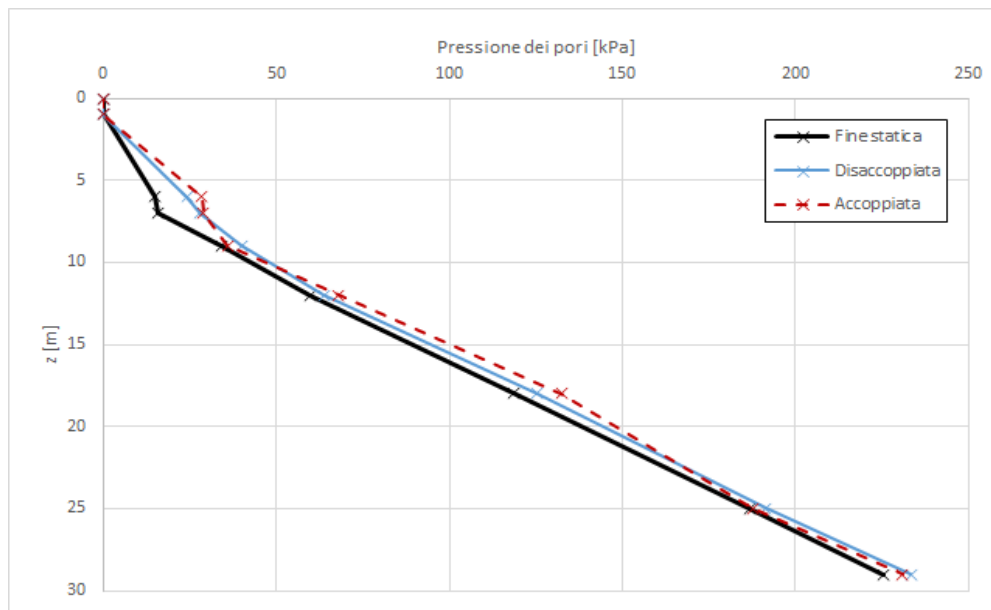


Figura 5.11 Profilo delle pressioni interstiziali in asse al corpo diga al termine delle analisi dinamiche

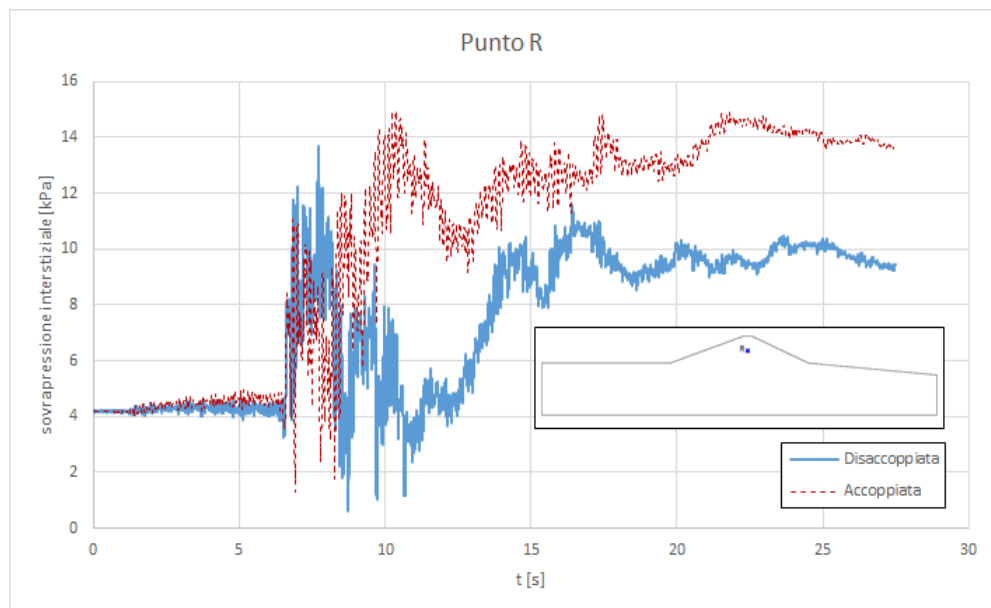


Figura 5.12 Andamenti nel tempo delle sovrappressioni interstiziali per il Punto R registrate con le due analisi

Questo fenomeno che genera sovrappressioni interstiziali maggiori con l'analisi accoppiata deriva dalla teoria alla base del Modello di Finn-Byrne implementato. Questo correla le deformazioni volumetriche, che si generano a causa della sollecitazione sismica, con la crescita delle pressioni interstiziali. In Figura 5.13 viene mostrato, per il Punto R, l'andamento nel tempo delle pressioni interstiziali e delle deformazioni volumetriche.

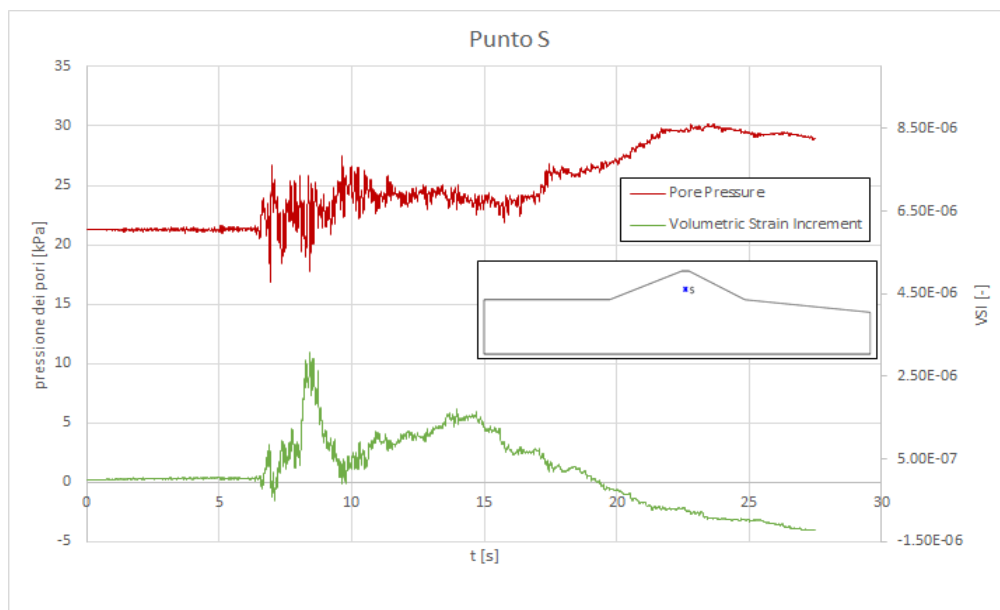


Figura 5.13 Andamenti nel tempo della pressione interstiziale e della deformazione volumetrica nel Punto S registrata con l'analisi accoppiata

È evidente come gli andamenti nel tempo delle due grandezze siano correlate.

Per i primi 5 secondi, entrambe le grandezze presentano dei valori costanti; nello specifico la pressione dei pori mantiene il valore idrostatico e l'incremento delle deformazioni volumetriche risulta nullo.

Nell'intervallo temporale compreso tra 10 e 15 secondi, ad una diminuzione delle pressioni interstiziali corrisponde un incremento delle deformazioni volumetriche.

Infine, da 15 secondi a fine evento, si riscontra un incremento della pressione dei pori e un conseguente abbattimento della deformazione volumetrica.

L'incremento delle pressioni interstiziali porta ad avere, secondo il principio degli sforzi efficaci di Terzaghi, valori di tensioni efficaci minori, cui corrispondono perdite di resistenza. Questo fenomeno si ripercuote sugli spostamenti del corpo diga che risultano essere, come mostrato in Figura 5.14 in termini di spostamento verticale in mezzeria del coronamento (Punto H) e in Figura 5.15 in termini di spostamento orizzontale in mezzeria del paramento inclinato di destra (Punto M), maggiori per le analisi condotte con l'introduzione del modello di Finn per gli strati sabbiosi e limosi.

Considerando il sistema di riferimento centrato nello spigolo in basso a sinistra del modello e diretto verso l'alto per l'asse y e verso destra per l'asse x, gli spostamenti verticali negativi corrispondono a cedimenti, mentre gli spostamenti orizzontali verso destra avranno segno positivo.

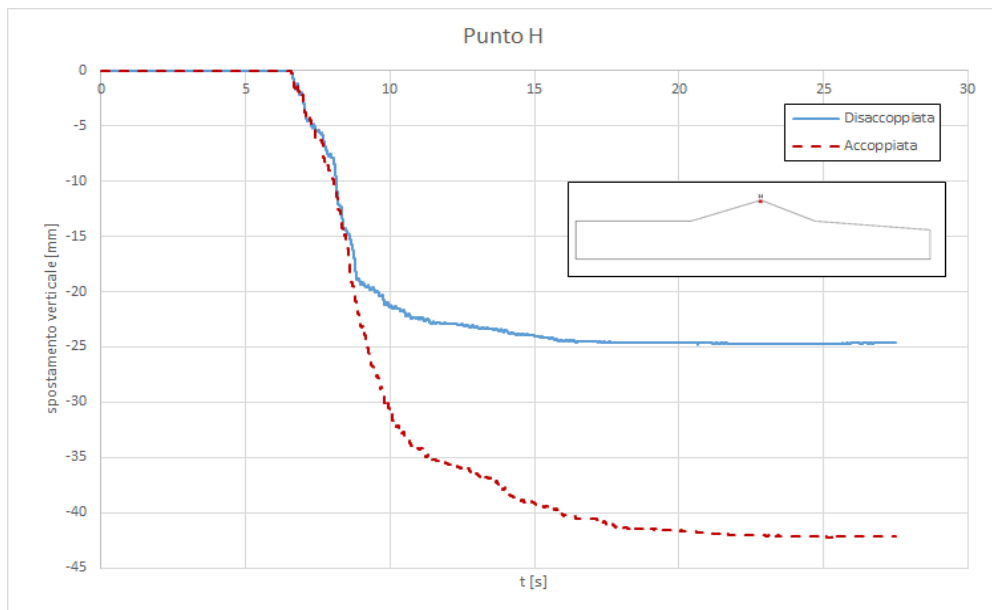


Figura 5.14 Andamento nel tempo degli spostamenti verticali per il Punto H registrati con le due analisi

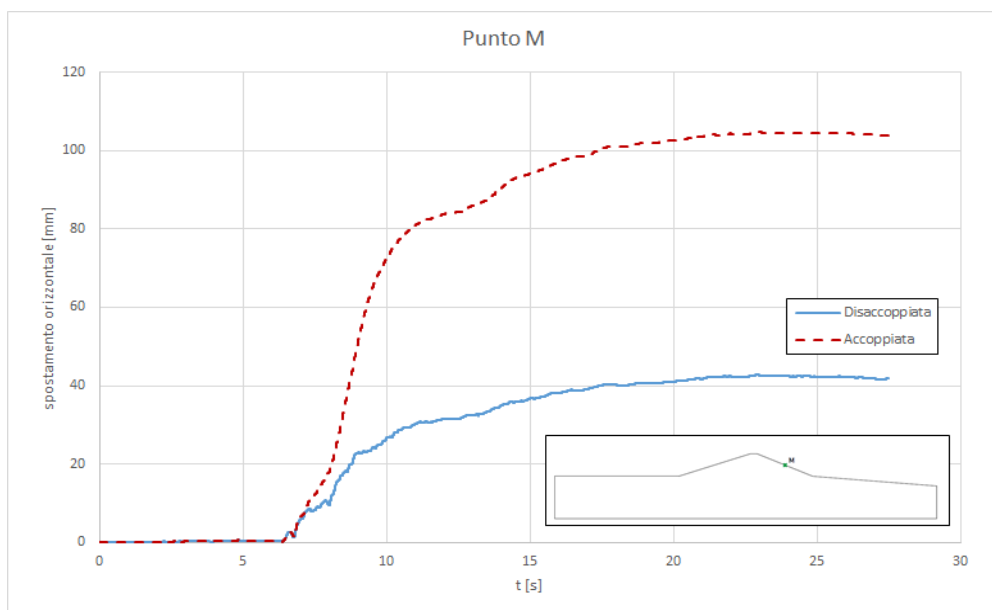


Figura 5.15 Andamento nel tempo degli spostamenti orizzontali per il Punto M registrati con le due analisi

Dall'analisi dei confronti descritti, si è scelto di studiare il comportamento dinamico della diga in esame per mezzo di analisi numeriche dinamiche accoppiate, tramite l'introduzione del Modello di Finn per gli strati sabbiosi e limosi.

Ciò permette di valutare abbattimenti di rigidezza dovuti all'accoppiamento del comportamento dello scheletro solido e dell'acqua presente nei pori, e che porta ad ottenere risultati, in termini di spostamenti e accelerazioni registrate, maggiori.

5.2.2 Risultati delle analisi dinamiche accoppiate

Successivamente al confronto critico effettuato tra i due approcci, accoppiato e disaccoppiato, sono state condotte quindici simulazioni numeriche impiegando gli accelerogrammi selezionati precedentemente, i quali sono stati applicati al modello numerico rappresentativo del problema in esame.

I risultati delle analisi numeriche sono di seguito mostrati in termini di spettri in accelerazione, spettri di Fourier, spostamenti verticali del coronamento, spostamenti orizzontali del paramento di valle e pressioni interstiziali registrate durante le simulazioni nei relativi punti di controllo.

I primi risultati sono espressi in termini di spettri in accelerazione valutati in due dei due punti di controllo, nello specifico nel punto alla base del modello (Punto A) e nel punto in mezzzeria del coronamento (Punto H).

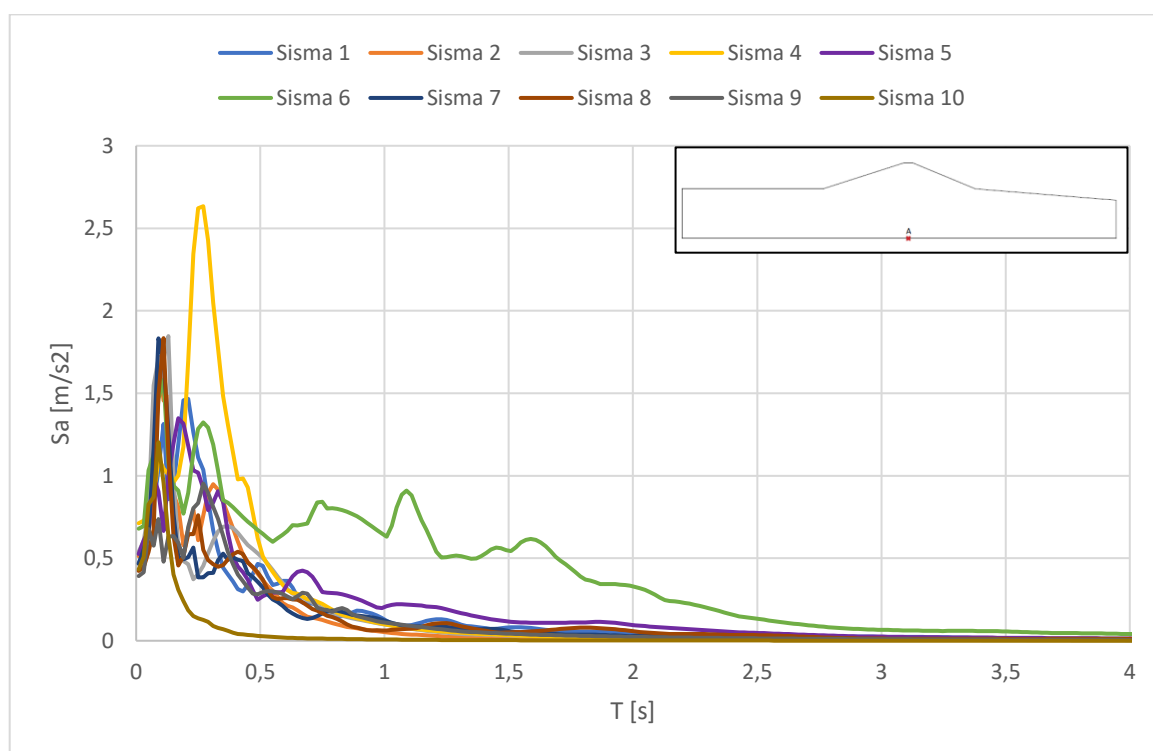


Figura 5.16 Spettri di risposta in accelerazione per il set di 10 simulazioni numeriche, alla base del modello (Punto A)

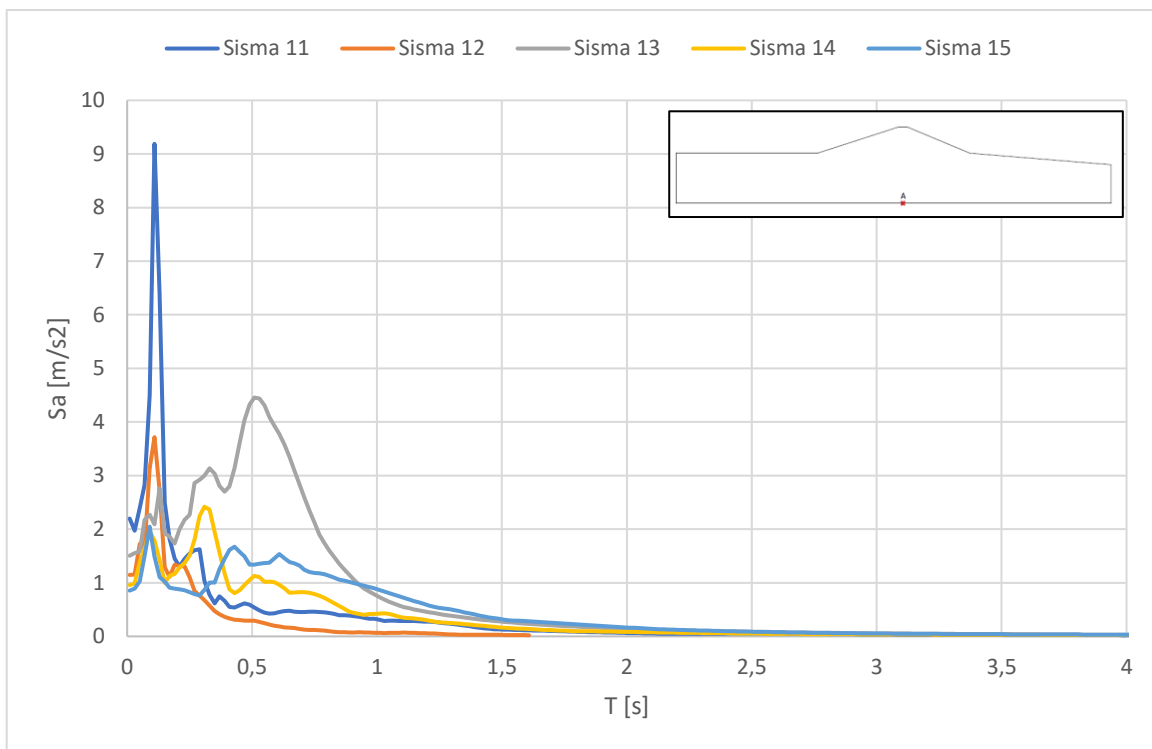


Figura 5.17 Spettri di risposta in accelerazione per il set di 5 simulazioni numeriche, alla base del modello (Punto A)

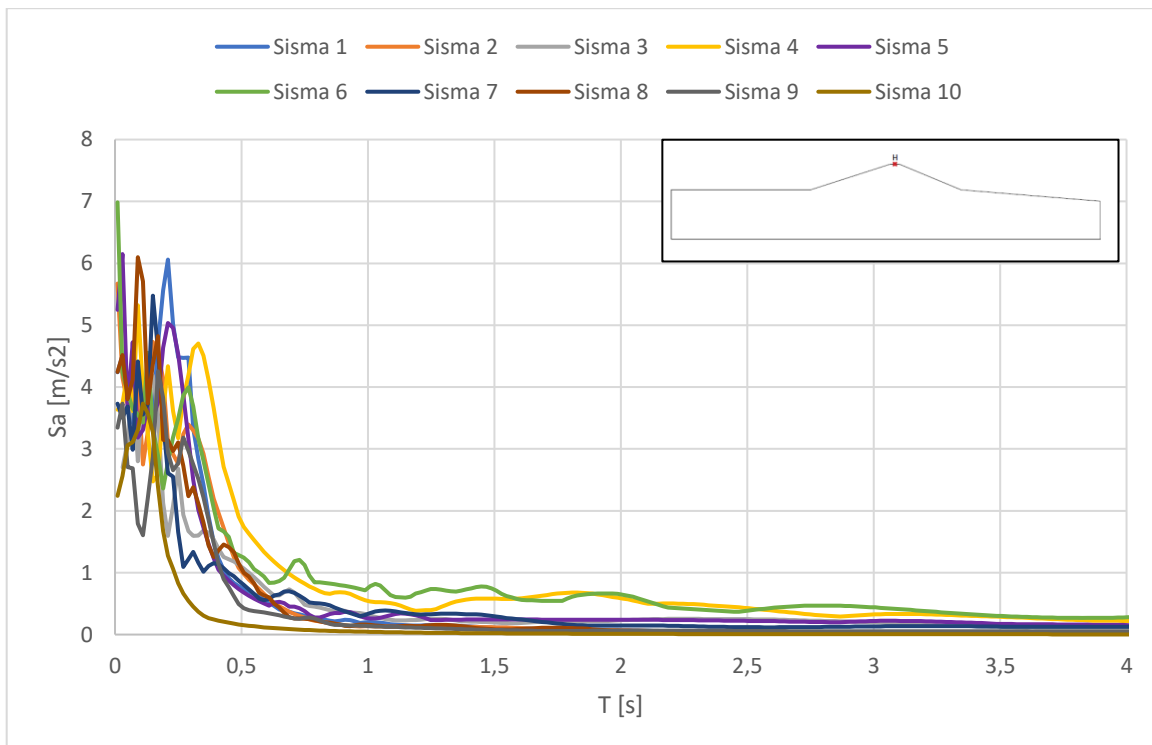


Figura 5.18 Spettri di risposta in accelerazione per il set di 10 simulazioni numeriche, in mezzeria del coronamento (Punto H)

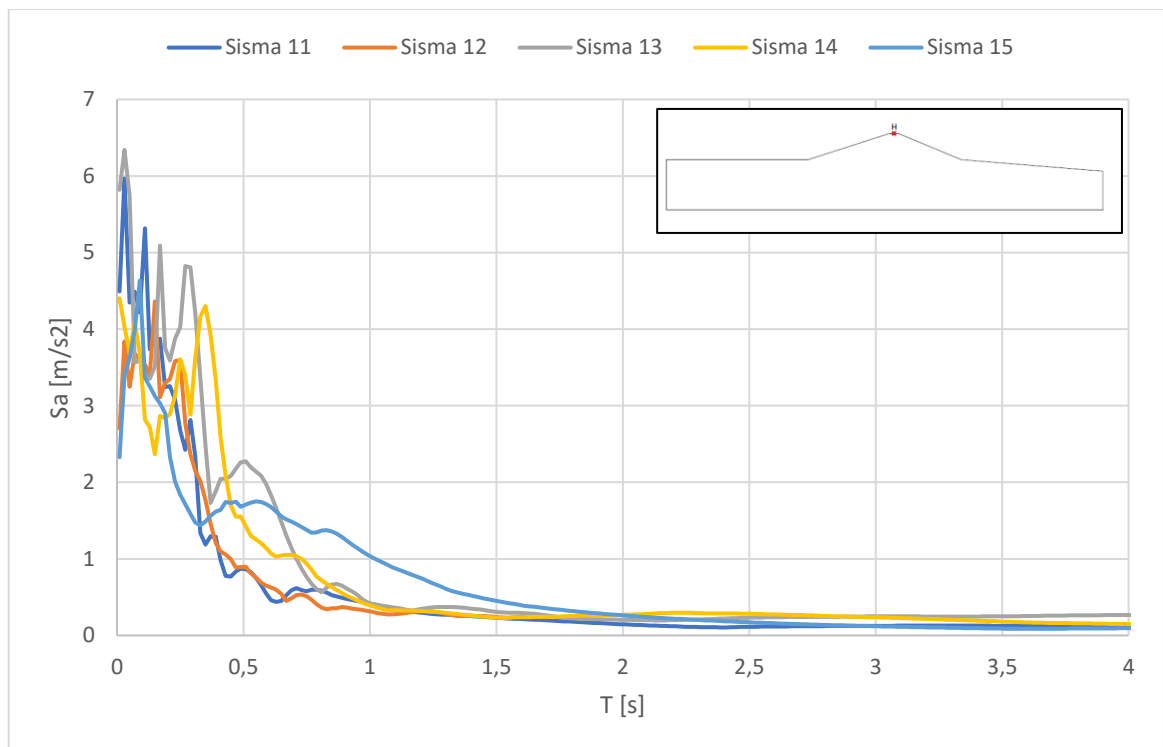


Figura 5.19 Spettri di risposta in accelerazione per il set di 5 simulazioni numeriche, in mezzeria del coronamento (Punto H)

Come mostrato nei grafici sopra, a seguito del passaggio dell'input sismico attraverso i terreni componenti il modello numerico, si riscontrano delle amplificazioni in termini di accelerazione registrata, nello specifico: per il set di 10 accelerogrammi alla base del modello (Punto A) si registrano $PGA = 0.4 \div 0.65 \frac{m}{s^2}$ mentre in cima al coronamento (Punto H) si hanno $PGA = 2 \div 5 \frac{m}{s^2}$; mentre per il set di 5 accelerogrammi alla base del modello (Punto A) si registrano $PGA = 0.8 \div 1.7 \frac{m}{s^2}$, mentre in cima al coronamento (Punto H) si hanno $PGA = 2.5 \div 5.5 \frac{m}{s^2}$.

Con lo scopo di conoscere l'andamento delle accelerazioni registrate e quindi degli strati nei quali si hanno maggiori amplificazioni, si riporta di seguito in Figura 5.20 l'andamento delle accelerazioni massime registrate, nei punti di controllo in asse al corpo diga per le quindici simulazioni numeriche:

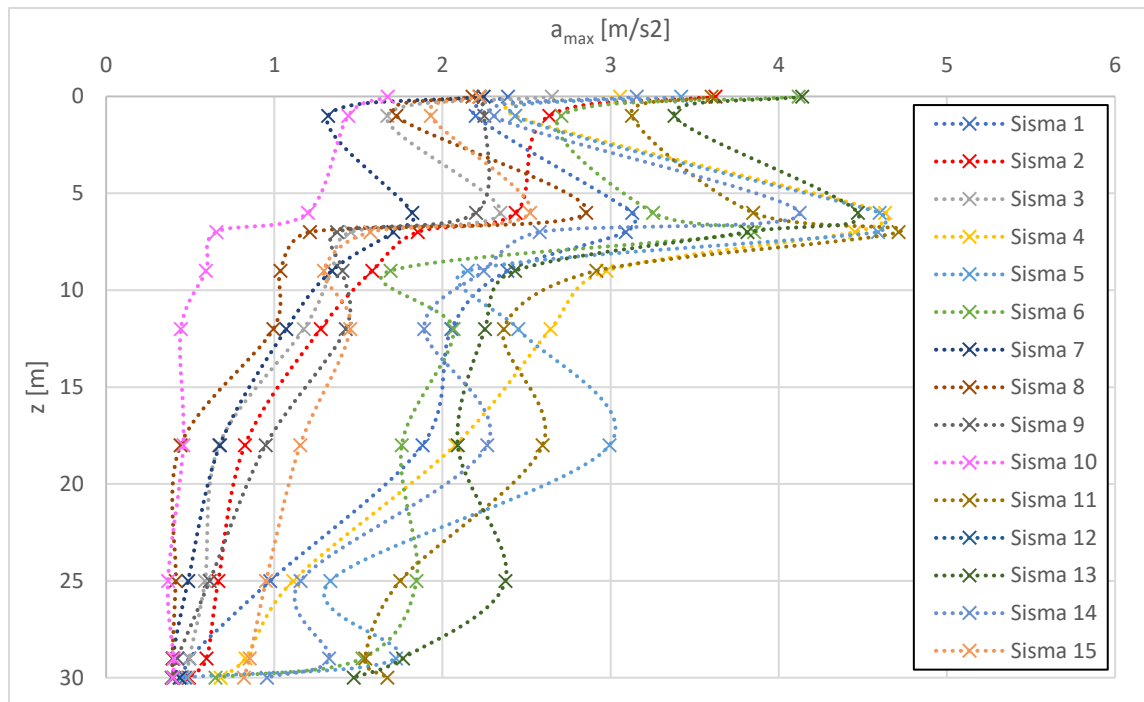


Figura 5.20 Profilo delle accelerazioni massime registrate nei punti di controllo per le 15 simulazioni numeriche

È evidente che la massima amplificazione si registra tra i 5 e i 10 m (Punto R), la cui causa può essere determinata dallo strato ad alta resistenza di blocchi di arenaria.

Ulteriori risultati analizzati, in termini di pressione dei pori sviluppatasi a seguito dell'input sismico, sono riportati in Figura 5.21:

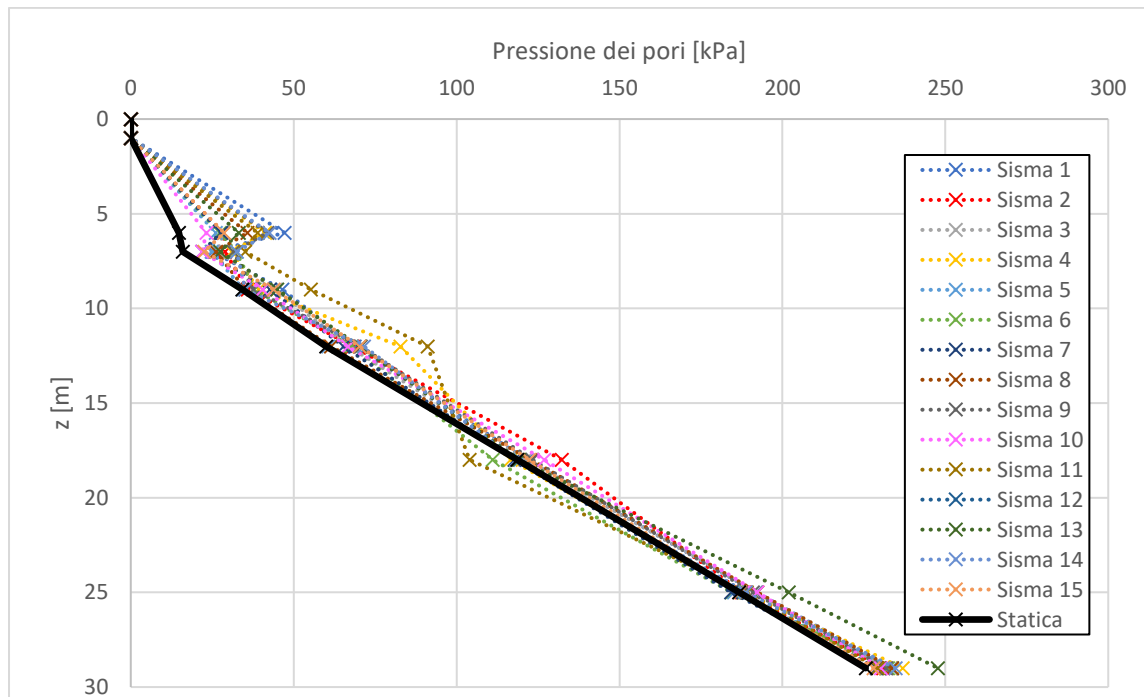


Figura 5.21 Profilo delle pressione dei pori registrate a fine evento nei punti di controllo per le 15 simulazioni numeriche

Per tutte le simulazioni numeriche dinamiche, fatta eccezione per il Sisma 11, si registrano a fine evento degli incrementi di pressione interstiziale positivi, dovuti all'implementazione del modello di Finn-Byrne, per mezzo del quale si tiene conto delle sovrappressioni interstiziali e delle deformazioni volumetriche indotte dall'eccitazione sismica di input.

Per tutti gli eventi si registrano incrementi di pressione interstiziale maggiori nel corpo diga piuttosto che nella fondazione dell'opera.

Di seguito vengono inoltre riportati i profili, in asse al corpo diga, degli andamenti delle pressione dei pori nei punti di controllo per diversi istanti di tempo significativi in riferimento all'evento sismico Sisma 1. I valori di pressione ai diversi istanti di tempo vengono ricavati successivamente ad un filtraggio della storia temporale della pressione dei pori registrata, per mezzo del filtro di Savitzky-Golay.

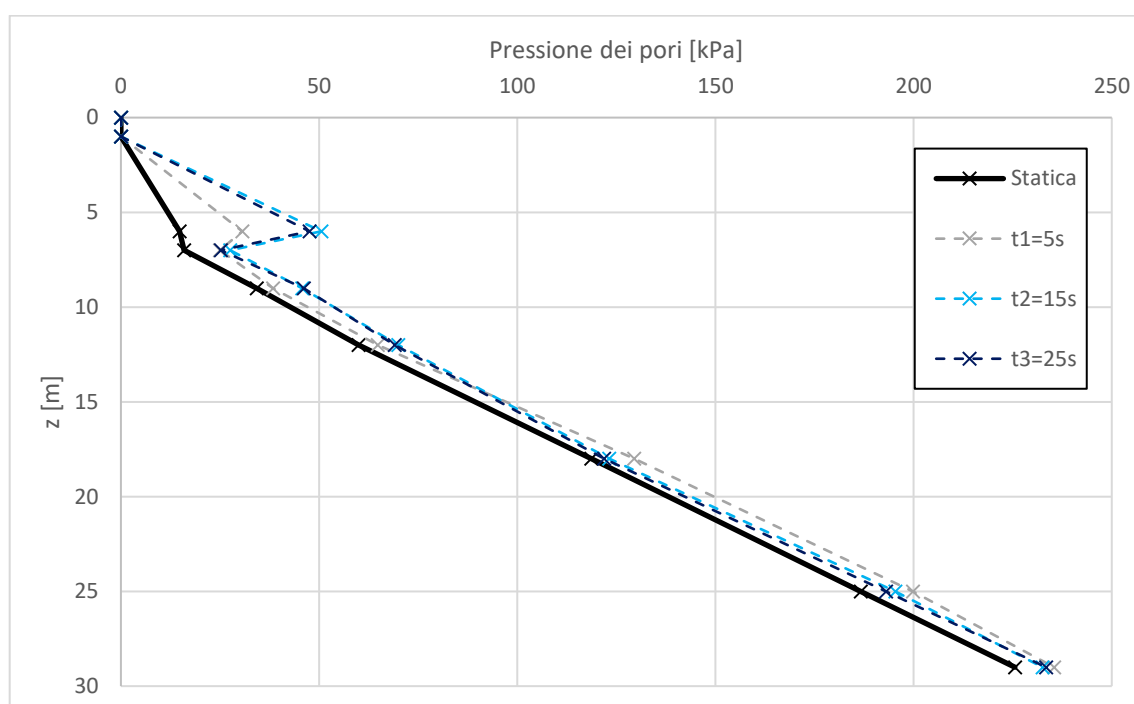


Figura 5.22 Profilo delle pressione dei pori registrate nei punti di controllo per 3 istanti di tempo significativi, Sisma 1

I grafici relativi agli altri eventi sismici sono riportati in Allegato E.

La risposta del corpo diga è stata inoltre valutata registrando, durante le analisi, i cedimenti e gli spostamenti orizzontali di alcuni punti significativi posti sul coronamento e sui fianchi del corpo diga.

Di seguito vengono riportate le storie temporali di spostamenti registrate durante le quindici analisi numeriche per i punti di controllo, nello specifico: gli spostamenti orizzontali dei 3 punti di controllo posti sul fianco destro del rilevato (Punto L, Punto M, Punto N) e i cedimenti dei 3 punti di controllo posti sul coronamento (Punto G, Punto H, Punto I).

Come già anticipato precedentemente, essendo il sistema di riferimento fissato nello spigolo in basso a destra del modello e con assi diretti verso destra (asse x) e verso l'alto (asse y), gli spostamenti orizzontali verso destra avranno segno positivo, mentre spostamenti verticali negativi corrisponderanno a cedimenti del coronamento.

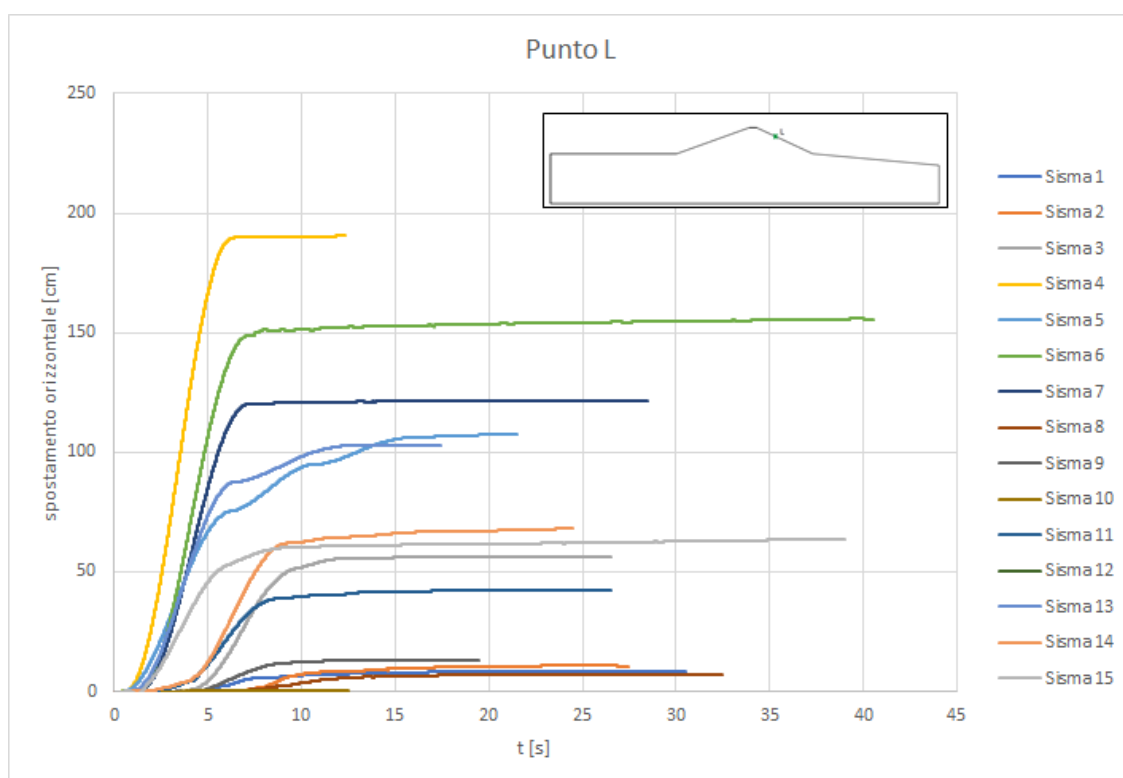


Figura 5.23 Andamento nel tempo degli spostamenti orizzontali registrati nel Punto L per le 15 simulazioni numeriche

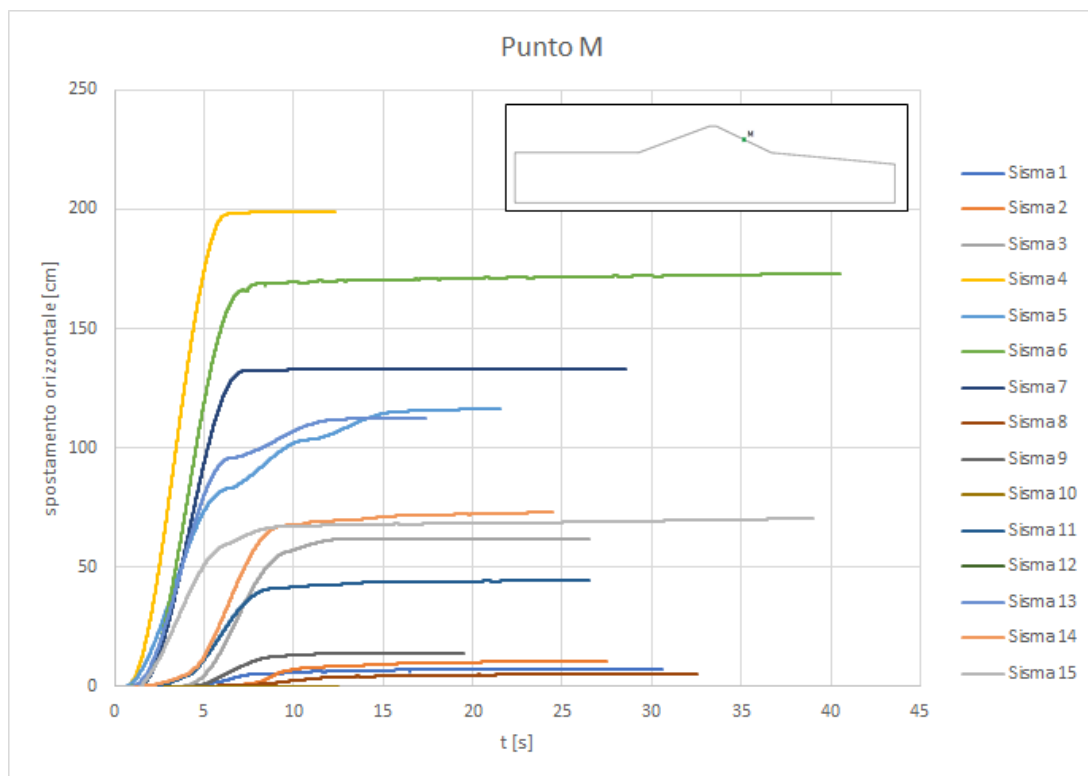


Figura 5.24 Andamento nel tempo degli spostamenti orizzontali registrati nel Punto M per le 15 simulazioni numeriche

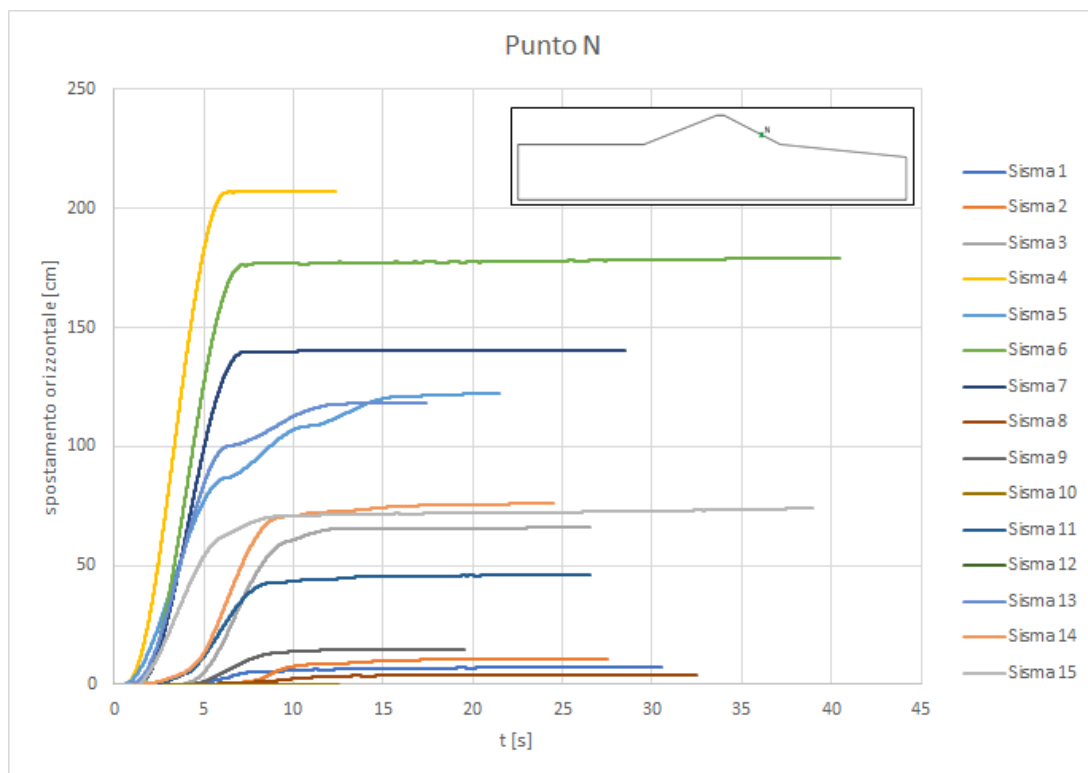


Figura 5.25 Andamento nel tempo degli spostamenti orizzontali registrati nel Punto N per le 15 simulazioni numeriche

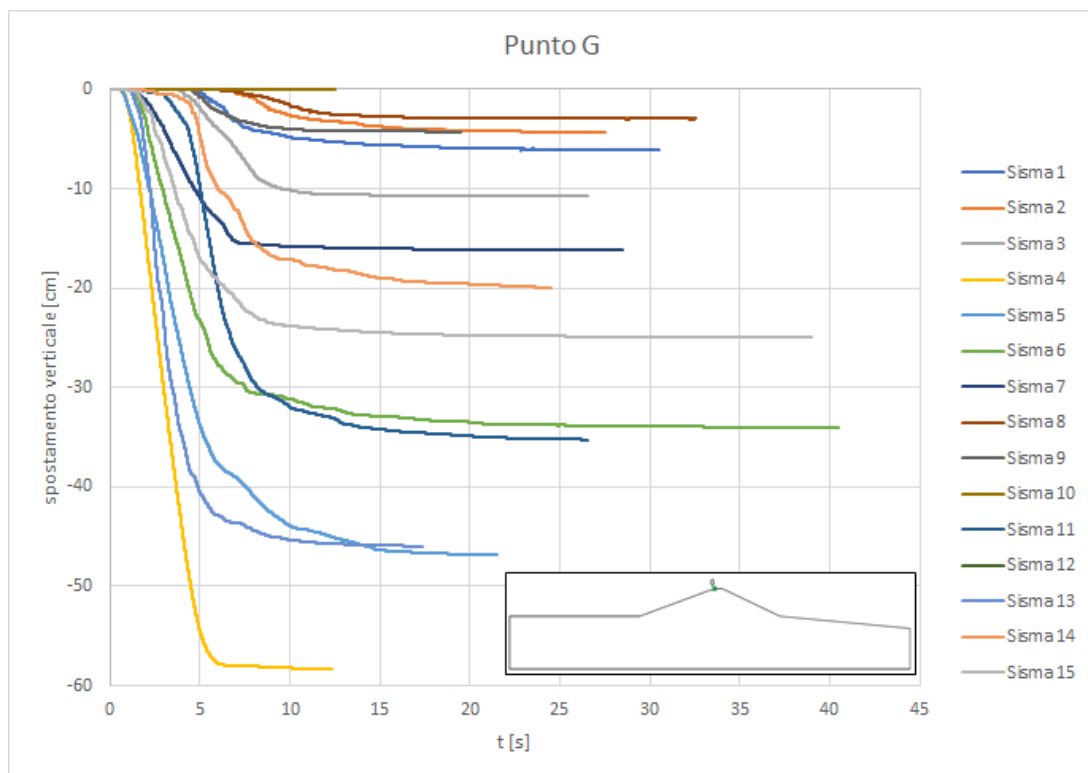


Figura 5.26 Andamento nel tempo degli spostamenti verticali registrati nel punto G per le 15 simulazioni numeriche

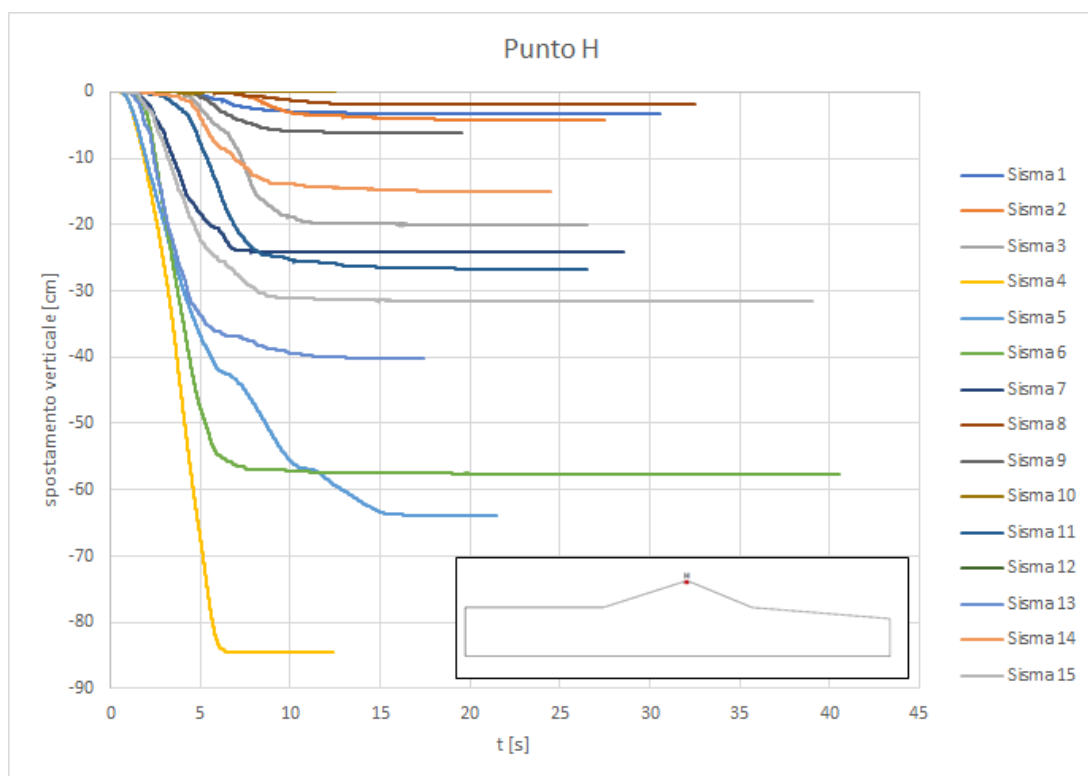


Figura 5.27 Andamento nel tempo degli spostamenti verticali registrati nel punto H per le 15 simulazioni numeriche

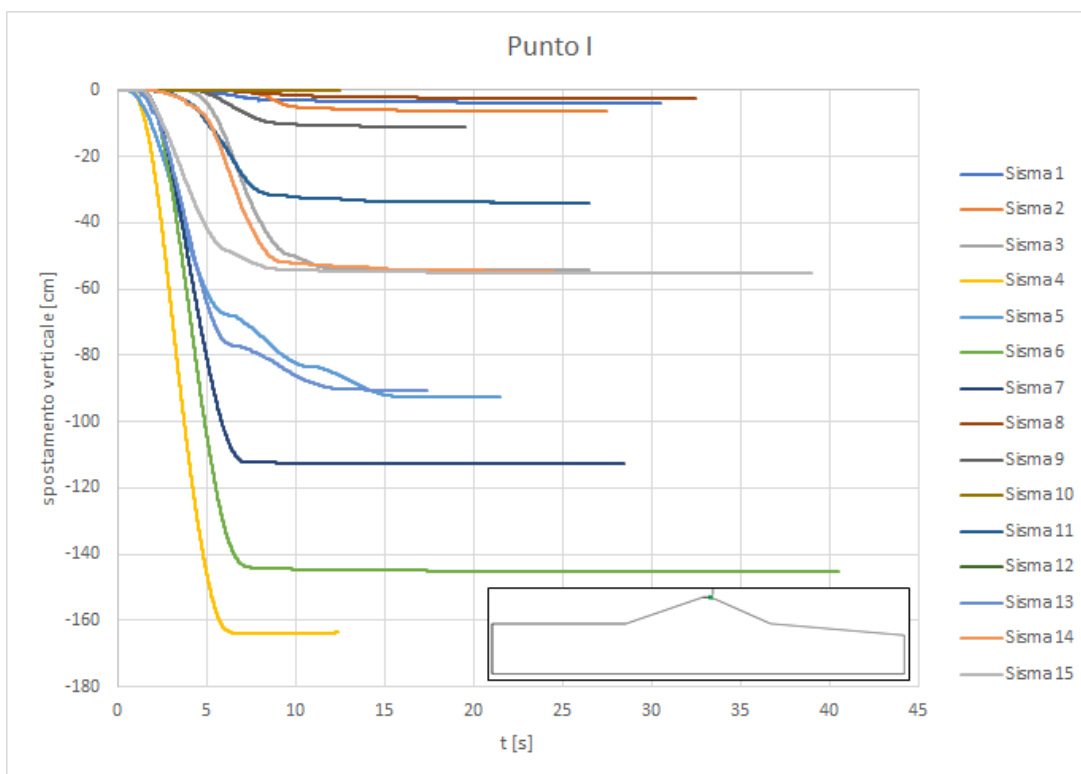


Figura 5.28 Andamento nel tempo degli spostamenti verticali registrati nel punto I per le 15 simulazioni numeriche

Dall'analisi dei dati ottenuti dalle simulazioni numeriche si è scelto di definire per ogni evento sismico due valori rappresentativi in termini di spostamento orizzontale e cedimento verticale permanenti dovuti alla sollecitazione dinamica. Nello specifico per la valutazione dello spostamento orizzontale permanente rappresentativo dell'evento si è scelto di considerare il valore medio dei punti interni al blocco potenzialmente instabile, a seguito dell'individuazione di una potenziale superficie di scivolamento tramite il parametro SSI (Shear Strain Increment).

Per la definizione di un valore rappresentativo in termini di cedimento permanente del coronamento, si è scelto di considerare un valore medio tra quelli registrati nei 3 punti di controllo posti sul coronamento.

I valori numerici sono riportati in Tabella 5.1.

Sisma	Spost. orizzontale u [cm]	Cedimento verticale w [cm]
Sisma 1	7.48	-4.41
Sisma 2	10.33	-5
Sisma 3	51.61	-15.37
Sisma 4	171.49	-71.41
Sisma 5	102.55	-67.81
Sisma 6	143.25	-45.82
Sisma 7	105.76	-20.15
Sisma 8	5.88	-2.37
Sisma 9	12.25	-7.13
Sisma 10	0.09	-0.49
Sisma 11	40.7	-31.95
Sisma 12	183.52	-100.2
Sisma 13	93.47	-43.07
Sisma 14	58.23	-17.49
Sisma 15	60.4	-28.31

Tabella 5.1 Risultati numerici di spostamenti verticali e orizzontali

5.3 Confronto tra i risultati delle analisi numeriche e formulazioni empiriche

I risultati delle analisi numeriche, in termini di spostamenti orizzontali del paramento di valle e di cedimenti del coronamento sono stati messi a confronto con i risultati ottenuti dall'utilizzo di correlazioni empiriche presenti in letteratura.

Nello specifico, per gli spostamenti verticali si è fatto riferimento alla relazione empirica proposta da Swaisgood (2003), secondo cui:

$$\Delta_{\%} = \exp(6.07 \cdot PGA + 0.57 \cdot M - 8) \quad (Eq.5.1)$$

dove:

$\Delta_{\%}$ è il valore del cedimento del coronamento adimensionalizzato rispetto l'altezza del corpo diga e della fondazione

PGA è l'accelerazione di picco al suolo, espressa in g

M è la magnitudo

Dall'equazione *Eq.5.2*, dal quale si ottiene il valore percentuale di cedimento del coronamento, è possibile risalire al cedimento in centimetri, utilizzando la seguente equazione:

$$w = \frac{\Delta_{\%}}{100} \cdot H \quad (Eq. 5.2)$$

dove:

w è il cedimento espresso in centimetri

$\Delta_{\%}$ è il valore del cedimento percentuale

$H = h_{diga} + t_{fondazione}$ che nel caso in esame è pari a 3000 cm

Dall'utilizzo della correlazione empirica proposta da Swaisgood si ottengono i seguenti risultati:

Sisma	w [cm]
Sisma 1	3.53
Sisma 2	3.44
Sisma 3	2.25
Sisma 4	1.91
Sisma 5	4.88
Sisma 6	4.19
Sisma 7	3.44
Sisma 8	2.54
Sisma 9	2.01
Sisma 10	1.60
Sisma 11	8.19
Sisma 12	4.24
Sisma 13	6.18
Sisma 14	4.84
Sisma 15	4.64

Tabella 5.2 Valori empirici di spostamenti verticali ottenuti dall'utilizzo della correlazione empirica proposta da Swaisgood, 2003

È stata inoltre utilizzata una relazione basata sulla regressione lineare, nel piano logaritmico, tra i cedimenti del corpo diga e il valore di IM rappresentativo del moto sismico, nel caso in esame rappresentato dalla PGA.

$$\ln(w) = \ln(a) + b \ln(IM) \quad (Eq. 5.3)$$

dove:

a e b sono i due coefficienti di correlazione, cioè rispettivamente l'intercetta e il coefficiente angolare della retta di regressione lineare tra cedimenti e IM

IM è il parametro di intensità rappresentativo del moto sismico, nel caso in esame la PGA

I valori di a e b , ricavati come descritto successivamente nel paragrafo 6.1.2 e mostrato in Allegato G, risultano essere pari a:

$$a = 6.7327, b = 1.5638$$

Dall'inversione della *Eq. 5.3*, si ottiene la relazione empirica utilizzata (*Eq. 5.4*) e tramite la quale si ottengono i risultati mostrati in Tabella 5.3.

$$w = \exp(a) \cdot IM^b \quad (Eq. 5.4)$$

Sisma	w [cm]
Sisma 1	15.89
Sisma 2	14.52
Sisma 3	13.29
Sisma 4	16.54
Sisma 5	17.93
Sisma 6	18.98
Sisma 7	11.74
Sisma 8	8.48
Sisma 9	8.25
Sisma 11	77.34
Sisma 12	37.73
Sisma 13	48.70
Sisma 14	34.92
Sisma 15	24.87

Tabella 5.3 Valori empirici di spostamenti verticali ottenuti dall'utilizzo della correlazione empirica di regressione lineare, IM=PGA

In Figura 5.29 è possibile osservare il confronto tra le due precedenti correlazioni empiriche adottate, in relazione ai risultati ottenuti dalle analisi numeriche.

Si osserva che la relazione proposta da Swaisgood sottostima i valori di cedimento, probabilmente a causa del fatto che l'autore ha sviluppato la relazione empirica in riferimento a opere di grandi dimensioni e soggette ad eventi sismici di una certa entità;

condizioni differenti dal caso in esame in cui si analizza il comportamento di una piccola diga sita in una zona a basso rischio sismico.

D'altro canto, la correlazione empirica basata sulla regressione lineare tra cedimenti e PGA risulta essere più rappresentativa dello studio in oggetto.

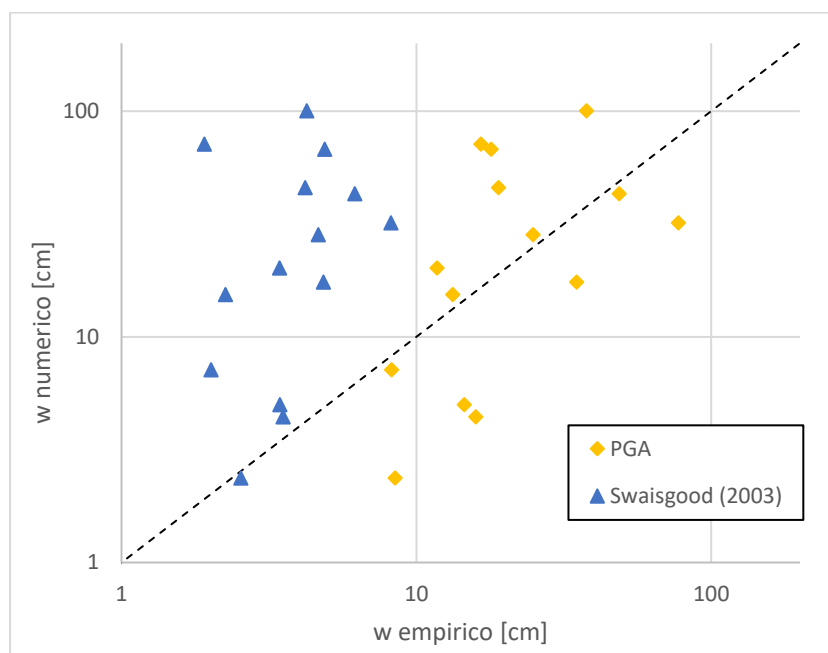


Figura 5.29 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici in termini di spostamenti verticali

Lo stesso approccio è stato utilizzato per gli spostamenti orizzontali del paramento di valle. In riferimento ai risultati ottenuti dalle analisi numeriche, si è scelto di relazionare questi ultimi ai valori di spostamento ricavati da due correlazioni empiriche proposte da Blake et al. (2002) e da Newmark (1965), espresse rispettivamente dalla Eq.5.5 e Eq.5.7:

$$u = k_{max} \cdot D_{5-95} \cdot 10^{1.87 - \frac{3.477k_y}{k_{max}}} \quad (Eq. 5.5)$$

dove:

$k_{max} = \frac{PGA}{g}$ è la massima accelerazione

k_y è l'accelerazione critica del pendio, nel caso in esame assunta pari a 0

D_{5-95} è la durata significativa dello scuotimento, calcolata come:

$$D_{5-95} = \ln \left[\frac{\left(\frac{\exp(5.04 + 0.851(M - 6))}{10^{1.5M - 16.05}} \right)^{-\frac{1}{3}}}{15.7 \cdot 10^6} + 0.063(r - 10) \right] + 0.8664 \quad (Eq. 5.6)$$

dove:

M è la magnitudo

r è la distanza epicentrale (l'equazione è valida per $r \geq 10 \text{ km}$)

$$u = \frac{0.5v_{max}^2}{a_{max}} \left(\frac{a_c}{a_{max}} \right)^{-2} \quad (Eq. 5.7)$$

dove:

v_{max} è il valore di velocità massima dell'evento sismico

a_{max} è il valore di accelerazione massima dell'evento sismico

a_c è il valore di accelerazione critica del pendio

Il valore di a_c accelerazione critica del pendio è stato calcolato tramite un'analisi pseudo-statica della struttura in esame, tramite l'utilizzo del software *Slide*. Dall'analisi è stato ricavato un valore pari a:

$$a_c = 0.122 \text{ g}$$

Dall'utilizzo delle correlazioni empiriche sopra citate si ottengono i seguenti risultati:

Sisma	u [cm] Blake et al.	u [cm] Newmark
Sisma 1	1.06	1.20
Sisma 2	2.97	0.93
Sisma 3	0.88	1.49
Sisma 4	1.42	4.07
Sisma 5	2.24	2.23
Sisma 6	3.77	9.75
Sisma 7	0.45	0.52
Sisma 8	0.96	0.54
Sisma 9	0.65	0.64
Sisma 11	1.62	17.60
Sisma 12	4.26	5.35
Sisma 13	1.44	85.25
Sisma 14	0.81	8.82
Sisma 15	3.15	17.03

Tabella 5.4 Valori empirici di spostamenti orizzontali ottenuti dall'utilizzo delle correlazioni empiriche proposte da Blake (2002) e Newmark (1965)

È stata inoltre utilizzata una relazione basata sulla regressione lineare, nel piano logaritmico, tra gli spostamenti orizzontali del paramento di valle e il valore di IM rappresentativo del moto sismico, nel caso in esame rappresentato dalla PGV.

$$\ln(u) = \ln(a) + b \ln(IM) \quad (Eq. 5.8)$$

dove:

a e b sono i due coefficienti di correlazione, cioè rispettivamente l'intercetta e il coefficiente angolare della retta di regressione lineare tra cedimenti e IM

IM è il parametro di intensità rappresentativo del moto sismico, nel caso in esame la PGV

I valori di a e b , ricavati come descritto successivamente nel paragrafo 6.1.2 e mostrato in Allegato F, risultano essere pari a:

$$a = 2.5944, b = 1.0235$$

Dall'inversione della Eq.5.8, si ottiene la relazione empirica utilizzata (Eq.5.9) e tramite la quale si ottengono i risultati mostrati in Tabella 5.5.

$$u = \exp(a) \cdot IM^b \quad (Eq. 5.9)$$

Inoltre, volendo tenere in considerazione che l'entità degli spostamenti orizzontali del paramento di valle dipendono dall'instaurarsi di un meccanismo di instabilità del pendio, si è scelto di procedere con una regressione vettoriale per la scelta dei parametri di intensità che meglio rappresentano il potenziale distruttivo dell'evento sismico. L'equazione utilizzata per la regressione vettoriale ha la seguente forma:

$$\ln(u) = \ln(a) + b_1 \ln(IM_1) + b_2 \ln(IM_2) \quad (Eq. 5.10)$$

dove:

a , b_1 e b_2 sono i coefficienti di correlazione della regressione vettoriale tra spostamenti orizzontali e IM

IM_1 è il parametro primario di intensità rappresentativo del moto sismico, nel caso in esame la PGV

IM_2 è il parametro secondario di intensità rappresentativo del moto sismico, nel caso in esame la $k_c = \frac{PGA}{a_c}$

I valori di a , b_1 e b_2 risultano essere pari a:

$$a = 2.9052, \quad b_1 = 0.84625, \quad b_2 = 0.34334$$

Dall'inversione della Eq.5.10, si ottiene la relazione empirica utilizzata (Eq.5.11) e tramite la quale si ottengono i risultati mostrati in Tabella 5.5.

$$u = \exp(a) \cdot IM_1^{b_1} \cdot IM_2^{b_2} \quad (Eq. 5.11)$$

Sisma	u [cm] PGV	u [cm] PGV,kc
Sisma 1	28.99	28.06
Sisma 2	26.16	25.12
Sisma 3	34.40	38.01
Sisma 4	53.39	66.67
Sisma 5	38.25	31.84
Sisma 6	79.81	64.19
Sisma 7	20.91	19.10
Sisma 8	23.68	21.63
Sisma 9	25.99	26.29
Sisma 11	68.19	89.69
Sisma 12	46.88	58.48
Sisma 13	177.86	167.60
Sisma 14	62.11	65.95
Sisma 15	97.19	81.63

Tabella 5.5 Valori empirici di spostamenti verticali ottenuti dall'utilizzo della correlazione empirica di regressione scalare e vettoriale, $IM_1=PGV$, $IM_2=kc$

In Figura 5.30 è possibile osservare il confronto tra le quattro precedenti correlazioni empiriche adottate, in relazione ai risultati ottenuti dalle analisi numeriche.

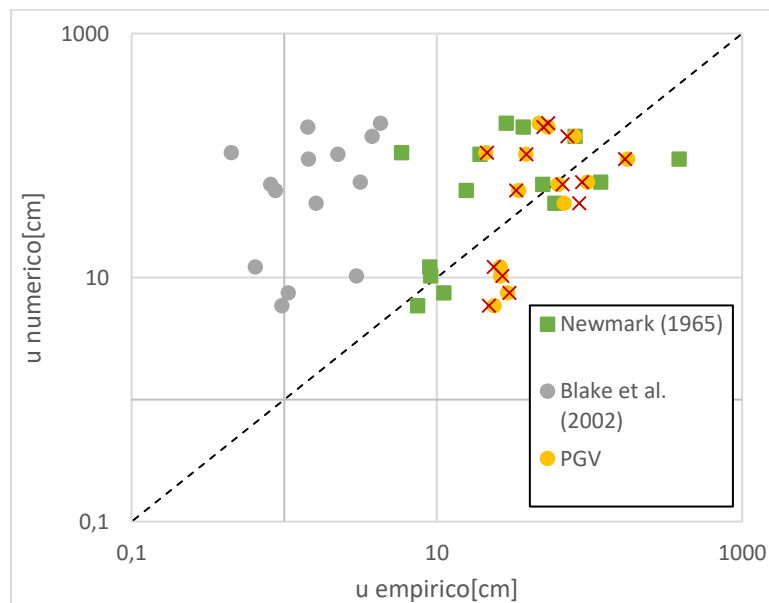


Figura 5.30 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici in termini di spostamenti orizzontali

Si osserva che la relazione proposta da Blake et al. sottostima i valori di spostamento, mentre la formulazione empirica di Newmark in alcuni casi sovrastima i valori di spostamento rispetto a quelli ottenuti dalle simulazioni numeriche.

D'altro canto, le correlazioni empiriche basate sulla regressione, scalare e vettoriale, tra spostamenti, PGV e k_c risultano essere le più rappresentative dello studio in oggetto, in quanto si avvicinano maggiormente alla retta a 45° presente nel grafico.

6. Curve di fragilità

Le curve di fragilità sono uno strumento di analisi di vulnerabilità di un sistema strutturale a seguito, nel caso in esame, di una sollecitazione sismica.

Definiti i livelli di danno relativi alla tipologia del sistema strutturale, le curve rappresentano la probabilità condizionata di eccedenza di ogni livello di danno in funzione di un parametro rappresentativo dell'input sismico.

Risulta quindi necessario conoscere:

- i valori soglia per ogni livello di danno, nel caso in esame in termini di spostamenti orizzontali del paramento di valle e cedimenti verticali del coronamento
- i parametri di scuotimento che meglio rappresentano il potenziale distruttivo del sisma
- i risultati delle analisi dinamiche in termini di cedimenti verticali e spostamenti orizzontali della struttura

Di norma le curve di fragilità vengono rappresentate su un piano che riporta la probabilità di superamento di un livello di danno (in ordinata) al variare del parametro di scuotimento (in ascissa).

Ogni curva è caratterizzata da due parametri statistici: il valore medio e la deviazione standard del logaritmo naturale del parametro di scuotimento e, matematicamente, è definita da:

$$P[D \geq d(IM)] = 1 - \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{d}{S_D} \right) \right] \quad (Eq. 6.1)$$

dove:

IM è il parametro di scuotimento

Φ è la funzione di distribuzione cumulativa lognormale

d è il parametro di risposta, nel caso in esame corrispondente allo spostamento

S_D è il valore medio del parametro di risposta associato alla soglia di danno

β_{ds} è la deviazione standard del danno

Il termine β_{ds} è calcolato, seguendo il metodo MH (*Technical Manual Hazus*), come:

$$\beta_{ds} = \sqrt{b_1^2 + b_2^2 + \beta_{D|IM}^2} \quad (Eq.6.2)$$

dove:

b_1 è la variabilità della soglia di danno del sistema strutturale, assunto pari a 0.4

b_2 è la capacità della struttura di resistere alla sollecitazione sismica, assunto pari a 0.25

$\beta_{D|IM}$ è la deviazione standard del parametro di risposta condizionata dal parametro di scuotimento

6.1 Scelta dei parametri di intensità IMs

Come precedentemente esposto, è necessario conoscere i parametri meglio correlati con la risposta del sistema alle sollecitazioni sismiche, espressa in termini di spostamenti orizzontali e di cedimenti verticali. A partire dai dati ottenuti dalle analisi numeriche (Tabella 5.1) e dai parametri di scuotimento degli input (Tabella 2.4 e Tabella 2.6), per il processo di selezione sono stati considerati i seguenti parametri:

- $\beta_{D|IM}$ (*efficiency*) che identifica la dispersione del danno stimato in funzione del parametro di intensità
- b (*practicality*) che identifica la correlazione tra il parametro di intensità e la risposta del sistema strutturale; operativamente corrisponde alla pendenza della retta di regressione lineare dei dati
- ξ (*proficiency*) che rappresenta una misura composta della relazione esistente tra il parametro di intensità e la risposta del sistema strutturale. Questo parametro è definito come:

$$\xi = \frac{\beta_{D|IM}}{b} \quad (Eq.6.3)$$

Il parametro sismico ottimale è caratterizzato da una dispersione dei dati limitata e quindi da un basso valore di $\beta_{D|IM}$ (*efficiency*) e da una retta di regressione lineare con pendenza elevata, cui corrisponde un alto valore di b (*practicality*). Da ciò ne deriva che è il criterio di selezione può basarsi sulla valutazione di ξ (*proficiency*) in quanto, essendo una misura combinata dei due indici, bassi valori di questo parametro identificano una buona correlazione in termini di pendenza della retta di regressione lineare oltre che da una moderata dispersione dei dati.

Nel caso in esame sono stati analizzati 17 parametri di intensità sismica in relazione agli spostamenti orizzontali e verticali ottenuti dalle simulazioni numeriche. Da questi, seguendo il criterio sopra citato, sono stati scelti 4 IMs per gli spostamenti verticali e 4 IMs relativi agli spostamenti orizzontali.

6.1.1 IMs per gli spostamenti orizzontali

I risultati delle simulazioni numeriche in termini di spostamenti orizzontali del paramento di valle sono stati relazionati ai parametri di intensità rappresentativi dei quindici input sismici selezionati ed impiegati nelle analisi. Disponendo i dati in un grafico bi-logaritmico, sono stati calcolati per ogni IM i valori di pendenza della retta di regressione lineare b (*practicality*), di dispersione dei dati $\beta_{D|IM}$ (*efficiency*) e di dispersione modificata ξ (*proficiency*). I risultati di tale analisi statistica sono mostrati in Figura 6.1. La rappresentazione grafica delle procedure di regressione lineare effettuata per ogni IM è contenuta in Allegato F.

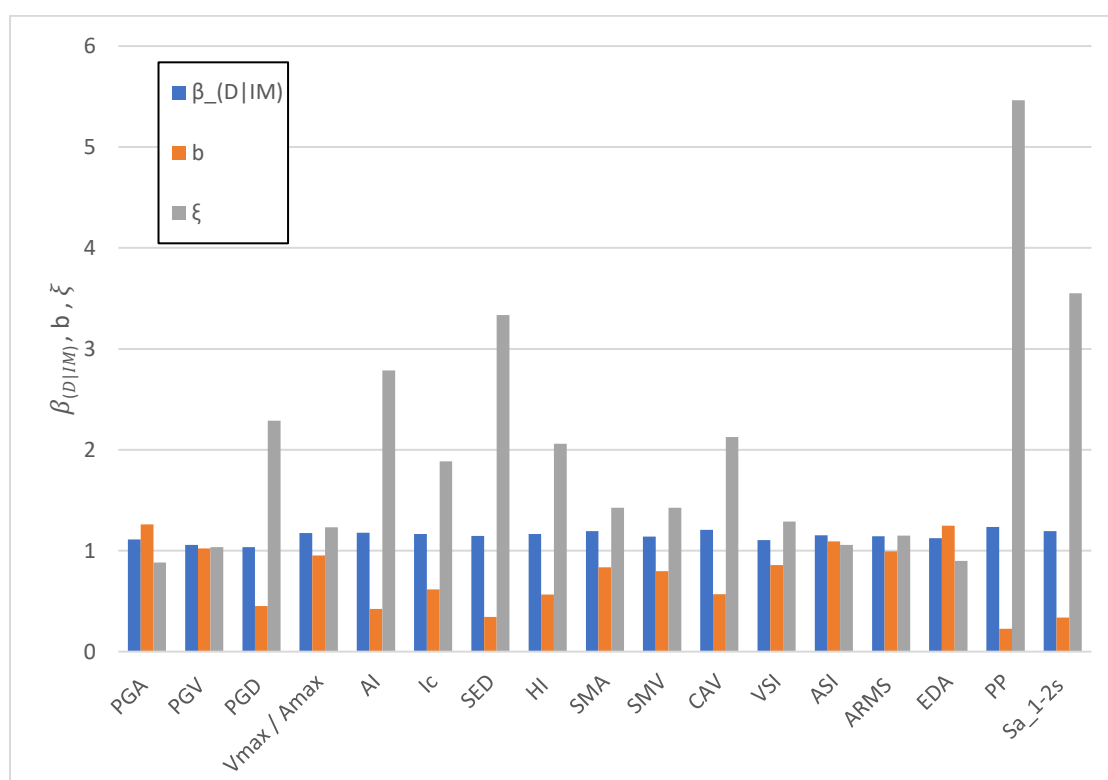


Figura 6.1 Risultati delle regressioni lineari tra IMs e spostamenti orizzontali

Vengono quindi individuati i seguenti parametri di intensità sismica che meglio identificano il potenziale distruttivo del sisma, in termini di spostamenti orizzontali:

- PGA Peak Ground Acceleration
- EDA Effective Design Acceleration
- ASI Acceleration Spectrum Intensity
- Arms Acceleration RMS

Identificati dai seguenti parametri di regressione:

IM	$\beta_{D IM}$	b	ξ
PGA	1.112	1.260	0.882
EDA	1.123	1.248	0.900
ASI	1.153	1.091	1.056
Arms	1.142	0.995	1.148

Tabella 6.1 Valori di *efficiency*, *practicality* e *proficiency* per gli IMs scelti (Spostamenti orizzontali)

6.1.2 IMs per gli spostamenti verticali

Allo stesso modo, i risultati delle simulazioni numeriche in termini di cedimenti del coronamento sono stati relazionati ai parametri di intensità all'interno di un grafico bi-logaritmico, dai quali sono stati identificati, per ogni IM, i valori di pendenza della retta di regressione lineare b (*practicality*), di dispersione dei dati $\beta_{D|IM}$ (*efficiency*) e di dispersione modificata ξ (*proficiency*). I risultati di tale analisi statistica sono mostrati in Figura 6.2. La rappresentazione grafica delle procedure di regressione lineare effettuata per ogni IM è contenuta in Allegato G.

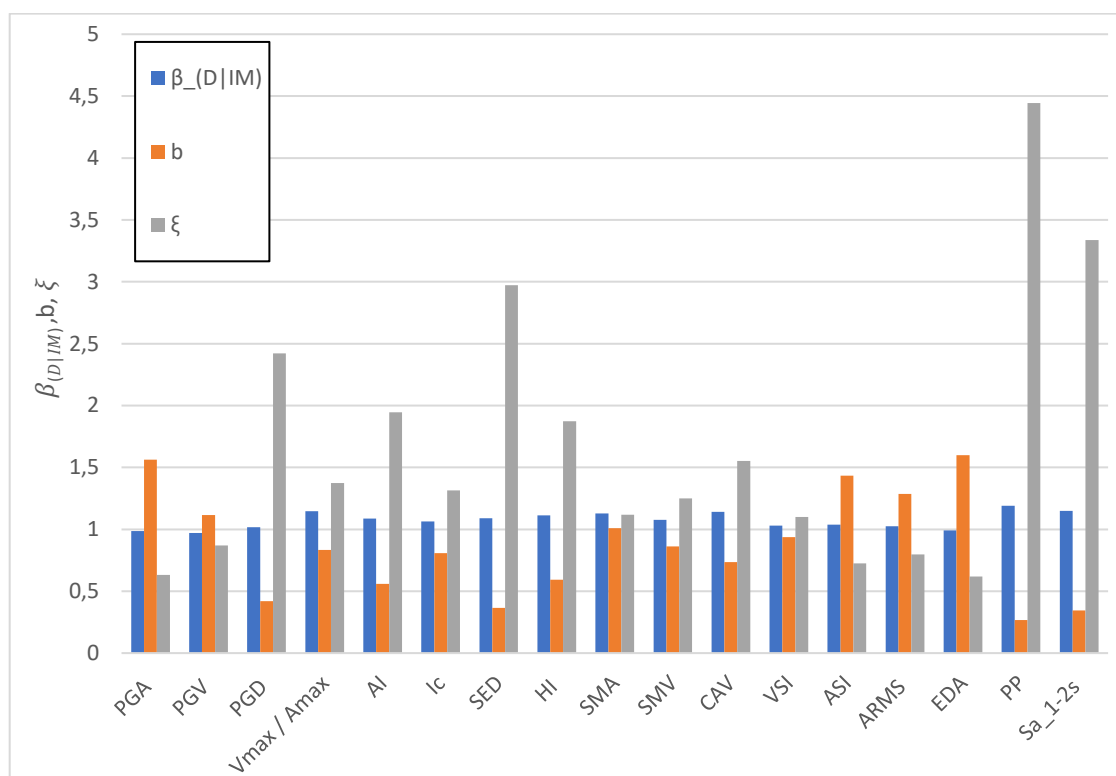


Figura 6.2 Risultati delle regressioni lineari tra IMs e spostamenti verticali

Vengono quindi individuati i seguenti parametri di intensità sismica che meglio identificano il potenziale distruttivo del sisma, in termini di spostamenti verticali:

- PGA Peak Ground Acceleration
- EDA Effective Design Acceleration
- ASI Acceleration Spectrum Intensity
- PGV Peak Ground Velocity

Identificati dai seguenti parametri di regressione:

IM	$\beta_{D IM}$	b	ξ
PGA	0.986	1.564	0.631
EDA	0.992	1.6	0.6198
ASI	1.037	1.433	0.724
PGV	0.969	1.116	1.869

Tabella 6.2 Valori di efficiency, practicality e proficiency per gli IMs scelti (Spostamenti verticali)

6.2 Curve di fragilità per gli spostamenti orizzontali

Preventivamente alla definizione delle curve di fragilità è necessario definire i valori soglia, in termini di spostamenti orizzontali del blocco instabile, identificativi dei livelli di danno.

A tale scopo si è fatto riferimento ai valori proposti da Idriss (1985) pari a:

- 15 cm per un livello di danno minimo
- 30 cm per un livello di danno medio
- 90 cm per un livello di danno elevato

Conoscendo i parametri di intensità sismica identificati come meglio correlati alla risposta della struttura in termini di spostamenti orizzontali, che sono PGA, EDA, ASI e PGV, si è proceduto alla rappresentazione delle curve di fragilità per ogni IM.

Di seguito si riportano i grafici di regressione lineare per i parametri scelti correlati ai tre valori di soglia del danno e le relative curve di fragilità ottenute.

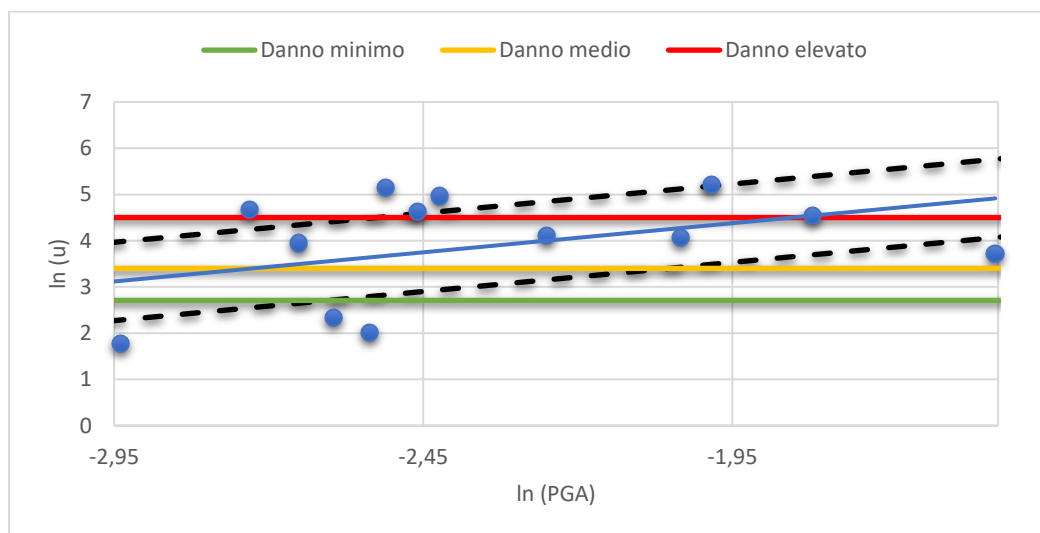


Figura 6.3 Regressione lineare PGA-spostamenti orizzontali

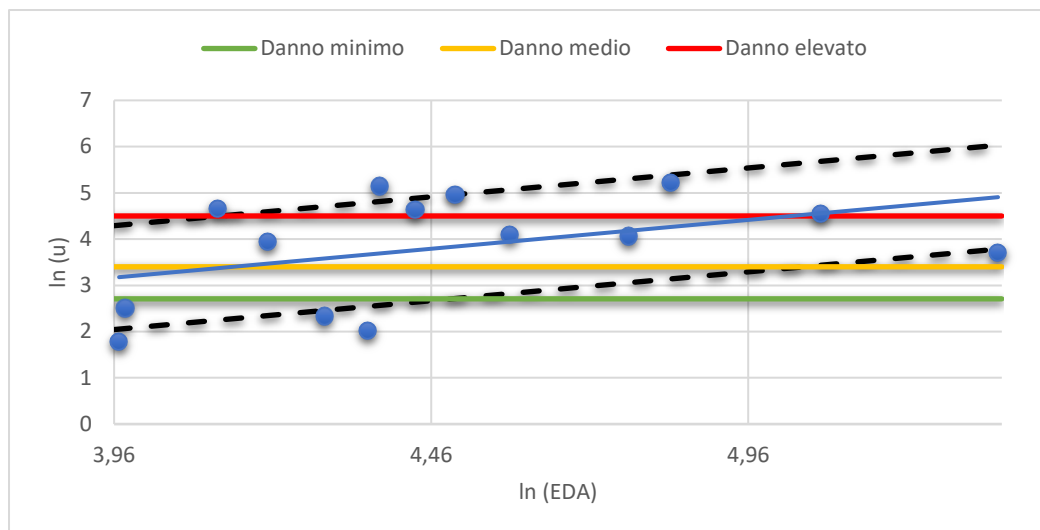


Figura 6.4 Regressione lineare EDA-spostamenti orizzontali

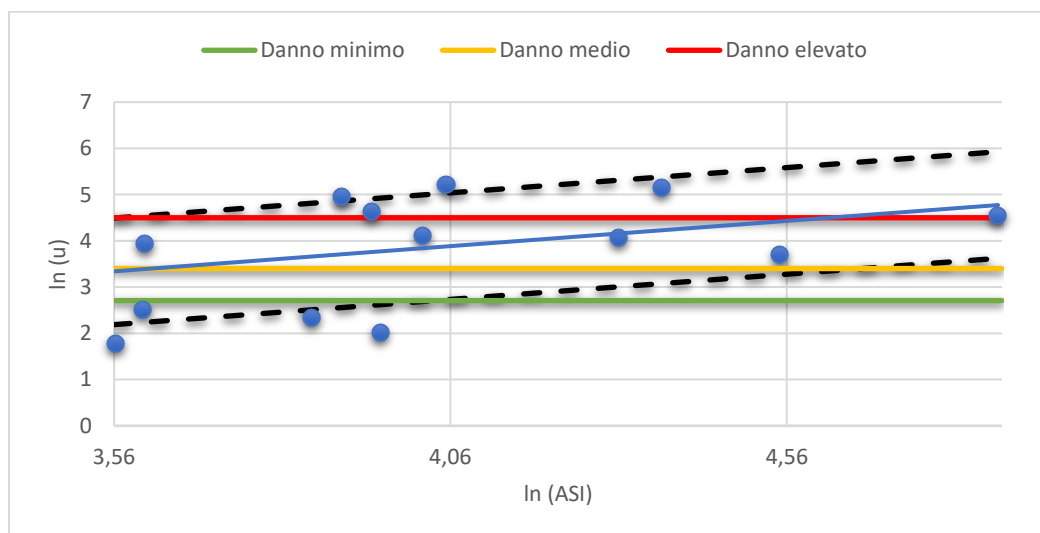


Figura 6.5 Regressione lineare ASI-spostamenti orizzontali

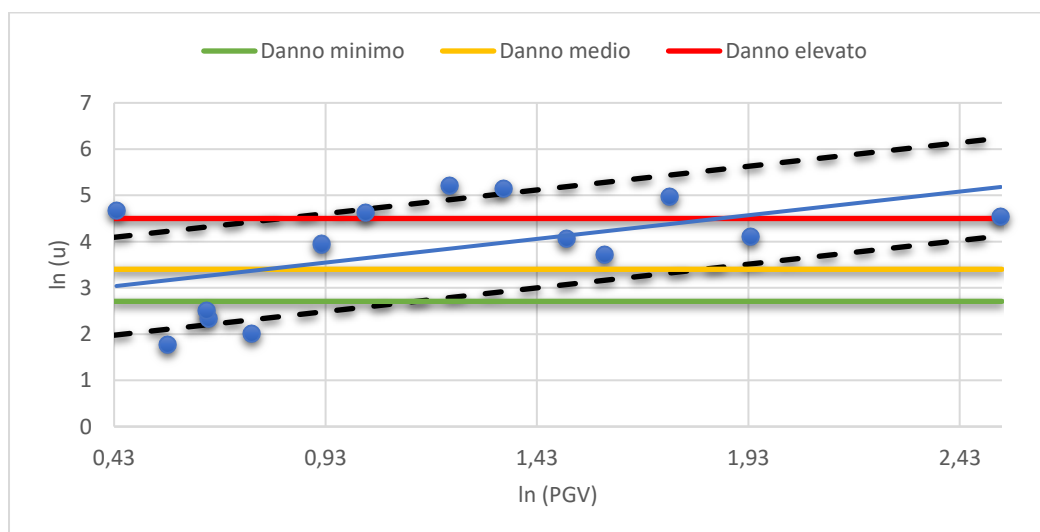


Figura 6.6 Regressione lineare PGV-spostamenti orizzontali

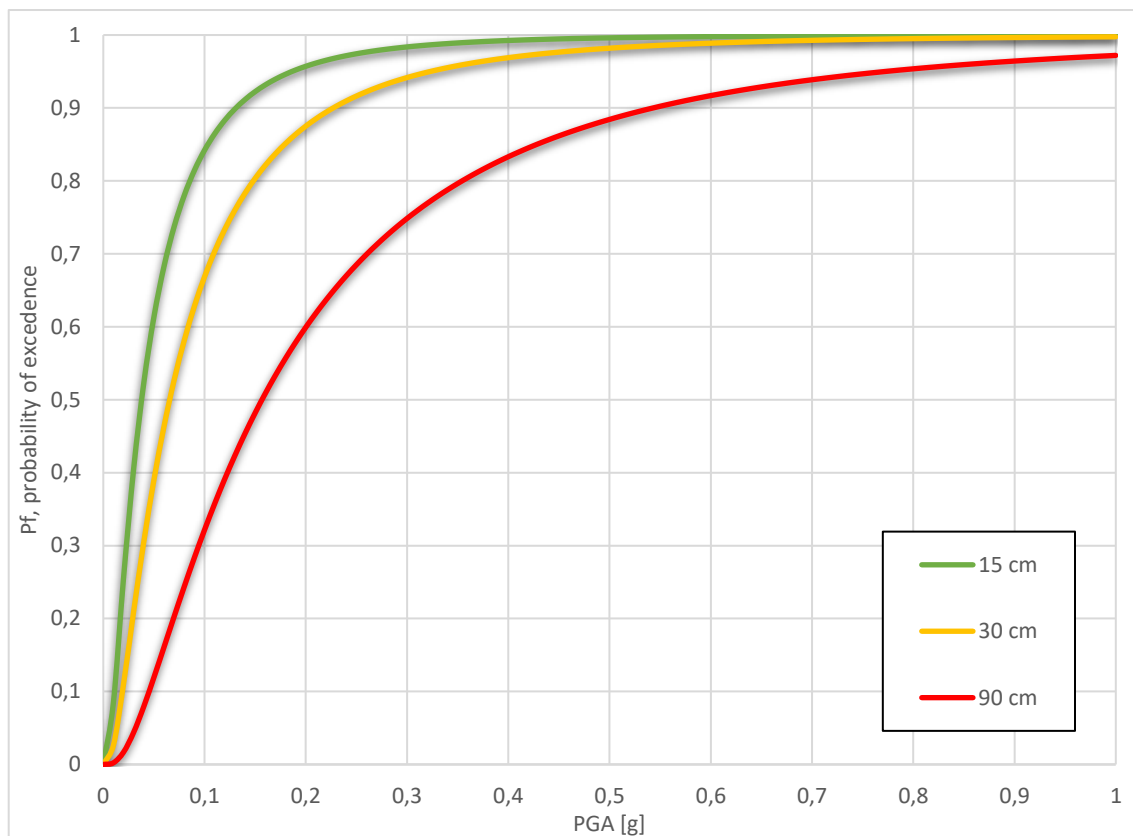


Figura 6.7 Curve di fragilità per la PGA, spostamenti orizzontali

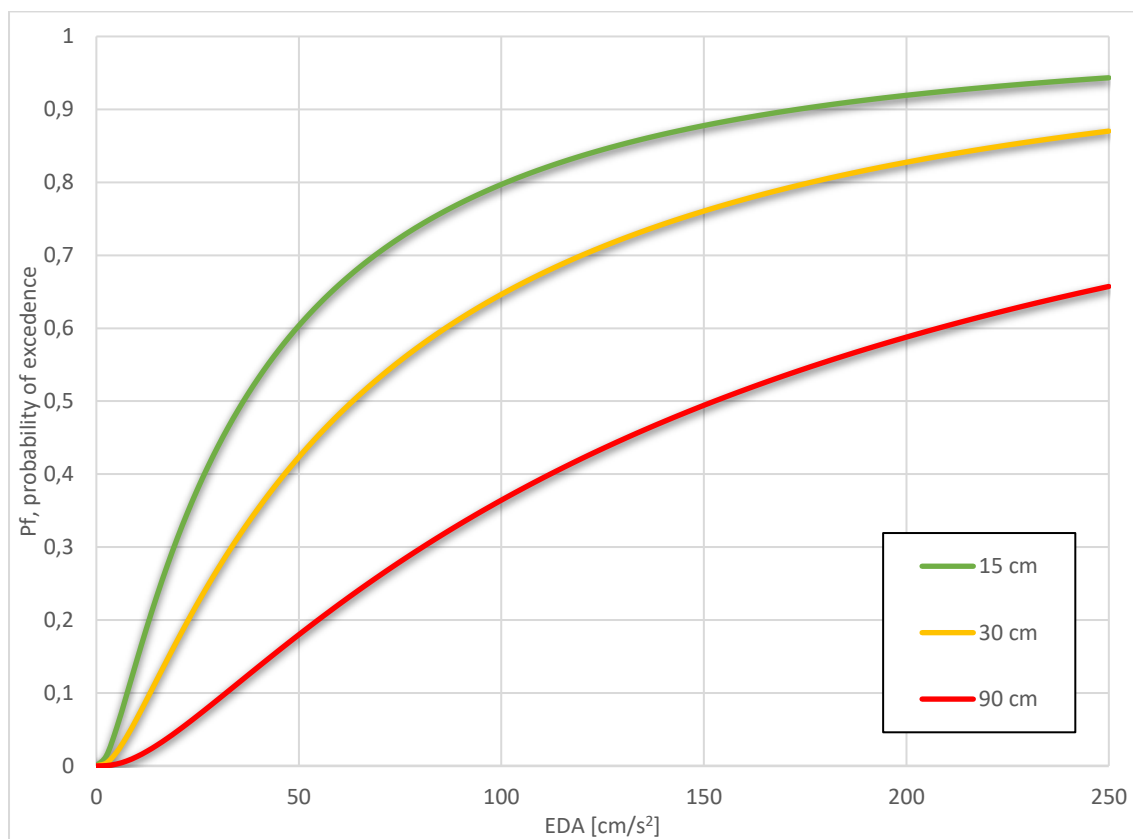


Figura 6.8 Curve di fragilità per la EDA, spostamenti orizzontali

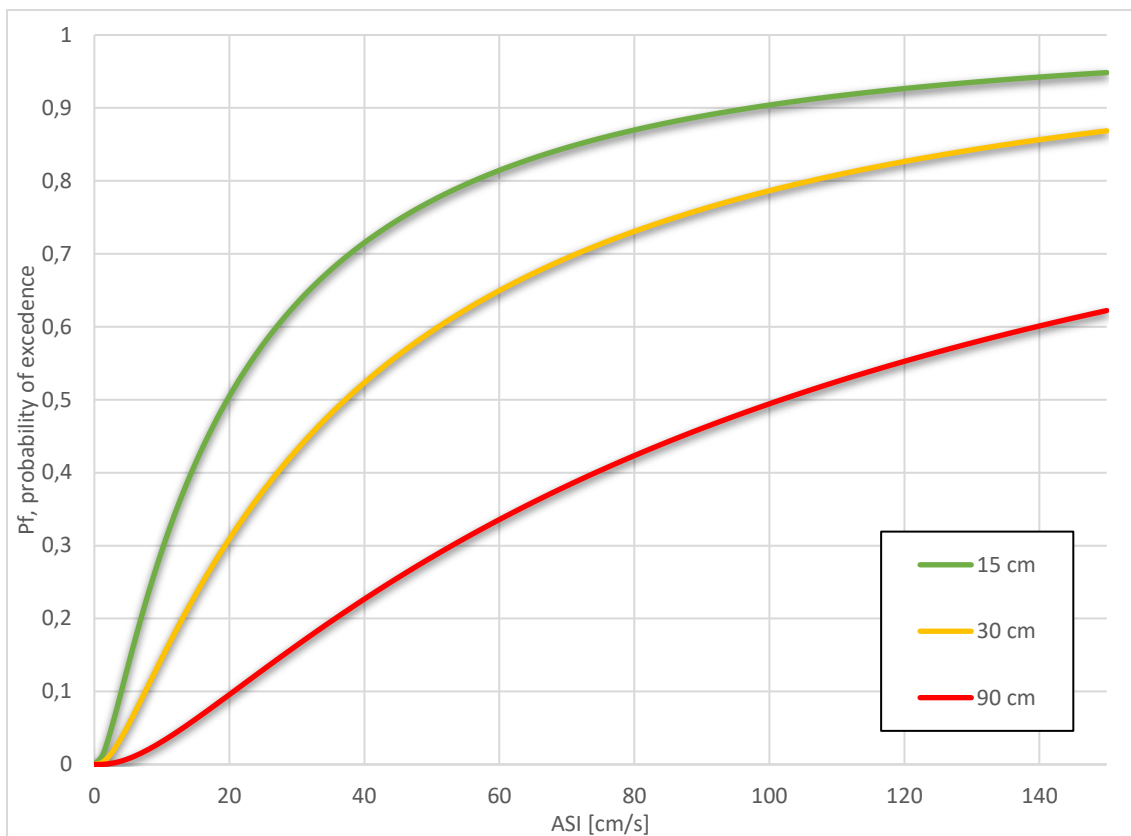


Figura 6.9 Curve di fragilità per la ASI, spostamenti orizzontali

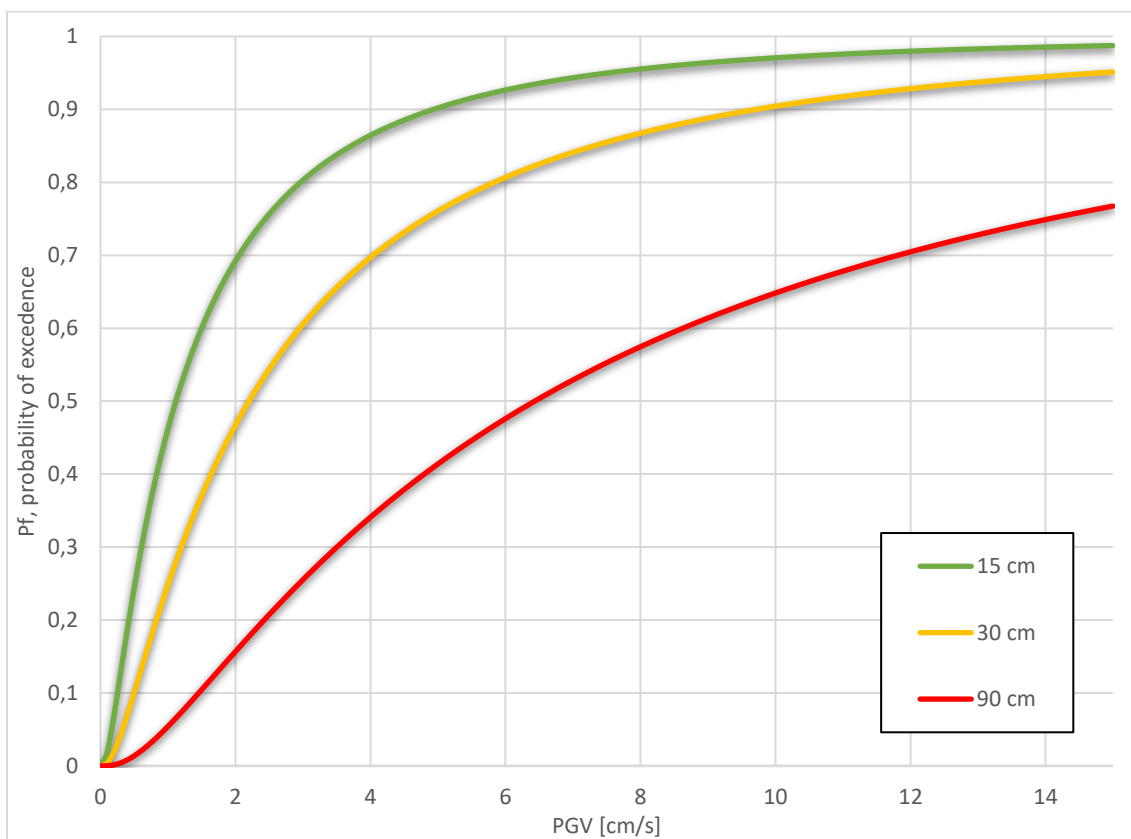


Figura 6.10 Curve di fragilità per la PGV, spostamenti orizzontali

6.3 Curve di fragilità per i cedimenti verticali

Per quanto riguarda la definizione dei valori soglia, identificativi dei 3 livelli di danno, in termini di cedimenti verticali del coronamento del rilevato, ci si avvale dei valori proposti da Swaisgood (2003).

I suddetti limiti sono espressi in percentuale rispetto l'altezza del corpo diga e lo spessore della fondazione della stessa, nello specifico:

- $0.1\% H$ per un livello di danno minimo
- $0.5\% H$ per un livello di danno medio
- $1\% H$ per un livello di danno elevato

Il valore di H è calcolato come:

$$H = h_{diga} + t_{fondazione} \quad (Eq. 6.4)$$

Nel caso in esame, considerando l'altezza del corpo diga pari a 11 metri e quella della fondazione sottostante pari a 19 metri, il valore di H risulta essere 30 metri.

Considerando inoltre che i valori limiti percentuali sono espressi come:

$$\Delta_{\%} = \frac{w}{H} \cdot 100 \quad (Eq. 6.5)$$

dove:

w è il valore di cedimento verticale espresso in cm

H come precedentemente definito, pari a 3000 cm

è stato possibile ricavare, per l'invaso in esame, i valori soglia in mm relativi alle 3 classi di danno, che risultano essere pari a:

- 3 cm per un livello di danno minimo
- 15 cm per un livello di danno medio
- 30 cm per un livello di danno elevato

Conoscendo i parametri di intensità sismica identificati come meglio correlati alla risposta della struttura in termini di cedimenti verticali, che sono PGA, EDA, ASI e Arms, si è proceduto alla rappresentazione delle curve di fragilità per ogni IM.

Di seguito si riportano i grafici di regressione lineare per i parametri scelti correlati ai tre valori di soglia del danno e le relative curve di fragilità ottenute.

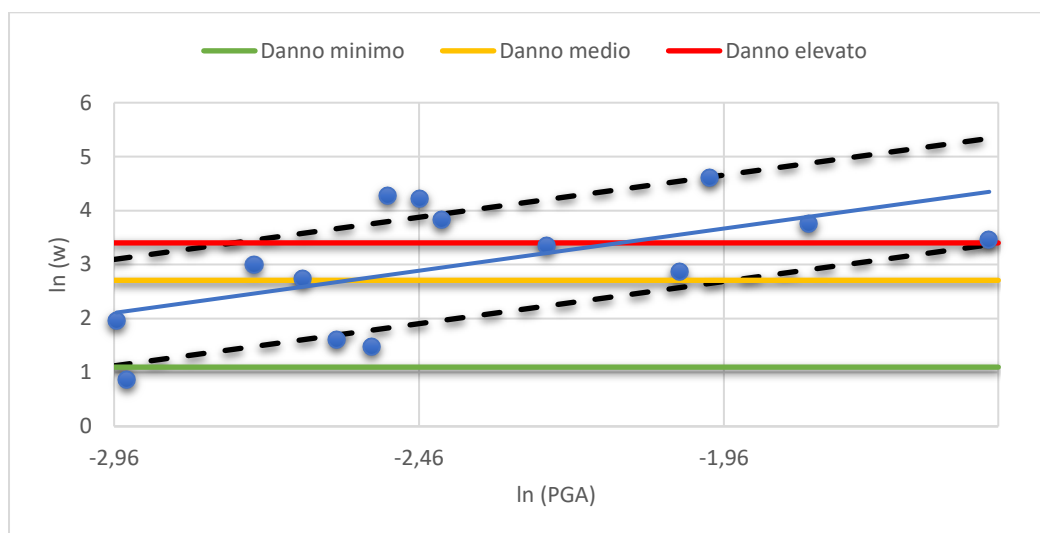


Figura 6.11 Regressione lineare PGA-spostamenti verticali

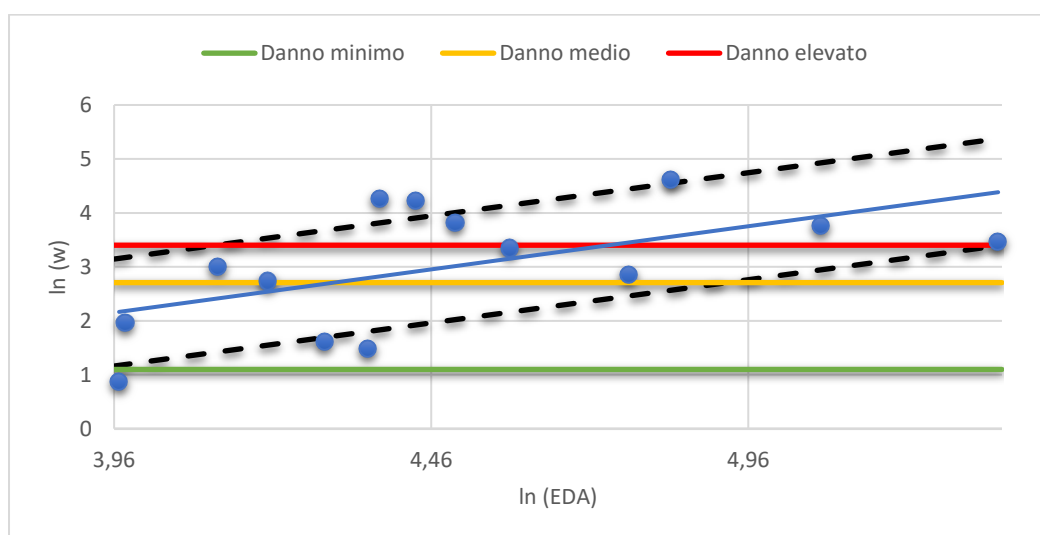


Figura 6.12 Regressione lineare EDA-spostamenti verticali

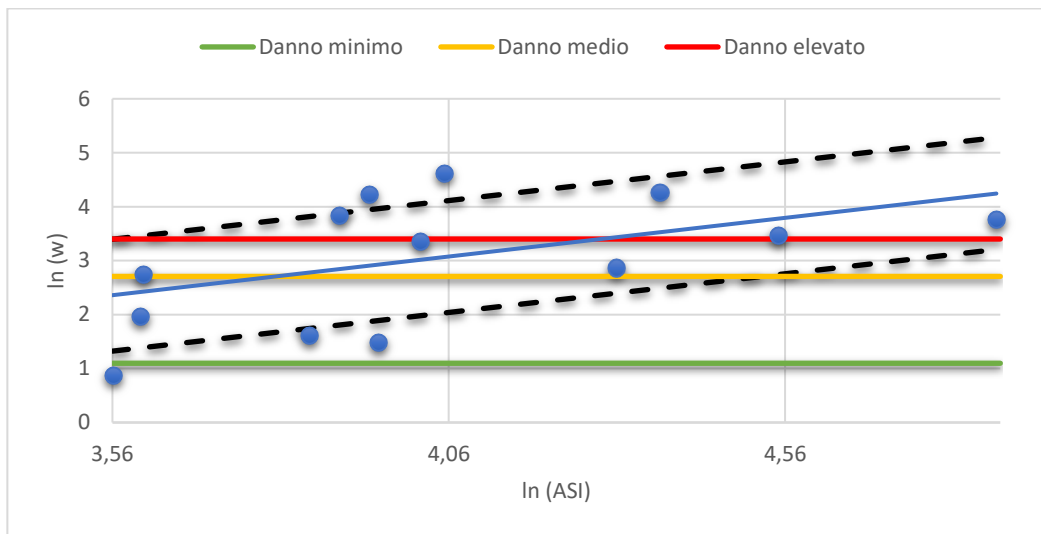


Figura 6.13 Regressione lineare ASI-spostamenti verticali

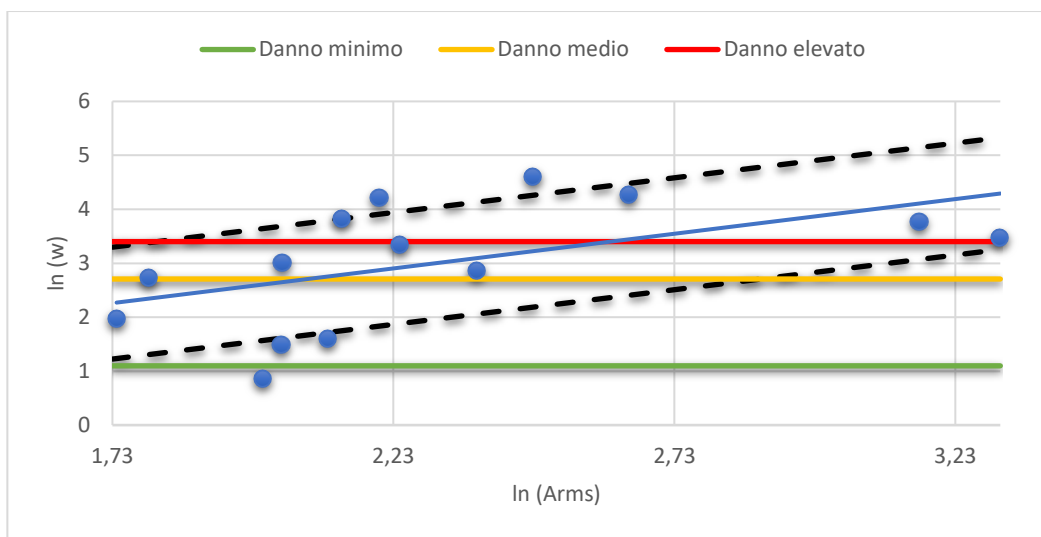


Figura 6.14 Regressione lineare Arms-spostamenti orizzontali

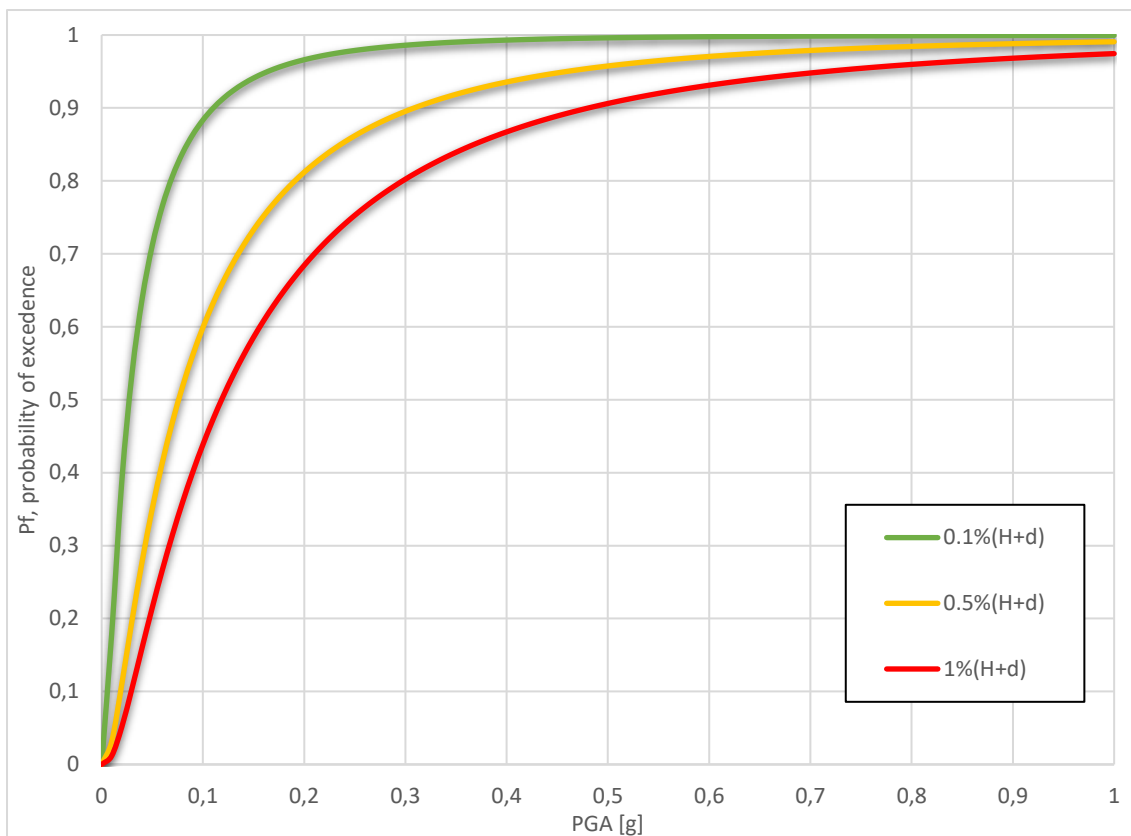


Figura 6.15 Curve di fragilità per la PGA, spostamenti verticali

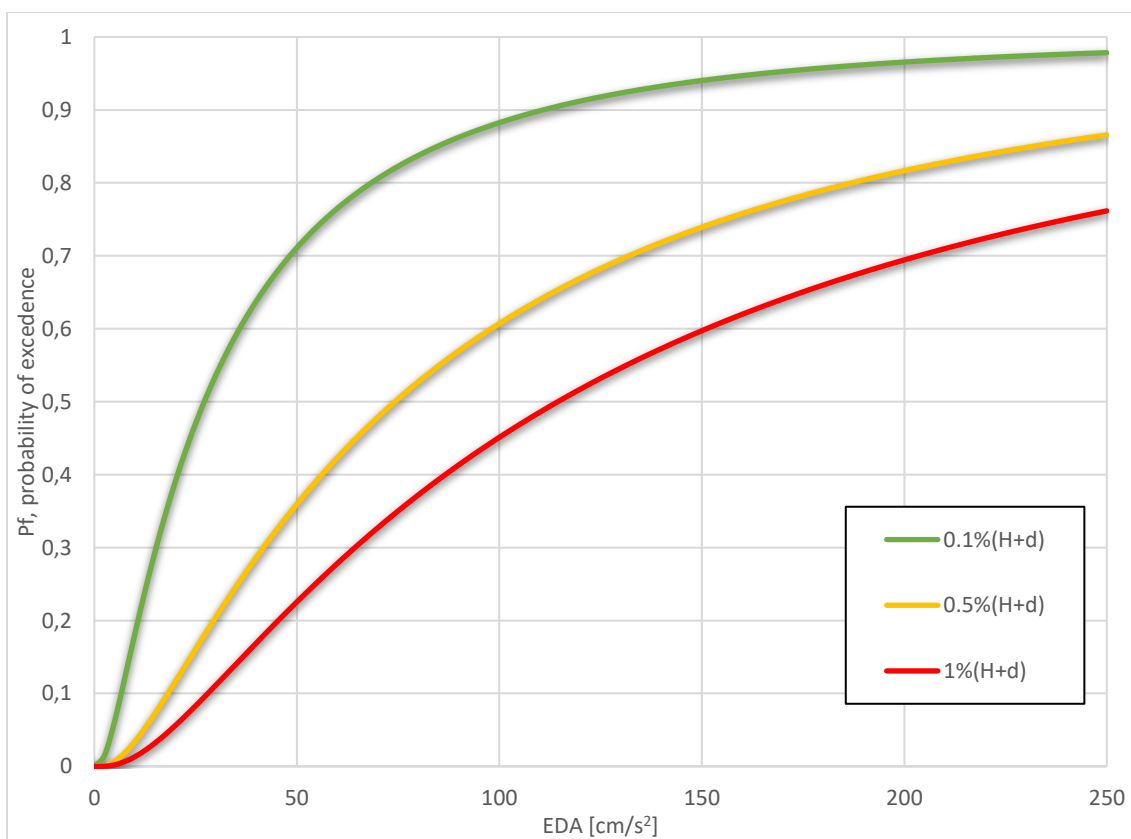


Figura 6.16 Curve di fragilità per la EDA, spostamenti verticali

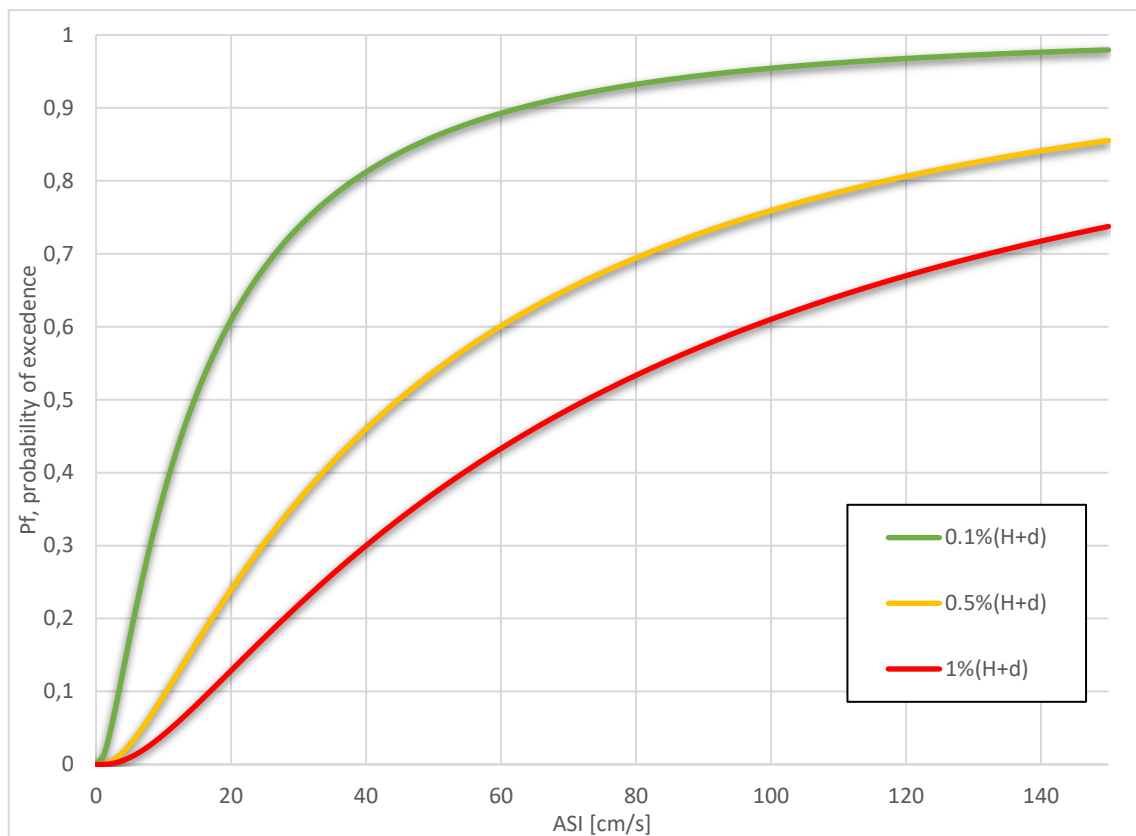


Figura 6.17 Curve di fragilità per la ASI, spostamenti verticali

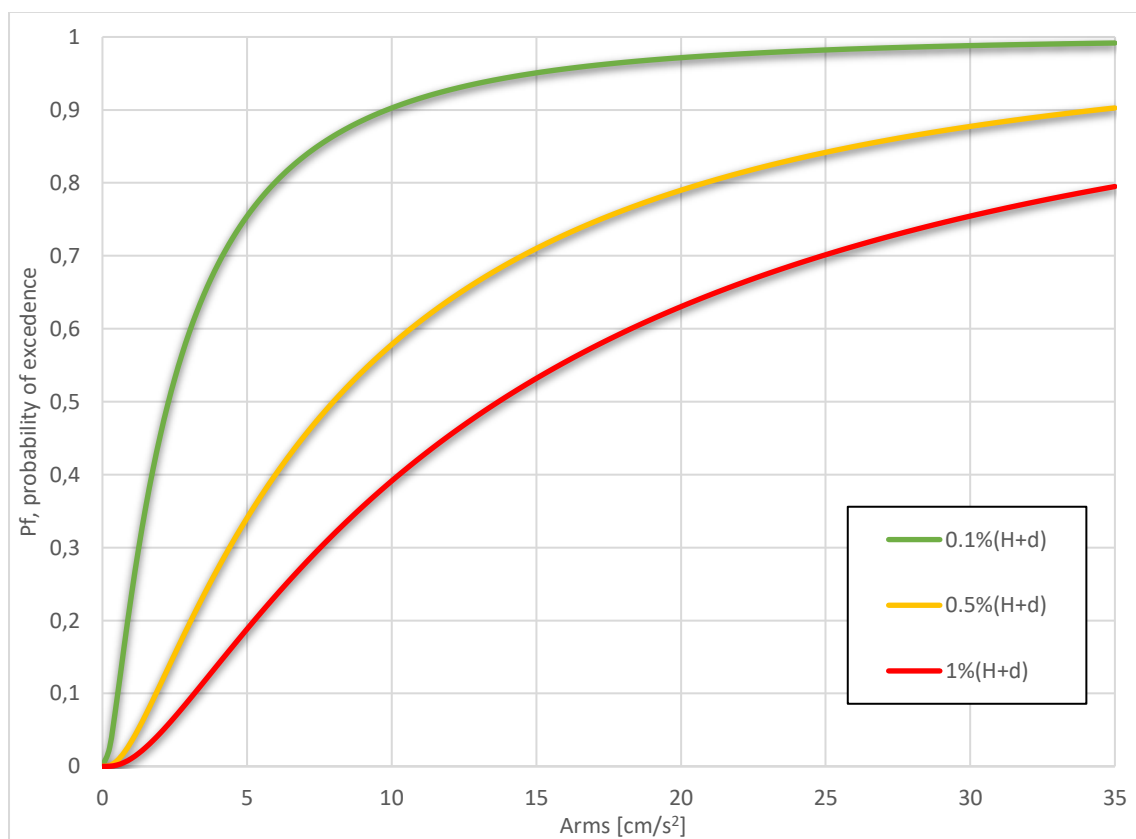


Figura 6.18 Curve di fragilità per la Arms, spostamenti verticali

Conclusioni

Nella tematica della salvaguardia del patrimonio infrastrutturale esistente, la rivalutazione della sicurezza sismica delle dighe in terra è un argomento di importanza rilevante, soprattutto se si tiene conto che la maggior parte di queste strutture sono state progettate e costruite in assenza di una normativa sismica di riferimento. Il presente lavoro di tesi analizza lo studio della vulnerabilità sismica di un invaso facente parte del progetto Italo-Francese “ReSba”.

Il comportamento dell’invaso in presenza di azioni sismiche è stato valutato per mezzo di analisi numeriche: metodo di analisi sempre più diffuso nella pratica ingegneristica grazie all’elevato numero di informazioni deducibili dalle analisi, nelle quali è possibile simulare il comportamento dei terreni in maniera realistica.

Sono state condotte analisi numeriche dinamiche non lineari accoppiate alle tensioni efficaci tramite l’utilizzo del software FLAC-2D. L’accoppiamento del comportamento tra scheletro solido e acqua è stato simulato tramite l’utilizzo del modello di Finn-Byrne, che nel caso analizzato è stato adottato per gli strati sabbiosi e limosi caratterizzati da bassi indici di plasticità.

Una fase preliminare alle analisi numeriche è stata finalizzata alla definizione delle proprietà dei terreni del corpo diga e della fondazione. Questo è stato ottenuto mediante l’interpretazione ed il confronto dei dati di una campagna di prove in situ e di laboratorio condotte nell’ambito del progetto ReSba sull’invaso in esame.

L’analisi dei risultati numerici, in termini di spostamenti orizzontali del paramento di valle e di cedimenti del coronamento permanenti, ha permesso di sviluppare le curve di Fragilità che rappresentano uno strumento semplice per la valutazione della vulnerabilità sismica dell’invaso in esame.

Queste curve rappresentano la probabilità di raggiungimento e/o eccedenza di un definito livello di danno in funzione di un parametro rappresentativo dell’intensità sismica. Nel caso in esame sono state rappresentate in totale otto curve di fragilità, quattro in termini di spostamenti orizzontali e altrettante quattro in termini di cedimenti del coronamento.

I parametri di intensità sismica, utilizzati per la definizione delle curve di fragilità sono risultati essere quelli meglio correlati con la risposta dell’invaso sulla base dei criteri di

“Efficiency”, “Practicality” e “Proficiency” descritti nel paragrafo 6.1. Tra i predetti parametri del moto sismico è stata sempre considerata la PGA, così da poter utilizzare direttamente le informazioni dedotte dagli studi di pericolosità sismica del sito in esame.

Considerando un valore medio tra l’accelerazione massima al suolo attesa fornita dallo studio condotto dall’INGV (67 cm/s^2) e da quella fornita dal progetto europeo SHARE (200 cm/s^2), la PGA per il comune di Briaglia viene assunta pari a 130 cm/s^2 .

In termini di spostamenti orizzontali, ad una $\text{PGA}=130 \text{ cm/s}^2$ corrisponde il 50% di raggiungimento per uno stato di danno elevato (90 cm), l’80% per danno medio (30 cm) e oltre il 90% per uno stato di danno minimo (15 cm).

In termini di cedimenti del coronamento, ad una $\text{PGA}=130 \text{ cm/s}^2$ corrisponde il 60% per uno stato di danno elevato (30 cm), circa l’80% per il raggiungimento di uno stato di danno medio (15 cm) e oltre il 90% per uno stato di danno minimo (3 cm).

Inoltre, sono stati effettuati dei confronti tra risultati numerici e i valori di spostamenti orizzontali e cedimenti del coronamento ottenuti tramite l’utilizzo di correlazioni empiriche di letteratura, con lo scopo di valutare la capacità di previsione.

In tale analisi sono state proposte delle relazioni empiriche, valutate mediante regressioni lineari tra spostamento e IM rappresentativo del moto sismico, che meglio prevedono la risposta dell’invaso in esame.

Lo studio effettuato rientra in un progetto che mira a valutare la vulnerabilità di diversi invasi dell’area Franco-Italiana mediante strumenti semplici e speditivi. Pertanto i risultati ottenuti nel presente studio saranno opportunamente combinanti con quelli relativi ad altri invasi.

Bibliografia

Amorosi A., Elia G., “Analisi dinamica accoppiata della diga Marana Capacciotti”, *Rivista Italiana di Geotecnica*, 2008

Ausilio E., Costanzo A., Tropeano G., Silvestri F., “Evaluation of seismic displacements of a naturale slope by simplified methods and dynamic analyses”, 2009

Barla M., Musso G., “Slides del corso di Numerical Methods for Geotechnical Engineering”, Politecnico di Torino, 2018

Blake T. F., “Recommended procedures for implementation of DMG special publication 117 guidelines for analyzing and mitigating landslide hazards in California”, 2002

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, “Norme Tecniche per le Costruzioni”, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, 2018

Cosentini R. M., Passeri F., Foti S., “A simplified Methodology for the Assessment of Seismic Risk Associated with Small Earth Dams”, *Geotechnical Research for Land Protecion and Development*, Politecnico di Torino, 2020

Cosentini R. M., Passeri F., Foti S., “Valutazione della vulnerabilità sismica di piccole dighe in terra nell’arco aplino della Regione Piemonte”, Politecnico di Torino, 2020

Costanzo D., “Slides del corso di Fondazioni”, Politecnico di Torino, 2018

Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency, Mitigation Division, “Technical Manual Hazus – MH 2.1”, Washington DC

Foti S., Cosentini R. M., “Slides del corso di Geotecnica Sismica”, Politecnico di Torino, 2018

Idriss M., “Evaluating seismic risk in engineering practice”, *11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco*, Balkema, Rotterdam, 1985

Itasca Consulting Group Inc., “Flac version 8.0”, Minneapolis, MN, USA, 2016

Jamiolkowski M., Lo Presti D. C. F., Manassero M., “Evaluation of Relative Density and Shear Strenght of Sands from CPT and DMT”, *Geotechnical Special Publication*, 2003

Lancellotta R., *Geotecnica, Zanichelli*, 2012

Lanzo G., Alcune considerazioni sulla rivalutazione della sicurezza sismica delle dighe in materiali sciolti”, *Atti Conferenze di Geotecnica di Torino – XXV Ciclo – Analisi e Progetto delle Opere Geotecniche in Zona Sismica*, Torino, 2018

Mancuso C., Amorosi A., “Perspectives in the analysis of the behaviour of earth dams”, *Relazione generale XXVI Convegno Nazionale di Geotecnica*, Roma, 2017

Marchetti S., “The flat dilatometer: design applications”, *3rd Geotechnical Engineering Conference*, Cairo University, 1997

Masini L., Rampello S., “The response of large homogeneous earth dams during severe seismic events”, 2017

Meehan C. L., Vahedifard F., “Evaluation of simplified methods for predicting earthquake-induced slope displacements in earth dams and embankments”, *Engineering Geology* 152, 2013

Padgett J. E., Nielson B. G., DesRoches R., “Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2008

Pirulli M., “Slides del corso di Stabilità dei pendii”, Politecnico di Torino, 2018

ReSba, “Resilienza sugli Sbarramenti. Descrizione tecnica di dettaglio. Progetto transfrontaliero Italia-Francia ALCOTRA. Regione Piemonte”, Torino, 2017

Rollins K., “Shear Modulus and Damping Relationship for Gravels”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Brigham Young University, 1998

Stokoe K.H., Darendeli M.B., Gilbert R.B., Gilbert R.B., Menq F.Y., Choi W.K., “Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves”, University of Texas, 2001

Swaigood J.R., “Embankment dam deformations caused by earthquakes”, *Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Colorado, 2003

Allegato A – Dati dei 15 input sismici selezionati

Di seguito si riportano i dati dei 15 input sismici impiegati nelle analisi numeriche dinamiche, in termini di distanza epicentrale, magnitudo, PGA e codice della stazione di registrazione.

	Codice stazione	d [km]	Mw	PGA [m/s ²]	Data evento
Sisma 1	ACC	22.1	5.4	79.11	26/10/2016
Sisma 2	UST	45.8	5.4	74.7	18/01/2017
Sisma 3	UST	21.2	4.7	70.58	10/04/2018
Sisma 4	VGL	25.8	4.3	81.17	07/06/1980
Sisma 5	ORT	33.6	5.9	85.5	07/05/1984
Sisma 6	NOT	48.3	5.6	88.6	13/12/1990
Sisma 7	CAG	16.2	5.5	65.2	14/10/1997
Sisma 8	MI05	26.4	5.1	52.9	09/04/2009
Sisma 9	PSC	21.2	4.7	52	16/02/2013
Sisma 10	CEY	21.3	4.2	61.11	22/05/1995
Sisma 11	RQT	16.7	5.4	217.67	26/10/2016
Sisma 12	RQT	37.9	5.1	137.78	18/01/2017
Sisma 13	LRS	18	5.5	161.95	09/09/1998
Sisma 14	RM13	15.6	5.4	130.92	07/04/2009
Sisma 15	SRT	36.9	5.6	105.36	13/12/1990

Tabella A.1 Dati dei 15 input sismici selezionati

Allegato B – Sondaggio S1

Si riporta di seguito il profilo stratigrafico del sondaggio S1, con relative profondità alle quali sono stati prelevati i campioni indisturbati utilizzati nelle successive prove di laboratorio.

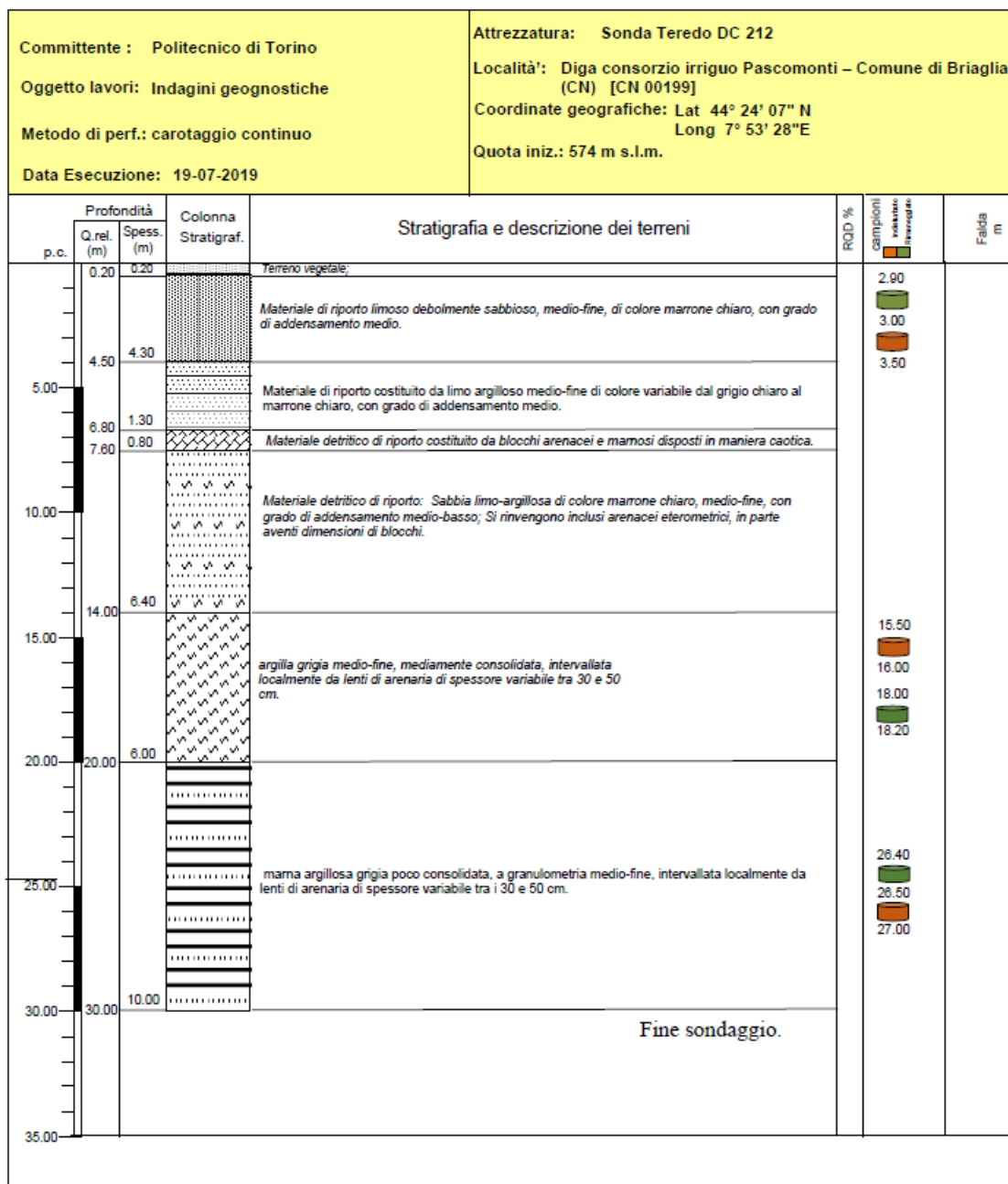


Figura A.1 Rendiconto delle operazioni del sondaggio S1

Allegato C – Curve di decadimento ricavate dalla letteratura impiegate nelle analisi numeriche

Si riportano di seguito le curve di decadimento da letteratura impiegate nell'analisi per gli strati in cui non sono state effettuate le prove di laboratorio di colonna risonante e taglio torsionale ciclico.

- **Layer Diga 2, Limo argilloso 4.5 ÷ 6.8 m**

Per lo strato in esame è stata impiegata la curva di decadimento proposta da Darendeli (2001), definita come:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{\left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a}$$

dove:

G è il modulo di Taglio

G_0 è il modulo di Taglio a piccole deformazioni

γ è la deformazione tangenziale

a parametro adimensionale, assunto pari a 0.919

γ_r è la deformazione tangenziale di riferimento

La deformazione tangenziale di riferimento γ_r , definito come valore di deformazione a taglio corrispondente a $\frac{G}{G_0} = 0.5$, è funzione del grado di sovraconsolidazione OCR , dell'indice di plasticità IP e dallo stato tensionale σ'_0 .

Nello specifico:

$$\gamma_r = (\phi_1 + \phi_2 \cdot IP \cdot OCR^{\phi_3}) \cdot \sigma_0'^{\phi_4}$$

dove:

$$\phi_1 = 0.0352$$

$$\phi_2 = 0.0010$$

$$\phi_3 = 0.3246$$

$$\phi_4 = 0.3483$$

$$IP = 10 \%$$

$$OCR = 0.5$$

$$\sigma'_0 = 0.5722 \text{ atm}$$

Si ottiene quindi un valore di deformazione a taglio di riferimento pari a $\gamma_r = 8.61 \cdot 10^{-3}$, ed una curva di decadimento mostrata in Figura A.2.

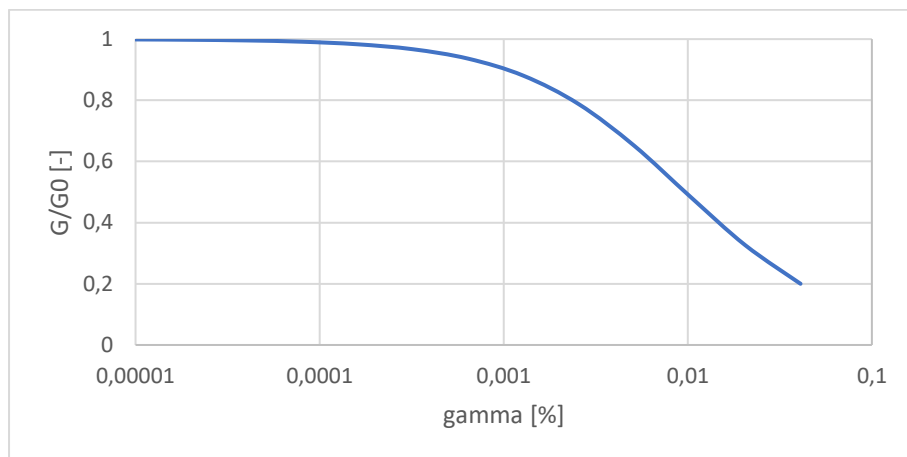


Figura A.2 Curva di decadimento del modulo G, Darendeli (2001)

- **Layer Diga 3, Blocchi di arenaria 6.8 ÷ 7.6 m**

Per lo strato in esame è stata impiegata la curva di decadimento proposta da Rollins et al. (1998), definita come segue:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{[1 + 20\gamma(1 + 10^{-10\gamma})]}$$

dove:

G è il modulo di Taglio

G_0 è il modulo di Taglio a piccole deformazioni

γ è la deformazione tangenziale

La curva di decadimento ha il seguente andamento, mostrato in Figura A.3.

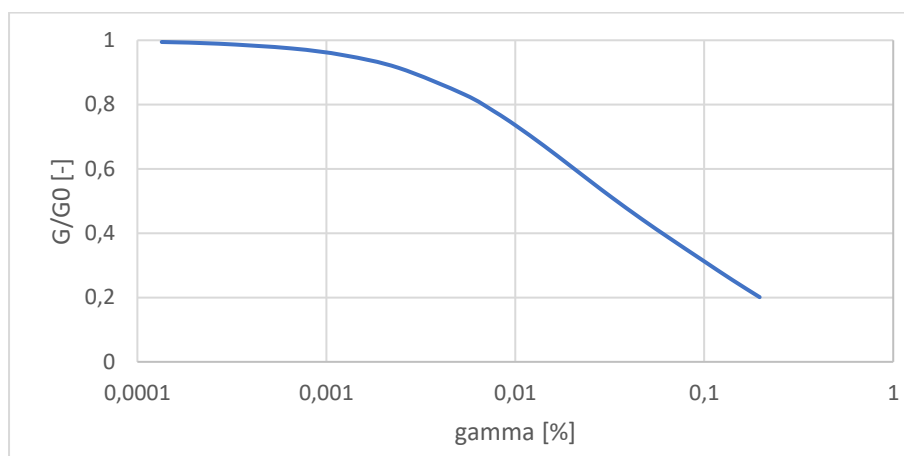


Figura A.3 Curva di decadimento del modulo G , Rollins et al. (1998)

- **Layer Diga 4 e Found 1, Sabbia limo argillosa 7.6 ÷ 14 m**

Per lo strato in esame è stata impiegata la curva di decadimento proposta da Seed & Idriss (1981), mostrata in Figura A.4.

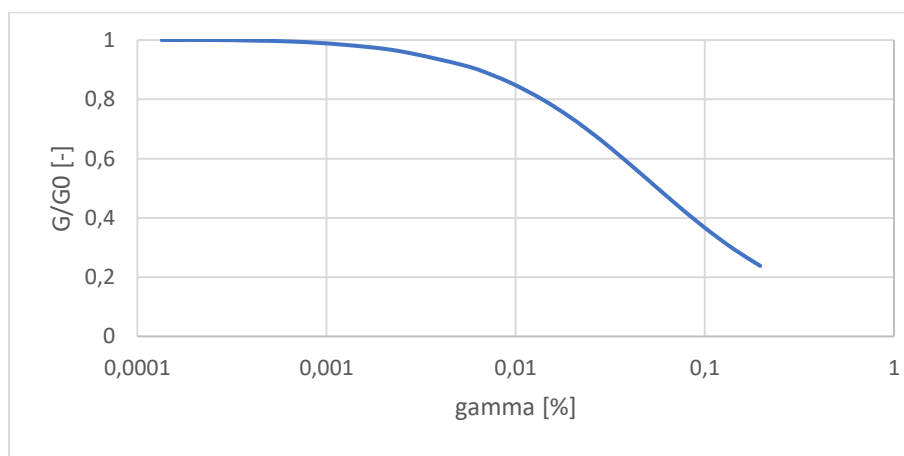


Figura A.4 Curva di decadimento del modulo G , Seed & Idriss (1981)

- **Layer Diga 4 e Found 1, Sabbia limo argillosa 7.6 ÷ 14 m**

Per lo strato in esame è stata impiegata la curva di decadimento proposta da Seed & Idriss (1981), mostrata in Figura A.5.

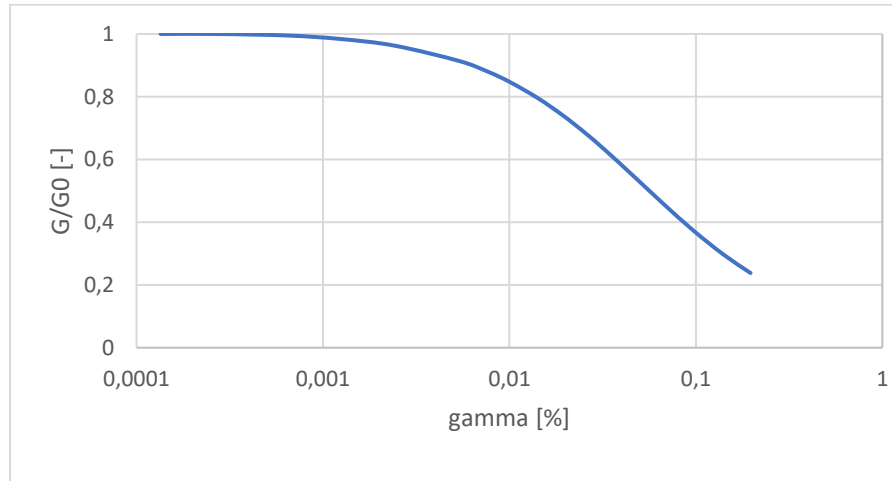


Figura A.5 Curva di decadimento del modulo G , Seed & Idriss (1981)

Allegato D – Spettri di risposta

Si riportano di seguito gli spettri di risposta relativi alle accelerazioni registrate per 4 punti di controllo (Punto A, Punto V, Punto R e Punto H) in riferimento alle quindici simulazioni numeriche.

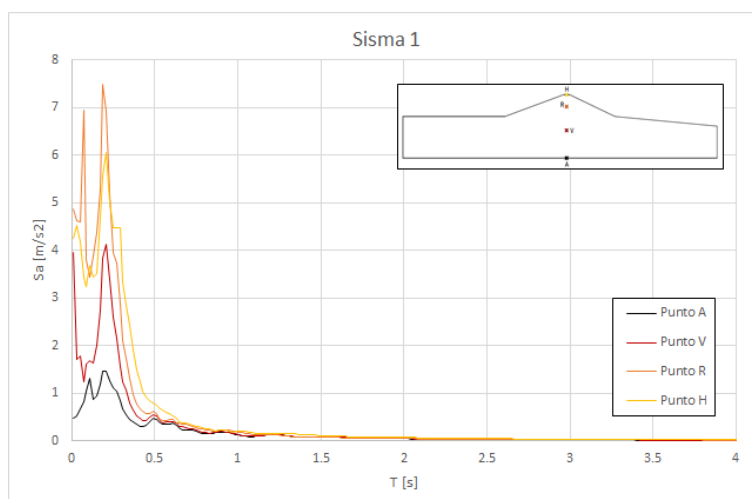


Figura A.6 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 1

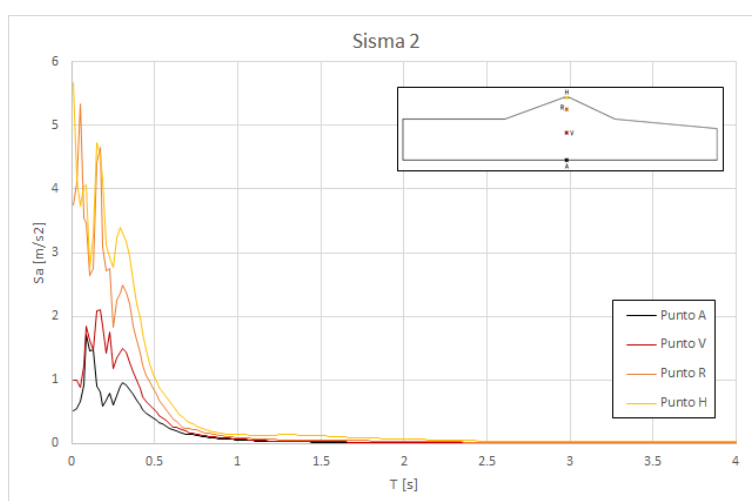


Figura A.7 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 2

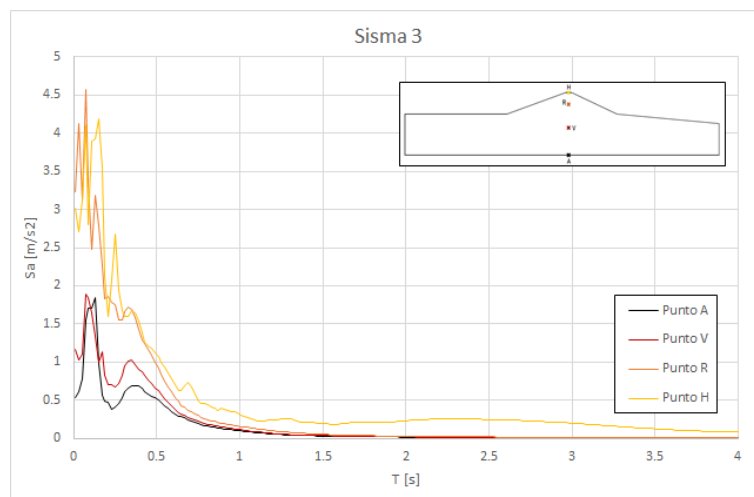


Figura A.8 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 3

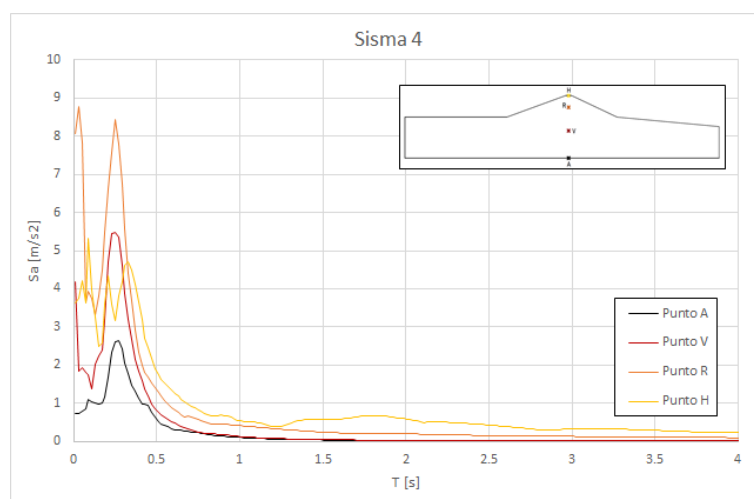


Figura A.9 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 4

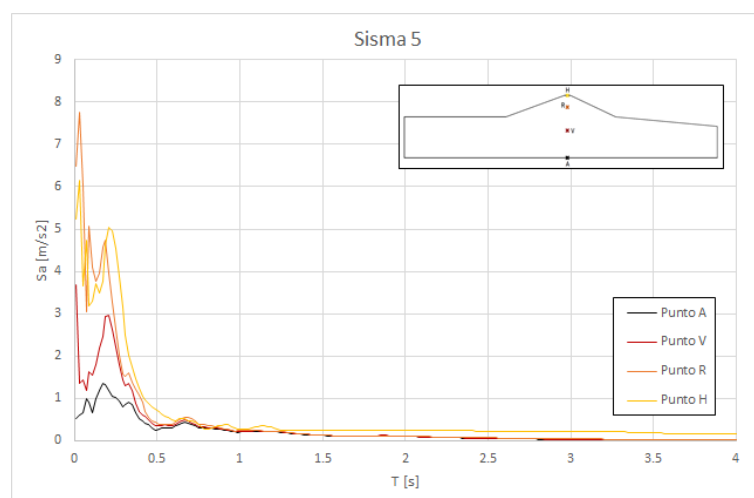


Figura A.10 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 5

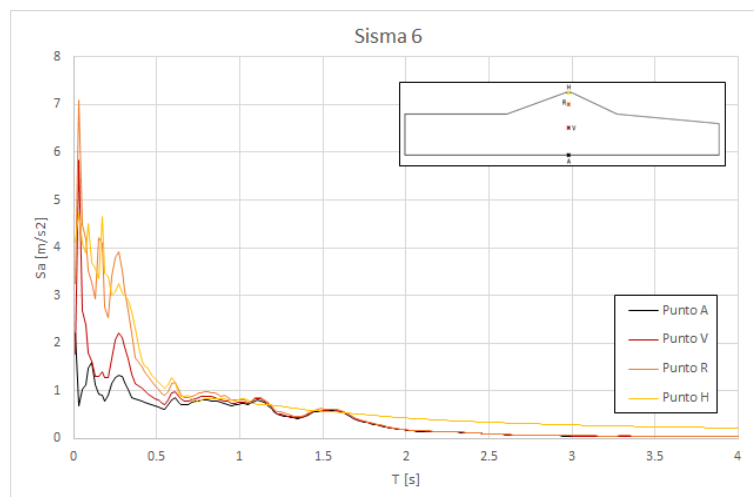


Figura A.11 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 6

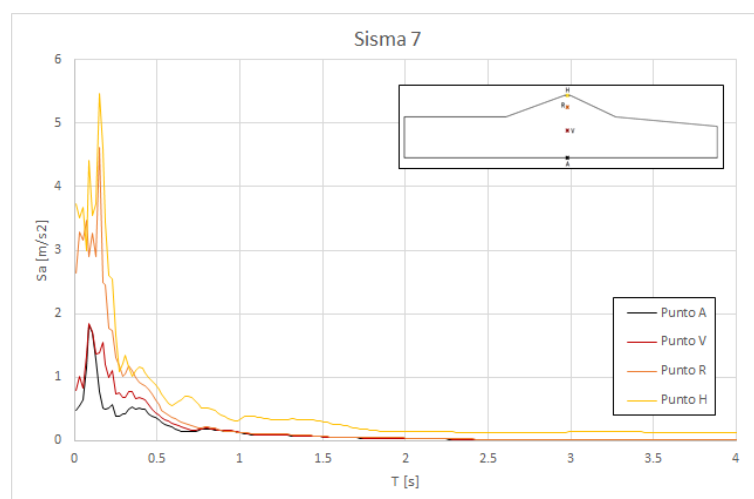


Figura A.12 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 7

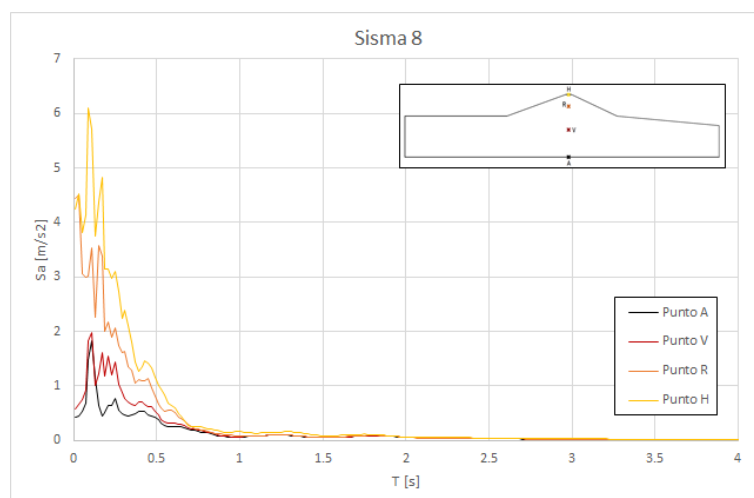


Figura A.13 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 8

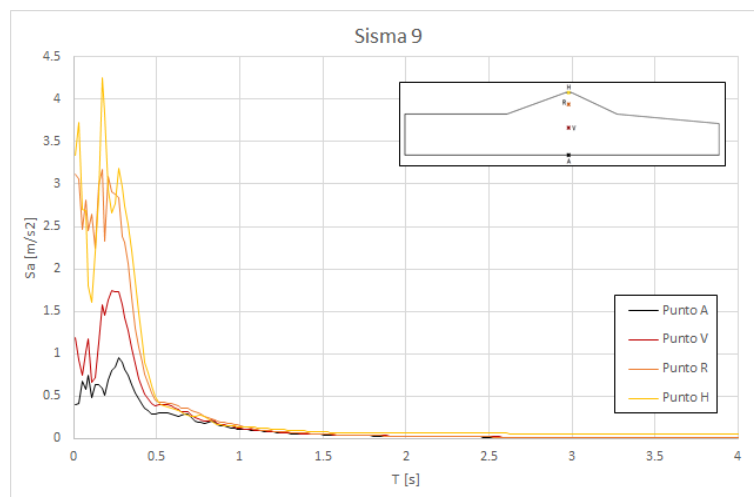


Figura A.14 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 9

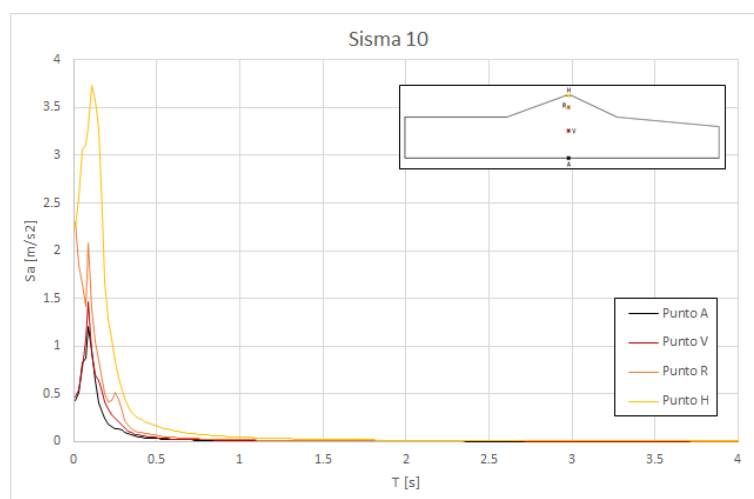


Figura A.15 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 10

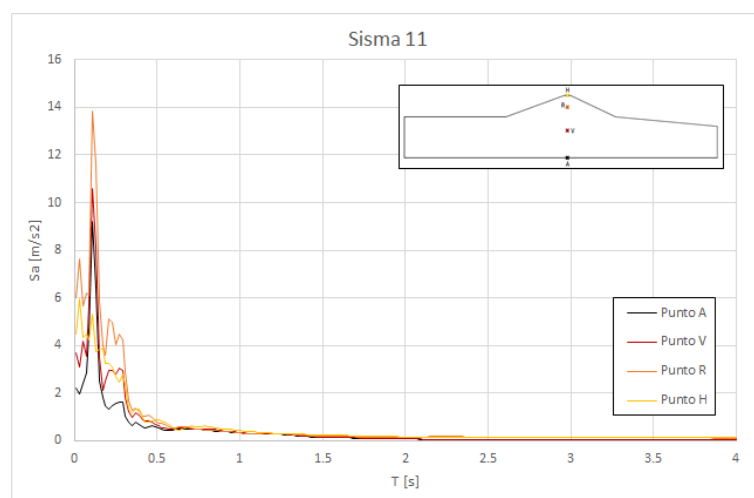


Figura A.16 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 11

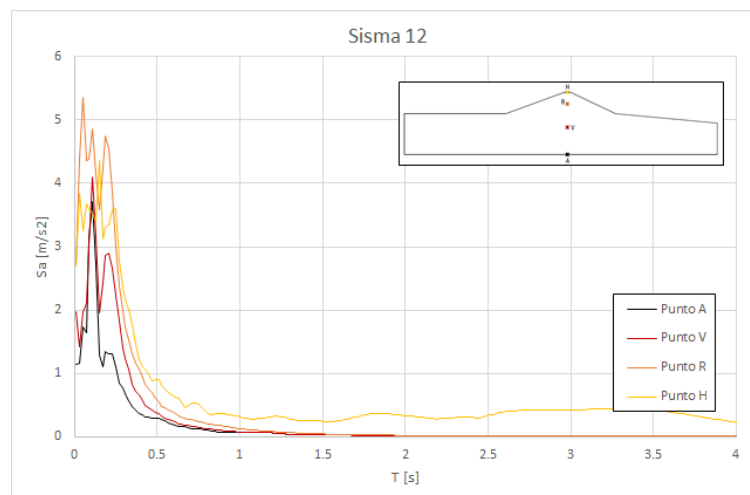


Figura A.17 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 12

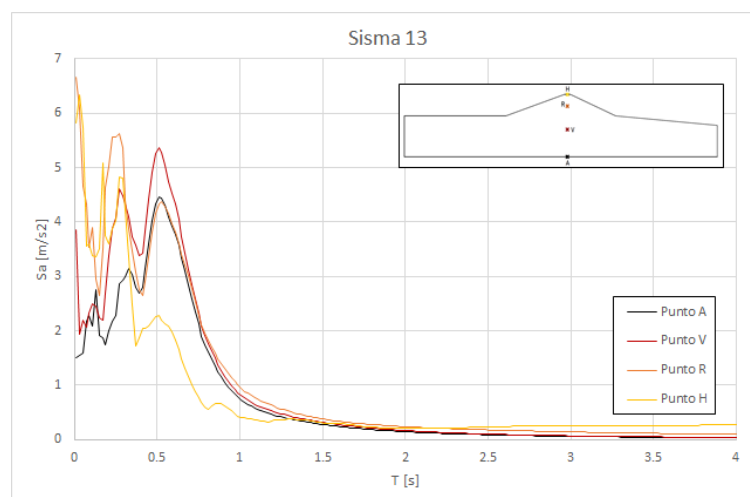


Figura A.18 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 13

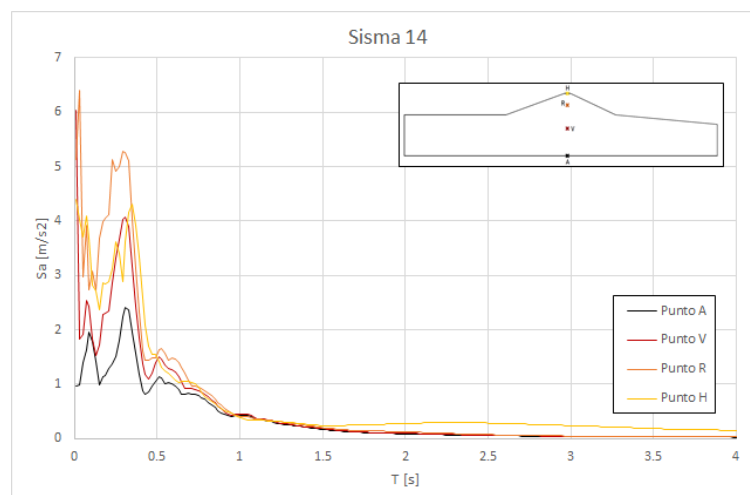


Figura A.19 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 14

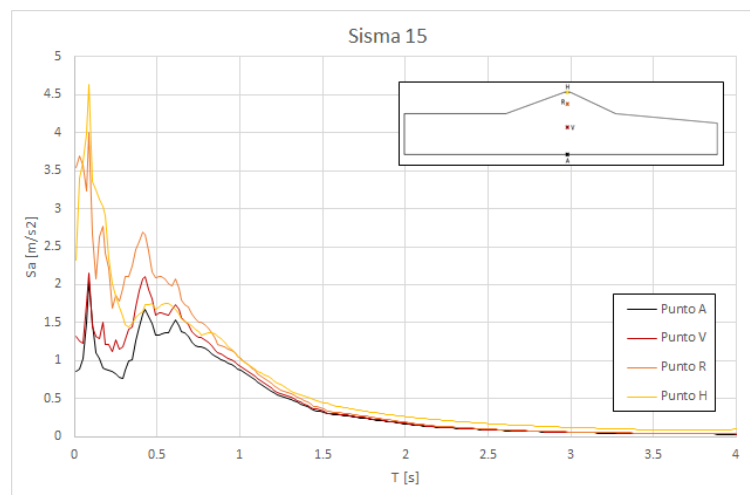


Figura A.20 Spettri di risposta in accelerazione relativi a 4 punti di controllo, Sisma 15

Allegato E – Pressione dei pori registrate durante le simulazioni numeriche dei punti di controllo nel corpo diga

Si riportano di seguito i profili di pressione dei pori registrate per i punti di controllo nel corpo diga in riferimento alle quindici simulazioni numeriche e a tre istanti di tempo significativi di ogni evento. I valori di pressione ai diversi istanti di tempo vengono ricavati successivamente ad un filtraggio della storia temporale della pressione dei pori registrata, per mezzo del filtro di Savitzky-Golay.

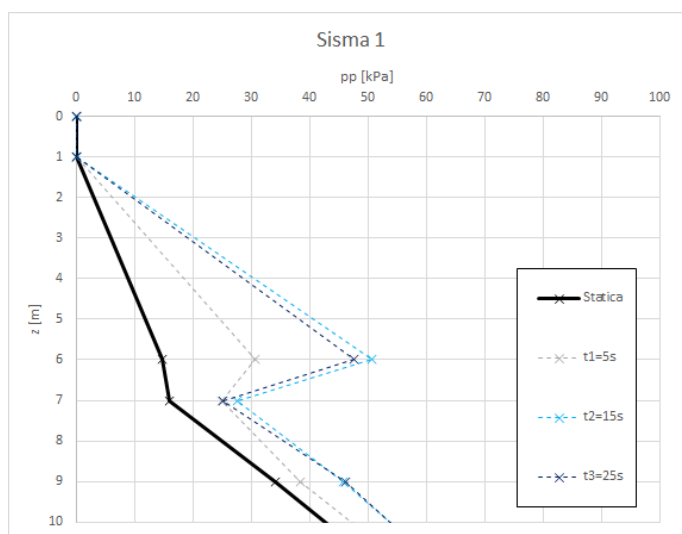


Figura A.21 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 1

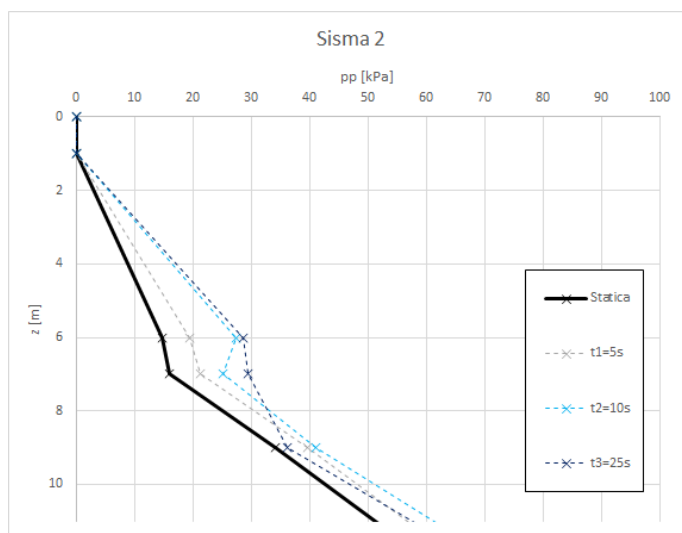


Figura A.22 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 2

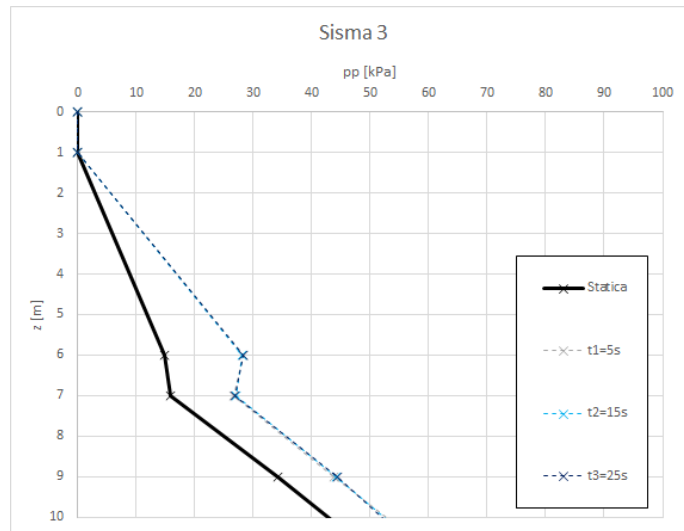


Figura A.23 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 3

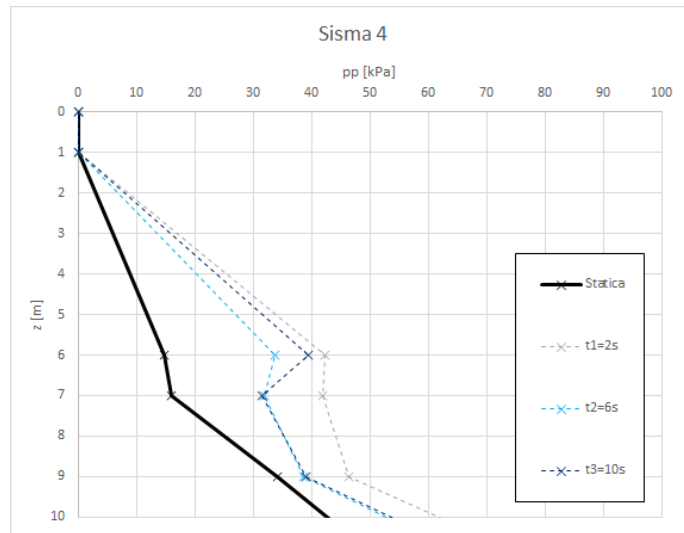


Figura A.24 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 4

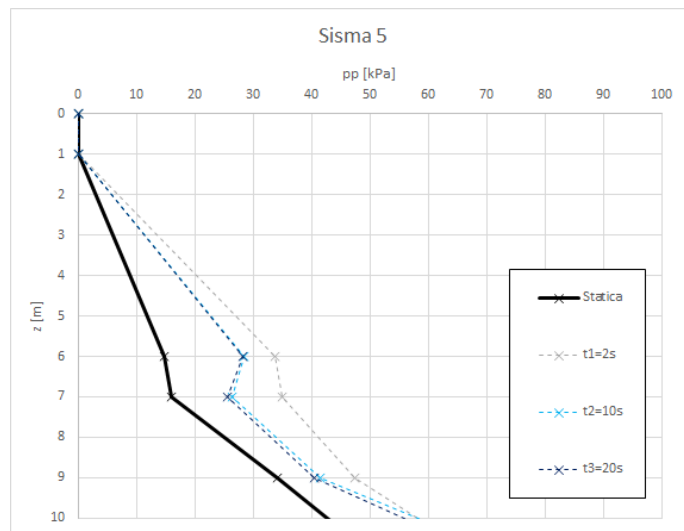


Figura A.25 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 5

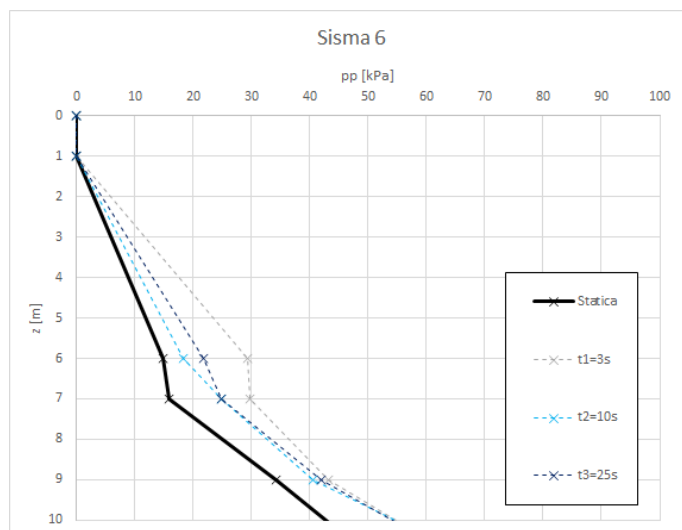


Figura A.26 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 6

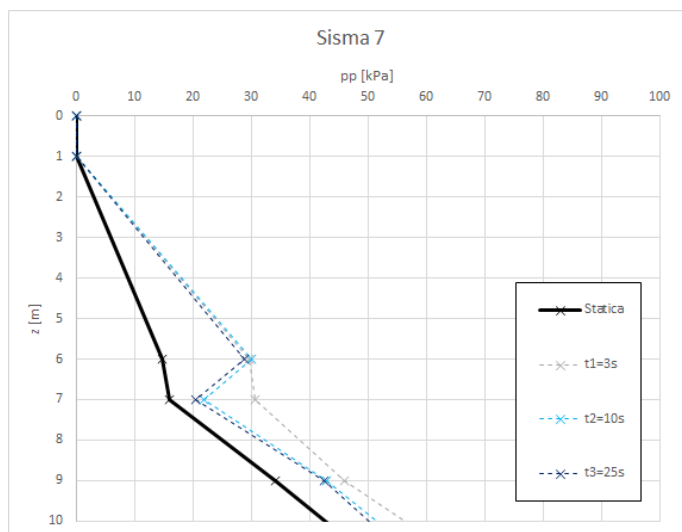


Figura A.27 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 7

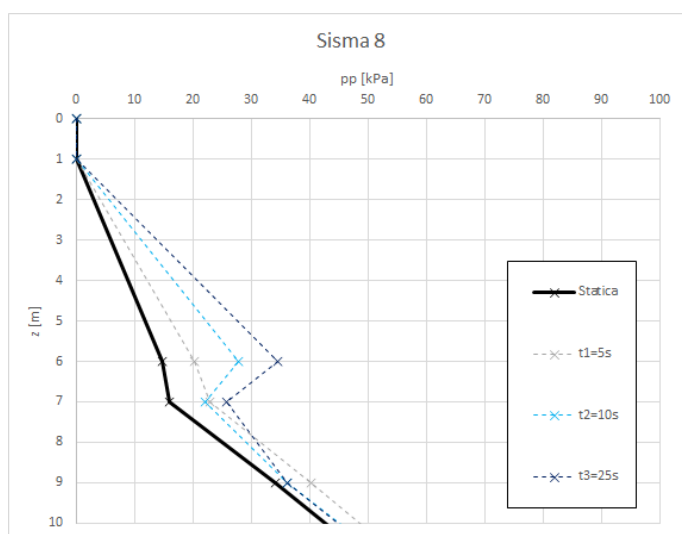


Figura A.28 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 8

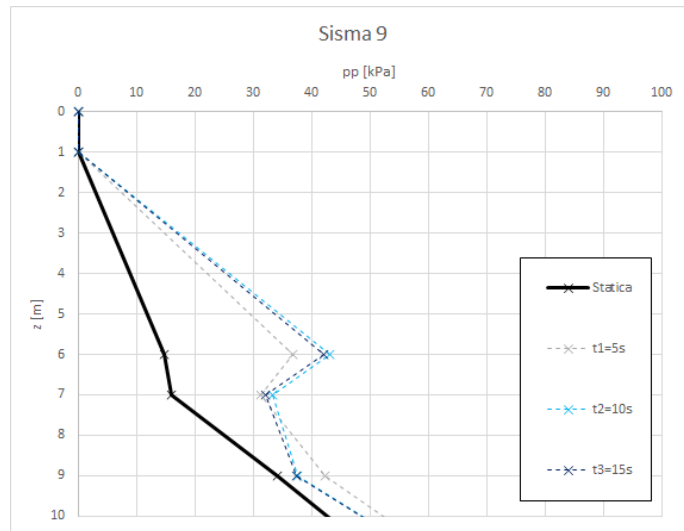


Figura A.29 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 9

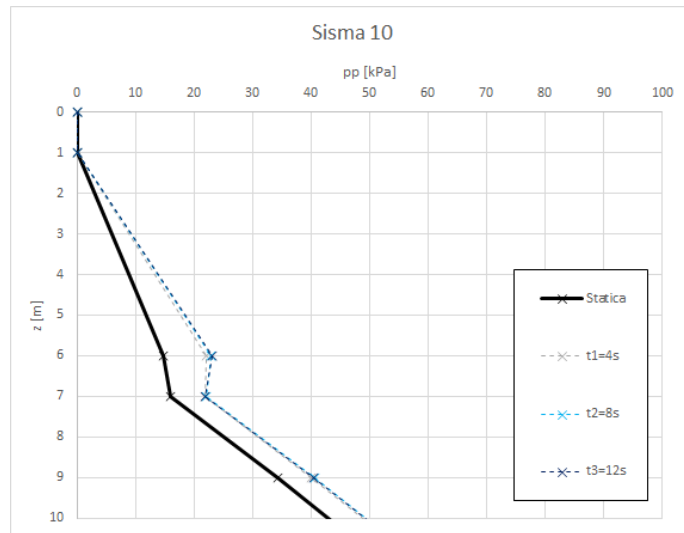


Figura A.30 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 10

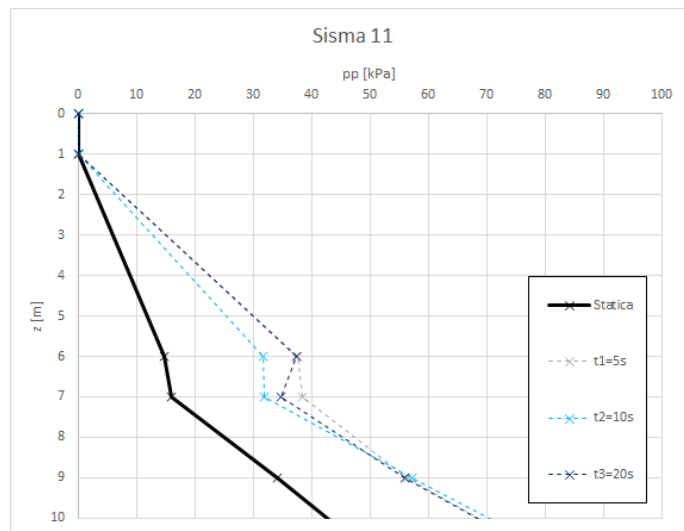


Figura A.31 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 11

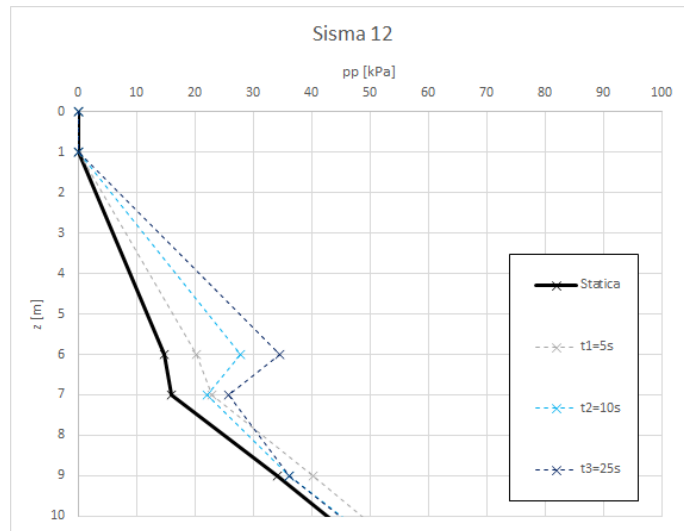


Figura A.32 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 12

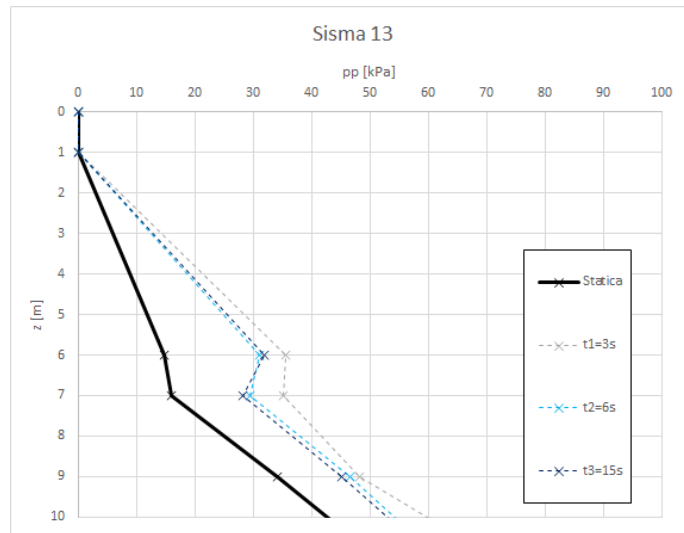


Figura A.33 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 13

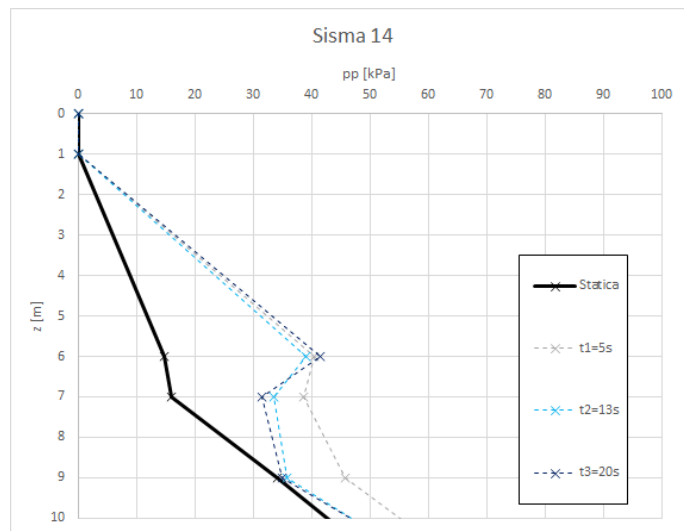


Figura A.34 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 14

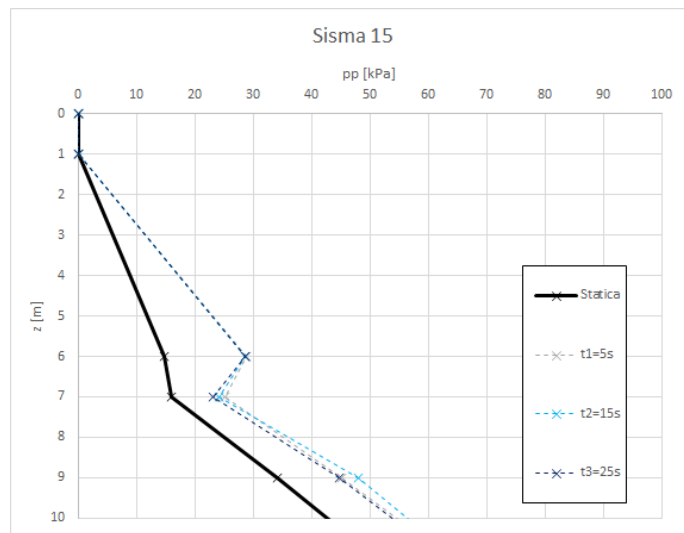
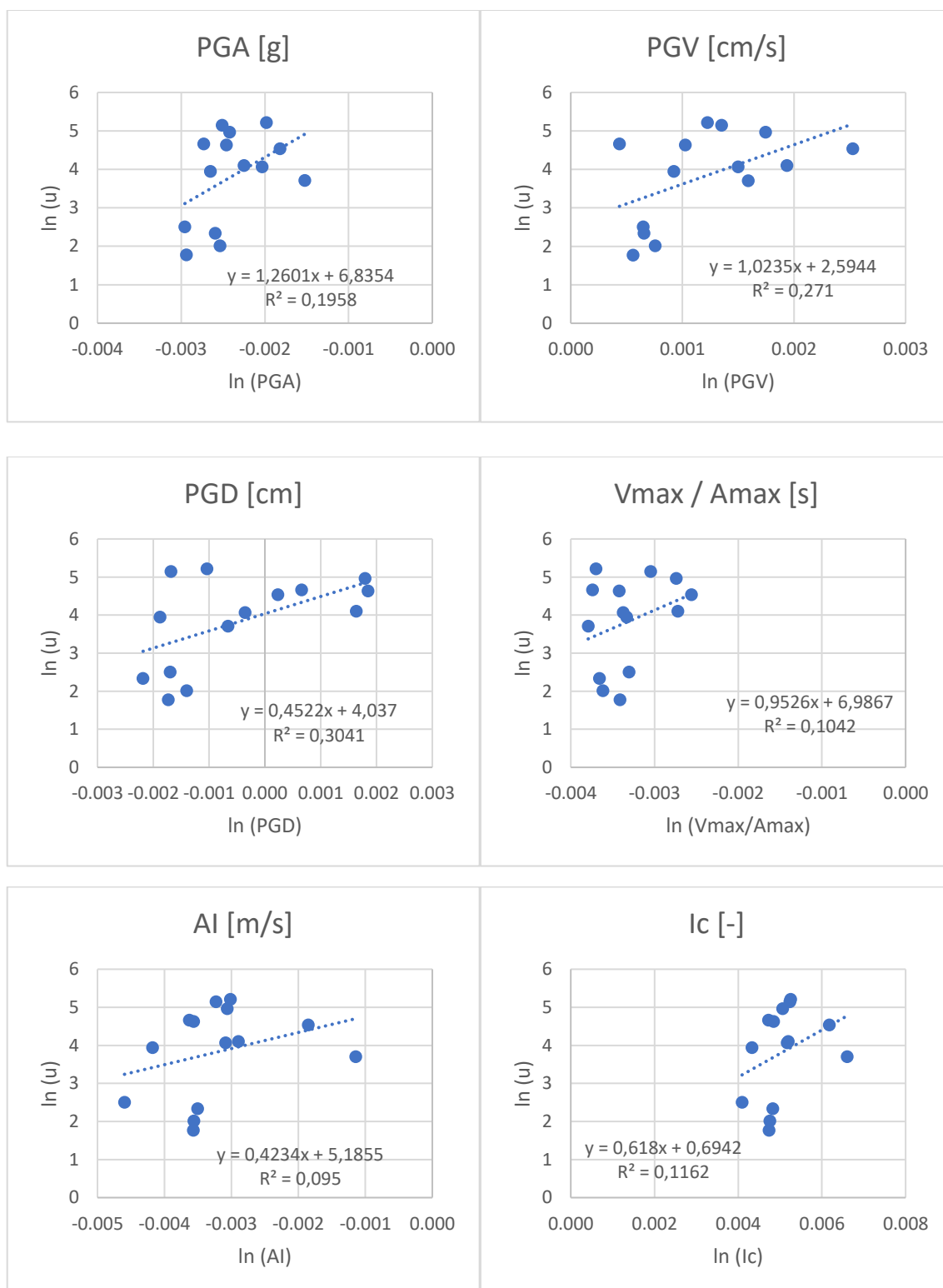
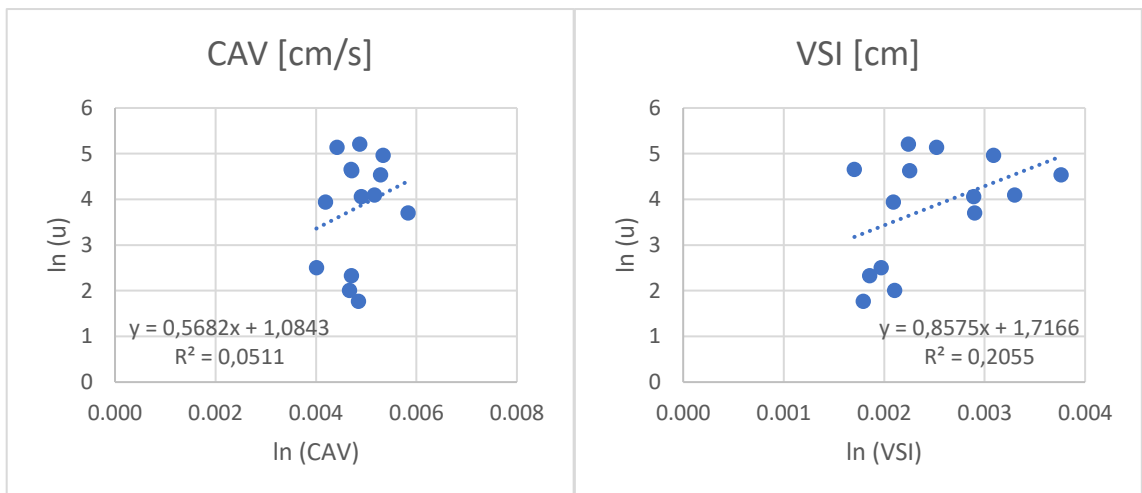
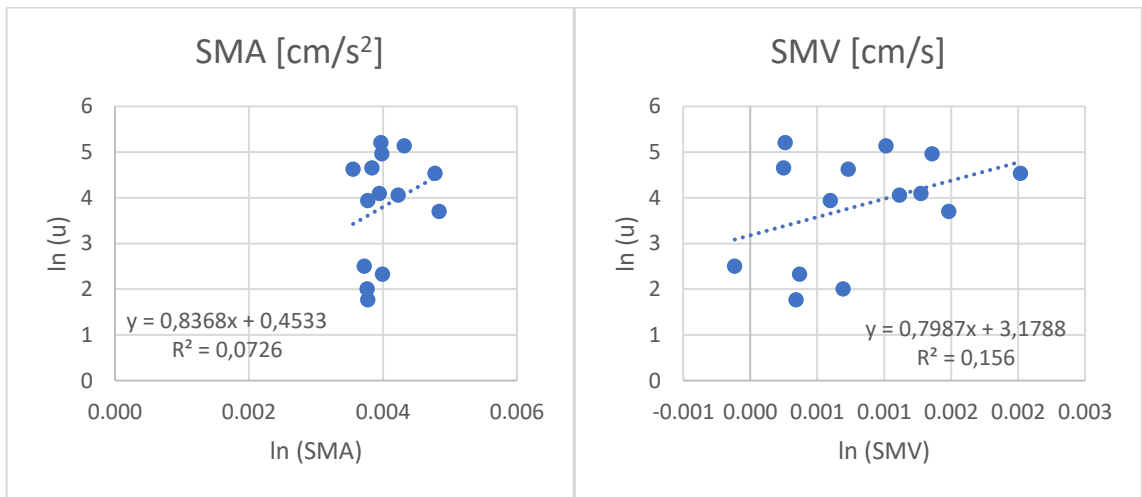
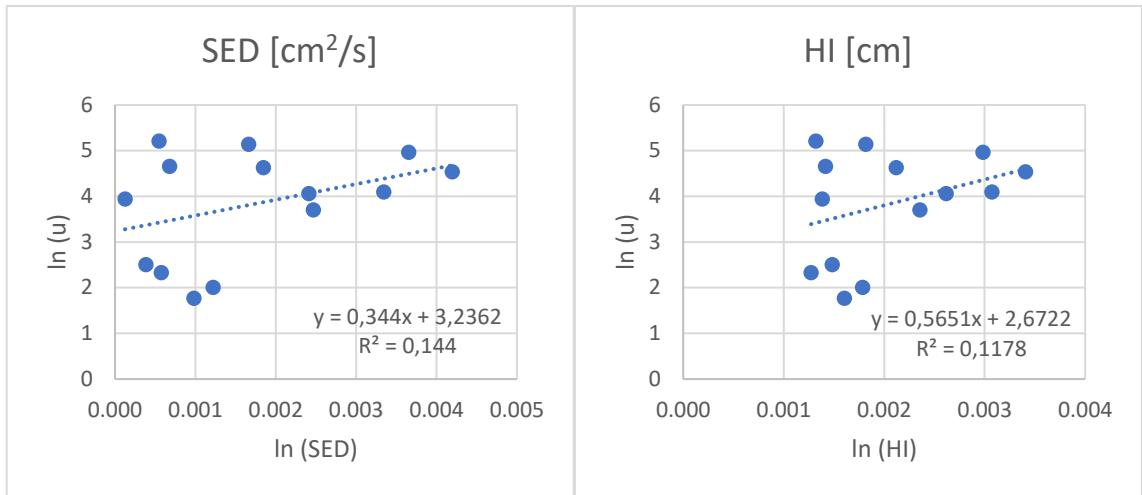
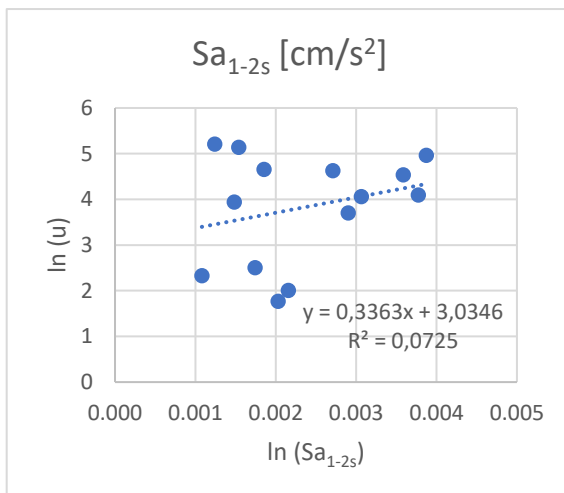
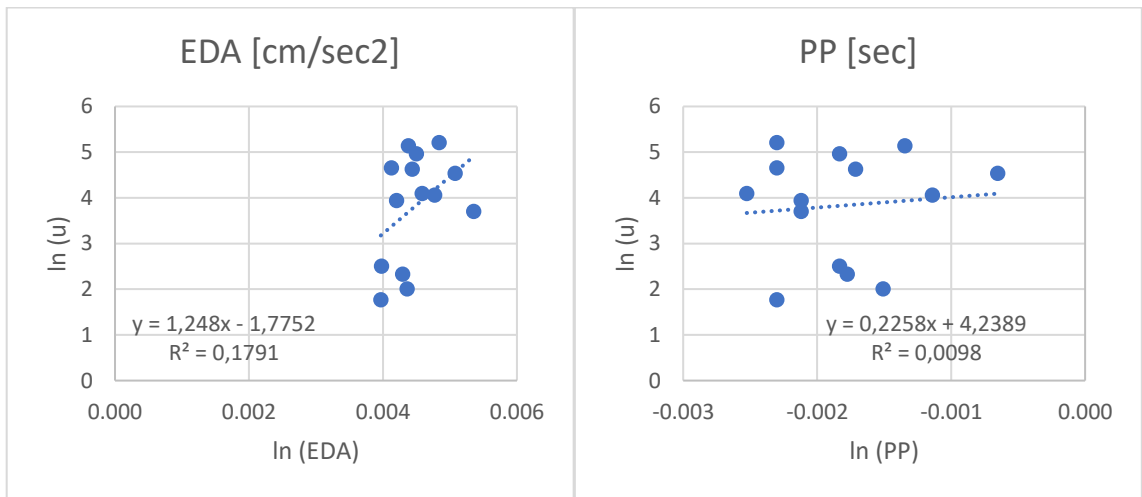
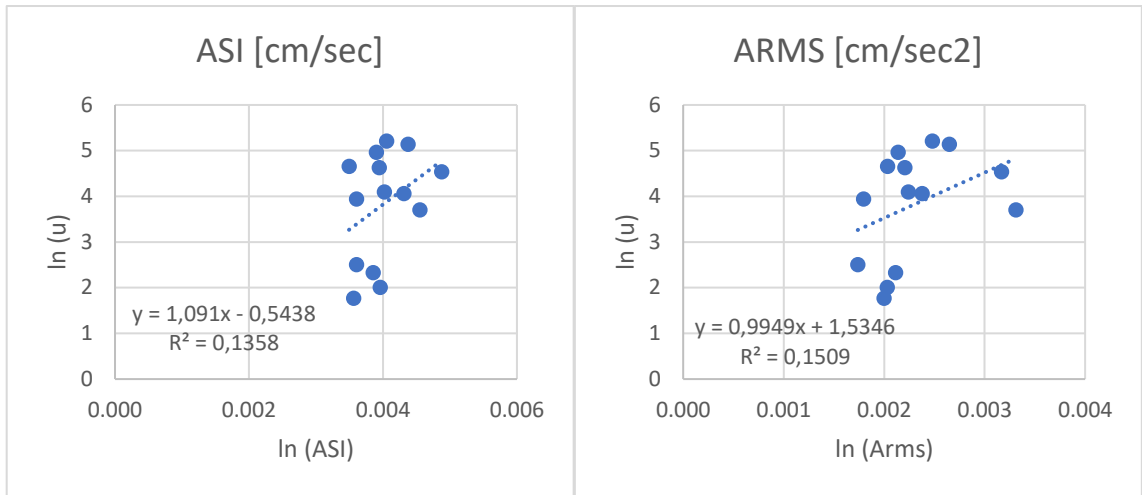


Figura A.35 Pressione dei pori per i punti di controllo nel corpo diga, Sisma 15

Allegato F – Regressioni lineari IMs e spostamenti orizzontali







Allegato G – Regressioni lineari IMs e cedimenti verticali

