

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 in presenza di tane

Relatori:

Prof. Renato Maria Cosentini
Ing. Ciancimino Andrea

Candidato:

Lorenzo Sebastiano Porqueddu

Luglio 2022

Abstract

Earth dams can be subject to the burrowing activity of fossorial animals, such as badgers or nutria. The burrows dug by these animals constitute real defects in the dam body and contribute to the structural degradation of the dam. Furthermore, depending on their position within the earth body, the burrows can induce a deterioration of the stability conditions in terms of distribution of pore pressures and, consequently, accumulation of permanent displacements. In fact, the burrows dug by the animals represent preferential pathways for water infiltration and often become the trigger for internal erosion phenomena, which are responsible for most of the collapses of earth dams and embankments.

Although these problems have been partly studied in recent years from a static and hydraulic point of view, studies on the seismic vulnerability of earth dams in the presence of macro-defects, such as burrows, are very sporadic in the literature, if not completely absent. At the same time, the seismic vulnerability of an earth dam affected by animal burrows could be of non-negligible importance at a national level, since the seismic characteristics of the Italian territory and the increasing presence of infesting fossorial animals.

The aim of this thesis was to study the seismic response of a small earth dam, located in the Piemonte region, in the presence of one or more burrows within the dam body. In particular, the burrows of the nutria and the badger, among the largest of those dug by fossorial animals present in Italy, were considered. The dynamic analyses were performed using FLAC 2D finite difference software, applying the horizontal component of fifteen natural accelerograms to the base of the numerical model, selected in such a way as to uniformly cover the range of values of the main ground motion parameters. The mechanical model chosen for the numerical analyses is the elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb model coupled with a hysteretic formulation to model the nonlinear behaviour of soils. The model is adequate to represent the mechanical behaviour of soils, albeit in a simplified manner. The results were obtained in terms of settlement of the crest and horizontal displacements of the downstream slope. In addition, other parameters were evaluated in the axis of the dam body, such as the profile of accelerations, shear strains, pore pressures and exceed pore pressures. The study reveals that the presence of animal burrows can significantly increase the seismic vulnerability of earth dams.

Keywords: seismic vulnerability, numerical modelling, earth dams, animal burrows

Riassunto

Le dighe in terra possono essere soggette all'attività di scavo degli animali fossori, come il tasso o la nutria. Le tane scavate da questi animali costituiscono dei veri e propri difetti del corpo diga e contribuiscono al degrado strutturale dell'opera di sbarramento. Inoltre, a seconda della posizione che queste tane assumono all'interno del corpo diga, possono generare delle condizioni peggiorative in termini di distribuzione di pressioni interstiziali e, come conseguenza, di stabilità del versante di valle. Infatti, i cunicoli scavati dagli animali rappresentano dei percorsi preferenziali di infiltrazione delle acque e, spesso, diventano l'innescò di fenomeni di erosione interna, responsabili della maggior parte dei collassi delle dighe di terra e degli argini.

Sebbene queste problematiche siano state studiate in parte negli anni recenti dal punto di vista statico e idraulico, gli studi di vulnerabilità sismica delle dighe in terra in presenza di macro-difetti, come i cunicoli delle tane, sono molto sporadici in letteratura, se non del tutto assenti. Allo stesso tempo, però, la vulnerabilità sismica di una diga in terra caratterizzata dalla presenza di tane animali potrebbe assumere un'importanza non indifferente a livello nazionale, vista la pericolosità sismica del territorio italiano e la presenza, sempre più marcata, di animali fossori infestanti come le nutrie.

Il presente lavoro di tesi si propone di affrontare l'analisi sismica di una piccola diga in terra, situata nella regione piemontese, in presenza di una o più tane all'interno del corpo diga. In particolare, sono state considerate le tane della nutria e del tasso, tra le più grandi di quelle scavate dagli animali fossori presenti in Italia. L'analisi dinamica è stata eseguita mediante l'utilizzo del software alle differenze finite FLAC 2D, applicando alla base del modello numerico la componente orizzontale di quindici accelerogrammi naturali, selezionati in modo da coprire uniformemente un intervallo di valori dei principali parametri di scuotimento. Il modello meccanico scelto per le analisi numeriche è quello elastico-perfettamente plastico di Mohr-Coulomb, accoppiato con un modello isteretico capace di riprodurre il comportamento non lineare dei terreni. Il modello consente di riprodurre adeguatamente il comportamento meccanico del terreno anche se in modo semplificato. I risultati sono stati analizzati in termini di cedimenti del coronamento e di spostamenti orizzontali del paramento di valle. Inoltre, sono stati valutati altri parametri in asse al corpo diga, come il profilo delle accelerazioni, delle deformazioni a taglio, delle pressioni e sovrappressioni interstiziali. Lo studio rivela come la presenza di difetti possa indurre un aumento significativo della vulnerabilità sismica di dighe in terra.

Sommario

1 - Introduzione	1
2 - Descrizione e comportamento delle dighe in terra.....	3
2.1 Struttura delle dighe in terra.....	3
2.2 Moto di filtrazione e analisi di stabilità	5
2.3 – Comportamento in condizioni sismiche delle dighe in terra.....	6
2.3.1 - Generalità	6
2.3.2 – Sincronismo del moto sismico	7
2.3.3 – Liquefazione delle dighe in terra e delle fondazioni.....	7
3 - Influenza delle tane nel corpo diga	12
3.1 – Struttura delle tane	12
3.1.1 - Introduzione	12
3.1.2 – Tana del tasso (Meles meles)	13
3.1.3 – Tana della nutria (Myocastor coypus)	15
3.2 – Metodi di investigazione per la rilevazione di tane animali all’interno di argini e dighe in terra	17
3.2.1 - Ground Penetrating Radar (GPR)	17
3.2.2 - Tomografia elettrica di resistività (ERT)	20
3.2.3 - Metodo elettromagnetico nel dominio della frequenza (FDEM).....	22
3.2.4 - Immagini a infrarossi (IR).....	23
3.2.5 - Approccio integrato dei diversi metodi.....	23
3.3 – Moto di filtrazione in presenza di tane all’interno del terrapieno	24
3.4 – Possibili meccanismi di collasso indotti dalle tane	26
3.4.1 – Instabilità del paramento di valle	26
3.4.2 – Micro-instabilità.....	27
3.4.3 – Piping ed erosione interna.....	28
4 - Teoria della modellazione numerica: il metodo alle differenze finite	33
4.1 - Introduzione	33
4.2 – Teoria di base del metodo esplicito alle differenze finite con approccio lagrangiano.....	33
4.2.1 - Generalità	33
4.2.2 – Principali differenze con i metodi agli elementi finiti.....	34
4.2.3 – Formulazione matematica	35
4.2.4 – Struttura della maglia alle differenze finite.....	37
4.2.5 - Implementazione dello smorzamento meccanico	37
4.2.6 – Determinazione del timestep meccanico	38
4.3 – Modelli costitutivi	39
4.3.1 – Il modello elastico isotropo	39

4.3.2 – Il modello elastico-perfettamente plastico di Mohr-Coulomb.....	40
4.4 – Analisi del moto di filtrazione.....	42
4.4.1 – Descrizione generale del modello matematico.....	42
4.4.2 – Condizioni iniziali e condizioni al contorno.....	44
4.4.3 – Tecnica del ridimensionamento del modulo di compressibilità del fluido K_w	44
4.5 – Analisi dinamica.....	45
4.5.1 – Dimensionamento degli elementi della maglia.....	46
4.5.2 – Applicazione dell’input dinamico.....	46
4.5.3 – Condizioni al contorno dinamiche.....	48
4.5.4 – Smorzamento meccanico.....	50
4.6 – Calcolo del fattore di sicurezza.....	52
5 – Caso studio: la diga di Briaglia.....	54
5.1 – Inquadramento geografico e descrizione della diga.....	54
5.2 – Definizione del modello geotecnico.....	55
5.2.1 – Stratigrafia della diga e delle fondazioni.....	55
5.2.2 – Determinazione dei parametri elastici.....	56
5.2.3 – Determinazione dei parametri di resistenza.....	59
5.2.4 – Determinazione della porosità e della permeabilità del terreno.....	59
5.2.5 – Determinazione delle curve sperimentali di variazione del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento.....	59
5.3 – Definizione del modello numerico.....	60
5.3.1 – Modello geometrico.....	60
5.3.2 – Discretizzazione del modello e condizioni al contorno.....	61
5.3.3 – Comportamento meccanico.....	62
5.3.4 – Smorzamento del terreno in condizioni dinamiche.....	65
5.4 – Definizione dei segnali sismici di input.....	69
5.4.1 – Scelta degli accelerogrammi.....	69
5.4.2 – Filtraggio del segnale e correzione della baseline.....	73
5.4.3 – Conversione del segnale di input in sollecitazione alla base.....	77
6 – Risultati delle analisi numeriche.....	78
6.1 – Punti di controllo.....	78
6.2 – Analisi statica.....	78
6.3 – Analisi dinamiche.....	85
6.3.1 – Profili di accelerazioni, deformazioni di taglio, pressioni e sovrappressioni interstiziali massime in asse al corpo diga.....	86
6.3.2 – Storie temporali degli spostamenti orizzontali sul versante di valle.....	100
6.3.3 - Storie temporali dei cedimenti sul coronamento.....	103

6.3.4 – Storie temporali delle sovrappressioni interstiziali	104
6.3.5 – Spettri di risposta elastici.....	105
6.4 – Analisi degli spostamenti permanenti indotti dal sisma	109
6.4.1 – Spostamenti orizzontali e verticali del volume potenzialmente instabile.....	109
6.4.2 – Cedimenti sul coronamento	119
7 - Conclusioni	126
8 - Bibliografia.....	128
9 – Allegati	130
Allegato A – Profili delle pressioni interstiziali valutate in asse al corpo diga per i 15 segnali di input....	130
Allegato B – Spostamenti orizzontali nel tempo valutati in A’	131
Allegato C – Spostamenti orizzontali nel tempo valutati in B’	132
Allegato D – Spostamenti orizzontali nel tempo valutati in C’	133
Allegato E – Cedimenti nel tempo valutati in D.....	134
Allegato F – Cedimenti nel tempo valutati in E	135
Allegato G – Cedimenti nel tempo valutati in F.....	136
Allegato H – Pressioni interstiziali nel tempo valutate in G	137
Allegato I – Pressioni interstiziali nel tempo valutate in H.....	138
Allegato L – Pressioni interstiziali nel tempo valutate in I.....	139
Allegato M – Sovrapressioni interstiziali nel tempo valutate in G	140
Allegato N – Sovrapressioni interstiziali nel tempo valutate in H	141
Allegato O – Sovrapressioni interstiziali nel tempo valutate in I.....	142
Allegato P - Confronto Plaxis-FLAC in 2D.....	143

Indice delle figure

Figura 2-1 - Tipologie di dighe più diffuse (Zhang et al, 2009).....	3
Figura 2-2 – Superficie freatica secondo Pavlowsky e Casagrande (Datei, 2013).....	5
Figura 2-3 – Fusi granulometrici di suscettibilità alla liquefazione dei terreni (Fell, 2005).....	8
Figura 2-4 – Percorso di sollecitazione ciclica durante una prova triassiale nel piano q,p (Fell, 2005).....	9
Figura 2-5 – Percorso di sollecitazione relativo a una condizione di mobilità ciclica (Fell, 2005).....	9
Figura 2-6 – Comportamento del terreno nella fase post-sisma (Fell, 2005).....	10
Figura 3-1 – Schematizzazione della tana del topo muschiato (Miller, 2018).....	13
Figura 3-2 – Da sinistra verso destra: esemplare di tasso europeo (<i>Meles meles</i>), ingresso della tana, distribuzione geografica.....	13
Figura 3-3 – Struttura delle tane di tasso europeo (Taccari, 2015).....	14
Figura 3-4 – Da sinistra verso destra: esemplare di nutria (<i>Myocastor coypus</i>), ingresso di una tana, distribuzione geografica.....	16
Figura 3-5 – Struttura di alcune tane di nutria osservate nel modenese (Tongiorgi et al, 1998).....	16
Figura 3-6 – Applicazione del metodo GPR per rilevare condotte sotterranee (Chlaib et al, 2014).....	18
Figura 3-7 – Principali schemi di disposizione degli elettrodi della tecnica ERT (Nardi, 2021).....	21
Figura 3-8 – Profili di resistività ottenuti dalla tecnica FDEM (Borgatti et al, 2017).....	22
Figura 3-9 – Immagini ottenute con tecnica a infrarossi (Borgatti et al, 2017).....	23
Figura 3-10 – Ricostruzione qualitativa di una tana di tasso europeo in 3D (Borgatti et al, 2017).....	24
Figura 3-11 – Influenza delle tane del paramento di monte sul moto di filtrazione nel rilevato (Taccari, 2015).....	25
Figura 3-12 - Influenza delle tane del paramento di valle sul moto di filtrazione nel rilevato (Taccari, 2015).....	25
Figura 3-13 – Instabilità del paramento di valle (Taccari, 2015).....	26
Figura 3-14 – Fenomeno della micro-instabilità (Vorogushyn et al, 2009).....	27
Figura 3-15 – Piping originato dall’erosione a ritroso (a) e piping originato da una perdita concentrata (b) (Fell, 2005).....	29
Figura 3-16 – Erosione interna lungo la sponda del fiume San Pietro, Arizona (Taccari, 2015).....	30
Figura 3-17 – Cedimento dell’argine lungo il canale Truckee, Nevada (Taccari, 2015).....	30
Figura 3-18 – Breccia sull’argine di San Matteo, lungo il fiume Secchia. Il collasso è probabilmente dovuto ai fenomeni di erosione interna innescati dalle tane dei tassi europei (Taccari, 2015).....	31
Figura 3-19 – Fenomeno dell’erosione interna applicato alle tane (Taccari, 2015).....	31
Figura 4-1 – Algoritmo di calcolo in FLAC (FLAC Manual, 2019).....	34
Figura 4-2 – Sistema SDOF con schema massa-molla (FLAC Manual, 2019).....	36
Figura 4-3 – Suddivisione degli elementi quadrilateri in coppie di triangoli sovrapposte (FLAC Manual, 2019).....	37
Figura 4-4 – Criterio di Mohr-Coulomb sul piano delle tensioni principali (FLAC Manual, 2019).....	40
Figura 4-5 – Superfici di snervamento del modello costitutivo elastico-perfettamente plastico di Mohr-Coulomb (FLAC Manual, 2019).....	41
Figura 4-6 – Curva di ritenzione idrica e relazione permeabilità relativa/saturazione implementate su FLAC (FLAC Manual, 2019).....	44
Figura 4-7 – Esempio di processo di correzione del segnale di input espresso in termini di velocità (FLAC Manual, 2019).....	47
Figura 4-8 – Condizioni al contorno dinamiche (FLAC Manual, 2019).....	48
Figura 4-9 – Contorni in campo libero applicati ai lati del modello numerico (FLAC Manual, 2019).....	50
Figura 4-10 – Curva di smorzamento critico normalizzata in funzione della frequenza angolare (FLAC Manual, 2019).....	51

Figura 5-1 – Inquadramento geografico della diga di Briaglia, situata all'interno della zona cerchiata (da Geoportale Piemonte)	54
Figura 5-2 – Sezione tipo della diga di Briaglia, con quote espresse in m (Figura, 2020).....	55
Figura 5-3 - Prove in situ eseguite sul corpo diga (Comina e Vagnon, 2019)	56
Figura 5-4 – Da sinistra verso destra: sismogramma delle componenti verticali e sismogramma delle componenti orizzontali dei geofoni lungo il foro di sondaggio (Comina e Vagnon, 2019)	57
Figura 5-5 – Da sinistra verso destra: risultati dell'elaborazione dei dati di foro per le onde P e per le onde S (Comina e Vagnon, 2019)	58
Figura 5-6 – Modello geometrico della diga di Briaglia in condizioni di massimo invaso.....	61
Figura 5-7 – Tane animali nel corpo diga	61
Figura 5-8 – Mesh e condizioni al contorno del modello numerico (dimensioni in metri).....	62
Figura 5-9 – Stratificazione del modello numerico (dimensioni in metri)	63
Figura 5-10 – Considerazioni per il calcolo del fattore di riduzione (Armitage, 1999)	64
Figura 5-11 – Modello sigmoidale delle curve sperimentali di Seed & Idriss (1970)	65
Figura 5-12 - Modello sigmoidale delle curve sperimentali di Darendeli (2001)	66
Figura 5-13 - Modello sigmoidale delle curve sperimentali di Rollins et al. (1998)	66
Figura 5-14 - Modello sigmoidale delle curve sperimentali della prova RC167	67
Figura 5-15 - Modello sigmoidale delle curve sperimentali della prova RC168.....	67
Figura 5-16 - Modello sigmoidale delle curve sperimentali della prova RC169.....	68
Figura 5-17 - Magnitudo di momento e parametri di scuotimento, relativi agli accelerogrammi selezionati, ordinati in senso crescente.....	70
Figura 5-18 – Valori di frequenza media, relativi agli accelerogrammi selezionati, ordinati in senso crescente.....	71
Figura 5-19 – Definizione di durata significativa (Foti, 2019).....	72
Figura 5-20 – Accelerazioni spettrali assolute dei segnali di input	74
Figura 5-21 – Velocità spettrali assolute dei segnali di input.....	74
Figura 5-22 – Spettri di Fourier dei segnali di input (sismi 1-6).....	75
Figura 5-23 - Spettri di Fourier dei segnali di input (sismi 7-12).....	76
Figura 5-24 - Spettri di Fourier dei segnali di input (sismi 13-15)	77
Figura 6-1 – Posizione dei punti di controllo nel modello numerico.....	78
Figura 6-2 – Tensioni verticali totali iniziali [Pa] della fondazione.....	79
Figura 6-3 – Tensioni verticali totali iniziali [Pa] del modello numerico	79
Figura 6-4 – Distribuzione delle pressioni interstiziali [Pa] in assenza di tane (modello a).....	81
Figura 6-5 – Distribuzione delle pressioni interstiziali [Pa] in presenza della tana di tasso sul versante di monte (modello b)	81
Figura 6-6 – Distribuzione delle pressioni interstiziali [Pa] in presenza di tutte e tre le tane (modello c).....	82
Figura 6-7 – Profilo delle pressioni interstiziali in asse al corpo diga ad analisi di flusso ultimata ..	82
Figura 6-8 – Distribuzione delle tensioni totali verticali [Pa] per il sistema b a seguito dell'analisi di flusso in regime stazionario.....	83
Figura 6-9 – Superficie di scorrimento sul versante di valle (modello a)	84
Figura 6-10 – Superficie di scorrimento sul versante di valle (modello b)	84
Figura 6-11 – Superficie di scorrimento sul versante di valle (modello c)	85
Figura 6-12 – Profili delle accelerazioni orizzontali massime in asse al corpo diga per i sismi 1-6.	87
Figura 6-13 - Profili delle accelerazioni orizzontali massime in asse al corpo diga per i sismi 7-12	88
Figura 6-14 - Profili delle accelerazioni orizzontali massime in asse al corpo diga per i sismi 13-15	89
Figura 6-15 - Profili delle deformazioni a taglio massime in asse al corpo diga per i sismi 1-6	91
Figura 6-16 - Profili delle deformazioni a taglio massime in asse al corpo diga per i sismi 7-12.....	92

Figura 6-17 - Profili delle deformazioni a taglio massime in asse al corpo diga per i sismi 13-15...	93
Figura 6-18 – Deformazioni massime a taglio valutate durante il sisma 4 (modello a)	94
Figura 6-19 - Deformazioni massime a taglio valutate durante il sisma 4 (modello b)	94
Figura 6-20 - Deformazioni massime a taglio valutate durante il sisma 4 (modello c)	95
Figura 6-21 - Deformazioni massime a taglio valutate durante il sisma 7 (modello a)	95
Figura 6-22 - Deformazioni massime a taglio valutate durante il sisma 7 (modello b)	96
Figura 6-23 - Deformazioni massime a taglio valutate durante il sisma 7 (modello c)	96
Figura 6-24 - Profili delle sovrappressioni interstiziali massime positive in asse al corpo diga per i sismi 1-6	97
Figura 6-25 - Profili delle sovrappressioni interstiziali massime positive in asse al corpo diga per i sismi 7-12	98
Figura 6-26 - Profili delle sovrappressioni interstiziali massime positive in asse al corpo diga per i sismi 13-15 e profilo delle pressioni interstiziali finali in asse al corpo diga per il sisma 3	99
Figura 6-27 - Spostamenti permanenti orizzontali del modello numerico per il sisma 3 espressi in metri (modello a)	100
Figura 6-28 – Spostamenti orizzontali nel tempo sul paramento di valle per il sisma 2	101
Figura 6-29 - Spostamenti orizzontali nel tempo sul paramento di valle per il sisma 3	102
Figura 6-30 – Cedimenti nel tempo valutati in D per il sisma 3	103
Figura 6-31 - Cedimenti nel tempo valutati in E per il sisma 3	103
Figura 6-32 - Cedimenti nel tempo valutati in F per il sisma 3	104
Figura 6-33 – Andamento delle sovrappressioni interstiziali nel tempo valutate in G (sisma 2)	104
Figura 6-34 - Andamento delle sovrappressioni interstiziali nel tempo valutate in H (sisma 2)	105
Figura 6-35 - Andamento delle sovrappressioni interstiziali nel tempo valutate in I (sisma 2)	105
Figura 6-36 – Spettri di accelerazione valutati nel punto E per i sismi 1-6	106
Figura 6-37 - Spettri di accelerazione valutati nel punto E per i sismi 7-12	107
Figura 6-38 - Spettri di accelerazione valutati nel punto E per i sismi 13-15	108
Figura 6-39 – Spostamenti permanenti orizzontali del volume potenzialmente instabile	110
Figura 6-40 – Confronto tra spostamenti orizzontali e PGA	111
Figura 6-41 – Confronto tra spostamenti verticali e PGA	111
Figura 6-42 – Confronto tra spostamenti orizzontali e PGV	112
Figura 6-43 – Confronto tra spostamenti verticali e PGV	112
Figura 6-44 – Confronto tra spostamenti orizzontali e PGD	113
Figura 6-45 – Confronto tra spostamenti verticali e PGD	113
Figura 6-46 – Confronto tra spostamenti orizzontali e Intensità di Arias	114
Figura 6-47 – Confronto tra spostamenti verticali e Intensità di Arias	114
Figura 6-48 – Confronto tra spostamenti orizzontali e durata significativa	115
Figura 6-49 – Confronto tra spostamenti verticali e durata significativa	115
Figura 6-50 – Confronto tra spostamenti orizzontali e frequenza media	116
Figura 6-51 – Confronto tra spostamenti verticali e frequenza media	116
Figura 6-52 – Confronto tra incrementi percentuali di spostamento orizzontale e Intensità di Arias	117
Figura 6-53 - Confronto tra incrementi percentuali di spostamento verticale e Intensità di Arias ..	118
Figura 6-54 - Confronto tra incrementi percentuali di spostamento orizzontale e frequenza media	118
Figura 6-55 - Confronto tra incrementi percentuali di spostamento verticale e frequenza media .	119
Figura 6-56 – Cedimenti medi sul coronamento	120
Figura 6-57 – Confronto tra cedimenti medi e PGA	121
Figura 6-58 – Confronto tra cedimenti medi e PGV	121
Figura 6-59 - Confronto tra cedimenti medi e PGD	122

Figura 6-60 - Confronto tra cedimenti medi e Intensità di Arias	122
Figura 6-61 - Confronto tra cedimenti medi e durata significativa	123
Figura 6-62 - Confronto tra cedimenti medi e frequenza media.....	123
Figura 6-63 – Confronto tra incrementi percentuali di cedimento e Intensità di Arias	124
Figura 6-64 - Confronto tra incrementi percentuali di cedimento e frequenza media.....	125
Figura 9-1 – Modello numerico implementato su PLAXIS, con quote in m (Taccari, 2015)	143
Figura 9-2 – Posizioni delle tane, con quote in m, all'interno del corpo diga (modello FLAC)	144
Figura 9-3 – Confronto PLAXIS-FLAC per il modello senza tane.....	145
Figura 9-4 - Confronto PLAXIS-FLAC per il modello con tana a monte	145
Figura 9-5 - Confronto PLAXIS-FLAC per il modello con tana a valle	146

Indice delle tabelle

Tabella 3-1 – Geometria e dimensioni caratteristiche della tana del tasso europeo (Taccari, 2015)	15
Tabella 3-2 – Geometria e dimensioni caratteristiche della tana della nutria.....	17
Tabella 3-3 – Valori della costante dielettrica relativa per rocce e terreni (Chlaib et al, 2014)	19
Tabella 4-1 – Differenze tra il metodo esplicito e il metodo implicito (FLAC Manual, 2019).....	35
Tabella 5-1 - Localizzazione geografica, tipologia e caratteristiche geometriche della diga di Briaglia (Figura, 2020).....	54
Tabella 5-2 - Stratigrafia del corpo diga (strati A, B, C, D) e delle sue fondazioni (strati E, F, G, H)	55
Tabella 5-3 – Parametri di acquisizione per le prove DH (Comina e Vagnon, 2019)	56
Tabella 5-4 – Determinazione dei parametri elastici del modello geotecnico	58
Tabella 5-5 – Parametri di resistenza (Figura, 2020).....	59
Tabella 5-6 – Porosità e permeabilità dei singoli strati del modello (Figura, 2020).....	59
Tabella 5-7 – Determinazione delle curve sperimentali di $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$ (Figura, 2020)	60
Tabella 5-8 – Modello meccanico e relativi parametri per ogni strato	63
Tabella 5-9 – Proprietà meccaniche e idrauliche delle tane	64
Tabella 5-10 – Parametri del modello sigmoidale relativi ai singoli strati	68
Tabella 5-11 – Parametri per lo smorzamento di Rayleigh	69
Tabella 5-12 – Caratteristiche dei 15 accelerogrammi naturali selezionati	70
Tabella 5-13 – Segnali di input modificati e corretti.....	73
Tabella 6-1 – Spostamenti permanenti orizzontali e verticali del volume potenzialmente instabile sul pendio di valle	109
Tabella 6-2 – Incrementi percentuali di spostamento permanente riferiti al modello senza tane ..	117
Tabella 6-3 – Valori di cedimento medio valutati sul coronamento	119
Tabella 6-4 – Incrementi percentuali di cedimento medio sul coronamento riferiti al modello senza tane	124
Tabella 9-1 - Proprietà meccaniche e idrauliche degli strati costituenti il modello (Taccari, 2015)	144

1 - Introduzione

Lo scavo delle tane all'interno di argini o dighe in terra può rappresentare un pericolo ai fini della stabilità strutturale. Le tane sono infatti considerate come macro-difetti, e, come tali, sono la causa del degradamento delle proprietà meccaniche dei materiali che compongono l'opera di sbarramento. Diversi sono gli esempi di come le tane possano causare collassi strutturali. Tra tanti casi storici si possono citare: il cedimento dell'argine lungo il canale Truckee (Nevada, 2008) e il collasso dell'argine di San Matteo, lungo il fiume Secchia (Emilia-Romagna, 2014). In generale, i cunicoli delle tane rappresentano dei canali di infiltrazione preferenziali per l'acqua. È possibile osservare che, in funzione della posizione delle tane all'interno del corpo arginale o della diga, si genera una variazione del livello di falda, che può comportare lo spostamento della superficie freatica a quote più alte. Ciò determina un aumento delle pressioni interstiziali con la conseguente riduzione delle pressioni efficaci all'interno del corpo diga. Ulteriori fenomeni di instabilità dei corpi arginali in terra che possono essere indotti dalla presenza delle tane sono: la micro-instabilità (o instabilità locale) e l'erosione interna.

Sebbene in letteratura siano presenti diversi studi sulla stabilità statica e idraulica degli argini e delle dighe in terra in presenza di tane, nessuno studio specifico è emerso in termini di valutazione della loro vulnerabilità sismica.

Il presente lavoro di tesi si focalizza sullo studio del comportamento dinamico di una piccola diga in terra in presenza di tane. La finalità della tesi è analizzare come la presenza di difetti nel corpo diga possa aumentarne la vulnerabilità sismica del rilevato, in termini di condizioni di stabilità e accumulo di spostamenti permanenti.

È stato individuato un caso studio, costituito da una piccola diga in terra sita nel Comune di Briaglia, in provincia di Cuneo. Sulla base dei dati disponibili in termini geometrici del corpo diga, e dei parametri idraulici e meccanici dei terreni di fondazione e dell'opera (Figura, 2020), è stato realizzato un modello numerico della diga, sulla quale sono state eseguite delle analisi dinamiche mediante l'utilizzo del software alle differenze finite FLAC 2D (FLAC, 2019). Per la modellazione delle tane dei due animali fossori infestanti maggiormente presenti in Italia, tasso e nutria, si sono adottate alcune soluzioni di letteratura (Taccari, 2015). Le analisi dinamiche sono state condotte mediante l'applicazione alla base del modello di 15 accelerogrammi naturali, selezionati in modo da coprire uniformemente l'intervallo di valori dei principali parametri di scuotimento (PGA, PGV, intensità di Arias e durata significativa).

I risultati delle analisi dinamiche sono stati analizzati in termini di cedimenti del coronamento e di spostamenti orizzontali e verticali del paramento di valle. Inoltre, sono stati valutati altri parametri in asse al corpo diga, come il profilo delle accelerazioni, delle deformazioni a taglio, delle pressioni e sovrappressioni interstiziali.

La tesi è organizzata in cinque capitoli principali. I primi tre capitoli presentano gli aspetti teorici fondamentali che stanno alla base dello studio condotto, mentre gli ultimi due capitoli sono dedicati alla modellazione numerica e all'analisi dei risultati.

Il capitolo 2 è una breve introduzione delle dighe in terra e degli aspetti normativi. Nello specifico, sono trattati sinteticamente gli argomenti riguardanti il moto di filtrazione, la stabilità dei versanti e gli effetti dell'azione sismica sulle dighe di terra.

Nel capitolo 3, invece, sono descritte le strutture delle tane del tasso e della nutria, animali fossori che scavano cunicoli di dimensioni importanti. Successivamente, viene affrontato il rilevamento delle tane per mezzo di apparecchiature geofisiche, in grado di stimare la forma e le dimensioni dei cunicoli. In ultimo, viene trattato il moto di filtrazione all'interno della diga in presenza di tane e i possibili meccanismi di collasso che questi difetti possono causare.

Il capitolo 4 riguarda tutti gli aspetti teorici che stanno alla base della modellazione numerica effettuata mediante l'utilizzo del codice FLAC, un metodo di analisi esplicito alle differenze finite con approccio lagrangiano.

Nel capitolo 5, invece, viene presentato il caso studio della diga di Briaglia e viene illustrata tutta la procedura di costruzione del modello numerico e la selezione dei segnali di input.

Infine, nel capitolo 6 vengono analizzati e discussi tutti i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche, al fine di evidenziare gli effetti relativi alla presenza dei difetti sulle prestazioni sismiche dell'opera.

2 - Descrizione e comportamento delle dighe in terra

2.1 Struttura delle dighe in terra

Le dighe in terra sono opere idrauliche di sbarramento costituite da materiali terrosi che derivano da cave naturali o da materiali che si ottengono dall'abbattimento di rocce, detti pietrame. Generalmente, questa tipologia di sbarramento ha un andamento rettilineo e una sezione trasversale di forma trapezoidale. Negli ultimi decenni, la costruzione di queste opere si è diffusa in modo rilevante grazie ai progressi compiuti nella meccanica delle terre e lo sviluppo di macchine sempre più efficienti. La diga in terra risulta conveniente quando vi è disponibilità del materiale da costruzione nelle vicinanze del sito, in cui si intende edificare la diga, e quando la zona di costruzione non abbia la resistenza adatta, dal punto di vista geotecnico, ad accogliere una diga in conglomerato cementizio. A differenza di quest'ultima, non è possibile, per le dighe di terra, formulare dei criteri di dimensionamento e progettazione in maniera precisa a causa delle diverse condizioni geologiche e geotecniche che si possono avere sia per i terreni di fondazione sia per i materiali da costruzione impiegati (Datei, 2013).

Il regolamento italiano (D.M. 26-06-2014) classifica le dighe di materiali sciolti in tre tipologie:

- dighe di terra omogenee, cioè costituite da materiale terroso di permeabilità uniforme e con un'altezza non superiore a 30 m;
- dighe zonate di terra o di terra e pietrame, formate da terre più o meno permeabili e da un nucleo di tenuta con permeabilità limitata (struttura di tenuta interna);
- dighe zonate di terra o di terra e pietrame, costituite da terre più o meno permeabili e da un manto di tenuta a monte (struttura di tenuta esterna).

In Figura 2-1 vengono mostrati i quattro tipi di dighe di terra più comunemente utilizzate.

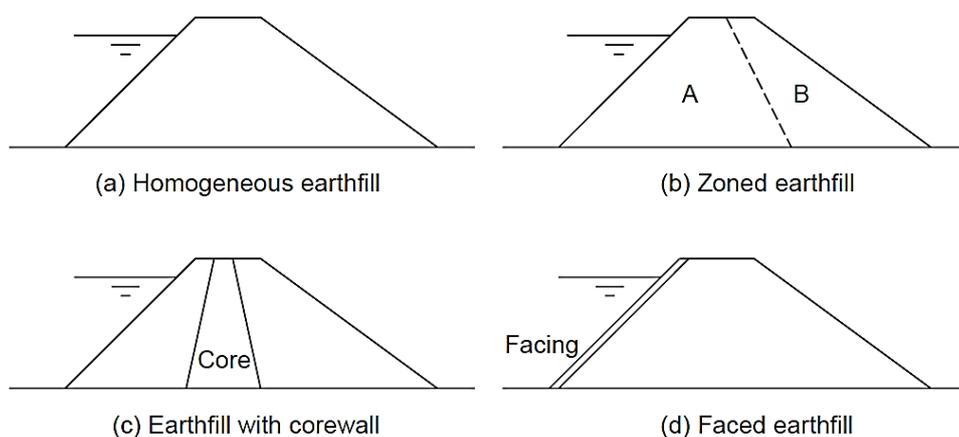


Figura 2-1 - Tipologie di dighe più diffuse (Zhang et al, 2009)

La normativa italiana (D.M. 26-06-2014) distingue le dighe anche secondo le loro dimensioni. Infatti, si definiscono “dighe di dimensioni contenute” o piccole dighe quelle dighe che “non superano i 15 metri di altezza e che determinano un volume di invaso non superiore a 1.000.000 di metri cubi”, mentre sono dette “grandi dighe” quelle dighe che “superano i 15 metri di altezza o che determinano un volume di invaso superiore a 1.000.000 di metri cubi”.

I materiali impiegati per la costruzione delle dighe in terra possono essere suddivisi in due categorie principali:

- materiali terrosi sottili: quando la composizione granulometrica è costituita in larga parte da sabbia, limi e argille. Le terre sottili sono comunemente impiegate per la realizzazione della struttura di tenuta per il ridotto grado di permeabilità che le caratterizza;
- materiali terrosi grossolani: quando la presenza di sabbia, limi e argille sono limitate o addirittura assenti. Le terre grossolane sono utilizzate con funzione resistente.

Il franco netto delle dighe di materiali sciolti, secondo il regolamento italiano, non deve essere inferiore ai seguenti valori:

- 1,5 m per le dighe con altezza fino a 15 m;
- 3,5 m per le dighe con altezza di 90 m o superiore.

Per valori di altezza della diga intermedi, è consentita l'interpolazione per il calcolo del franco netto. Il franco netto deve essere definito a consolidamento avvenuto sia del corpo diga finale sia della sua fondazione. Inoltre, si deve tenere conto dei cedimenti del coronamento derivanti da azioni sismiche, che vengono calcolati sulla base di opportuni modelli. Tuttavia, i cedimenti risultanti da questi modelli non devono essere inferiori a 5 mm per metro di altezza della diga.

La larghezza del coronamento non deve essere inferiore ai 4 m e, inoltre, deve consentire la percorribilità in sicurezza lungo tutto il coronamento, con la disposizione alle estremità di adeguate piazzole di manovra.

Le dighe in terra possono essere provviste di specifici rivestimenti dei paramenti sia di monte che di valle, con la funzione di protezione del rilevato dal moto ondoso (a monte) e dalle acque meteoriche. Il paramento di valle può essere rivestito, se le condizioni climatiche lo consentono, da zolle erbose. Per la protezione del paramento di monte, è vantaggioso installare un manto di tenuta esterno, che può essere in lastre di calcestruzzo armato, in conglomerato bituminoso e in acciaio. Il vantaggio, rispetto alle dighe con nucleo di tenuta interno, è rappresentato dalla scarsa predisposizione delle terre grossolane ai fenomeni di instabilità, causati dalle sovrappressioni interstiziali che si generano all'interno del rilevato a seguito di un eventuale rapido abbassamento del livello d'invaso o anche durante la costruzione della diga. Inoltre, si ha un vantaggio anche dal punto di vista costruttivo, dato che i materiali più permeabili sono relativamente più semplici da porre in opera rispetto ai terreni argillosi o, comunque, di scarsa permeabilità.

Il moto di filtrazione, che è presente all'interno del corpo diga e della sua fondazione, può sviluppare un processo di erosione delle particelle di terreno, che vengono trasportate dal flusso dell'acqua. Questo fenomeno può essere controllato da specifici dispositivi (come diaframmi, rivestimenti e taglioni profondi) e da filtri o drenaggi, che consentono il passaggio dell'acqua evitando contemporaneamente l'asportazione delle particelle di terreno costituenti il rilevato. Inoltre, i filtri hanno la funzione di contrastare il fenomeno del sifonamento (Datei, 2013).

Le dighe di terra non devono contenere terreni liquefacibili e argille di elevata sensibilità che non possono essere compattati. Particolare attenzione va posta anche nei confronti di quei terreni ad elevato grado di compressibilità, in quanto possono causare cedimenti importanti del rilevato. In linea di massima, è da escludere l'utilizzo di materiali che si alterano al contatto con l'acqua o l'aria e quelli costituiti da una certa percentuale di residui organici.

Nella fase di progettazione, le azioni da considerare secondo la normativa tecnica sono il peso proprio della diga, la spinta idrostatica, l'azione sismica ed eventuali spinte dovute all'interrimento e al ghiaccio. Le verifiche sono condotte secondo normativa con il metodo degli stati limite sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE). Per le dighe in materiali sciolti, risultano importanti le verifiche agli SLU della rottura per liquefazione del

corpo diga o della fondazione e della rottura per erosione interna o sifonamento. Le verifiche nei confronti dell'azione sismica devono includere gli effetti sismici che subiscono sia il corpo diga sia il terreno di fondazione. Questi ultimi devono essere valutati per mezzo di analisi semplificate o analisi dinamiche.

2.2 Moto di filtrazione e analisi di stabilità

L'evoluzione della superficie freatica all'interno del corpo diga deve essere nota al progettista al fine di effettuare alcune verifiche richieste dalla normativa, come ad esempio la verifica di svasso rapido del serbatoio. Il moto di filtrazione che si sviluppa all'interno della diga influisce sulla stabilità del corpo terroso. Infatti, se vi è un aumento delle pressioni interstiziali dovute, ad esempio, a un innalzamento del livello di falda, la resistenza al taglio che il terreno può offrire viene ridotta. Il fenomeno risulta di semplice comprensione se si considera il criterio di rottura di Mohr-Coulomb in combinazione con il principio di Terzaghi:

$$\tau = \sigma' \cdot \tan(\varphi) + c = (\sigma - u) \cdot \tan(\varphi) + c \quad (2-1)$$

dove φ e c sono i parametri di resistenza del terreno, τ è la resistenza al taglio, u è la pressione interstiziale e σ e σ' sono, rispettivamente, la tensione normale totale e quella efficace. Dalla equazione (2-1) si può notare come le pressioni neutre diminuiscono la resistenza al taglio. Inoltre, l'incremento del livello di falda causa un aumento del peso del terreno, contribuendo ad aumentare le condizioni di instabilità del pendio.

Esistono diversi metodi che permettono di determinare la posizione della superficie freatica all'interno del corpo diga. I metodi più avanzati, che consentono una trattazione di tipo esauriente del fenomeno, sono certamente quelli di natura numerica, come ad esempio i metodi alle differenze finite o ad elementi finiti. Essi consentono di condurre analisi sia in regime stazionario sia in regime transitorio. Tuttavia, esistono anche dei metodi semplificati che, in prima battuta, possono essere di aiuto per interfacciarsi al problema. In Figura 2-2 sono mostrati i livelli di falda secondo Pavlovsky e, nel caso in cui sia presente un drenaggio sulla fondazione a valle, secondo Casagrande.

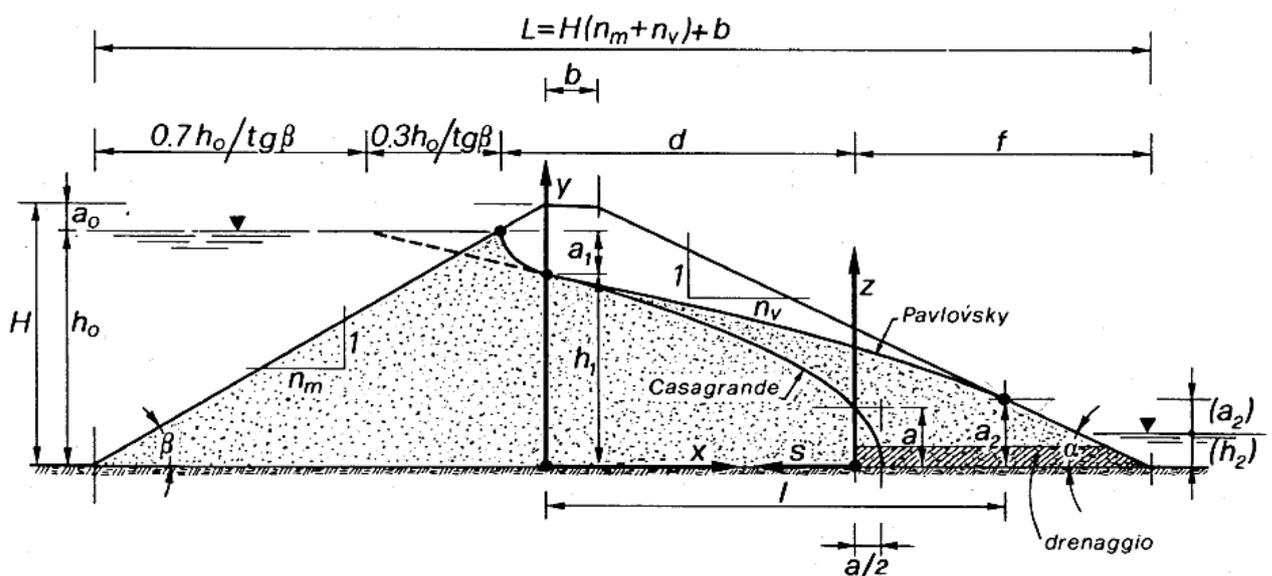


Figura 2-2 – Superficie freatica secondo Pavlovsky e Casagrande (Datei, 2013)

Il modello di Pavlowsky si basa sul moto permanente in un corpo poroso poggiato su una fondazione impermeabile. Secondo questo approccio, il campo di moto viene suddiviso in un certo numero di zone sulle quali viene applicata la legge di Darcy. Queste zone del campo di moto vengono successivamente legate tra loro dalla condizione di continuità. Pertanto, è possibile analizzare casi in cui il corpo diga presenta zone con diversi valori di conducibilità idraulica, suddividendo il campo di moto nel modo più appropriato.

L'analisi del moto di filtrazione all'interno del rilevato deve essere condotta sulla base di una conoscenza approfondita delle proprietà meccaniche e idrauliche dei terreni costituenti la diga e la sua fondazione, per cui risulta fondamentale eseguire le opportune prove sia in situ sia in laboratorio. Inoltre, è sempre buona abitudine mettere a confronto i parametri sperimentali con i dati derivanti da letteratura.

Noti i metodi di analisi del moto di filtrazione e la loro applicabilità, è possibile studiare quelle particolari situazioni che devono essere tenute in conto dal progettista (secondo il D.M. 26-06-2014):

- in fase costruttiva;
- al termine della costruzione e a serbatoio vuoto;
- a serbatoio pieno con il livello alla quota massima di regolazione e, se necessario, a livelli intermedi;
- a serbatoio pieno con il livello di massimo invaso (cioè il livello di piena più gravoso previsto da progetto);
- a seguito di rapida vuotatura del serbatoio dal livello massimo di regolazione al livello di minimo invaso e, se necessario, a livelli intermedi (da trascurare se è presente un manto di tenuta sul paramento a monte associato a un dreno di sicura e comprovata efficienza);
- in presenza di sisma, con il livello alla quota massima di regolazione e, se rilevante, anche a livelli intermedi e a serbatoio vuoto.

L'individuazione della potenziale superficie di scorrimento, per cui si ha il minimo valore del fattore di sicurezza, si effettua anche in sezioni diverse rispetto a quella maestra, soprattutto se sono presenti fondazioni con caratteristiche differenti. Il fattore di sicurezza è definito dal rapporto tra le azioni stabilizzanti, che tendono ad opporsi allo scorrimento, e quelle destabilizzanti.

La stabilità dei paramenti della diga è assicurata quando il fattore di sicurezza è maggiore di uno.

In caso di sisma, il fattore di sicurezza può essere valutato con metodi semplificati, come il metodo pseudo-statico (il quale non tiene conto degli effetti dinamici reali che un sisma produce, anche se risulta essere cautelativo) e le analisi dinamiche (Datei, 2013).

2.3 – Comportamento in condizioni sismiche delle dighe in terra

2.3.1 - Generalità

L'azione sismica è un'azione di tipo ciclico, con movimenti in direzione sia verticale che orizzontale, caratterizzata da una durata breve. Le onde sismiche generano sulle dighe in terra dei carichi aggiuntivi, rispetto a quelli statici, che possono mettere a rischio la condizione di stabilità del rilevato. I terremoti sono in grado di essere la causa delle seguenti situazioni (Fell, 2005):

- assestamento e fessurazione del corpo diga, soprattutto nelle aree vicine al coronamento;
- instabilità dei paramenti di monte e di valle;
- riduzione del franco e, nelle condizioni peggiori, il superamento della diga provocati dall'assestamento o dall'instabilità del rilevato;
- fessurazione causata dal movimento differenziale tra il terrapieno, le spalle e le strutture dello sfioratore;

- erosione interna e piping, con conseguente fessurazione del corpo terroso;
- liquefazione del terreno, caratterizzata da una perdita di resistenza al taglio dovuta a sovrappressioni interstiziali positive indotte dal sisma nel corpo diga o nella sua fondazione;
- movimenti differenziali sulle faglie che attraversano la fondazione della diga;
- superamento della diga da parte di onde generate da grandi movimenti tettonici nell'area di invaso o da frane indotte dal sisma sui pendii che circondano il bacino;
- danneggiamento delle opere di scarico installate sulla diga con conseguenti perdite d'acqua che possono erodere il terrapieno.

La gravità dei suddetti fenomeni dipende in modo importante dalla sismicità dell'area in cui è situata la diga, dal sisma di progetto, dalle condizioni topografiche del sito di costruzione, dai materiali costituenti la fondazione, dalla tipologia di diga e dai suoi particolari costruttivi, dal livello d'invaso al momento del terremoto. Particolare importanza è da porre sulla stabilità del terrapieno durante e subito dopo il terremoto, sulle deformazioni indotte dal sisma (con possibile riduzione del franco) e sul potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione ed eventualmente nel rilevato.

2.3.2 – Sincronismo del moto sismico

Generalmente, la distribuzione delle accelerazioni massime e il numero di cicli di accelerazione all'interno della diga dominano le deformazioni permanenti, le fratture e le sovrappressioni interstiziali durante il sisma. Questi effetti possono essere influenzati anche da fenomeni di scorrimento globali, dipendenti anche dalla distribuzione istantanea delle accelerazioni e dalle forze inerziali che agiscono su masse di terreno considerevoli.

La deformabilità della diga in terra è responsabile della non uniformità della distribuzione delle accelerazioni all'interno del terrapieno. Questa caratteristica comporta l'amplificazione locale del moto sismico (incremento puntuale delle accelerazioni nel corpo diga), che aumenta con il crescere della quota, e l'asincronismo del moto. Sebbene si manifesti un'amplificazione del moto localmente, all'interno di un volume significativo di terreno è possibile che vi siano accelerazioni in punti diversi che abbiano valori differenti e addirittura di segno opposto. Questo asincronismo del segnale sismico può ridurre notevolmente l'azione sismica globale sul volume di terreno potenzialmente instabile. L'asincronismo del moto può essere intensificato dalla riduzione del modulo elastico, che si manifesta con l'aumentare del livello di deformazione indotto dal sisma. La perdita di rigidezza del materiale durante il terremoto fa sì che si eccitino modi di vibrare di ordine superiore al primo e che si generino uno o più punti di inversione del moto lungo la direzione verticale. L'accelerazione equivalente, ossia quella relativa a un volume significativo di terreno all'interno della diga, si riduce rispetto alla PGA con l'aumentare della profondità e dell'estensione della superficie di scorrimento relativa al volume di terreno esaminato.

L'asincronismo del moto risulta accentuato anche dall'altezza della diga, in quanto un terrapieno alto possiede una maggiore capacità di deformarsi (Bilotta et al, 2008).

2.3.3 – Liquefazione delle dighe in terra e delle fondazioni

In generale, la liquefazione si verifica nei terreni detti contraenti (sabbie sciolte e argille normalmente consolidate o leggermente sovra-consolidate), che sviluppano sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate con conseguente perdita di resistenza al taglio e incremento notevole delle deformazioni. La liquefazione può essere prodotta sia da un carico ciclico (come quello generato dai terremoti) sia da un carico statico.

La suscettibilità alla liquefazione è una caratteristica delle sabbie sature, sabbie limose e sabbie ghiaiose. Esistono diversi criteri proposti in letteratura che consentono di individuare quali terreni

siano suscettibili alla liquefazione (per esempio Seed & Idriss, 1982, e Collins & Tjomas, 2003). In Figura 2-3 sono riportati i limiti suggeriti nel 1985 dall'USNRC.

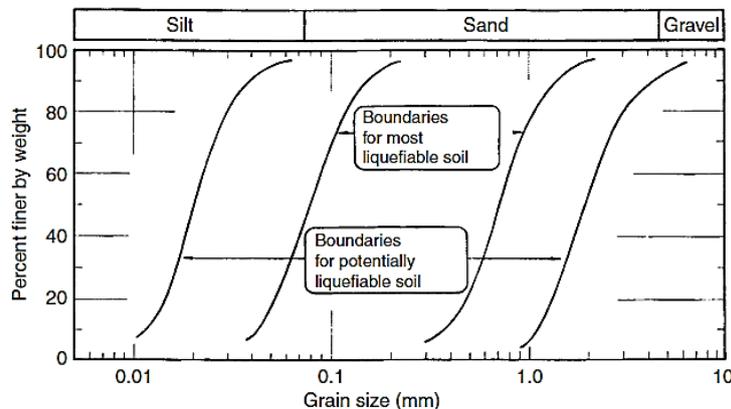


Figura 2-3 – Fusi granulometrici di suscettibilità alla liquefazione dei terreni (Fell, 2005)

Esistono diversi tipi di liquefazione (Fell, 2005):

- liquefazione iniziale: è la condizione per cui la tensione efficace è momentaneamente nulla durante il carico ciclico;
- liquefazione di flusso: è la condizione per cui si verifica un comportamento rammollente del terreno in cui le sollecitazioni di taglio sono maggiori della resistenza al taglio non drenata allo stato stazionario;
- liquefazione temporanea: è la condizione per cui si verifica un limitato rammollimento del materiale. Incrementando la deformazione, il comportamento diviene di tipo incrudente.

Le suddette tipologie di liquefazione possono verificarsi sia sotto carichi ciclici sia sotto carichi statici. In letteratura, sono presenti altri due tipi di liquefazione, che avvengono in presenza di sollecitazione ciclica (Fell, 2005):

- liquefazione ciclica: è una forma di liquefazione temporanea in cui il carico ciclico produce un'inversione dello sforzo di taglio e si verifica in modo transitorio una condizione iniziale di liquefazione (la tensione efficace si annulla);
- mobilità ciclica: è una forma di liquefazione temporanea in cui le sollecitazioni di taglio risultano sempre positive.

Il carico ciclico generato dal sisma genera un addensamento dei terreni granulari asciutti, in quanto le particelle di terreno subiscono una riorganizzazione spaziale durante il moto. Se il terreno risulta invece saturo, la riduzione del volume non può avvenire, in quanto si è in una condizione non drenata a causa delle rapide sollecitazioni cicliche che non consentono il drenaggio dell'acqua tra le particelle di terreno. Quindi, si verifica un aumento delle pressioni interstiziali che contrasta la riduzione del volume e, conseguentemente, una riduzione della tensione efficace. All'aumentare del numero di cicli di sollecitazione, le pressioni interstiziali si accumulano e, in certi casi, possono giungere ad eguagliare la tensione totale: questa condizione è chiamata "liquefazione iniziale".

Il potenziale di liquefazione dipende dal percorso di sollecitazione a cui è sottoposto il terreno. In Figura 2-4 viene mostrato il percorso di sollecitazione sul piano p-q per una prova triassiale ciclica.

Il percorso delle tensioni efficaci inizia dal ciclo 1 e si muove verso sinistra fino a raggiungere l'inviluppo di rottura (K_f line) nel ciclo 21. Lungo l'inviluppo di rottura si ha un'accelerazione

dell'incremento delle pressioni interstiziali e delle deformazioni. Quando si raggiunge la condizione per cui la tensione efficace è nulla, i percorsi delle sollecitazioni seguono l'involuppo di rottura in modo ciclico passando in prossimità dell'origine due volte per ogni ciclo. La situazione appena descritta è tipica della liquefazione ciclica.

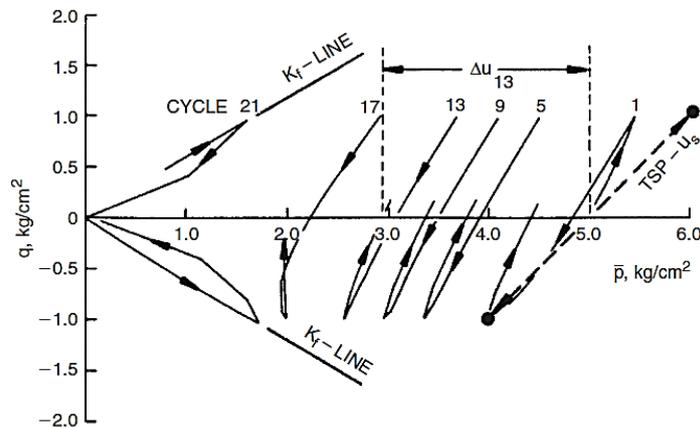


Figura 2-4 – Percorso di sollecitazione ciclica durante una prova triassiale nel piano q,p (Fell, 2005)

Il percorso di sollecitazione viene modificato marcatamente se il campione della prova triassiale ciclica subisce un consolidamento anisotropo o è soggetto a una sollecitazione di taglio costante oltre a quella dovuta dal carico ciclico. La Figura 2-5 mostra come il percorso, raggiunta la linea di rottura, si allontana da quest'ultima e non riesce a transitare per l'origine. In questo caso, il terreno si deforma senza che vi sia una condizione di tensione efficace nulla. Questo percorso di sollecitazione è caratteristico di una condizione di mobilità ciclica.

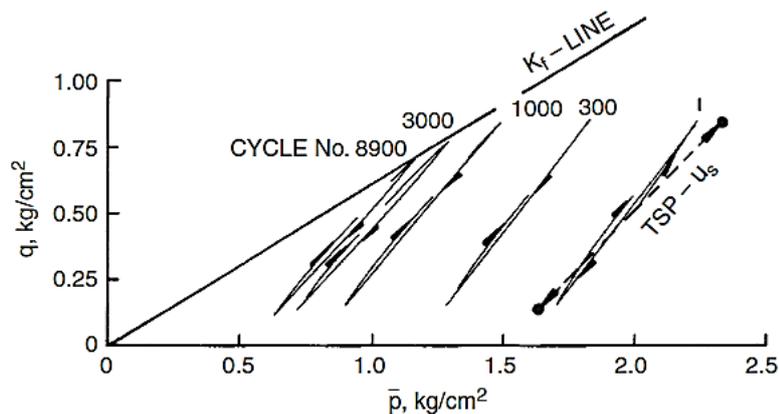


Figura 2-5 – Percorso di sollecitazione relativo a una condizione di mobilità ciclica (Fell, 2005)

La condizione di liquefazione iniziale viene raggiunta con un numero di cicli che dipende fondamentalmente dal rapporto di sollecitazione ciclica $\frac{\tau}{\sigma_0}$, dalle condizioni e dal percorso di sollecitazione, dalle dimensioni delle particelle di terreno e dalla densità relativa. Se un terreno è caratterizzato da un valore di densità relativa basso, la liquefazione iniziale sarà ottenuta con un numero di cicli minore rispetto a un terreno con densità relative elevate.

Il numero di cicli di carico è correlato alla magnitudo del sisma. Pertanto, i terreni mediamente addensati sono soggetti a liquefazione solamente per quei terremoti caratterizzati da magnitudo elevate.

Dal punto di vista deformativo, la Figura 2-6 presenta due tipologie di comportamento del terreno che si possono avere nella fase post-sisma.

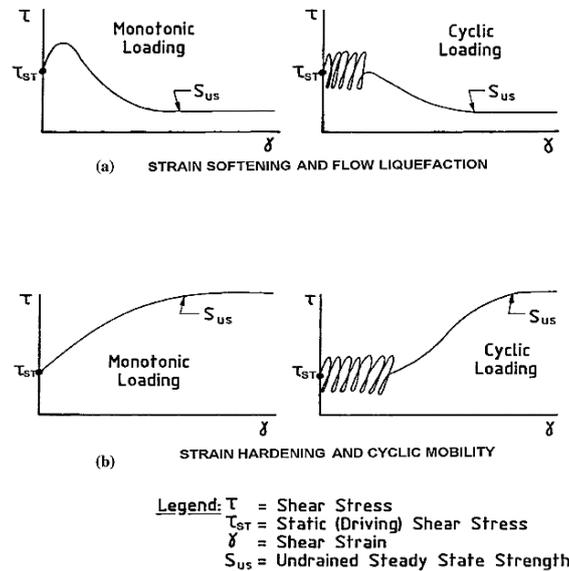


Figura 2-6 – Comportamento del terreno nella fase post-sisma (Fell, 2005)

Se, dopo la cessazione del carico ciclico, il terreno ha un comportamento rammollente (Figura 2-6a), la deformazione può essere abbastanza elevata da far sì che la sollecitazione di taglio statica sia superiore alla resistenza disponibile. In questo caso, la deformazione continua a svilupparsi senza che vi siano ulteriori carichi ciclici (condizione di liquefazione di flusso). Pertanto, si manifestano grandi deformazioni da parte del pendio in maniera relativamente rapida.

Se, invece, il terreno manifesta un comportamento incrudente dopo il carico ciclico (Figura 2-6b), nella fase post-sisma, la sollecitazione di taglio statica risulta inferiore alla resistenza al taglio non drenata allo stato stazionario S_{us} . Dunque, le deformazioni si arrestano e il pendio si stabilizza una volta che i cicli indotti dal sisma si siano esauriti.

La resistenza non drenata allo stato stazionario S_{us} di un terreno è funzione dell'indice dei vuoti, della tessitura, delle tensioni di confinamento e del percorso di sollecitazione.

L'instabilità complessiva post-sisma di un pendio, costituito in parte da terreni a comportamento incrudente e in parte da terreni a comportamento rammollente (dopo la cessazione dei carichi ciclici), si verifica solo se, a seguito della redistribuzione delle sollecitazioni, la resistenza del terreno a comportamento incrudente non è sufficiente a sostenere la sollecitazione di taglio statica di tipo gravitazionale. Questa condizione non è però sufficiente perché si verifichi uno scivolamento: infatti, deve svilupparsi un meccanismo cinematicamente ammissibile. Inoltre, l'instabilità del pendio dipende anche dal valore che assume il fattore di sicurezza.

Per verificare la stabilità di una diga in terra nella fase post-sisma, si può eseguire un'analisi di stabilità all'equilibrio limite in cui alcune zone sono caratterizzate da una resistenza al taglio non drenata allo stato stazionario e altre zone sono contraddistinte da una resistenza al taglio liquefatta.

Quest'ultima è quella resistenza che manifestano i terreni a comportamento rammollente dopo la cessazione dei carichi ciclici, a seguito della redistribuzione delle sollecitazioni. Se il fattore di sicurezza determinato in queste condizioni risulta maggiore di uno, il pendio subirà delle deformazioni esclusivamente durante il sisma. Se, invece, il fattore di sicurezza è inferiore a uno, il pendio sarà soggetto a scivolamento e sarà caratterizzato da grandi e rapide deformazioni dopo l'evento sismico.

3 - Influenza delle tane nel corpo diga

3.1 – Struttura delle tane

3.1.1 - Introduzione

In Italia, gli animali fossori che possono causare dei problemi di stabilità agli argini dei corsi d'acqua e alle dighe di terra sono principalmente il tasso europeo, la nutria, l'istrice, la volpe rossa, il coniglio europeo e il topo muschiato.

Il tasso europeo (*Meles meles*) è distribuito sull'intera penisola, ma risulta assente in Sardegna, Sicilia e isole minori. Vive solitamente nelle foreste sia di pianura sia di montagna fino a 2000 m s.l.m. ma, date le sue capacità di adattamento, lo si ritrova anche in zone dove la vegetazione naturale è limitata. Le sue tane, caratterizzate da un complesso sistema di camere e cunicoli, possono essere condivise o occupate da altre specie animali, come la volpe. I cunicoli vengono scavati per lo più a bassa quota e in pendii ripidi, preferibilmente coperti da vegetazione.

La nutria (*Myocastor coypus*) è un roditore originario del Sud America. In seguito alla produzione commerciale di pelliccia, la specie si è diffusa in Nord America, Asia, Africa ed Europa. Preferisce gli ambienti semiacquatici (aree deltizie, palustri, fiumi e sponde di laghi) e vive gran parte della sua vita in acqua. Le sue tane sono scavate all'interno degli argini dei corsi d'acqua e possono comprometterne la tenuta strutturale (Spagnesi et al, 2002)

L'istrice (*Hystrix cristata*) è diffusa in tutta l'Africa settentrionale e in Italia (nella penisola e in Sicilia). È presente negli ecosistemi agro-forestali dell'area mediterranea, dalla pianura alla media collina, e predilige gli ambienti in prossimità dei corsi d'acqua (utilizzati come vie di espansione). L'istrice scava la propria tana nel terreno, formando un sistema complesso ed esteso di cunicoli, ma può anche occupare o condividere tane di altre specie o buchi naturali del terreno. La struttura della sua tana risulta essere molto simile a quella scavata dai tassi (Taccari, 2015).

La volpe rossa (*Vulpes vulpes*) è diffusa sull'intero territorio italiano. La sua tana ha una struttura molto semplice: la galleria d'ingresso conduce a una camera da cui si diramano molti passaggi laterali. Tuttavia, questo animale può occupare o condividere la tana di altre specie animali, come quella scavata dai tassi (Taccari, 2015).

Il coniglio europeo (*Oryctolagus cuniculus*) è un animale di origine mediterranea e, in Italia, è presente in diverse regioni della penisola, in Sardegna, in Sicilia e nelle isole minori. Il suo habitat varia dalla pianura alla collina, raggiungendo anche zone di montagna fino a 800-1000 m s.l.m. Dato che è solito scavare le tane, predilige terreni sabbiosi o sabbiosi-argillosi, asciutti e ben drenati, con la presenza di bassi cespugli. Le tane del coniglio europeo sono scavate solitamente sugli argini dei corsi d'acqua. Gli ingressi delle tane hanno un diametro compreso tra i 10 cm e i 50 cm e possono raggiungere una profondità di circa 3 m. La tana di una colonia è costituita da diverse camere principali e secondarie, gallerie di connessione e numerose entrate ed uscite (Harris et al, 2008).

Il topo muschiato (*Ondatra zibethicus*) è un roditore originario del Nord America. L'introduzione in altre aree del pianeta è dovuta principalmente ad esemplari fuggiti dagli allevamenti per pellicce. In Italia, è presente in Friuli-Venezia Giulia, a causa dell'espansione naturale dalle regioni slovene. Il topo muschiato trascorre la sua vita negli ambienti acquatici. Scava le sue tane nelle scarpate e lungo gli argini (Figura 3-1), con entrate sommerse (15-30 cm sotto il livello dell'acqua) che non superano in genere gli 8-20 cm di diametro. Una tana ha spesso due ingressi per ogni occupante. Le gallerie penetrano nell'argine con un'inclinazione verso l'alto e terminano in una camera asciutta

sopra il livello di falda. Quest'ultima è collegata a un sistema di cunicoli che possono spingersi anche a una distanza di 10 m dalla sponda (Godin, 2001-2002, e Miller, 2018). Se il livello dell'acqua si innalza, l'animale amplia lo scavo della camera verso l'alto, in modo da ottenere un'ambiente asciutto nel nido.

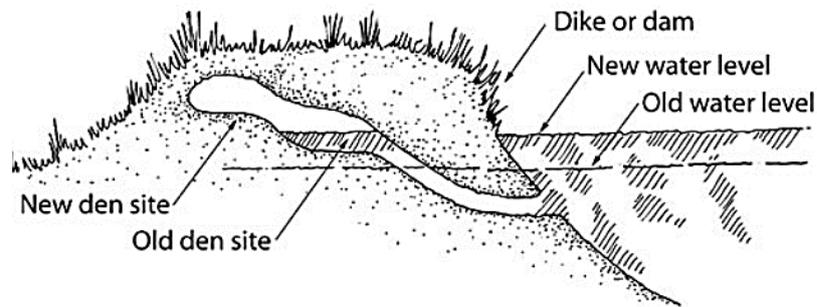


Figura 3-1 – Schematizzazione della tana del topo muschiato (Miller, 2018)

In questo paragrafo si è voluto approfondire meglio la struttura delle tane del tasso e della nutria, in quanto sono state utilizzate per lo studio di vulnerabilità sismica della diga in terra di Briaglia (affrontato nei capitoli successivi).

3.1.2 – Tana del tasso (*Meles meles*)

Il tasso europeo (Figura 3-2) preferisce scavare le proprie tane in terreni prevalentemente sabbiosi e asciutti. Questa scelta è giustificata dal fatto che la sabbia asciutta, essendo relativamente friabile, è più facile da scavare. L'area entro cui i tassi scavano le proprie tane è preferibilmente coperta da vegetazione e caratterizzata da una certa pendenza del terreno. Pertanto, i pendii degli argini e delle dighe in terra coperti da un manto erboso sono soggetti all'attività fossoria di questo animale.



Figura 3-2 – Da sinistra verso destra: esemplare di tasso europeo (*Meles meles*), ingresso della tana, distribuzione geografica

I tassi scavano complessi sistemi di tane, costituiti da un insieme di gallerie e camere sotterranee, in cui possono convivere anche più clan contemporaneamente. Il sistema di tane scavato dai tassi può essere suddiviso in insediamenti principali e secondari. L'insediamento principale forma la parte centrale della tana: esso possiede diverse entrate, risulta occupato dalla maggior parte dei membri della colonia in modo permanente e costituisce rifugio per la prole. In prossimità dell'insediamento principale, a una distanza compresa tra i 50 m e i 150 m, possono essere presenti degli insediamenti non principali. Questi ultimi sono classificati in base alla frequenza di utilizzo e al grado di connessione con la tana principale; ve ne sono di tre tipi:

- insediamenti annessi (“annex setts”): sono vicini alla tana principale, hanno pochi ingressi e sono generalmente abitati;
- insediamenti sussidiari (“subsidiary setts”): sono lontani dalla tana principale, hanno molti ingressi e sono saltuariamente occupati;
- insediamenti periferici (“outlier setts”): hanno un solo ingresso e sono occasionalmente frequentati. Se abbandonati, possono essere occupati da altre specie animali, come la volpe (*Vulpes vulpes*) o il coniglio europeo (*Oryctolagus cuniculus*).

Secondo una ricerca eseguita in Irlanda, il 77 % delle tane osservate non sono classificabili come principali (Byrne et al., 2012).

La dimensione e la complessità della tana dipendono soprattutto dalla funzione che essa svolge, dalla tipologia del terreno e dall'età. Generalmente, una tana principale è più estesa rispetto a una tana secondaria, mentre una tana che si sviluppa in un terreno difficilmente scavabile risulta meno profonda. Infine, più una tana è vecchia e più il sistema è sviluppato e complesso. La Figura 3-3 mostra alcuni esempi di tane di tasso (da quelle secondarie a quelle principali) in cui è possibile apprezzare l'intricato sistema di camere e cunicoli sotterranei.

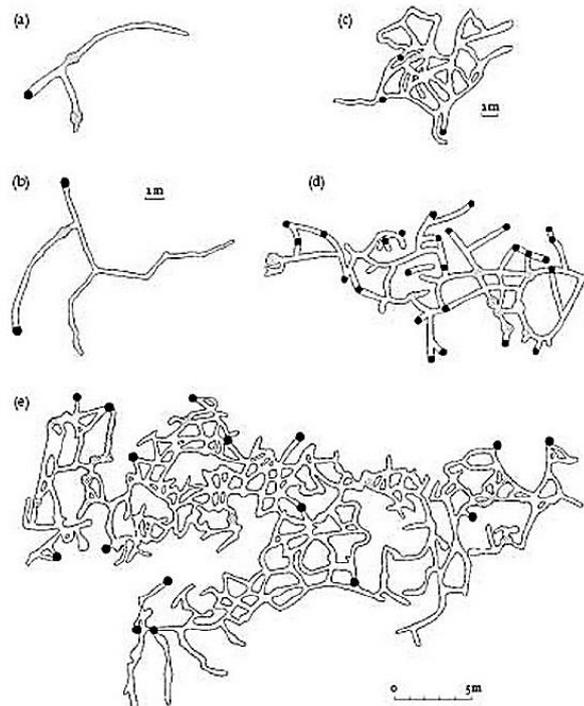


Figura 3-3 – Struttura delle tane di tasso europeo (Taccari, 2015)

Le tane dei tassi sono formate da gallerie con forma semicircolare o ellittica, con la larghezza maggiore rispetto all'altezza. Normalmente, l'altezza media di una galleria è di 20 cm mentre la larghezza varia dai 30 cm ai 35 cm. Le camere per la nidificazione, invece, hanno una forma sferica schiacciata con volta ad arco e sezione sul piano orizzontale pressappoco circolare. Naturalmente, le dimensioni della camera sono dettate anche dal numero di componenti familiari che la abitano.

Solitamente, la posizione di un ingresso è situata ad una quota maggiore rispetto a quella delle altre entrate. I primi tratti delle gallerie sono, in genere, inclinati per facilitare il drenaggio dell'acqua. L'inclinazione del tunnel di ingresso, se presente, risulta essere di circa 40-45°. Ad ogni modo, i cunicoli iniziali possono essere scavati anche in direzione orizzontale e, in linea di massima, non

scendono in profondità oltre il metro sotto l'ingresso della tana. Quest'ultimo risulta essere sempre collocato in un'area asciutta sopra il livello di falda.

La profondità complessiva del sistema di gallerie rimane pressoché costante se il terreno ha caratteristiche uniformi nell'area di scavo. All'interno di questo sistema, le camere possono essere scavate a diverse profondità e risultano essere disposte alla fine dei cunicoli (a 5-10 m dall'ingresso della tana). Inoltre, le gallerie possono intersecarsi tra di loro, formando anche intersezioni di tre tunnel contemporaneamente. In questo modo, i tassi costruiscono delle complesse strutture che si articolano nello spazio 3D. Tuttavia, se vi sono delle pendenze del terreno, la rete di gallerie si sviluppa orizzontalmente e può essere approssimata come una struttura 2D.

Il numero medio degli ingressi è compreso tra i 7 e i 12 per ogni insediamento. Gli insediamenti più grandi che sono stati osservati in Irlanda possedevano tra i 28 e i 60 ingressi, mentre quelli più piccoli hanno un numero di entrate inferiore a 7 (Taccari, 2015).

In Tabella 3-1 sono riportati dei valori caratteristici per quanto riguarda le dimensioni e la geometria delle gallerie e delle camere che compongono le tane dei tassi comuni.

Galleria	Forma	Semicircolare/ellisse schiacciata
	Larghezza	0,25-0,35 m
	Altezza	0,17-0,25 m
	Inclinazione	40-45° verso il basso
	Profondità	0.5-2.5 m sopra il livello di falda
	Lunghezza	5-10 m
Camera	Forma	Sfera schiacciata
	Larghezza	0,57-1,00 m
	Lunghezza	0,42-1,00 m
	Altezza	0,3-0,4 m

Tabella 3-1 – Geometria e dimensioni caratteristiche della tana del tasso europeo (Taccari, 2015)

3.1.3 – Tana della nutria (*Myocastor coypus*)

La nutria (Figura 3-4), soprattutto nei climi temperati e freddi, scava spesso delle tane per partorire o per proteggersi dal freddo. Le tane sono costruite negli argini dei bacini e dei corsi d'acqua con l'ingresso solitamente semisommerso; possono essere semplici con una sola entrata o complesse, costituite da un sistema di camere e corridoi che può estendersi su più livelli e per diversi metri. Una galleria può raggiungere i 10 m di lunghezza (sono state osservate anche gallerie lunghe fino a 45 m) con un diametro medio di 23 cm. Generalmente, la nutria preferisce scavare le sue tane su pendii con inclinazioni comprese tra i 45° e i 90° (Godin, 2001-2002, T.R. Sheffels, 2013).

All'interno delle camere, la temperatura rimane costante (8-10 °C) quando la temperatura esterna è compresa nell'intervallo da 24°C a -4°C. Questo aspetto risulta essere importante per le tecniche di rilevamento delle tane, in particolare della tecnica a immagini infrarossi (Godin, 2001-2002).



Figura 3-4 – Da sinistra verso destra: esemplare di nutria (*Myocastor coypus*), ingresso di una tana, distribuzione geografica

In Italia, nel modenese, sono state osservate tane di struttura piuttosto semplice, costituite da un cunicolo con al massimo un diverticolo a 50 cm dall'ingresso (come mostrato in Figura 3-5). La larghezza dei cunicoli è risultata essere tra i 15 cm e i 40 cm, con un'altezza compresa tra i 20 cm e i 45 cm. Inoltre, la lunghezza di queste tane è stata rilevata non superiore ai 4 m, con una direzione perpendicolare all'asse del canale. Nella parte terminale, le gallerie possono presentare una curvatura ad "U" e chiudersi con un lieve slargo, su cui è sistemata una lettiera formata da materiale vegetale. La curvatura ad "U" funge da sifone, mantenendo asciutta la camera terminale, ed è presente nei casi in cui la parte finale della galleria si trova ad un livello pari o inferiore rispetto a quello d'ingresso. Solitamente, però, la parte terminale del cunicolo si trova ad essere rialzata di 35-60 cm rispetto all'entrata. In tutti i casi osservati, gli ingressi delle tane si affacciano sull'acqua e sono solitamente collocate sui livelli di magra del corpo idrico.

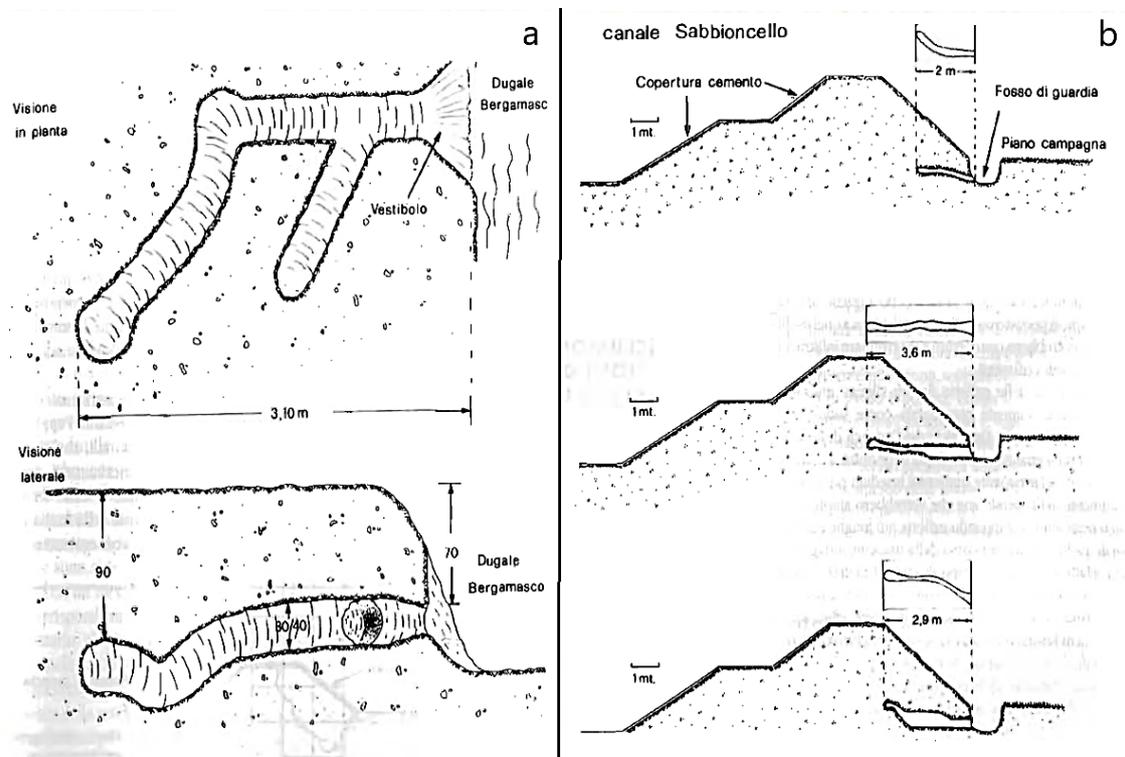


Figura 3-5 – Struttura di alcune tane di nutria osservate nel modenese (Tongiorgi et al, 1998)

Tuttavia, le tane osservate nel modenese devono essere considerate come una sottostima dei casi reali, in quanto le nutrie tendono ad ampliare il sistema di gallerie della propria tana, dato che possono convivere in gruppi numerosi all'interno della stessa (Tongiorgi et al, 1998).

In Tabella 3-2 sono riassunte le grandezze caratteristiche per la definizione della geometria della tana della nutria.

Galleria	Forma	Circolare
	Diametro	0,20-0,40 m
	Profondità	Sul livello di falda
	Lunghezza	2-10 m

Tabella 3-2 – Geometria e dimensioni caratteristiche della tana della nutria

3.2 – Metodi di investigazione per la rilevazione di tane animali all'interno di argini e dighe in terra

In questo paragrafo sono descritti i principali metodi geofisici utili a rilevare le gallerie e le camere sotterranee scavate da animali. Queste tecniche di rilevamento sono di tipo non invasivo e, dunque, consentono di individuare potenziali tane sotterranee senza intaccare l'integrità strutturale del rilevato.

Da un punto di vista geofisico, la rilevazione delle tane sotterranee è possibile grazie all'elevato contrasto fisico che si ha tra l'aria che riempie la cavità e il terreno circostante. Questo contrasto risulta maggiormente accentuato per parametri fisici come la resistività, la costante dielettrica relativa del mezzo, la densità e la velocità delle onde elastiche. Ognuna delle tecniche di rilevamento di seguito proposte richiede una particolare attenzione nei confronti dei problemi logistici, della geometria del rilevamento, della risoluzione e profondità massima investigabile.

Il singolo metodo geofisico non è in grado di definire da solo con precisione la struttura delle tane sotterranee. Infatti, è sempre preferibile integrare dati relativi a più metodi di rilevamento in modo tale da poter fare i confronti necessari e stimare quantitativamente caratteristiche fisiche utili ai fini ingegneristici, come le dimensioni e la forma (Borgatti et al, 2017).

I metodi di rilevamento geofisico descritti in questo paragrafo sono:

- il georadar (GPR);
- la tomografia elettrica di resistività (ERT);
- Il metodo elettromagnetico nel dominio della frequenza (FDEM);
- le immagini a infrarossi.

3.2.1 - Ground Penetrating Radar (GPR)

La tecnica del GPR è un metodo di investigazione geofisico di tipo continuo, non invasivo, speditivo e di buona risoluzione per indagare la parte superficiale del terreno. Il GPR utilizza impulsi elettromagnetici ad alta frequenza con lo scopo di rilevare anomalie in prossimità della superficie.

Lo strumento è costituito da tre parti (Figura 3-6):

- un'unità di controllo (console);
- un'antenna costituita da una componente trasmittente, in grado di emettere impulsi elettromagnetici, e una componente ricevente, in grado di captare il segnale riflesso;
- un mezzo di trasporto in grado di muovere la strumentazione lungo un tracciato prestabilito.

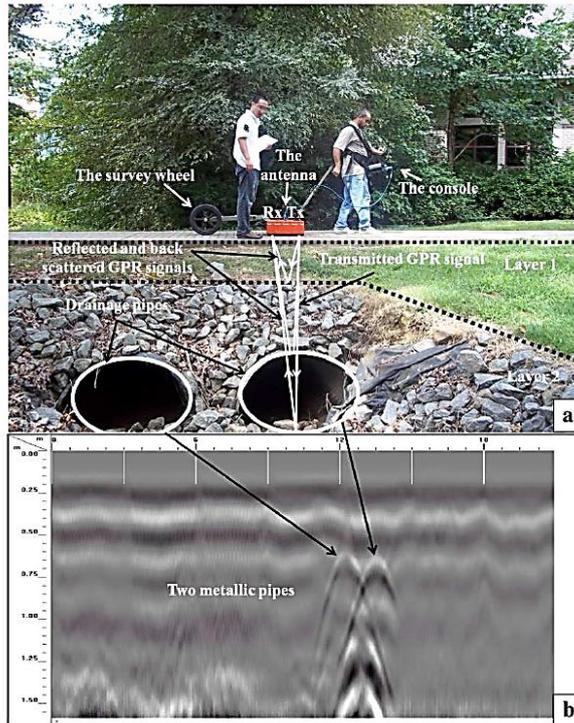


Figura 3-6 – Applicazione del metodo GPR per rilevare condotte sotterranee (Chlaib et al, 2014)

Le caratteristiche del segnale elettromagnetico dipendono dalle proprietà elettromagnetiche del terreno, come la forma d'onda, la velocità di propagazione e l'energia assorbita (Chlaib et al, 2014).

La velocità dell'impulso elettromagnetico è funzione soprattutto della costante dielettrica relativa del mezzo ϵ_r , una grandezza adimensionale data dal seguente rapporto:

$$\epsilon_r = \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \quad (3-1)$$

dove ϵ è la costante dielettrica assoluta del mezzo e ϵ_0 è la costante dielettrica assoluta del vuoto ($\epsilon_0 = 8,89 \cdot 10^{-12} \frac{C^2}{N \cdot m^2}$). I fattori che influiscono sulla costante dielettrica del mezzo sono diversi, tra i più importanti vi sono sicuramente la tessitura, la composizione chimica, la densità, la porosità e il contenuto d'acqua. Alcuni valori della costante dielettrica relativa del mezzo relativi a rocce e terreni sono riportati in Tabella 3-3.

Per calcolare la profondità del target D , è necessario conoscere i valori della costante dielettrica relativa del terreno e il tempo di percorrenza t che il segnale impiega per giungere al target e tornare indietro fino all'antenna. La profondità dell'oggetto che si vuole rilevare D è stimata mediante la seguente formula (Chlaib et al, 2014):

$$D = \frac{c \cdot t}{2 \cdot \sqrt{\epsilon_r}} \quad (3-2)$$

dove c è la velocità della luce nel vuoto, pari a 0,3 m/ns.

Dielectric constant (ϵ_r), conductivity (σ), and velocity (v) values for common soil and rocks (Daniels, 2004).

Materials	ϵ_r	σ (S/m)	v (m/ns)
Air	1	0	0.3
Distilled water	80	0.01	0.033
Water	80	0.5	0.033
Marine water	80	0.003	0.01
Dry sand	3-5	0.01	0.15
Wet sand	20-30	0.1-1	0.06
Limestone	4-8	0.5-2	0.12
Shale	5-15	1-100	0.09
Silt	5-30	1-100	0.07
Clay	5-40	2-1000	0.06
Granite	4-6	0.01-1	0.13
Dry salt	5-6	0.01-1	0.13
Ice	3-4	0.01	0.16
Frozen ground	3-6	-	-
Concrete	4-10	-	-

Tabella 3-3 – Valori della costante dielettrica relativa per rocce e terreni (Chlaib et al, 2014)

Di conseguenza, prima di impiegare il metodo GPR, è consigliabile condurre delle misurazioni preliminari sulla costante dielettrica del mezzo, che varia anche all'interno di un mezzo omogeneo, e sulla sua conducibilità elettrica, che aumenta all'aumentare della profondità del terreno ed è utile per sapere se l'attenuazione del segnale è eccessiva (Stott, 1996).

La massima profondità di penetrazione del segnale elettromagnetico dipende in modo importante dalla frequenza dell'antenna, ma anche dalla litologia, tessitura, dimensione dei grani e contenuto d'acqua. La condizione ottimale presenta una combinazione di materiali compatti a bassa conducibilità e una frequenza centrale dello strumento relativamente bassa (Borgatti et al, 2017).

Prima di iniziare un rilievo GPR, è fondamentale l'impostazione preliminare del sistema. La definizione del guadagno, fondamentale per aumentare l'ampiezza delle onde riflesse, è scelta in base alle condizioni del terreno e alla profondità d'indagine che si vuole ottenere. La profondità d'indagine dipende dalla scelta dell'intervallo di tempo che intercorre tra l'emissione di un segnale e un altro, che a sua volta è funzione delle condizioni del terreno e della frequenza centrale dell'antenna trasmittente. In particolare, l'intervallo del tempo di acquisizione dell'antenna a bassa frequenza è ampio, mentre quello dell'antenna ad alta frequenza è stretto. Inoltre, se il terreno risulta essere composto da materiali ad alta conducibilità elettrica, l'intervallo di acquisizione si riduce (Chlaib et al, 2014).

L'attenuazione del segnale emesso è causata principalmente dalla conducibilità elettrica e dal contenuto di argilla del terreno, che in alcuni casi sono sufficienti a precludere l'utilizzo del GPR. La tecnica GPR è adatta soprattutto per terreni sabbiosi con un contenuto di umidità limitato. Si deve però prestare attenzione a quelle aree appena sotto la zona radicale delle piante, in quanto, essendo moderatamente saline, possiedono una conducibilità alta e influiscono negativamente sull'uso del GPR (Stott, 1996).

Le cavità d'aria all'interno del terreno, rappresentate ad esempio dalle tane di animali, sono caratterizzate da un eccellente contrasto della costante dielettrica, il quale potrebbe essere captato dalla tecnica del GPR. Esperimenti di laboratorio descritti da Chlaib nel 2014 mostrano che, in presenza di una cavità riempita d'aria, che ha una costante dielettrica notevolmente piccola (è pari a 1), il segnale riflesso varia la sua polarità rispetto al segnale incidente lungo l'interfaccia terra-aria. Se la cavità fosse riempita d'acqua, non ci sarebbe variazione di polarità del segnale riflesso rispetto a quello incidente in quanto l'acqua ha una costante dielettrica molto elevata (Chlaib et al, 2014).

La scansione ottenuta dal profilo GPR è rappresentata attraverso l'uso di diversi colori o, come nel caso della Figura 3-6, di diverse sfumature di grigio che rappresentano le diverse intensità del segnale riflesso. L'asse orizzontale descrive il tempo in cui il GPR rimane attivo ed esprime una distanza orizzontale in base alla velocità di trascinamento del carrello. L'asse verticale, invece, indica il tempo di percorrenza totale, ossia la somma del tempo di andata e del tempo di ritorno, dell'impulso elettromagnetico. La scansione riproduce il profilo del suolo, con la superficie del terreno rappresentata nella parte superiore. Tuttavia, la scansione ottenuta con il GPR differisce dal profilo reale del suolo, in quanto viene realizzata mentre il carrello avanza progressivamente e l'antenna riceve ad ogni istante sia riflessioni verticali sia riflessioni oblique. Pertanto, né la scala verticale né quella orizzontale possono essere rappresentative della distanza reale.

Le forme che possiamo distinguere in un'immagine di un profilo GPR sono prevalentemente di due tipi: iperboliche e planari. Le forme planari derivano dalla riflessione delle onde sulle interfacce planari tra mezzi a diversa costante dielettrica del mezzo. Le forme iperboliche derivano dalla riflessione delle onde su interfacce curve. Queste ultime vengono inizialmente rilevate da riflessioni oblique a una distanza maggiore di quella reale, impiegando tempi di percorrenza più lunghi. Come conseguenza, queste riflessioni appaiono più basse sull'asse verticale della scansione. Quando la riflessione è di tipo verticale, la distanza percorsa dal segnale si riduce e il segnale ricevuto compare più in alto sulla scala verticale. Successivamente, una volta che l'antenna ha superato la verticale passante per l'interfaccia curva, il segnale di ritorno viene nuovamente rilevato come obliquo, formando l'altra metà dell'iperbole. Altre forme iperboliche, che possono apparire sotto l'iperbole superiore corrispondente, suggeriscono la presenza di altre interfacce curve o, più probabilmente, possono essere interpretate come echi del segnale di ritorno.

Le sezioni trasversali delle gallerie scavate dagli animali appaiono sul profilo GPR come immagini iperboliche e, nella maggior parte dei casi, presentano una riflessione planare sulla sommità. La riflessione della base della galleria può essere captata dal GPR se la quantità di energia del segnale è sufficiente ad attraversare, sia all'andata sia al ritorno, l'interfaccia suolo-aria. Le tane di animali relativamente grandi possono essere rilevate adeguatamente con la tecnica GPR, mentre le tane più piccole risultano più difficili da intercettare. Infatti, secondo la legge di Snell, più il riflettore è convesso e più bassa sarà l'intensità del segnale ricevuto. Un'altra limitazione della tecnica è data dalla difficoltà nel distinguere gallerie vicine tra loro o gallerie multiple ravvicinate con orientamenti diversi: l'immagine risultante è caratterizzata dalla fusione delle singole gallerie. Oltre a questi problemi di risoluzione, le zone in cui le gallerie hanno più connessioni e sovrapposizioni sono responsabili della perdita di energia del segnale elettromagnetico, a causa delle ripetute riflessioni e rifrazioni ad ogni interfaccia (Stott, 1996).

3.2.2 - Tomografia elettrica di resistività (ERT)

La tecnica ERT consiste nell'immissione nel terreno di una data intensità di corrente elettrica a una data differenza di potenziale, con lo scopo di ottenere una distribuzione di resistività di una certa porzione di terreno. La misurazione della resistività è eseguita da uno strumento chiamato georesistivimetro, il quale è collegato a un quadripolo, formato da una coppia di elettrodi di corrente (dipolo energizzante) e una coppia di elettrodi di tensione (dipolo potenziometrico), che rilevano la differenza di potenziale della corrente immessa dal dipolo energizzante una volta che ha attraversato il terreno. Il risultato delle misurazioni è un profilo elettro-stratigrafico del sottosuolo, da cui si deriva un profilo geo-stratigrafico.

Per il calcolo della resistività ρ , si utilizza la formula seguente (derivante dalle leggi di Ohm):

$$\rho = k \cdot \frac{\Delta V}{I} \quad (3-3)$$

Dove ΔV è la differenza di potenziale [V], I è l'intensità di corrente elettrica [A] e k è un fattore geometrico che dipende dalla disposizione del quadripolo. Le disposizioni degli elettrodi e i relativi fattori geometrici sono mostrati in Figura 3-7.

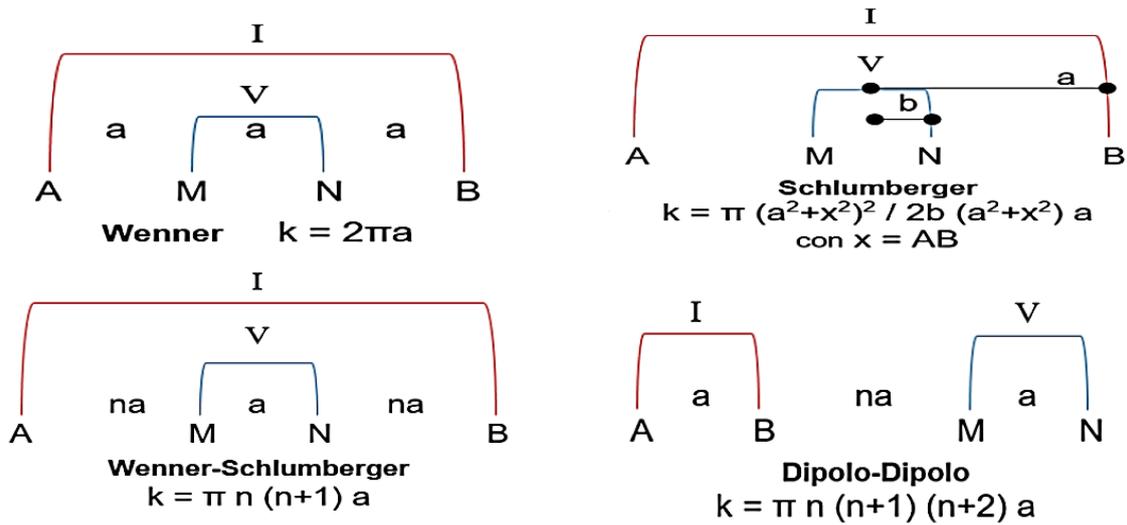


Figura 3-7 – Principali schemi di disposizione degli elettrodi della tecnica ERT (Nardi, 2021)

La tecnica ERT si ottiene trasladando e allargando i quadripoli lungo una linea di stendimento. Questa strategia consente di eseguire un sondaggio areale (2D) su un piano verticale. Se le misure sono effettuate lungo più linee di stendimento, è possibile ottenere un sondaggio volumetrico (3D).

La profondità massima di investigazione è pari a un quinto della lunghezza totale dello stendimento elettrodico.

La resistività misurata dal georesistivimetro è una resistività apparente, in quanto è rappresentativa del volume di terreno attraversato dalla corrente elettrica. Quindi, per ogni quadripolo, si ha a disposizione un valore di resistività apparente che viene assegnato a un singolo punto, ottenendo così una distribuzione di resistività apparente. Questa distribuzione deve poi essere convertita in una tomografia vera e propria. Per fare ciò, si utilizza la tecnica di Loke & Barker dell'inversione dei dati: essa consiste nell'ipotizzare un modello di stratigrafia teorico di resistività (si procede per tentativi), le cui misure di resistività apparente siano coerenti con le misure rilevate in superficie. L'operazione di inversione può essere effettuata in modo automatico da software appositamente dedicati. La tomografia così realizzata è detta elettro-stratigrafia e deve essere interpretata in relazione alla composizione del terreno, a cui si associano dei valori di resistività che dipendono anche dal grado di saturazione (Nardi, 2021).

Il metodo ERT consente di rilevare le tane animali al di sotto della superficie del terreno. Infatti, l'aria che riempie le gallerie e le camere sotterranee è caratterizzata da una resistività molto più elevata rispetto al terreno circostante. Questo contrasto di resistività così marcato tra terreno e aria consente di individuare anche le piccole tane. Tuttavia, dalla tomografia elettrica risulta complesso distinguere nettamente le camere dal sistema di gallerie connesso. Dato che le gallerie scavate dagli animali compiono percorsi spesso irregolari, incrociandosi nello spazio 3D, le sezioni bidimensionali potrebbero generare confusione. Per migliorare la risoluzione delle scansioni 2D, è possibile ridurre la distanza degli elettrodi, ma a scapito di una minore profondità di investigazione. La tecnica ERT 3D è in grado entro certi limiti di risolvere il problema tridimensionale delle gallerie (Butler et al, 1994).

3.2.3 - Metodo elettromagnetico nel dominio della frequenza (FDEM)

Il metodo FDEM sfrutta il principio dell'induzione elettromagnetica a bassa frequenza in un semispazio omogeneo, che risulta governato dalle equazioni di Maxwell. La tecnica può utilizzare una singola frequenza oppure più frequenze contemporaneamente.

Il sistema è costituito da una singola bobina trasmittente in grado di generare un campo magnetico primario, che induce a sua volta una corrente secondaria nel terreno. Al fine di misurare la conducibilità elettrica del terreno, è necessario installare in tre posizioni diverse dalla bobina trasmittente tre coppie di bobine perpendicolari tra loro: da questa disposizione, risulta che tre bobine sono complanari (HCP) e le altre tre sono perpendicolari (PRP) rispetto alla bobina trasmittente. Le bobine HCP sono più sensibili alle misure superficiali, mentre le bobine PRP risultano più sensibili a profondità più elevate, relativamente a un terreno a bassa conducibilità.

La massima profondità di investigazione che consente di distinguere in modo appropriato le misurazioni effettuate dal rumore di fondo è pari a 0,5 - 1 volta la skin depth δ , la cui formulazione è la seguente (Borgatti et al, 2017):

$$\delta \cong \sqrt{\frac{2}{\omega \mu_0 \sigma}} \quad (3-4)$$

in cui ω è la pulsazione [rad/s], σ è la conducibilità elettrica [S/m] e μ_0 la permeabilità magnetica nel vuoto ($\mu_0 = 4 \cdot \pi \cdot 10^{-7} \text{ H/m}$). La profondità di investigazione è anche funzione della distanza tra le bobine. Essa diminuisce se dei materiali ad alta conducibilità elettrica sono presenti vicino alla superficie del suolo.

Uno dei vantaggi di questa tecnica è che, basandosi sul fenomeno dell'induzione elettromagnetica, non richiede il contatto con il terreno.

Anche con questo metodo, è necessario effettuare l'operazione di inversione dei dati tramite dei software che si basano su diversi approcci (ad esempio la soluzione completa delle equazioni di Maxwell).

Il forte contrasto, che si verifica all'interfaccia terra-aria in termini di proprietà elettriche, consente di rilevare le cavità sotterranee scavate dagli animali. Un esempio di profili ottenuti con la tecnica FDEM è mostrato in Figura 3-8, dove è possibile individuare alcune tane animali (in corrispondenza di valori di resistività elevati) e la posizione della falda (Borgatti et al, 2017).

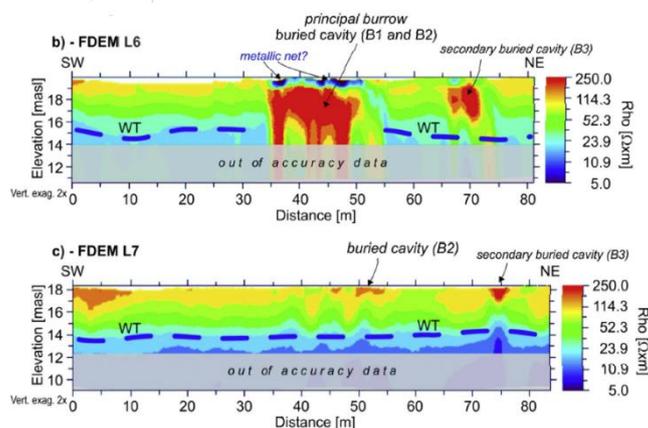


Figura 3-8 – Profili di resistività ottenuti dalla tecnica FDEM (Borgatti et al, 2017)

3.2.4 - Immagini a infrarossi (IR)

Le immagini a infrarossi sono scattate da particolari strumenti che convertono la radiazione termica in un impulso di tipo elettrico. Per la rilevazione delle tane all'interno del terreno, è consigliabile scattare le foto sia durante le ore diurne sia durante quelle notturne, in modo da contraddistinguere anomalie termiche. Ovviamente, è necessario conoscere la capacità termica dei materiali che compongono il sito da investigare. Ad esempio, in estate, durante il giorno, la temperatura della tana è più bassa rispetto a quella del terreno circostante. Durante le ore notturne, invece, si osserva un comportamento opposto. Inoltre, risulta molto utile registrare la temperatura esterna e l'umidità relativa durante le operazioni fotografiche.

Le immagini a infrarossi consentono di ottenere buoni risultati se la vegetazione che ricopre l'area da investigare è minima.

Un esempio di immagine a infrarossi con l'individuazione di più tane animali è riportato in Figura 3-9 (Borgatti et al, 2017).

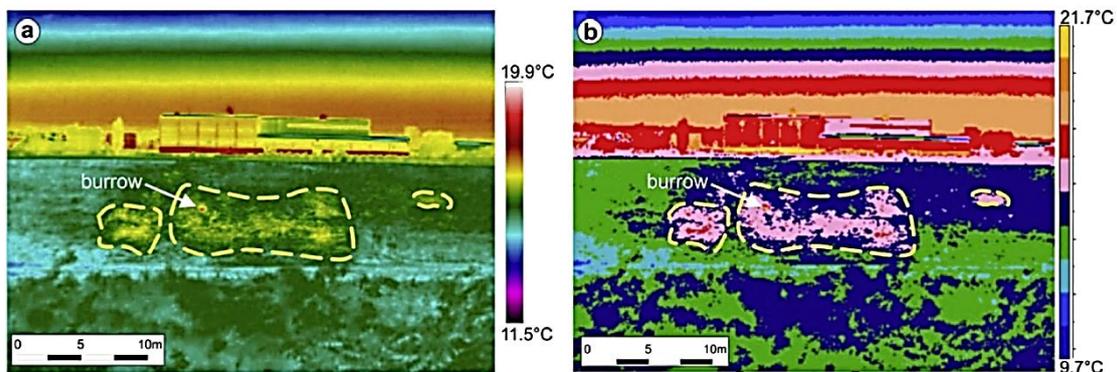


Figura 3-9 – Immagini ottenute con tecnica a infrarossi (Borgatti et al, 2017)

3.2.5 - Approccio integrato dei diversi metodi

L'approccio integrato dei metodi precedentemente descritti prevede innanzitutto la realizzazione di un modello digitale del terreno (DSM – Digital Surface Model), ottenuto con la tecnica aereo-fotogrammetrica (ATP). Le ortofoto utilizzate per creare il DSM vengono realizzate a partire dagli scatti effettuati da un drone sull'intera area di studio. Il DSM viene utilizzato per definire la geometria del caso studio e posizionare i punti di misura in modo accurato. I punti di misura che vengono scelti per ogni metodo d'indagine sono tracciati da un sistema di posizionamento (ad esempio il GPS), in modo tale da integrare i vari profili ottenuti dai metodi geofisici con il DSM e ottenere così un modello approssimativo tridimensionale.

Il metodo a infrarossi consente una rapida individuazione delle tane animali all'interno dell'argine o del corpo diga, ma i risultati devono essere confermati dall'utilizzo di altri metodi più precisi come ERT, GPR e FDEM, i quali consentono di stimare dimensione e forma delle cavità sotterranee. Per quanto riguarda i tempi di acquisizione, la tecnica ERT è sicuramente quella che richiede un maggior dispendio di tempo tra quelle proposte. D'altra parte, il metodo ERT raggiunge profondità più elevate. Le tecniche ERT e FDEM sono utili per stimare i volumi delle tane, mentre la tecnica GPR si dimostra adatta per determinarne la forma.

Un esempio di realizzazione di un modello 3D di una tana sotterranea, basata sull'integrazione dei dati derivanti dai vari metodi proposti, è mostrato in Figura 3-10 (Borgatti et al, 2017).

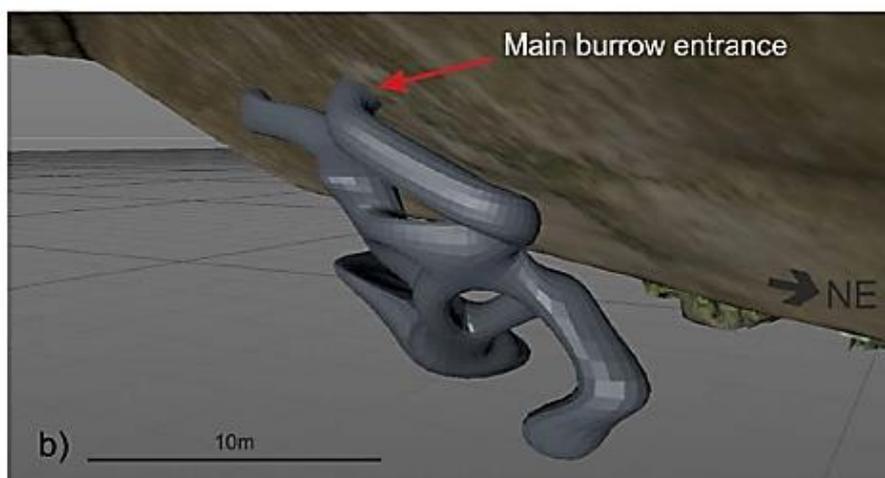


Figura 3-10 – Ricostruzione qualitativa di una tana di tasso europeo in 3D (Borgatti et al, 2017)

3.3 – Moto di filtrazione in presenza di tane all'interno del terrapieno

Le tane scavate dagli animali costituiscono dei percorsi preferenziali di infiltrazione dell'acqua all'interno del corpo diga. Quando un cunicolo intercetta la superficie freatica, l'acqua fluisce liberamente nelle gallerie della tana e, come conseguenza, sia il livello di falda sia la distribuzione delle pressioni interstiziali variano all'interno del terrapieno. Questa variazione del regime di flusso è influenzata dalla posizione che assumono le tane nel corpo diga.

Le tane che hanno i loro ingressi sul paramento di monte possono variare notevolmente la distribuzione delle pressioni interstiziali, in quanto, in taluni casi, sono in grado di tenere alto il livello di falda nella zona a monte. Questo comporta un aumento generale delle pressioni interstiziali sul corpo diga.

Come mostrato in Figura 3-11, si possono presentare tre situazioni significative per quanto riguarda la posizione delle tane sul paramento di monte:

1. La tana è situata al di sopra del livello di falda e non intercetta in alcuna zona la superficie freatica. In questo caso, la tana non altera la distribuzione delle pressioni interstiziali e il livello di falda è identico al caso in cui non vi sia alcun cunicolo;
2. L'ingresso della tana è posto sopra il livello di falda ma, a una certa distanza dall'entrata, il cunicolo intercetta la superficie freatica. In tal caso, sia il livello piezometrico sia la distribuzione delle pressioni interstiziali variano rispetto al caso in cui nessuna tana è presente; la superficie freatica risulta a una quota più elevata e le pressioni interstiziali aumentano di conseguenza.
3. La tana risulta interamente sommersa. Come nel caso 2, anche qui sia i livelli di falda sia le pressioni interstiziali aumentano rispetto al caso privo di tane, ma in modo più significativo.

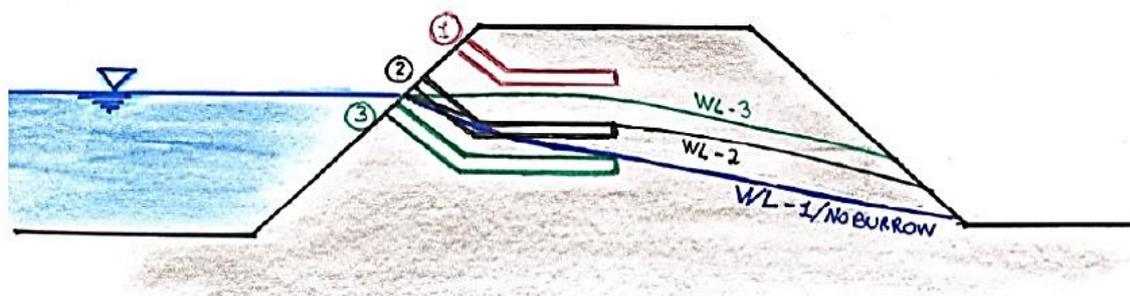


Figura 3-11 – Influenza delle tane del paramento di monte sul moto di filtrazione nel rilevato (Taccari, 2015)

Anche per il paramento di valle, si possono presentare tre situazioni significative (Figura 3-12):

1. L'intera galleria della tana è situata sopra il livello di falda e non intercetta la superficie freatica. L'influenza della tana sul moto di filtrazione è nulla e i livelli di falda non variano rispetto al caso senza tane.
2. Il cunicolo è posto a una quota inferiore rispetto al caso precedente e, nella parte terminale, intercetta la superficie freatica. In questa situazione, l'acqua scorre lungo il cunicolo e fuoriesce dal paramento di valle in un punto più alto rispetto al caso in cui non vi sono tane; questo comporta un aumento delle pressioni interstiziali nel corpo diga.
3. La tana si colloca sulla base del paramento di valle e agisce come un dreno orizzontale, intercettando la superficie freatica e abbassando così il livello di falda. Conseguentemente, le pressioni interstiziali all'interno del terrapieno diminuiscono significativamente.

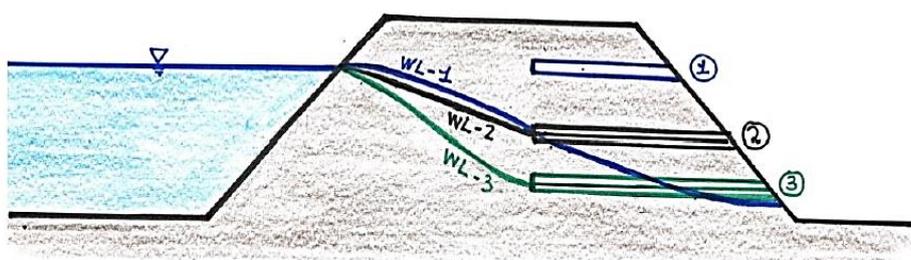


Figura 3-12 - Influenza delle tane del paramento di valle sul moto di filtrazione nel rilevato (Taccari, 2015)

Le situazioni descritte precedentemente, relative sia al paramento di valle sia al paramento di monte, si riferiscono a una condizione di flusso in regime stazionario. Per quanto riguarda l'analisi del moto di filtrazione in regime transitorio, i livelli di falda e le pressioni interstiziali risultano inferiori rispetto alle situazioni di stato permanente. Pertanto, l'analisi in regime stazionario garantisce una condizione a favore di sicurezza, in quanto risulta essere la più gravosa in termini di pressioni interstiziali.

3.4 – Possibili meccanismi di collasso indotti dalle tane

I meccanismi di collasso che si generano all'interno del corpo diga o di un rilevato arginale possono essere molteplici. In particolare, i meccanismi di rottura indotti dalla presenza di tane o, più in generale, di cavità all'interno del corpo diga, sono (Taccari, 2015):

- instabilità del paramento di valle;
- micro-instabilità;
- erosione interna.

Nei seguenti paragrafi vengono descritti i meccanismi di collasso appena citati.

3.4.1 – Instabilità del paramento di valle

L'instabilità di un pendio (Figura 3-13) nasce quando, lungo una superficie di scorrimento interna al versante, le tensioni tangenziali agenti risultano maggiori rispetto a quelle resistenti. Tra le cause dell'instabilità di un pendio vi sono sicuramente l'innalzamento del livello di falda interno al terrapieno e l'azione sismica.

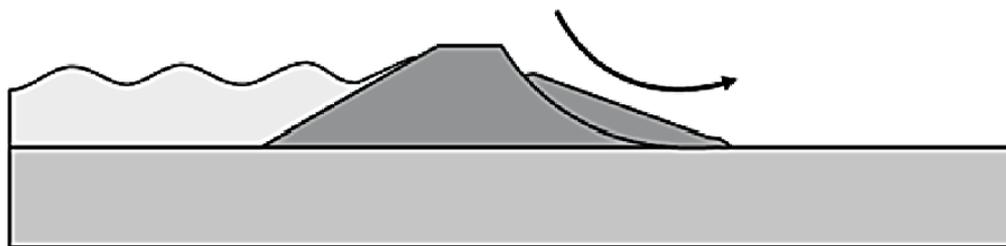


Figura 3-13 – Instabilità del paramento di valle (Taccari, 2015)

L'innalzamento del livello idrico comporta un aumento delle pressioni interstiziali. Secondo il principio di Terzaghi, all'aumentare delle pressioni interstiziali segue una diminuzione delle tensioni efficaci e, quindi, della resistenza al taglio (facendo riferimento al criterio di Mohr-Coulomb riportato nell'equazione (2-1)). Inoltre, se il livello di falda aumenta, il peso della parte instabile del pendio risulta maggiore e, di conseguenza, la sollecitazione di taglio agente viene incrementata.

Dato che i livelli di falda possono variare anche in modo significativo con la presenza delle tane all'interno del terrapieno, l'instabilità del paramento di valle può essere causata dall'attività di scavo degli animali fossori, come il tasso e la nutria. Tuttavia, per ottenere una diminuzione significativa della stabilità del pendio, i volumi di terra scavati devono essere rilevanti rispetto al volume del rilevato (Taccari, 2015).

La conoscenza della posizione della tana lungo il paramento è fondamentale per capire come si modificano le distribuzioni delle pressioni interstiziali e la conseguente diminuzione delle tensioni efficaci. In modo analogo a quanto scritto riguardo l'influenza della posizione delle tane sul moto di filtrazione, la stabilità del pendio risulta essere compromessa in funzione di come i cunicoli sono collocati rispetto al livello di falda.

L'analisi di stabilità del pendio viene solitamente eseguita mediante il metodo dell'equilibrio limite globale o attraverso metodi numerici. Ad ogni modo, risulta fondamentale la definizione del coefficiente di sicurezza, ossia del rapporto tra la resistenza a rottura disponibile e la resistenza che viene di fatto mobilitata.

Per quanto riguarda il metodo dell'equilibrio limite globale, la superficie di scorrimento è schematizzata secondo una geometria semplice e si ricava una soluzione approssimata risolvendo delle equazioni di equilibrio. In particolare, si considerano un certo numero di potenziali superfici di rottura e si valuta il coefficiente di sicurezza per ognuna di esse: il coefficiente di sicurezza globale del pendio corrisponde al coefficiente di sicurezza minimo tra quelli che caratterizzano le superfici di scorrimento analizzate.

L'analisi all'equilibrio limite globale è caratterizzata da uno schema bidimensionale; quindi, i problemi che vengono analizzati con questo metodo devono avere proprietà geometriche e geotecniche più o meno costanti in direzione trasversale. In ogni caso, un'analisi bidimensionale porta ad errori che non superano il 10% e, inoltre, risulta essere generalmente a favore di sicurezza (Colombo et al., 2004).

Infine, in merito ai metodi numerici, il fattore di sicurezza viene calcolato sulla base dello "strength reduction method", che verrà descritto in modo particolare nel capitolo successivo.

3.4.2 – Micro-instabilità

Il fenomeno della micro-instabilità si può verificare quando il moto di filtrazione all'interno del terrapieno fuoriesce al di sopra della base del paramento di valle, come mostrato in Figura 3-14. Nel caso in cui le forze generate dal flusso di filtrazione e dal peso sovrastante superano la resistenza al taglio, le particelle di terreno presenti nel punto di uscita dell'acqua iniziano a staccarsi dal terrapieno e il processo erosivo si sviluppa gradualmente dal lato a valle fino a quello a monte.

La micro-instabilità viene favorita sicuramente dalla presenza di un terreno non coesivo e scarsamente compattato e dall'assenza di protezioni sul punto di uscita del moto di filtrazione.

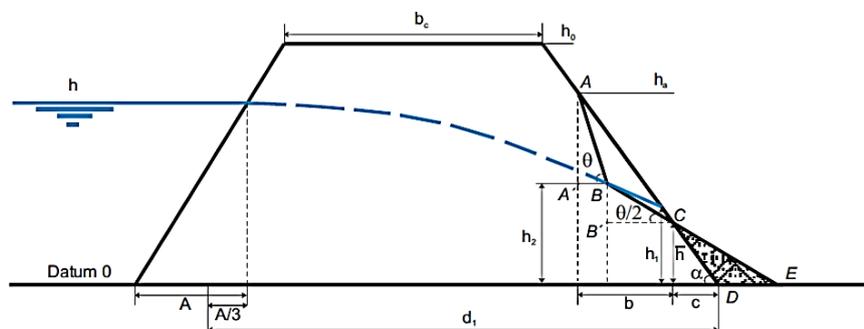


Figura 3-14 – Fenomeno della micro-instabilità (Vorogushyn et al, 2009)

Dato che le tane scavate dagli animali fossori possono innalzare i livelli di falda, la micro-instabilità deve essere tenuta in considerazione nei casi in cui si osservi la presenza di tane all'interno del terrapieno.

Anche per questo meccanismo di rottura, la posizione delle tane è fondamentale per la valutazione della sicurezza del pendio sulla micro-instabilità. Le tane che mantengono alti i livelli di falda sul paramento di valle aumentano le probabilità che il fenomeno accada. Inoltre, si deve tenere conto dei gradienti idraulici che caratterizzano il flusso sotterraneo, in quanto influiscono sulle forze di infiltrazione responsabili del fenomeno di micro-instabilità: maggiore è il gradiente e maggiori risultano essere le forze di infiltrazione (Taccari, 2015).

3.4.3 – Piping ed erosione interna

Esistono diversi meccanismi che rientrano nella definizione generale di “piping”. Tra i più importanti, si citano (Richards et al, 2007; Fell, 2007):

- l'erosione a ritroso (backward erosion): le particelle del terreno, quando il moto di filtrazione raggiunge la superficie del paramento di valle, sono progressivamente staccate dal terrapieno da forze di trazione che si generano a causa del flusso d'acqua interstiziale. Il processo erosivo, avanzando gradualmente, si sviluppa da valle verso monte formando un canale continuo. Le forze di trazione mobilitanti sono contrastate dalla resistenza al taglio delle particelle di terreno e dal loro peso e aumentano se il flusso idraulico si concentra in un punto di uscita. La velocità del flusso interstiziale risulta direttamente proporzionale alle forze erosive e, conseguentemente, lo sviluppo di questa tipologia di piping è correlato al gradiente idraulico che si instaura nel moto di filtrazione;
- l'erosione interna: le forze di trazione, sviluppate dal flusso inter-granulare, erodono le pareti di cavità o aperture preesistenti all'interno del corpo diga;
- il “jugging”: si verifica all'interno della zona vadosa. Se il terreno contiene argilla, l'acqua piovana che filtra attraverso fessure e condotti già esistenti sul rilevato causa la dispersione chimica della componente argillosa del terreno. In questo modo vengono ampliate ulteriormente le fessure e si formano dei canali che possono generare cedimenti del corpo diga;
- la soffusione (suffusion): è una forma di erosione che consiste nella graduale migrazione delle particelle fini del terreno attraverso una matrice costituita da una granulometria più grossolana. Il moto di filtrazione trasporta le particelle fini e lascia al loro posto dei vuoti in uno scheletro solido di particelle più grosse. Questo processo può portare ad un collasso della matrice grossolana, in quanto il moto di filtrazione raggiunge velocità elevate a causa della maggiore porosità del terreno eroso. Può considerarsi come un fenomeno a lungo termine, dato che i tempi di erosione sono piuttosto elevati (si parla di anni). I terreni suscettibili alla soffusione sono caratterizzati da una granulometria grossolana o una matrice gap-graded, in cui il volume dei fini è minore rispetto al volume dei vuoti tra le particelle grossolane;
- l'erosione da perdite concentrate: si verifica in una fessura preesistente o in una zona del terreno caratterizzata da un sistema di vuoti collegati tra loro (tipico dei terreni a matrice grossolana o scarsamente compattati). In questa zona più permeabile si concentra il flusso di filtrazione, che causa l'erosione delle pareti della fessura o dei canaletti formati dai vuoti interconnessi.

Nelle dighe di terra, il fenomeno del piping inizia da uno dei seguenti processi appena descritti (Fell, 2005):

- erosione a ritroso;
- erosione da perdita concentrata;
- soffusione.

La Figura 3-15 mostra come il fenomeno del piping progredisce all'interno del terrapieno a partire da difetti esistenti nel terreno. Sono riportati i meccanismi dell'erosione a ritroso (Figura 3-15a) e dell'erosione da perdita concentrata (Figura 3-15b). Il processo evolutivo del fenomeno è analogo nei due casi, ma il meccanismo di innesco e di progressione è diverso.

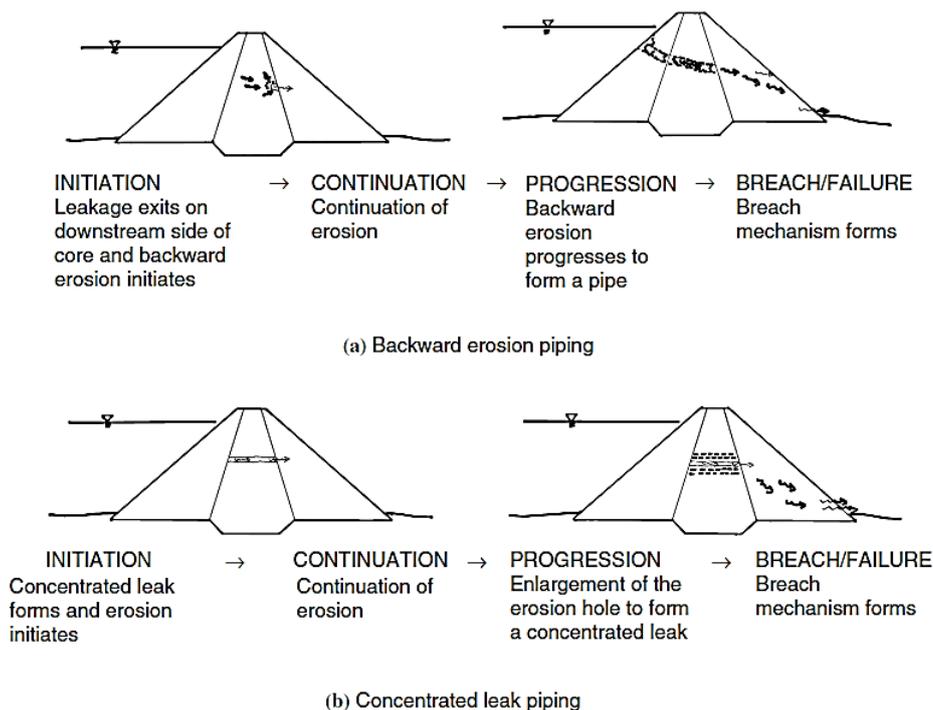


Figura 3-15 – Piping originato dall'erosione a ritroso (a) e piping originato da una perdita concentrata (b) (Fell, 2005)

Di seguito, si riportano le condizioni necessarie affinché si verifichi il fenomeno del piping:

- deve essere presente un moto di filtrazione nel terreno;
- deve essere presente del terreno erodibile che viene trasportato dal moto di filtrazione;
- la zona da cui fuoriesce il flusso di filtrazione non deve avere alcuna protezione (non devono esserci filtri), in modo che il materiale eroso venga trasportato fuori dal rilevato;
- il materiale in cui si formano i canali di erosione deve essere sufficientemente resistente da sostenere la volta dei canali stessi.

Il piping si può sviluppare all'interno del corpo diga, nella sua fondazione o dal terrapieno alla fondazione.

I meccanismi di collasso dovuti al piping sono caratterizzati da un allargamento del diametro dei canali di erosione, da uno scorrimento al piede del paramento di valle, da un cedimento del coronamento con conseguente tracimazione e da instabilità del versante di valle.

Le tane degli animali, da un punto di vista ingegneristico, rappresentano dei difetti all'interno del corpo diga e possono fungere da innesco nei confronti dei fenomeni di piping, specialmente per quanto riguarda l'erosione interna. Le reti di cunicoli interconnessi formano dei percorsi di infiltrazione preferenziali, in cui l'acqua può scorrere ad alte pressioni ed essere la causa del collasso delle dighe di terra (specialmente per quei casi in cui il sistema di gallerie risulta continuo, di dimensioni significative e attraversa l'intero corpo diga).

La condizione necessaria per lo sviluppo dell'erosione interna è rappresentata da un flusso di filtrazione abbastanza rapido combinato con un terreno permeabile, scarsamente compattato e suscettibile all'erosione. Questa condizione si verifica facilmente nel caso di gallerie scavate dagli

animali fossori, dato che l'acqua che si infiltra nei cunicoli scorre ad alte pressioni e il terreno preferito per lo scavo di tane è prevalentemente sabbioso-limoso con bassi contenuti di argilla, bassa densità secca ed elevato indice dei vuoti (Taccari, 2015).

Da un punto di vista storiografico, in letteratura sono documentati casi di piping derivanti dalla presenza delle tane.

In Arizona, lungo il fiume San Pietro, le gallerie scavate dai gophers (roditori appartenenti alla famiglia dei geomidi) sono state erose dal flusso d'acqua sotterraneo, diventando dei canali di diametro molto più grande, come mostrato in Figura 3-16.

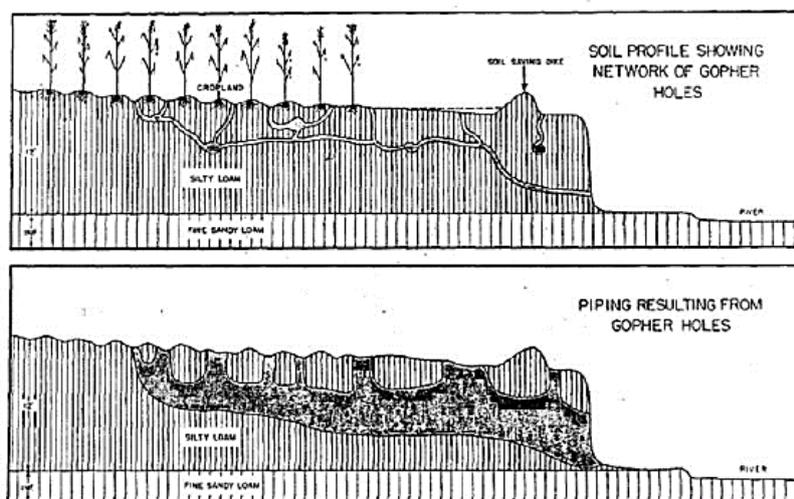


Figura 3-16 – Erosione interna lungo la sponda del fiume San Pietro, Arizona (Taccari, 2015)

In Nevada, una parte dell'argine lungo il canale Truckee cedette il 5 gennaio 2008 a causa dei fenomeni di erosione interna connessi a un esteso sistema di gallerie scavate dai topi muschiati (Figura 3-17). La portata del fiume non era eccezionale, ma la pressione dell'acqua creatasi all'interno dei cunicoli fu sufficiente a generare delle fratture idrauliche in grado di abbattere l'argine.



Figura 3-17 – Cedimento dell'argine lungo il canale Truckee, Nevada (Taccari, 2015)

In Italia, durante la notte del 19 gennaio 2014, si è verificato un collasso dell'argine di San Matteo, lungo il fiume Secchia. Gli studi presentati da Taccari (2015), dimostrano che la probabile causa del cedimento dell'argine fu l'erosione interna associata alle gallerie scavate dai tassi. Anche se i livelli idrici del fiume durante la piena non superavano la quota d'ingresso della tana, è probabile che

all'interno del corpo arginale il livello di falda stava al di sopra dei cunicoli, dato che le tane dei tassi penetrano in profondità prima di svilupparsi orizzontalmente. La Figura 3-18 mostra la breccia sull'argine di San Matteo e la conseguente esondazione del Secchia, dopo diverse ore di pioggia intensa.



Figura 3-18 – Breccia sull'argine di San Matteo, lungo il fiume Secchia. Il collasso è probabilmente dovuto ai fenomeni di erosione interna innescati dalle tane dei tassi europei (Taccari, 2015)

Per descrivere in modo più dettagliato il fenomeno dell'erosione interna combinato con la presenza di tane, si riporta lo schema in Figura 3-19. Si può notare come il livello del corpo idrico stia al di sopra dell'ingresso della tana, in modo tale che i cunicoli risultino completamente saturi d'acqua. Inoltre, il sistema di gallerie connette il versante a monte con quello a valle. Lo scenario più rischioso ai fini dell'erosione interna presenta cunicoli aventi l'ingresso sul paramento di monte molto inferiore rispetto al livello di falda e un percorso, che collega il versante di monte con quello di valle, che sia il più breve possibile. In questo modo, le pressioni dell'acqua all'interno della tana risultano essere massimizzate e, dunque, hanno maggiori probabilità di innescare il fenomeno di erosione; per di più, si minimizza la superficie erodibile e, come conseguenza, si accelerano i tempi del fenomeno erosivo.

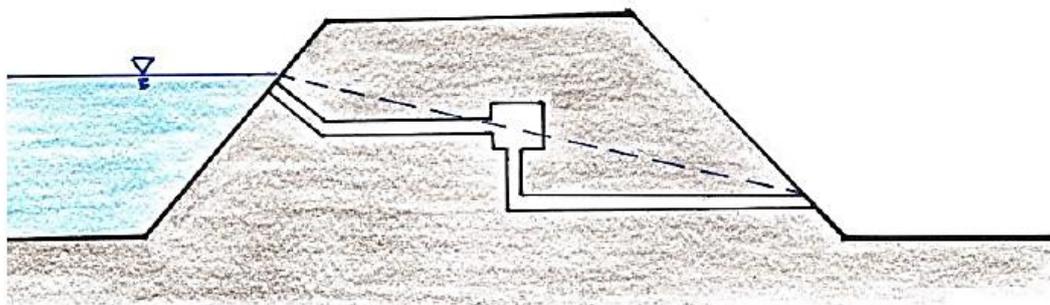


Figura 3-19 – Fenomeno dell'erosione interna applicato alle tane (Taccari, 2015)

Al fine di misurare l'allargamento di un cunicolo dovuto all'erosione interna, il Dipartimento dell'Interno degli USA ha promosso lo sviluppo del "Hole Erosion Test" (HET). Il test consiste in un campione cilindrico di terreno, il quale presenta un foro lungo l'asse longitudinale. Il foro viene fatto attraversare da acqua avente una pressione costante. In questo modo, è possibile monitorare nel tempo l'erosione delle pareti del foro per un certo tipo di terreno a differenti pressioni idrauliche.

L' HET può essere utile per studiare la suscettibilità di un terreno all'erosione interna e analizzare i parametri caratteristici che governano il fenomeno (come l'indice di velocità di erosione, lo sforzo di taglio critico necessario per innescare l'erosione, la differenza di pressione idraulica tra i due ingressi del foro, il raggio e la lunghezza della cavità).

4 - Teoria della modellazione numerica: il metodo alle differenze finite

4.1 - Introduzione

Il presente lavoro di tesi si propone di affrontare l'analisi dinamica di una diga in terra utilizzando il codice di calcolo FLAC 2D, basato sul metodo numerico alle differenze finite.

I metodi numerici consentono, a differenza dei metodi semplificati per le analisi sismiche (metodo pseudo-statico e metodo degli spostamenti), di analizzare l'evoluzione degli sforzi e delle deformazioni per tutta la durata del terremoto. Questo aspetto consente di eliminare le ipotesi semplificative che stanno alla base della teoria dell'equilibrio limite, come, ad esempio, la forma e la posizione delle superfici di scivolamento. Inoltre, i metodi numerici consentono di analizzare il comportamento non lineare dei terreni, eseguendo uno studio più realistico del problema dinamico.

In questo capitolo è trattata, in via generale, la teoria del metodo alle differenze finite, con soluzione dinamica esplicita e approccio lagrangiano. In particolare, sono affrontati tutti quelli aspetti teorici che poi vengono applicati nella modellazione numerica descritta nel capitolo successivo.

La maggior parte delle informazioni riportate nei paragrafi seguenti prendono spunto dalla teoria riportata sul manuale del software FLAC (FLAC Manual, 2019).

4.2 – Teoria di base del metodo esplicito alle differenze finite con approccio lagrangiano

4.2.1 - Generalità

Tra i primi metodi a essere stati concepiti per la soluzione dei sistemi di equazioni differenziali, il metodo alle differenze finite consiste nel sostituire ogni derivata delle equazioni differenziali da un'espressione algebrica, in cui le variabili di sollecitazione o spostamento sono discretizzate in punti distinti dello spazio e del tempo.

Questo metodo è implementato sul software FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), sviluppato dalla Itasca Consulting Group (FLAC, 2019). Il codice risolve le equazioni dinamiche del moto, anche quando si effettua un'analisi statica. La ragione di questa scelta è quella di evitare problemi di instabilità numerica quando il modello fisico diventa instabile (ad esempio un crollo improvviso). Infatti, con questa formulazione, il codice è in grado di simulare la conversione di una parte dell'energia di deformazione del sistema in energia cinetica, la sua propagazione e dissipazione.

L'algoritmo di calcolo implementato in FLAC è mostrato in Figura 4-1: attraverso le equazioni del moto, si determinano le nuove velocità e i nuovi spostamenti a partire dalle tensioni o dalle forze. A questo punto, le velocità di deformazione, derivate dalle nuove velocità appena calcolate, sono impiegate nella risoluzione dell'equazione costitutiva per ricavare le nuove tensioni o le nuove forze. Il ciclo di calcolo rappresentato in figura corrisponde a un determinato timestep (passo temporale di calcolo). Un concetto importante di questo algoritmo è che ogni riquadro della figura calcola le incognite delle equazioni a partire da quantità note che rimangono fisse. Ad esempio, il riquadro inferiore calcola per ogni elemento le nuove sollecitazioni impiegando le velocità appena calcolate. Queste ultime, però, rimangono "congelate" per tutto il processo di calcolo descritto nel riquadro. Questo significa che lo stato di sollecitazione calcolato non induce una variazione sui valori di velocità, il che risulta non realistico. Tuttavia, si deve tenere conto che la velocità di propagazione delle variabili fisiche nel materiale non è istantanea, ma ha un certo limite. Pertanto, si deve scegliere

un timestep sufficientemente piccolo da non consentire lo scambio di informazioni da un elemento ad un altro. In questo modo, l'ipotesi di velocità "congelate" risulta accettabile. Ovviamente, la propagazione della perturbazione tra gli elementi avviene dopo diversi cicli di calcolo, proprio come accade nella realtà.

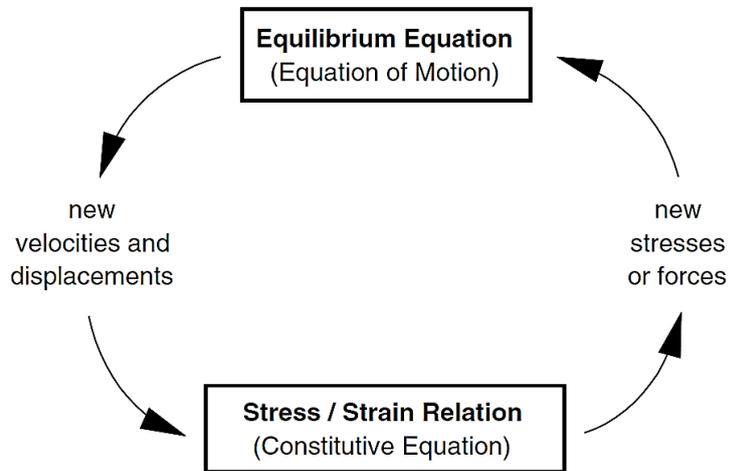


Figura 4-1 – Algoritmo di calcolo in FLAC (FLAC Manual, 2019)

L'algoritmo precedentemente descritto sta alla base del metodo esplicito. Il vantaggio principale di questo metodo è quello di evitare il processo di iterazione che solitamente viene impiegato nei metodi impliciti per risolvere l'equazione costitutiva non lineare. D'altra parte, il numero di timestep risulta elevato in quanto il passo temporale deve essere piccolo (ciò comporta un aumento dei tempi di calcolo).

Un altro aspetto della formulazione implementata sul codice FLAC consiste sull'approccio lagrangiano, in cui la maglia di elementi si sposta e si deforma insieme al materiale che rappresenta. Ciò risulta possibile in quanto gli spostamenti incrementali calcolati vengono sommati alle coordinate dei nodi dei vari elementi.

4.2.2 – Principali differenze con i metodi agli elementi finiti

Nel metodo agli elementi finiti, le variabili fisiche (come gli spostamenti e le sollecitazioni) variano all'interno dell'elemento secondo delle funzioni specifiche, che sono controllate da alcuni parametri. Questi ultimi sono regolati in modo da ridurre al minimo gli errori derivati dall'ipotesi semplificativa, rappresentata dalla scelta di queste funzioni. Questo non avviene nel metodo alle differenze finite. Tuttavia, sebbene le equazioni risultanti dei due metodi siano derivate in modo diverso, risultano alla fine identiche.

Generalmente, i metodi FEM combinano le matrici dei vari elementi in una matrice di rigidità globale, comportando uno sforzo di calcolo non indifferente. Al contrario, nel metodo alle differenze finite risulta più efficiente rigenerare le equazioni ad ogni passo di calcolo. Il calcolo delle matrici globali è una caratteristica dei metodi impliciti, comunemente usati dai codici agli elementi finiti.

In un metodo implicito, gli elementi sono connessi tra loro nel processo di calcolo ed è necessario un certo numero di iterazioni per raggiungere le condizioni di compatibilità e di equilibrio. Nella Tabella 4-1 vengono mostrate le principali differenze tra i metodi espliciti e impliciti. In linea di

principio, i metodi espliciti sono particolarmente efficienti per la modellazione di sistemi non lineari e a grande deformazione, che presentano instabilità fisica.

Esplicito	Implicito
Il timestep deve essere minore di un valore critico per la stabilità	Il timestep può essere anche grande e la stabilità non è condizionata
Piccolo sforzo computazionale per ogni timestep	Grande sforzo computazionale per ogni timestep
Non viene introdotto alcuno smorzamento numerico significativo per la soluzione dinamica	Smorzamento numerico dipendente dal timestep presente con schemi incondizionatamente stabili
Non sono necessarie iterazioni per seguire la legge costitutiva non lineare	Procedura iterativa necessaria per seguire la legge costitutiva non lineare
A condizione che il criterio del timestep sia sempre soddisfatto, le leggi non lineari vengono sempre seguite in modo fisicamente valido	È sempre necessario dimostrare che la suddetta procedura è (a) stabile, e (b) segue il percorso fisicamente corretto
Le matrici non vengono mai formate. I requisiti di memoria sono sempre al minimo.	Le matrici di rigidità devono essere memorizzate. I requisiti di memoria tendono a essere elevati
Dato che le matrici non vengono mai formate, gli spostamenti e le deformazioni di grandi dimensioni sono determinate senza sforzo di calcolo aggiuntivo	È necessario un ulteriore sforzo di calcolo per seguire grandi spostamenti e deformazioni

Tabella 4-1 – Differenze tra il metodo esplicito e il metodo implicito (FLAC Manual, 2019)

4.2.3 – Formulazione matematica

Le equazioni differenziali, che governano il modello fisico-matematico da analizzare, sono convertite in equazioni alle differenze finite e vengono implementate nel codice numerico. Le equazioni differenziali che stanno alla base della teoria del corpo solido sono:

- l'equazione del moto;
- la relazione costitutiva;
- le condizioni al contorno.

4.2.3.1 – Equazione del moto

L'equazione del moto, nella forma più semplice, è rappresentata dalla seconda legge della dinamica di Newton:

$$m \cdot \frac{d\dot{u}}{dt} = F \quad (4-1)$$

dove m è la massa, $\frac{d\dot{u}}{dt}$ è l'accelerazione e F è la forza applicata. La Figura 4-2 mostra un semplice schema massa-molla a un grado di libertà, in cui la forza applicata alla massa causa l'oscillazione del sistema.

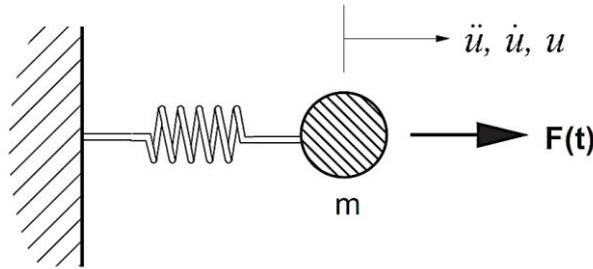


Figura 4-2 – Sistema SDOF con schema massa-molla (FLAC Manual, 2019)

Se sulla massa sono applicate più forze, l'equazione (4.1) descrive anche la condizione di equilibrio statico quando la sommatoria di tutte le forze applicate è nulla. Questo aspetto viene impiegato su FLAC al fine di risolvere le analisi statiche.

In un corpo solido continuo, l'equazione (4.1) viene generalizzata nella forma seguente:

$$\rho \cdot \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho \cdot g_i \quad (4-2)$$

dove:

- ρ è la densità;
- x_j sono le componenti del vettore delle coordinate;
- g_i sono le componenti dell'accelerazione gravitazionale (forze di volume);
- σ_{ij} sono le componenti della matrice delle tensioni.

4.2.3.2 – Relazione costitutiva

La legge costitutiva, che lega le tensioni alle deformazioni, è spesso scritta nella seguente forma:

$$\sigma_{ij} = M(\sigma_{ij}, \dot{e}_{ij}, k) \quad (4.3)$$

dove $M()$ è la forma funzionale della legge costitutiva, \dot{e}_{ij} sono le velocità di deformazione e k , detto "history parameter", è un parametro che può essere o non essere presente a seconda della legge costitutiva adottata.

Le velocità di deformazione, utilizzate nella legge costitutiva, sono calcolate mediante i gradienti di velocità:

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (4.4)$$

dove \dot{u}_i sono le componenti di velocità.

Solitamente, la relazione costitutiva non lineare è scritta in forma incrementale, in quanto non si può stabilire una relazione univoca tra tensione e deformazione.

Prima dell'applicazione dell'equazione (4.3), le sollecitazioni vengono corrette a causa della rotazione finita di un elemento durante il timestep. Questa correzione viene effettuata nelle analisi a grandi deformazioni.

4.2.3.3 – Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno applicate a un corpo solido possono essere impartite nel codice numerico attraverso delle sollecitazioni o spostamenti imposti. Per una condizione di sollecitazione imposta al contorno, si ha la seguente equazione:

$$F_i = \sigma_{ij}^b \cdot n_j \cdot \Delta s \quad (4.5)$$

dove n_j è il versore normale uscente dal contorno e Δs è la lunghezza del segmento di contorno su cui la sollecitazione σ_{ij}^b è stata applicata. La forza F_i viene sommata alle altre forze applicate al nodo di interesse.

4.2.4 – Struttura della maglia alle differenze finite

Il modello oggetto di studio viene suddiviso in un numero finito di elementi quadrilateri, che compongono la maglia alle differenze finite. Ogni elemento quadrilatero viene suddiviso in due insiemi di elementi triangolari (ogni insieme è costituito da due elementi triangolari) sovrapposti a deformazione costante, come mostrato in Figura 4-3. In questo modo, si evitano problemi di deformazione eccessiva sull'elemento quadrilatero, come quelle della "deformazione a clessidra".

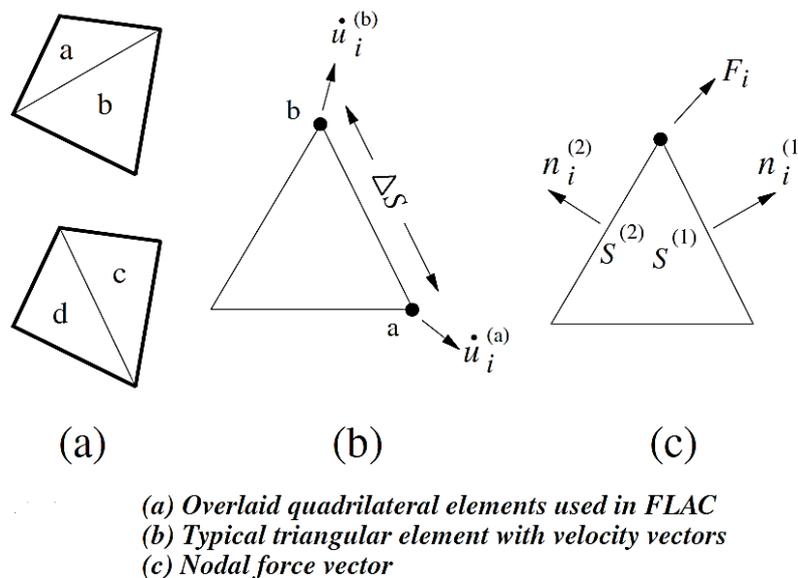


Figura 4-3 – Suddivisione degli elementi quadrilateri in coppie di triangoli sovrapposte (FLAC Manual, 2019)

Per ogni quadrilatero vengono memorizzate sedici componenti di tensione ($\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}$ per i quattro triangoli). La risposta strutturale dell'elemento quadrilatero risulta simmetrica per carichi simmetrici, in quanto il vettore forza applicato su ogni nodo è la media dei due vettori forza applicati ai due quadrilateri sovrapposti. Se una delle due coppie di triangoli si distorce notevolmente (cioè l'area di un triangolo diventa molto più piccola rispetto al coniugato), allora le forze nodali di quella coppia non vengono utilizzate. Inoltre, se entrambe le coppie di triangoli vengono considerevolmente distorte, il codice numerico interrompe l'analisi e invia un messaggio d'errore.

4.2.5 - Implementazione dello smorzamento meccanico

Per risolvere le analisi statiche o per raggiungere il regime stazionario, è necessario introdurre nelle equazioni del moto la componente di smorzamento. Il codice FLAC utilizza uno smorzamento locale

non viscoso, in cui viene applicata al nodo una forza di smorzamento proporzionale al valore della forza non bilanciata. La forza di smorzamento è sempre applicata lungo una direzione che consente la dissipazione energetica. L'equazione del moto alle differenze finite, con lo smorzamento locale non viscoso, assume la seguente forma:

$$\dot{u}_i^{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \left\{ \sum F_i^{(t)} - (F_d)_i \right\} \cdot \frac{\Delta t}{m_n} \quad (4.6)$$

dove $(F_d)_i = \alpha \cdot \left| \sum F_i^{(t)} \right| \operatorname{sgn} \left(\dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})} \right)$ è la forza di smorzamento, α è una costante (0,8 di default) e m_n è una massa nodale fittizia.

4.2.6 – Determinazione del timestep meccanico

La condizione per cui il timestep Δt di calcolo deve essere inferiore a un valore critico è

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{C} \quad (4.7)$$

dove Δx è la dimensione dell'elemento e C è la velocità massima di propagazione della perturbazione, solitamente rappresentata dalla velocità delle onde primarie C_p :

$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} \quad (4.8)$$

In cui K , G e ρ sono, rispettivamente, il modulo di compressibilità, il modulo di taglio e la densità del materiale. Dall'equazione (4.7) si evince che la dimensione dell'elemento influenza i tempi di calcolo (elementi troppo piccoli aumentano considerevolmente i tempi per la convergenza dell'analisi).

In un sistema a più gradi di libertà con una serie di masse e molle interconnesse, il timestep critico dipende dal più piccolo periodo naturale del sistema T_{min}

$$\Delta t < \frac{T_{min}}{\pi} \quad (4.9)$$

Dato che diventa molto complesso determinare i periodi dei modi di vibrare propri del sistema, si definisce una massa nodale fittizia m_n , in modo da far convergere l'equazione (4.6) in tempi ragionevoli. Ciò si ottiene quando i valori locali dei timestep critici sono uguali.

Se si considera un elemento triangolare di area A e la distanza minima di propagazione della perturbazione Δx_{max} , la relazione (4.7) diventa:

$$\Delta t = \frac{A}{C_p \cdot \Delta x_{max}} \quad (4.10)$$

Per semplicità, si considera un timestep unitario. Le masse nodali sono dunque regolate affinché si ottenga questo valore. Pertanto, sostituendo $\Delta t = 1$ e $C_p^2 \cdot \rho = K + 4G/3$ nell'equazione (4.10) e considerando che la massa del sotto-elemento è $m_z = \rho \cdot A$, si ottiene:

$$m_z = \frac{\left(K + \frac{4G}{3}\right) \cdot \Delta x_{max}^2}{A} \quad (4.11)$$

Dato che la massa nodale m_{gp} di un triangolo risulta essere un terzo della massa dell'elemento triangolare, si deduce che:

$$m_{gp} = \frac{\left(K + \frac{4G}{3}\right) \cdot \Delta x_{max}^2}{3A} \quad (4.12)$$

Infine, la massa nodale di ogni nodo della maglia è la somma di tutte le masse nodali dei triangoli connessi

$$m_n = \sum \frac{\left(K + \frac{4G}{3}\right) \cdot \Delta x_{max}^2}{6A} \quad (4.13)$$

dove il fattore aggiuntivo di due considera i due insiemi di coppie di triangoli sovrapposti all'interno della sommatoria.

4.3 – Modelli costitutivi

Per descrivere il comportamento plastico del materiale, è necessario definire dei modelli costitutivi da implementare nei codici numerici. I modelli costitutivi impiegati per la modellazione numerica della diga in terra, descritta nel capitolo successivo, sono il modello elastico isotropo e il modello elastico-perfettamente plastico di Mohr-Coulomb.

Al fine di definire un modello che sviluppa deformazioni plastiche, si devono introdurre le seguenti relazioni:

- la legge costitutiva elastica sforzi-deformazioni (può essere lineare o non lineare);
- la funzione di snervamento, cioè la superficie che separa gli stati ammissibili da quelli non ammissibili;
- la funzione di potenziale plastico, che fornisce la direzione delle deformazioni plastiche.

Di seguito, vengono descritti brevemente i modelli costitutivi elastico isotropo ed elastico-perfettamente plastico, già implementati nel codice FLAC.

4.3.1 – Il modello elastico isotropo

In condizioni di deformazione piana, la legge costitutiva elastica nella forma incrementale è espressa dalla seguente relazione matriciale:

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_{xx} \\ \Delta\sigma_{yy} \\ \Delta\sigma_{zz} \\ \Delta\sigma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K + \frac{4G}{3} & K - \frac{2G}{3} & 0 & 0 \\ K - \frac{2G}{3} & K + \frac{4G}{3} & 0 & 0 \\ K - \frac{2G}{3} & K - \frac{2G}{3} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2G \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta e_{xx} \\ \Delta e_{yy} \\ \Delta e_{zz} \\ \Delta e_{xy} \end{bmatrix} \quad (4.14)$$

dove K e G sono, rispettivamente, il modulo di compressibilità e il modulo di taglio del materiale. Il tensore di deformazione incrementale, Δe_{ij} , è definito come:

$$\Delta e_{ij} = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \cdot \Delta t \quad (4.15)$$

in cui Δt è il passo temporale.

Questo modello costitutivo non presenta una superficie di snervamento, per cui non si possono sviluppare deformazioni plastiche.

4.3.2 – Il modello elastico-perfettamente plastico di Mohr-Coulomb

Nella formulazione numerica implementata su FLAC, per la legge incrementale elastica sono impiegate le tensioni principali (la tensione in direzione normale al piano di deformazione σ_{zz} è riconosciuta come una di queste). Deve valere la seguente relazione:

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3 \quad (4.16)$$

Le deformazioni incrementali principali corrispondenti Δe_1 , Δe_2 , Δe_3 sono viste come la somma della componente elastica (notazione con il pedice e) e della componente plastica (notazione con il pedice p) della deformazione. La componente plastica della deformazione assume valori diversi da zero durante il flusso plastico.

La legge costitutiva di equazione (4.14) può essere scritta in termini di tensioni e deformazioni principali:

$$\begin{bmatrix} \Delta \sigma_1 \\ \Delta \sigma_2 \\ \Delta \sigma_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K + \frac{4G}{3} & K - \frac{2G}{3} & K - \frac{2G}{3} \\ K - \frac{2G}{3} & K + \frac{4G}{3} & K - \frac{2G}{3} \\ K - \frac{2G}{3} & K - \frac{2G}{3} & K + \frac{4G}{3} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta e_1^e \\ \Delta e_2^e \\ \Delta e_3^e \end{bmatrix} \quad (4.17)$$

Come mostrato in Figura 4-4, il criterio di rottura di Mohr-Coulomb può essere rappresentato nel piano delle tensioni principali ($\sigma_1 - \sigma_3$).

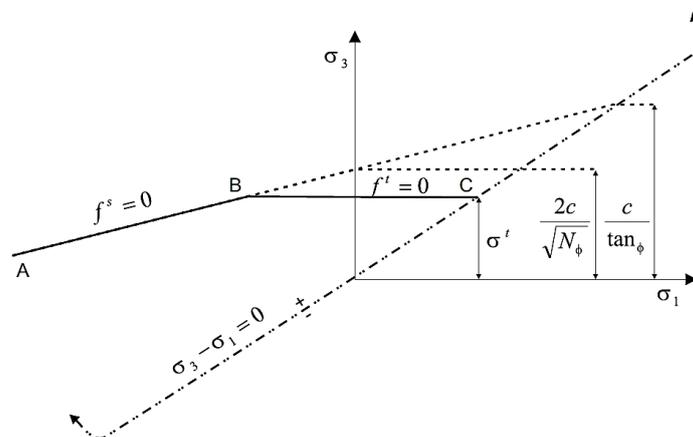


Figura 4-4 – Criterio di Mohr-Coulomb sul piano delle tensioni principali (FLAC Manual, 2019)

La funzione di snervamento relativa al tratto AB del criterio di rottura è la seguente:

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_\phi + 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi} \quad (4.18)$$

mentre la funzione di snervamento a trazione del tratto BC assume la forma:

$$f^t = \sigma^t - \sigma_3 \quad (4.19)$$

in cui σ^t è la resistenza a trazione del materiale. Il parametro N_ϕ è funzione dell'angolo di attrito ϕ :

$$N_\phi = \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)} \quad (4.20)$$

Per quanto riguarda le funzioni di potenziale plastico, quella relativa allo snervamento per taglio corrisponde alla legge di flusso non associata e può essere scritta in questo modo:

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_\psi \quad (4.21)$$

in cui parametro N_ψ è funzione dell'angolo di dilatanza ψ :

$$N_\psi = \frac{1 + \text{sen}(\psi)}{1 - \text{sen}(\psi)} \quad (4.22)$$

Mentre quella relativa allo snervamento per trazione è

$$g^t = -\sigma_3 \quad (4.23)$$

La definizione delle due leggi di flusso di questo modello costitutivo può essere espressa da una relazione univoca, considerando una funzione $h(\sigma_1, \sigma_3) = 0$ che è rappresentata nel piano $\sigma_1 - \sigma_3$ dalla diagonale passante per il punto di intersezione degli involucri di rottura di taglio e di trazione, come mostrato in Figura 4-5.

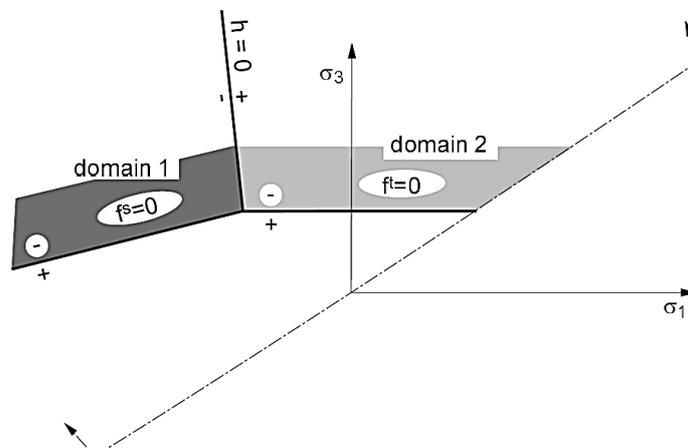


Figura 4-5 – Superfici di snervamento del modello costitutivo elastico-perfettamente plastico di Mohr-Coulomb (FLAC Manual, 2019)

La funzione h può essere scritta nel seguente modo:

$$h = \sigma_3 - \sigma^t + \left(\sqrt{1 + N_\phi^2} + N_\phi \right) \cdot \left[\sigma_1 - \left(\sigma^t \cdot N_\phi - 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi} \right) \right] \quad (4.24)$$

4.4 – Analisi del moto di filtrazione

La modellazione del flusso dell'acqua all'interno di un solido permeabile può essere eseguita mediante il metodo alle differenze finite. Se il flusso fluido non è completamente saturo e sviluppa una superficie freatica, le pressioni interstiziali si annullano al di sopra della falda. Questa caratteristica è riscontrabile nei materiali grossolani che non subiscono il fenomeno della capillarità. Se si vuole modellare l'evoluzione della transizione tra zona satura e zona insatura, si può utilizzare una semplice relazione che lega la permeabilità relativa con la saturazione. In questo modo, la superficie freatica risulta accurata in regime stazionario, mentre la zona insatura in regime transitorio ha carattere qualitativo a causa della semplice legge utilizzata. Nello schema appena descritto, la fase gassosa (aria) non viene tenuta in conto dal codice numerico e ha carattere passivo. Tuttavia, si possono eseguire anche delle analisi di flusso con schema bi-fase, in cui la fase gassosa è considerata insieme a quella liquida (questo tipo di analisi non vengono affrontate nel presente lavoro di tesi, in quanto ai fini della modellazione della diga svolta nel capitolo successivo è stato utilizzato uno schema di flusso a singola fase).

I tempi di calcolo, per quanto riguarda le analisi dei moti di filtrazione, possono essere piuttosto lunghi nei seguenti casi:

- Il modulo di compressibilità del fluido è grande se confrontato con il modulo confinato drenato $\left(K + \frac{4G}{3} \right)$;
- sono presenti forti contrasti di permeabilità o di porosità all'interno del mezzo;
- sono presenti degli elementi con dimensioni molto più grandi di altri.

Per accelerare i tempi di calcolo, esistono diverse tecniche numeriche (implementate nel software FLAC). Tra queste ultime, è degna di nota la tecnica di ridimensionamento locale del modulo di compressibilità del fluido, poiché è stata utilizzata nelle analisi numeriche affrontate nel capitolo successivo.

4.4.1 – Descrizione generale del modello matematico

Nel codice alle differenze finite FLAC, l'analisi idro-dinamica si basa sulla teoria quasi statica di Biot, che può essere applicata a problemi di filtrazione del flusso fluido in un mezzo poroso a singola fase, governati dalla legge di Darcy.

Le equazioni differenziali che governano il fenomeno sono:

- l'equazione di trasporto;
- l'equazione di bilancio;
- la legge costitutiva;
- l'equazione di compatibilità.

Queste equazioni sono descritte in modo sintetico di seguito.

4.4.1.1 – Equazione di trasporto

Il trasporto del fluido in un mezzo poroso è governato dalla legge di Darcy:

$$q_i = -k_{ij} \cdot \hat{k}(s) \cdot \frac{\partial}{\partial x_j} (P - \rho_w \cdot g_k \cdot x_k) \quad (4.25)$$

in cui q_i è il vettore della portata specifica, k_{ij} è il tensore di permeabilità, $\hat{k}(s)$ è la permeabilità relativa (dipendente dalla saturazione s), P è la pressione del fluido, ρ_w è la densità del fluido e g_i sono le 2 componenti del vettore di gravità. La pressione dell'aria è considerata costante e paria a zero.

La quantità $\phi = \frac{P - \rho_w \cdot g_k \cdot x_k}{\rho_w \cdot g}$ è detta carico piezometrico (g è il modulo del vettore gravità) e $\frac{P}{\rho_w \cdot g}$ è detta altezza piezometrica.

4.4.1.2 – Equazione di bilancio

Il bilancio di massa è descritto dalla seguente equazione:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = -\frac{\partial q_i}{\partial x_i} + q_v \quad (4.26)$$

dove ζ è la variazione del volume di fluido per unità di volume del mezzo poroso e q_v è la portata di ingresso.

Mentre il bilancio della quantità di moto è

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho \cdot g_i = \rho \cdot \frac{d\dot{u}_i}{dt} \quad (4.27)$$

in cui $\rho = (1 - n) \cdot \rho_s + n \cdot \rho_w$ è la densità satura, funzione della densità del solido ρ_s , della densità del fluido ρ_w e della porosità n . La quantità $(1 - n) \cdot \rho_s$ è detta densità secca.

4.4.1.3 – Legge costitutiva

La risposta costitutiva del fluido a saturazione completa ($s = 1$) assume la forma:

$$\frac{\partial P}{\partial t} = M \cdot \left(\frac{\partial \zeta}{\partial t} - \alpha \cdot \frac{\partial \epsilon}{\partial t} \right) \quad (4.28)$$

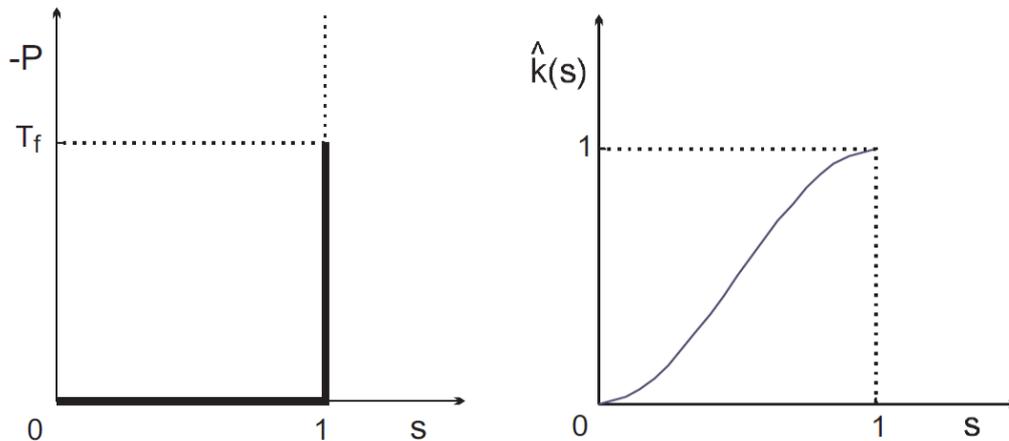
dove M è il modulo di Biot, α è il coefficiente di Biot e ϵ rappresenta la deformazione volumetrica. In condizioni di incompressibilità dei grani, il modulo di Biot diventa:

$$M = \frac{K_w}{n} \quad (4.29)$$

Per valori di saturazione inferiori all'unità, si deve considerare l'equazione di saturazione

$$\frac{\partial s}{\partial t} = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{\partial \zeta}{\partial t} - \alpha \cdot \frac{\partial \epsilon}{\partial t} \right) \quad (4.30)$$

insieme alla relazione tra saturazione e pressione (curva di ritenzione) e la relazione tra permeabilità relativa e saturazione. In Figura 4-6 sono mostrate la curva di ritenzione idrica e la permeabilità relativa in funzione della saturazione, che segue una legge cubica. Si sottolinea che il fluido può sostenere una tensione fino a un limite massimo T_f .



FLAC retention curve

FLAC relative permeability as a function of saturation

Figura 4-6 – Curva di ritenzione idrica e relazione permeabilità relativa/saturazione implementate su FLAC (FLAC Manual, 2019)

La risposta costitutiva del materiale poroso per piccole deformazioni è la seguente:

$$\frac{d}{dt}(\sigma_{ij} + \alpha \cdot P \cdot \delta_{ij}) = H(\sigma_{ij}, \dot{\epsilon}_{ij}, k) \quad (4.31)$$

in cui H è la forma funzionale della legge costitutiva e k è il parametro di storia, mentre $\dot{\epsilon}_{ij}$ è l'incremento di deformazione volumetrica.

4.4.1.4 – Equazione di compatibilità

La relazione tra tasso di deformazione e gradiente di velocità è definita come

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (4.32)$$

4.4.2 – Condizioni iniziali e condizioni al contorno

Le condizioni iniziali di pressione interstiziale e saturazione devono rispettare la curva di ritenzione idrica della Figura 4-6.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno, esse possono essere rappresentate da:

- pressione interstiziale costante;
- portata specifica costante;
- contorni permeabili;
- contorni impermeabili.

4.4.3 – Tecnica del ridimensionamento del modulo di compressibilità del fluido K_w

Il modulo di compressibilità del fluido K_w è definito nel modo seguente:

$$K_w = \frac{\Delta P}{\frac{\Delta V_w}{V_w}} \quad (4.33)$$

dove ΔP è la variazione di pressione per una deformazione volumetrica di $\frac{\Delta V_w}{V_w}$.

Per l'acqua pura a temperatura ambiente, $K_w = 2 \cdot 10^9 \text{ Pa}$. Nella realtà, l'acqua del terreno può contenere dell'aria disciolta che causa una diminuzione del modulo K_w . Secondo Chaney (1978), il modulo K_w può essere ridotto di un ordine di grandezza per una miscela acqua/aria al 99% di saturazione in una sabbia compatta.

Il valore del modulo di compressibilità del fluido K_w non contribuisce alla soluzione del moto di filtrazione in regime stazionario, ma solo ai tempi di calcolo. Nel caso in cui i tempi di analisi siano piuttosto lunghi, risulta comodo utilizzare la tecnica di ridimensionamento del modulo K_w . Essa consiste nello scalare localmente il modulo K_w in base all'inverso della permeabilità, della porosità e della dimensione dell'elemento, ad ogni nodo della maglia. Tuttavia, il modulo K_w medio sull'intera maglia rimane invariato. In questo modo, si cerca di avere un timestep critico più o meno uguale in tutti i nodi, riducendo così i tempi di calcolo.

Per gli schemi di flusso aventi una superficie freatica, un basso modulo di compressibilità del fluido velocizza il processo per il raggiungimento della soluzione allo stato stazionario.

4.5 – Analisi dinamica

Per l'analisi dinamica, il metodo di risoluzione implementato su FLAC è quello non lineare. Il metodo non lineare è in grado di risolvere l'analisi dinamica in modo che lo smorzamento e il modulo di taglio siano valutati correttamente in ogni punto nel tempo e nello spazio. Pertanto, il codice rispetta l'andamento della legge costitutiva non lineare prescritta (ad esempio, in caso di smorzamento isteretico, la legge costitutiva è rappresentata dalla curva di decadimento del modulo di taglio). La formulazione del metodo non lineare può essere espressa anche in termini di tensioni efficaci e si può, dunque, modellare l'andamento delle pressioni interstiziali durante e dopo il carico dinamico.

Per valutare la correttezza del metodo, è fortemente consigliato confrontare i risultati dell'analisi non lineare con quelli dell'analisi lineare equivalente. Quest'ultima, avente un procedimento risolutivo semplificato (la soluzione è approssimativa), risulta più facile da controllare, oltre ad essere rapida in termini di tempi di calcolo.

La formulazione alle differenze finite è analoga a quella descritta per l'analisi statica, ma, in un'analisi dinamica, le masse concentrate nei nodi non sono fittizie, bensì reali. Il timestep critico dipende dalla rigidità del materiale più elevata e dalle dimensioni dell'elemento più piccole.

Allo stato attuale, le analisi numeriche non lineari sono impiegate soprattutto per gli studi di vulnerabilità sismica delle dighe.

Di seguito, viene descritta la teoria che sta alla base dell'analisi dinamica con il metodo delle differenze finite utilizzato in FLAC. Inoltre, sono descritte le principali condizioni al contorno e le tipologie di smorzamento che sono state implementate nel codice numerico al fine di valutare la risposta dinamica della diga in terra, descritta nei capitoli successivi.

4.5.1 – Dimensionamento degli elementi della maglia

Per una corretta trasmissione delle onde sismiche all'interno del modello numerico, si può dimostrare che la dimensione dell'elemento l , deve essere minore o uguale di circa un decimo o un ottavo della lunghezza d'onda λ relativa alla componente in frequenza più alta dell'onda di input:

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (4.34)$$

Pertanto, la frequenza massima che può essere modellata con precisione è

$$f = \frac{C_s}{10 \cdot \Delta l} \quad (4.35)$$

in cui C_s è la velocità dell'onda di taglio che attraversa l'elemento ($C_s = \frac{\sqrt{G}}{\rho}$, dove ρ è la densità del materiale).

4.5.2 – Applicazione dell'input dinamico

Per quanto riguarda il software FLAC, l'input dinamico può essere implementato nei modi seguenti:

- attraverso una storia di accelerazione;
- attraverso una storia di velocità;
- attraverso una storia tensionale o di forze.

L'applicazione dell'input dinamico può avvenire sia sul contorno del modello sia all'interno di esso.

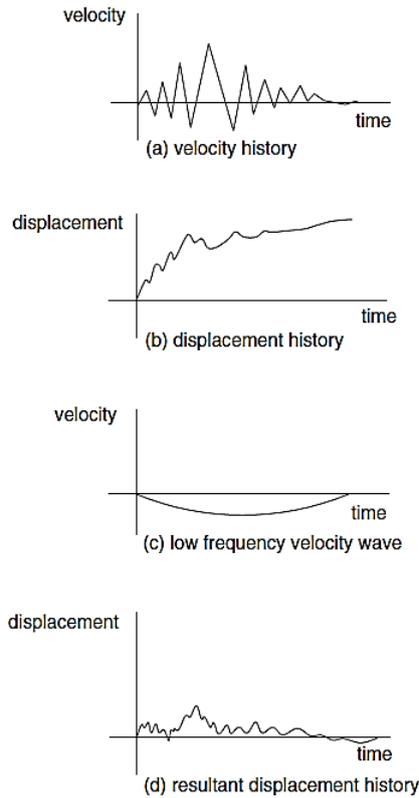
La funzione temporale che descrive l'input dinamico deve essere opportunamente trattata prima dell'avvio dell'analisi. Innanzitutto, è necessario filtrare la funzione di input per rimuovere le frequenze più alte di quelle apprezzabili dal modello numerico. Per fare ciò, si può utilizzare un filtro Butterworth (di un certo ordine) che riduce le componenti in frequenza superiori alla frequenza di cutoff, in funzione dell'ordine scelto. In seguito, si deve procedere alla correzione del segnale per eliminare gli errori (insiti nel segnale grezzo) che, durante il processo di integrazione, vengono propagati e amplificati. Ad esempio, l'integrazione della storia di velocità, rappresentata in Figura 4-7, produce una storia di spostamenti che possiede valori diversi da zero alla fine del moto sismico. Pertanto, si deve eseguire una correzione delle velocità: essa consiste nel determinare un'onda a bassa frequenza che, se sommata alla funzione di input "grezza", produce una storia di spostamenti corretta. L'onda a bassa frequenza può essere di tipo polinomiale o sinusoidale, avente dei parametri liberi che consentono di regolarla al fine di ottenere il risultato più soddisfacente.

Una volta che il segnale di input è stato corretto, esso viene trattato come un moltiplicatore di un valore specificato. In questo modo, se si prende come riferimento l'input della storia di velocità, il segnale viene trasformato in una storia di sollecitazioni e applicato su un contorno di quiete (descritto successivamente). La conversione da storia di velocità a storia di sollecitazioni è effettuata mediante le seguenti formule:

$$\sigma_n = 2 \cdot \rho \cdot C_p \cdot v_n \quad (4.36a)$$

o

$$\sigma_s = 2 \cdot \rho \cdot C_s \cdot v_s \quad (4.36b)$$



The baseline correction process

Figura 4-7 – Esempio di processo di correzione del segnale di input espresso in termini di velocità (FLAC Manual, 2019)

dove:

- σ_n è la tensione normale applicata;
- σ_s è la tensione tangenziale applicata;
- ρ è la densità satura;
- C_p è la velocità di propagazione delle onde p attraverso il mezzo

$$C_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4G}{3}}{\rho}} \quad (4.37)$$

- C_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio attraverso il mezzo

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (4.38)$$

- v_n è la velocità normale di input;
- v_s è la velocità tangenziale di input.

La formulazione si basa sulle condizioni di onda piana. Il fattore 2, che compare nelle equazioni (4.36a) e (4.36b), tiene conto del fatto che il contorno di quiete (in cui viene applicata la sollecitazione) assorbe metà dell'energia del segnale di ingresso osservato in un mezzo infinito. Se il segnale di input viene registrato in superficie e applicato direttamente nel mezzo infinito, si deve

tenere conto che la sollecitazione raddoppia il suo valore quando l'onda sismica viene riflessa sulla superficie. Di conseguenza, il segnale deve essere dimezzato e il fattore 2 scompare dalle equazioni (4.36a) e (4.36b).

4.5.3 – Condizioni al contorno dinamiche

Le condizioni al contorno che vengono introdotte per l'analisi dinamica sono i contorni di quiete e i contorni di campo libero, mostrati in Figura 4-8.

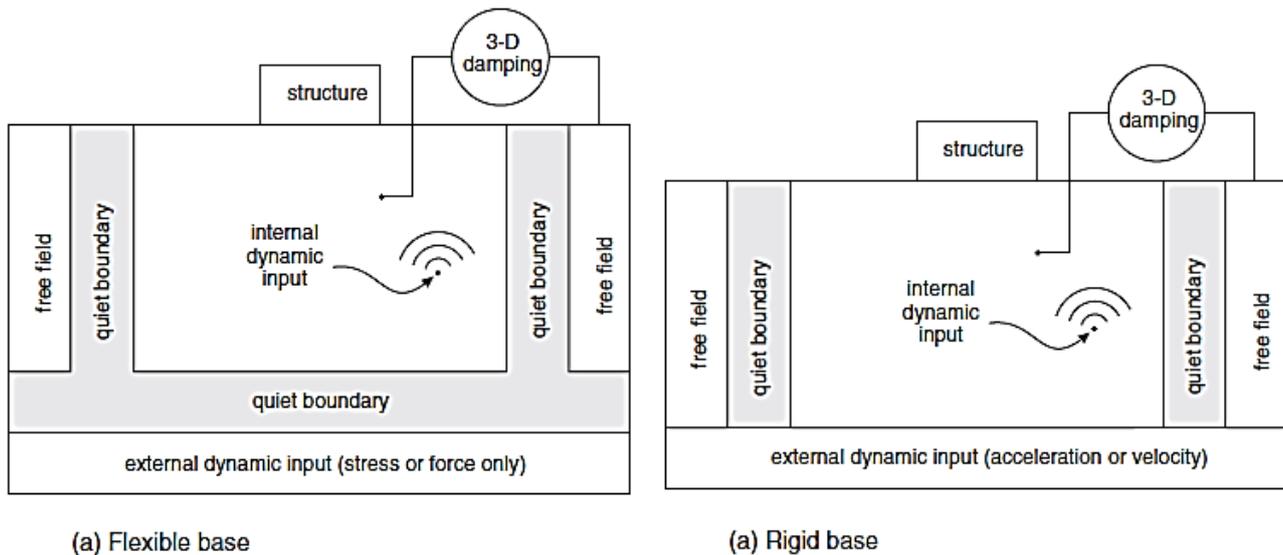


Figura 4-8 – Condizioni al contorno dinamiche (FLAC Manual, 2019)

4.5.3.1 – Contorni di quiete

Le condizioni al contorno utilizzate per le analisi statiche, come quelle rappresentate da cerniere o carrelli, causano la riflessione delle onde all'interno del modello, producendo così un effetto non realistico ai contorni. Tale effetto potrebbe essere ridotto all'aumentare della dimensione del modello, in quanto buona parte dell'energia del moto si dissipa durante la sua propagazione nel mezzo. Per evitare di realizzare modelli di dimensioni eccessive, si introducono i contorni di quiete, o contorni viscosi, sviluppati da Lysmer e Kuhlemeyer. Tali contorni consistono nell'introdurre sui confini del modello dei dissipatori indipendenti nelle direzioni normale e tangenziale, che generano delle tensioni viscosi:

$$t_n = -\rho \cdot C_p \cdot v_n \quad (4.39a)$$

$$t_s = -\rho \cdot C_s \cdot v_s \quad (4.39b)$$

in cui v_n e v_s sono le componenti normale e di taglio della velocità al contorno viscoso. Queste tensioni sono implementate sul codice FLAC allo stesso modo in cui vengono applicati i carichi al contorno.

Se l'input dinamico è applicato al contorno di base, i contorni viscosi non devono essere applicati lungo i contorni laterali del modello, in quanto l'energia delle onde sismiche viene persa (è come se le onde uscissero fuori dai lati del modello). In questo caso, si utilizzano i contorni in campo libero.

4.5.3.2 – Contorni in campo libero

I contorni laterali del modello devono tenere conto che la propagazione delle onde, nella realtà, avviene in campo libero. Se la posizione dei contorni laterali elementari (ad esempio, con spostamenti laterali imposti nulli) è molto distante dalla zona di interesse o lo smorzamento del materiale è elevato, le riflessioni ai confini laterali sono trascurabili in quanto la maggior parte dell'energia viene dissipata. In caso contrario, è necessario introdurre dei contorni che assorbano le onde provenienti dal modello in modo corretto. Per fare ciò, i contorni laterali (a una dimensione) sono suddivisi in un numero di nodi pari a quelli che si trovano sullo stesso confine laterale nella maglia principale. Ogni nodo della maglia di campo libero è collegato al nodo corrispondente nella maglia principale da dissipatori viscosi e le forze non bilanciate della maglia 1D sono applicate al contorno della maglia 2D. Il calcolo monodimensionale del contorno in campo libero è svolto contemporaneamente all'analisi del modello 2D. La formulazione per il contorno laterale sinistro è espressa di seguito (la formulazione per il contorno destro è analoga):

$$F_x = -[\rho \cdot C_p \cdot (v_x^m - v_x^{ff}) - \sigma_{xx}^{ff}] \cdot \Delta S_y \quad (4.40a)$$

$$F_y = -[\rho \cdot C_s \cdot (v_y^m - v_y^{ff}) - \sigma_{xy}^{ff}] \cdot \Delta S_y \quad (4.40b)$$

in cui

- ρ è la densità del materiale lungo il contorno verticale del modello;
- C_p è la velocità delle onde p al contorno laterale sinistro;
- C_s è la velocità delle onde s al contorno laterale sinistro;
- ΔS_y è la dimensione media dell'elemento verticale sul contorno;
- v_x^m è la velocità lungo x del nodo al contorno sinistro nella maglia principale;
- v_y^m è la velocità lungo y del nodo al contorno sinistro nella maglia principale;
- v_x^{ff} è la velocità lungo x del nodo nel campo libero sinistro;
- v_y^{ff} è la velocità lungo y del nodo nel campo libero sinistro;
- σ_{xx}^{ff} è la tensione media orizzontale del campo libero al nodo;
- σ_{xy}^{ff} è la tensione di taglio media del campo libero al nodo.

Con questa formulazione, le onde piane che si propagano verso l'alto non vengono distorte, in quanto le condizioni di campo libero sono identiche a quelle di un mezzo infinito. Perciò, se la maglia principale è uniforme e non ci sono strutture superficiali (come una diga), i contorni in campo libero non vengono attivati. Diversamente, se è presente una struttura superficiale (come mostrato in Figura 4-9) che irradia onde secondarie, il comportamento del modello non è più quello di campo libero e i dissipatori si attivano per assorbire energia (lo smorzamento delle onde sismiche da parte dei contorni in campo libero è analogo a quello esercitato dai contorni di quiete).

Il contorno in campo libero è trattato nell'ambito del metodo esplicito alle differenze finite. Il contorno laterale viene discretizzato in un numero di elementi pari a quelli del confine laterale della maglia principale. Le masse degli elementi (che hanno larghezza unitaria) sono concentrate nei nodi e gli spostamenti all'interno degli elementi variano secondo una legge lineare. In questi elementi, il calcolo viene svolto a piccole deformazioni. Perciò, se la maglia principale viene risolta con la modalità a grandi deformazioni, la soluzione in prossimità dei contorni laterali è approssimata e l'errore sarà tanto grande quanto elevate saranno le deformazioni sul confine laterale della maglia 2D.

Per applicare le condizioni al contorno in campo libero devono sussistere le seguenti condizioni:

- i contorni laterali della maglia 2D devono essere verticali;
- il modello deve essere in equilibrio statico: la soluzione statica viene trasferita anche agli elementi della maglia monodimensionale;
- I contorni in campo libero sono applicati a entrambi i contorni laterali del modello.

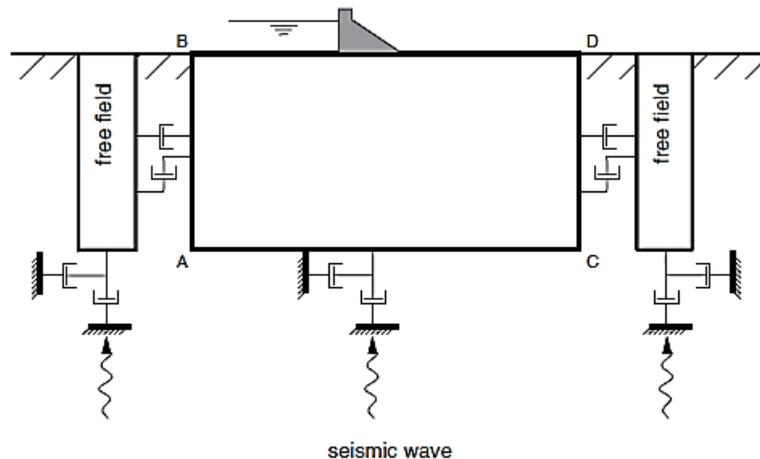


Figura 4-9 – Contorni in campo libero applicati ai lati del modello numerico (FLAC Manual, 2019)

4.5.4 – Smorzamento meccanico

Nel terreno, lo smorzamento naturale è fondamentalmente isteretico e, dunque, indipendente dalla frequenza. Nei codici numerici vengono implementati diversi tipi di smorzamento. In questo paragrafo, vengono descritti lo smorzamento di Rayleigh e lo smorzamento isteretico.

Lo smorzamento di Rayleigh comporta un aumento dei tempi di calcolo e risulta essere dipendente dalla frequenza.

Lo smorzamento isteretico, invece, è quello più realistico per simulare la dissipazione naturale dei terreni. Tuttavia, per piccoli livelli di deformazione, l'energia dissipata risulta trascurabile e questo potrebbe non essere coerente con il comportamento reale. Per superare il problema, è consigliato introdurre una piccola quantità di smorzamento di Rayleigh proporzionale alla rigidità, in modo da smorzare le componenti in frequenza più alte.

4.5.4.1 – Smorzamento di Rayleigh

La formulazione matematica dello smorzamento di Rayleigh è data in forma matriciale:

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (4.41)$$

dove:

- C è la matrice di smorzamento;
- M è la matrice di massa;
- K è la matrice di rigidità;
- α è la costante di smorzamento proporzionale alla massa;
- β è la costante di smorzamento proporzionale alla rigidità.

Anche se entrambe le costanti di smorzamento sono dipendenti dalla frequenza, è possibile ottenere una risposta grosso modo indipendente dalla frequenza in un ristretto intervallo di valori di pulsazioni proprie.

Considerato un sistema a più gradi di libertà, la Figura 4-10 mostra la relazione che intercorre tra il rapporto di smorzamento critico ξ_i dell'i-esimo modo di vibrare del sistema, normalizzato rispetto al suo valore minimo, e la pulsazione propria ω_i dell'i-esimo modo di vibrare. La curva continua è data dalla somma della curva proporzionale solo alla rigidezza ($\alpha = 0$) e della curva proporzionale solo alla massa ($\beta = 0$). Osservando la Figura 4-10, si nota che lo smorzamento proporzionale solo alla massa è dominante alle basse frequenze angolari, mentre la componente proporzionale solo alla rigidezza smorza in modo significativo le alte frequenze. In prossimità del minimo, lo smorzamento risulta approssimativamente indipendente dalla frequenza. Per questo punto, i valori di α e di β sono dati dalle seguenti relazioni:

$$\alpha = \xi_{min} \cdot \omega_{min} \quad (4.42a)$$

$$\beta = \frac{\xi_{min}}{\omega_{min}} \quad (4.42b)$$

La frequenza centrale è allora così definita:

$$f_{min} = \frac{\omega_{min}}{2\pi} \quad (4.43)$$

Per molti problemi dinamici, come le analisi sismiche di strutture di superficie (ad esempio, le dighe) o di strutture sotterranee, le frequenze importanti da smorzare sono legate ai modi propri di vibrazione del sistema. Pertanto, la frequenza centrale potrebbe assumere il valore della frequenza naturale di oscillazione del sistema.

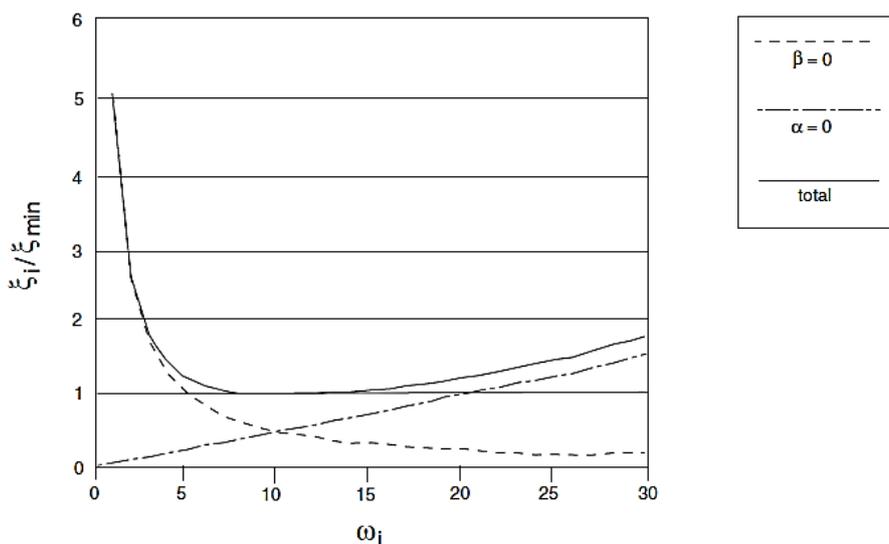


Figura 4-10 – Curva di smorzamento critico normalizzata in funzione della frequenza angolare (FLAC Manual, 2019)

Lo smorzamento proporzionale alla rigidità comporta una riduzione del timestep critico all'aumentare della frequenza (e, dunque, all'aumentare del rapporto di smorzamento), il che significa che i tempi di calcolo dell'analisi dinamica diventano più lunghi. Gli incrementi di tensione viscosa che derivano dalla componente proporzionale alla rigidità vengono sommati agli incrementi di tensione meccanica durante il timestep di calcolo. In questo modo, non è necessario la costruzione di una matrice di rigidità, in quanto lo smorzamento di Rayleigh è applicato direttamente sul modulo tangente del modello costitutivo. Se si verifica un cedimento plastico su un elemento del modello, lo smorzamento proporzionale alla rigidità viene disattivato, mentre lo smorzamento proporzionale alla massa rimane attivo.

Si ricorda che i terreni hanno valori di smorzamento critico minimo che oscillano tra il 2% e il 5%.

4.5.4.2 – Smorzamento isteretico

Le curve di decadimento del modulo di taglio generano una curva di sforzo-deformazione necessariamente non lineare. Ai fini del calcolo numerico, risulta utile ricavare una relazione costitutiva incrementale dalla curva di decadimento. Quest'ultima è espressa come

$$\bar{\tau} = M_s \cdot \gamma \quad (4.44)$$

dove:

- $\bar{\tau}$ è la tensione di taglio normalizzata rispetto al modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ;
- $M_s = \frac{G}{G_0}$ è il modulo secante normalizzato rispetto al modulo di taglio iniziale;
- γ è la deformazione tangenziale.

A questo punto, si può definire il modulo tangente normalizzato M_t come:

$$M_t = \frac{d\bar{\tau}}{d\gamma} = M_s + \gamma \cdot \frac{dM_s}{d\gamma} \quad (4.45)$$

La relazione costitutiva incrementale è ottenuta dal modulo di taglio incrementale, determinato dal prodotto $G_0 \cdot M_t$ e utilizzato al posto di G_0 .

Con questa formulazione, la curva di decadimento del modulo di taglio deve essere implementata come una funzione continua, in quanto è richiesta l'operazione di derivazione (la derivata di una funzione data per punti causerebbe errori grossolani). Per fare ciò, si può utilizzare la funzione sigmoideale a quattro parametri:

$$M_s = y_0 + \frac{a}{1 + e^{-\frac{\log_{10} \gamma - x_0}{b}}} \quad (4.46)$$

dove i parametri sono a , b , x_0 , y_0 .

4.6 – Calcolo del fattore di sicurezza

Il calcolo del fattore di sicurezza si basa sul metodo di riduzione della resistenza ("Strength Reduction Method"), ampiamente diffuso nei codici numerici. Il metodo consiste nel ridurre progressivamente la resistenza al taglio del materiale fino a raggiungere la condizione di equilibrio limite del pendio. In questo modo, il fattore di sicurezza F è definito dalle seguenti equazioni:

$$c^{trial} = \frac{1}{F_{trial}} \cdot c \quad (4.47a)$$

$$\phi^{trial} = \arctan\left(\frac{1}{F_{trial}} \cdot \tan\phi\right) \quad (4.47b)$$

in cui c e ϕ sono, rispettivamente, la coesione e l'angolo di resistenza al taglio. Il programma di calcolo esegue una serie di analisi separate con diversi fattori di riduzione della resistenza F_{trial} . Prima di tutto, si individua una condizione di equilibrio instabile (in cui avviene il flusso plastico continuo) e una condizione di equilibrio stabile, corrispondenti a due valori del fattore di riduzione che costituiscono i limiti dell'intervallo di ricerca (approccio di "bracketing"). In seguito, l'intervallo di valori dei fattori di riduzione viene progressivamente ristretto fino a trovare la condizione di equilibrio limite. A questo punto, il valore di F_{trial} coincide col valore del fattore di sicurezza del pendio.

5 – Caso studio: la diga di Briaglia

5.1 – Inquadramento geografico e descrizione della diga

La diga scelta per la modellazione numerica è situata in Piemonte, nella provincia di Cuneo. In particolare, l'opera risulta ubicata nel Comune di Briaglia. L'area in esame comprende due piccoli sbarramenti in terrapieno che formano i due laghetti mostrati in Figura 5-1, detti "laghetto superiore" e "laghetto inferiore". I due bacini, caratterizzati da volumi d'invaso abbastanza contenuti, sono stati realizzati negli anni '90 per scopi agricoli.

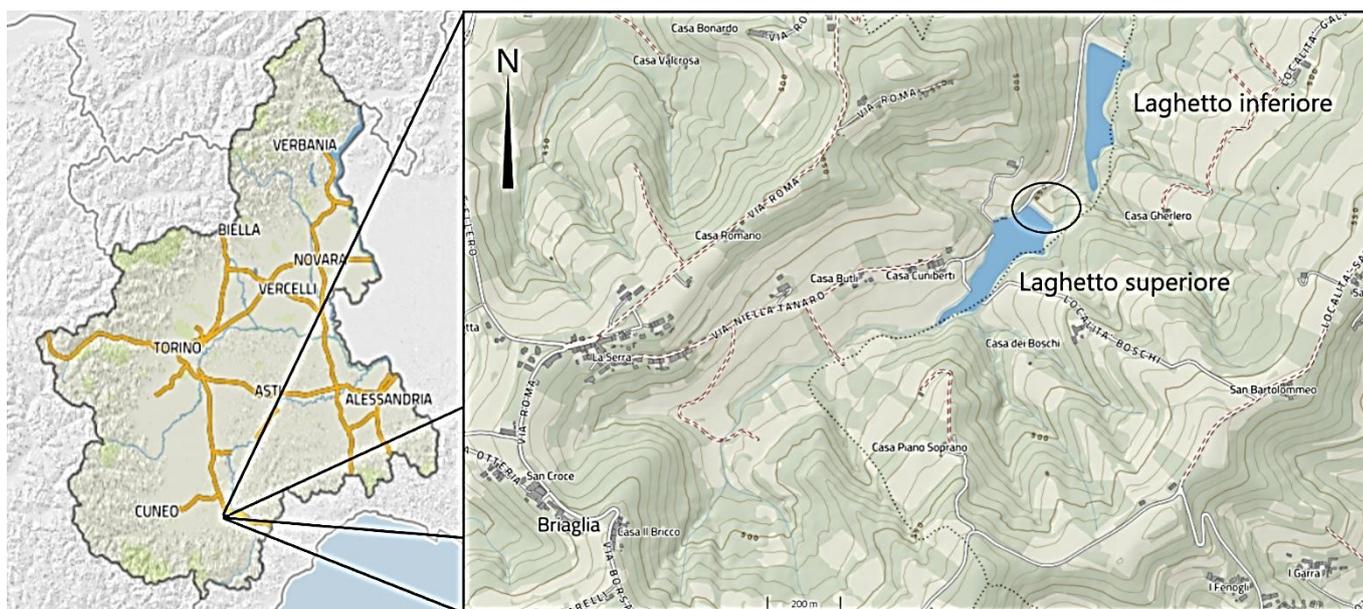


Figura 5-1 – Inquadramento geografico della diga di Briaglia, situata all'interno della zona cerchiata (da Geoportale Piemonte)

La diga di interesse è quella che forma il laghetto superiore (indicata in Figura 5-1 dalla zona cerchiata). L'opera presenta una forma trapezoidale, ha una lunghezza totale di circa 90 m ed un'altezza massima di circa 11m. Il paramento di monte risulta provvisto di un'adeguata copertura in materiale roccioso, con lo scopo di proteggere lo sbarramento dall'azione erosiva del moto ondoso. La soglia di sfioro è collocata a una quota di 455,30 m s.l.m., un metro e mezzo sotto la quota di coronamento.

Nella Tabella 5-1 sono riportate alcune grandezze caratteristiche della diga, mentre in Figura 5-2 viene mostrata una sezione tipo.

Diga di Briaglia		
Localizzazione con sistema WGS84 (lat./long.)	44,40264°	7,89302°
Tipologia di sbarramento	Diga in materiali sciolti	
Altezza massima	10,8 m	
Quota del coronamento	457 m s.l.m.	
Larghezza del coronamento	3,6 m	
Lunghezza del coronamento	88,5 m	

Tabella 5-1 - Localizzazione geografica, tipologia e caratteristiche geometriche della diga di Briaglia (Figura, 2020)

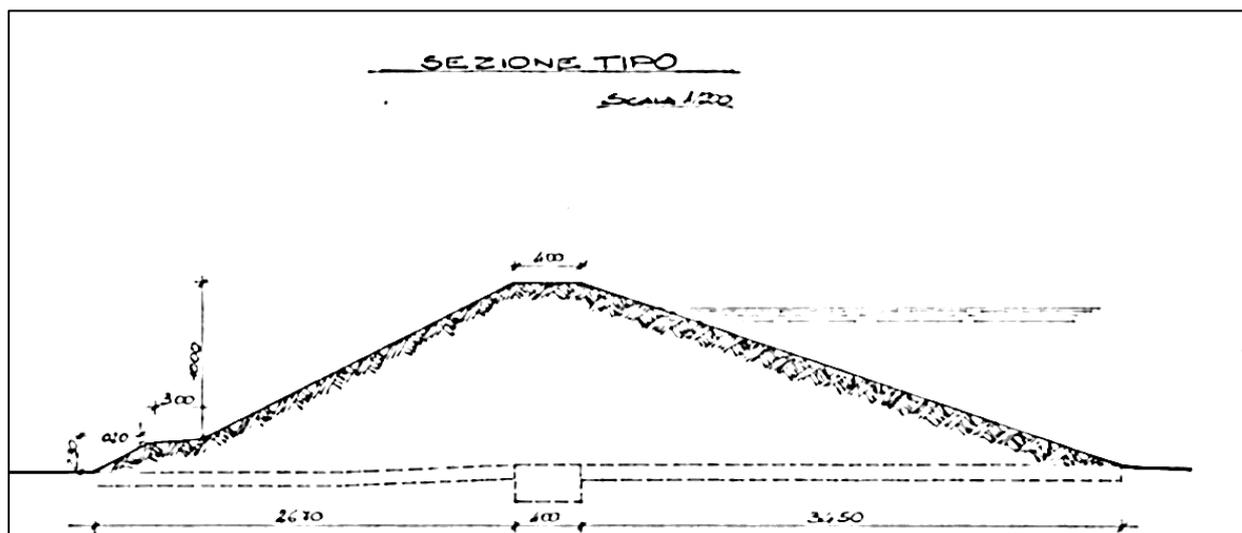


Figura 5-2 – Sezione tipo della diga di Briaglia, con quote espresse in m (Figura, 2020)

5.2 – Definizione del modello geotecnico

La definizione del modello geotecnico della diga di Briaglia e della sua fondazione, si basa innanzitutto sulla stratigrafia e le proprietà geotecniche di ogni strato: densità, parametri elastici e di resistenza, porosità, conducibilità idraulica, curve di decadimento del modulo e curve di smorzamento. La determinazione di questi parametri è già stata effettuata sulla base dei dati raccolti in un precedente lavoro di tesi (Figura, 2020), opportunamente integrati con i dati acquisiti da una più recente campagna di indagini geofisiche condotte dall'Università degli Studi di Torino (Comina e Vagnon, 2019).

5.2.1 – Stratigrafia della diga e delle fondazioni

Il corpo diga e i terreni di fondazione sono costituiti da quattro strati ciascuno. In Tabella 5-2 si riportano la composizione, la profondità z e la densità saturata ρ_{sat} per ogni singolo strato.

Strato	Litologia	z [m]	ρ_{sat} [kg/m ³]
A	Limo debolmente sabbioso	0 - 4.5	1800
B	Limo argilloso	4.5 - 6.8	1800
C	Blocchi di arenaria	6.8 - 7.6	2000
D	Sabbia limo argillosa	7.6 - 11	1800
E	Sabbia limo argillosa	11.0 - 14.0	1800
F	Argilla con lenti di arenaria	14.0 - 20.0	1800
G	Marna con lenti di arenaria	20.0 - 30.0	2000
H	Basamento	30.0 - 32.0	2400

Tabella 5-2 - Stratigrafia del corpo diga (strati A, B, C, D) e delle sue fondazioni (strati E, F, G, H)

5.2.2 – Determinazione dei parametri elastici

Il modulo di compressibilità K e il modulo di taglio G sono stati valutati dai risultati della prova Down Hole, eseguita nella perforazione di sondaggio predisposta sul corpo diga, come mostrato in Figura 5-3.

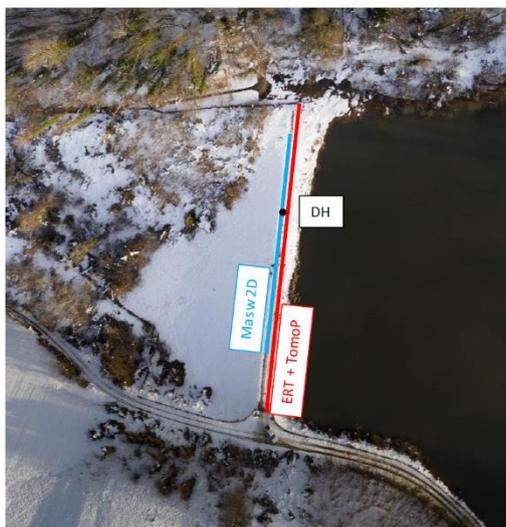


Figura 5-3 - Prove in situ eseguite sul corpo diga (Comina e Vagnon, 2019)

L'esecuzione della prova DH è stata effettuata mediante l'uso di una mazza battente da 10 kg, con funzione di sorgente energizzante. Le onde P sono state generate colpendo una piastra metallica con la mazza in direzione verticale, mentre le onde SH sono state prodotte battendo la mazza in direzione orizzontale contro due piastre, rese solidali al terreno mediante il peso di un autocarro che ne impedisce lo slittamento. Per le due tipologie di acquisizione, la sorgente è stata posizionata a una distanza di 3 m da bocca foro. La registrazione dei segnali sismici è stata eseguita calando una sonda geofonica nel foro di sondaggio ad intervalli di un metro. La sonda utilizzata consiste di 1 geofono in configurazione verticale e quattro geofoni in configurazione orizzontale (ruotati a 0°, 45°, 90° e 135°). L'adesione alle pareti del foro viene garantita da un sistema di bloccaggio meccanico azionato elettricamente. Infine, un sismografo Daq Link IV ha consentito l'acquisizione dei dati.

I parametri di acquisizione delle prove Down Hole sono riassunti in Tabella 5-3.

TIPO GEOFONI	N. GEOF.	SPAZ. GEOFONI	TIPO SORGENTE	POSIZIONE SORGENTE	FINESTRA ACQUISIZ.	INTERV. CAMP.
verticali e orizzontali da 10 Hz	5 (1 verticale 4 orizzontali ruotati a 0°, 45°, 90° e 135°)	1 m	Massa battente 10 Kg	Offset 3 m da bocca foro.	T = 0.2 s	$\Delta t = 0.25$ ms

Tabella 5-3 – Parametri di acquisizione per le prove DH (Comina e Vagnon, 2019)

In fase di elaborazione, si assemblano tutte le registrazioni eseguite nelle diverse posizioni al fine di ricavare un unico sismogramma. Come esempio, in Figura 5-4 sono riportati il sismogramma delle componenti verticali e quello delle componenti orizzontali.

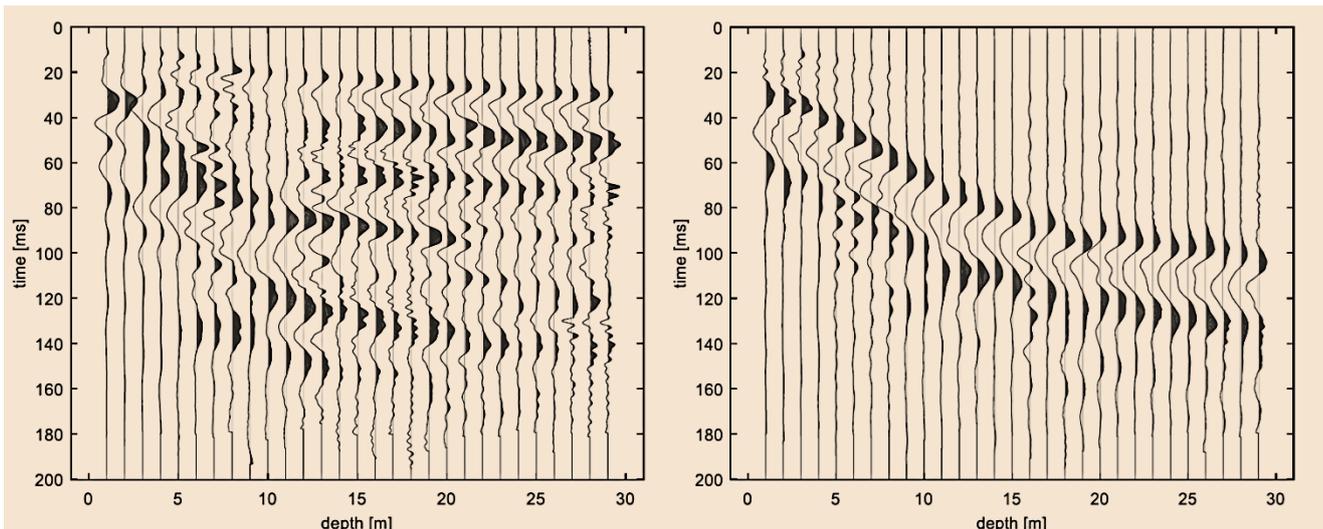


Figura 5-4 – Da sinistra verso destra: sismogramma delle componenti verticali e sismogramma delle componenti orizzontali dei geofoni lungo il foro di sondaggio (Comina e Vagnon, 2019)

Una volta costruiti i sismogrammi, si effettuano le letture dei tempi di primo arrivo delle onde sismiche ai geofoni, per determinare le velocità delle onde di taglio e di compressione. In seguito, è necessario correggere i tempi di primo arrivo in modo che siano coerenti con la distanza verticale:

$$t_{corr-i} = \frac{z_i}{\sqrt{z_i^2 + d^2}} \cdot t_i \quad (5.1)$$

dove:

- z_i è la profondità del geofono i-esimo;
- d è la distanza in superficie tra sorgente e bocca foro;
- t_i è il tempo di primo arrivo riferito al geofono i-esimo.

Disponendo i dati così ottenuti nel piano $t_{corr} - z$, è possibile individuare gli insiemi di punti con andamento rettilineo e trattare ciascuno di essi con una funzione di regressione lineare, il cui coefficiente angolare rappresenta la velocità delle onde sismiche dello strato.

In Figura 5-5 sono mostrati i risultati dell'elaborazione della prova DH per le onde di compressione e per le onde di taglio.

I dati di velocità ottenuti dalla regressione lineare sono stati associati alla stratigrafia proposta da Figura (2020) e, per ogni strato, sono stati ricavati i valori di G e K .

Tenendo conto delle equazioni che legano le velocità delle onde sismiche con i parametri elastici (Kramer, 1996):

$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4G}{3}}{\rho}} \quad (5.2a)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (5.2b)$$

si possono ricavare le seguenti formule:

$$K = \rho \cdot \left(V_p^2 - \frac{4}{3} \cdot V_s^2 \right) \quad (5.3a)$$

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (5.3b)$$

In Tabella 5-4 sono mostrati i valori dei parametri elastici per ogni strato.

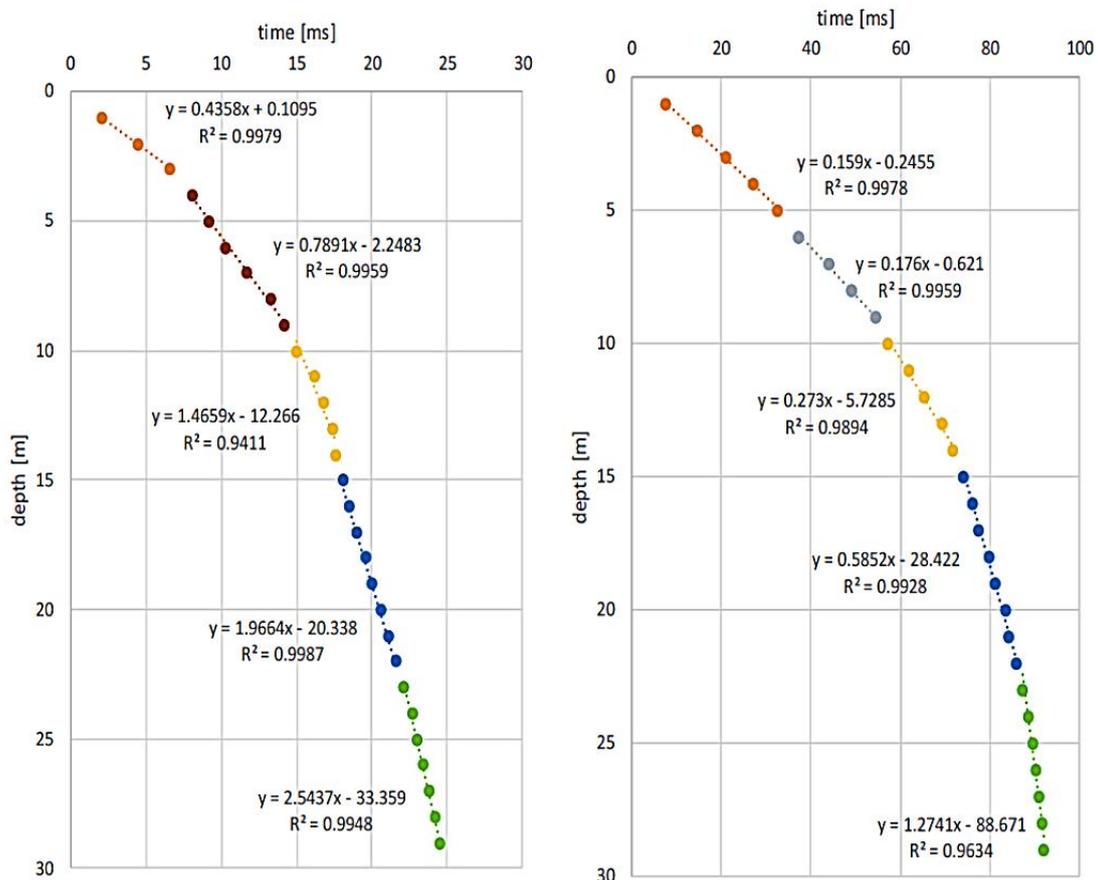


Figura 5-5 – Da sinistra verso destra: risultati dell'elaborazione dei dati di foro per le onde P e per le onde S (Comina e Vagnon, 2019)

Strato	z [m]	ρ_{sat} [kg/m ³]	V_p [m/s]	V_s [m/s]	K [Pa]	G [Pa]
A	0 ÷ 4.5	1800	435.8	159	2.81E+08	4.55E+07
B	4.5 ÷ 6.8	1800	789.1	176	1.046E+09	5.58E+07
C	6.8 ÷ 7.6	2000	1465.9	273	4.099E+09	1.49E+08
D	7.6 ÷ 11	1800	1465.9	273	3.689E+09	1.34E+08
E	11 ÷ 14	1800	1465.9	273	3.689E+09	1.34E+08
F	14 ÷ 20	1800	1966.4	585.2	6.138E+09	6.16E+08
G	20 ÷ 30	2000	2543.7	1274.1	8.612E+09	3.25E+09
H	30 ÷ 32	2400	2543.7	1274.1	1.033E+10	3.9E+09

Tabella 5-4 – Determinazione dei parametri elastici del modello geotecnico

5.2.3 – Determinazione dei parametri di resistenza

I parametri di resistenza sono l'angolo di attrito interno ϕ' e la coesione c' . In Tabella 5-5 vengono riportati i valori di questi parametri per ogni strato del modello.

Strato	c' [Pa]	ϕ' [°]
A	1000	32.0
B	1000	30.0
C	1000	35.0
D	1000	30.0
E	1000	30.0
F	1000	39.0
G	1000	32.3
H	-	-

Tabella 5-5 – Parametri di resistenza (Figura, 2020)

5.2.4 – Determinazione della porosità e della permeabilità del terreno

I valori di porosità n e permeabilità k del terreno sono riportati in Tabella 5-6.

Strato	n [-]	k [m/s]
A	0.39	1.00E-09
B	0.37	1.00E-10
C	0.28	1.00E-08
D	0.40	1.00E-08
E	0.40	1.00E-08
F	0.37	5.00E-10
G	0.30	1.00E-11
H	0.25	1.00E-11

Tabella 5-6 – Porosità e permeabilità dei singoli strati del modello (Figura, 2020)

5.2.5 – Determinazione delle curve sperimentali di variazione del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento

Le curve sperimentali di variazione del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento sono state ricavate, in parte, da prove di laboratorio come la prova di colonna risonante (RC) e la prova di taglio torsionale ciclico (TTC) e, in parte, da relazioni empiriche tratte da letteratura (ove non erano disponibili dati sperimentali).

Queste curve descrivono il comportamento non lineare del terreno sotto azioni cicliche; dunque, risultano fondamentali per effettuare le analisi numeriche in presenza di sisma.

In Tabella 5-7 sono riportate le prove di laboratorio o le relazioni empiriche da letteratura che consentono di definire le curve sperimentali del modulo di taglio G e dello smorzamento D in funzione della deformazione tangenziale γ .

Strato	z [m]	Curve sperimentali di G(γ) e D(γ)
A	0 - 4.5	RC_167 e TTC_167
B	4.5 - 6.8	Darendeli (2001)
C	6.8 - 7.6	Rollins et al. (1998)
D	7.6 - 11	Seed & Idriss (1970)
E	11.0 - 14.0	Seed & Idriss (1970)
F	14.0 - 20.0	RC_168 e TTC_168
G	20.0 - 30.0	RC_169 e TTC_169
H	30.0 - 32.0	-

Tabella 5-7 – Determinazione delle curve sperimentali di G(γ) e D(γ) (Figura, 2020)

5.3 – Definizione del modello numerico

Per creare il modello numerico della diga di Briaglia sul codice FLAC, è necessario seguire i seguenti passi:

- definizione del modello geometrico;
- discretizzazione del modello;
- applicazione delle condizioni al contorno;
- definizione dei materiali che compongono ciascuno strato, indicando il modello geomeccanico scelto e i relativi parametri;
- definizione delle curve di decadimento del modulo di taglio e dello smorzamento, impiegate per le analisi sismiche.

5.3.1 – Modello geometrico

La geometria del modello implementata sul software FLAC è stata tratta dalla tesi di laurea di Figura (2020). Le dimensioni si basano sui dati riportati in Tabella 5-1 e su misurazioni in situ eseguite con l'utilizzo di bindelle.

Considerando la sezione trasversale, la base del corpo diga ha una larghezza di 64,8 m e un'altezza di 11 m. L'altezza del modello è stata scelta in base alle informazioni geomeccaniche che si hanno a disposizione. Pertanto, è stato introdotto, oltre ai 19 m di fondazione, anche uno spessore di 2 m di basamento roccioso. Per quanto riguarda l'estensione laterale, si è ritenuto opportuno allargare il modello del corpo diga di 40 m per lato. Come conseguenza, si ottengono dei contorni abbastanza lontani dalla zona di interesse, in modo da non influenzare i risultati delle analisi numeriche.

Prima di eseguire la discretizzazione, è necessario definire la geometria e la posizione delle tane da introdurre nel corpo diga. Sono state modellate:

- una tana di tasso europeo, con ingresso sul versante di monte. La tana viene scavata con una pendenza di 45° verso il basso per una profondità di un metro. In seguito, il cunicolo prosegue in direzione orizzontale fino a raggiungere l'asse del corpo diga. La tana possiede un diametro di 20 cm;
- una tana di nutria, con ingresso sul versante di monte. La tana si sviluppa in direzione orizzontale per una lunghezza di 4 m ed è caratterizzata da un diametro di 30 cm;
- una tana di tasso europeo, con ingresso sul versante di valle. La tana si sviluppa in direzione orizzontale per una lunghezza di 10 m ed è caratterizzata da un diametro di 30 cm.

La tana del tasso con ingresso sul versante di monte ha l'entrata collocata ad un'altezza di 30,4 m dalla base del modello, 30 cm al di sotto del livello massimo di invaso. In questo modo, l'acqua

riempie completamente il cunicolo in condizioni di piena e determina la condizione più gravosa. Gli altri due ingressi, relativi alla tana di nutria e alla tana di tasso sul versante di valle, si aprono entrambi ad una altezza di 26,9 m. Questa scelta è stata condizionata dal fatto che le nutrie costruiscono le proprie tane sul lato bagnato del rilevato, ad un'altezza che corrisponde circa ai livelli medi o di magra del corpo idrico. Inoltre, la posizione della tana di tasso a valle minimizza il fattore di sicurezza del pendio, in quanto innalza il livello della superficie piezometrica, come riportato nel Capitolo 3.

La Figura 5-6 mostra il modello geometrico relativo alla diga di Briaglia, mentre in Figura 5-7 è possibile apprezzare meglio la forma e le dimensioni delle tane rispetto al corpo diga.

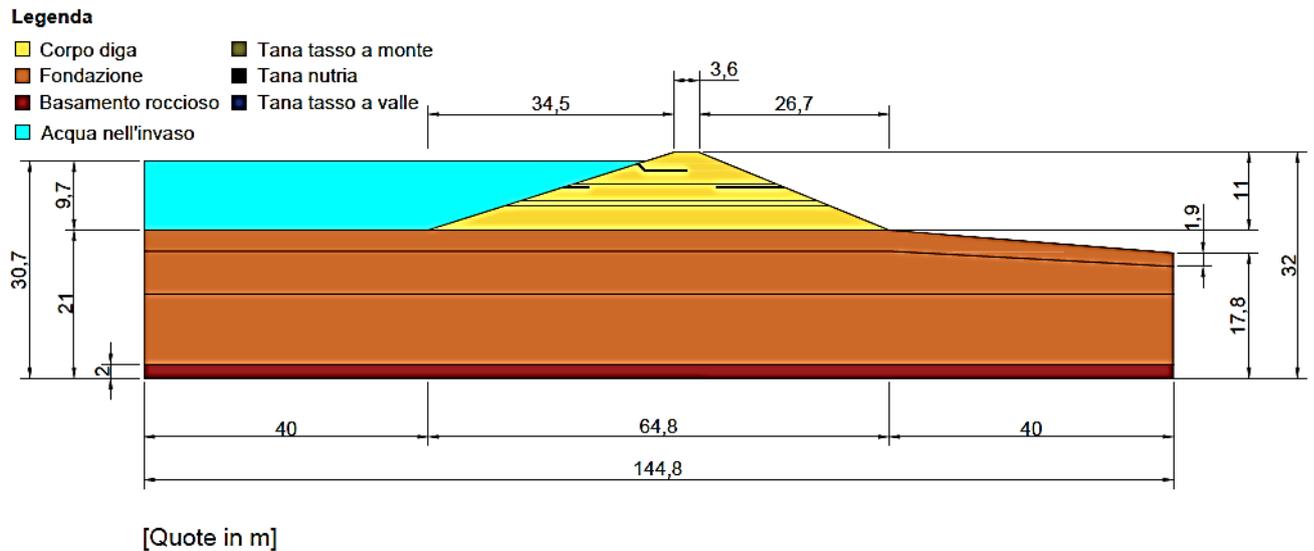


Figura 5-6 – Modello geometrico della diga di Briaglia in condizioni di massimo invaso

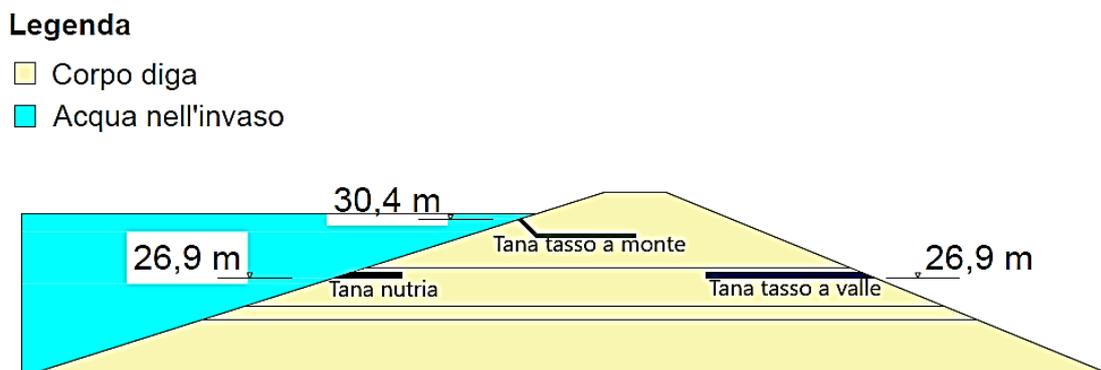


Figura 5-7 – Tane animali nel corpo diga

5.3.2 – Discretizzazione del modello e condizioni al contorno

Definita la geometria del problema, il modello numerico deve essere suddiviso in una maglia di elementi quadrilateri (mesh). Le dimensioni degli elementi variano da un valore medio di 0,75 m a un valore di 0,11 m. In particolare, gli elementi più piccoli sono collocati nel corpo diga, in quanto è la zona della maglia in cui si vogliono determinare le grandezze fisiche di interesse. La grandezza degli elementi scelta è stata influenzata da vari fattori, che si devono tenere in conto quando si eseguono analisi numeriche:

- elementi troppo piccoli consentono un grado di dettaglio elevato, ma richiedono tempi di calcolo lunghi;
- si deve rispettare l'Equazione 4.34, che lega la dimensione dell'elemento alla frequenza del segnale più alta che può essere modellata in modo accurato.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno, sono stati inseriti dei carrelli che impediscono gli spostamenti lungo la direzione orizzontale ai lati del modello e delle cerniere alla base, in modo da impedire gli spostamenti di entrambe le direzioni (orizzontale e verticale).

In Figura 5-8 viene mostrata la maglia di elementi quadrilateri e le condizioni al contorno. L'asse orizzontale è denominato asse X, mentre quello verticale è chiamato asse Y. L'origine degli assi è centrata sullo spigolo inferiore sinistro del modello.

Le condizioni al contorno dinamiche sono applicate ai lati del modello, per mezzo dei contorni in campo libero ("free-field boundaries"), e alla base del modello, utilizzando il contorno di quiete in entrambe le direzioni X e Y ("quiet boundary"). Su quest'ultimo, è applicata la sollecitazione dinamica derivante dalla storia delle velocità di input.

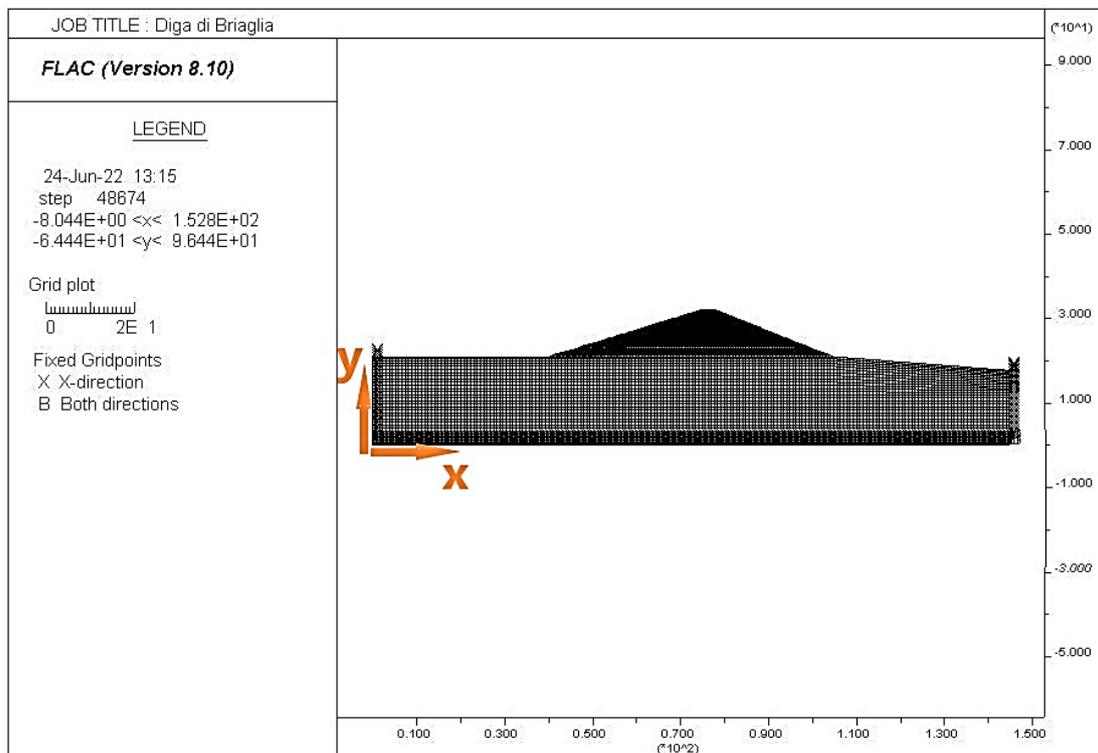


Figura 5-8 – Mesh e condizioni al contorno del modello numerico (dimensioni in metri)

5.3.3 – Comportamento meccanico

Facendo riferimento al modello geotecnico esposto nei paragrafi precedenti, sono stati modellati i vari materiali che compongono il corpo diga e le sue fondazioni. I modelli geo-meccanici e i relativi parametri, che sono stati attribuiti ad ogni strato, sono riportati in Tabella 5-8.

Il basamento roccioso è stato modellato con un comportamento elastico lineare isotropo, in quanto risulta molto più rigido rispetto agli strati sovrastanti.

In Tabella 5-8 sono presenti anche i valori di densità secca dei singoli strati, in quanto sono richiesti dal software FLAC come parametri di input. Per convertire la densità saturata del terreno ρ_{sat} con la corrispondente densità secca ρ_d , si utilizza la seguente formula (FLAC Manual, 2019):

$$\rho_{sat} = \rho_d + n \cdot \rho_w \quad (5.4)$$

in cui n è la porosità e ρ_w è la densità dell'acqua, pari a 1000 kg/m³. La relazione (5.4) vale in condizioni di terreno saturo.

Strato	Modello meccanico	z [m]	K [Pa]	G [Pa]	c' [Pa]	ϕ' [°]	n [-]	k [m/s]	ρ_{sat} [kg/m ³]	ρ_d [kg/m ³]
A	Mohr-Coulomb	0 - 4.5	2.81E+08	4.55E+07	1000	32.0	0.39	1.00E-09	1800	1410
B	Mohr-Coulomb	4.5 - 6.8	1.05E+09	5.58E+07	1000	30.0	0.37	1.00E-10	1800	1430
C	Mohr-Coulomb	6.8 - 7.6	4.10E+09	1.49E+08	1000	35.0	0.28	1.00E-08	2000	1720
D	Mohr-Coulomb	7.6 - 11	3.69E+09	1.34E+08	1000	30.0	0.40	1.00E-08	1800	1400
E	Mohr-Coulomb	11.0 - 14.0	3.69E+09	1.34E+08	1000	30.0	0.40	1.00E-08	1800	1400
F	Mohr-Coulomb	14.0 - 20.0	6.14E+09	6.16E+08	1000	39.0	0.37	5.00E-10	1800	1430
G	Mohr-Coulomb	20.0 - 30.0	8.61E+09	3.25E+09	1000	32.3	0.30	1.00E-11	2000	1700
H	Elastico	30.0 - 32.0	1.03E+10	3.90E+09	-	-	0.25	1.00E-11	2400	2150

Tabella 5-8 – Modello meccanico e relativi parametri per ogni strato

La Figura 5-9 rappresenta il modello numerico con la suddivisione in strati.

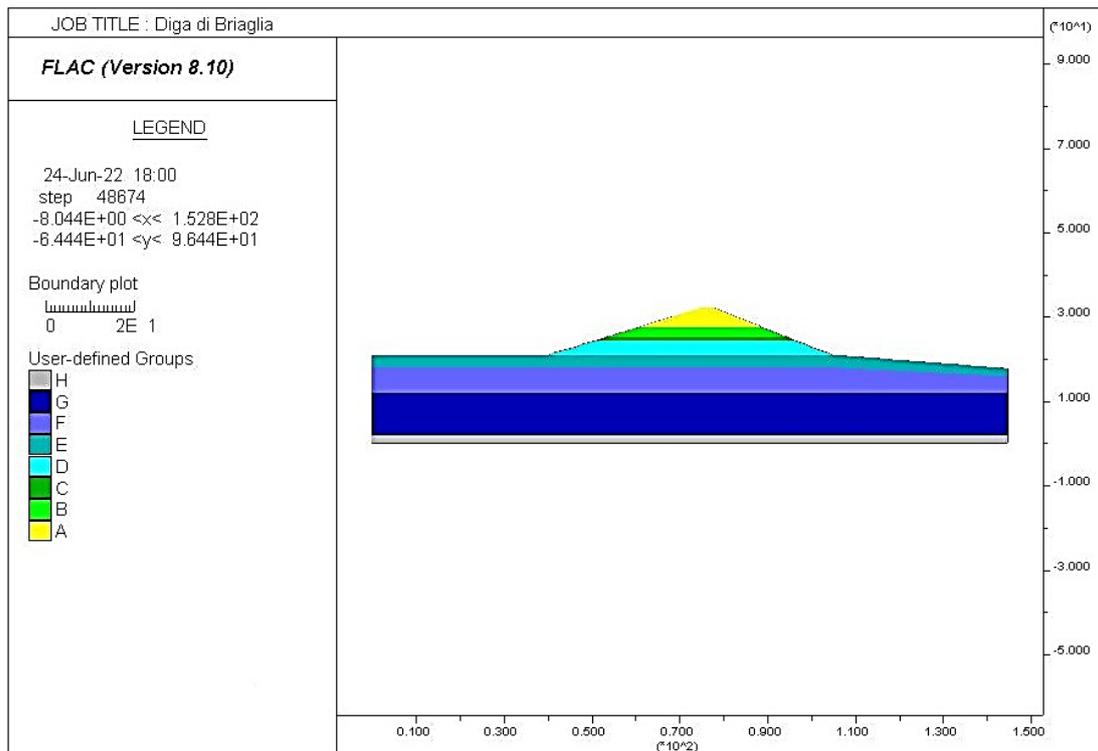


Figura 5-9 – Stratificazione del modello numerico (dimensioni in metri)

Per quanto riguarda le tane, si deve tenere in conto della condizione di spazio bidimensionale. Se si considera uno spessore unitario per la sezione in esame, allora gli spazi occupati dalle tane (idealizzate come cilindri) non possono essere considerati vuoti. Pertanto, risulta utile definire un coefficiente di riduzione che tenga in conto del problema bidimensionale.

Facendo riferimento alla Figura 5-10, la sezione CDEF lungo l'asse z (mostrata in alto) è attraversata perpendicolarmente da una tana di forma cilindrica, avente raggio r . L'area totale della sezione CDEF è pari a $2r$, dato che la dimensione lungo l'asse z è unitaria. D'altra parte, l'area della sezione cilindrica risulta uguale a πr^2 . Il fattore di riduzione è definito come:

$$FR = \left(1 - \frac{\pi r^2}{2r}\right) = \left(1 - \frac{\pi r}{2}\right) \quad (5.5)$$

Armitage (1999) propone di applicare questo fattore di riduzione ai valori di densità del terreno. Per le analisi dinamiche presentate nel capitolo successivo, la riduzione viene applicata anche ai parametri elastici e di resistenza.

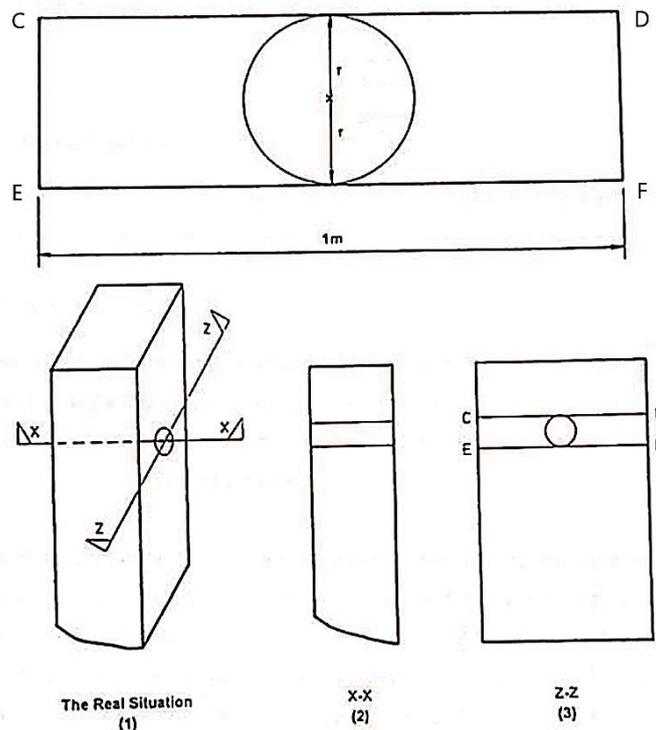


Figura 5-10 – Considerazioni per il calcolo del fattore di riduzione (Armitage, 1999)

Dato che le tane rappresentano dei percorsi di infiltrazione preferenziali, la loro porosità n deve essere elevata, per cui si sceglie un valore di 0,999 (Taccari, 2015). Lo stesso vale per il valore di permeabilità delle tane, scelto di almeno cinque ordini di grandezza più elevato rispetto al terreno circostante.

Nella Tabella 5-9 vengono riportati i valori delle proprietà meccaniche e idrauliche delle tane considerate nella modellazione numerica.

Proprietà meccaniche e idrauliche delle tane										
Strato	C.M.	r [m]	FR [-]	K [Pa]	G [Pa]	c' [Pa]	ϕ' [°]	n [-]	k [m/s]	ρ_d [kg/m ³]
A	Mohr-Coulomb	0.1	0.843	2.37E+08	3.84E+07	843	27	0.999	1.00E-04	1188.52
B	Mohr-Coulomb	0.15	0.764	8.00E+08	4.26E+07	764	23	0.999	1.00E-04	1093.06

Tabella 5-9 – Proprietà meccaniche e idrauliche delle tane

5.3.4 – Smorzamento del terreno in condizioni dinamiche

Nelle analisi sismiche eseguite per la diga di Briaglia, è stato utilizzato sia lo smorzamento isteretico sia lo smorzamento di Rayleigh proporzionale alla rigidità. Quest'ultimo viene introdotto per smorzare meglio le componenti ad alta frequenza del segnale.

5.3.4.1 – Smorzamento isteretico

Il software FLAC richiede una curva continua per simulare la riduzione del modulo di taglio all'aumentare del livello deformativo durante il carico ciclico. Pertanto, le curve sperimentali presentate in Tabella 5-7 devono essere convertite in funzioni continue. Per fare ciò, si è scelto di utilizzare una funzione sigmoideale a quattro parametri, implementabile sul codice FLAC.

Diversamente da quanto riportato da Figura (2020), i parametri del modello sigmoideale delle curve di decadimento del modulo e dello smorzamento sono stati definiti interpolando i dati sperimentali e/o di letteratura di ambo le curve in maniera contestuale (comunicazione personale Ciancimino).

Le curve delle funzioni sigmoideali sono riportate in Figura 5-11, Figura 5-12, Figura 5-13, Figura 5-14, Figura 5-15 e Figura 5-16, dove vengono mostrate anche le curve precedentemente adottate da Figura (2020). Si nota come in questo caso le curve ben rappresentino il comportamento ciclico dei terreni in oggetto per un'ampia gamma di deformazioni, sia in termini di modulo di rigidezza sia in termini di rapporto di smorzamento. In Tabella 5-10 sono presentati i nuovi parametri del modello sigmoideale per ogni strato.

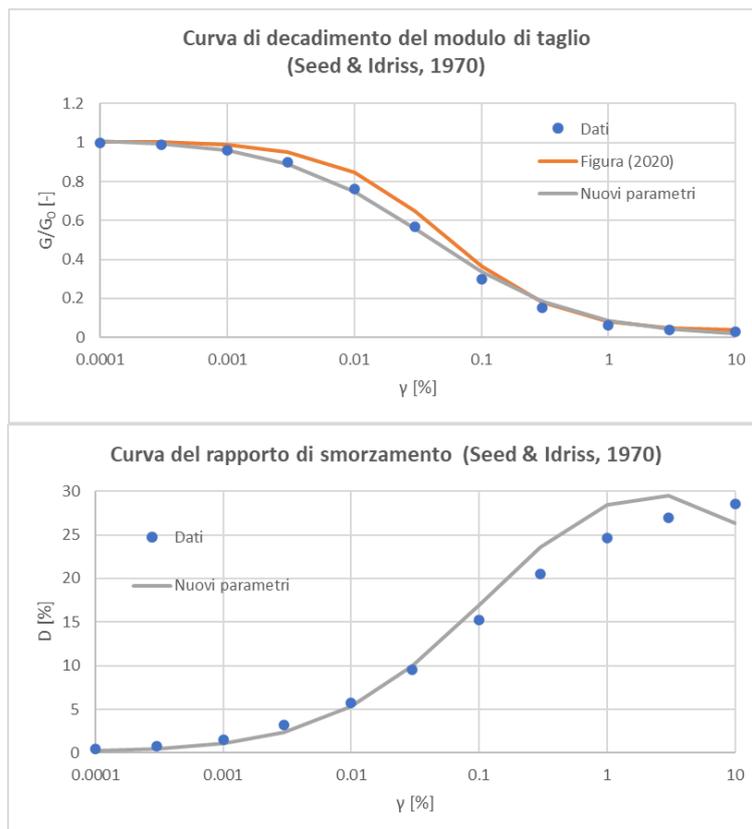


Figura 5-11 – Modello sigmoideale delle curve sperimentali di Seed & Idriss (1970)

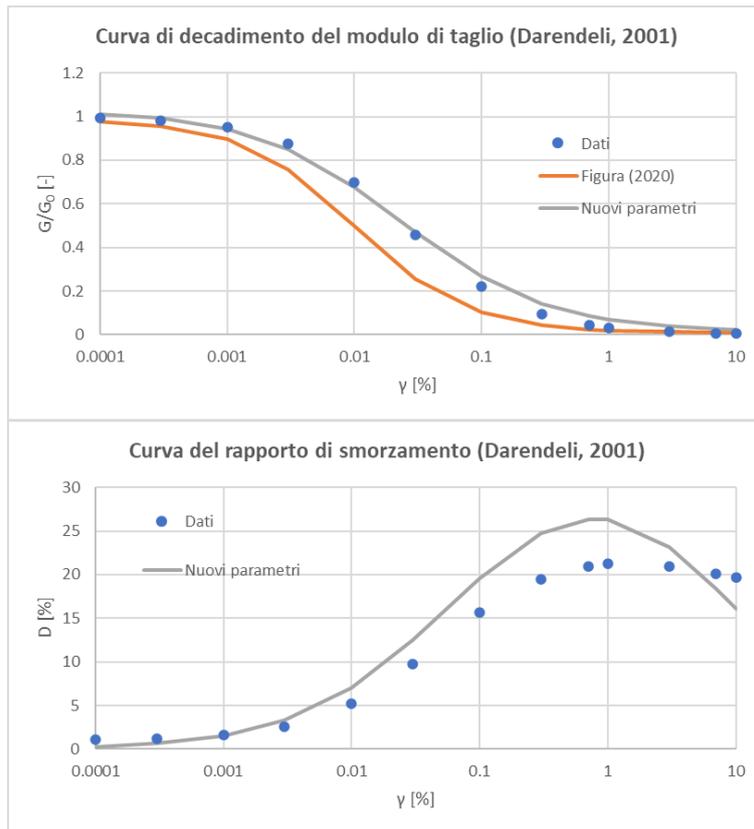


Figura 5-12 - Modello sigmoidale delle curve sperimentali di Darendeli (2001)

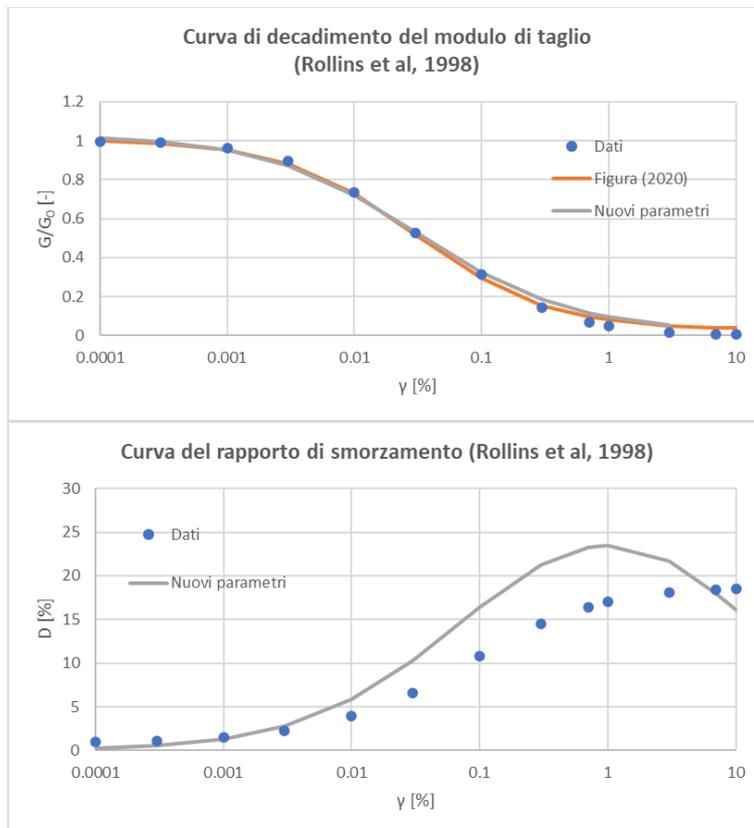


Figura 5-13 - Modello sigmoidale delle curve sperimentali di Rollins et al. (1998)

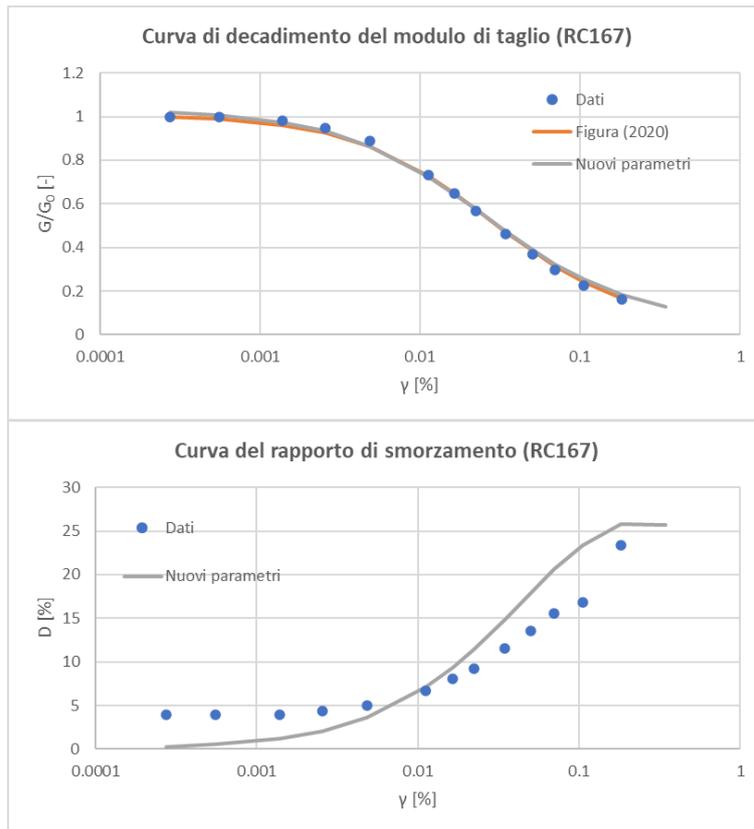


Figura 5-14 - Modello sigmoideale delle curve sperimentali della prova RC167

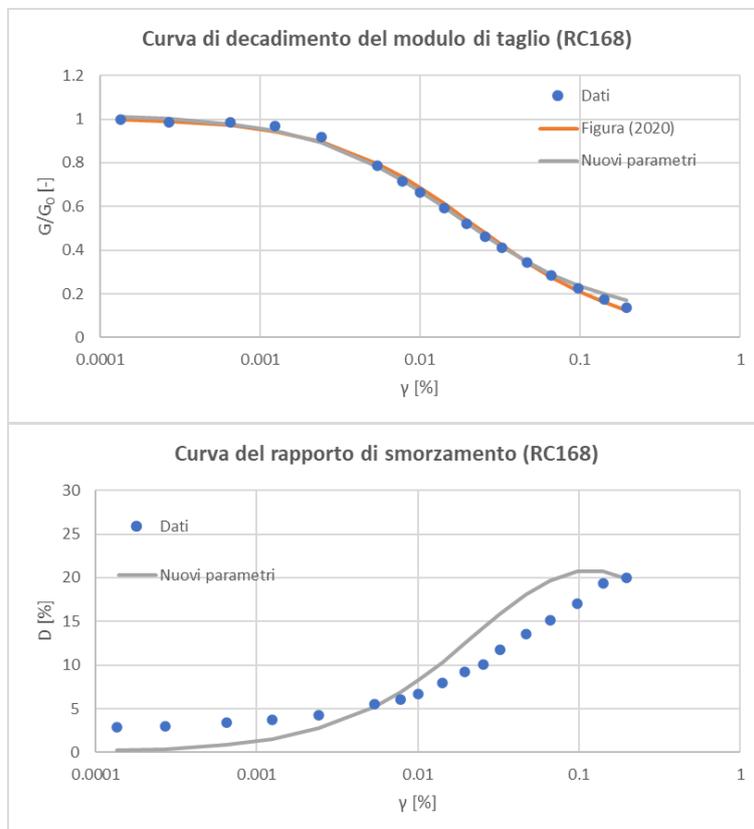


Figura 5-15 - Modello sigmoideale delle curve sperimentali della prova RC168

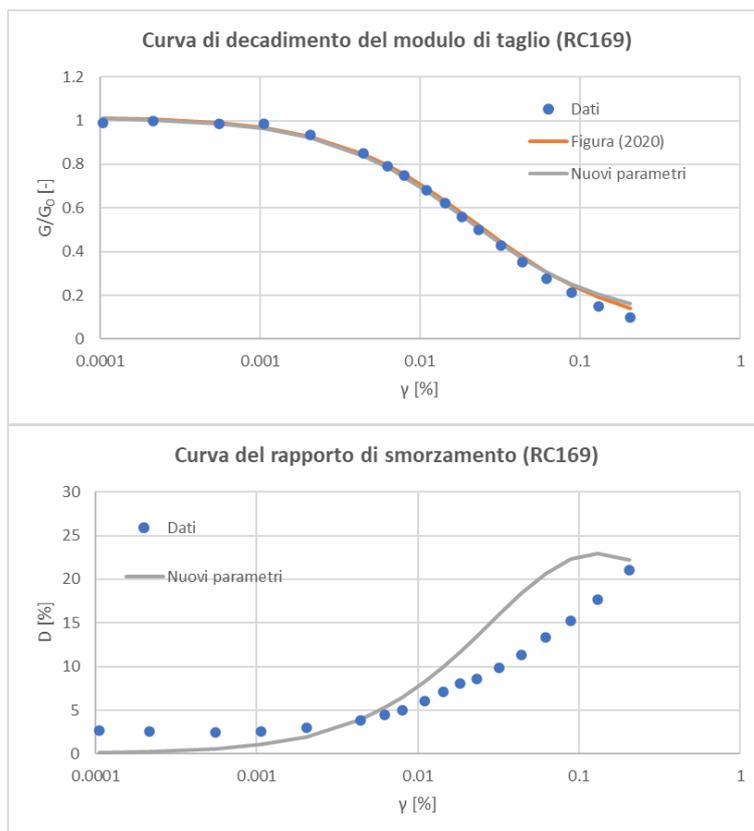


Figura 5-16 - Modello sigmoide delle curve sperimentali della prova RC169

Strato	C.M.	z [m]	a [-]	b [-]	x_0 [-]	y_0 [-]
A	sig4	0 - 4.5	0.9854	-0.4605	-1.5874	0.0469
B	sig4	4.5 - 6.8	1.0153	-0.5752	-1.6362	0.0135
C	sig4	6.8 - 7.6	1.0134	-0.6060	-1.5064	0.0176
D	sig4	7.6 - 11	1.0153	-0.5778	-1.4222	0.0058
E	sig4	11.0 - 14.0	1.0153	-0.5778	-1.4222	0.0058
F	sig4	14.0 - 20.0	0.9385	-0.4662	-1.7659	0.0829
G	sig4	20.0 - 30.0	0.9395	-0.4434	-1.7047	0.0751
H	el	30.0 - 32.0	-	-	-	-

Tabella 5-10 – Parametri del modello sigmoide relativi ai singoli strati

5.3.4.2 – Smorzamento di Rayleigh

Per definire lo smorzamento di Rayleigh sono necessari due parametri:

- lo smorzamento critico minimo ξ_{min} ;
- la frequenza naturale del sistema f_{min} .

Lo smorzamento critico è già stato determinato da Figura (2020). In particolare, è stato scelto un valore molto piccolo, pari allo 0,1%, in quanto risulta sufficiente per smorzare le componenti ad alta frequenza. Un valore più alto di ξ_{min} comporterebbe un tempo di calcolo molto più elevato senza modificare in modo significativo i risultati delle simulazioni numeriche. La frequenza naturale del sistema, invece, è stata determinata mediante un approccio semplificato riportato nelle NTC2018:

$$f_{min} = \frac{V_{s,30}}{4H} \quad (5.6)$$

in cui H è lo spessore di terreno considerato dal piano campagna e pari a 30 m, $V_{s,30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s,i}}}$ è la velocità equivalente delle onde di taglio all'interno dello spessore di terreno considerato. Pertanto, risulta che $f_{min} = 2,91 \text{ Hz}$.

In Tabella 5-11 sono mostrati i valori dei parametri di smorzamento di Rayleigh, ciascuno valido per tutti gli strati considerati.

Strato	z [m]	f _{min} [Hz]	ξ [-]
A	0 - 4.5	2.91	0.001
B	4.5 - 6.8		
C	6.8 - 7.6		
D	7.6 - 11		
E	11.0 - 14.0		
F	14.0 - 20.0		
G	20.0 - 30.0		

Tabella 5-11 – Parametri per lo smorzamento di Rayleigh

5.4 – Definizione dei segnali sismici di input

Il carico dinamico da applicare alla base del modello è definito in termini di storia tensionale secondo una delle relazioni (4.36).

Sono stati selezionati 15 accelerogrammi naturali secondo le modalità di seguito descritte.

5.4.1 – Scelta degli accelerogrammi

Gli accelerogrammi sono stati selezionati dalla banca dati ITACA (<https://itaca.mi.ingv.it/>), secondo i seguenti criteri:

- gli accelerogrammi sono registrati su basamenti rocciosi (aventi una $V_{s,30} > 800 \text{ m/s}$);
- l'insieme degli accelerogrammi scelti deve fornire valori crescenti, a intervalli più o meno regolari, di magnitudo e di alcuni parametri di scuotimento, come la Peak Ground Acceleration (PGA), la Peak Ground Velocity (PGV), l'intensità di Arias (I_a) e la durata significativa (T90);
- i segnali sismici non provengono solo da stazioni di registrazione della zona in cui è collocata l'opera di sbarramento, ma da tutto il territorio nazionale.

I 15 accelerogrammi naturali selezionati sono riportati in Tabella 5-12 con i relativi valori dei principali parametri sismici. Si noti che ogni stazione di registrazione fornisce il segnale nelle tre direzioni spaziali: est-ovest (E), nord-sud (N) e up-down (Z). I valori di Tabella 5-12 si riferiscono alla componente orizzontale (la componente verticale può essere trascurata per la gran parte delle opere civili) che possiede la PGA più alta.

In Figura 5-17 sono mostrati la magnitudo di momento e i parametri di scuotimento dei 15 segnali di input, ordinati in senso crescente in modo da poter evidenziare l'uniformità dei valori all'interno dei relativi intervalli.

ID	Data	Codice stazione	Orientamento	Distanza epicentrale [km]	M _w	PGA [g]	PGV [cm/s]	PGD [cm]	I _a [cm/s]	T90 [s]	f _m [Hz]
1	30/10/2016	MNF	E	26.0	6.5	0.133	6.43	3.30	16.151	10.9	3.64
2	30/10/2016	SPM	E	31.8	6.5	0.094	6.79	1.99	16.810	15.1	3.99
3	26/09/1997	ASS	E	21.6	6.0	0.188	10.23	0.82	23.491	4.1	2.99
4	18/01/2017	RQT	N	31.4	5.5	0.118	2.48	0.44	10.427	6.5	8.57
5	26/10/2016	MNF	N	17.4	5.9	0.085	9.68	2.76	8.634	7.3	2.43
6	18/01/2017	RQT	N	37.9	5.0	0.140	3.46	0.14	4.916	5.4	7.66
7	26/09/1997	ASS	N	24.2	5.7	0.155	5.97	0.29	11.303	3.6	4.40
8	13/12/1990	SRT	E	36.9	5.6	0.107	7.07	1.17	5.527	9.4	2.18
9	18/01/2017	T1218	N	19.2	5.1	0.164	8.40	0.75	9.710	3.8	3.13
10	01/09/2019	SPM	N	32.1	4.1	0.009	0.20	0.01	0.059	9.2	7.19
11	21/06/2013	VGL	N	12.5	5.1	0.065	2.20	0.21	2.874	13.7	3.93
12	10/04/2018	ASS	E	35.2	4.6	0.018	0.66	0.04	0.115	6.2	3.97
13	03/11/2016	RQT	E	32.0	4.7	0.049	1.02	0.05	1.368	6.2	8.12
14	01/11/2016	MNF	E	8.7	4.8	0.036	1.59	0.12	0.616	4.9	4.08
15	30/10/2016	MDAR	N	40.1	6.5	0.073	5.20	1.75	7.945	11.4	3.53

Tabella 5-12 – Caratteristiche dei 15 accelerogrammi naturali selezionati

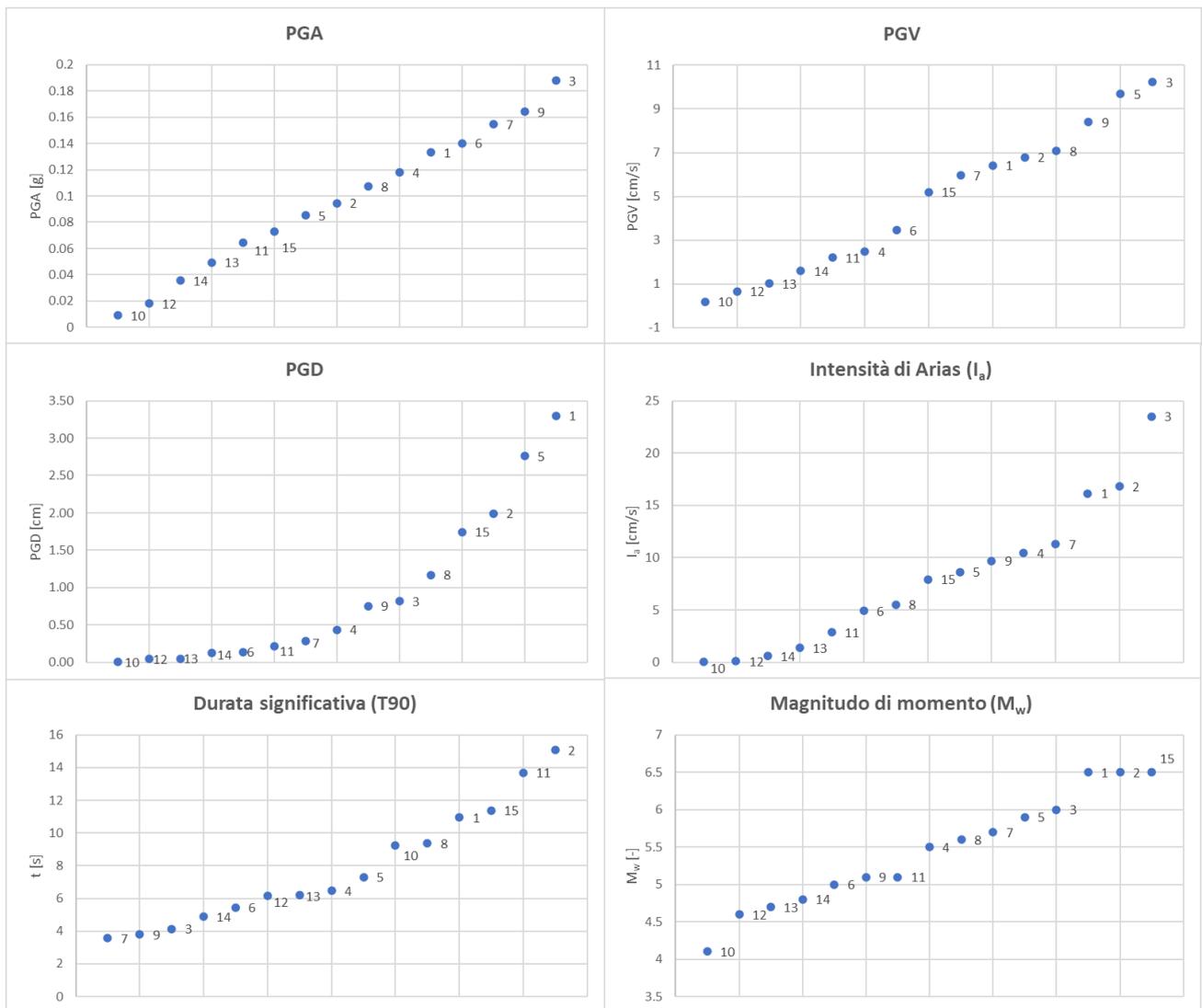


Figura 5-17 - Magnitudo di momento e parametri di scuotimento, relativi agli accelerogrammi selezionati, ordinati in senso crescente

Il parametro di frequenza media f_m , indicato in Tabella 5-12, è definito nel seguente modo (SEISMOAPPS, 2018):

$$f_m = \frac{\sum_i A_i^2 \cdot f_i}{\sum_i A_i^2} \quad (5.7)$$

in cui A_i rappresenta l'ampiezza i -esima dello spettro di Fourier, mentre f_i indica le frequenze dello spettro di Fourier comprese tra 0.25 Hz e 20 Hz. Le frequenze medie, relative agli accelerogrammi selezionati, sono riportate in Figura 5-18 e ordinate dalla più piccola alla più grande.

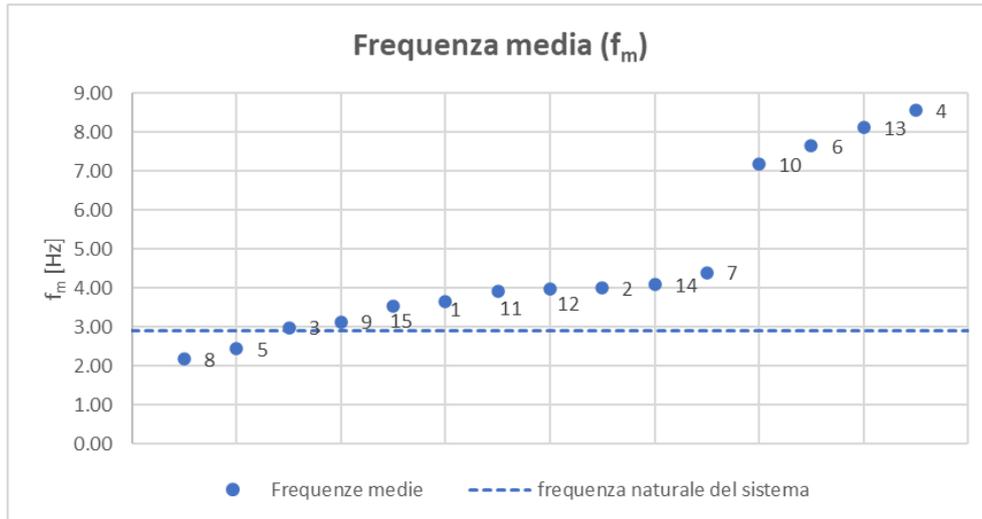


Figura 5-18 – Valori di frequenza media, relativi agli accelerogrammi selezionati, ordinati in senso crescente

Per completezza, viene descritto brevemente il significato dei parametri di scuotimento considerati per la caratterizzazione degli accelerogrammi scelti (Foti, 2019):

- PGA (Peak Ground Acceleration): è la massima accelerazione registrata al suolo;
- PGV (Peak Ground Velocity): è la massima velocità registrata al suolo;
- PGD (Peak Ground Displacement): è il massimo spostamento registrato al suolo;
- Intensità di Arias (I_a): è il massimo della funzione di intensità del moto $I_a = \max [I(t)]$, definita come:

$$I(t) = \frac{\pi}{2g} \cdot \int_0^t a^2(\tau) d\tau \quad (5.8)$$

È una misura indiretta dell'energia rilasciata dal terremoto;

- durata significativa (T90): è definita come la durata corrispondente all'intervallo di valori di intensità normalizzata compresi tra il 5% e il 95%, come mostrato in Figura 5-19. Può essere correlata all'energia rilasciata dal sisma.

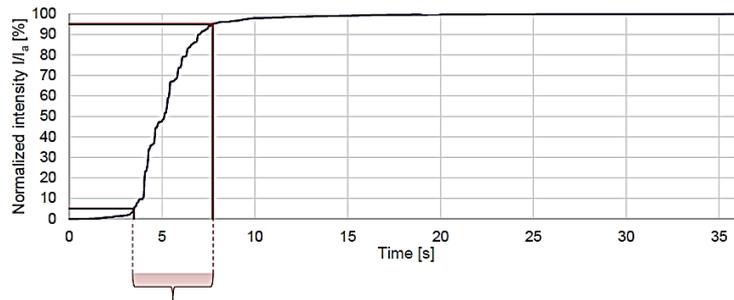


Figura 5-19 – Definizione di durata significativa (Foti, 2019)

- magnitudo di momento (M_w): è definita come:

$$M_w = \frac{\log_{10} M_0}{1,5} - 10,7 \quad (5.9)$$

in cui M_0 è il momento sismico, che è una misura dell'energia rilasciata dal sisma.

5.4.2 – Filtraggio del segnale e correzione della baseline

Prima di procedere con il filtraggio del segnale, è stato deciso di tagliare le code dei segnali originali per limitare il tempo di analisi. Questa soluzione causa una leggera distorsione del segnale e cambia in modo non significativo i parametri di scuotimento.

Successivamente, dato che tutti i segnali presentavano un intervallo di frequenze fondamentali inferiori ai 30 Hz, è stato applicato un filtro Butterworth con una frequenza di cutoff di 30 Hz ad ogni accelerogramma. Inoltre, dato che queste modifiche causano la distorsione del segnale, è stato necessario correggere gli accelerogrammi mediante una funzione sinusoidale.

Tutte le operazioni suddette sono state eseguite attraverso l'applicazione del codice FLAC, detta "Seismic Signal Wizard".

I segnali così modificati sono mostrati in Tabella 5-13 e confrontati con il segnale originale.

ID		t_i [s]	t_f [s]	Durata [s]	PGA [g]	PGV [cm/s]	I_a [cm/s]	T90 [s]	f_m [Hz]	Cutoff [Hz]	Order
1	originale	0.0	46.4	46.4	0.133	6.43	16.151	10.9	3.64	30	6
	modificato	6.0	33.0	27.0	0.131	6.43	16.166	10.8	3.65		
2	originale	0.0	48.3	48.3	0.094	6.79	16.810	15.1	3.99	30	6
	modificato	6.0	38.0	32.0	0.094	6.72	16.696	15.0	4.05		
3	originale	0.0	29.4	29.4	0.188	10.23	23.491	4.1	2.99	30	6
	modificato	1.0	14.0	13.0	0.188	10.22	23.197	4.0	2.99		
4	originale	0.0	30.0	30.0	0.118	2.48	10.427	6.5	8.57	30	6
	modificato	6.0	23.0	17.0	0.117	2.46	10.359	6.2	8.64		
5	originale	0.0	32.3	32.3	0.085	9.68	8.634	7.3	2.43	30	6
	modificato	6.0	26.0	20.0	0.084	9.71	8.523	6.8	2.45		
6	originale	0.0	46.1	46.1	0.140	3.46	4.916	5.4	7.66	30	6
	modificato	6.0	26.0	20.0	0.137	3.43	4.880	5.4	7.67		
7	originale	0.0	25.6	25.6	0.155	5.97	11.303	3.6	4.40	30	6
	modificato	2.0	17.0	15.0	0.156	5.95	11.254	3.5	4.41		
8	originale	0.0	40.3	40.3	0.107	7.07	5.527	9.4	2.18	30	6
	modificato	1.0	24.0	23.0	0.106	6.89	5.488	9.0	2.18		
9	originale	0.0	56.7	56.7	0.164	8.40	9.710	3.8	3.13	30	6
	modificato	18.0	41.0	23.0	0.165	8.39	9.690	3.8	3.13		
10	originale	0.0	60.0	60.0	0.009	0.20	0.059	9.2	7.19	30	6
	modificato	6.0	30.0	24.0	0.009	0.19	0.058	9.1	7.20		
11	originale	0.0	90.8	90.8	0.065	2.20	2.874	13.7	3.93	30	6
	modificato	13.0	42.0	29.0	0.064	2.20	2.834	12.6	3.94		
12	originale	0.0	60.0	60.0	0.018	0.66	0.115	6.2	3.97	30	6
	modificato	16.0	36.0	20.0	0.018	0.66	0.114	4.9	3.98		
13	originale	0.0	45.8	45.8	0.049	1.02	1.368	6.2	8.12	30	6
	modificato	6.0	27.0	21.0	0.049	1.00	1.364	6.2	8.14		
14	originale	0.0	43.1	43.1	0.036	1.59	0.616	4.9	4.08	30	6
	modificato	6.0	23.0	17.0	0.034	1.58	0.606	4.7	4.08		
15	originale	0.0	75.0	75.0	0.073	5.20	7.945	11.4	3.53	30	6
	modificato	17.0	48.0	31.0	0.072	5.13	7.653	11.1	3.58		

Tabella 5-13 – Segnali di input modificati e corretti

La Figura 5-20 e la Figura 5-21 contengono, rispettivamente, gli spettri di risposta elastici di accelerazione e velocità assolute per gli accelerogrammi modificati, con smorzamento pari al 5%. Invece, la Figura 5-22, la Figura 5-23 e la Figura 5-24 mostrano gli spettri di Fourier dei segnali di input.

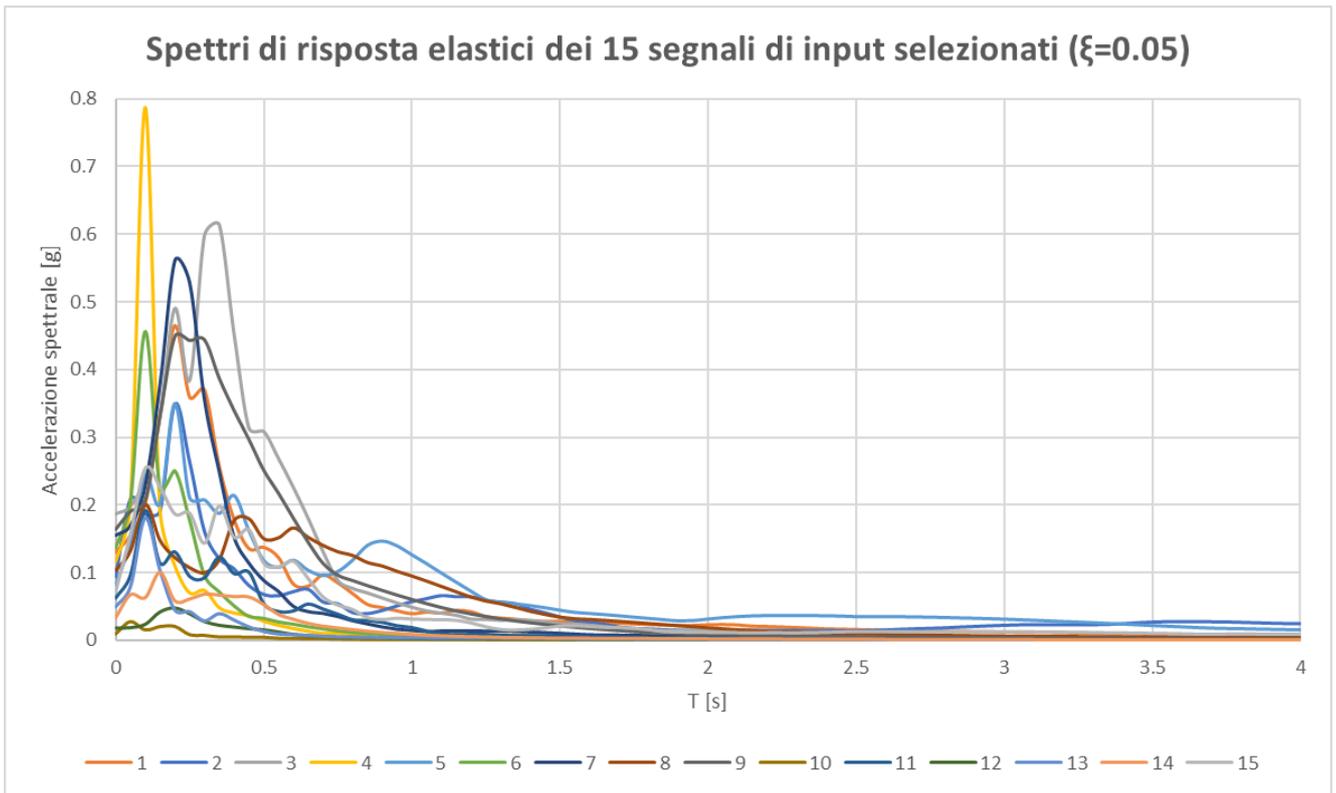


Figura 5-20 – Accelerazioni spettrali assolute dei segnali di input

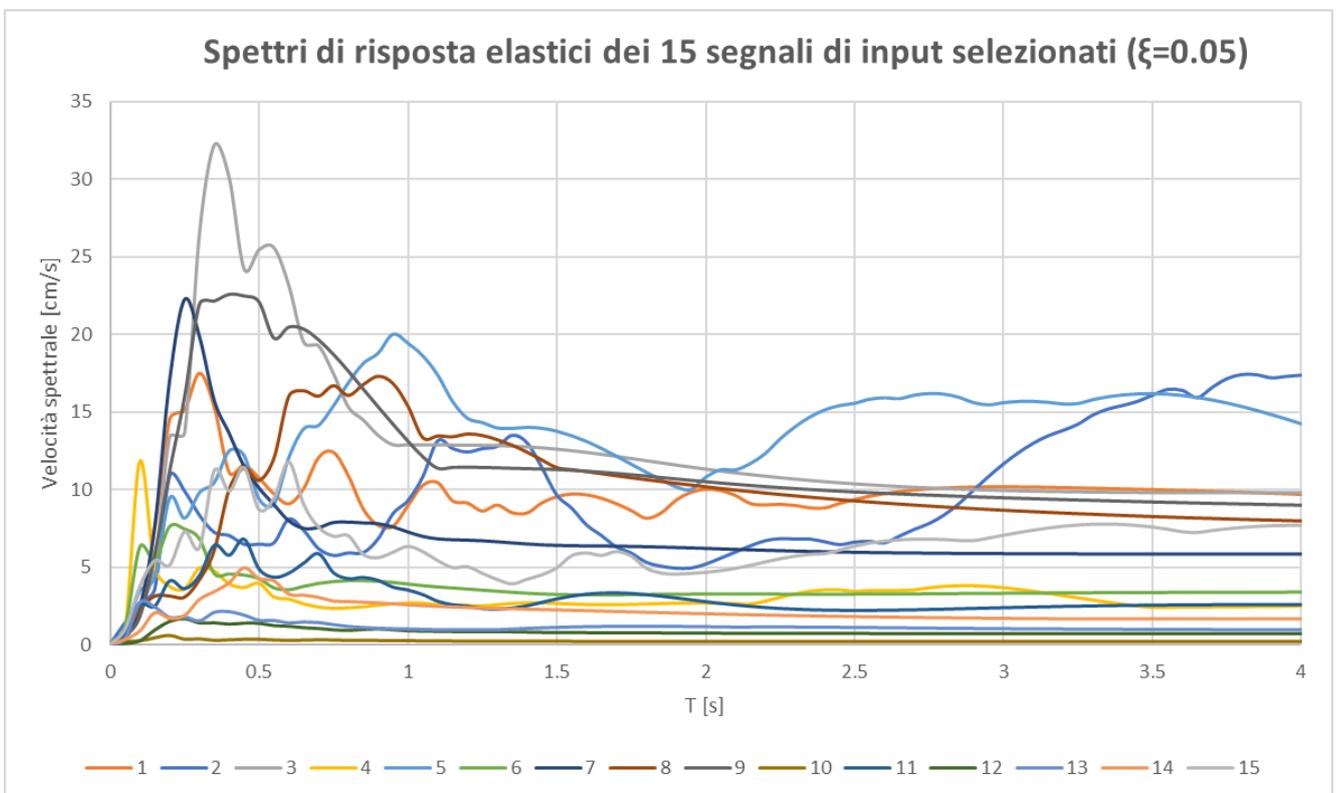


Figura 5-21 – Velocità spettrali assolute dei segnali di input

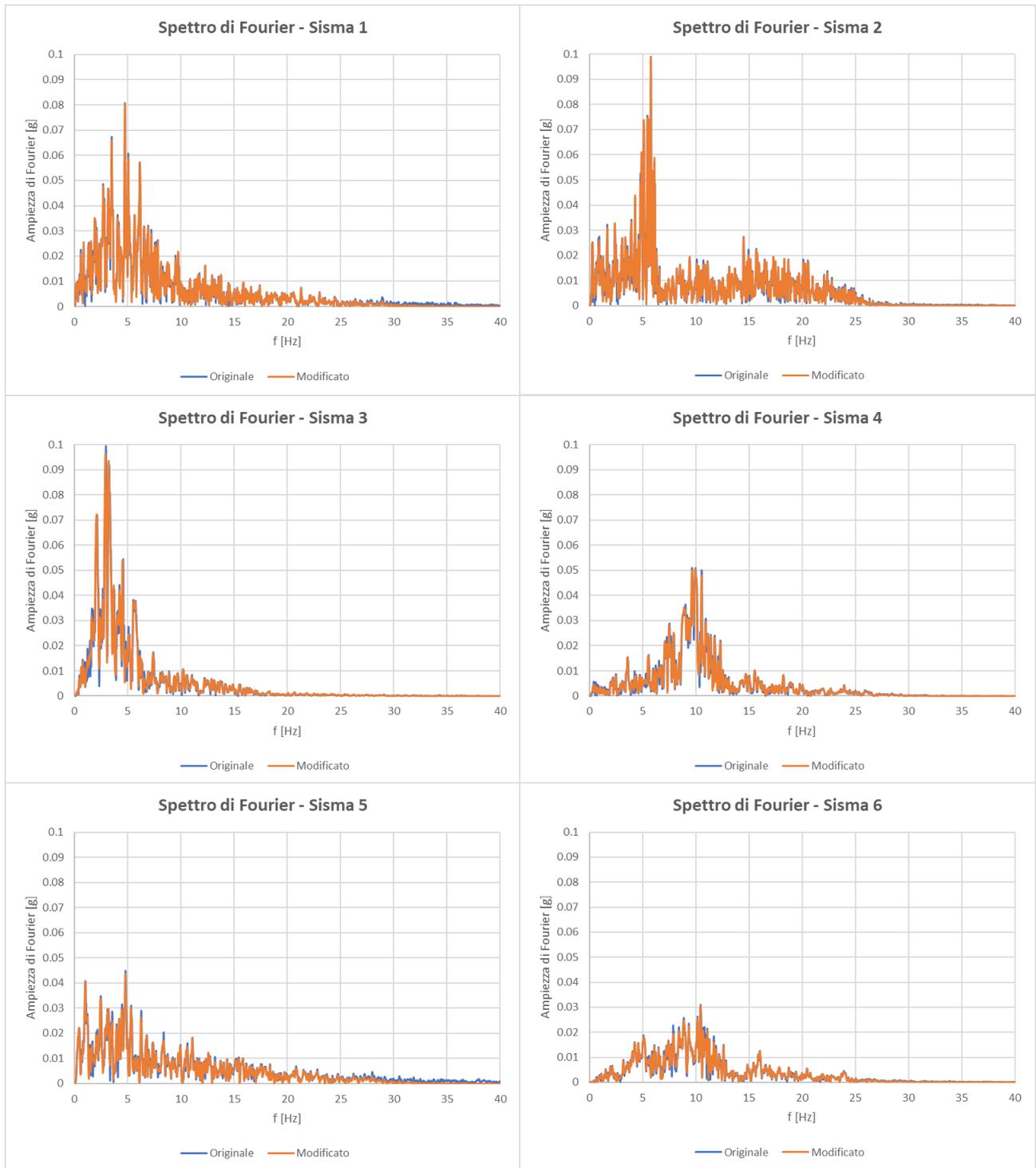


Figura 5-22 – Spettri di Fourier dei segnali di input (sismi 1-6)

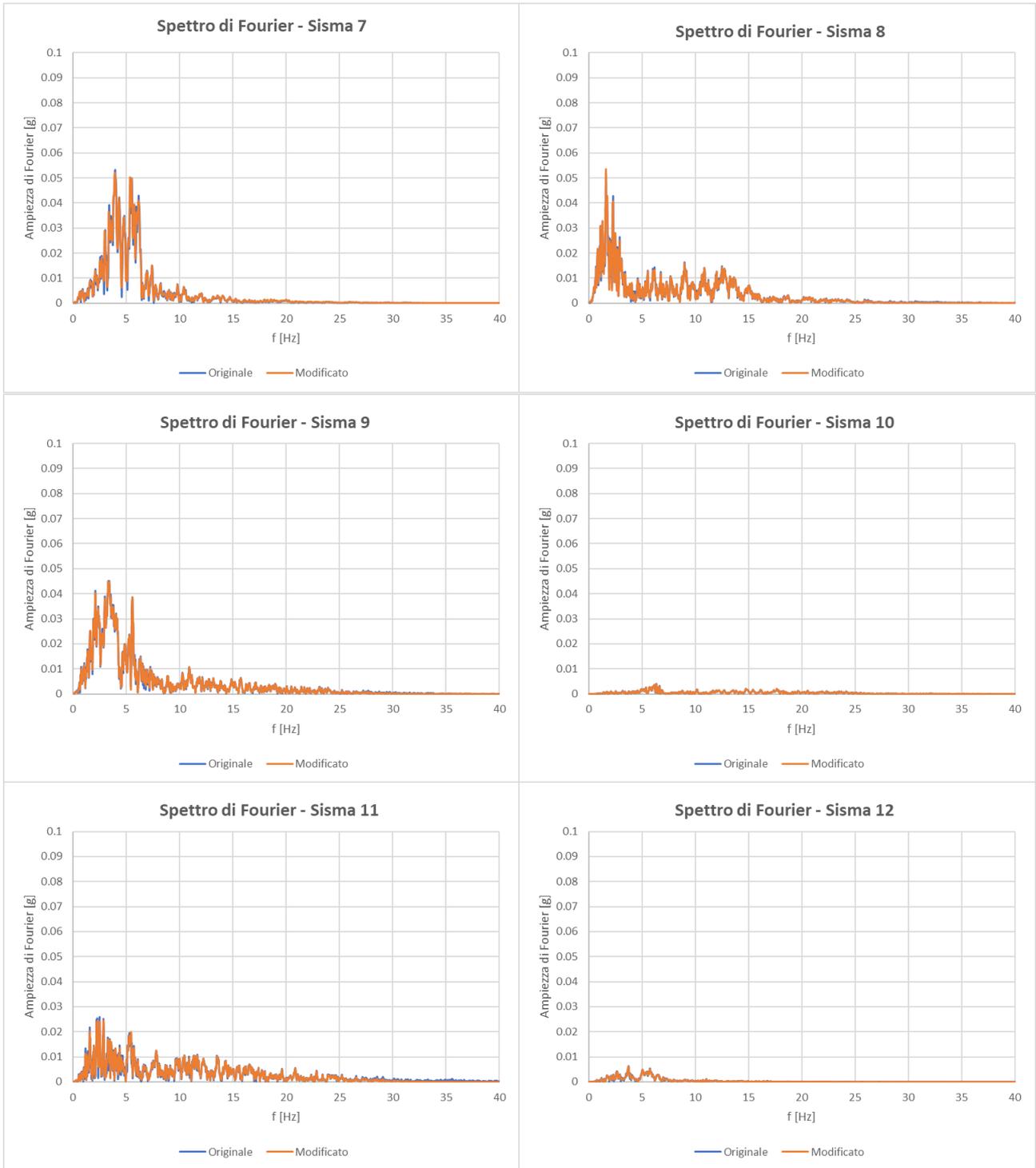


Figura 5-23 - Spettri di Fourier dei segnali di input (sismi 7-12)

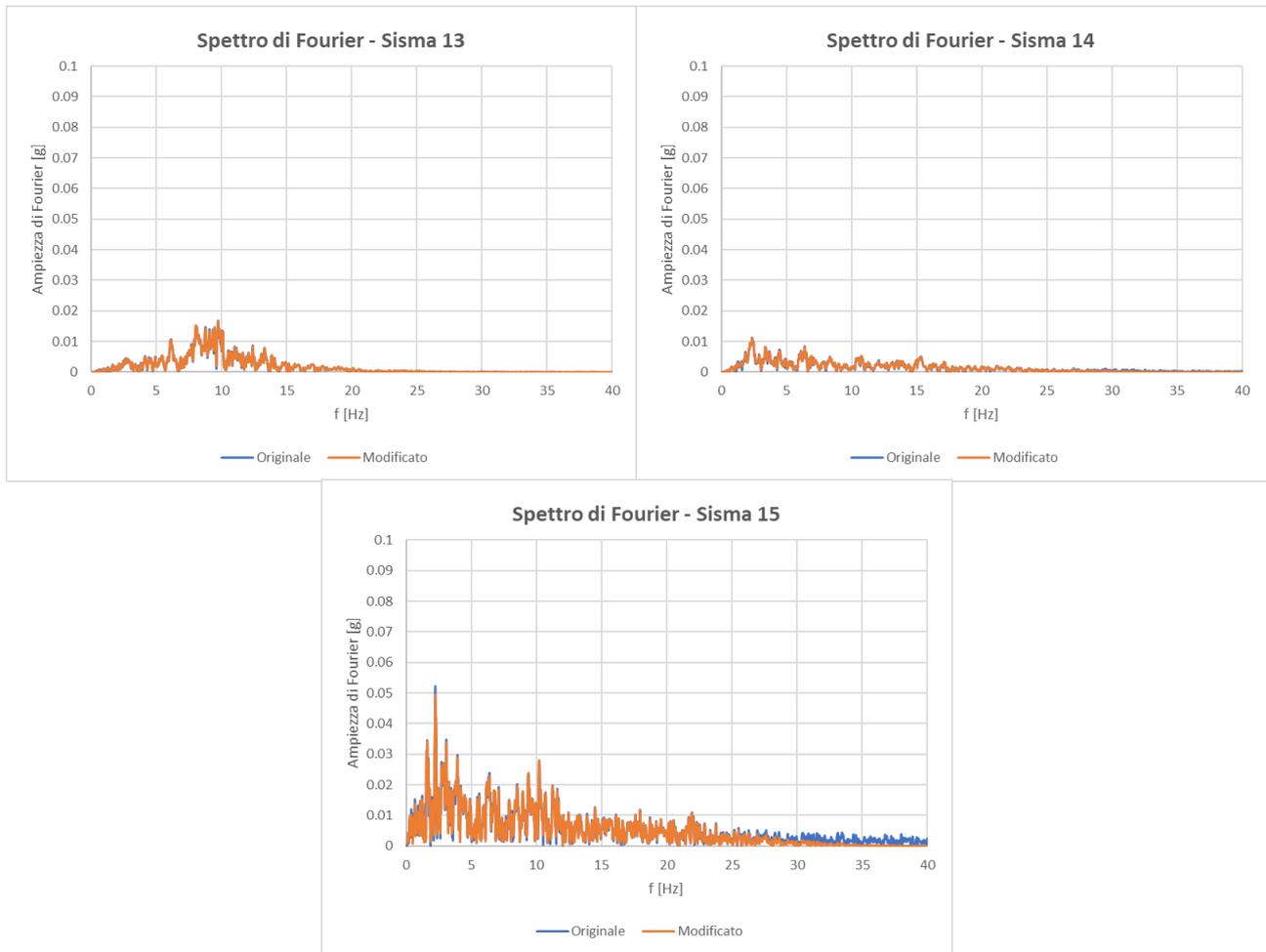


Figura 5-24 - Spettri di Fourier dei segnali di input (sismi 13-15)

5.4.3 – Conversione del segnale di input in sollecitazione alla base

Tramite un processo di integrazione numerica, gli accelerogrammi sono convertiti da FLAC in storia di velocità e conservati sottoforma tabulare.

Per trasformare le velocità in sollecitazioni, si fa riferimento alla formula di Equazione (4.36b) applicata al caso in esame:

$$\sigma_s(t_i) = \rho_{sat} \cdot C_s \cdot v(t_i) \quad (5.10)$$

dove:

- $\rho_{sat} = 2400 \frac{kg}{m^3}$ è la densità satura del basamento roccioso;
- $C_s = 1274,1 \frac{m}{s}$ è la velocità delle onde di taglio nel basamento roccioso;
- $v(t_i)$ sono i valori delle velocità di input.

6 – Risultati delle analisi numeriche

6.1 – Punti di controllo

Sono stati scelti dei punti di controllo all'interno del corpo diga con lo scopo di monitorare alcune grandezze fisiche di interesse durante l'analisi dinamica. In particolare, sono stati selezionati:

- sei punti per il calcolo delle accelerazioni e dei relativi spettri di risposta elastici (E, G, H, I, L, L');
- sei punti per il calcolo degli spostamenti orizzontali, tre sul versante di valle e tre sul versante di monte (A, B, C, A', B', C');
- tre punti equidistanti per il calcolo dei cedimenti sul coronamento (D, E, F);
- quattro punti per il calcolo delle pressioni interstiziali e delle sovrappressioni interstiziali (E, G, H, I).

La Figura 6-1 mostra le posizioni dei punti di controllo all'interno del modello numerico.

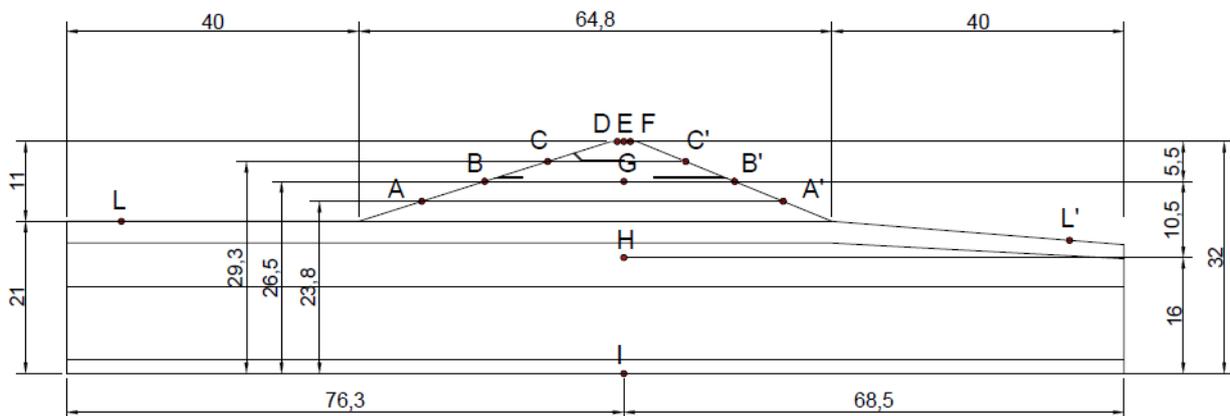


Figura 6-1 – Posizione dei punti di controllo nel modello numerico

6.2 – Analisi statica

Prima di procedere con le analisi dinamiche, il modello numerico deve essere inizializzato dal punto di vista dello stato tensionale. Pertanto, si considera inizialmente solo la fondazione della diga con una superficie freatica che coincide con il piano campagna (condizioni del terreno di fondazione completamente sature). In seguito, poste le giuste condizioni iniziali di pressione interstiziale e stato tensionale (si considera un valore medio della spinta a riposo k_0 per tutti gli strati di fondazione, pari a 0,46), si avvia un'analisi numerica in modo da raggiungere la condizione di equilibrio statica.

La Figura 6-2 mostra lo stato tensionale iniziale della fondazione in termini di tensioni verticali totali.

Successivamente, viene simulato in FLAC il processo di costruzione del rilevato, eseguendo le analisi statiche strato per strato. Seguendo questo criterio, il software riesce a riprodurre meglio le condizioni iniziali reali della diga. In Figura 6-3 è rappresentato lo stato tensionale a seguito della completa costruzione del corpo diga.

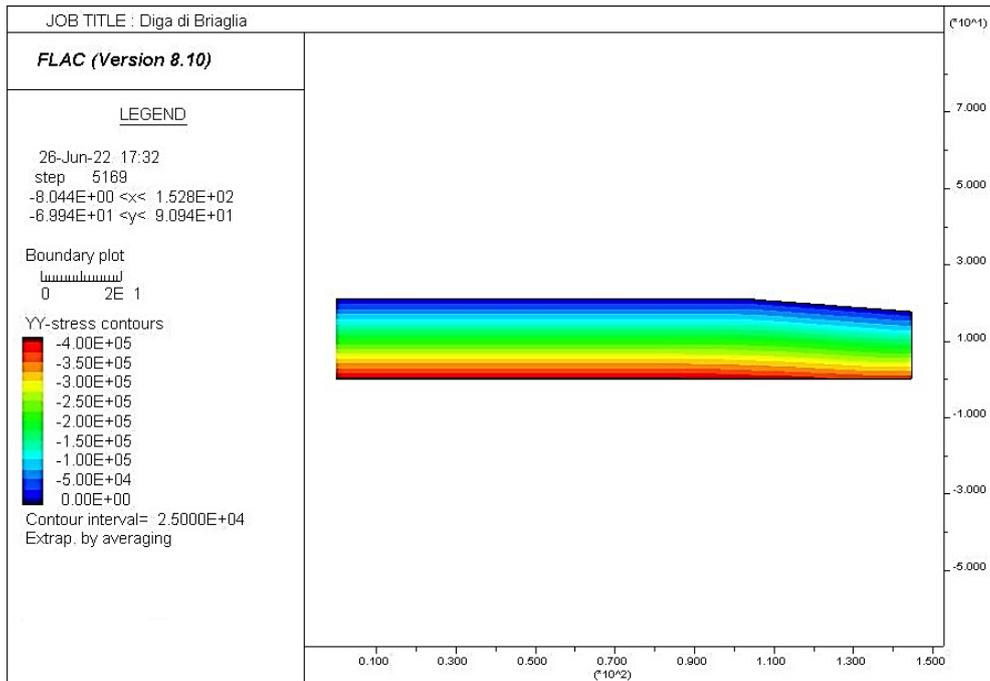


Figura 6-2 – Tensioni verticali totali iniziali [Pa] della fondazione

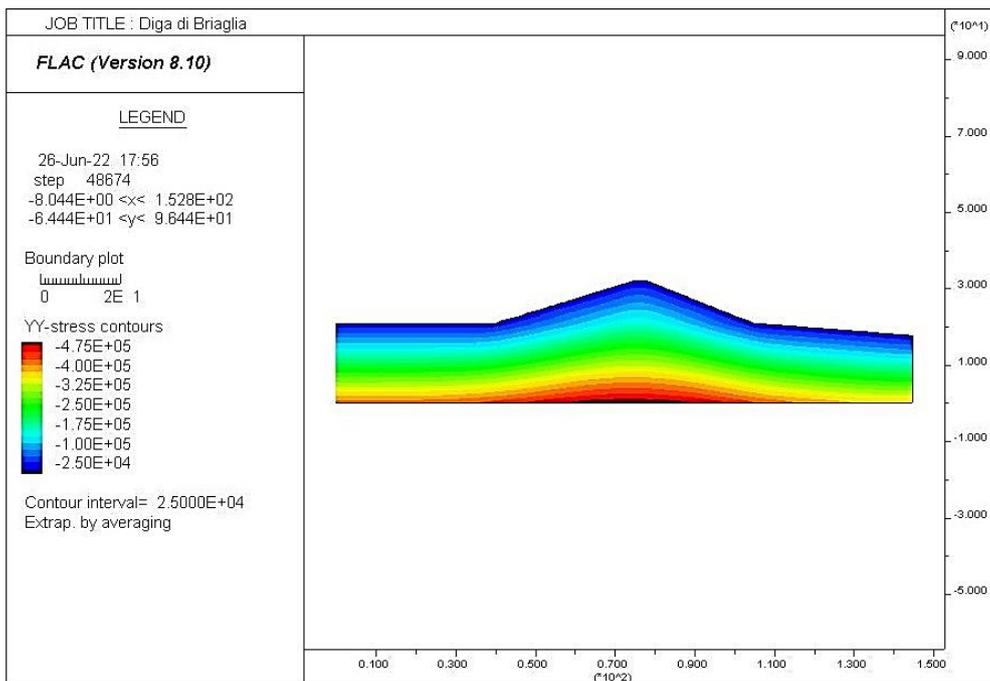


Figura 6-3 – Tensioni verticali totali iniziali [Pa] del modello numerico

Per quanto riguarda l'attivazione delle tane all'interno dello sbarramento, si è scelto di procedere in tre fasi distinte:

- assenza di tane nel corpo diga;
- presenza della tana di tasso sul versante di monte;
- presenza di tutte e tre le tane nel corpo diga.

L'attivazione delle tane nelle ultime due fasi è stata effettuata prima dell'analisi del moto di filtrazione, cambiando le proprietà del materiale nella regione della tana e avviando un'ulteriore analisi statica per raggiungere una nuova configurazione di equilibrio.

Il modello numerico è ora pronto per l'applicazione del carico idraulico e il successivo avvio dell'analisi di flusso in regime stazionario. Per l'analisi del flusso sotterraneo, si è impiegato un modulo di compressibilità dell'acqua K_w inferiore a quello reale, in quanto questo non influisce sulla soluzione allo stato stazionario, ma solo sui tempi di calcolo. Nello specifico, un modulo di compressibilità dell'acqua basso accelera i tempi per raggiungere la convergenza di calcolo. Dunque, si è optato per un modulo $K_w = 2 \times 10^5 \text{ Pa}$. Le condizioni al contorno del flusso idrico sono:

- pressioni interstiziali che variano linearmente sul contorno sinistro del modello, a partire dalla quota di superficie libera dell'acqua, pari a 30,7 m, fino ad arrivare allo spigolo inferiore a sinistra del modello, in cui si ha una pressione interstiziale pari a 302,17 kPa;
- pressioni interstiziali fisse e pari alla pressione atmosferica sul contorno di destra, in corrispondenza del versante di valle.

Dopo aver inserito i parametri di permeabilità e porosità per ogni strato e aver scelto uno schema di flusso veloce, detto "ridimensionamento locale del modulo di compressibilità del fluido", si è potuto avviare il calcolo di flusso in regime stazionario.

In Figura 6-4, Figura 6-5 e Figura 6-6 sono mostrate le distribuzioni delle pressioni interstiziali e la superficie freatica per i tre modelli:

- assenza di tane (modello a);
- tana di tasso a monte (modello b);
- tutte le tane attive (modello c).

Si nota facilmente che nei modelli dove sono presenti le tane, i livelli di falda sono più alti rispetto al modello senza tane. Come conseguenza, si ottengono delle pressioni interstiziali maggiori nei primi sette metri a partire dal coronamento della diga, come è possibile osservare dalla Figura 6-7. Inoltre, è importante sottolineare che il modello c presenta pressioni interstiziali leggermente inferiori, in asse al corpo diga, rispetto al modello b. Questo è dovuto al fatto che la tana di tasso a valle funge da dreno e, essendo collocata ad una quota inferiore rispetto alla tana di tasso a monte, abbassa i livelli di falda a partire da dove finisce il cunicolo. Tuttavia, nella zona a valle del corpo diga, le pressioni interstiziali risultano leggermente maggiori per il modello c, poiché la superficie freatica viene mantenuta a una quota costante dalla presenza della tana di valle.

Per ultimare l'analisi idraulica della diga, è necessario introdurre la spinta idrostatica dell'acqua di invaso. Dato che i livelli del corpo idrico sono ad una quota di 9,7 m dalla base del terrapieno, viene applicata una pressione meccanica sul contorno sinistro del modello, a partire dalla quota di superficie libera, in cui la pressione è nulla, fino ad arrivare alla base del corpo diga, dove la pressione è pari a 95,16 kPa. Tenuto conto di queste considerazioni, si avvia un'analisi meccanica fino al raggiungimento delle condizioni di equilibrio statico. In questa fase, il modulo di compressibilità dell'acqua è posto pari a zero.

Considerato il fatto che lo stato tensionale nei tre modelli non varia significativamente, in Figura 6-8 viene mostrata solo la distribuzione delle tensioni totali verticali per il modello b, a seguito dell'analisi di flusso in regime stazionario.

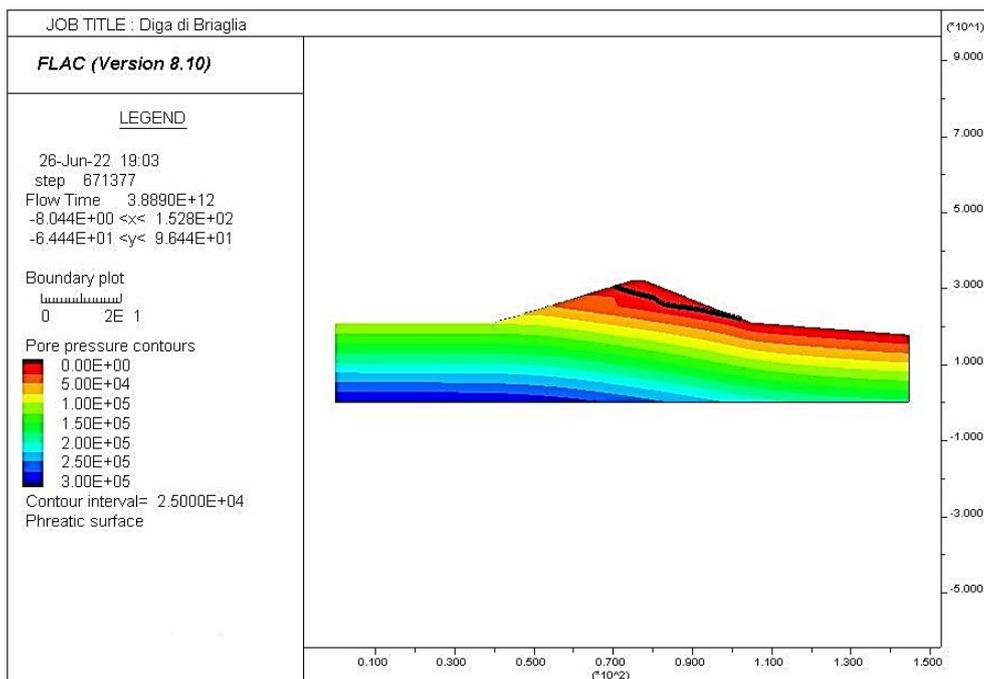


Figura 6-4 – Distribuzione delle pressioni interstiziali [Pa] in assenza di tane (modello a)

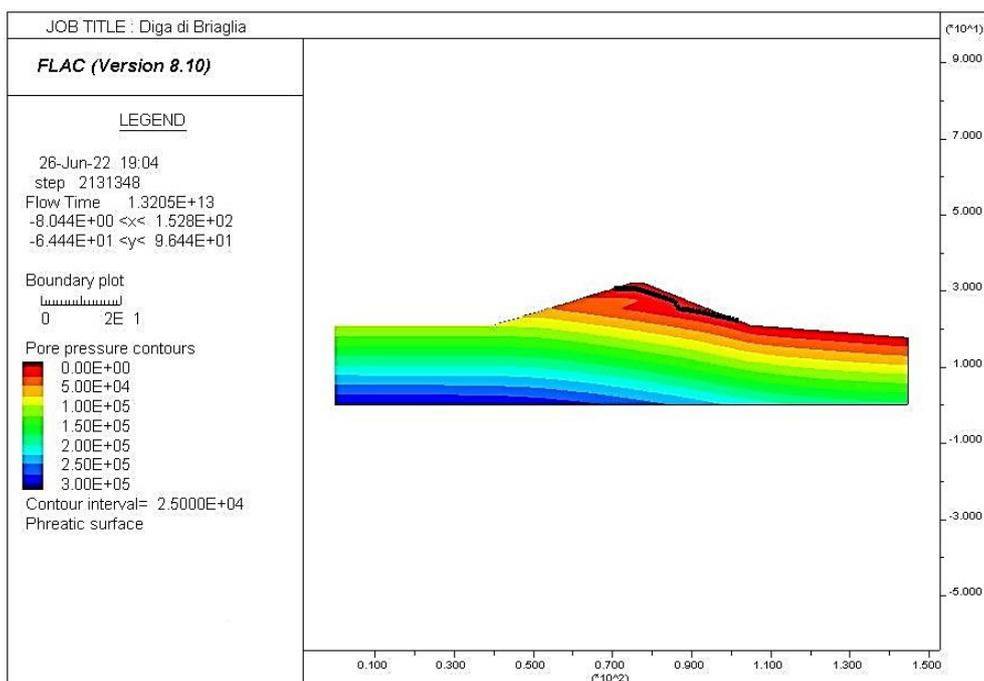


Figura 6-5 – Distribuzione delle pressioni interstiziali [Pa] in presenza della tana di tasso sul versante di monte (modello b)

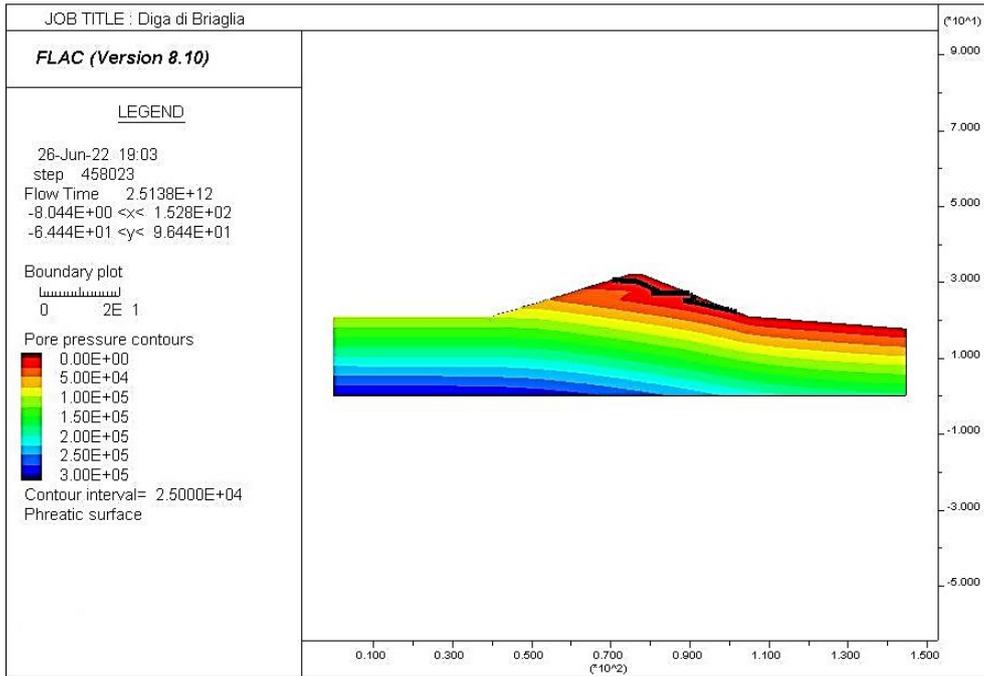


Figura 6-6 – Distribuzione delle pressioni interstiziali [Pa] in presenza di tutte e tre le tane (modello c)

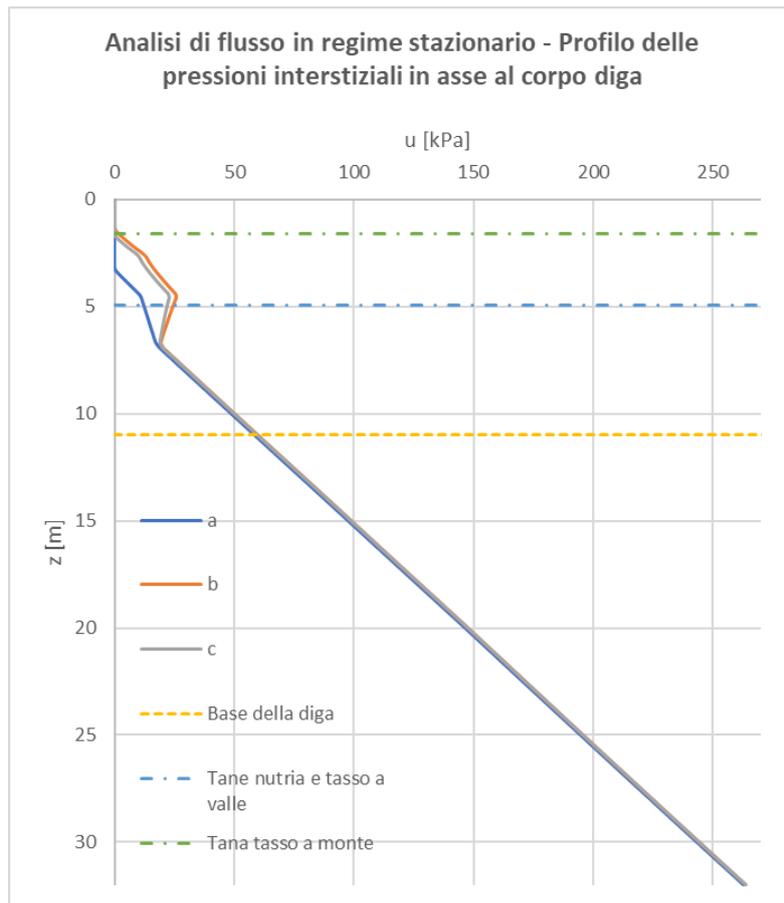


Figura 6-7 – Profilo delle pressioni interstiziali in asse al corpo diga ad analisi di flusso ultimata

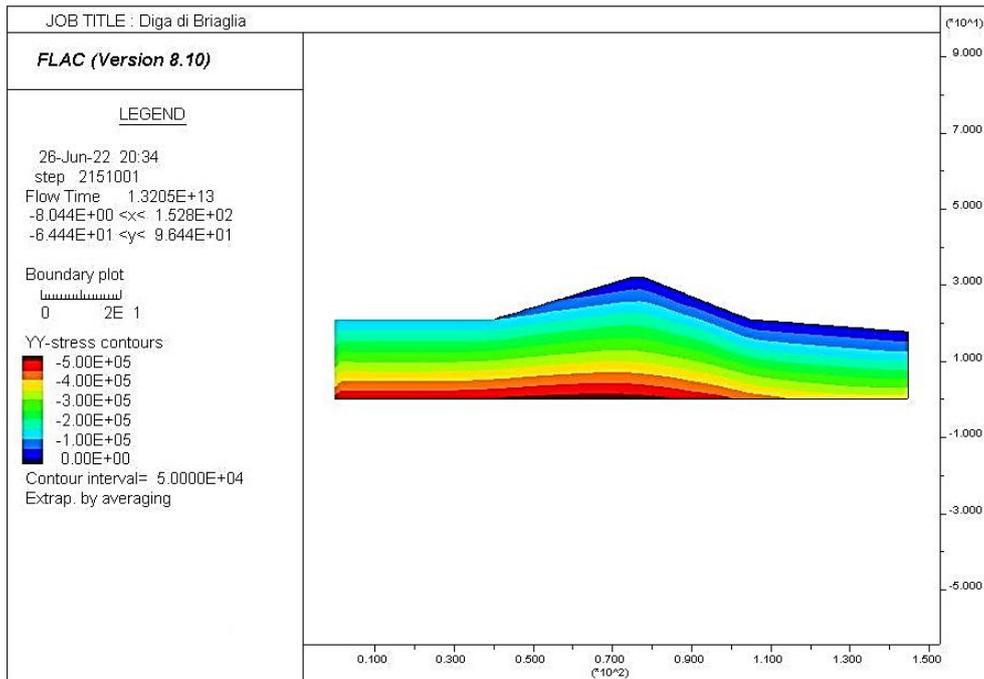


Figura 6-8 – Distribuzione delle tensioni totali verticali [Pa] per il sistema b a seguito dell'analisi di flusso in regime stazionario

In conclusione, in Figura 6-9, Figura 6-10 e Figura 6-11 vengono riportate le superfici di scorrimento che presentano il minimo fattore di sicurezza per i tre modelli. I risultati sono stati ottenuti sfruttando il metodo dello “Strenght Reduction Factor”. Le superfici di rottura sono visualizzate in termini di massime velocità di deformazione ssr , definite nel seguente modo:

$$ssr = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(\dot{\epsilon}_{xx} - \dot{\epsilon}_{yy})^2 + 4\dot{\epsilon}_{xy}^2} \quad (6.1)$$

dove $\dot{\epsilon}_{xx}$, $\dot{\epsilon}_{yy}$ e $\dot{\epsilon}_{xy}$ sono le componenti del tensore delle velocità di deformazione. L'equazione (6.1) coincide con la definizione di raggio del cerchio di Mohr nel piano delle deformazioni e risulta, dunque, la massima deformazione tangenziale dell'elemento di terreno considerato.

L'estensione della superficie di scorrimento è maggiore per il modello c, in quanto, come già spiegato, le pressioni interstiziali risultano le più alte in corrispondenza del versante di valle. In generale, la presenza di tane nei modelli b e c peggiora sicuramente le condizioni di instabilità del pendio di valle. Infatti, nei due casi, la superficie di scorrimento è caratterizzata da un'estensione di maggior rilievo rispetto al modello senza tane e tende a raggiungere il coronamento della diga.

Fin qua, i risultati delle analisi numeriche eseguite con il software FLAC sono coerenti con la teoria presentata nel Capitolo 3, nel senso che le soluzioni trovate sono prevedibili a livello qualitativo.

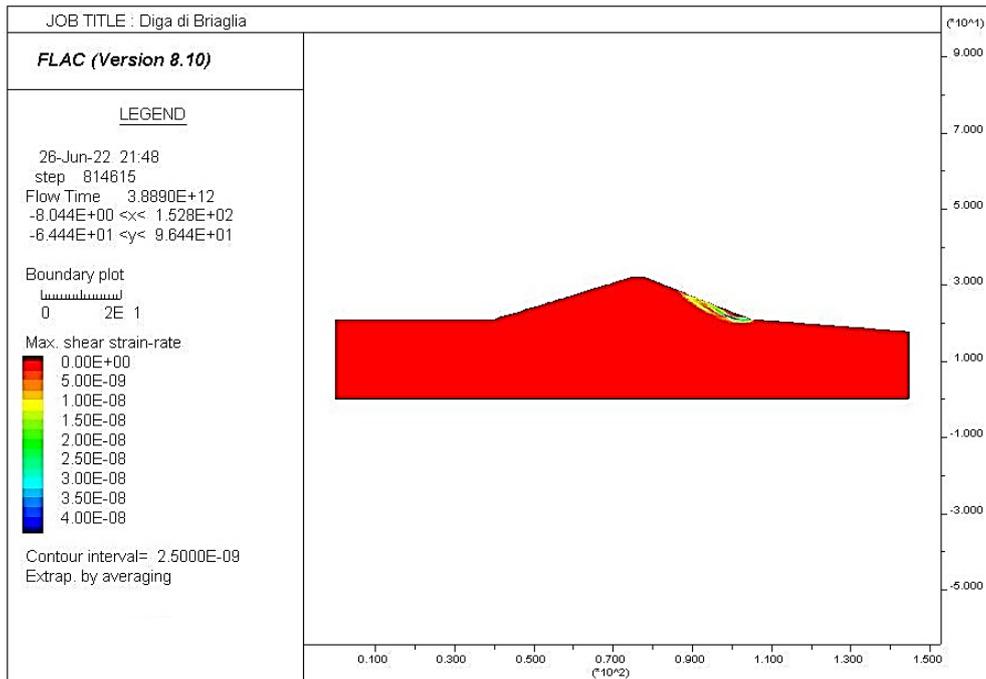


Figura 6-9 – Superficie di scorrimento sul versante di valle (modello a)

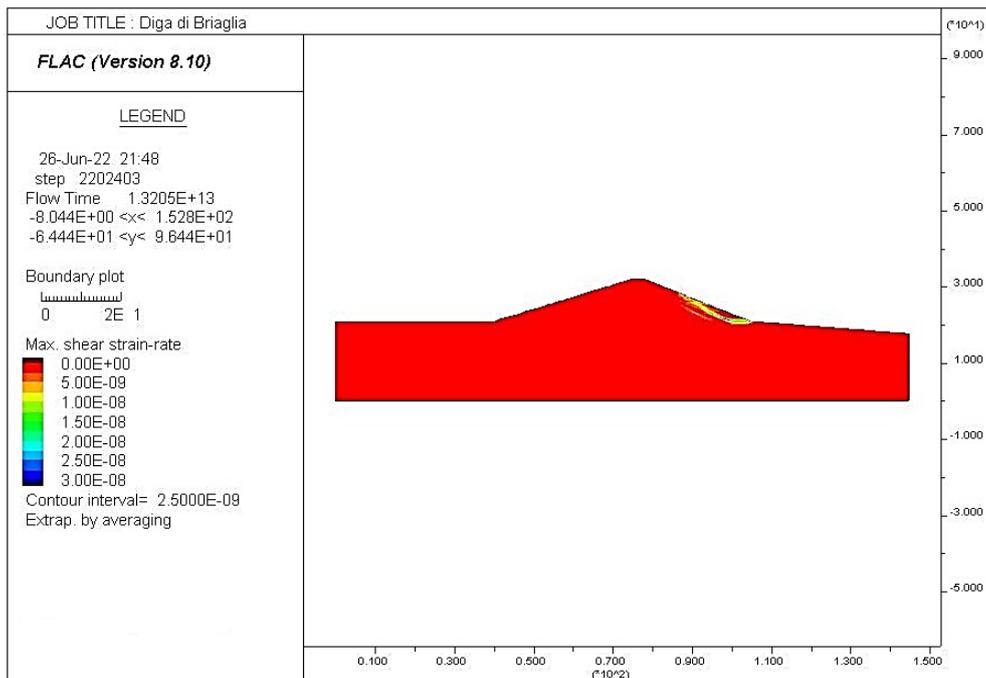


Figura 6-10 – Superficie di scorrimento sul versante di valle (modello b)

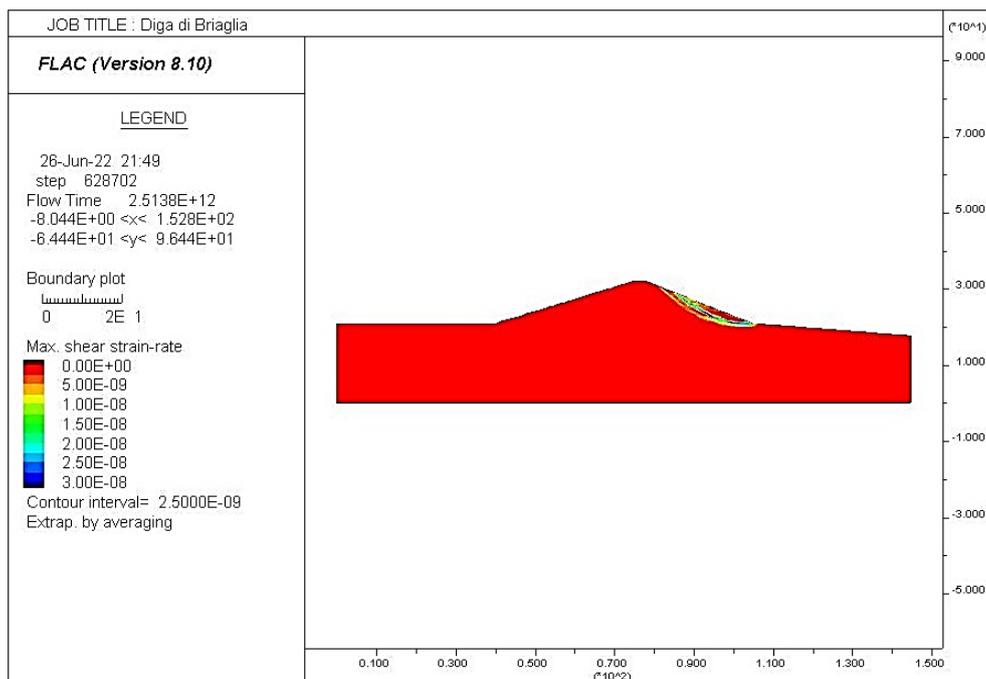


Figura 6-11 – Superficie di scorrimento sul versante di valle (modello c)

6.3 – Analisi dinamiche

Le analisi dinamiche sono state effettuate sul modello senza tane (a), sul modello con una sola tana (b) e sul modello con tre tane (c) applicando alla base della fondazione la sollecitazione sismica, derivante dalle storie di velocità dei quindici accelerogrammi naturali selezionati. Prima di avviare le analisi sismiche, sono state fissate le opportune condizioni al contorno dinamiche sui tre modelli, ossia contorni di quiete alla base e contorni in campo libero sui confini laterali.

Dato che le pressioni interstiziali possono variare a causa delle variazioni di deformazione volumetrica dei materiali indotte dal moto sismico, deve essere definito il modulo di compressibilità dell'acqua, posto pari a

$$K_w = 2 \cdot 10^8 \text{ Pa}$$

Il modulo di compressibilità risulta più piccolo di quello relativo all'acqua pura, per tenere in conto della fase gassosa dispersa nell'acqua sotterranea. Si sottolinea che l'analisi di flusso sotterraneo non viene considerata nella fase dinamica, in quanto si presume che l'eccitazione sismica avvenga in tempi molto più piccoli di quelli richiesti per la dissipazione delle pressioni interstiziali.

Per quanto riguarda il campo di spostamenti, è stata impostata la modalità "large strain", che permette di eseguire l'analisi dinamica a grandi deformazioni. In questa modalità, i nodi di ciascun elemento seguono la deformazione del materiale che rappresentano, secondo l'approccio lagrangiano. Gli spostamenti e le velocità di tutti i nodi della maglia vengono inizializzati in modo che solo le deformazioni e gli spostamenti indotti dal sisma sono mostrati nei risultati del modello numerico.

In questo paragrafo, si è cercato di confrontare i risultati delle analisi sismiche relative ai tre modelli, facendo riferimento soprattutto ai profili delle massime accelerazioni, deformazioni a taglio e sovrappressioni interstiziali in asse al corpo diga. L'intento è quello di mostrare la perdita di rigidità globale che la diga manifesta in presenza di una o più tane, tenendo conto dei principali parametri di scuotimento degli accelerogrammi selezionati. Inoltre, vengono analizzati gli spettri di risposta

elastici (valutati sul coronamento) e le storie temporali di spostamenti orizzontali sul versante di valle, di cedimenti del coronamento, di pressioni e sovrappressioni interstiziali di alcuni punti in asse al corpo diga.

6.3.1 – Profili di accelerazioni, deformazioni di taglio, pressioni e sovrappressioni interstiziali massime in asse al corpo diga

In Figura 6-12, Figura 6-13 e Figura 6-14 sono mostrati i profili delle massime accelerazioni orizzontali, registrate in asse al corpo diga durante tutta la durata dei quindici terremoti naturali selezionati. Nei grafici vengono anche riportate le quote degli ingressi delle tane e la quota della base della diga. L'asse delle ordinate ha la sua origine sul coronamento dello sbarramento e, di conseguenza, l'ingresso della tana del tasso collocato a monte dell'opera si trova a una profondità di 1,6 m, mentre gli ingressi delle altre due tane sono posizionati a una profondità di 4,95 m. Si ricorda che la base della diga si colloca a 11 metri dal coronamento.

Innanzitutto, si nota subito l'effetto di amplificazione delle accelerazioni sul corpo diga rispetto agli strati di fondazione. L'amplificazione è dovuta principalmente ai seguenti fattori:

- composizione stratigrafica: le onde sismiche, mentre si propagano verso la superficie, incontrano strati sempre più deformabili con un contrasto d'impedenza minore. Questo comporta un'ampiezza della componente d'onda trasmessa maggiore rispetto a quella incidente. Inoltre, quando le onde sismiche vengono riflesse alla superficie, nel percorso inverso incontrano strati sempre più rigidi, che causano delle riflessioni verso la superficie e possono causare fenomeni di risonanza;
- conformazione topografica: in presenza di una superficie acclive, come quella del pendio della diga in terra, le onde tendono ad essere riflesse verso la cresta, causando il fenomeno dell'amplificazione topografica.

Mediamente, le accelerazioni più elevate si riscontrano nei sismi che possiedono grandi valori di PGA, come i sismi 7, 3, 9, 1 e 6. I modelli caratterizzati dalla presenza di una o più tane, possono presentare dei picchi di accelerazione massima molto maggiori rispetto al modello senza tane, come si può osservare per i sismi 1, 2, 4 e 13. Non sempre la risposta in termini di accelerazione risulta amplificata rispetto al modello a. Ad esempio, nei sismi 9, 7 e 6 la risposta è deamplificata per un buon tratto del profilo in asse al corpo diga.

Le differenze maggiori di accelerazioni massime, tra i modelli con una o più tane e il modello senza tane, si manifestano per quei sismi caratterizzati dalla combinazione di alte frequenze medie e alti valori di accelerazioni massime al suolo, come si può notare per i sismi 7, 6 e 4. Il sisma 13, pur non avendo un alto valore di PGA, presenta comunque una differenza marcata tra curve del modello a e curve dei modelli b e c. Tuttavia, si ricorda che il sisma 13 possiede un valore di frequenza media elevato.

In generale, i picchi di accelerazione massima dei modelli in presenza di tane si riscontrano in corrispondenza dello strato formato da blocchi di arenaria, caratterizzato da una rigidità a taglio maggiore degli strati circostanti.

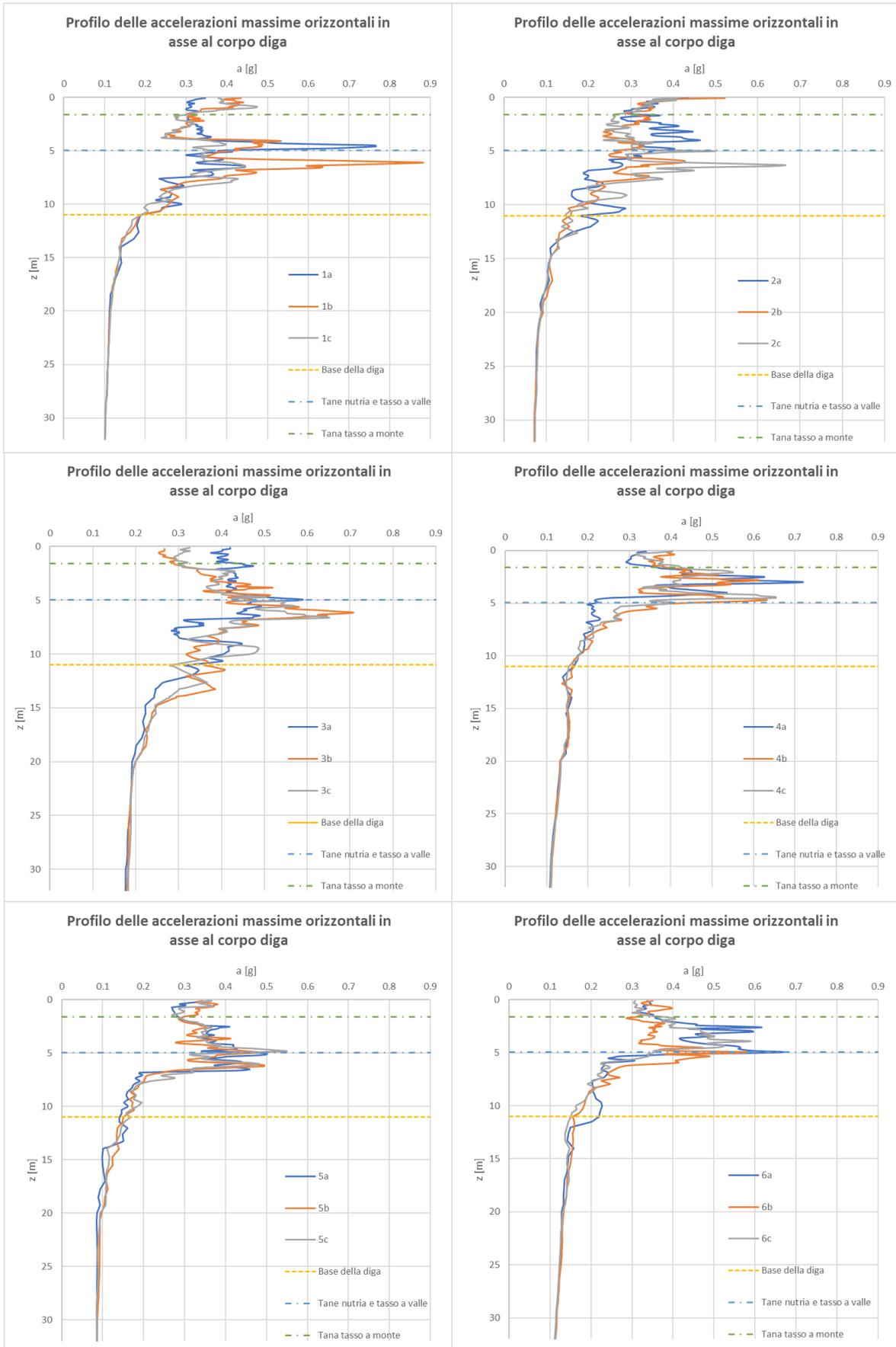


Figura 6-12 – Profili delle accelerazioni orizzontali massime in asse al corpo diga per i sismi 1-6

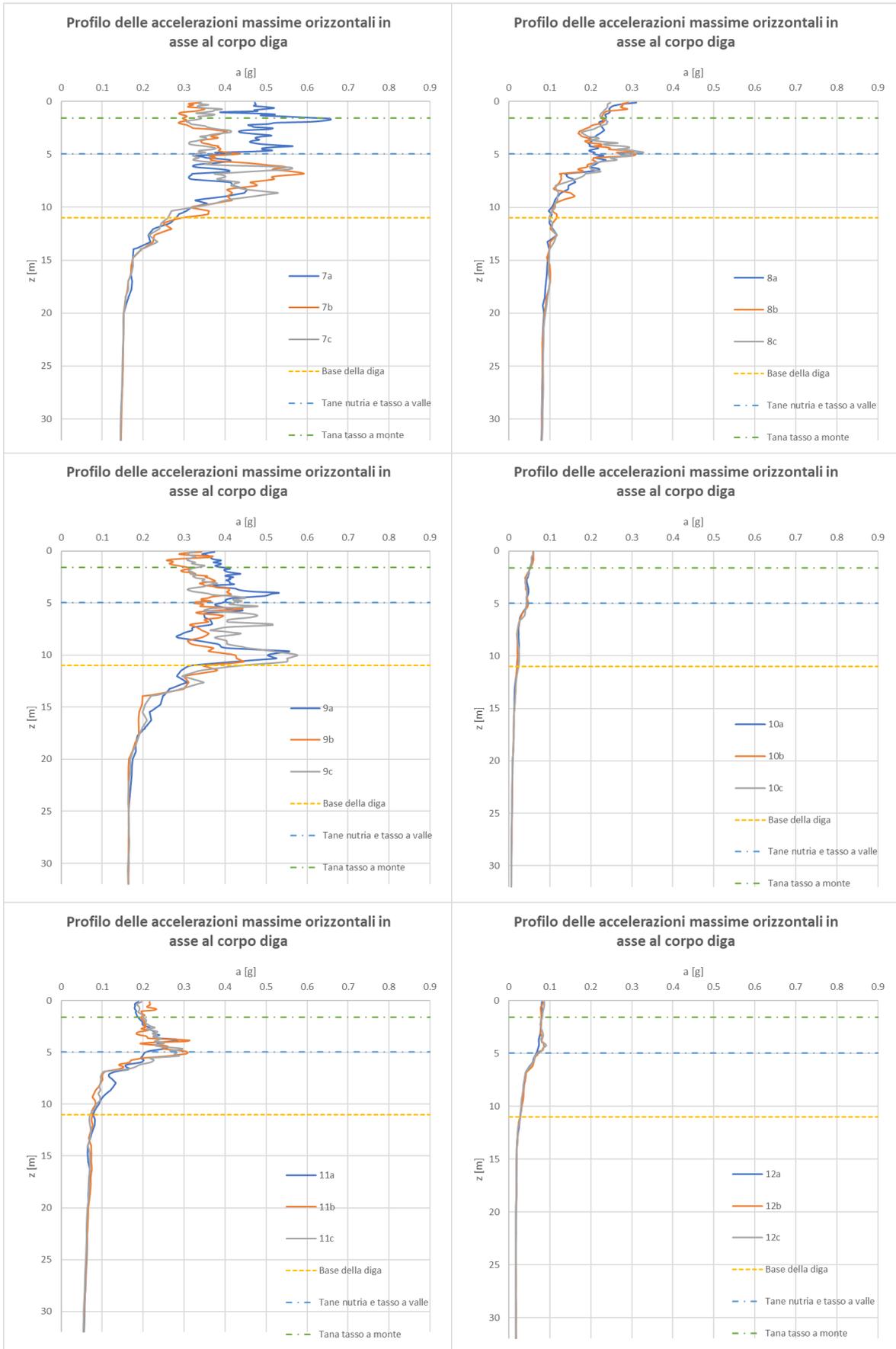


Figura 6-13 - Profili delle accelerazioni orizzontali massime in asse al corpo diga per i sismi 7-12

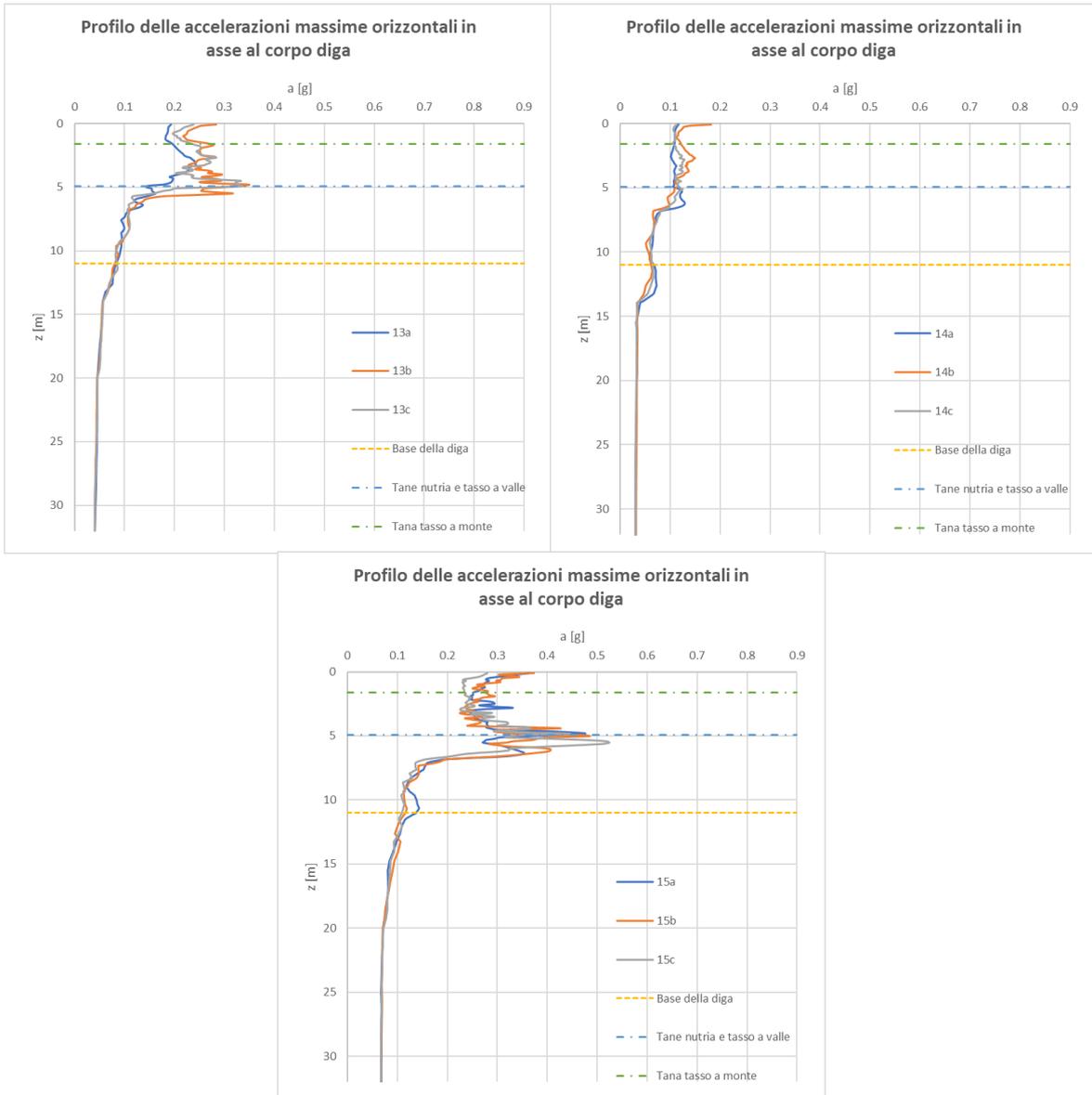


Figura 6-14 - Profili delle accelerazioni orizzontali massime in asse al corpo diga per i sismi 13-15

Per quanto riguarda i profili delle deformazioni tangenziali registrate durante i sismi in asse al corpo diga, si osservano dei valori elevati nella zona centrale della diga e dei valori pressoché nulli in corrispondenza delle fondazioni. I profili delle deformazioni a taglio massime sono mostrati in Figura 6-15, Figura 6-16 e Figura 6-17.

In generale, considerando il modello senza tane, i valori medi più elevati delle deformazioni a taglio si manifestano per quei sismi caratterizzati da alti valori di intensità di Arias. A tal riguardo, si faccia riferimento ai profili dei sismi 2, 1, 3, 9, 7, 5. La differenza tra le curve del modello senza tana e dei modelli con una o più tane sono più marcate per i sismi 1, 15, 4, 5, 2, 3 e 7. Anche in questo caso, il parametro che meglio descrive questo tipo di andamenti delle curve è l'intensità di Arias. I picchi di deformazione a taglio massima sono più evidenti per i sismi 1, 2 e 3. Il sisma 4 presenta un picco di deformazione importante per ciò che riguarda i modelli con una o più tane.

In Figura 6-18, Figura 6-19, Figura 6-20, Figura 6-21, Figura 6-22 e Figura 6-23 sono mostrati alcuni casi per cui si manifestano delle deformazioni a taglio localizzate sia al centro del corpo diga sia sul versante di monte. Se si considera il sisma 4, si osserva che il modello a una sola tana contribuisce ad aumentare le deformazioni tangenziali al centro del corpo diga (a causa dell'aumento delle pressioni interstiziali dovuto alla tana del tasso a monte), mentre il modello a tre tane presenta una deformazione a taglio localizzata in corrispondenza della tana della nutria. Durante il sisma 7, invece, le deformazioni per il modello a tre tane si localizzano anche in corrispondenza della tana del tasso a valle, oltre a localizzarsi nelle zone attorno alla tana della nutria. Queste localizzazioni delle deformazioni a taglio sono dovute principalmente al fatto che il materiale, che costituisce queste tane, è caratterizzato da proprietà meccaniche inferiori rispetto allo strato in cui sono scavate. Nei due casi appena descritti, risulta interessante notare che la tana della nutria, anche se di dimensioni contenute, in certe condizioni è in grado di generare una localizzazione marcata delle deformazioni a taglio che si estendono sul versante di monte. Questa caratteristica si evidenzia soprattutto per i sismi 4, 7, 6 e 1.

In tutti i sismi, si osserva che la superficie sul pendio di valle, in cui si localizzano le deformazioni di taglio, risulta più estesa e profonda per il modello con tre tane. Questa peculiarità è motivata dal fatto che le pressioni interstiziali aumentano nella zona a valle vicino al piede del pendio (a causa della presenza della tana del tasso a valle).

In Figura 6-24, Figura 6-25 e Figura 6-26 sono raffigurati i profili delle sovrappressioni interstiziali massime in asse al corpo diga. Dai grafici è possibile notare come le sovrappressioni interstiziali dei modelli con una o più tane inizino ad aumentare a profondità inferiori rispetto alle sovrappressioni interstiziali del modello senza tana, a dimostrazione del fatto che le pressioni interstiziali aumentano in presenza delle tane. I valori di sovrappressione interstiziale più elevati si manifestano tra le quote degli ingressi della tana del tasso a monte e delle tane della nutria e del tasso a valle. In generale, i picchi di sovrappressione del modello a tre tane sono spostati verso il basso rispetto al modello a una sola tana, in quanto vi è un aumento di pressione interstiziale al piede del pendio a valle, causato dalla presenza della tana del tasso. Le sovrappressioni interstiziali raggiungono valori prossimi allo zero in corrispondenza della base della diga per poi aumentare progressivamente con la profondità.

Per completezza, in Figura 6-26, viene riportato uno dei 15 profili delle pressioni interstiziali finali in asse al corpo diga (gli altri profili sono consultabili in Allegato A). Anche in questo caso, è possibile notare che le pressioni dei pori iniziano a svilupparsi a quote più elevate per i modelli in presenza di tane rispetto al modello senza tane. In generale, gli andamenti delle pressioni interstiziali dei modelli *b* e *c* sono più o meno simili, anche se risultano leggermente maggiori per il modello *b*. In ogni caso, le pressioni interstiziali del modello senza tane si mantengono sempre inferiori rispetto a quelle degli altri due modelli.

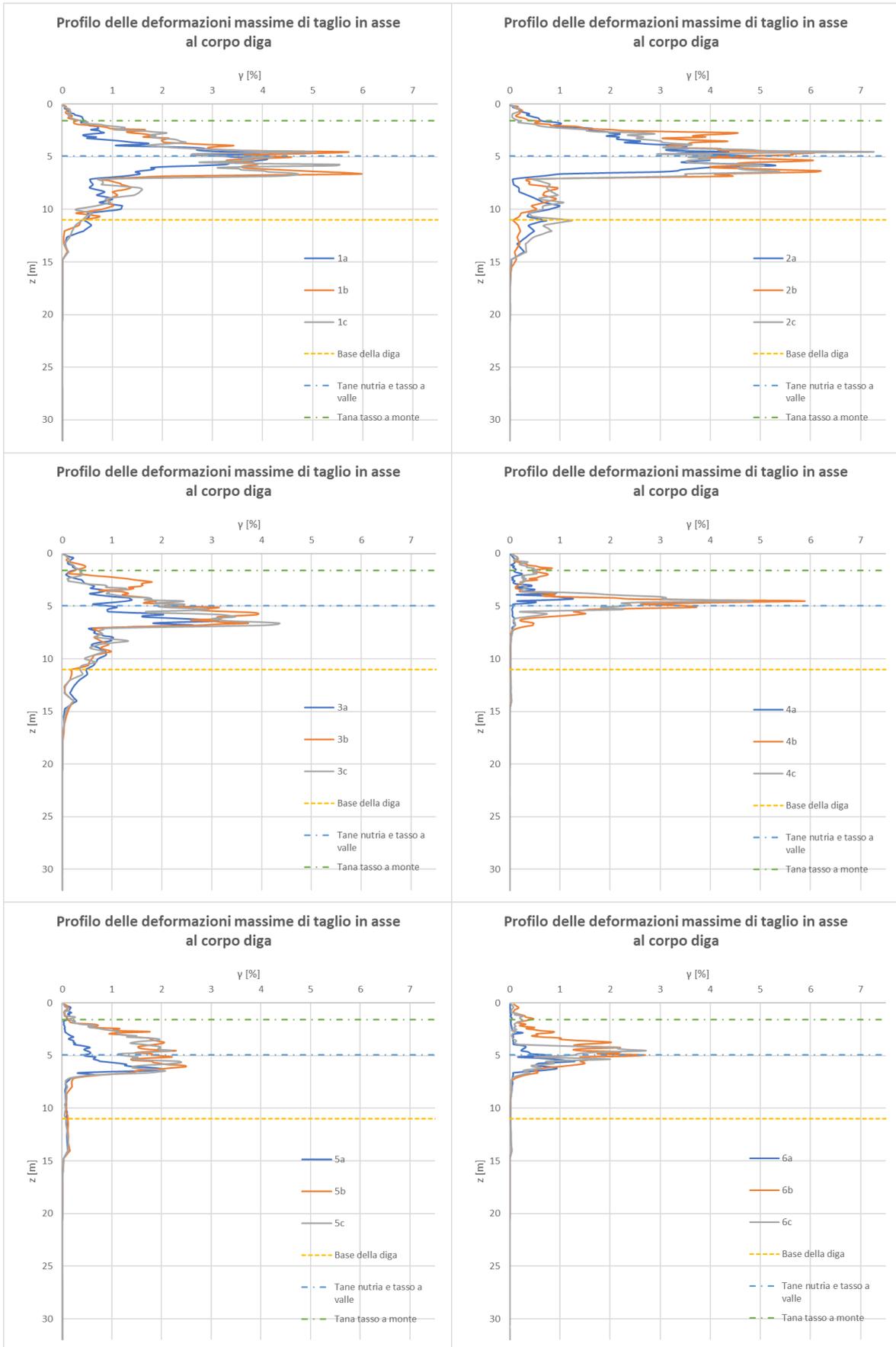


Figura 6-15 - Profili delle deformazioni a taglio massime in asse al corpo diga per i sismi 1-6

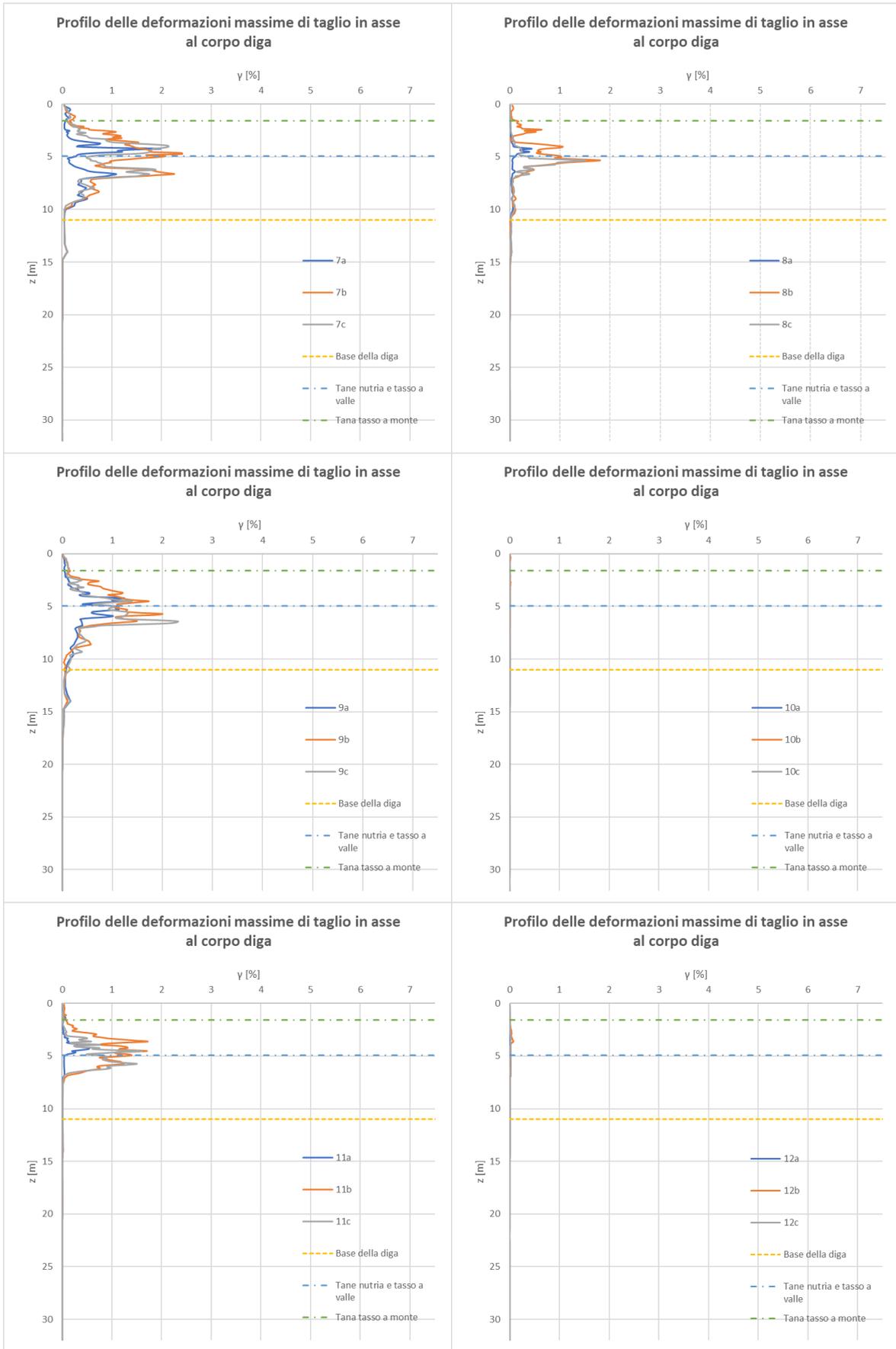


Figura 6-16 - Profili delle deformazioni a taglio massime in asse al corpo diga per i sismi 7-12

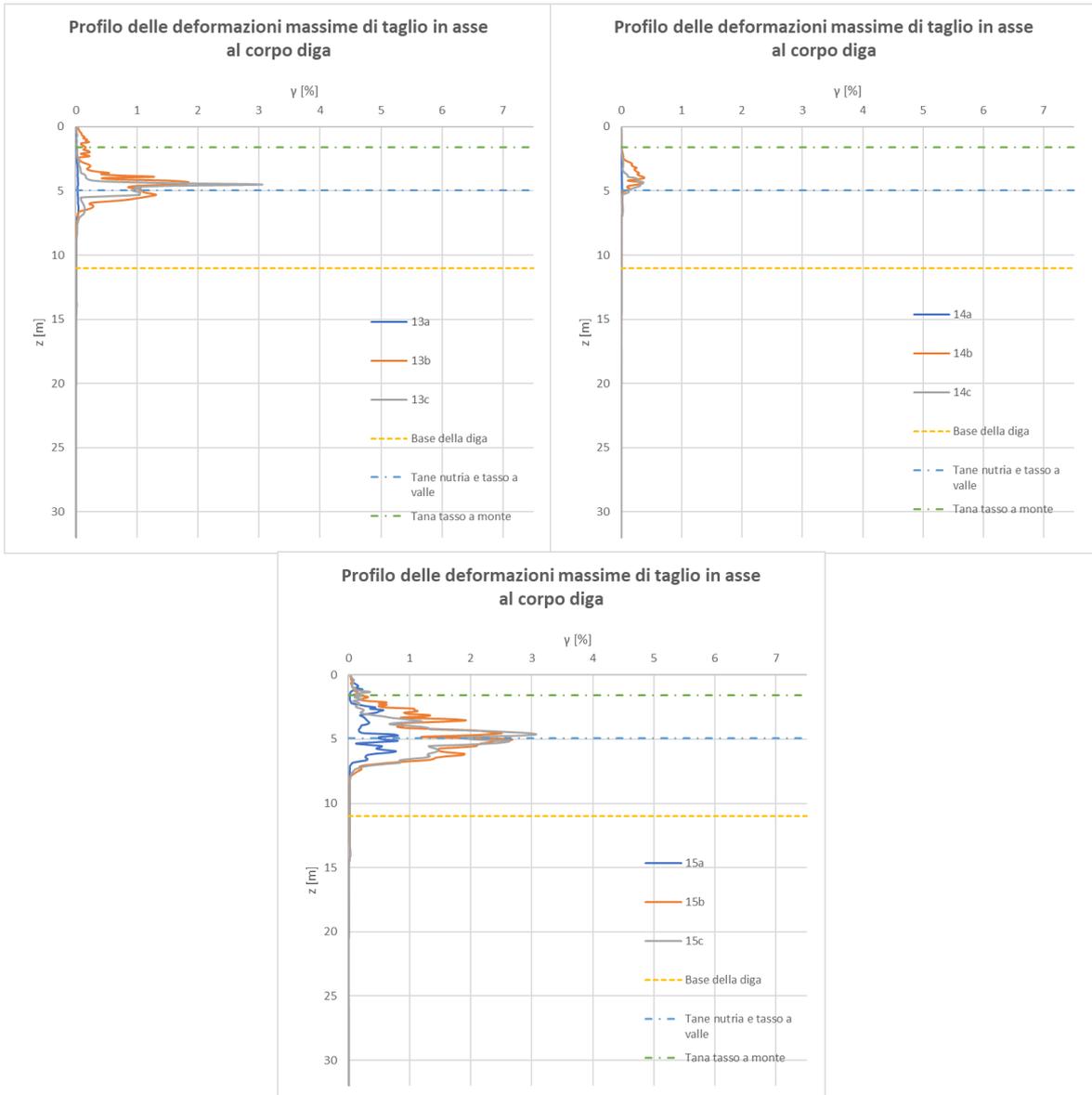


Figura 6-17 - Profili delle deformazioni a taglio massime in asse al corpo diga per i sismi 13-15

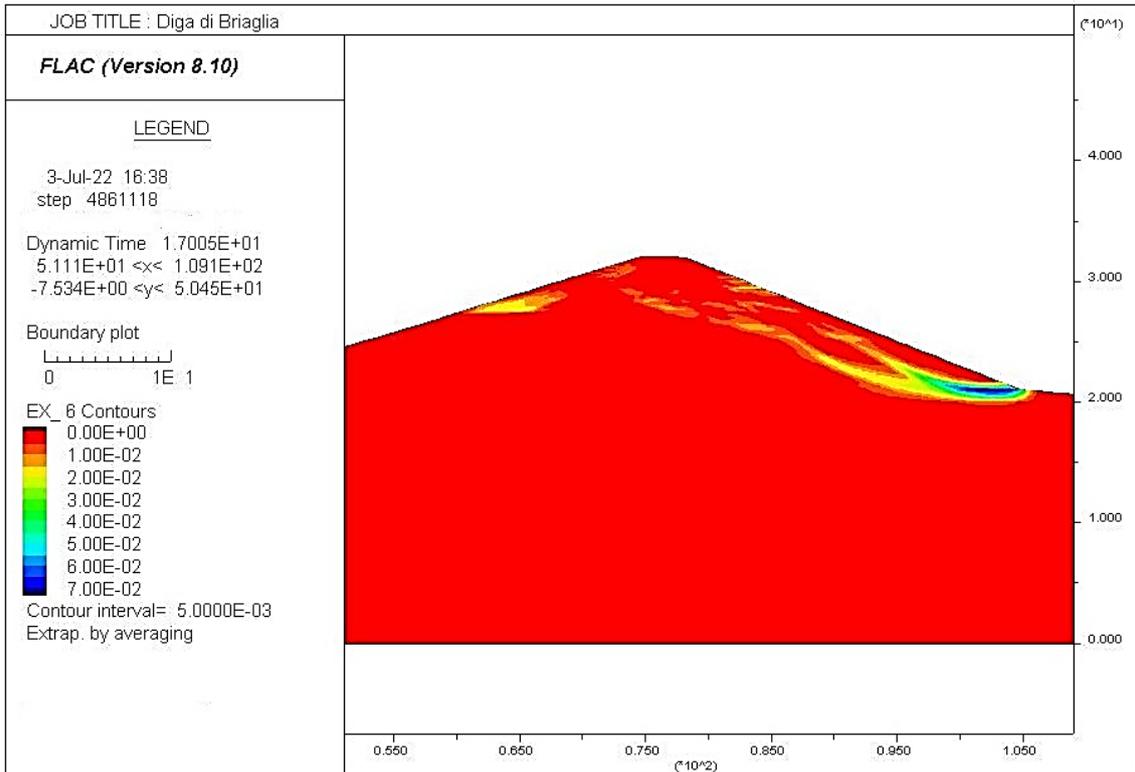


Figura 6-18 – Deformazioni massime a taglio valutate durante il sisma 4 (modello a)

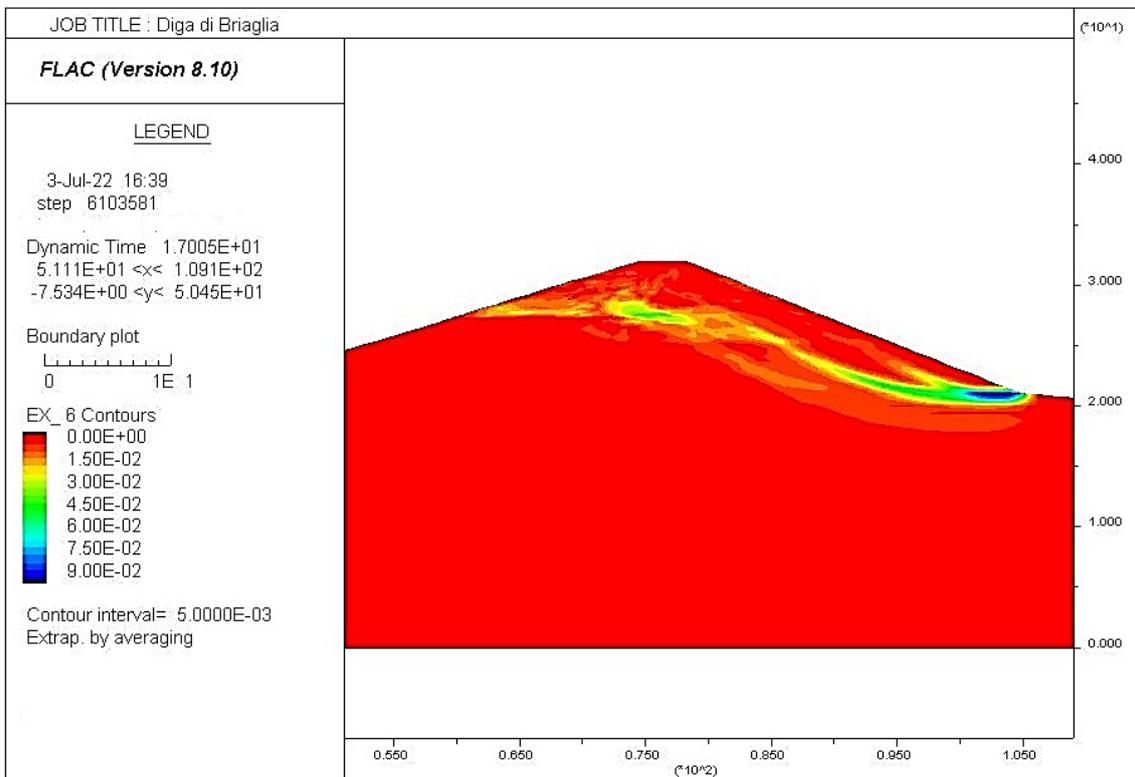


Figura 6-19 - Deformazioni massime a taglio valutate durante il sisma 4 (modello b)

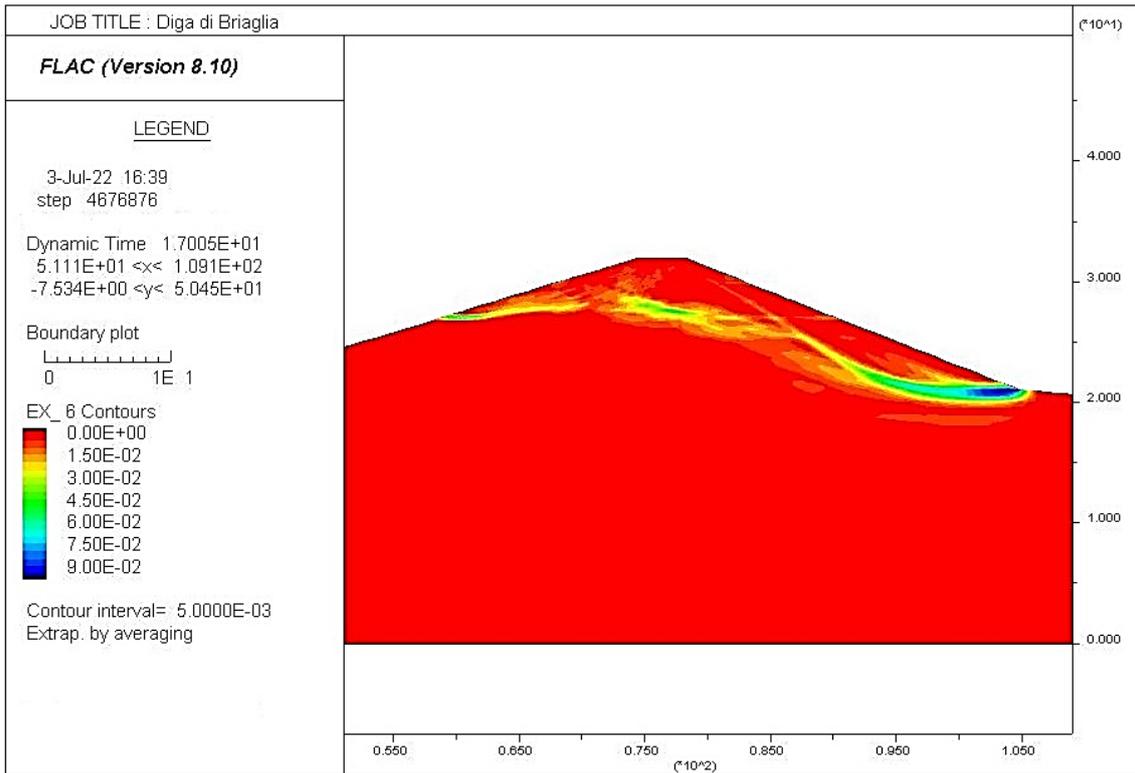


Figura 6-20 - Deformazioni massime a taglio valutate durante il sisma 4 (modello c)

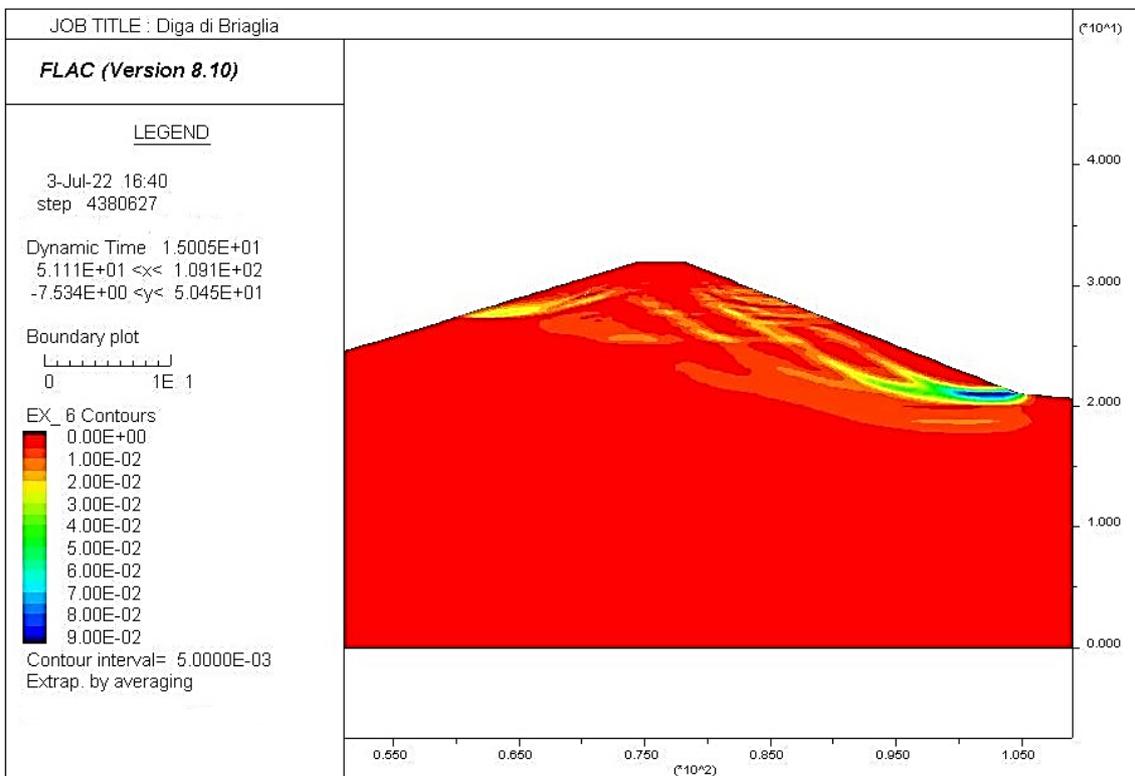


Figura 6-21 - Deformazioni massime a taglio valutate durante il sisma 7 (modello a)

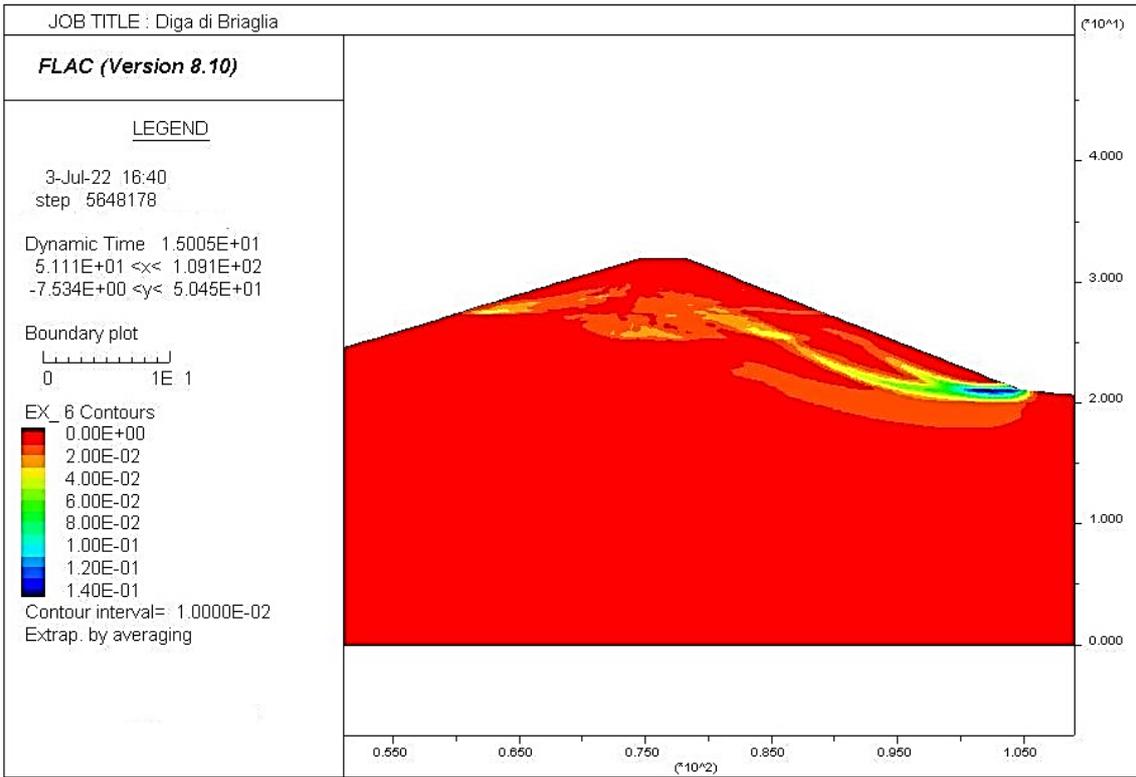


Figura 6-22 - Deformazioni massime a taglio valutate durante il sisma 7 (modello b)

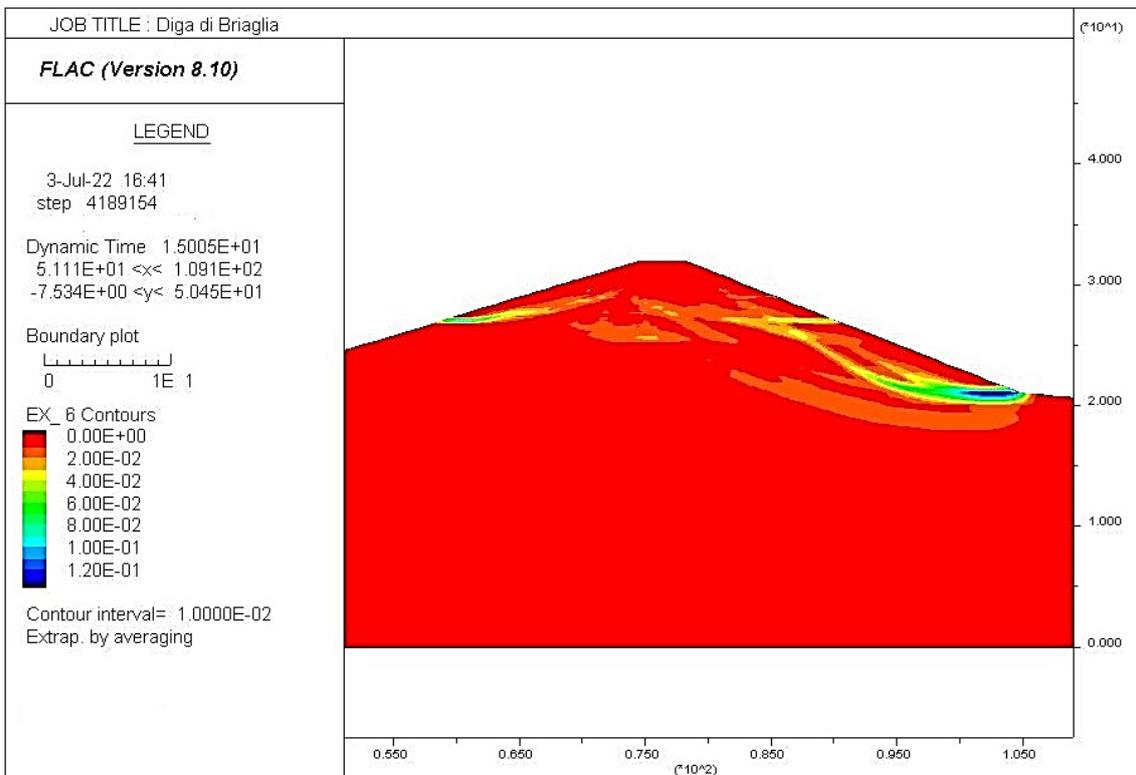


Figura 6-23 - Deformazioni massime a taglio valutate durante il sisma 7 (modello c)

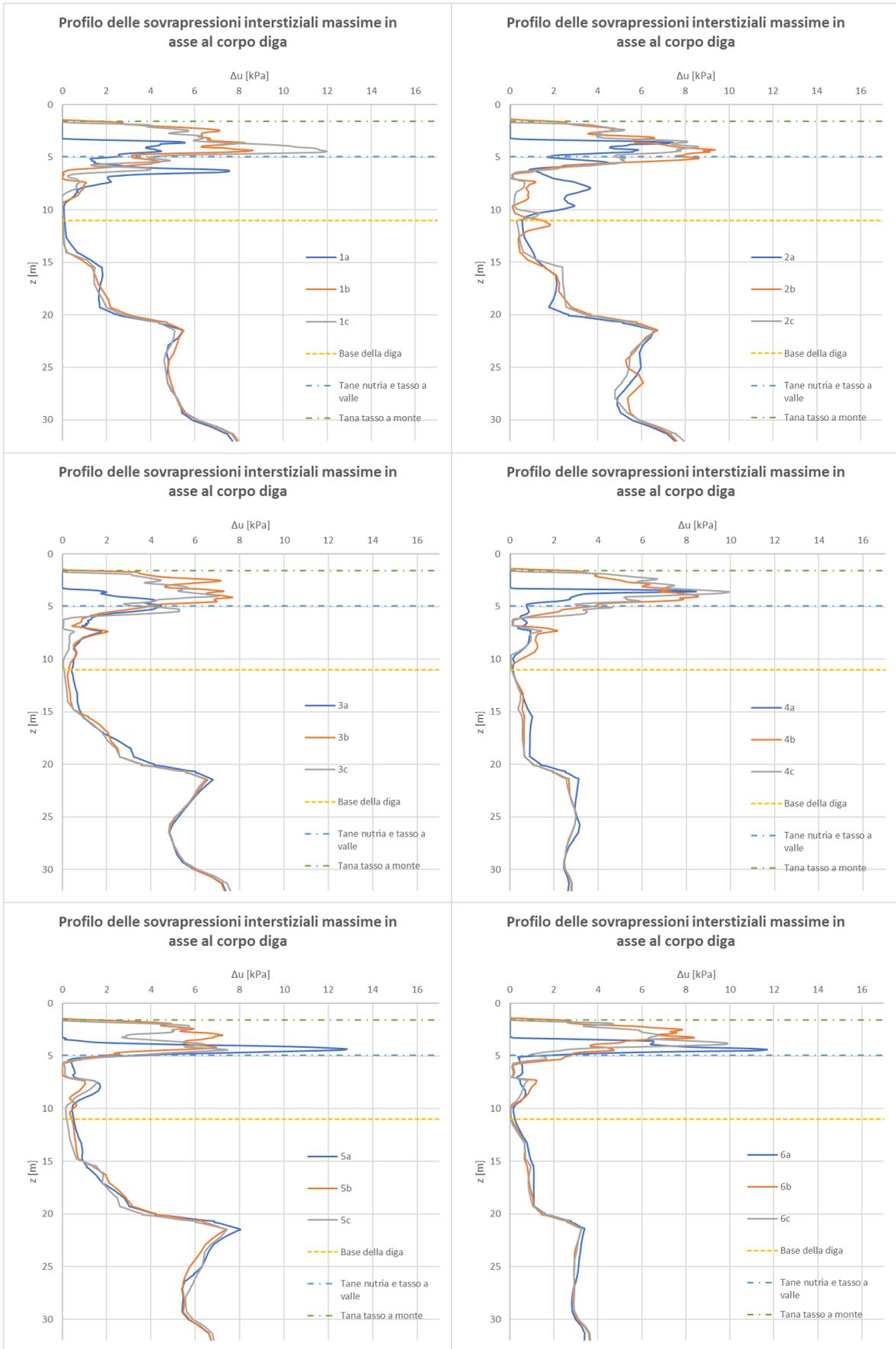


Figura 6-24 - Profili delle sovrappressioni interstiziali massime positive in asse al corpo diga per i sismi 1-6

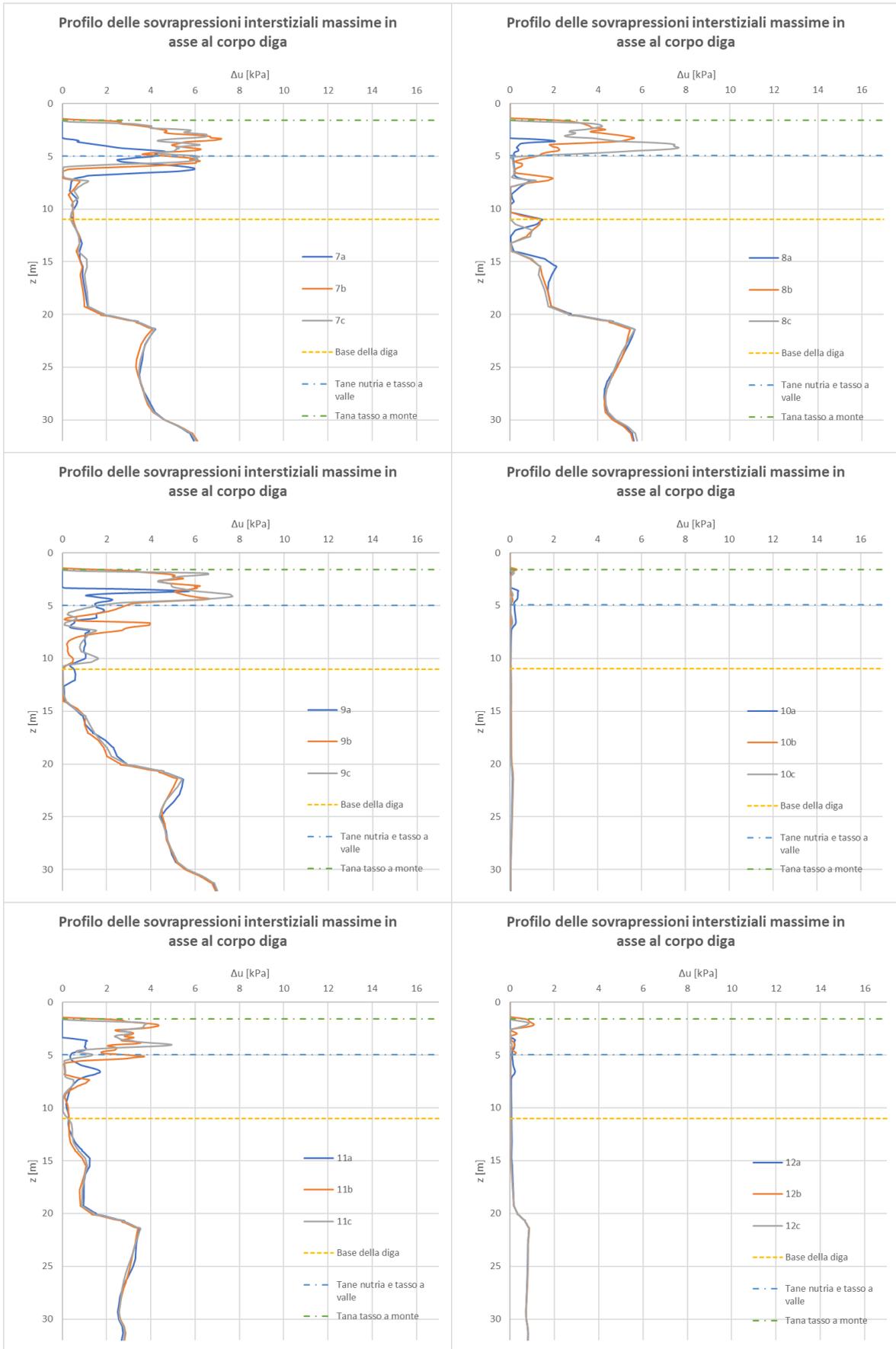


Figura 6-25 - Profili delle sovrappressioni interstiziali massime positive in asse al corpo diga per i sismi 7-12

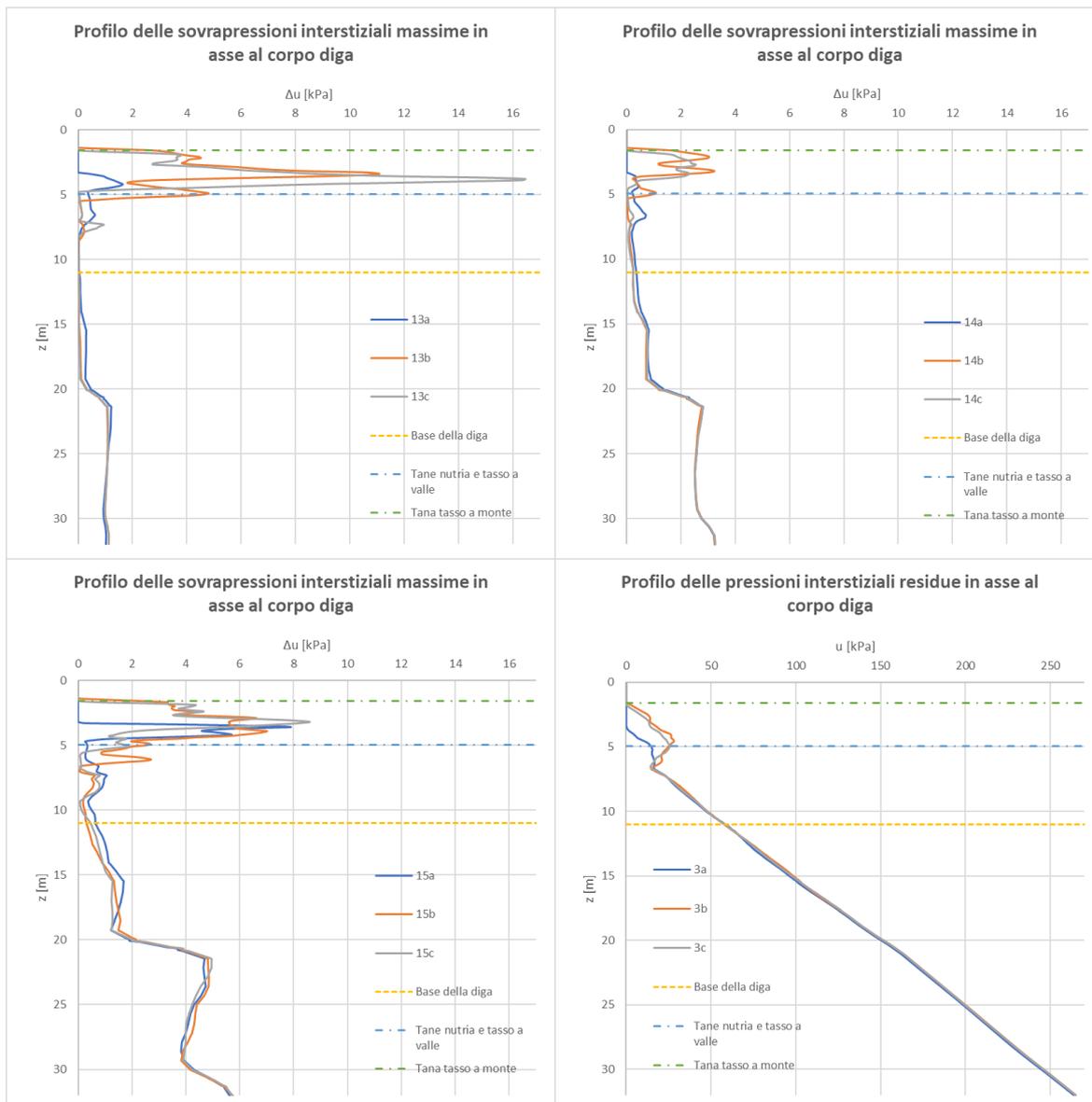


Figura 6-26 - Profili delle sovrappressioni interstiziali massime positive in asse al corpo diga per i sismi 13-15 e profilo delle pressioni interstiziali finali in asse al corpo diga per il sisma 3

6.3.2 – Storie temporali degli spostamenti orizzontali sul versante di valle

Al fine di valutare gli spostamenti permanenti e far dissipare le sovrappressioni interstiziali, sono state eseguite delle ulteriori analisi dinamiche in seguito all'applicazione di ciascun terremoto. Queste analisi dinamiche aggiuntive hanno una durata di un paio di secondi, in cui il segnale di input (ossia la storia delle velocità) risulta sempre nullo. In questo modo, si è raggiunto un equilibrio statico del modello numerico.

Gli spostamenti orizzontali maggiori si verificano sul versante di valle. In generale, gli spostamenti aumentano partendo dal coronamento fino ad arrivare al piede della diga, dove sono massimi, come mostrato in Figura 6-27.

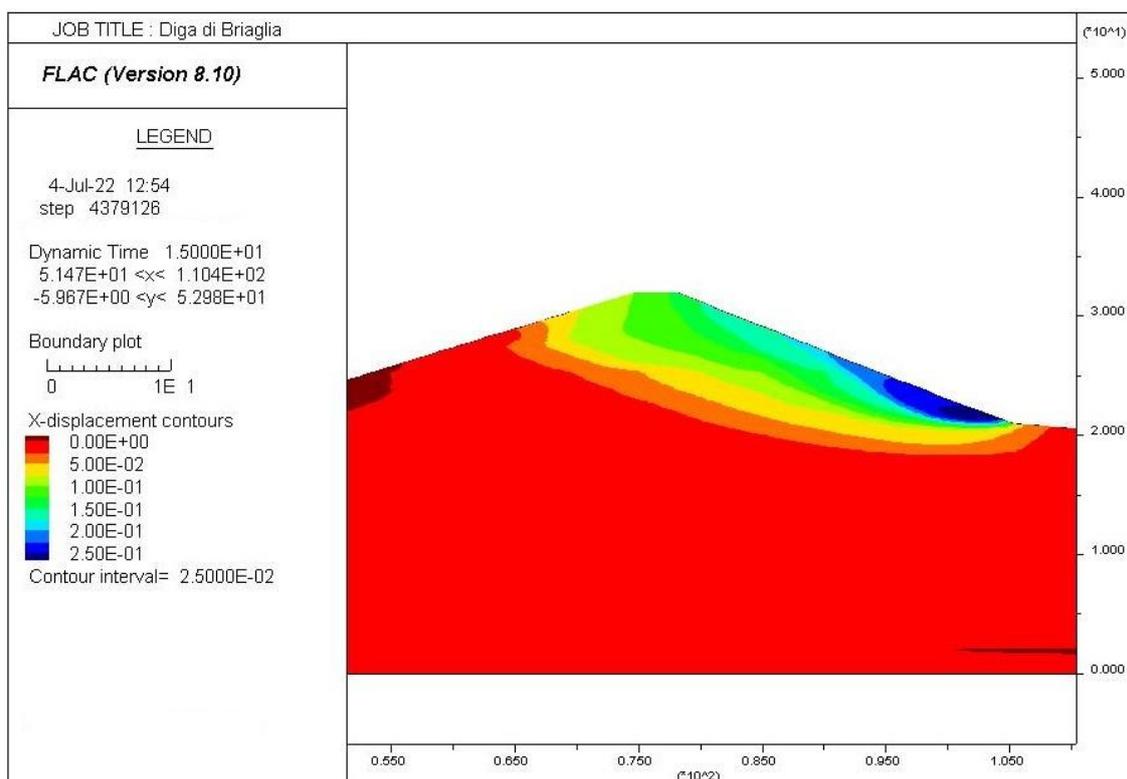


Figura 6-27 - Spostamenti permanenti orizzontali del modello numerico per il sisma 3 espressi in metri (modello a)

In Figura 6-28 e Figura 6-29 sono riportati gli andamenti nel tempo degli spostamenti orizzontali permanenti, relativi ai sismi 2 e 3, per i punti di controllo A', B' e C'. I modelli caratterizzati dalla presenza di tane sono soggetti a spostamenti maggiori rispetto al modello senza tane. Solitamente, il modello a tre tane subisce spostamenti leggermente superiori se confrontato con il modello a una sola tana, poiché la tana di tasso a valle mantiene alti i livelli di falda, incrementando i valori di pressione interstiziale.

La gran parte dello spostamento orizzontale si verifica nell'intervallo di tempo corrispondente alle accelerazioni maggiori dell'accelerogramma di input (tratto di curva con pendenza più elevata). Negli istanti finali, gli spostamenti tendono a un valore asintotico, che rappresenta il valore dello spostamento orizzontale permanente raggiunto.

Gli andamenti nel tempo degli spostamenti orizzontali per gli altri sismi sono riportati in Allegato B, Allegato C ed Allegato D.

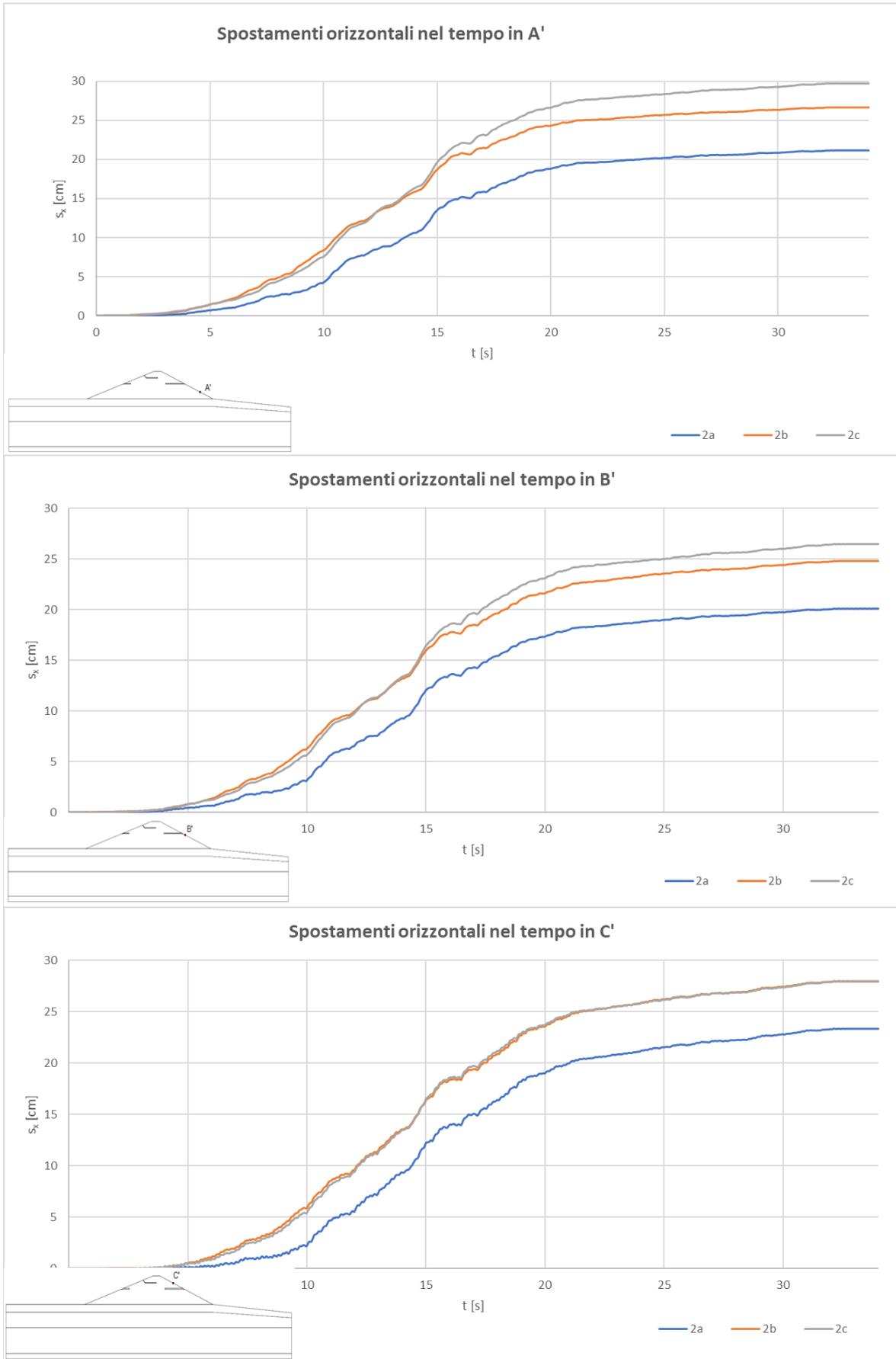


Figura 6-28 – Spostamenti orizzontali nel tempo sul paramento di valle per il sisma 2

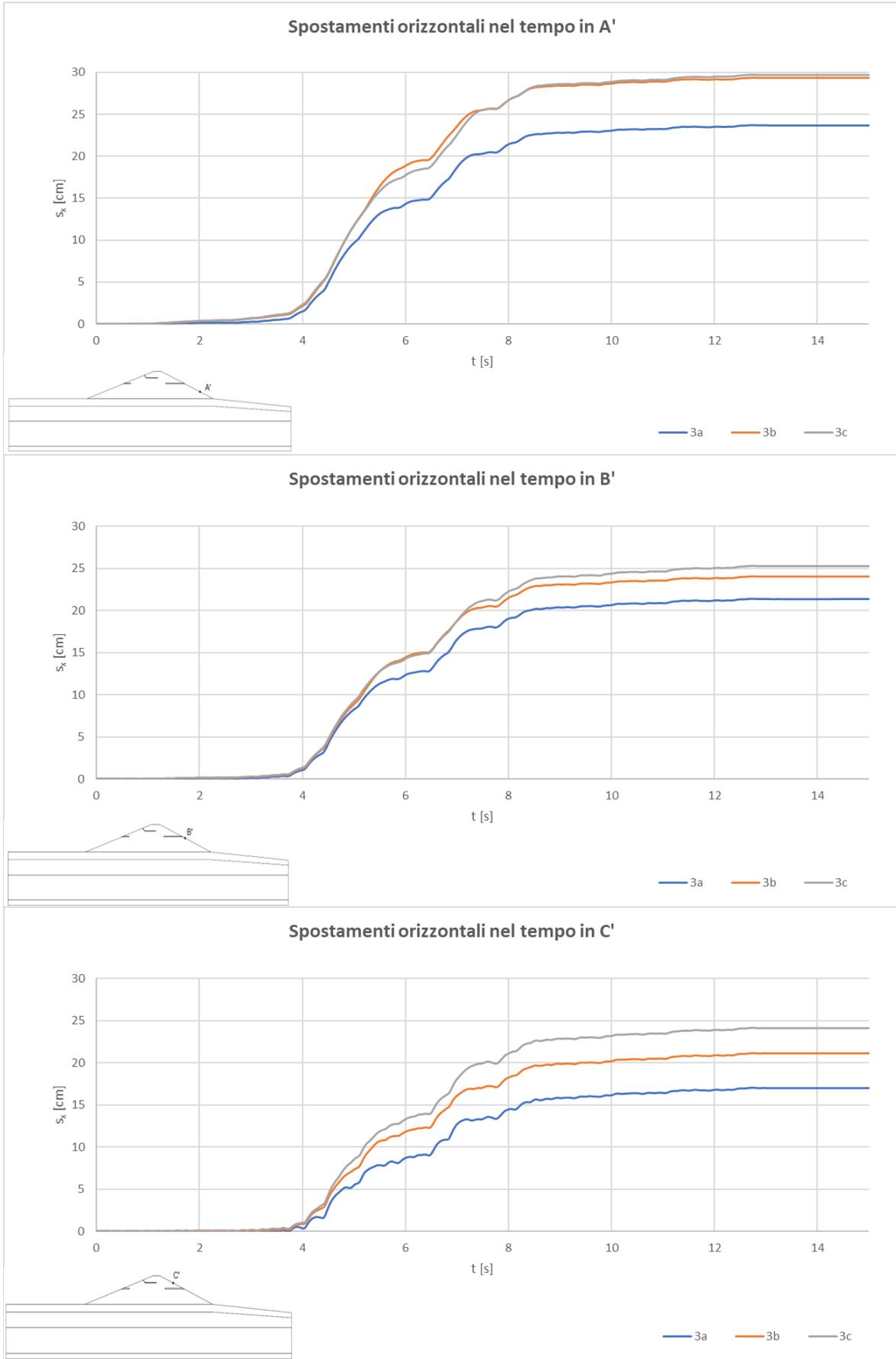


Figura 6-29 - Spostamenti orizzontali nel tempo sul paramento di valle per il sisma 3

6.3.3 - Storie temporali dei cedimenti sul coronamento

I cedimenti sul coronamento sono stati valutati nei punti di controllo D, E, F. Il punto E è posto al centro del coronamento mentre i punti D e F sono equidistanti dal punto E. In Figura 6-30, Figura 6-31 e Figura 6-32 sono mostrati i cedimenti sul coronamento per il sisma 3. Dai grafici, si può notare che il modello *b* presenta i valori più alti di cedimento, seguito dal modello *c* e dal modello *a*. Questo andamento è principalmente dovuto al fatto che le pressioni interstiziali del modello *b* sono maggiori, in asse al corpo diga, di quelle del modello *c*.

Per i cedimenti nel tempo relativi agli altri sismi, si faccia riferimento all'Allegato E, Allegato F ed Allegato G.

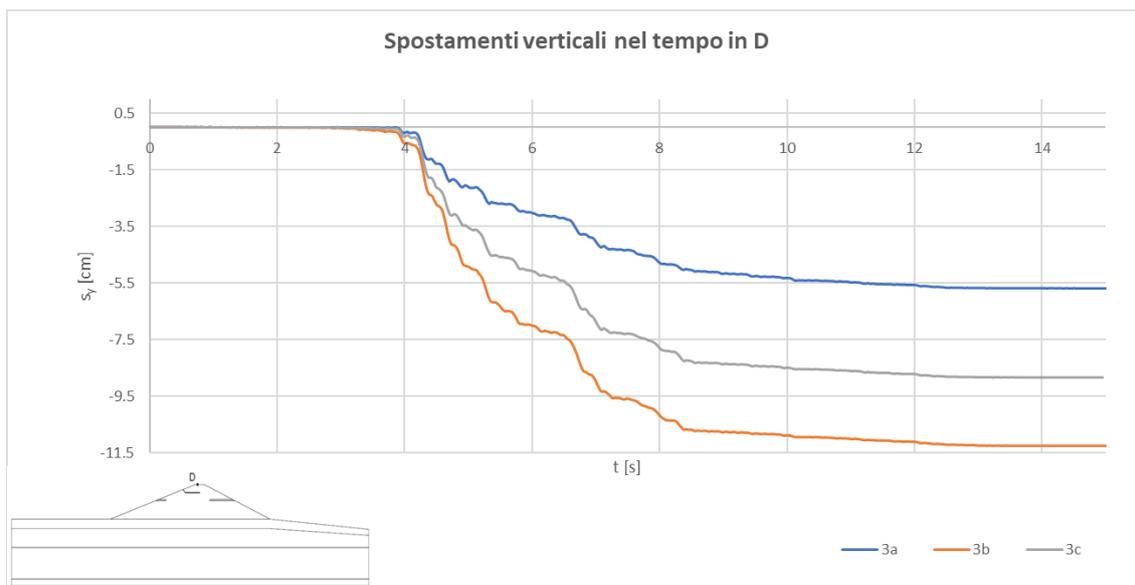


Figura 6-30 – Cedimenti nel tempo valutati in D per il sisma 3

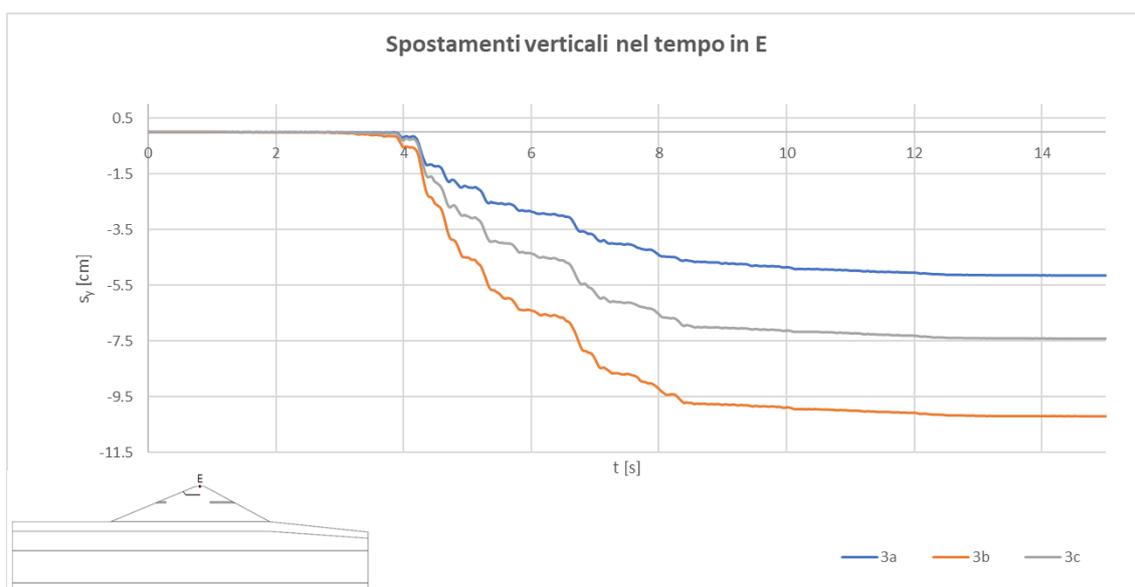


Figura 6-31 - Cedimenti nel tempo valutati in E per il sisma 3

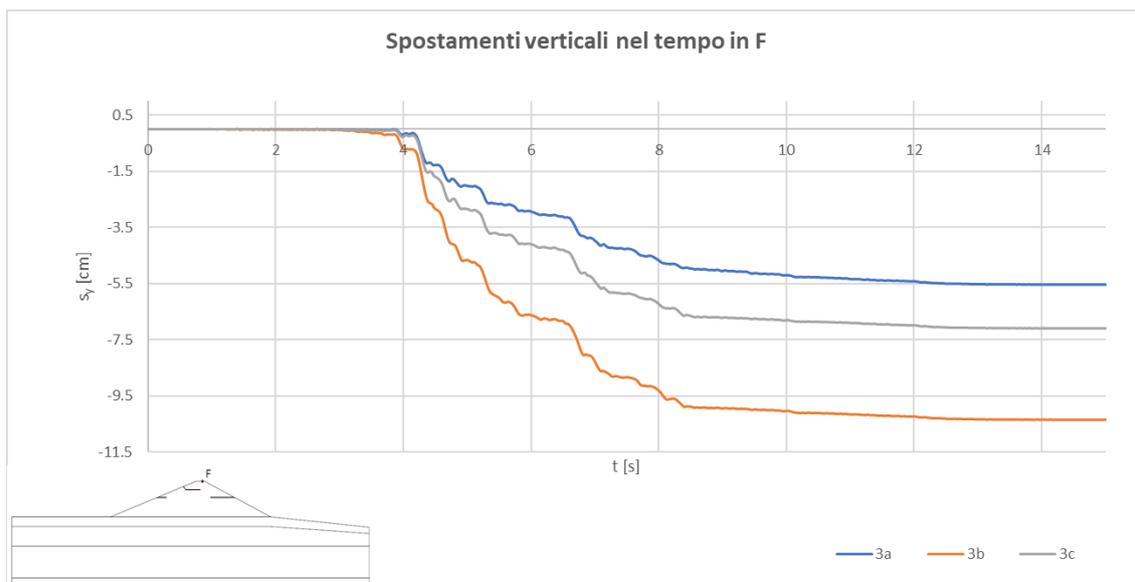


Figura 6-32 - Cedimenti nel tempo valutati in F per il sisma 3

6.3.4 – Storie temporali delle sovrappressioni interstiziali

Gli andamenti nel tempo delle sovrappressioni interstiziali, riportati in Figura 6-33, Figura 6-34 e Figura 6-35 per il sisma 2, sono stati valutati in punti di controllo posti in asse al corpo diga (G, H, I). Osservando i grafici, è possibile notare come la differenza negli andamenti delle sovrappressioni interstiziali per i tre modelli si riduca progressivamente con la profondità. Nel punto I, infatti, questa differenza è minima, in quanto le tane non hanno quasi nessuna influenza alla base del modello.

In Allegato M, Allegato N ed Allegato O sono mostrati i grafici delle storie temporali di sovrappressione interstiziale per gli altri sismi, mentre in Allegato H, Allegato I ed Allegato L sono riportati gli andamenti nel tempo delle pressioni interstiziali per i punti G, H, I, rispettivamente.

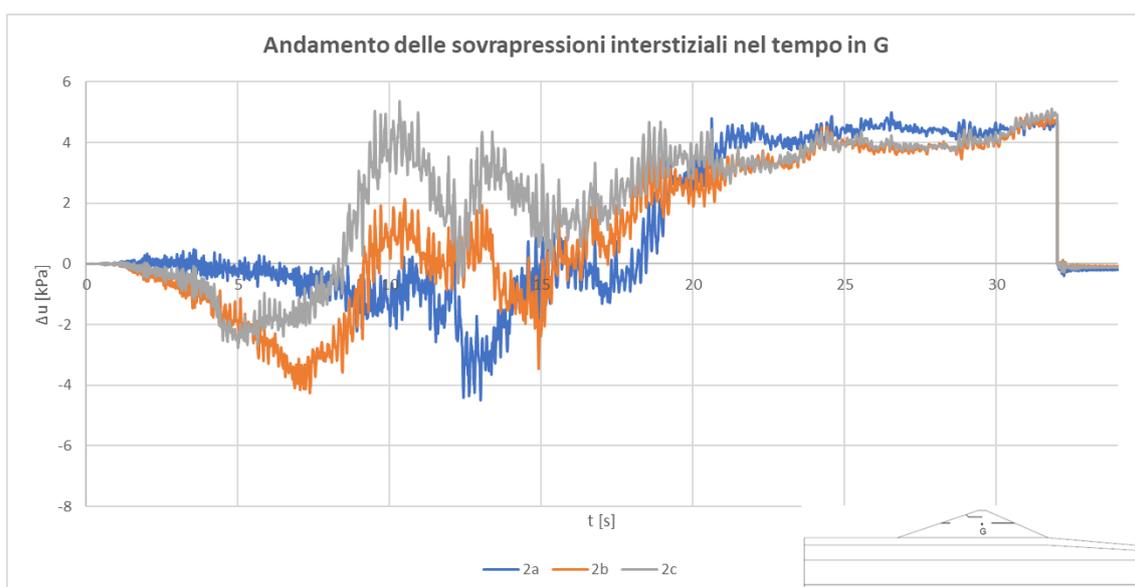


Figura 6-33 – Andamento delle sovrappressioni interstiziali nel tempo valutate in G (sisma 2)

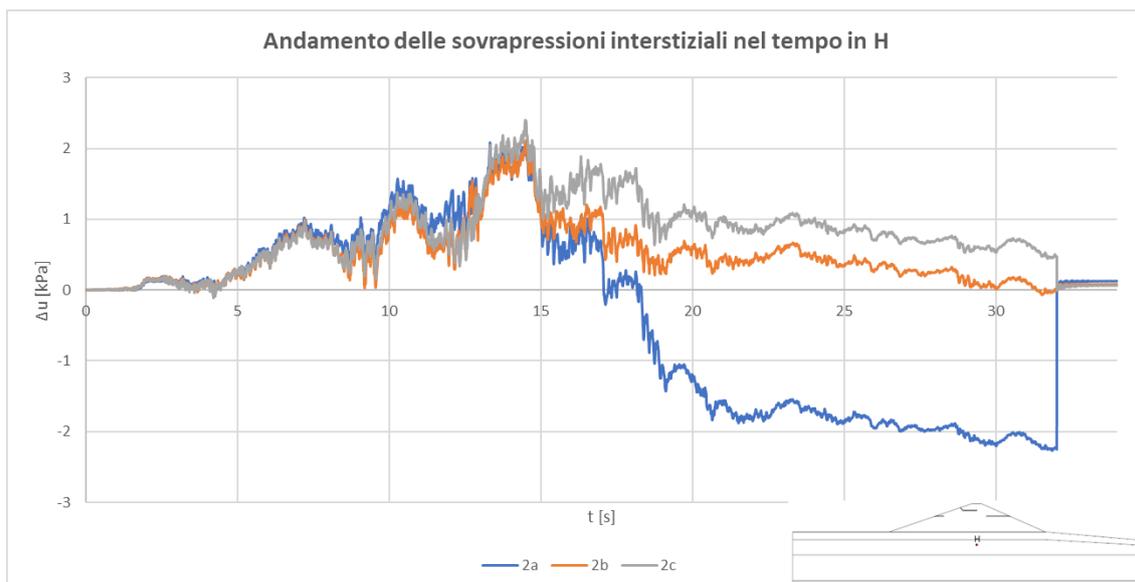


Figura 6-34 - Andamento delle sovrappressioni interstiziali nel tempo valutate in H (sisma 2)

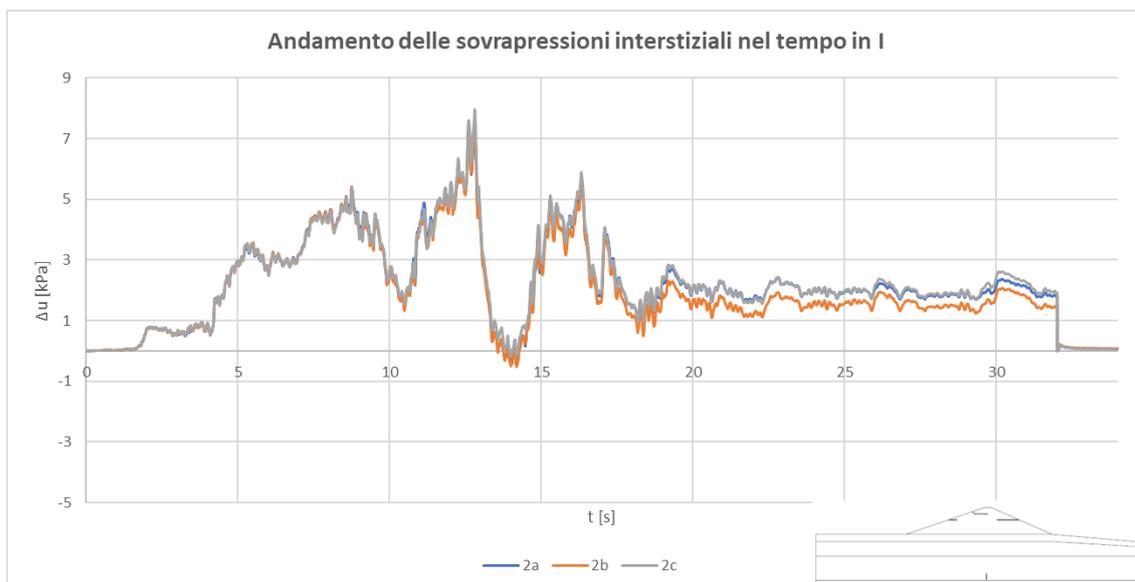


Figura 6-35 - Andamento delle sovrappressioni interstiziali nel tempo valutate in I (sisma 2)

6.3.5 – Spettri di risposta elastici

Gli spettri di risposta elastici in termini di accelerazioni assolute, valutati sul coronamento (punto E), sono riportati in Figura 6-36, Figura 6-37 e Figura 6-38. Lo smorzamento degli spettri di accelerazione è pari al 5%. I grafici mostrano che le accelerazioni spettrali dei modelli in presenza di tane sono inferiori, mediamente, rispetto a quelle del modello in assenza di tane. Ciò è dovuto al fatto che i modelli in cui sono scavate delle tane presentano una deformabilità maggiore, conseguente a una perdita di rigidità globale della diga. Le pressioni interstiziali più elevate e la degradazione delle proprietà meccaniche nelle zone attorno alle tane contribuiscono ad aumentare lo stato di sollecitazione del sistema e a raggiungere lo stato plastico in diversi punti del corpo diga. Osservando gli spettri, si nota come la deamplificazione sia leggermente maggiore per il modello *b* rispetto al modello *c*. Questa caratteristica risulta coerente con le maggiori pressioni interstiziali del modello *b*, che si sviluppano in asse al corpo diga.

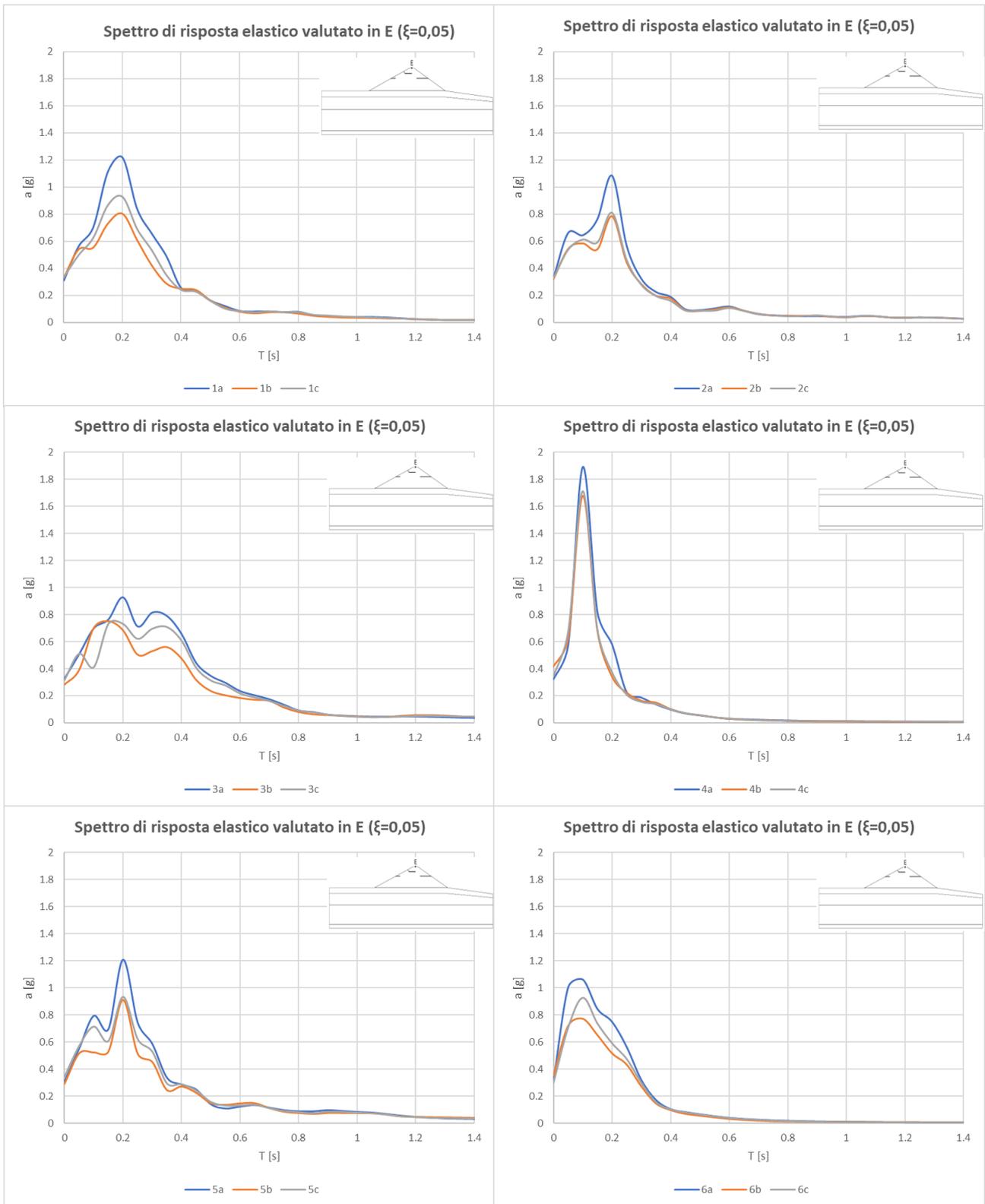


Figura 6-36 – Spettri di accelerazione valutati nel punto E per i sismi 1-6

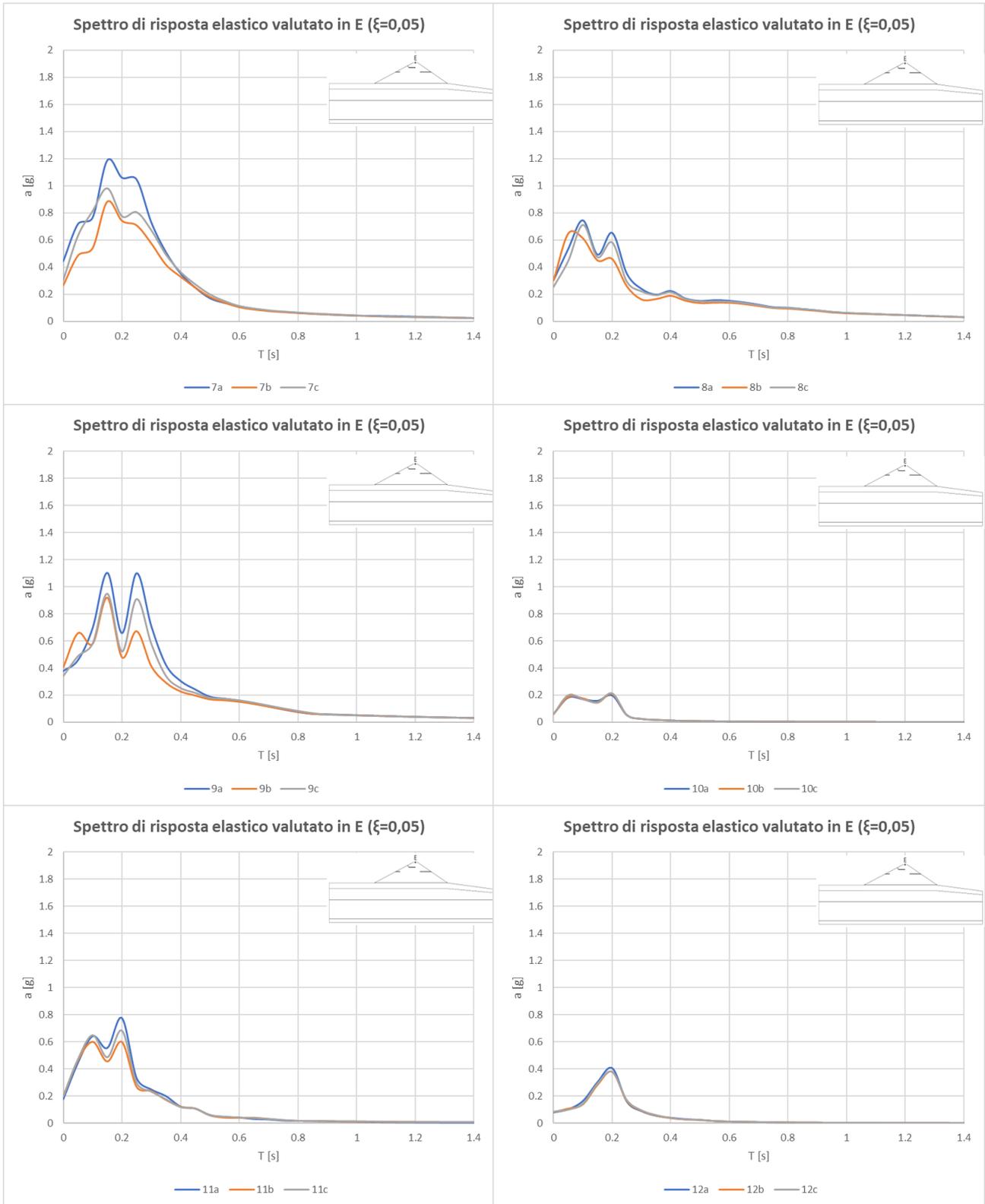


Figura 6-37 - Spettri di accelerazione valutati nel punto E per i sismi 7-12

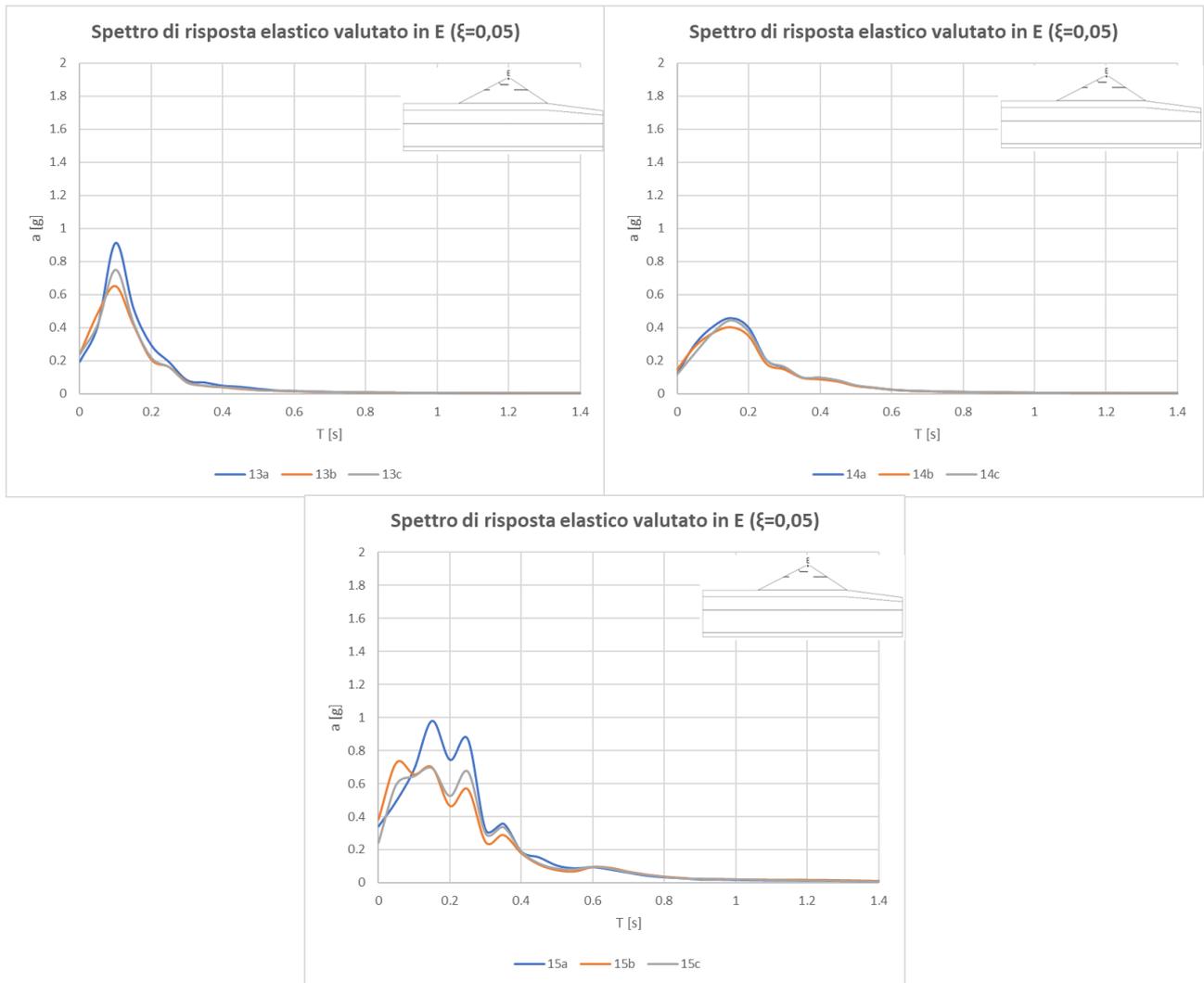


Figura 6-38 - Spettri di accelerazione valutati nel punto E per i sismi 13-15

6.4 – Analisi degli spostamenti permanenti indotti dal sisma

In questo paragrafo, vengono riportati e analizzati gli spostamenti permanenti derivanti dalle analisi sismiche. Gli spostamenti sono stati valutati al raggiungimento dell'equilibrio statico, nella fase post-sisma, sia in termini di spostamenti orizzontali e verticali del volume potenzialmente instabile di valle sia in termini di cedimenti medi sul coronamento.

6.4.1 – Spostamenti orizzontali e verticali del volume potenzialmente instabile

Gli spostamenti permanenti del volume potenzialmente instabile sono stati calcolati come valori medi di tutti gli spostamenti interni alla potenziale superficie di scorrimento, individuata utilizzando il parametro della massima deformazione a taglio, detto "Maximum Shear Strain Increment". Questo parametro rappresenta il raggio del cerchio di Mohr delle deformazioni, così definito:

$$ssi = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{yy})^2 + 4\varepsilon_{xy}^2} \quad (6.2)$$

in cui ε_{xx} , ε_{yy} e ε_{xy} sono le componenti del tensore delle deformazioni. Si sottolinea che le superfici di scorrimento determinate per il modello con tre tane risultano quasi sempre più estese di quelle relative al modello a una tana.

I valori di spostamento permanente orizzontali e verticali sono riportati in Tabella 6-1.

Spostamenti permanenti del volume instabile						
Sisma	Modello a		Modello b		Modello c	
	s_x [cm]	s_y [cm]	s_x [cm]	s_y [cm]	s_x [cm]	s_y [cm]
1	15.8	-4.6	21.9	-5.3	19.5	-6.5
2	19.5	-6.1	24.5	-6.7	24.3	-8.1
3	20.6	-6.6	25.5	-6.9	22.7	-9.0
4	5.3	-1.9	8.8	-2.0	7.4	-2.9
5	8.6	-2.9	14.2	-3.9	11.4	-4.3
6	2.9	-0.9	5.8	-1.3	5.9	-1.0
7	7.7	-2.7	12.6	-3.1	11.4	-3.6
8	3.5	-1.7	7.2	-2.7	7.3	-3.0
9	7.7	-2.2	10.8	-2.9	8.4	-3.3
10	0.2	-0.1	0.6	-0.2	0.7	-0.3
11	4.1	-1.5	7.0	-2.2	8.3	-2.2
12	0.3	-0.1	0.6	-0.3	0.8	-0.3
13	1.5	-0.7	3.2	-0.9	3.3	-1.0
14	0.8	-0.4	1.6	-0.7	1.9	-0.6
15	7.7	-2.9	12.2	-3.7	9.9	-4.1

Tabella 6-1 – Spostamenti permanenti orizzontali e verticali del volume potenzialmente instabile sul pendio di valle

Per confrontare i risultati degli spostamenti orizzontali con dei valori di spostamento ammissibile, si introducono le soglie di danno proposte da Idriss (1985):

- 0 ÷ 5 cm per un danno irrilevante;
- 5 ÷ 15 cm per un danno minimo;

- 15 ÷ 30 cm per un danno moderato;
- oltre i 30 cm per un danno elevato.

In Figura 6-39 sono riportati gli spostamenti permanenti orizzontali del volume potenzialmente instabile e le relative soglie di danno. Il grafico mostra che la maggior parte dei sismi provoca dei danni limitati alla struttura. Solo i sismi 1, 2 e 3 raggiungono un livello di danno moderato. Inoltre, la presenza di tane incrementa lo spostamento di una quantità non trascurabile rispetto al modello senza tane. Si noti che per i sismi 6, 8 e 11 si passa da una condizione di danno irrilevante per il modello a ad una condizione di danno minimo per i modelli con una o più tane.

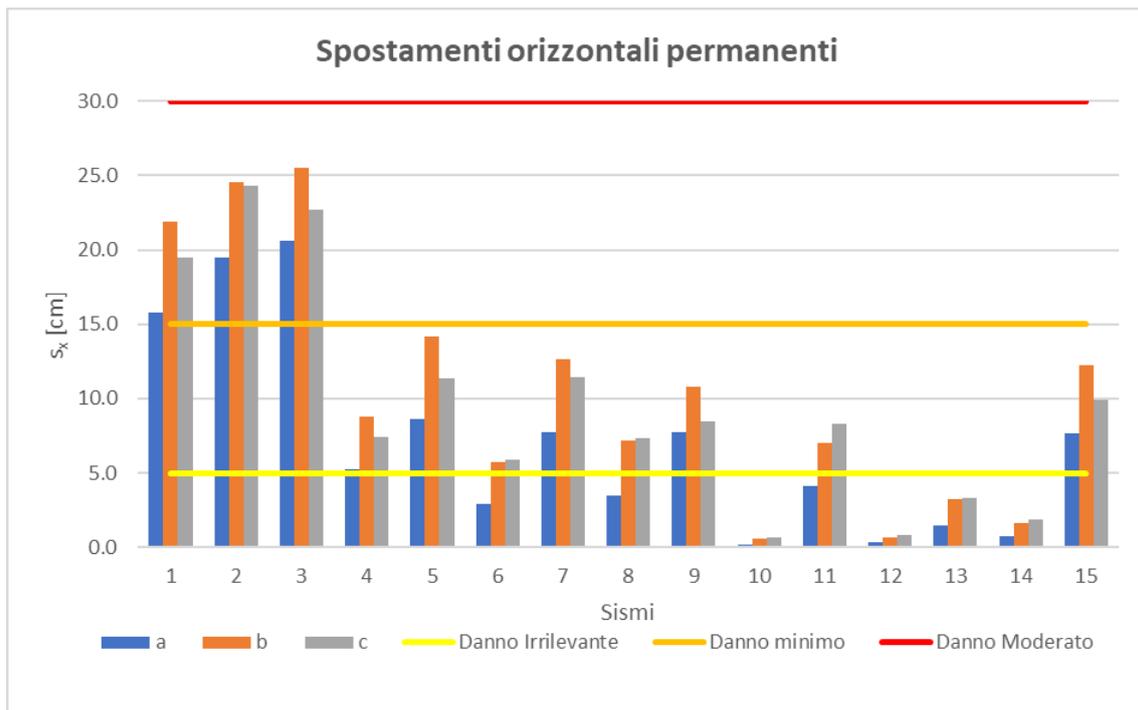


Figura 6-39 – Spostamenti permanenti orizzontali del volume potenzialmente instabile

Con lo scopo di verificare una correlazione tra spostamenti permanenti del versante di valle e parametri di scuotimento, sono stati realizzati i seguenti grafici di Figura 6-40, Figura 6-41, Figura 6-42, Figura 6-43, Figura 6-44, Figura 6-45, Figura 6-46, Figura 6-47, Figura 6-48, Figura 6-49, Figura 6-50 e Figura 6-51, in cui nell'asse delle ordinate sono riportati i valori di spostamento mentre nell'asse delle ascisse sono riportati i valori dei parametri di scuotimento analizzati. La correlazione lineare è misurata dal coefficiente di determinazione, che stima la forza della relazione lineare tra variabile dipendente e variabile indipendente. Per quanto riguarda gli spostamenti orizzontali, le linee di tendenza riferite al modello *b* risultano essere maggiori rispetto alle linee di tendenza del modello *c*. Se si osservano gli spostamenti verticali, invece, questo andamento risulta invertito. In ogni caso, le linee di tendenza riferite al modello senza tane sono sempre inferiori rispetto ai modelli con presenza di tane. Le rette di interpolazione crescono, in tutti i casi, con l'aumentare del valore del parametro di scuotimento, fatta eccezione per la frequenza media, in cui i valori di spostamento permanente orizzontale e verticale sono maggiori alle basse frequenze.

In generale, l'intensità di Arias è il parametro di scuotimento con la maggior correlazione lineare rispetto ai valori di spostamento, sia orizzontali sia verticale. Correlazioni lineari discrete si hanno per la PGV, la PGD, la PGA e la frequenza media. La durata significativa, invece, è caratterizzata da una correlazione lineare molto debole.

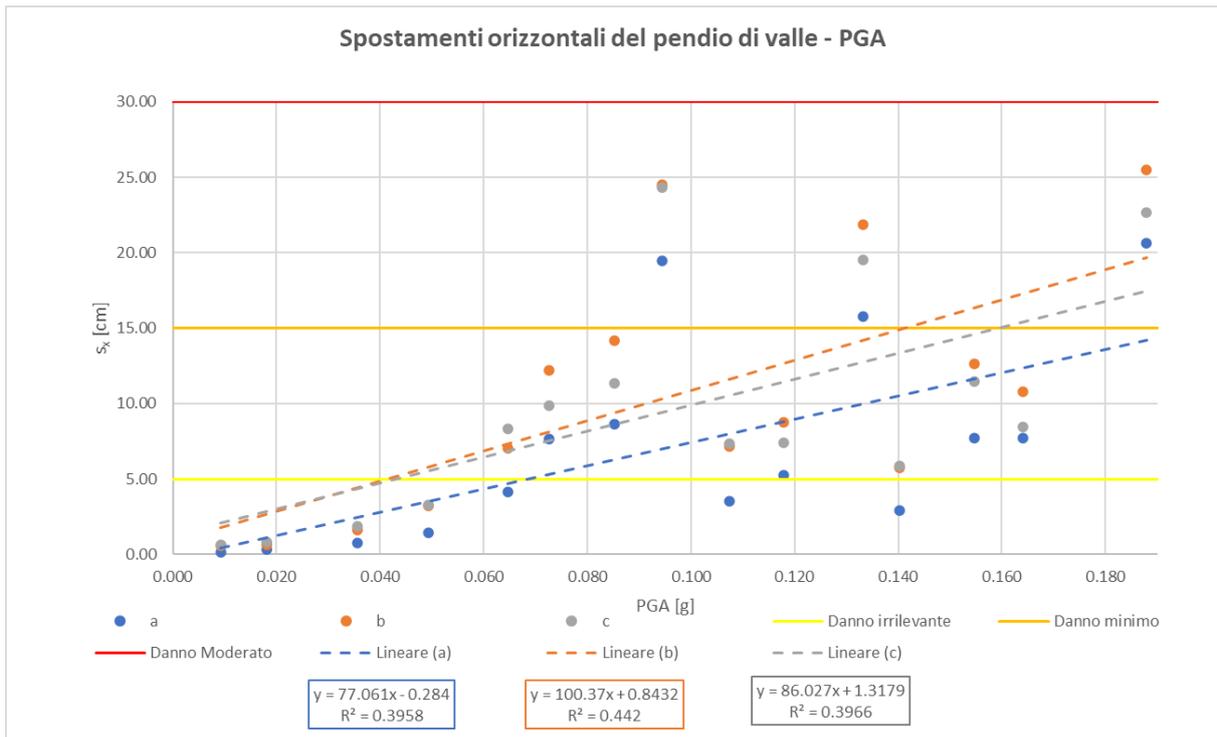


Figura 6-40 – Confronto tra spostamenti orizzontali e PGA

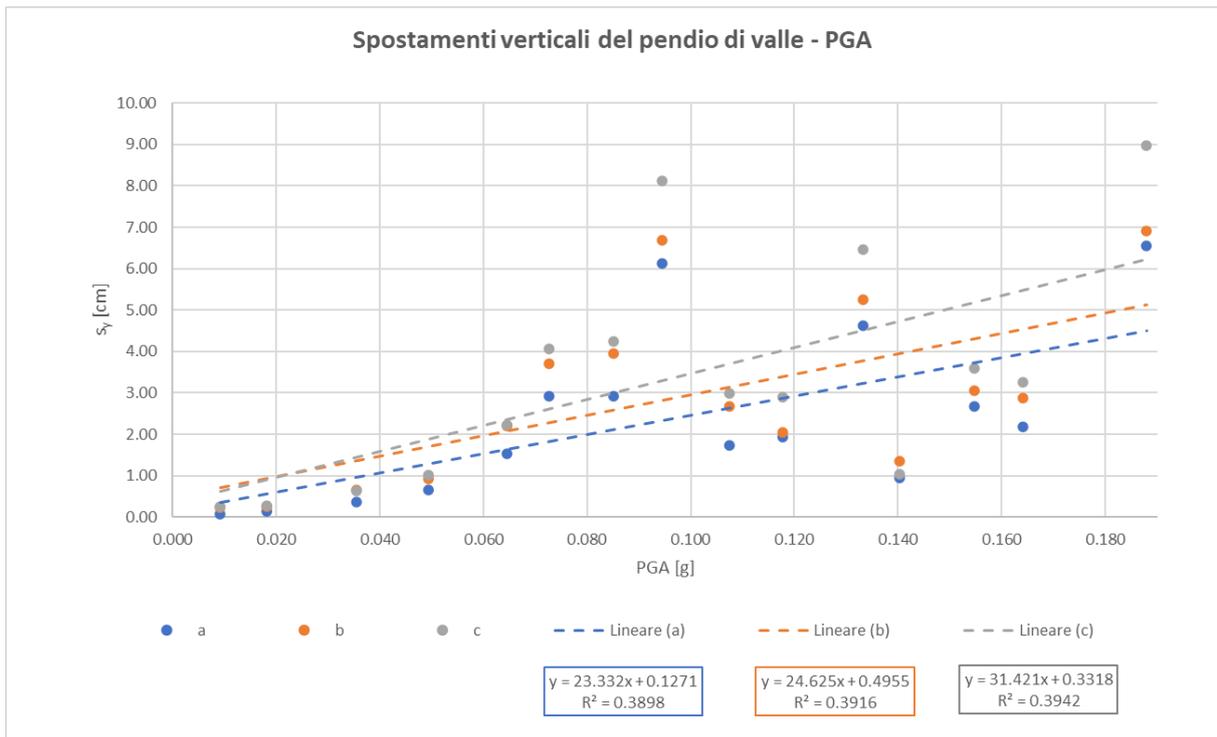


Figura 6-41 – Confronto tra spostamenti verticali e PGA

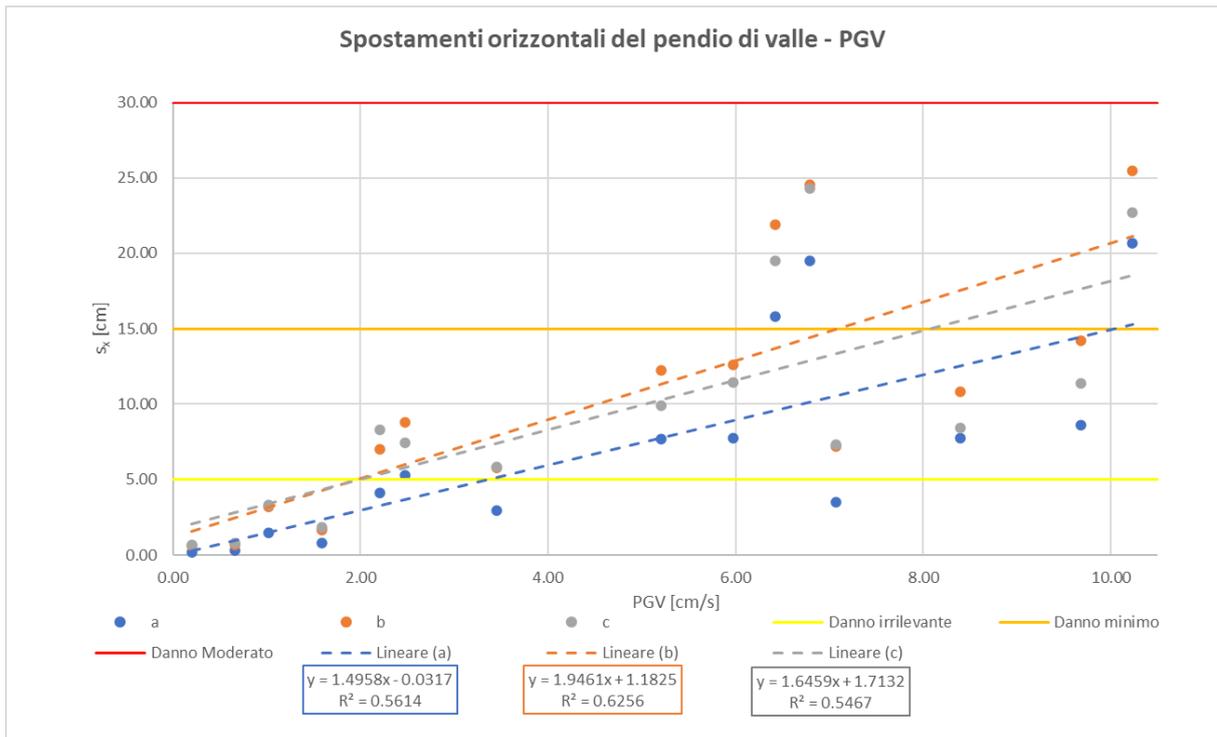


Figura 6-42 – Confronto tra spostamenti orizzontali e PGV

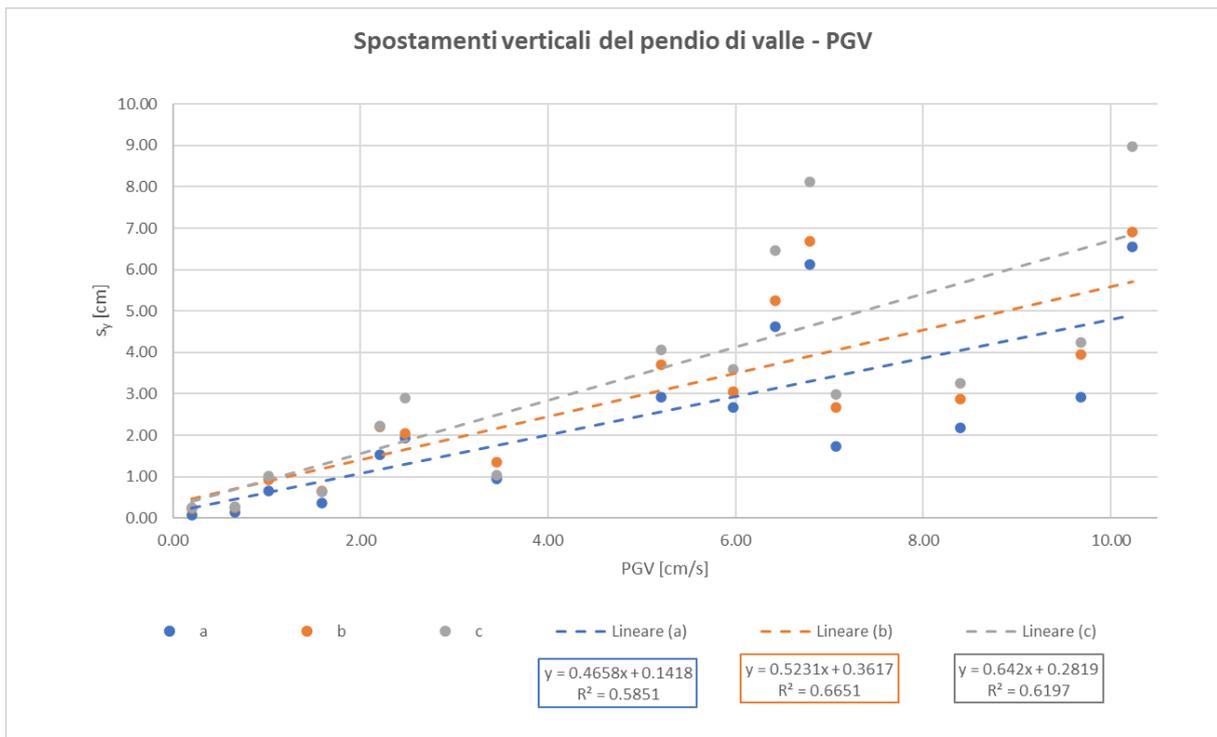


Figura 6-43 – Confronto tra spostamenti verticali e PGV

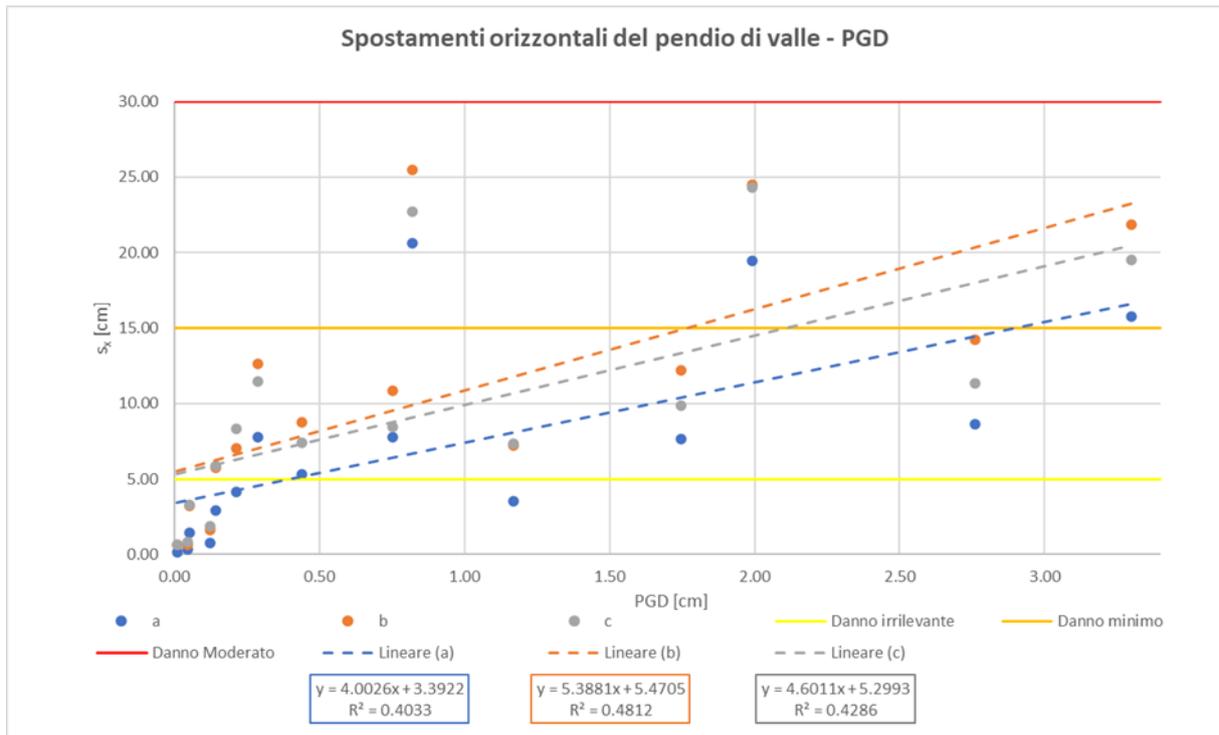


Figura 6-44 – Confronto tra spostamenti orizzontali e PGD

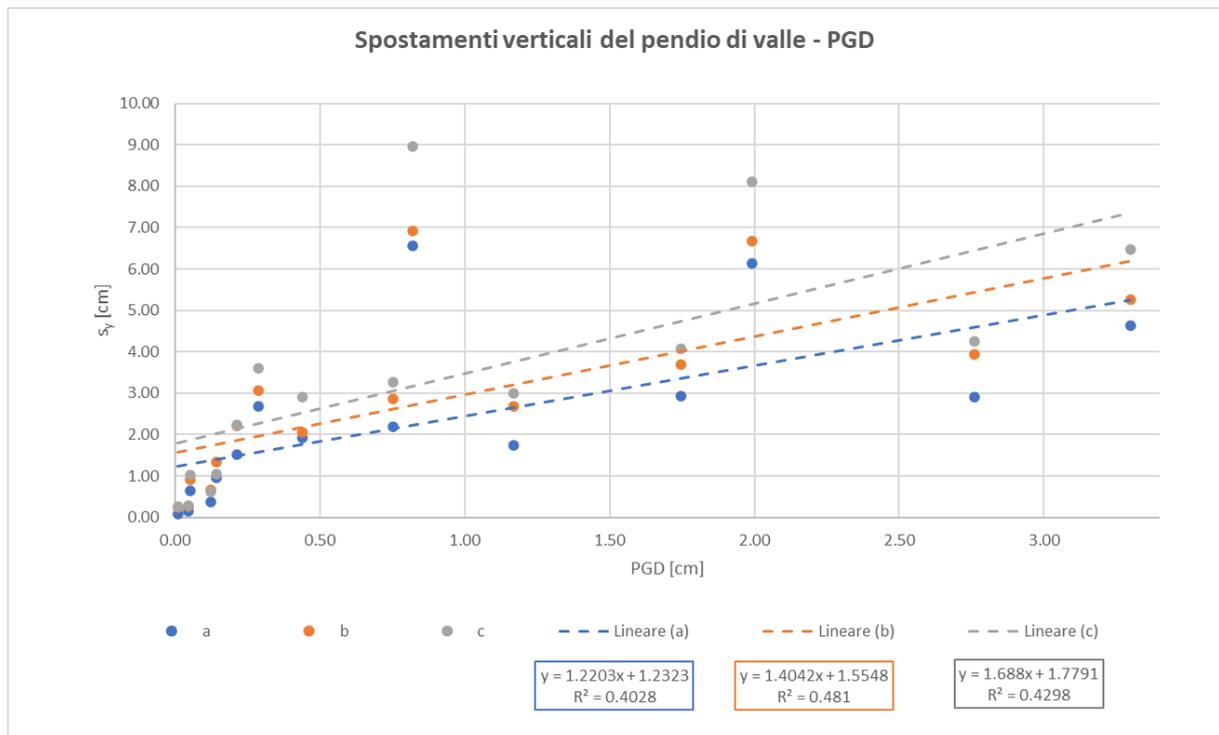


Figura 6-45 – Confronto tra spostamenti verticali e PGD

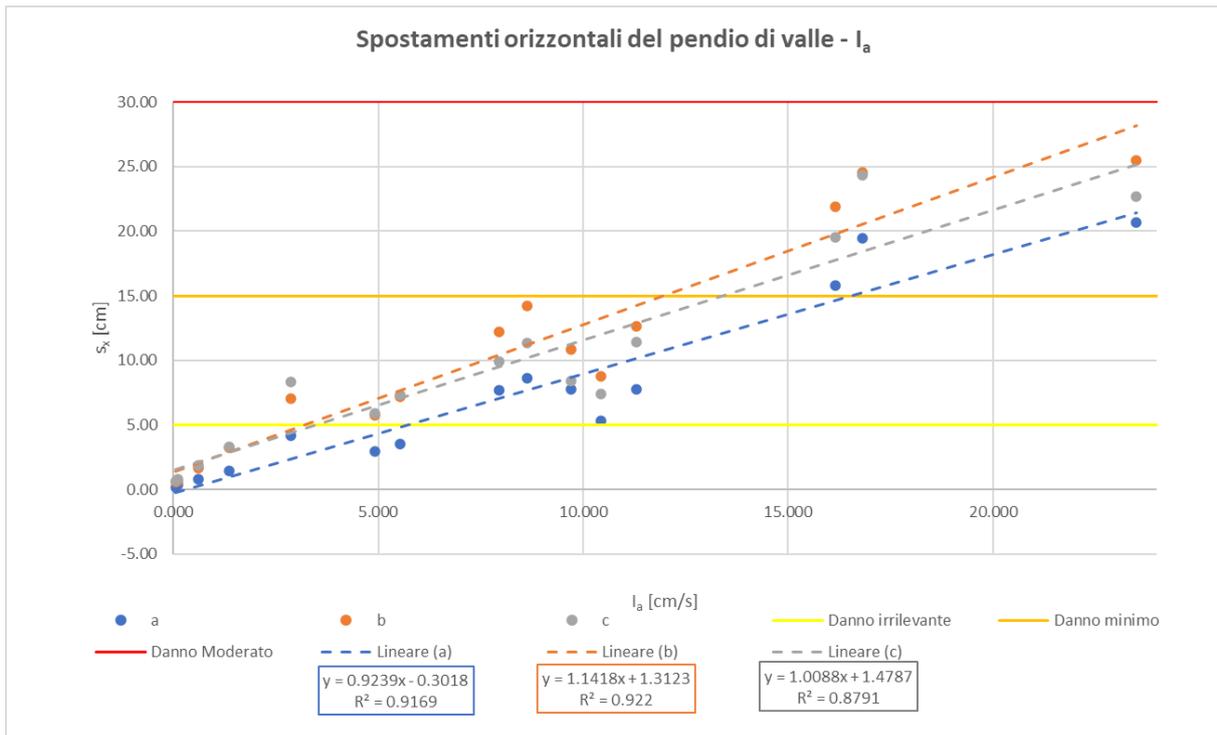


Figura 6-46 – Confronto tra spostamenti orizzontali e Intensità di Arias

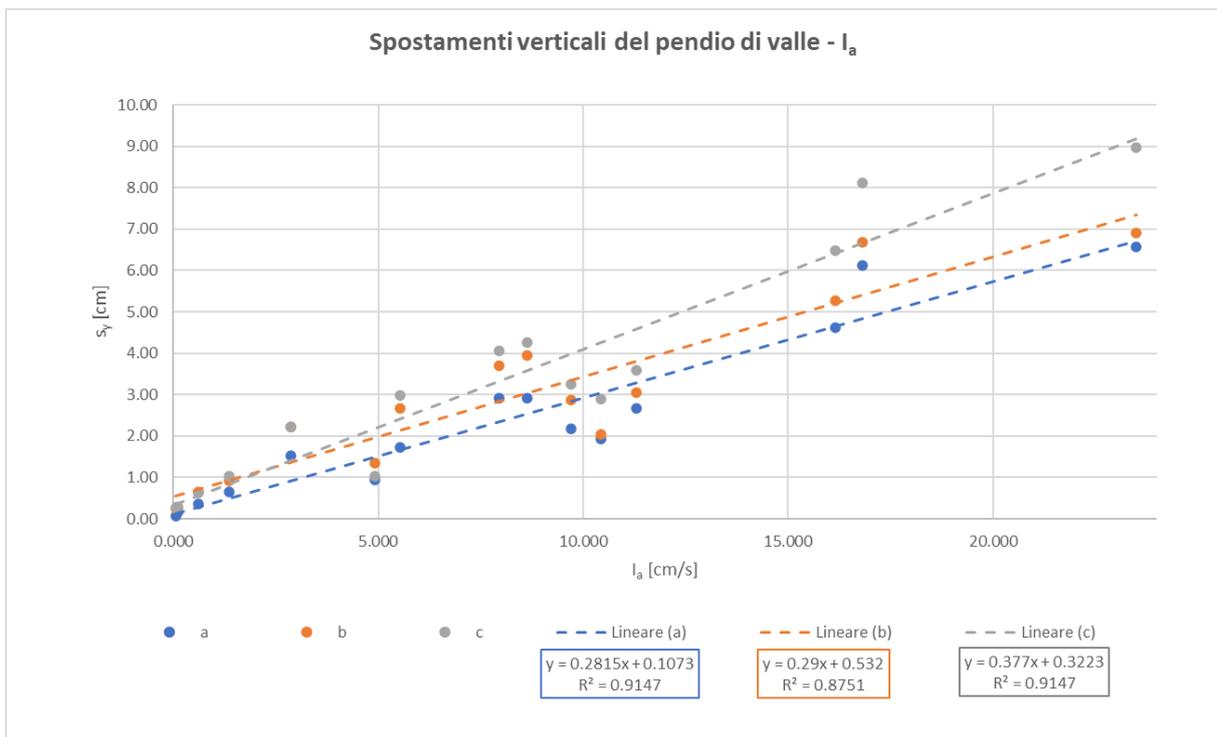


Figura 6-47 – Confronto tra spostamenti verticali e Intensità di Arias

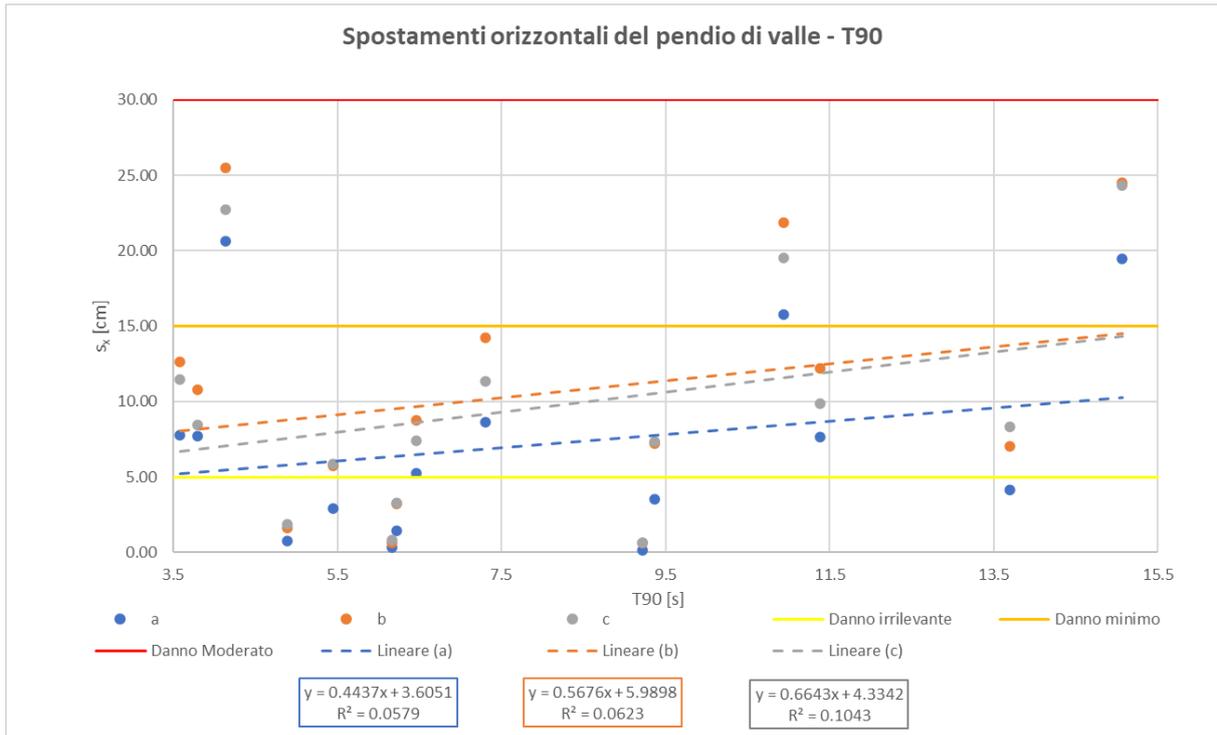


Figura 6-48 – Confronto tra spostamenti orizzontali e durata significativa

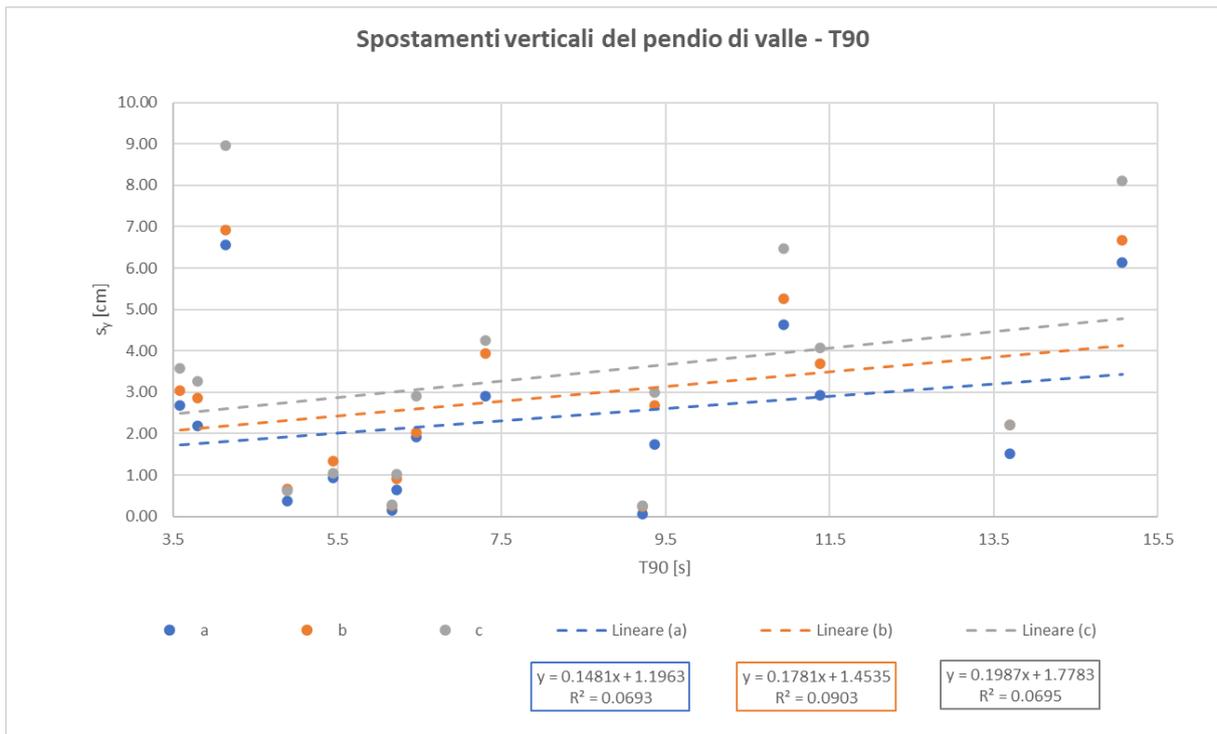


Figura 6-49 – Confronto tra spostamenti verticali e durata significativa

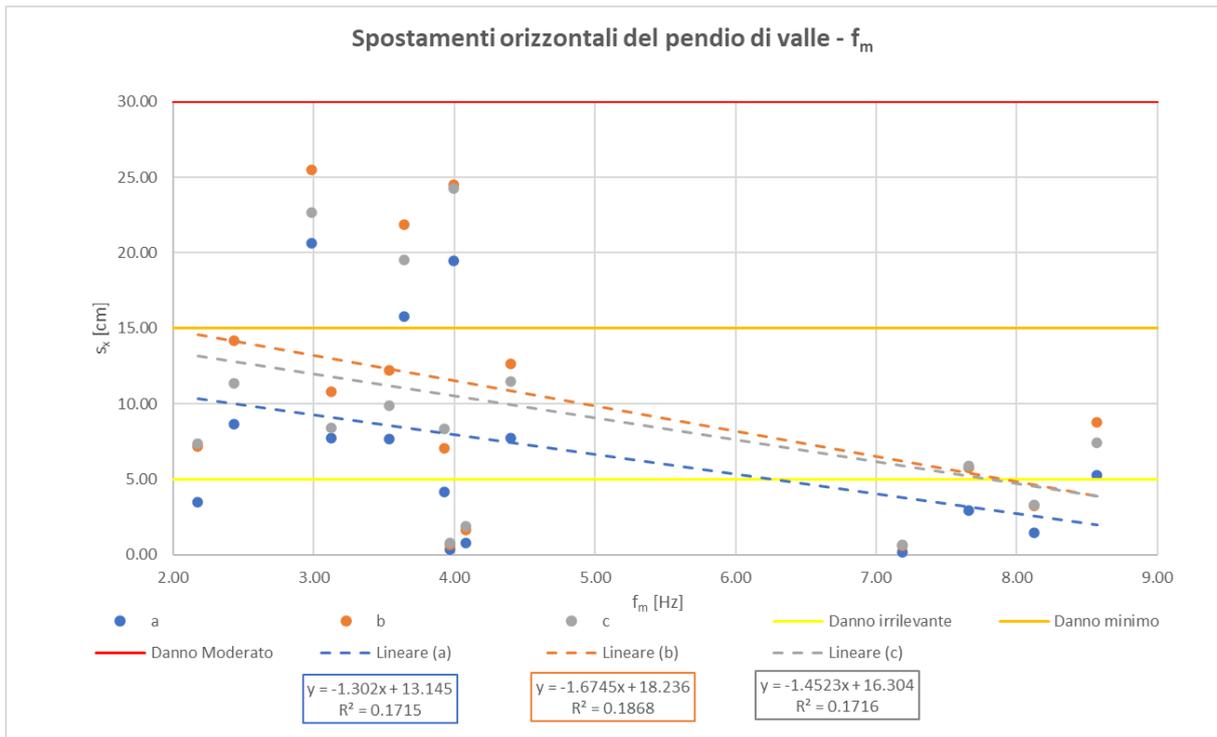


Figura 6-50 – Confronto tra spostamenti orizzontali e frequenza media

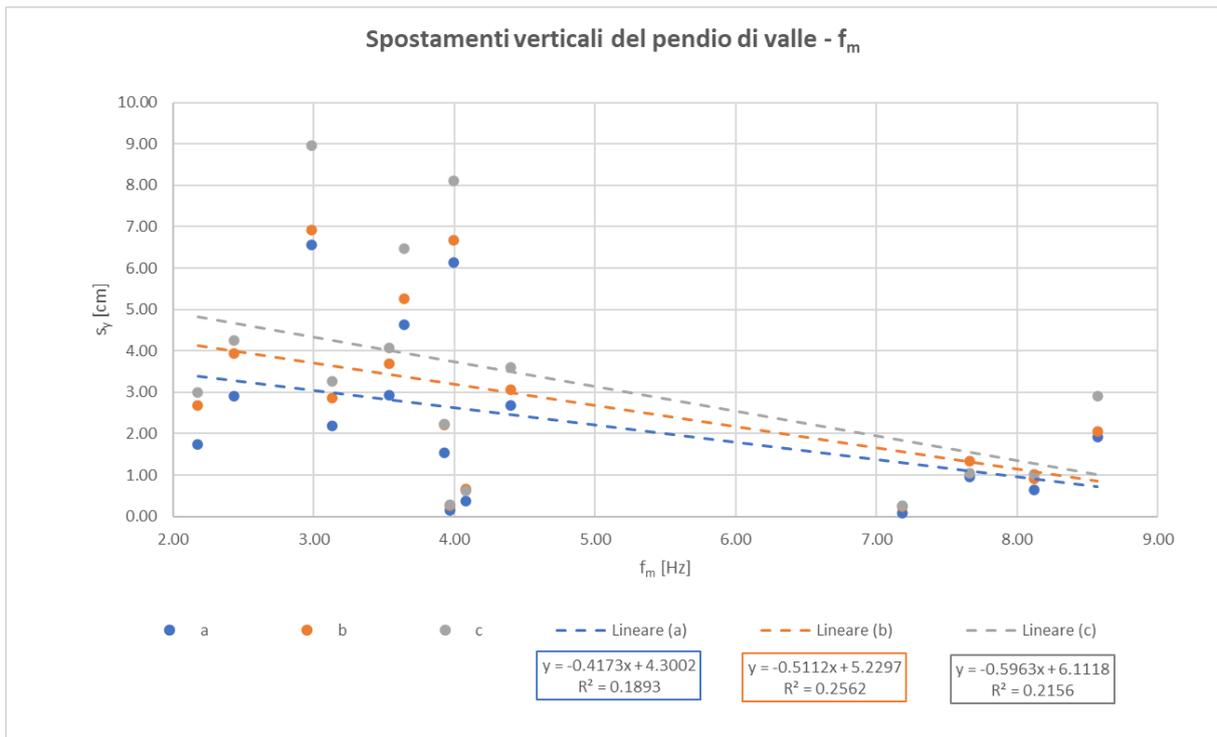


Figura 6-51 – Confronto tra spostamenti verticali e frequenza media

In Tabella 6-2 sono riportati gli incrementi percentuali di spostamento permanente dei modelli con una o più tane rispetto al modello senza tane. La Figura 6-52 e la Figura 6-53 mostrano come gli incrementi di spostamento siano maggiori per i sismi con bassi valori di intensità di Arias. La Figura 6-54 e la Figura 6-55, invece, evidenziano un andamento crescente degli incrementi di spostamento con l'aumentare della frequenza media.

Incrementi percentuali degli spostamenti permanenti del pendio di valle riferiti al modello a				
Sisma	Modello b		Modello c	
	$\Delta s_x/s_{xa}$ [%]	$\Delta s_y/s_{ya}$ [%]	$\Delta s_x/s_{xa}$ [%]	$\Delta s_y/s_{ya}$ [%]
1	38.50	13.77	23.52	39.98
2	25.96	8.93	24.75	32.31
3	23.49	5.40	9.94	36.64
4	66.27	6.19	40.41	50.58
5	64.61	35.26	31.58	45.90
6	96.96	41.92	100.64	9.90
7	63.10	14.11	47.76	34.19
8	104.97	53.93	108.89	72.11
9	39.75	31.55	8.86	49.52
10	254.14	240.71	282.16	273.01
11	69.68	44.95	101.10	45.63
12	96.30	75.57	143.83	88.52
13	119.57	41.65	126.17	57.16
14	111.27	77.86	141.93	69.70
15	59.41	26.50	28.75	39.11

Tabella 6-2 – Incrementi percentuali di spostamento permanente riferiti al modello senza tane

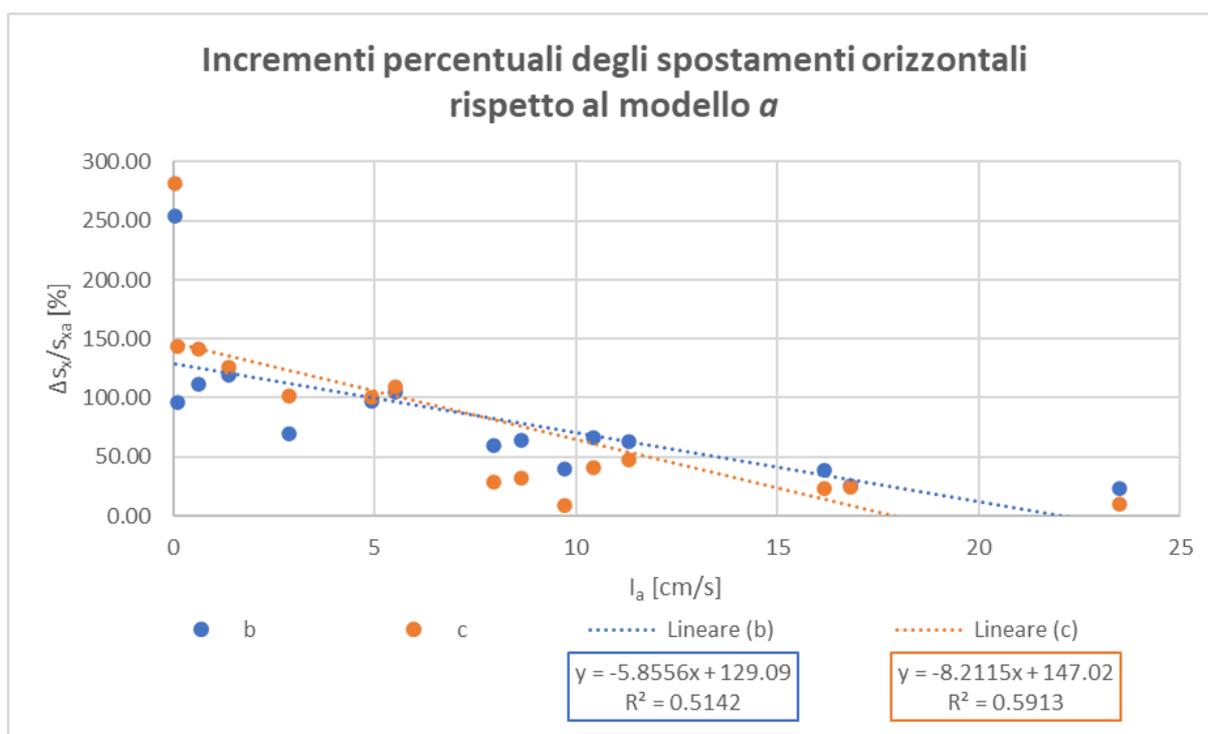


Figura 6-52 – Confronto tra incrementi percentuali di spostamento orizzontale e Intensità di Arias

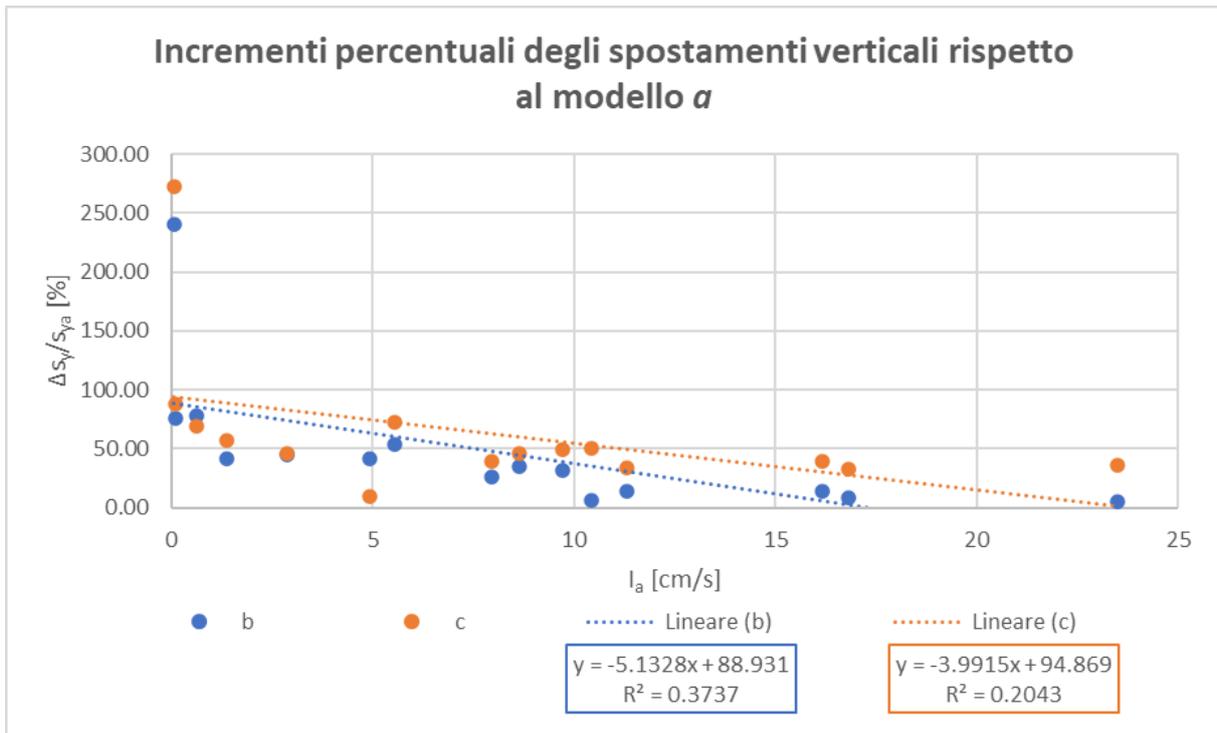


Figura 6-53 - Confronto tra incrementi percentuali di spostamento verticale e Intensità di Arias

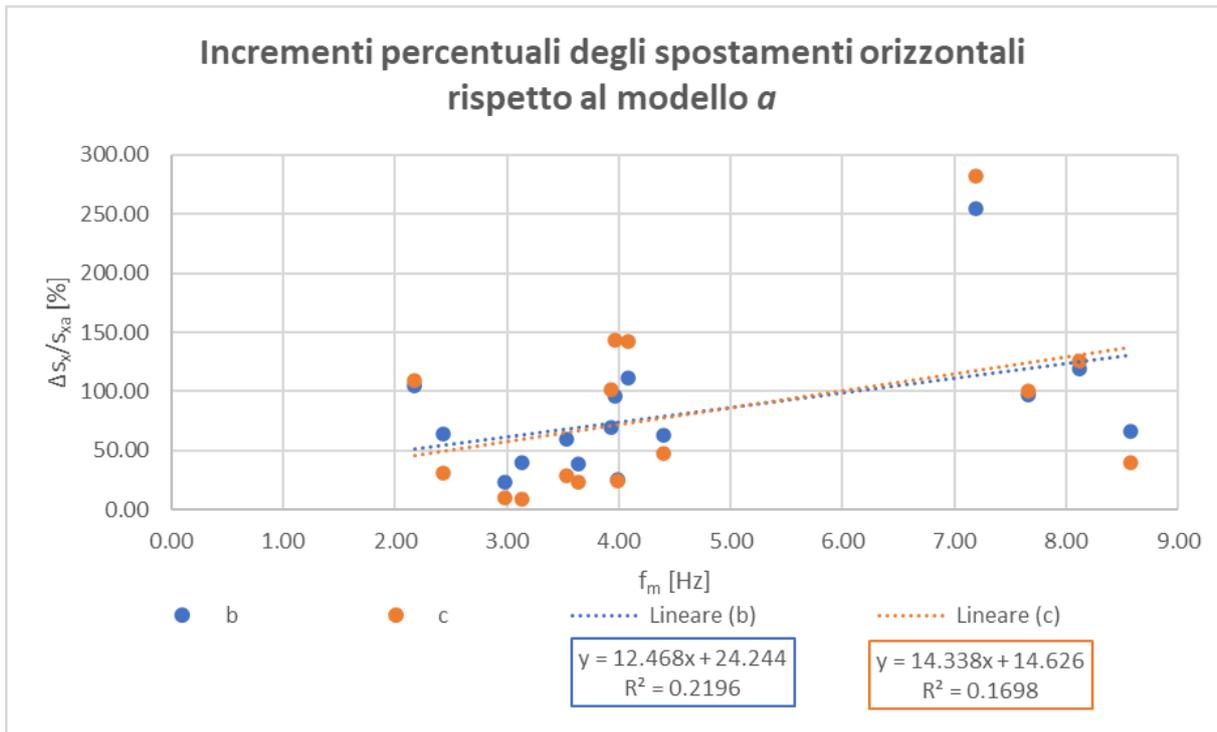


Figura 6-54 - Confronto tra incrementi percentuali di spostamento orizzontale e frequenza media

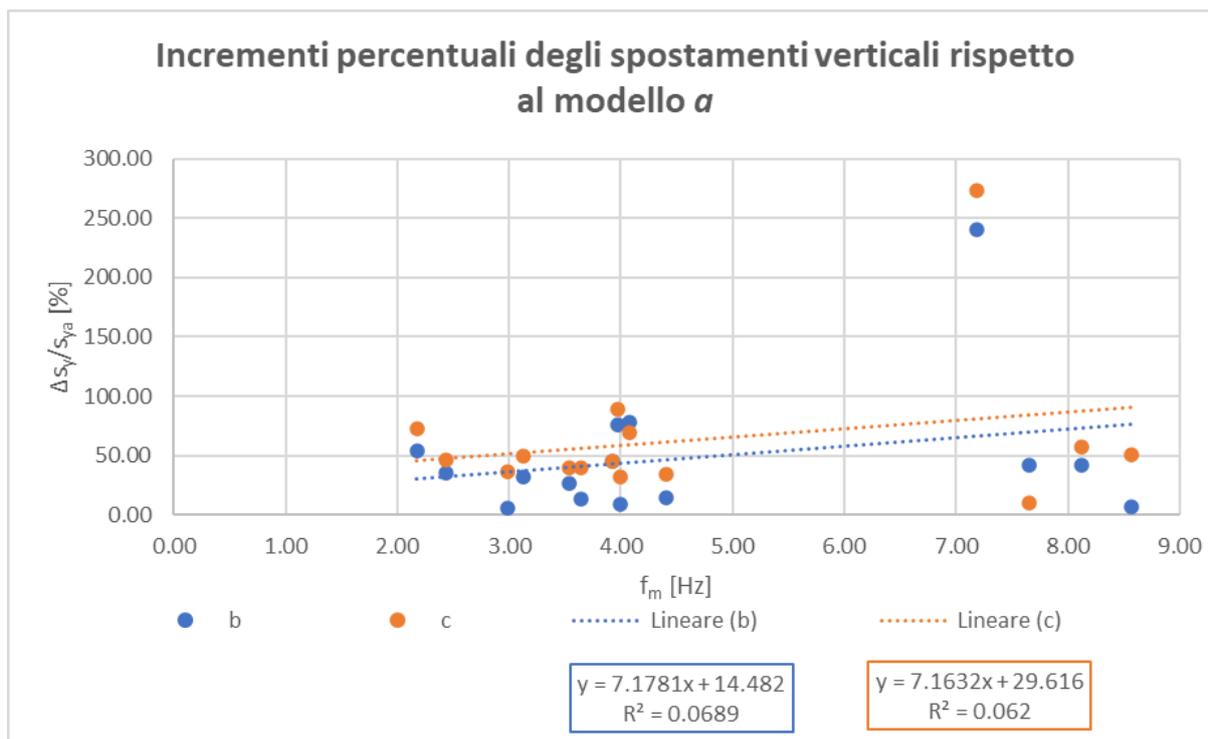


Figura 6-55 - Confronto tra incrementi percentuali di spostamento verticale e frequenza media

6.4.2 – Cedimenti sul coronamento

I cedimenti sul coronamento sono stati valutati come il valore medio degli spostamenti verticali permanenti che si sono verificati nei punti di controllo D, E, F. Gli spostamenti permanenti fanno riferimento ai risultati dell'analisi in fase post-sisma.

I valori dei cedimenti medi sulla cresta della diga sono riportati in Tabella 6-3.

Cedimenti permanenti sul coronamento			
Sisma	Modello a	Modello b	Modello c
	s_y [cm]	s_y [cm]	s_y [cm]
1	-5.21	-7.28	-5.88
2	-7.80	-9.85	-8.40
3	-5.46	-10.60	-7.78
4	-0.77	-3.57	-2.64
5	-2.51	-4.83	-3.99
6	-0.48	-2.10	-1.56
7	-2.89	-5.15	-3.82
8	-0.63	-1.86	-1.21
9	-2.84	-4.23	-2.97
10	-0.01	-0.04	-0.01
11	-0.73	-1.90	-1.15
12	-0.01	-0.08	-0.02
13	-0.04	-0.67	-0.61
14	-0.03	-0.33	-0.14
15	-1.72	-3.55	-2.31

Tabella 6-3 – Valori di cedimento medio valutati sul coronamento

Per confrontare i risultati dei cedimenti medi con dei valori di cedimento ammissibile, si introducono le soglie di danno proposte da Swaisgood (2003):

- 0 ÷ 0,1 %H per un danno irrilevante;
- 0,1 ÷ 0,5 %H per un danno minimo;
- 0,5 ÷ 1 %H per un danno moderato;
- oltre l'1%H per un danno elevato.

I valori soglia sono espressi in termini di cedimento percentuale, normalizzato rispetto alla somma dell'altezza della diga e dell'altezza dello strato di fondazione deformabile (H). Nel caso in esame, il fattore H è pari a 30 m, per cui le soglie di danno diventano:

- 0 ÷ 3 cm per un danno irrilevante;
- 3 ÷ 15 cm per un danno minimo;
- 15 ÷ 30 cm per un danno moderato;
- oltre i 30 cm per un danno elevato.

In Figura 6-56 vengono mostrati i valori di cedimento medio per i 15 segnali di input. A differenza degli spostamenti permanenti orizzontali del versante di valle, per i cedimenti sul coronamento non viene mai superata la soglia di danno moderato. Si ha una condizione di danno minimo per i sismi 1, 2, e 3 sia in assenza sia in presenza di difetti. I sismi 4, 5, 7, 9 e 15 presentano tale condizione solo per i modelli b e c.

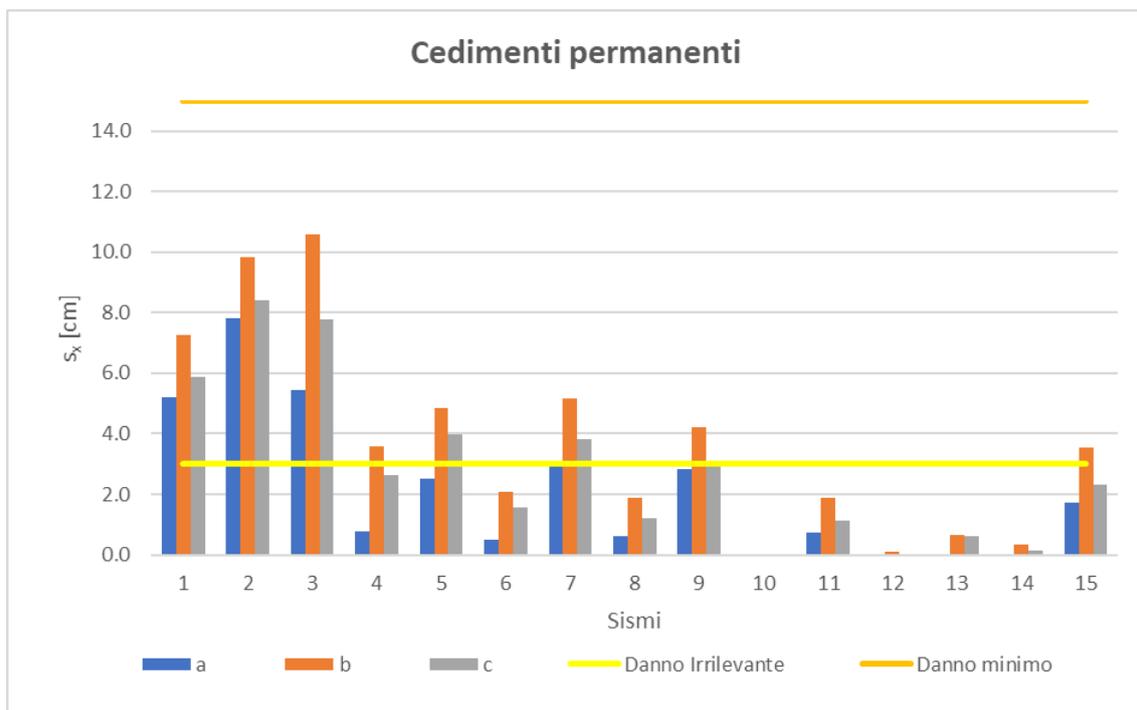


Figura 6-56 – Cedimenti medi sul coronamento

In analogia a quanto fatto per gli spostamenti permanenti del volume potenzialmente instabile di valle, in Figura 6-57, Figura 6-58, Figura 6-59, Figura 6-60, Figura 6-61 e Figura 6-62 vengono confrontati i cedimenti sulla cresta con i parametri di scuotimento analizzati. Così come accade per gli spostamenti permanenti orizzontali, anche i cedimenti sulla cresta presentano linee di tendenza maggiori per il modello a una tana, seguono il modello a tre tane e quello in assenza di tane. In tutti i casi, le rette di interpolazione crescono all'aumentare del parametro di scuotimento, fatta eccezione

per la frequenza media, in cui l'andamento risulta invertito (decescente all'aumentare dei valori di frequenza). Le correlazioni lineari delle rette risultano meno accentuate rispetto agli spostamenti del versante di valle. La correlazione più forte è rappresentata dall'intensità di Arias.

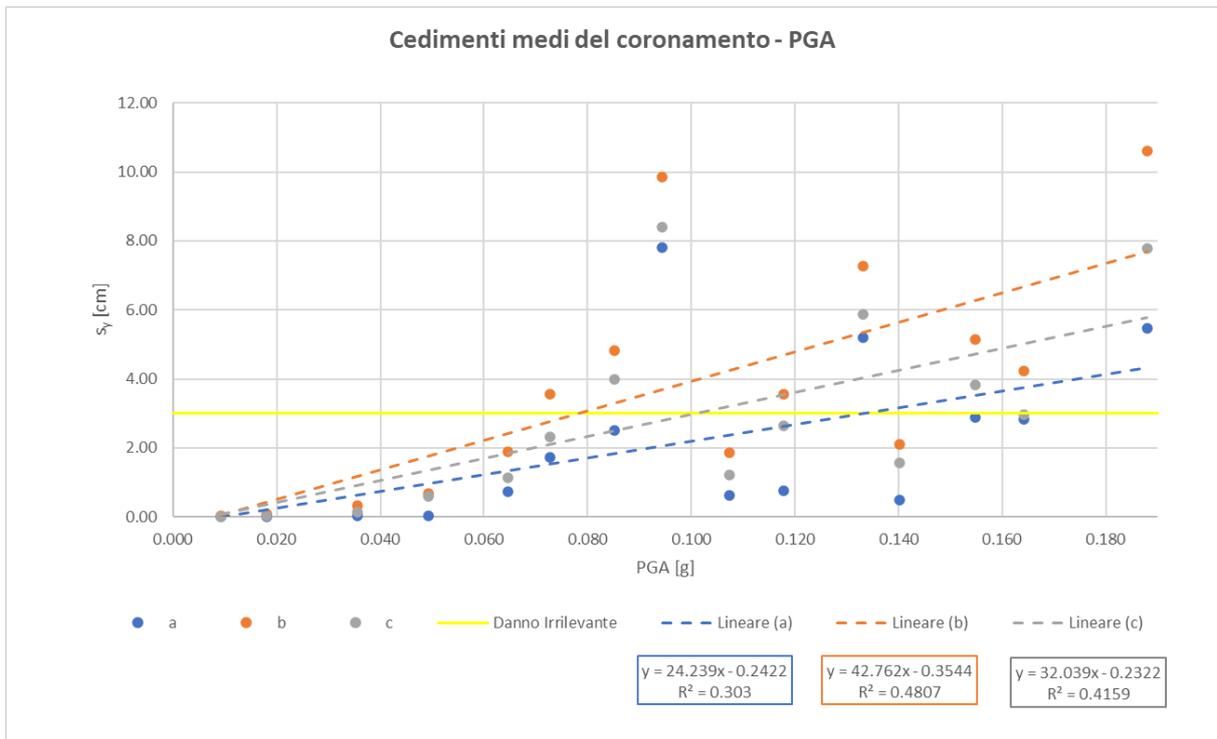


Figura 6-57 – Confronto tra cedimenti medi e PGA

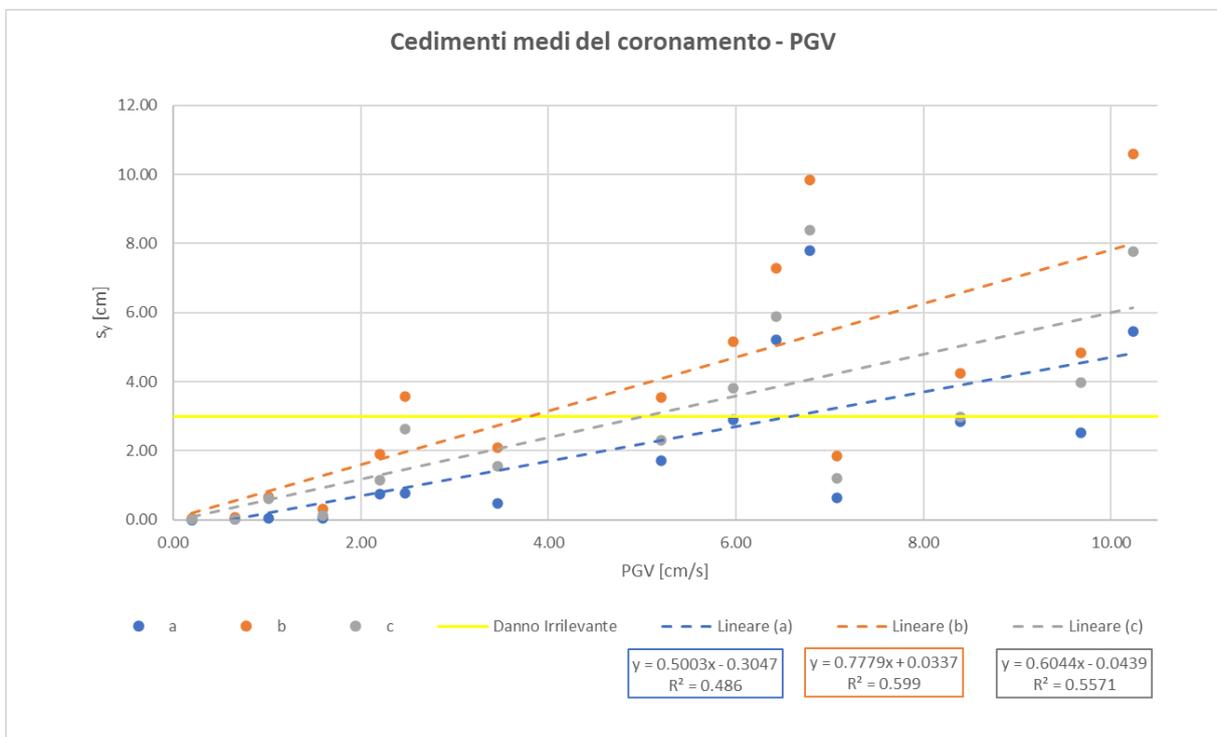


Figura 6-58 – Confronto tra cedimenti medi e PGV

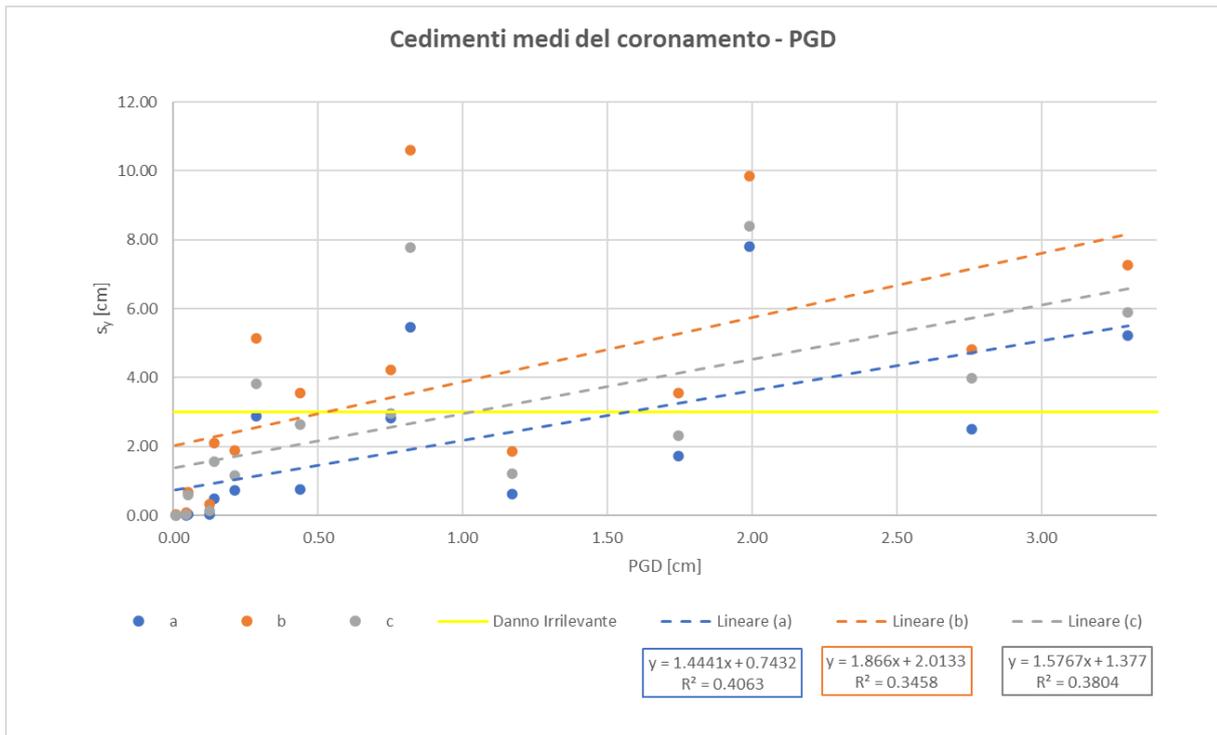


Figura 6-59 - Confronto tra cedimenti medi e PGD

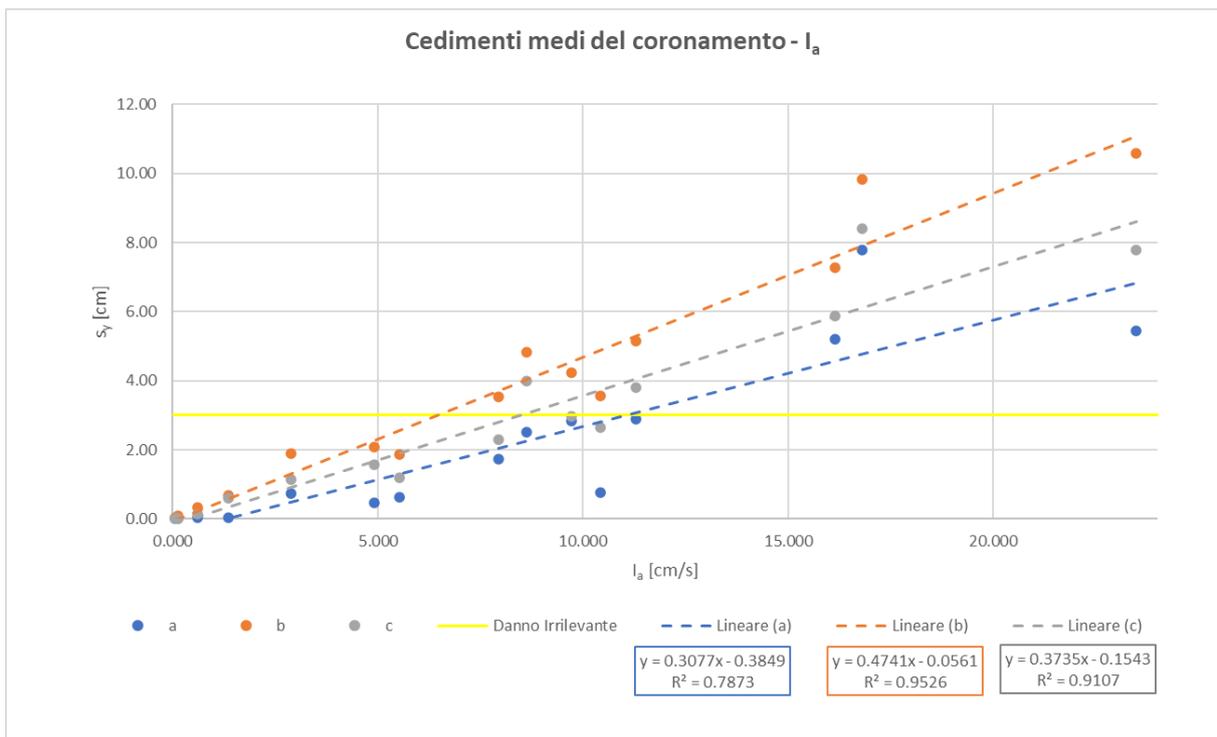


Figura 6-60 - Confronto tra cedimenti medi e Intensità di Arias

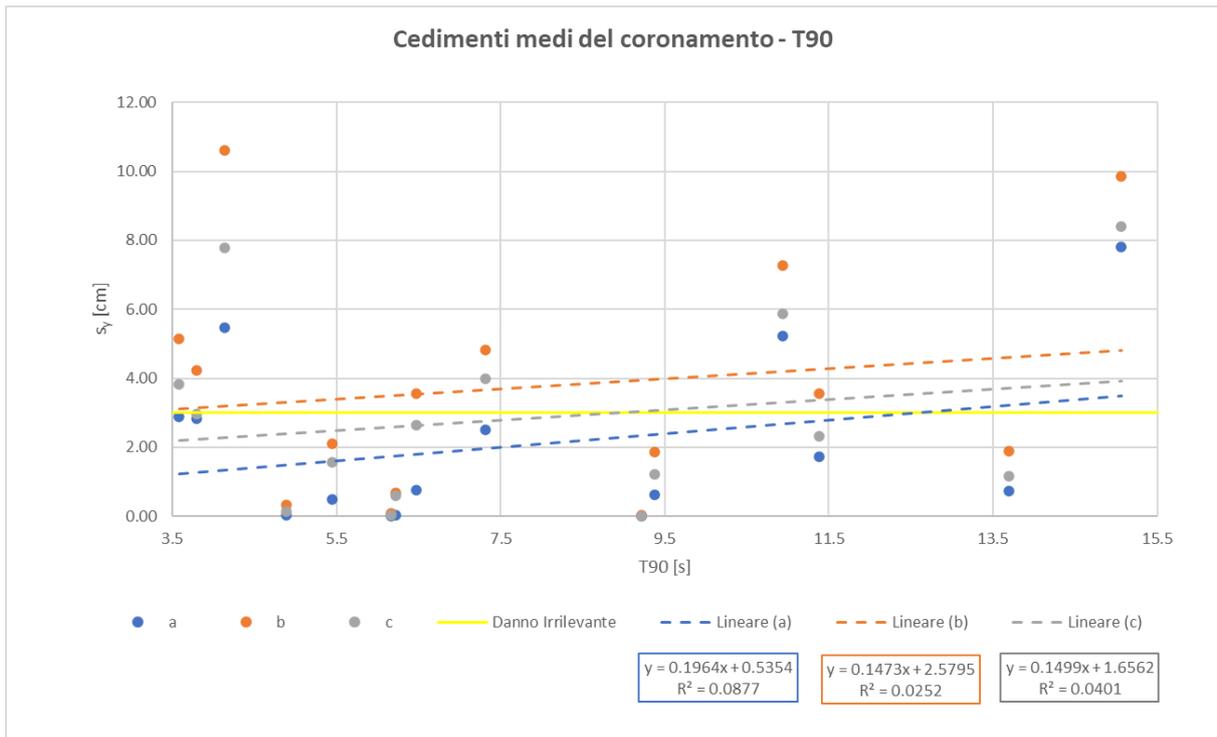


Figura 6-61 - Confronto tra cedimenti medi e durata significativa

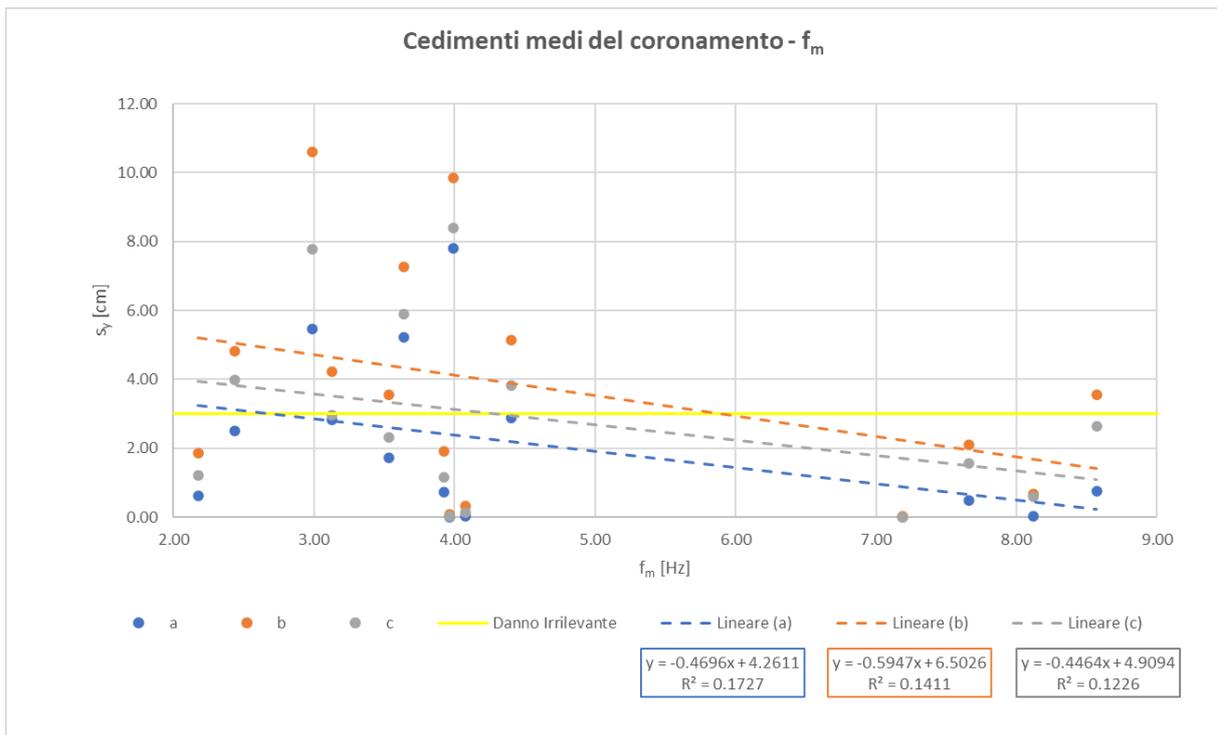


Figura 6-62 - Confronto tra cedimenti medi e frequenza media

In Tabella 6-4 sono riportati gli incrementi percentuali di cedimento medio dei modelli in presenza di tane rispetto al modello senza tane. La Figura 6-63 mostra un andamento decrescente dei valori di cedimento all'aumentare dell'intensità di Arias, mentre la Figura 6-64 dimostra, ancora una volta, che all'aumentare della frequenza media, gli incrementi percentuali risultano più elevati. A differenza degli spostamenti sul pendio di valle, le pendenze delle rette sono maggiori per i cedimenti sul coronamento.

Incrementi percentuali dei cedimenti sul coronamento riferiti al modello a		
Sisma	Modello b	Modello c
	$\Delta s_y/s_{ya}$ [%]	$\Delta s_y/s_{ya}$ [%]
1	39.63	12.86
2	26.27	7.70
3	94.20	42.55
4	365.24	244.44
5	92.40	58.81
6	336.19	225.04
7	78.12	32.02
8	194.10	91.26
9	49.21	4.68
10	633.16	65.14
11	158.92	56.57
12	458.83	46.34
13	1680.24	1502.47
14	833.16	291.98
15	105.61	33.84

Tabella 6-4 – Incrementi percentuali di cedimento medio sul coronamento riferiti al modello senza tane

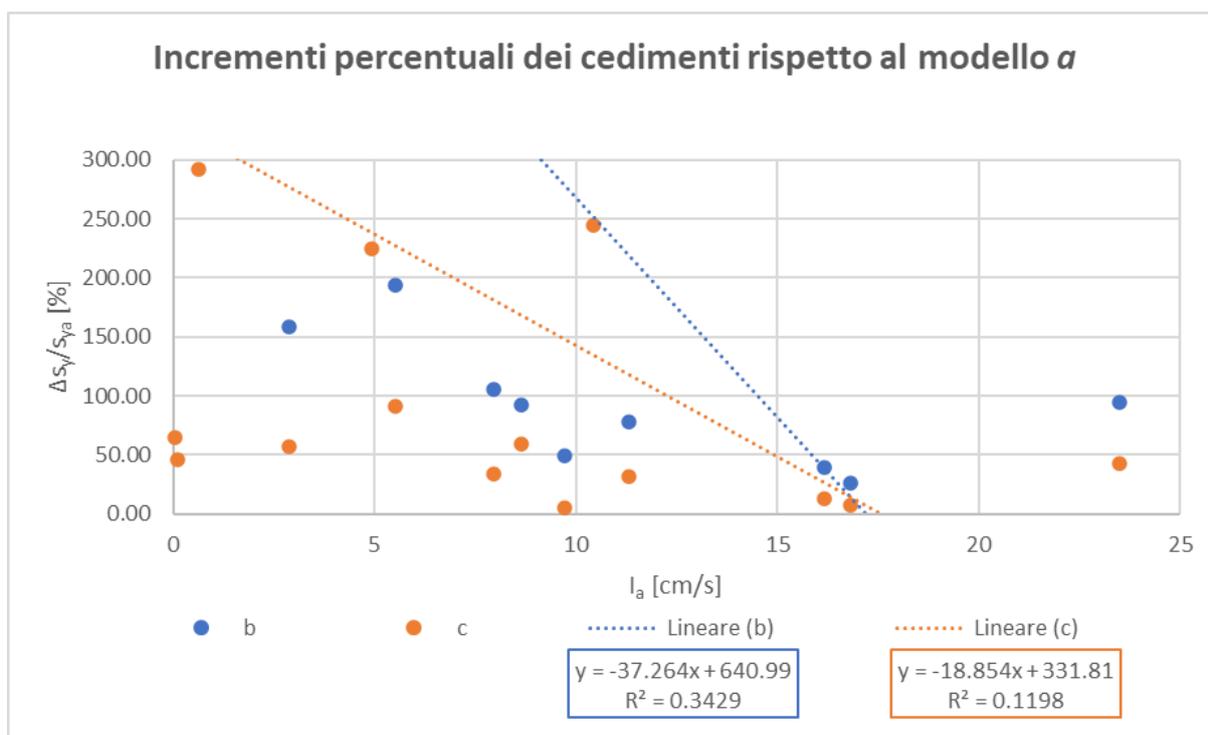


Figura 6-63 – Confronto tra incrementi percentuali di cedimento e Intensità di Arias

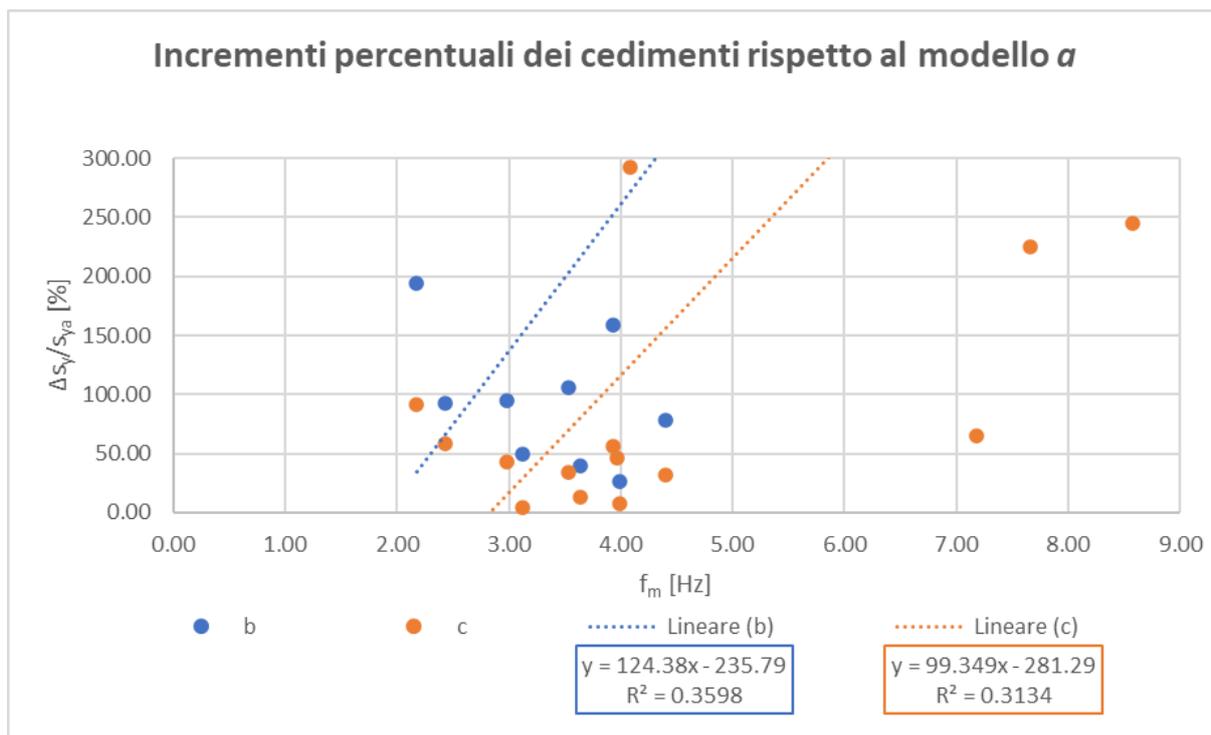


Figura 6-64 - Confronto tra incrementi percentuali di cedimento e frequenza media

7 - Conclusioni

Nel presente lavoro di tesi si è analizzato il comportamento dinamico di una diga in terra sita nella provincia di Cuneo, qualora l'opera sia interessata da difetti indotti dallo scavo di tane. Le analisi sono state condotte comparando il comportamento della diga in assenza e in presenza di una o più tane. Tutte le analisi sono state svolte mediante un approccio numerico avanzato, utilizzando il software FLAC 2D, in cui le sollecitazioni sismiche sono state definite mediante la selezione di 15 accelerogrammi naturali, scelti in funzione della sismicità del territorio italiano.

I risultati delle analisi numeriche hanno evidenziato come la presenza di difetti all'interno del corpo diga induca un aumento rilevante della vulnerabilità sismica delle dighe in terra. I difetti, nel caso analizzato, sono rappresentati dalle tane del tasso e della nutria. Le posizioni delle tane sono state scelte, coerentemente con quanto avviene generalmente in natura, in modo da ottenere una superficie freatica più alta rispetto a quella in assenza di difetti, così da raggiungere delle condizioni peggiori in termini di pressione interstiziale.

Per ciò che riguarda l'influenza sull'innalzamento del livello di falda, dovuto alla presenza delle tane, e sulla stabilità delle dighe in terra, i dati ottenuti confermano quanto riportato in letteratura. Inoltre, le analisi hanno evidenziato che la degradazione delle proprietà meccaniche, nelle zone dell'opera interessate dalle tane, non sembra generare particolari problemi di instabilità dei paramenti del corpo diga; eccetto in alcune particolari condizioni sismiche, in cui si è osservato che la presenza della tana può rappresentare un punto di innesco da cui si sviluppa la superficie dove si localizzano le deformazioni di taglio.

Questo è quanto si è particolarmente osservato per la tana della nutria con ingresso sul versante di monte. Infatti, sebbene nelle analisi statiche e di flusso stazionario essa non abbia influito particolarmente sui risultati finali, in alcune analisi sismiche si è osservata una marcata localizzazione delle deformazioni a taglio, che, a partire proprio dalla area della tana, ha interessato il versante di monte.

In ogni caso, è stato stimato che, affinché la degradazione delle proprietà meccaniche dovuta alla presenza di tane incida sulla stabilità della diga, è necessario che il rapporto del volume scavato dagli animali e del volume dell'intero rilevato sia non trascurabile (nel caso in esame, risulta pari a 1,4 %).

Più in dettaglio, i dati hanno evidenziato che la presenza di tane comporta una perdita di rigidità globale della struttura e, di conseguenza, un aumento della deformabilità della diga stessa. Le differenze, emerse tra il modello a una tana e il modello a tre tane, mostrano che la perdita di rigidità maggiore viene attribuita non tanto al numero di tane presenti, ma alla posizione che queste assumono e, quindi, all'influenza che esse operano sul moto di filtrazione nel corpo della diga. I dati evidenziano che il *modello a singola tana* è caratterizzato da uno smorzamento maggiore (come dimostrano gli spettri elastici di accelerazione) rispetto al *modello con la presenza di più tane*, ciò è probabilmente dovuto alla posizione della tana sul versante di monte, la quale influenza maggiormente l'incremento del livello della superficie freatica. Di contro, la tana posta sul versante di valle genera delle pressioni interstiziali maggiori nella zona al piede del pendio, producendo valori di spostamento orizzontale maggiori rispetto al caso di corpo diga privo di difetti.

In termini di entità degli spostamenti orizzontali dei paramenti del corpo diga, le analisi hanno evidenziato una marcata correlazione lineare con l'intensità di Arias, parametro di scuotimento rappresentativo dell'energia del sisma. Nello specifico, al crescere dei valori di intensità di Arias, si verifica un aumento degli spostamenti orizzontali permanenti. Analoghe correlazioni sono state

osservate rispetto il medesimo parametro sismico, con riferimento al cedimento medio del coronamento del corpo diga.

Per poter quantificare l'influenza della presenza dei difetti nel corpo diga sul suo comportamento dinamico e, quindi, sulla sua vulnerabilità sismica, sono stati confrontati i risultati degli spostamenti orizzontali dei paramenti e cedimenti del coronamento con i relativi valori ammissibili proposti in letteratura. Quello che si è osservato è che l'incremento di spostamento e/o cedimento indotto dai difetti genera un non trascurabile avvicinamento di tali grandezze verso valori soglia, ai quali corrispondono danni attesi maggiori.

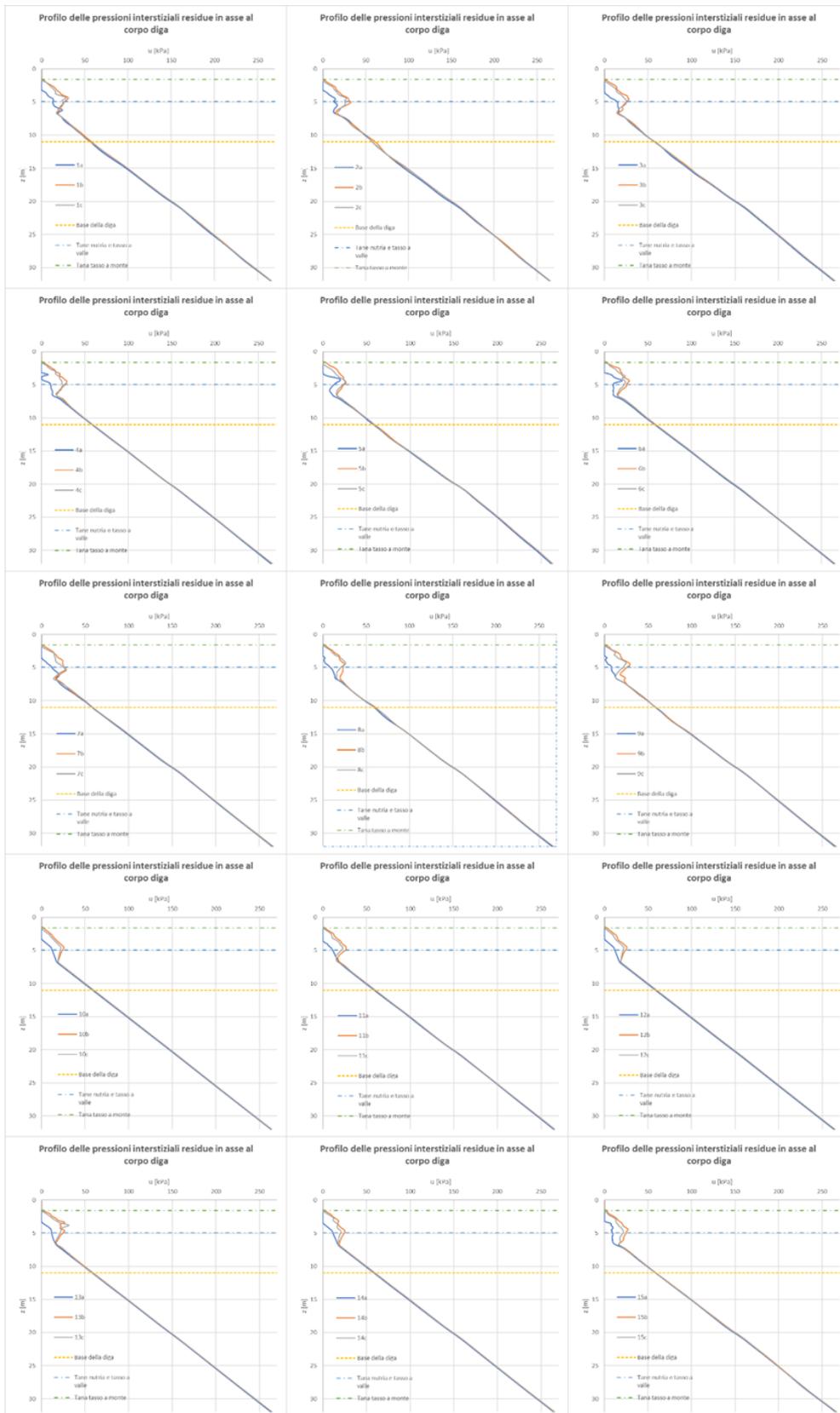
8 - Bibliografia

- Armitage J. M. The Initiation of Breaching in Floods Defence Embankments Due to Animal Burrowing. Oxford Brookes University, 1999.
- Bilotta E. Sica S. Pagano L. Sincronismo del moto sismico in due dighe in terra. 2008
- Borgatti L. Forte E. Mocnik A. Zambrini R. Cervia F. Martinucci D. Pellegrini F. Pillon S. Prizzon A. Zamariolo A. Detection and characterization of animal burrows within river embankments by means of coupled remote sensing and geophysical techniques: Lessons from River Panaro (northern Italy). Engineering Geology, 2017.
- Butler J. Roper T. J. Clark A. J. Investigation of badger (*Meles meles*) setts using soil resistivity measurements. The Zoological Society of London, 1994.
- Byrne A. W. Sleeman D. P. O’Keeffe J. Davenport J. The ecology of the european badger (*Meles meles*) in Ireland: a review. Royal Irish Accademy, 2012
- Chaney R. C. Saturation Effects on the Cyclic Strength of Sands. Pasadena, California: ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, 1978.
- Chlaib H. K. Mahdi H. Al-Shukri H. Su M. M. Catakli A. Abda N. Using ground penetrating radar in levee assessment to detect small scale animal burrows. Journal of Applied Geophysics, 2014.
- Collins S.A. and Tjoumas C. FERC oversight and input, Saluda dam seismic evaluation and remediation, Part 1, *Proc. 23rd USSD Conference, Charleston*. US Society on Dams, 2003.
- Colombo P. Colleselli F. Elementi di geotecnica – terza edizione. Zanichelli editore, 2004.
- Comina C. Vagnon F. Realizzazione e interpretazione di indagini geofisiche in sito con sistema “land streamer ERT-MASW2D – Diga di Briaglia (CN). Università degli Studi di Torino, 2019.
- Datei C. Costruzioni idrauliche: dighe. In manuali tecnici Hoepli, 2013.
- Darendeli M. B. Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. The University of Texas at Austin ProQuest Dissertations Publishing, 2001.
- Fell R. MacGregor P. Stapledon D. Bell G. Geotechnical Engineering of Dams. London: Taylor & Francis Group plc, 2005
- Fell R. The mechanics of internal erosion and piping of embankment dams and their foundations. Common Ground Proceedings 10th Australia new Zeland Conference on Geomechanics Brisbane, 2007
- Figura F. Comportamento dinamico della diga in terra nel comune di Briaglia: definizione delle curve di fragilità. Politecnico di Torino, 2020.
- FLAC Version 8.0. Reference Manual – 7th Edition. Minneapolis, Minnesota, Usa: Itasca Consulting Group, Inc. 2019
- Foti S. Cosentini R. M. Slides del corso di Geotecnica Sismica. Politecnico di Torino, 2019
- Godin J. Les espèces animales et végétales susceptibles de proliférer dans les milieux aquatiques et subaquatiques. Agence de l’eau Artois Picardie, 2001-2002.
- Harris, Stephen, Yalden, Derek. Mammals of Britttish Isles – 4th Revised edition. Mammal society, 2008.

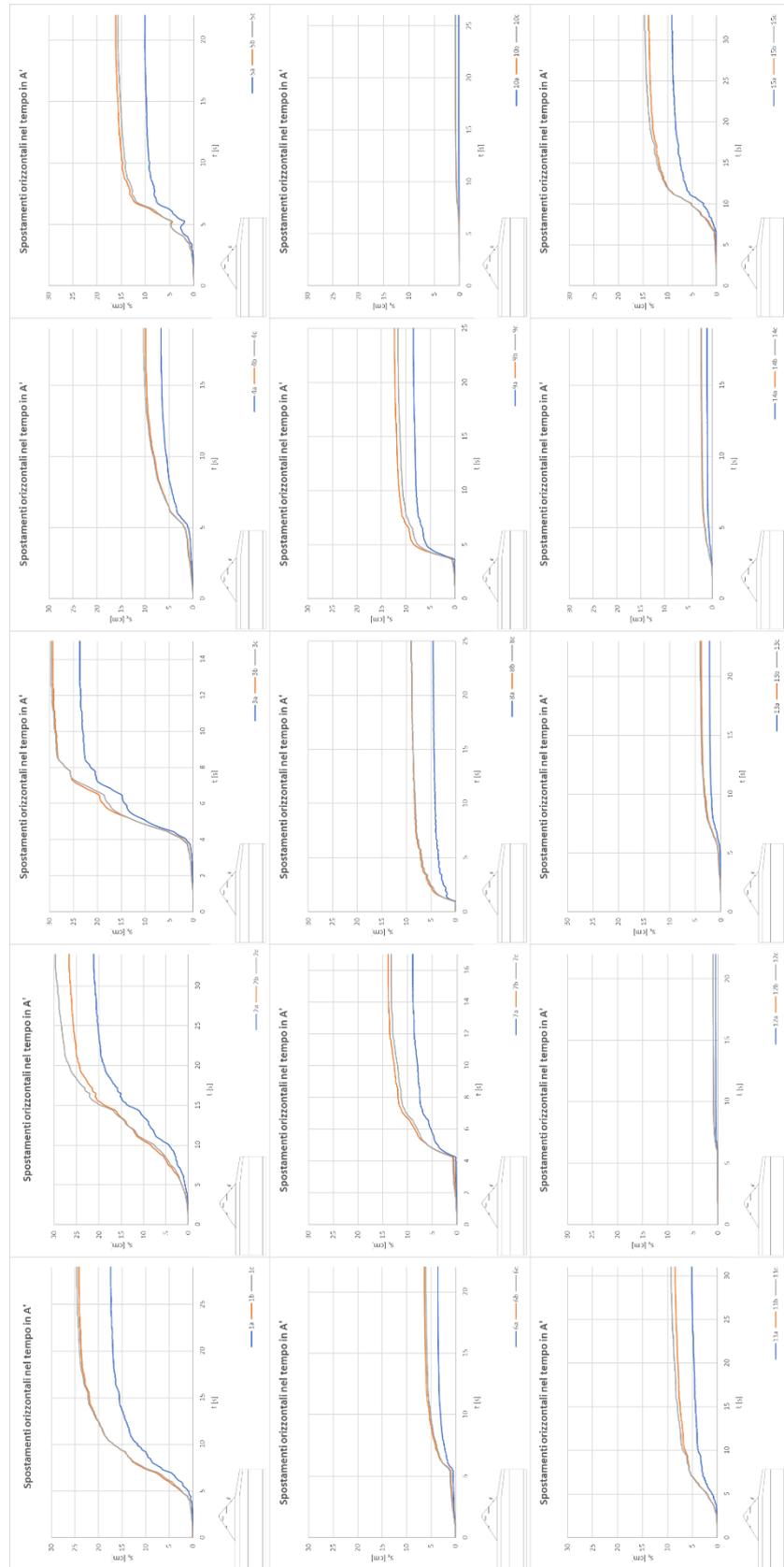
- Idriss, I.M. Evaluating seismic risk in engineering practice. In: Proceedings of the eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering. San Francisco, 1985.
- Kramer S. L. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, 1996.
- Miller J. E. Muskrats. Wildlife Damage Management Technical Series, 2018
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Norme Tecniche per la Progettazione e la Costruzione degli Sbarramenti di Ritenuta (dighe e traverse). Decreto 26/06/2014. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Serie generale - n. 156 del 08/07/2014.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni". Decreto 17/01/2018. Supplemento ordinario n. 8 alla Gazzetta Ufficiale, Serie generale - n. 42 del 20/02/2018.
- Nardi A. Appunti sulle tecniche di prospezione elettrica, ERT e 3D-ERT con georesistivimetro Syscal Pro. INGV, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - Roma 1, 2021
- Richards K. S. Reddy K. R. Critical appraisal of piping phenomena in earth dams. Springer-Verlag, 2007
- Rollins K. M. Evans M. D. Diehl N. B. Daily III W. D. Shear Modulus and Damping Relationship for Gravels. Brigham Young University, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1998
- Seed H.B. Idriss I.M. Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley, 1970.
- Seed H.B. Idriss I.M. *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Monograph series, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1982.
- SEISMOAPPS - Technical Information Sheet - Seismosoft's Suite of Earthquake Tools. Seismosoft Ltd 2018.
- Sheffels T. R. Status of Nutria (*Myocastor coypus*) Populations in the Pacific Northwest and Development of Associated Control and Management Strategies, with an Emphasis on Metropolitan Habitats. Portland State University, 2013
- Spagnesi M. De Marinis A. M. Mammiferi d'Italia. Quaderni di conservazione della natura, numero 14, 2002
- Stott P. G. Ground-penetrating Radar: a Technique for Investigating the Burrow Structures of Fossorial Vertebrates. *Wildlife Research*, 1996
- Swaigood J. R. Embankment dam deformations caused by earthquakes. Pacific Conference on Earthquake Engineering, 2003.
- Taccari M. L. Study upon the possible influence of animal burrows on the failure of the levee of San Matteo along the Secchia river. TU Delft, Deltares, 2015.
- Tongiorgi P. Sala L. Fontana R. Spampanato A. Lanzi A. Gianaroli M. La nutria in provincia di Modena. Siena: Habitat Editori, 1998
- Vorogushyn S. Merz B. Apel H. Development of dike fragility curves for piping and micro-instability breach mechanisms. Natural Hazards and Earth System Sciences, 2009.
- Zhang L. M. Yuanhua X. Analysis of earth dam failures: A database approach. Shanghai: Tongji University, China, 2009.

9 – Allegati

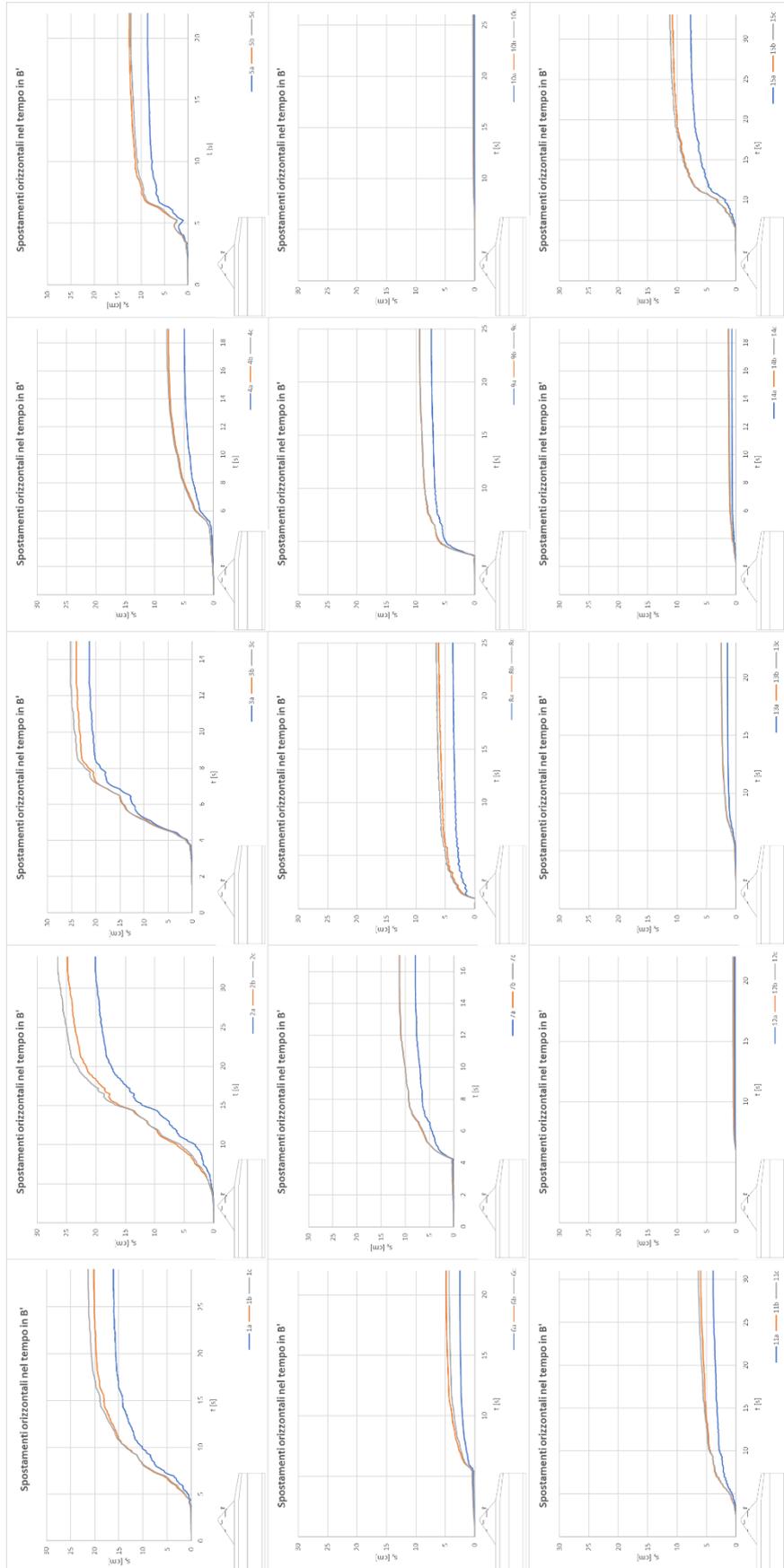
Allegato A – Profili delle pressioni interstiziali valutate in asse al corpo diga per i 15 segnali di input



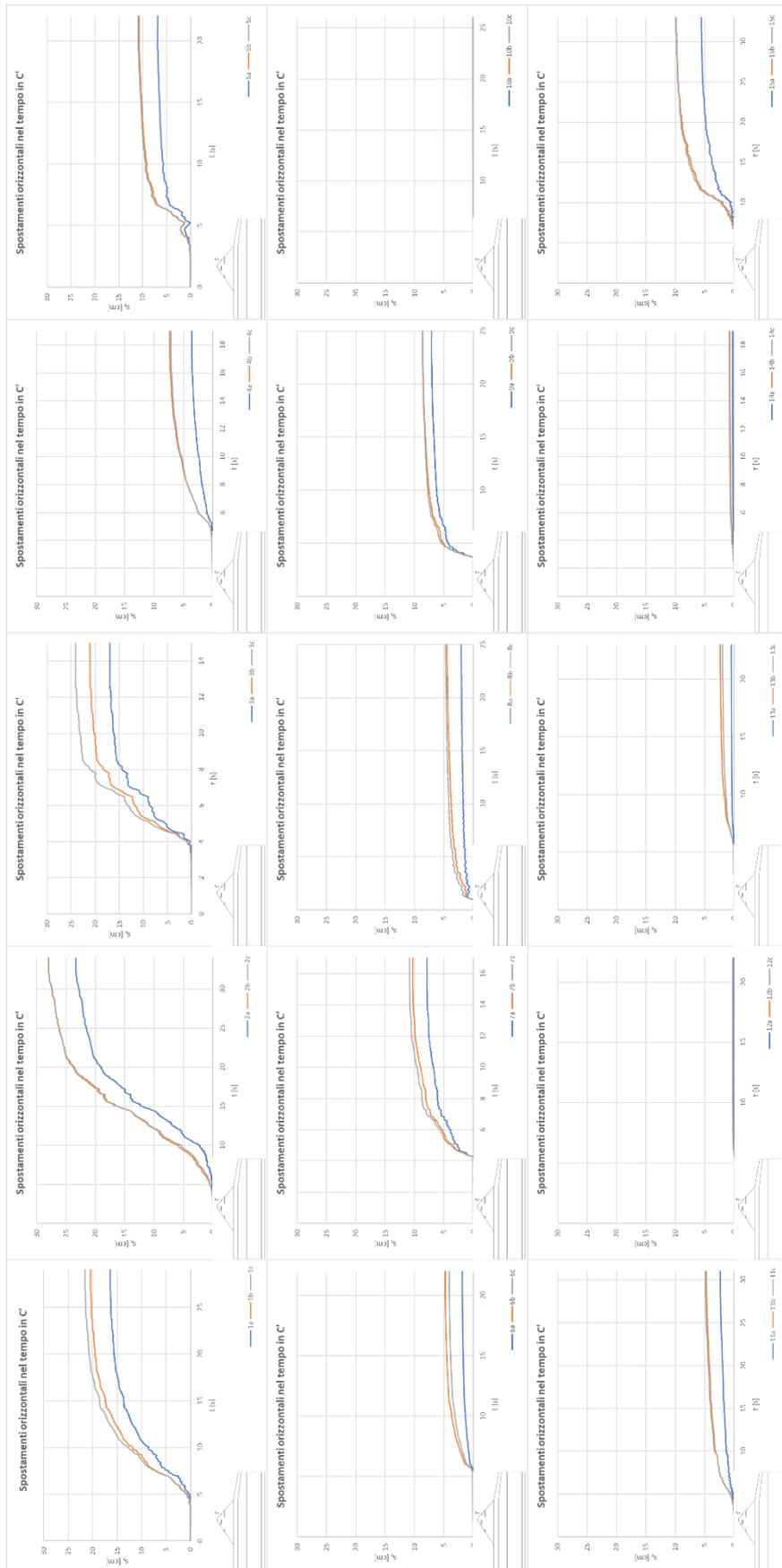
Allegato B – Spostamenti orizzontali nel tempo valutati in A'



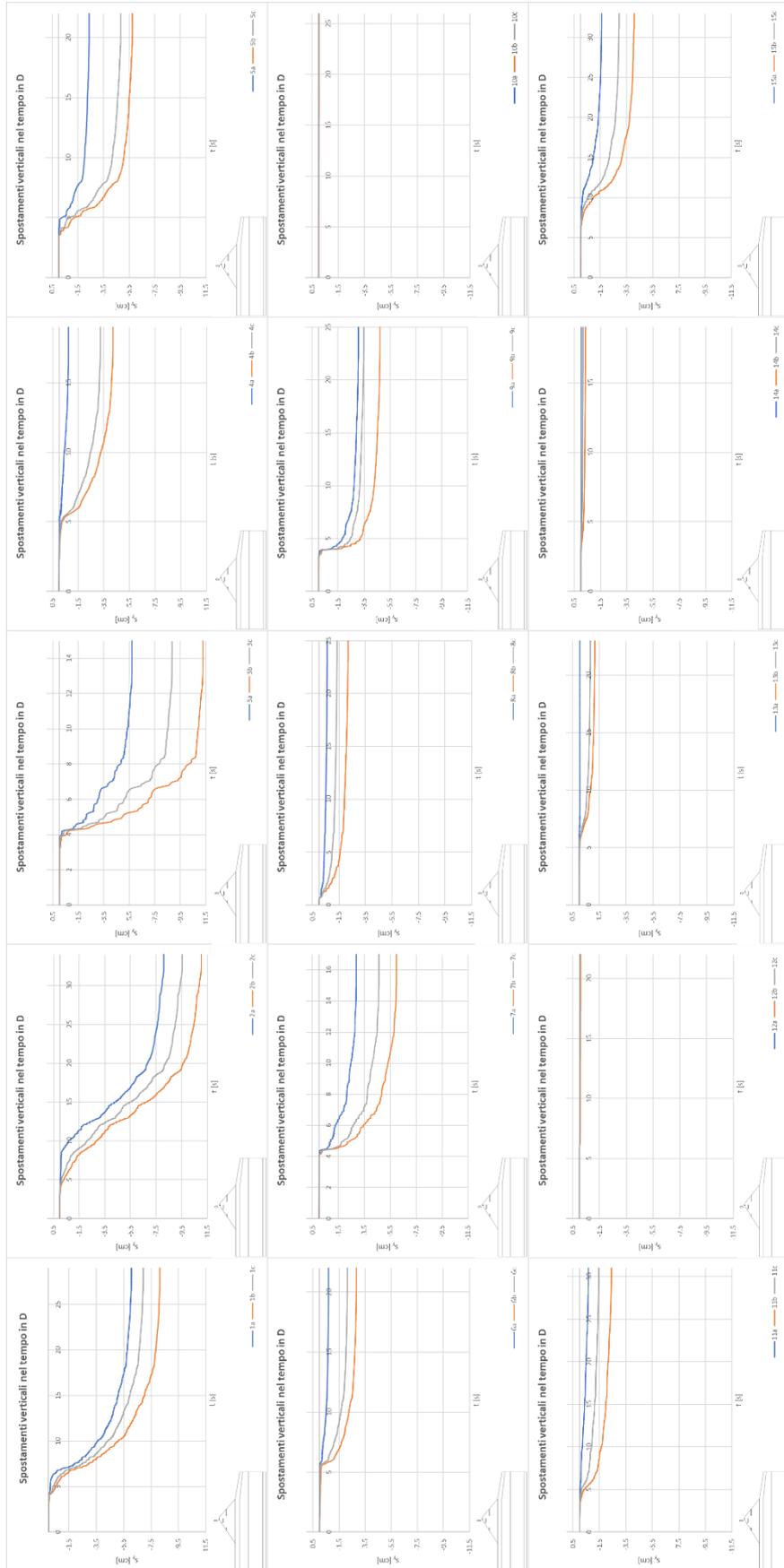
Allegato C – Spostamenti orizzontali nel tempo valutati in B'



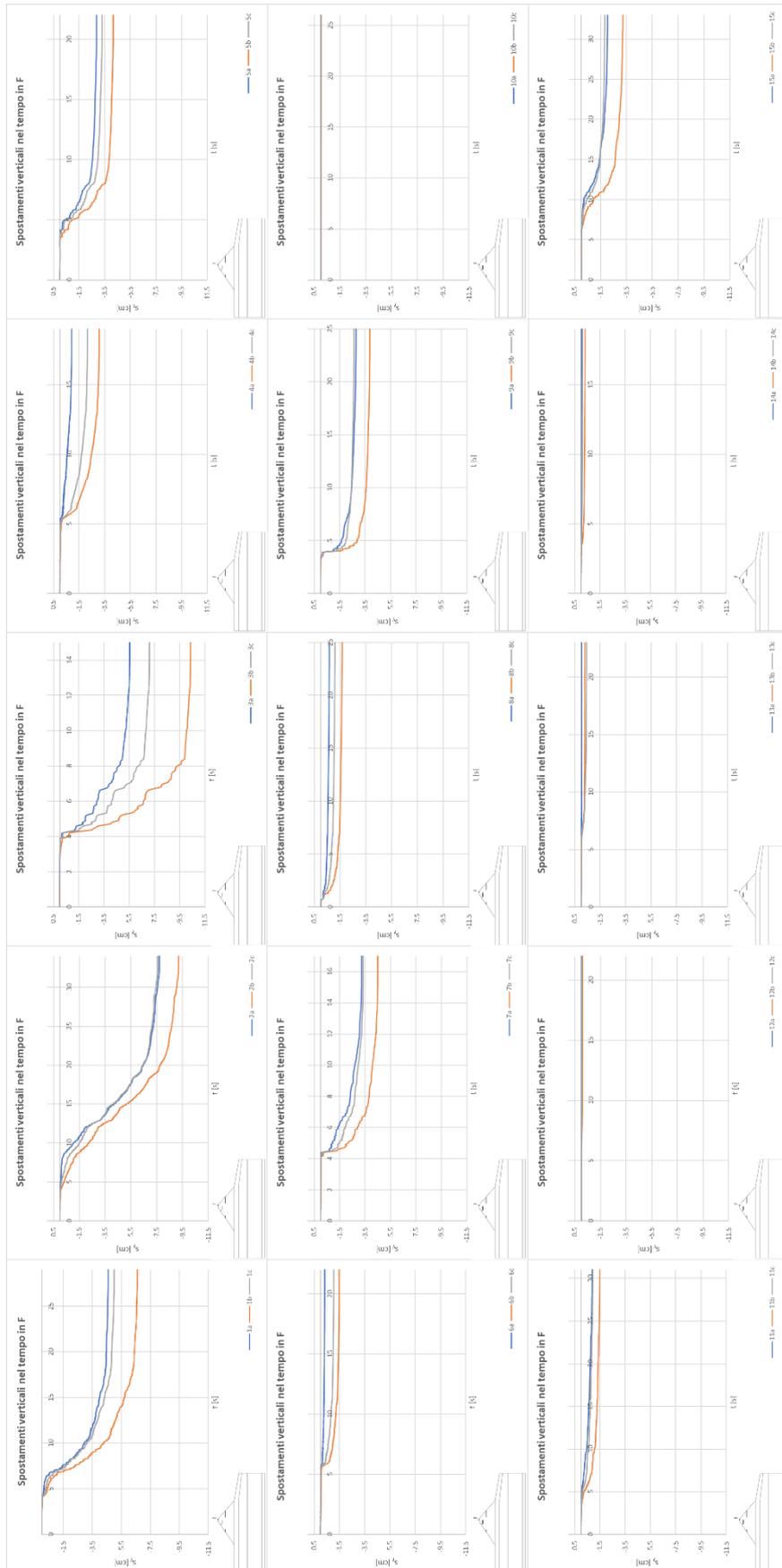
Allegato D – Spostamenti orizzontali nel tempo valutati in C'



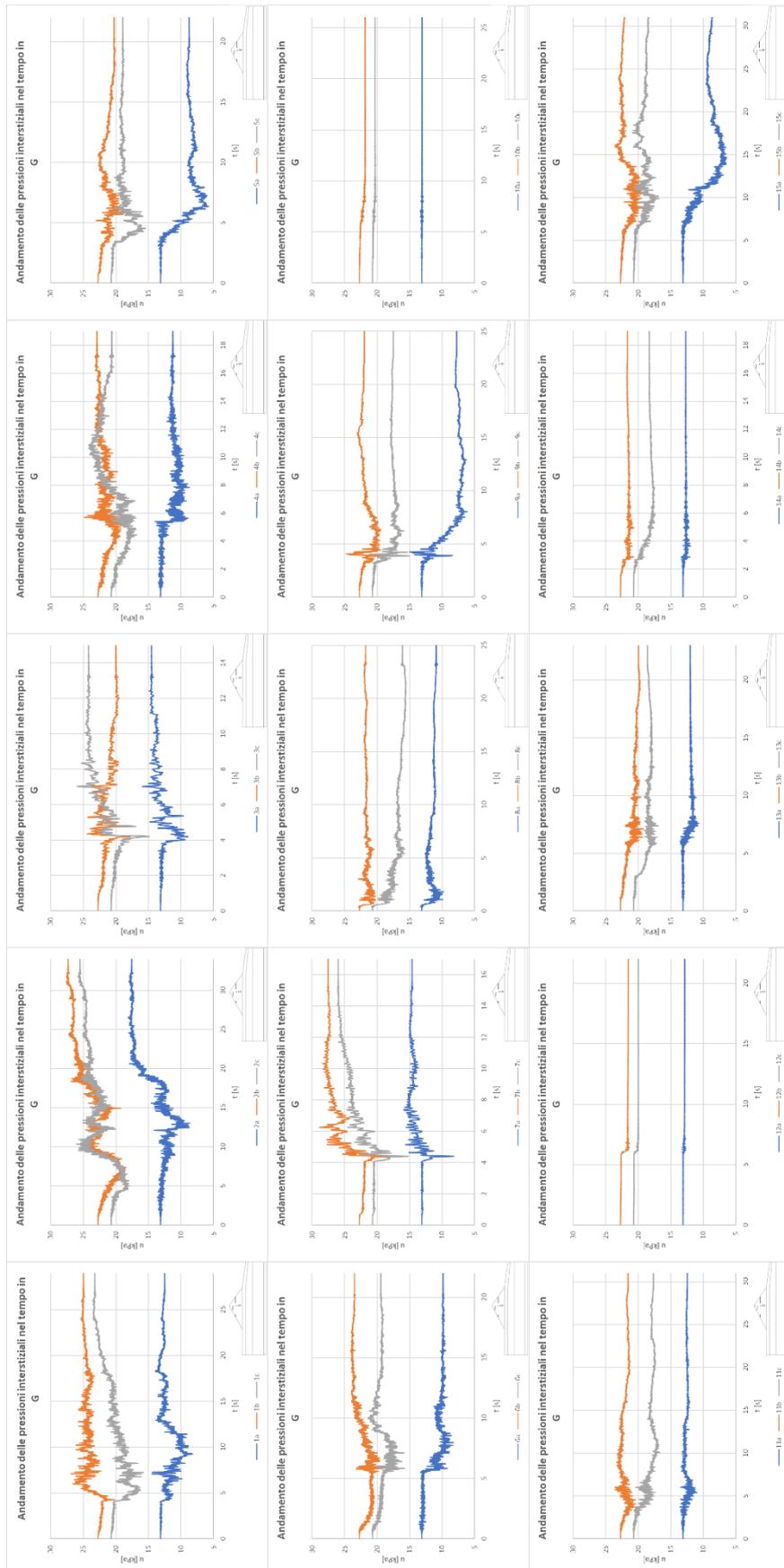
Allegato E – Cedimenti nel tempo valutati in D



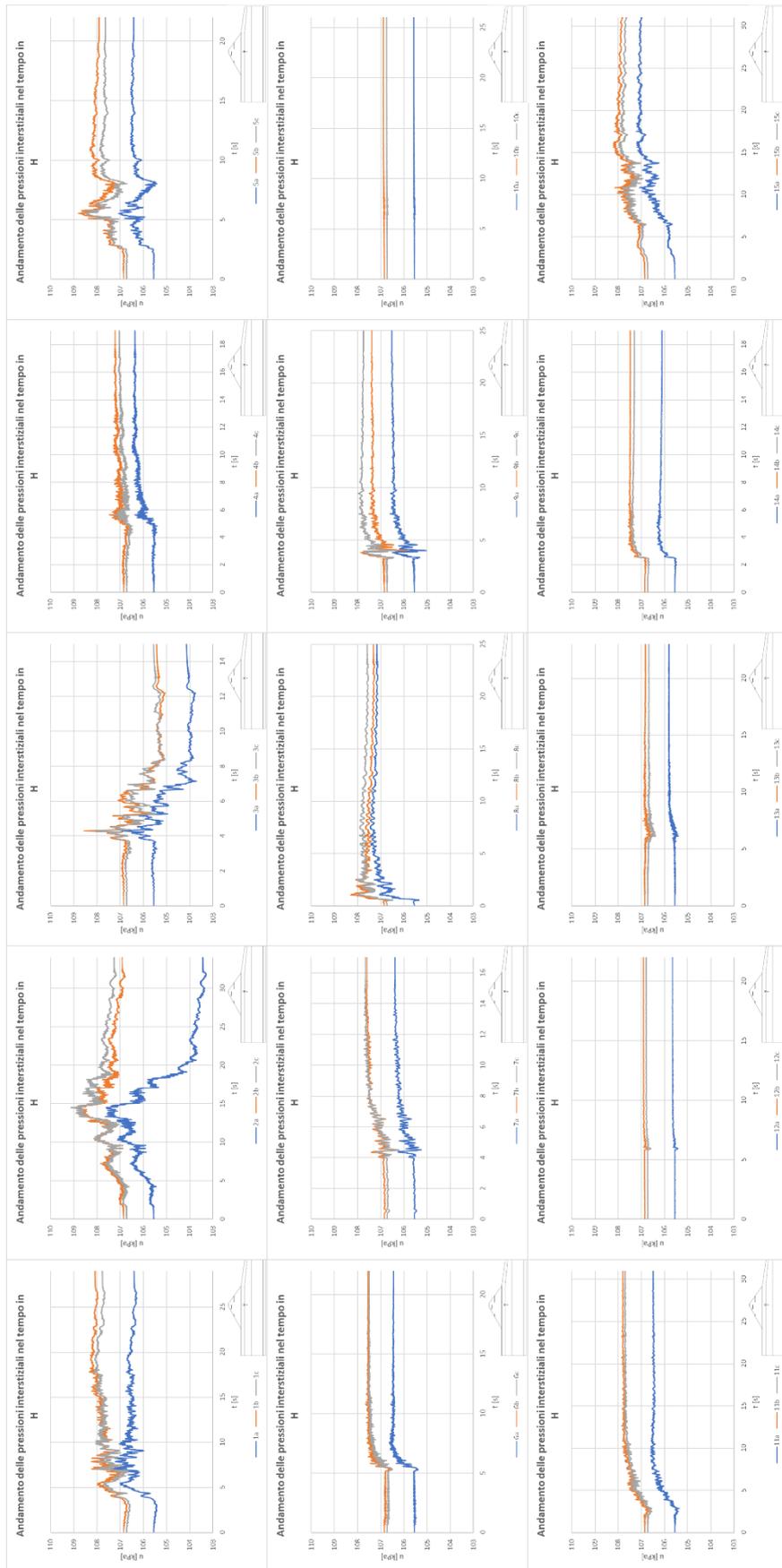
Allegato G – Cedimenti nel tempo valutati in F



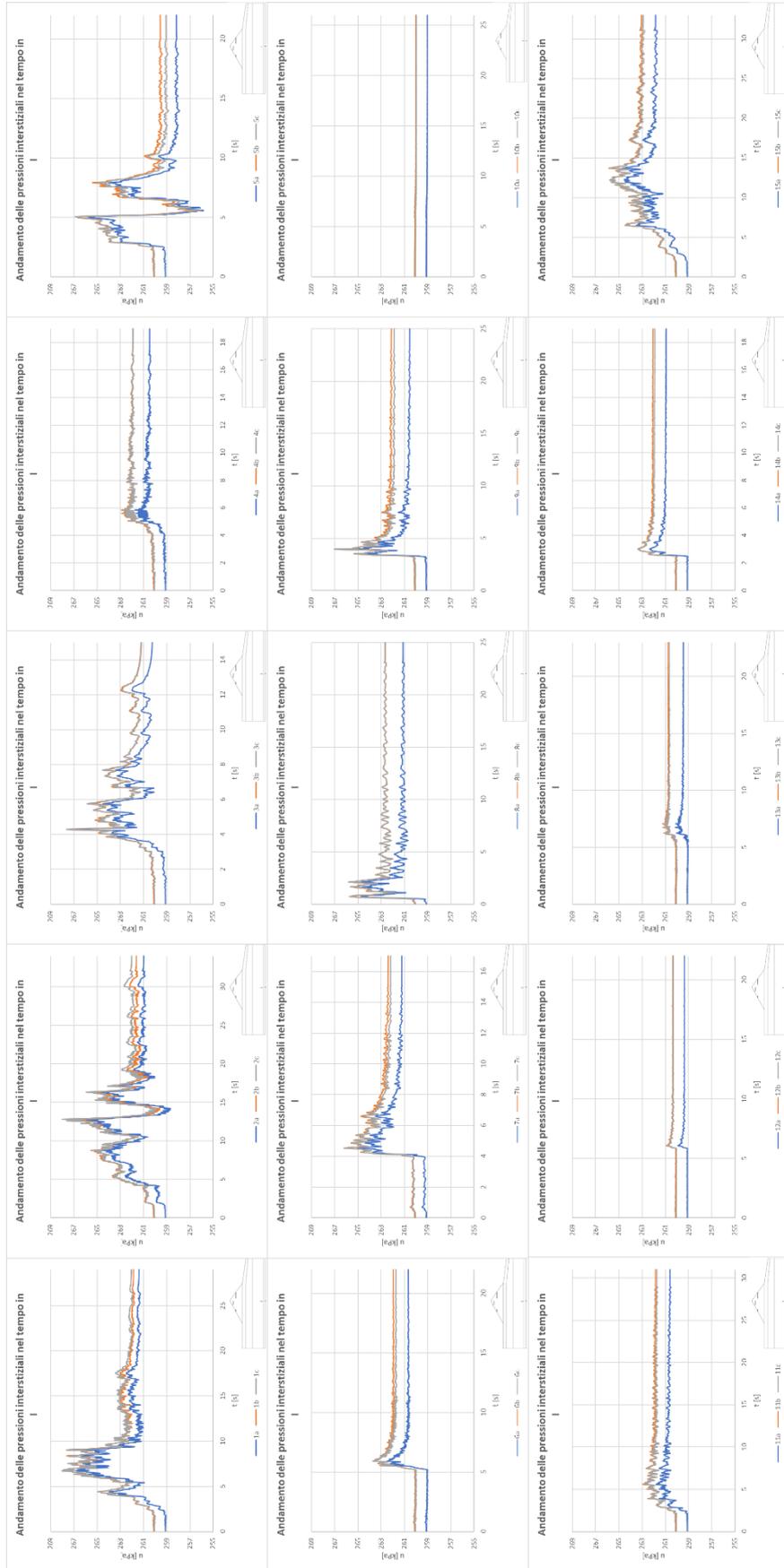
Allegato H – Pressioni interstiziali nel tempo valutate in G



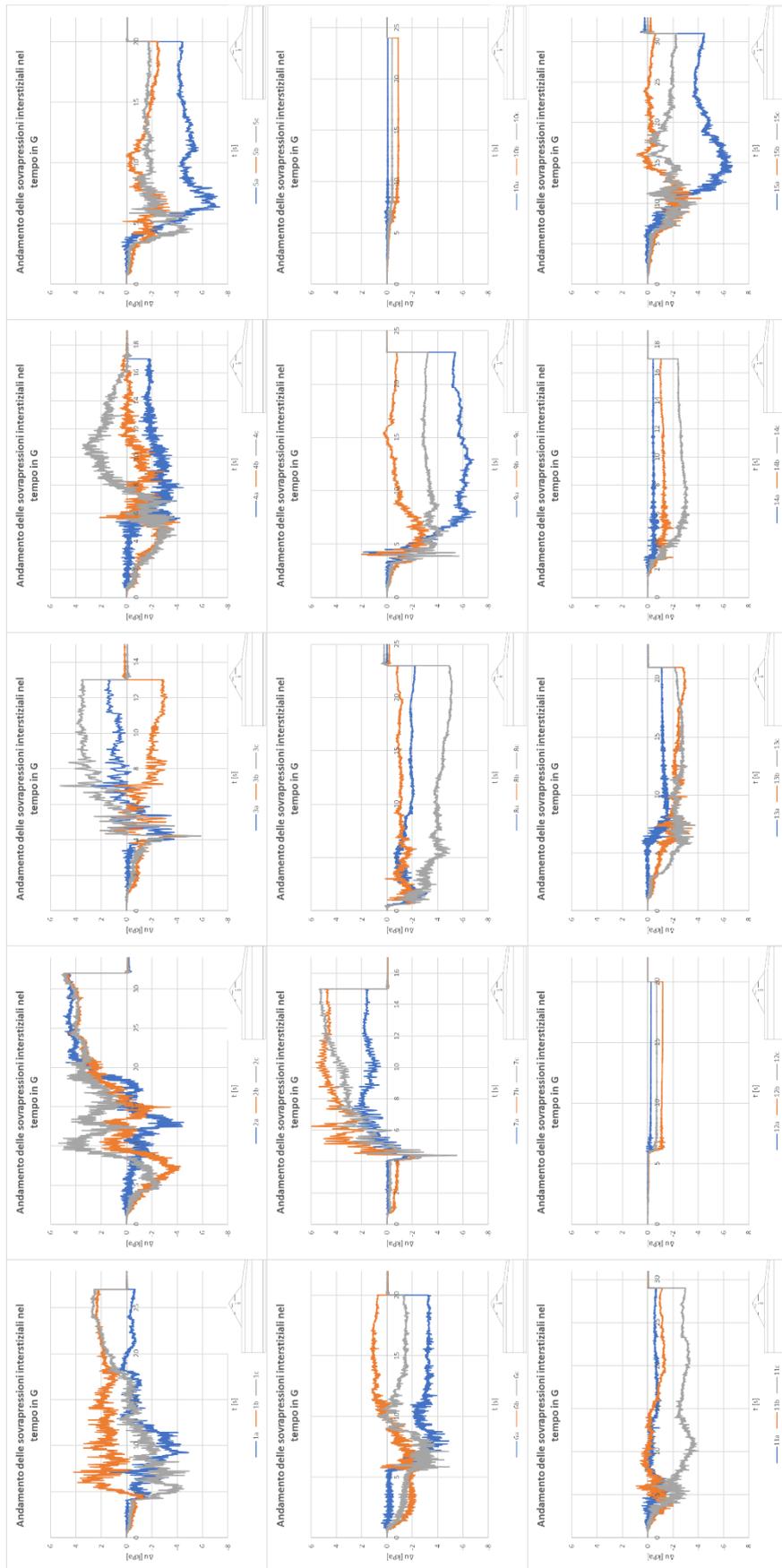
Allegato I – Pressioni interstiziali nel tempo valutate in H



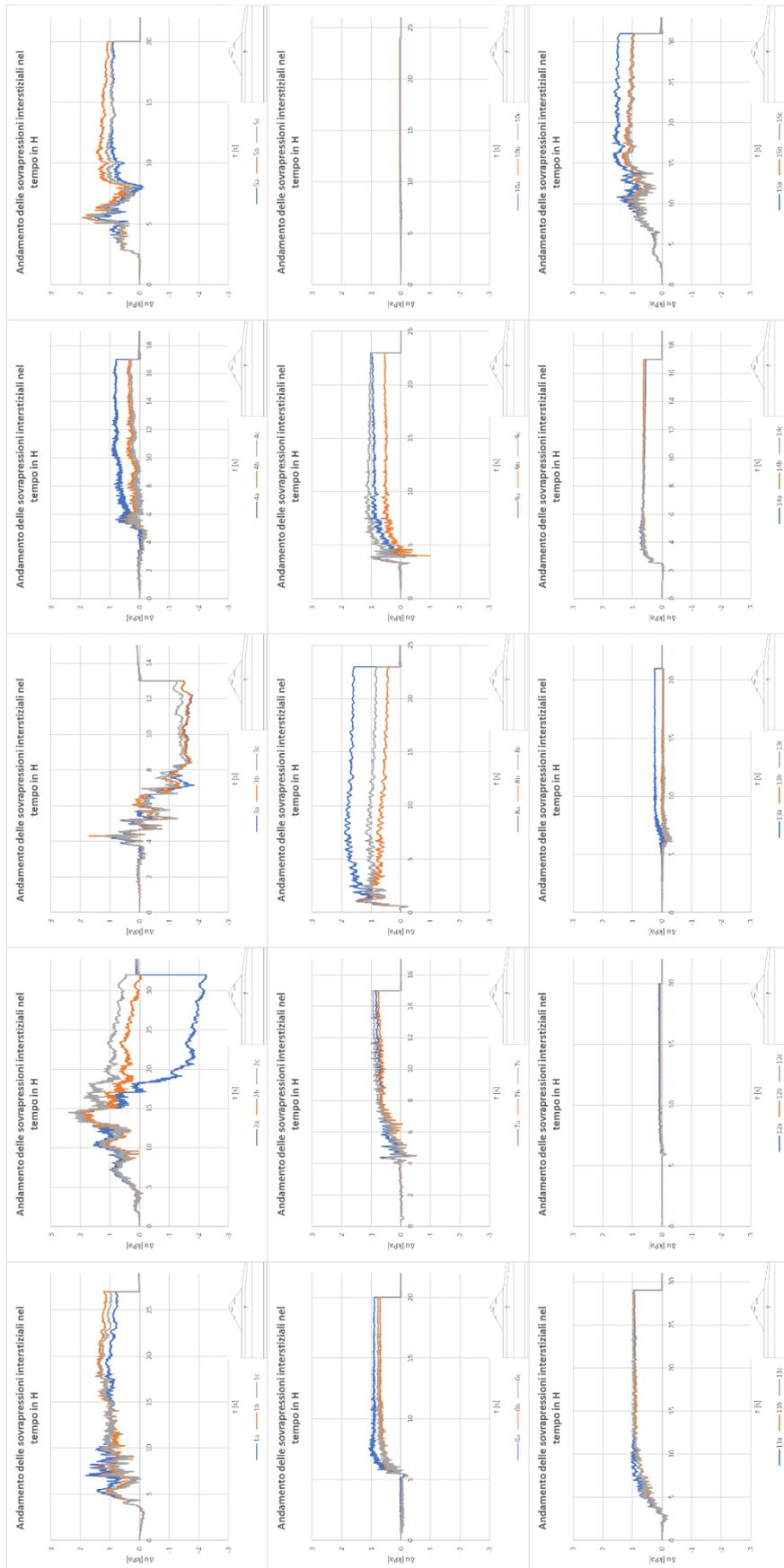
Allegato L – Pressioni interstiziali nel tempo valutate in I



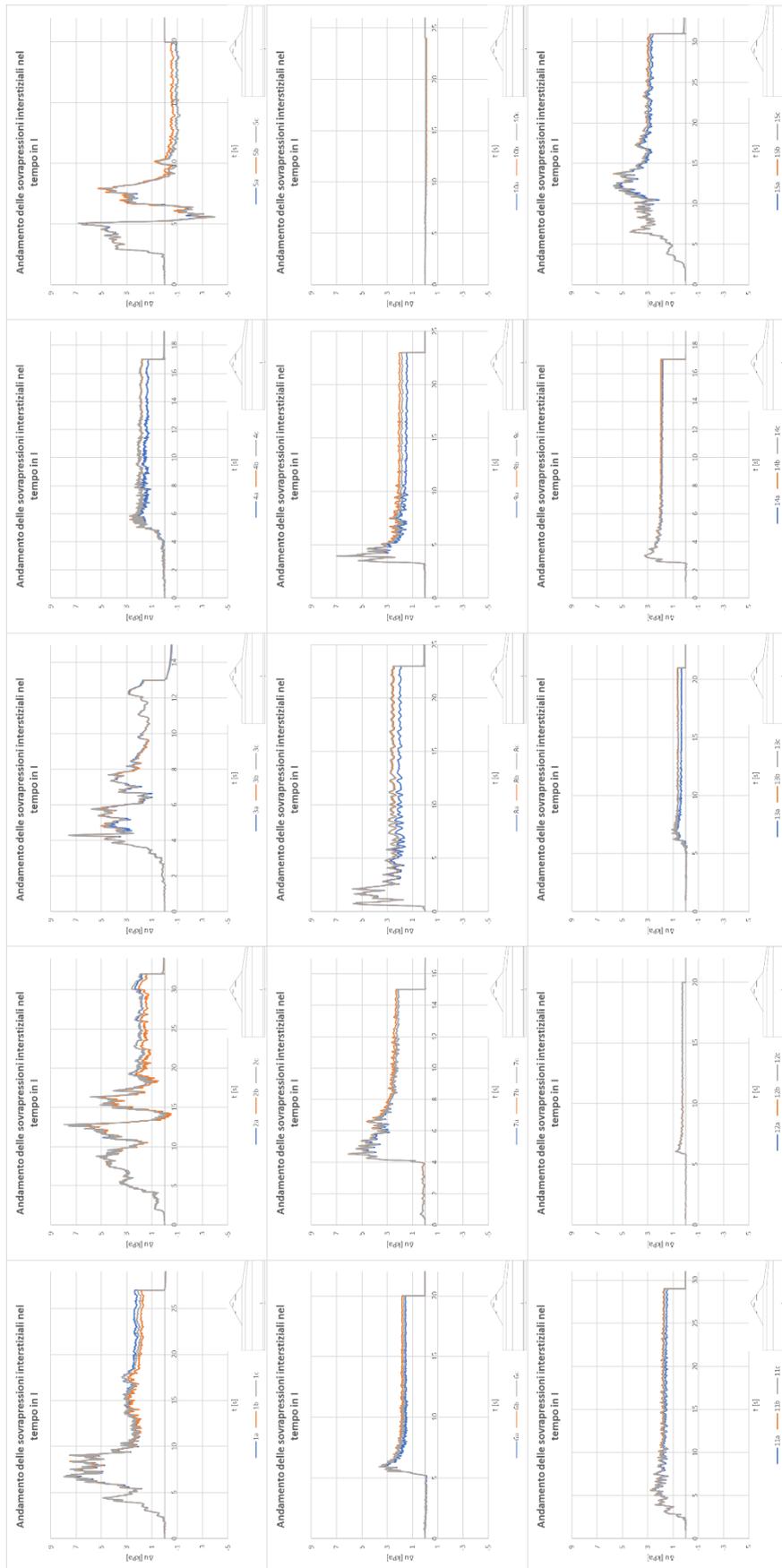
Allegato M – Sovrappressioni interstiziali nel tempo valutate in G



Allegato N – Sovrappressioni interstiziali nel tempo valutate in H



Allegato O – Sovrappressioni interstiziali nel tempo valutate in I



Allegato P - Confronto Plaxis-FLAC in 2D

Ai fini di verificare la capacità del programma FLAC 2D di modellare opportunamente i moti di filtrazione di opere in terra interessate da tane, si è ritenuto opportuno riprodurre il modello analizzato da Taccari (2015). L'autore ha analizzato, mediante un'analisi numerica agli elementi finiti utilizzando il software Plaxis 2D, una sezione dell'argine di San Matteo, lungo il fiume Secchia, interessato da un fenomeno di collasso avvenuto il 19 gennaio 2014, probabilmente a causa dei fenomeni di erosione interna legati alla presenza di tane del tasso europeo all'interno del rilevato.

Il confronto tra i dati di Taccari (2015) e i risultati ottenuti mediante FLAC2D è stato condotto in termini di distribuzione delle pressioni interstiziali e posizione dei livelli di falda.

Il modello implementato sul codice Plaxis è mostrato in Figura 9-1. La sommità dell'argine è a una quota di 37,66 m s.l.m. Il modello è largo 143 m, in modo che i contorni laterali non influenzino i risultati delle analisi. La stratificazione adottata è composta dalle seguenti tipologie di terreno:

- terreno A: è costituito da limo, sabbia e limo sabbioso;
- terreno B: è costituito da limo sabbioso con presenza locale di argilla;
- terreno C: è costituito da argilla con presenza locale di limo e sabbia.

Le proprietà meccaniche e idrauliche per i tre terreni suddetti sono riportate in Tabella 9-1. Lo strato C, essendo costituito da argilla completamente satura, è in condizioni non drenate e viene fornito il parametro della resistenza al taglio non drenata s_u . Il criterio di rottura adottato per tutti i terreni considerati è quello di Mohr-Coulomb.

Considerato il fatto che il diametro delle tane è di 20 cm, il fattore di riduzione calcolato per le tane è pari a 0,843. Questo fattore viene moltiplicato solo per la densità secca dello strato A, mentre i parametri elastici e di resistenza non variano, per non causare dei cedimenti localizzati in corrispondenza dei cunicoli. La porosità adottata per tutte e due le tane è pari a 0,999, mentre la permeabilità è 100 volte maggiore rispetto al terreno circostante la tana.

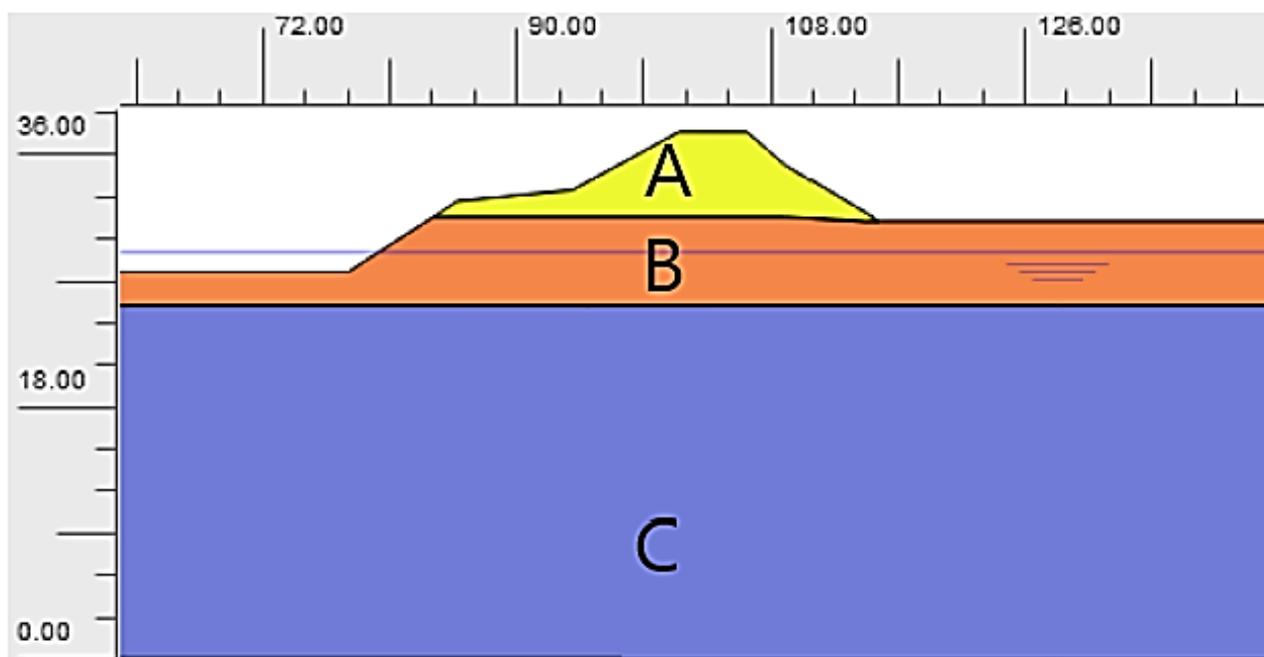


Figura 9-1 – Modello numerico implementato su PLAXIS, con quote in m (Taccari, 2015)

Strato	Modello meccanico	E [Pa]	ν [-]	c' [Pa]	ϕ' [°]	s_u [Pa]	n [-]	k [m/s]	k_x [m/s]	k_y [m/s]	ρ_d [kg/m ³]
A	Mohr-Coulomb	7.85E+07	0.25	7000	32	-	0.444	1.16E-05	-	-	1987.77
B	Mohr-Coulomb	4.87E+07	0.25	7000	28.8	-	0.444	1.88E-06	-	-	1630.99
C	Mohr-Coulomb	5.42E+07	0.45	-	-	55000	0.5	-	1.16E-08	1.16E-09	1630.99

Tabella 9-1 - Proprietà meccaniche e idrauliche degli strati costituenti il modello (Taccari, 2015)

La posizione delle tane è mostrata in Figura 9-2. L'ingresso della tana sul versante di monte è collocato ad una quota di 35,7 m dalla base del modello. La tana prosegue in profondità per un metro all'interno del rilevato, con un'inclinazione di 45°. Successivamente, essa si sviluppa in direzione orizzontale fino a raggiungere l'asse centrale dell'argine. Per ciò che riguarda la tana sul versante di valle, l'ingresso è posizionato ad una quota di 34 m e il cunicolo si sviluppa orizzontalmente fino al centro dell'argine.

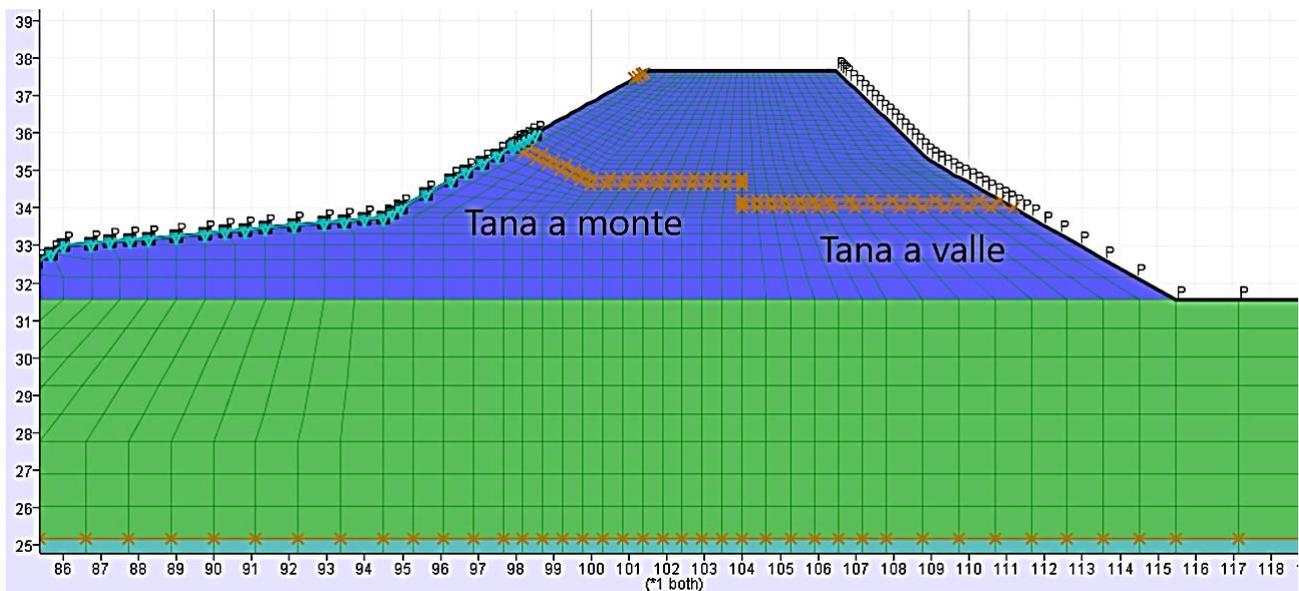


Figura 9-2 – Posizioni delle tane, con quote in m, all'interno del corpo diga (modello FLAC)

La superficie libera del corpo idrico raggiunge la quota di 36 m e corrisponde ai livelli di piena all'istante del collasso.

Le analisi su Plaxis considerano un'analisi di flusso a due fasi, in cui viene tenuta in conto la presenza di aria e acqua. Come conseguenza, può essere eseguita la modellazione della saturazione parziale del terreno e dei fenomeni di capillarità. Ci si aspetta, dunque, una distribuzione delle pressioni interstiziali non nulla nella zona vadosa. Tuttavia, ai fini del presente lavoro di tesi, è sufficiente la modellazione con analisi a singola fase (l'aria non viene tenuta in conto). Pertanto, le analisi numeriche svolte sul codice FLAC sono state eseguite in modalità "single fluid-phase".

La discretizzazione del modello è diversa per i due codici di calcolo: PLAXIS utilizza degli elementi triangolari mentre FLAC utilizza degli elementi quadrilateri. In entrambi i codici viene comunque eseguita una discretizzazione più fitta in corrispondenza dell'argine.

I confronti dei risultati delle analisi di flusso sotterraneo sono mostrati in Figura 9-3, in Figura 9-4, e in Figura 9-5. Sebbene esistano delle differenze nelle distribuzioni delle pressioni interstiziali, dovute ai diversi metodi di analisi utilizzati, le posizioni delle superfici freatiche risultano pressoché identiche. Le pressioni interstiziali relative al modello in FLAC sono tutte espresse in Pa.

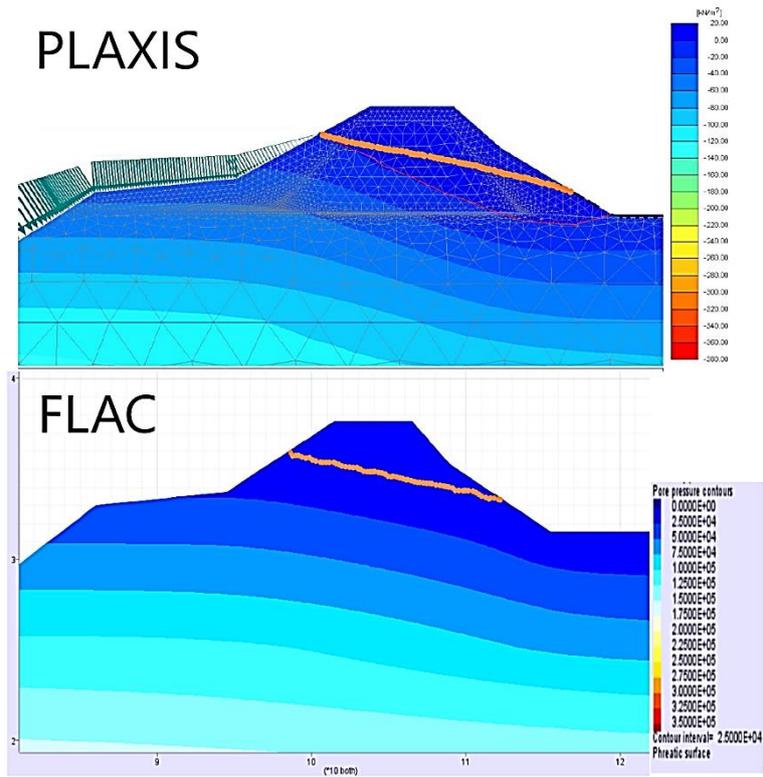


Figura 9-3 – Confronto PLAXIS-FLAC per il modello senza tane

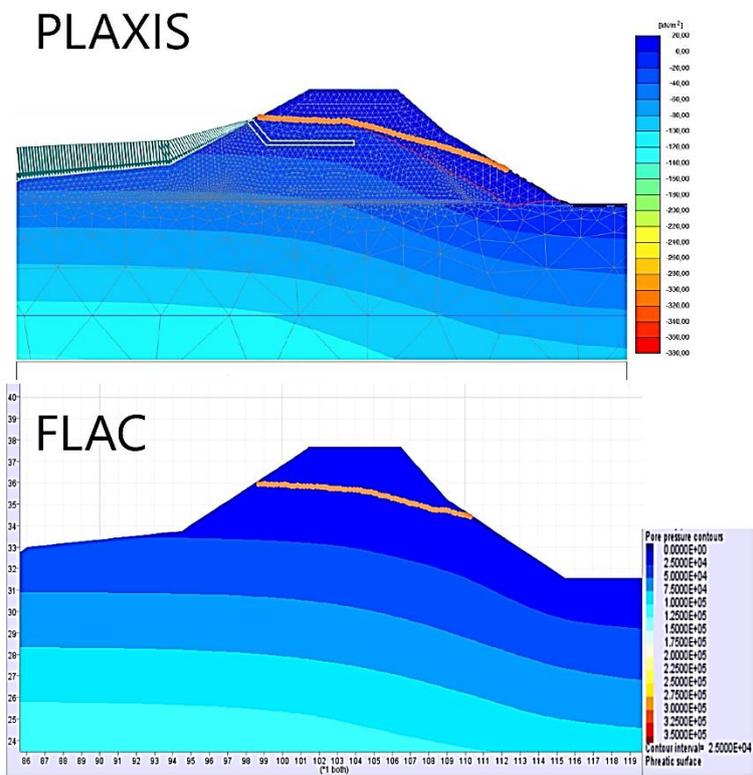


Figura 9-4 - Confronto PLAXIS-FLAC per il modello con tana a monte

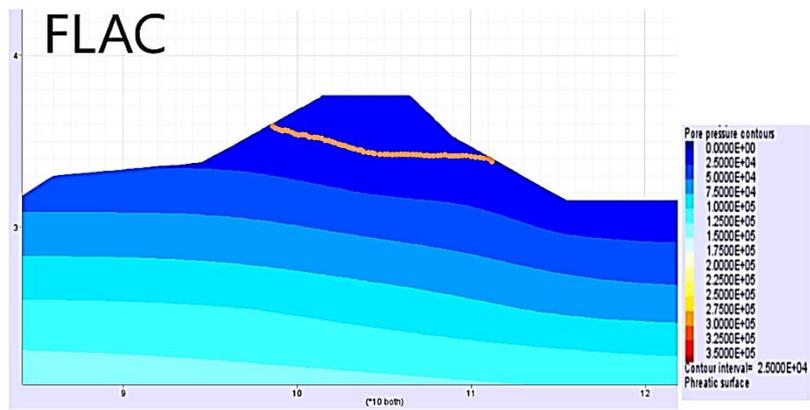
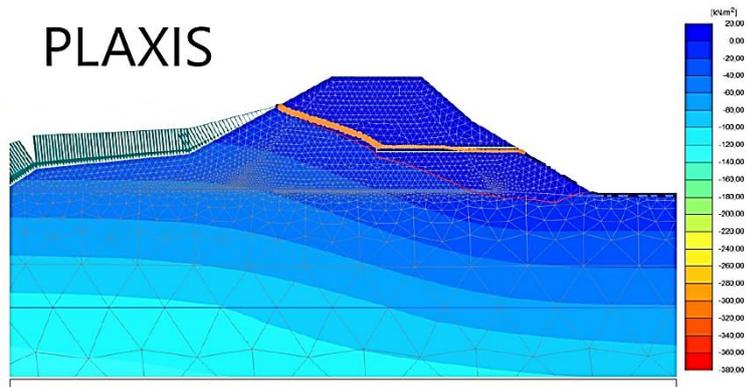


Figura 9-5 - Confronto PLAXIS-FLAC per il modello con tana a valle