



**Dottorato di Ricerca
in Ingegneria Geotecnica
XXVIII Ciclo - SSD: ICAR 07**

Coordinatore
Prof. Claudio Mancuso

Tutori
Prof. Claudio Mancuso
Prof. Luca Pagano
Prof. Francesco Silvestri

Candidato
Ing. Rosario Michele Costigliola

La rivalutazione della sicurezza sismica delle grandi dighe con manto



Dottorato di Ricerca in
Ingegneria Geotecnica
XXVIII Ciclo – SSD: ICAR 07

Consorzio tra:



Università degli Studi di Napoli Federico II
Seconda Università degli Studi di Napoli
Università degli Studi di Napoli – Parthenope
Università degli Studi di Salerno
Università degli Studi del Sannio

Tesi per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca

La rivalutazione della sicurezza sismica delle grandi dighe con manto

In copertina: diga con manto di
Monte Cotugno, località Senise (PZ)

fonte: *Google Earth*

Rosario Michele Costigliola

Aprile 2017

INDICE

| | |
|-----------------------------------|---------------------|
| <u>INDICE DELLE FIGURE</u> | <u>- 1 -</u> |
|-----------------------------------|---------------------|

| | |
|------------------------------------|----------------------|
| <u>INDICE DELLE TABELLE</u> | <u>- 11 -</u> |
|------------------------------------|----------------------|

| | |
|-----------------------------------|-------------------|
| <u>CAP. I INTRODUZIONE</u> | <u>I.1</u> |
|-----------------------------------|-------------------|

| | | |
|------------|---------------------------------|------------|
| I.1 | PREMESSA | I.1 |
| I.2 | SCOPO DELLA RICERCA | I.3 |
| I.3 | ORGANIZZAZIONE DEL TESTO | I.4 |

| | |
|---|--------------------|
| <u>CAP. II PECULIARITÀ DEI MATERIALI ADOPERATI PER LA COSTRUZIONE DELLE DIGHE DI TERRA</u> | <u>II.1</u> |
|---|--------------------|

| | | |
|---------------|---|--------------|
| II.1 | TERRENI COSTIPATI | II.2 |
| II.1.1 | MICROSTRUTTURA DEI MATERIALI COSTIPATI | II.3 |
| II.1.2 | LA CURVA DI RITENZIONE IDRICA | II.6 |
| II.1.3 | COMPORAMENTO MECCANICO | II.10 |
| II.1.4 | L'ACCOPIAMENTO IDRO-MECCANICO | II.11 |
| II.2 | ROCKFILL | II.12 |

| | |
|---|---------------------|
| <u>CAP. III MECCANISMI DI DANNEGGIAMENTO INDOTTI DAL SISMA</u> | <u>III.1</u> |
|---|---------------------|

| | | |
|--------------|-------------------------------|---------------|
| III.1 | LOWER SAN FERNANDO DAM | III.1 |
| III.2 | LA DIGA DI CONZA | III.7 |
| III.3 | FUJINUMA DAM | III.13 |

| | |
|--|--------------------|
| <u>CAP. IV VERIFICHE INDICATE DAI REGOLAMENTI</u> | <u>IV.1</u> |
|--|--------------------|

| | | |
|---------------|---|-------------|
| IV.1 | LINEE GUIDA GIAPPONESI | IV.1 |
| IV.1.1 | EVENTI SISMICI DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE | IV.1 |
| IV.1.2 | VERIFICHE SISMICHE | IV.2 |
| IV.2 | LINEE GUIDA STATUNITENSI | IV.4 |
| IV.2.1 | EVENTI SISMICI DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE | IV.4 |
| IV.2.2 | VERIFICHE SISMICHE | IV.5 |
| IV.3 | NORMATIVA ITALIANA | IV.7 |
| IV.3.1 | EVENTI SISMICI DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE | IV.7 |
| IV.3.2 | VERIFICHE SISMICHE | IV.9 |
| IV.4 | CONSIDERAZIONI RIASSUNTIVE | IV.9 |

CAP. V DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE ULTIMI DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE SISMICHE **V.1**

| | | |
|------------|---|-------------|
| V.1 | INSTABILITÀ GLOBALE DEL SISTEMA RILEVATO-TERRENI DI FONDAZIONE | V.1 |
| V.1.1 | DIGHE OMOGENEE E ZONATE | V.1 |
| V.1.2 | DIGHE CON MANTO | V.6 |
| V.2 | RIDUZIONE DEL FRANCO DISPONIBILE | V.7 |
| V.2.1 | DIGHE OMOGENEE E ZONATE | V.7 |
| V.2.2 | DIGHE CON MANTO | V.8 |
| V.3 | FRATTURE ED EROSIONE NELL'ELEMENTO DI TENUTA IDRAULICA | V.8 |
| V.3.1 | DIGHE OMOGENEE E ZONATE | V.9 |
| V.3.2 | DIGHE CON MANTO | V.10 |
| V.4 | FENOMENI DI LIQUEFAZIONE | V.11 |
| V.4.1 | DIGHE OMOGENEE E ZONATE | V.13 |
| V.4.2 | DIGHE CON MANTO | V.14 |

CAP. VI CASO STUDIO: LA DIGA DI MONTE COTUGNO **VI.1**

| | | |
|-------------|-----------------------------------|--------------|
| VI.1 | DESCRIZIONE DELL'OPERA | VI.1 |
| VI.2 | CAMPAGNA D'INDAGINI | VI.6 |
| VI.2.1 | INDAGINI GEOLOGICHE | VI.6 |
| VI.2.2 | INDAGINI GEOTECNICHE | VI.11 |
| VI.3 | RISULTATI DEL MONITORAGGIO | VI.23 |
| VI.3.1 | STORIA DI COSTRUZIONE E D'INVASO | VI.23 |
| VI.3.2 | MISURE DI CEDIMENTI | VI.26 |
| VI.3.3 | MISURE DI QUOTE PIEZOMETRICHE | VI.31 |

CAP. VII MODELLAZIONE MATEMATICA **VII.1**

| | | |
|--------------|--|--------------|
| VII.1 | SISTEMA DI EQUAZIONI DI GOVERNO | VII.3 |
| VII.2 | IL MODELLO COSTITUTIVO HARDENING SOIL WITH SMALL STRAIN STIFFNESS | VII.8 |
| VII.2.1 | IL MODELLO COSTITUTIVO "HARDENING SOIL MODEL" | VII.9 |
| VII.2.2 | IL MODELLO "SMALL STRAIN OVERLAY MODEL" | VII.14 |
| VII.2.3 | IL MODELLO COSTITUTIVO "HARDENING SOIL WITH SMALL-STRAIN STIFFNESS" | VII.16 |

CAP. VIII ANALISI STATICHE **VIII.1**

| | | |
|---------------|--|----------------|
| VIII.1 | DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOMETRICO | VIII.2 |
| VIII.2 | CALIBRAZIONE DEI PARAMETRI COSTITUTIVI | VIII.5 |
| VIII.2.1 | ARGILLE MARNOSE | VIII.6 |
| VIII.2.2 | ALLUVIONI E CORPO DIGA | VIII.11 |
| VIII.3 | CURVE DI RITENZIONE IDRICA E PERMEABILITÀ | VIII.15 |
| VIII.4 | RISULTATI CON I SET DI PARAMETRI | VIII.18 |
| VIII.5 | RISULTATI CON II SET DI PARAMETRI | VIII.20 |

CAP. IX ANALISI DINAMICHE AVANZATE **IX.1**

| | | |
|-------------|---|-------------|
| IX.1 | MODELLI DI CALCOLO | IX.1 |
| IX.2 | ANALISI CON RICKER WAVELET | IX.3 |
| IX.2.1 | DEFINIZIONE DEI SEGNALI DI INPUT | IX.3 |
| IX.2.2 | RISULTATI DELLE ANALISI | IX.6 |
| IX.3 | ANALISI CON ACCELEROGRAMMI NATURALI | IX.8 |
| IX.3.1 | DEFINIZIONE DELLE AZIONI SISMICHE | IX.8 |
| IX.3.2 | RISULTATI DELLE ANALISI | IX.17 |
| IX.3.3 | SIMULAZIONI IN CONDIZIONI DI MASSIMO INVASO E SERBATOIO VUOTO | IX.47 |

CAP. X CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE **X.1**

BIBLIOGRAFIA **I**

Indice delle Figure

| | |
|---|-------|
| Fig. I.1 – Mappe di pericolosità sismica del territorio nazionale: (a) 1984; (b) 1996; (c) 2004..... | I.2 |
| Fig. II.1 – Diga di Ilarionas (Grecia). Nella foto si riconoscono il nucleo in argilla, i filtri di materiale granulare e i rinfianchi in rockfill..... | II.1 |
| Fig. II.2 – Risultati tipici di prove di costipamento nel piano $\gamma:w$ | II.3 |
| Fig. II.3 – Porosimetria della Barcelona red silty clay costipata in condizioni dry (DD) e wet (WW) (Suriol et al., 1998)..... | II.4 |
| Fig. II.4 – Variazioni di suzione su provini costipati a diverse condizioni iniziali (Suriol et al., 1998)..... | II.4 |
| Fig. II.5 – Porosometrie della Barcellona red silty clay: (a) DD campione costipato in condizioni dry, WD campione costipato sul lato wet e poi essiccato; (b) DW campione costipato sul lato dry e poi imbibito, WW campione costipato sul lato wet (Suriol et. al, 1998)..... | II.5 |
| Fig. II.6 – Curve caratteristiche di wetting e drying principale a volume costante (Romero & Vaunat, 2000)..... | II.7 |
| Fig. II.7 – Curve di ritenzione relative alla “Barcelona silty clay” costipata a diversi valori di densità secca (Barrera, 2002)..... | II.8 |
| Fig. II.8 – Curve di ritenzione di un terreno caratterizzato da bassa plasticità ottenute attraverso processi di drying su campioni costipati a condizioni differenti. (a), (b) e (c): Condizioni iniziali; (d) Curve di ritenzione misurate (Marinho & Stuermer, 2000)..... | II.9 |
| Fig. II.9 – Deformazioni volumetriche misurate durante le fasi di saturazione a diversi valori di tensione netta verticale. Campioni WD e DD della Barcelona red silty clay (Suriol et al., 1998)..... | II.10 |
| Fig. II.10 – Variazioni di volume specifico e grado di saturazione durante cicli di drying-wetting e di carico-scarico su due campioni costipati di caolino addizionato con bentonite (mod. da Sharma, 1998)..... | II.11 |
| Fig. II.11 – Involuppi di resistenza determinati in prove triassiali a suzione controllata su ghiaie di: (a) “Pancrudo slate” (argilloscisto), (b) calcari. | II.12 |
| Fig. II.12 – Risultati di prove di compressibilità edometrica sul “Pancrudo slate” (argilloscisto) (Oldecop & Alonso, 2001)..... | II.13 |
| Fig. II.13 – Prove edometriche sul “Pancrudo slate” (argilloscisto). (a) Percorsi tensione-suzione; (b) curve di compressibilità. I numeri racchiusi nei riquadri indicano i punti di saturazione (Oldecop & Alonso, 2004)..... | II.14 |
| Fig. II.14 – Velocità di propagazione delle lesioni in funzione del livello di carico e dell’umidità relativa (Oldecop & Alonso, 2001)..... | II.15 |

| | |
|--|--------|
| Fig. II.15 – Evoluzione dei cedimenti in cresta misurati su diverse dighe con rockfill (fonte dati: Marsal et al., 1976; Sherard & Cooke, 1987; Soriano et al., 1992; Naylor et al., 1997) (Oldecop & Alonso, 2007). | II.16 |
| Fig. III.1 – Vista aerea in direzione Nord Est. | III.1 |
| Fig. III.2 – Sezione trasversale della Lower San Fernando Dam: a) configurazione pre-sisma b) configurazione post-sisma c) ricostruzione della sezione (Seed, et al., 1975). | III.3 |
| Fig. III.3 – Frana del paramento di monte e cedimento del coronamento (Wallace R.E., USGS, 1971). | III.4 |
| Fig. III.4 – Paramento di monte a seguito dello svaso del serbatoio (Boulanger R.W., sito web: http://cee.engr.ucdavis.edu/faculty/boulanger/). | III.4 |
| Fig. III.5 – Bacini e sbarramenti delle dighe nella San Fernando Valley (USGS). | III.6 |
| Fig. III.6 – Sezione trasversale della Los Angeles Dam (ICOLD, 2001). | III.6 |
| Fig. III.7 – Lesioni sul paramento di monte della Los Angeles Dam a seguito del terremoto di Northridge del 1994 (USGS). | III.7 |
| Fig. III.8 – Panoramica della diga di Conza (http://eipli.it/competenze/dighe/153_diga-di-conza). | III.8 |
| Fig. III.9 – Sezione trasversale della diga di Conza: A) sezione originale; B) sezione post-sisma; 1) nucleo; 2) filtri di transizione; 3) fianchi rilevato; 4) materiale alluvionale; 5) fondazione argillosa (Brigante, 2011). | III.8 |
| Fig. III.10 – Distribuzione granulometrica dei materiali costituenti la diga: 1) nuclei, 2) rinfianchi, 3) filtri (Brigante, 2011). | III.8 |
| Fig. III.11 – Storia di costruzione e di invaso della diga di Conza (Brigante, 2011). | III.9 |
| Fig. III.12 – Accelerazioni registrate a Calitri durante l'evento del 23/11/1980 in Irpinia (modificata da (Brigante, 2011). | III.10 |
| Fig. III.13 – Segmenti di faglia attivati durante l'evento del 23/11/1980 in Irpinia (Bernard P. & Zollo A., 1989). | III.10 |
| Fig. III.14 – Sezione diga di Conza: in blu sezione originale, in rosso sezione post-sisma 1) Nucleo, 2) Filtri di transizione, 3) Fianchi rilevato, 4) Materiale alluvionale, 5) Fondazione argillosa (Brigante, 2011). | III.10 |
| Fig. III.15 – Rappresentazione profili di cedimento in corrispondenza della sezione 2 (Brigante, 2011). | III.12 |
| Fig. III.16 – Cedimenti rilevato e fondazione lungo le sezioni strumentate (Brigante, 2011). | III.12 |
| Fig. III.17 – Vista aerea della Fujinuma Dam (Main Dam) e della diga ausiliaria (Auxiliary Dam) nel 2009 (modificata da Wikipedia/JAC, 2011). | III.13 |
| Fig. III.18 – Sezione trasversale della diga (Charatpangoon et al., 2014). | III.14 |

| | |
|---|--------|
| Fig. III.19 – Granulometria dei materiali e indicazione dei limiti di potenziale liquefazione definiti da Tsuchida (1970). | III.14 |
| Fig. III.20 – Posizione approssimativa della Fujinuma Dam sulla Shake Map fornita dall' USGS per il sisma del 11/03/2011 (fonte USGS, aggiornata al 13/03/2011). | III.15 |
| Fig. III.21 – Registrazione del moto sismico presso la stazione FKSH08 di Naganuma. In ordine sono riportate le tre componenti N-S, E-W, U-D (Strong-motion Seismograph Networks K-NET, KiK-net. Sito web: http://www.kyoshin.bosai.go.jp/). | III.15 |
| Fig. III.22 – Fujinuma Dam: a) prima del sisma; b) dopo il collasso. In trasparenza l'area invasa dalla piena. | III.17 |
| Fig. III.23 – La perdita incontrollata d'acqua avvenuta circa 25 minuti dopo il sisma (Pradel, 2014)..... | III.18 |
| Fig. III.24 – L'asportazione del materiale del corpo diga..... | III.18 |
| Fig. III.25 – Vista dalla spalla destra della porzione del paramento di valle erosa dall'acqua. Da notare la superficie superiore del materiale "Dark Brown" (intermedio) rimasta praticamente uniforme..... | III.19 |
| Fig. IV.1 – Diagramma di flusso della valutazione della prestazione sismica per le dighe in terra. | IV.3 |
| Fig. V.1 – Configurazione contestuale all'azione sismica di una diga omogenea. | V.2 |
| Fig. V.2 – Configurazione contestuale all'azione sismica di una diga zonata..... | V.2 |
| Fig. V.3 – Osservazioni sperimentali dell'asincronismo sulla diga del Camastra (Sica et al., 2008)..... | V.3 |
| Fig. V.4 – Simulazioni numeriche della risposta sismica della diga del Camastra (Bilotta et al., 2010)..... | V.4 |
| Fig. V.5 – Accettabilità delle superfici di scorrimento in termini di spostamenti..... | V.4 |
| Fig. V.6 – Configurazione post-sismica di una diga omogenea..... | V.5 |
| Fig. V.7 – Configurazione post-sismica di una diga zonata. | V.5 |
| Fig. V.8 – Configurazione in condizioni di rapido svasso con eventuale after-shock per una diga omogenea..... | V.6 |
| Fig. V.9 – Configurazione in condizioni di rapido svasso con eventuale after-shock per una diga zonata. | V.6 |
| Fig. V.10 – Configurazione contestuale all'azione sismica e in fase post-sismica di una diga in rockfill con manto..... | V.7 |
| Fig. V.11 – Fenomeni erosivi innescati dall'azione sismica in una diga omogenea.. | V.9 |
| Fig. V.12 – Fenomeni erosivi innescati dall'azione sismica in una diga zonata. | V.10 |
| Fig. V.13 – Fratture nel manto di tenuta..... | V.11 |

| | |
|--|-------|
| <i>Fig. V.14 – Configurazione di una diga con l'ipotesi di rimozione del manto di tenuta per eccessiva fratturazione.</i> | V.11 |
| <i>Fig. V.15 – Stress paths in condizioni non drenate di sabbie limose sciolte (Lade & Yamamuro, 1997).</i> | V.13 |
| <i>Fig. VI.1 – Panoramica della diga di Monte Cotugno.</i> | VI.1 |
| <i>Fig. VI.2 – Planimetria della diga.</i> | VI.2 |
| <i>Fig. VI.3 – Sezione trasversale tipo.</i> | VI.3 |
| <i>Fig. VI.4 – Particolare del manto in conglomerati bituminosi.</i> | VI.4 |
| <i>Fig. VI.5 – Geologia della stretta di Monte Cotugno e ipotesi di ubicazione del rilevato (Trimigliozzi, 1978).</i> | VI.8 |
| <i>Fig. VI.6 - Geologia della stretta di Monte Cotugno e soluzione approvata (Trimigliozzi, 1978).</i> | VI.9 |
| <i>Fig. VI.7 – Sezioni geologiche in corrispondenza della stretta di Monte Cotugno (Trimigliozzi, 1978).</i> | VI.10 |
| <i>Fig. VI.8 – Risultati delle analisi granulometriche.</i> | VI.12 |
| <i>Fig. VI.9 – Limiti di consistenza dei terreni di fondazione.</i> | VI.12 |
| <i>Fig. VI.10 – Misure di contenuto d'acqua e peso secco dell'unità di volume del materiale del rilevato (modificata da (Callari & Jappelli, 2004)).</i> | VI.14 |
| <i>Fig. VI.11 – Curva di costipamento ottenuta in laboratorio sul materiale costituente il corpo diga.</i> | VI.15 |
| <i>Fig. VI.12 – Indice di compressibilità dei terreni di fondazione.</i> | VI.16 |
| <i>Fig. VI.13 – Curve di compressibilità edometrica relative a due campioni caratterizzati da diversa composizione granulometrica.</i> | VI.16 |
| <i>Fig. VI.14 – Risultati di prove di compressione triassiale (CID) sui terreni di fondazione.</i> | VI.18 |
| <i>Fig. VI.15 – Involuppi di resistenza di prove triassiali (CID) sui terreni di fondazione.</i> | VI.18 |
| <i>Fig. VI.16 – Fuso granulometrico del materiale costituente il corpo diga a seguito del "taglio".</i> | VI.19 |
| <i>Fig. VI.17 – Curve di costipamento e indicazioni delle prove triassiali effettuate sul materiale del corpo diga.</i> | VI.20 |
| <i>Fig. VI.18 - Involuppi di resistenza di prove triassiali (CID) sui materiali del corpo diga.</i> | VI.21 |
| <i>Fig. VI.19 – Confronti dei risultati di prove triassiali, nel piano $q:\epsilon$, su provini saturati e non saturati.</i> | VI.22 |
| <i>Fig. VI.20 – Ubicazione dei pilastri per la misura degli spostamenti.</i> | VI.25 |

| | |
|--|--------|
| Fig. VI.21 – Ubicazione delle colonne assestometriche..... | VI.25 |
| Fig. VI.22 – Ubicazione delle celle piezometriche e dei piezometri. | VI.25 |
| Fig. VI.23 – Storia di costruzione ed evoluzione del livello d’invaso al dicembre 2003. | VI.26 |
| Fig. VI.24 – Cedimenti misurati in fase costruttiva lungo gli assestimetri A6, A7, A8. | VI.28 |
| Fig. VI.25 – Cedimenti corretti relativi alla fase costruttiva lungo gli assestimetri A6, A7, A8. | VI.28 |
| Fig. VI.26 – Assestometro A6: misure depurate del cedimento del piano di fondazione ed interpretazione dei comportamenti osservati durante la fase costruttiva. | VI.29 |
| Fig. VI.27 – Decorso dei cedimenti registrati lungo l’assestometro A6. | VI.30 |
| Fig. VI.28 – Cedimenti a fine costruzione lungo lo sviluppo longitudinale dell’opera. | VI.31 |
| Fig. VI.29 – Ubicazione delle celle piezometriche e dei piezometri installati in corrispondenza della sezione maestra della diga di Monte Cotugno. | VI.33 |
| Fig. VI.30 – Evoluzione delle quote piezometriche nei terreni di fondazione..... | VI.34 |
| Fig. VI.31 – Evoluzione delle quote piezometriche durante la fase d’invaso a monte e a valle della paratia di tenuta in corrispondenza della sezione maestra. | VI.34 |
| Fig. VII.1 – Effetto del parametro g_a sulla curva di ritenzione. | VII.8 |
| Fig. VII.2 – Effetto del parametro g_n sulla curva di ritenzione. | VII.8 |
| Fig. VII.3 – Relazione tensioni-deformazioni in condizioni triassiali (mod. da (Schanz, et al., 1999)). | VII.10 |
| Fig. VII.4 – Forma delle superfici di snervamento deviatorica per valori crescenti del parametro di incrudimento γ_p considerando $m = 0.5$ (mod. da (Schanz, et al., 1999)). | VII.11 |
| Fig. VII.5 – Evoluzione delle superfici di snervamento deviatorica e volumetrica nel piano p-q (mod. da (Benz, 2006))..... | VII.13 |
| Fig. VII.6 – Confronto tra la relazione di Hardin-Drnevich e i dati sperimentali (Santos & Correia, 2000). | VII.16 |
| Fig. VII.7 – Cut-off nella curva di decadimento della rigidità tangente adottato nel modello HS-Small (a) e effetti sul decadimento del modulo secante (b) (mod. da (Benz, 2006))..... | VII.18 |
| Fig. VII.8 – Rappresentazione schematica del comportamento isteretico descritto dal modello HS-Small (mod. da (Brinkgreve, et al., 2007)). | VII.19 |
| Fig. VII.9 – Rappresentazione schematica delle curve di decadimento del modulo di rigidità a taglio secante, G_s , e tangente, G_t , e del rapporto di smorzamento, D , al variare del livello deformativo, γ | VII.20 |

| | |
|--|---------|
| Fig. VIII.1 – Procedura schematica della modellazione del problema. | VIII.1 |
| Fig. VIII.2 – Modello geometrico della diga di Monte Cotugno. | VIII.3 |
| Fig. VIII.3 – Storia di costruzione del rilevato e variazione del livello d’invaso. In nero la storia riprodotta nelle simulazioni numeriche; in rosso la reale storia di costruzione ricavata dall’assestometro A6..... | VIII.3 |
| Fig. VIII.4 – Dimensioni del dominio di analisi. | VIII.4 |
| Fig. VIII.5 – Discretizzazione del modello agli elementi finiti: (a) ingrandimento sul corpo diga; (b) intero dominio di analisi. | VIII.4 |
| Fig. VIII.6 – Procedura schematica adottata per la calibrazione dei parametri costitutivi..... | VIII.6 |
| Fig. VIII.7 – Inviluppo di resistenza delle argille marnose ricavato da prove triassiali di tipo CID. | VIII.7 |
| Fig. VIII.8 – Interpretazione delle curve, nel piano $q:\varepsilon$, relative a prove triassiali (CID) sulle argille marnose..... | VIII.8 |
| Fig. VIII.9 – Calibrazione dei parametri E_{oedref} (modulo di rigidezza in condizioni edometriche) e m (dipendenza del modulo di rigidezza dallo stato tensionale). | VIII.8 |
| Fig. VIII.10 – Calibrazione dei parametri che governano il comportamento ciclico e a piccole deformazioni. | VIII.9 |
| Fig. VIII.11 – Confronto tra i dati sperimentali e le previsioni del modello: (a) prove triassiali; (b) prove edometriche. | VIII.10 |
| Fig. VIII.12 – Inviluppi di resistenza dei materiali costituenti il corpo diga. (a) campioni costipati in condizioni optimum; (b) campioni costipati in condizioni dry. | VIII.12 |
| Fig. VIII.13 – Interpretazione delle curve, nel piano $q:\varepsilon$, relative a prove triassiali (CID) sui materiali costituenti il corpo diga..... | VIII.13 |
| Fig. VIII.14 – Distribuzione granulometrica dei materiali assunti come riferimento per le indicazioni di letteratura sul comportamento a piccole deformazioni e in campo ciclico. | VIII.13 |
| Fig. VIII.15 - Calibrazione dei parametri che governano il comportamento ciclico e a piccole deformazioni. | VIII.14 |
| Fig. VIII.16 – Confronto tra i dati sperimentali e le previsioni del modello. | VIII.15 |
| Fig. VIII.17 – Curve di ritenzione idrica. | VIII.16 |
| Fig. VIII.18 – Variazione della permeabilità satura all’aumentare della suzione. | VIII.18 |
| Fig. VIII.19 – Confronto tra cedimenti calcolati e misurati lungo l’assestometro A6. | VIII.19 |
| Fig. VIII.20 – Profili di cedimenti calcolati e misurati a fine costruzione..... | VIII.22 |
| Fig. VIII.21 – Decorso dei cedimenti calcolati e misurati lungo l’assestometro A6. | VIII.22 |

| | |
|--|---------|
| Fig. VIII.22 – Evoluzione delle quote piezometriche calcolate e misurate..... | VIII.23 |
| Fig. VIII.23 – Contorni di tensione media totale, p . (a) fine costruzione; (b) dicembre 2003..... | VIII.24 |
| Fig. VIII.24 – Contorni di tensione media efficace, p' . (a) fine costruzione; (b) dicembre 2003..... | VIII.25 |
| Fig. VIII.25 – Contorni di pressione interstiziale, p_w . (a) fine costruzione; (b) dicembre 2003..... | VIII.26 |
| Fig. IX.1 – Curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e di smorzamento adottate nei due modelli di calcolo. | IX.2 |
| Fig. IX.2 – Ricker wavelet a parità di a_{max} (primo set). | IX.4 |
| Fig. IX.3 – Ricker wavelet a parità di Intensità di Arias (secondo set). | IX.5 |
| Fig. IX.4 – Risultati dell'analisi con il primo set di Ricker wavelet. | IX.7 |
| Fig. IX.5 – Curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e di smorzamento dei terreni di fondazione nell'ipotesi di $PI = 40\%$ (mod. A) e $PI = 15\%$ (mod. B). | IX.7 |
| Fig. IX.6 – Risultati delle analisi con il secondo set di Ricker wavelet..... | IX.8 |
| Fig. IX.7 – Spettri di risposta elastici in accelerazione e parametri necessari alla loro determinazione. | IX.9 |
| Fig. IX.8 – Spettri di accelerazione per gli eventi sismici registrati in località Senise (PZ)..... | IX.11 |
| Fig. IX.9 – Disaggregazione di a_g per il sito di ubicazione della diga di Monte Cotugno. | IX.12 |
| Fig. IX.10 – Accelerogrammi selezionati come azioni sismiche di riferimento per le analisi dinamiche..... | IX.14 |
| Fig. IX.11 – Spettri in accelerazione degli accelerogrammi selezionati e confronto tra spettro medio dei segnali e spettro obiettivo. | IX.16 |
| Fig. IX.12 – Profili di accelerazione orizzontale massima (in valore assoluto) nei due modelli di calcolo. | IX.17 |
| Fig. IX.13 – Confronti tra gli spettri di risposta in accelerazione relativi al segnale di input e ai segnali calcolati in cresta nei due modelli. | IX.20 |
| Fig. IX.14 – Storie temporali di spostamenti orizzontali calcolate in cresta nel modello A ($PI=40\%$)..... | IX.22 |
| Fig. IX.15 – Storie temporali di spostamenti orizzontali calcolati in cresta nel modello B ($PI=15\%$). | IX.23 |
| Fig. IX.16 – Profili di spostamenti orizzontali permanenti in asse diga nei due modelli di calcolo. | IX.24 |
| Fig. IX.17 – Profili di spostamenti orizzontali permanenti nel corpo diga depurati degli spostamenti orizzontali permanenti di terreni di fondazione. | IX.24 |

| | |
|--|-------|
| Fig. IX.18 – Storie temporali di cedimenti in cresta calcolati nel modello A. | IX.25 |
| Fig. IX.19 – Storie temporali di cedimenti in cresta calcolati nel modello B. | IX.25 |
| Fig. IX.20 – Contorni di spostamenti permanenti nei due modelli di calcolo indotti dall'evento di Coyote Lake..... | IX.26 |
| Fig. IX.21 – Contorni di spostamenti permanenti nei due modelli di calcolo indotti dall'evento di San Fernando. | IX.27 |
| Fig. IX.22 - Contorni di spostamenti permanenti nei due modelli di calcolo indotti dall'evento di Northridge. | IX.28 |
| Fig. IX.23 – Contorni di spostamenti permanenti nei due modelli di calcolo indotti dall'evento di Kern Country. | IX.29 |
| Fig. IX.24 – Contorni di spostamenti permanenti nei due modelli di calcolo indotti dall'evento dell'Irpinia..... | IX.30 |
| Fig. IX.25 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Coyote Lake..... | IX.32 |
| Fig. IX.26 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento San Fernando. | IX.33 |
| Fig. IX.27 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Northridge. | IX.34 |
| Fig. IX.28 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Kern Country. | IX.35 |
| Fig. IX.29 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Irpinia (ALT). | IX.36 |
| Fig. IX.30 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Coyote Lake..... | IX.37 |
| Fig. IX.31 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento San Fernando. | IX.38 |
| Fig. IX.32 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Northridge. | IX.39 |
| Fig. IX.33 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Kern Country. | IX.40 |
| Fig. IX.34 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Irpinia (ALT). | IX.41 |
| Fig. IX.35 – Deformazioni assiali nel manto bituminoso calcolate nel mod. A..... | IX.43 |
| Fig. IX.36 – Deformazioni distorsionali nel manto bituminoso calcolate nel mod. A. | IX.44 |
| Fig. IX.37 – Deformazioni assiali nel manto bituminoso calcolate nel mod. B. | IX.45 |

| | |
|---|--------------|
| <i>Fig. IX.38 – Deformazioni distorsionali nel manto bituminoso calcolate nel mod. B.</i> | <i>IX.46</i> |
| <i>Fig. IX.39 – Storie temporali di spostamenti orizzontali calcolati in cresta nelle condizioni di massimo invaso e serbatoio vuoto.</i> | <i>IX.48</i> |
| <i>Fig. IX.40 – Storie temporali dei cedimenti in cresta calcolati nella condizione di massimo invaso.</i> | <i>IX.49</i> |
| <i>Fig. IX.41 – Storie temporali dei cedimenti in cresta calcolati nella condizione di serbatoio vuoto.</i> | <i>IX.49</i> |
| <i>Fig. IX.42 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali residue indotte dall'evento di Kern Country nella condizione di massimo invaso.</i> | <i>IX.50</i> |
| <i>Fig. IX.43 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali residue indotte dall'evento di Kern Country nella condizione di serbatoio vuoto.</i> | <i>IX.51</i> |

Indice delle Tabelle

| | |
|---|---------|
| Tab. II.1 – Confronto tra modelli per rockfill non saturi e terreni non saturi (Alonso & Pinyol, 2008)..... | II.17 |
| Tab. III.1 – San Fernando Earthquake (Seed, et al., 1975)..... | III.2 |
| Tab. IV.1 – Classificazione delle dighe in funzione delle perdite a seguito di un collasso (FEMA 1998)..... | IV.4 |
| Tab. IV.2 – Periodi di riferimento per le dighe esistenti e di nuova costruzione. | IV.8 |
| Tab. IV.3 – Periodi di ritorno T_R per le dighe esistenti e di nuova costruzione. | IV.8 |
| Tab. IV.4 – Valutazioni delle azioni sismiche specificate dalle diverse linee guida e normative. | IV.11 |
| Tab. IV.5 – Stati Limite di riferimento e metodi di analisi specificati dalle diverse linee guida e normative. | IV.13 |
| Tab. VI.1 – Caratteristiche generali relative alle arenarie, sabbie e limi (S32) ed alle argille marnose (S91)..... | VI.13 |
| Tab. VI.2 – Parametri di resistenza al taglio per alcune prove triassiali drenate assunte come riferimento..... | VI.17 |
| Tab. VI.3 – Valori di w e γ_d in condizioni di optimum..... | VI.19 |
| Tab. VII.1 – Gerarchia dei metodi di analisi di instabilità dei pendii e liquefazione in condizioni sismiche (mod. da Silvestri & d'Onofrio, 2014)..... | VII.1 |
| Tab. VIII.1 – Parametri per la costruzione delle curve di ritenzione idrica tratti dal database USDA..... | VIII.16 |
| Tab. VIII.2 – Valori di permeabilità satura per i diversi materiali. | VIII.17 |
| Tab. VIII.3 – Valori dei parametri costitutivi adottati nella prima simulazione delle fasi statiche..... | VIII.18 |
| Tab. VIII.4 – Valori dei parametri costitutivi adottati nella seconda simulazione delle fasi statiche..... | VIII.20 |
| Tab. IX.1 – Caratteristiche dei Ricker wavelet assunti come segnali di input..... | IX.3 |
| Tab. IX.2 – Periodi di riferimento per le dighe esistenti..... | IX.9 |
| Tab. IX.3 – Periodi di ritorno T_R per le dighe esistenti..... | IX.9 |
| Tab. IX.4 – Eventi sismici registrati in località Senise (PZ). | IX.10 |
| Tab. IX.5 – Parametri per la descrizione degli eventi sismici di riferimento..... | IX.15 |
| Tab. IX.6 – Parametri di spettro-compatibilità e per la descrizione sintetica del moto sismico degli accelerogrammi selezionati. | IX.15 |
| Tab. IX.7 – Valori massimi di accelerazione e rapporti di amplificazione..... | IX.18 |

Tab. IX.8 – Valori massimi di deformazioni assiali e distorsionali nel manto bituminoso. IX.42

Tab. IX.9 – Spostamenti orizzontali massimi e residui calcolati in cresta nelle condizioni di massimo invaso e serbatoio vuoto. IX.47

Cap. I Introduzione

I.1 Premessa

I dati ricavabili dalla letteratura internazionale indicano che, sino alla metà degli anni '60, l'attenzione posta dalla comunità tecnico-scientifica sul problema della sicurezza sismica delle dighe di terra è stata molto scarsa o addirittura nulla. Prima di allora, la progettazione sismica delle dighe di materiali sciolti era basata su metodi empirici e criteri analitici estremamente semplificati. Sulla base delle buone prestazioni manifestate a seguito di eventi sismici, gli ingegneri erano convinti che si potessero realizzare sempre ed ovunque opere di sbarramento sicure.

Soltanto dopo il terremoto di San Fernando del 1971, che provocò il collasso della *Lower San Fernando Dam*, gli studiosi riconsiderarono seriamente il problema. A partire da quella data, si sono ottenuti numerosi progressi nella comprensione del comportamento dinamico delle dighe di terra. Gli studi sulla determinazione delle azioni sismiche di riferimento, lo sviluppo di modellazioni fisico-matematiche capaci di descrivere la risposta dell'elemento di volume a sollecitazioni di tipo dinamico e la diffusione di strumenti di calcolo in grado di risolvere sistemi di equazioni differenziali che governano il problema al finito mediante tecniche di integrazione numerica, rappresentano gli elementi fondamentali che hanno contribuito alla nascita dei cosiddetti "approcci avanzati" con i quali è possibile approssimare accuratamente i reali fenomeni fisici. Tuttavia, nella pratica ingegneristica si è continuato per decenni a privilegiare l'utilizzo di metodi di calcolo semplificati piuttosto che adottare gli approcci avanzati in virtù dell'applicazione relativamente facile nonché meno onerosa e dell'esperienza consolidata nel corso degli anni nel campo dei primi metodi. Ciò implica che la maggior parte delle opere di terra oggi in esercizio sono state progettate con criteri considerati ormai superati.

Attualmente, a livello nazionale, l'attenzione è principalmente rivolta alla sicurezza delle grandi dighe esistenti. A seguito della variata classificazione sismica del territorio italiano avvenuta negli ultimi anni (Fig. I.1), la Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture idriche ed elettriche ha individuato numerose dighe di materiali sciolti per le quali è necessario effettuare la rivalutazione delle condizioni di sicurezza. L'aspetto prioritario da prendere in esame è valutare se l'opera, assoggetta ad azioni sismiche più severe rispetto a quelle per le quali è stata progettata, sia in grado di scongiurare il raggiungimento di una condizione di collasso che determini il rilascio incontrollato d'acqua o se occorra realizzare degli interventi di riqualificazione atti a conseguire i livelli di sicurezza stabiliti nelle vigenti norme.

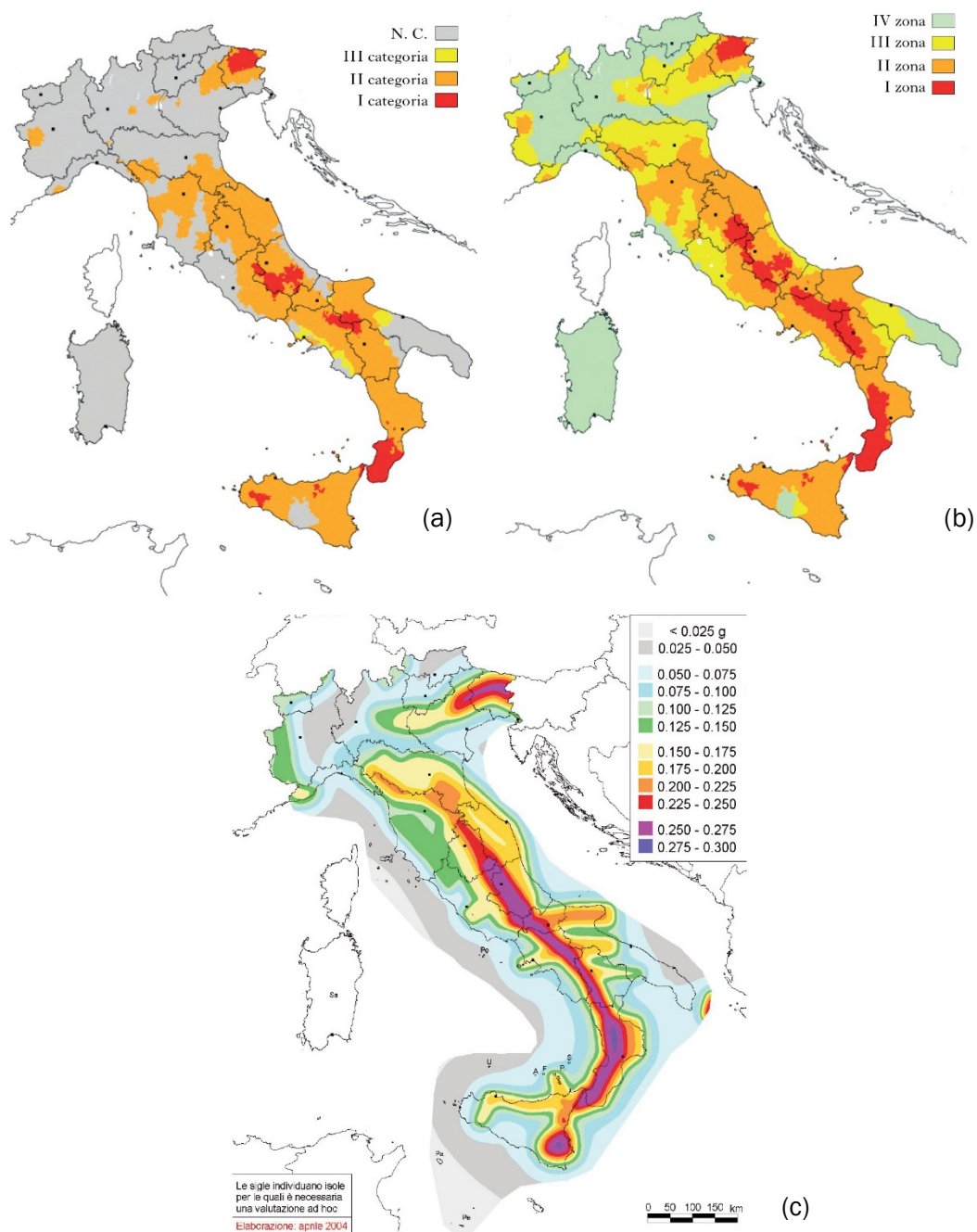


Fig. I.1 - Mappe di pericolosità sismica del territorio nazionale: (a) 1984; (b) 1996; (c) 2004.

I.2 Scopo della ricerca

Il presente lavoro è inquadrato nell'ambito della convenzione di ricerca stipulata tra il Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale (DICEA) dell'Università degli Studi di Napoli Federico II e la Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture idriche ed elettriche dal titolo: *“Rivalutazione della sicurezza sismica delle grandi dighe in materiali sciolti”*.

Il principale obiettivo è quello di proporre una metodologia da assumere come riferimento per la rivalutazione delle condizioni di sicurezza sismica delle dighe con manto esistenti.

A tal fine si è ritenuto opportuno condurre preliminarmente uno studio di carattere generale sullo stato dell'arte nella verifica sismica di dighe di terra. Tale studio è orientato *in primis* all'analisi dei meccanismi di danneggiamento che un'opera può manifestare per effetto di scuotimenti sismici ed *in secundis* alla ricerca dei più aggiornati criteri in merito alla definizione delle azioni sismiche da assumere come riferimento nello svolgimento delle verifiche. L'attività è stata svolta attraverso il reperimento in letteratura di *case-histories* ben documentate di dighe di terra danneggiate in maniera significativa da terremoti e di disposizioni indicate in Norme e/o Linee Guida emanate nei Paesi ad elevata pericolosità sismica.

Successivamente, il lavoro è indirizzato alla previsione della risposta sismica di una diga con manto esistente. Tra le diverse opere presenti sul territorio nazionale appartenenti alla suddetta categoria, è stata scelta la diga di Monte Cotugno. Essa rappresenta, infatti, una tra le tante opere di sbarramento progettate senza portare in conto azioni di natura sismica e per le quali ora è necessario effettuare la rivalutazione delle condizioni di sicurezza.

Dopo l'analisi delle vicissitudini subite dall'opera durante le fasi di costruzione ed esercizio, ricavate attraverso l'interpretazione dei dati del monitoraggio, si è cercato di riprodurre il comportamento osservato tramite simulazioni numeriche. Tale operazione ha la duplice finalità di calibrare affidabilmente i parametri del modello di calcolo messo a punto e di assegnare correttamente le condizioni iniziali della diga prima degli eventi sismici che si intendono analizzare.

Nello svolgimento delle analisi dinamiche sono state assunte diverse ipotesi in relazione alle proprietà di rigidità e smorzamento assegnate ai terreni di fondazione, alle caratteristiche dei segnali di input ed al livello d'invaso all'interno del serbatoio. Tali assunzioni hanno lo scopo di consegnare, come ulteriore prodotto dell'attività di ricerca svolta, uno studio di sensibilità della risposta sismica dell'opera alla variabilità di alcuni fattori.

Il problema è stato modellato attraverso l'adozione di un approccio accoppiato avanzato, utilizzando un legame costitutivo elasto-plastico con incrudimento isotropo capace di descrivere il comportamento non lineare dei terreni coinvolti sia in campo statico sia in campo dinamico.

I.3 Organizzazione del testo

Il testo è articolato in 10 Capitoli, il primo dei quali è il presente Capitolo introduttivo.

Capitolo II: illustra dapprima alcuni aspetti relativi al costipamento dei terreni a grana medio-fina adottati nella costruzione delle dighe di materiali sciolti, analizzando gli effetti da esso prodotti sulla risposta idraulica e meccanica. Successivamente, viene trattato separatamente il comportamento del rockfill, poiché i meccanismi deformativi che lo caratterizzano differiscono da quelli relativi ai terreni costipati a grana medio-fine.

Capitolo III: sintetizza la documentazione che la letteratura offre circa i meccanismi di danneggiamento osservati sulle dighe di terra a seguito di episodi di forte scuotimento sismico. Per quattro opere ritenute particolarmente rappresentative viene proposta una descrizione sintetica della *case-history* di danneggiamento sismico, illustrando e interpretando schemi geometrici, foto e osservazioni di grandezze fisiche significative.

Capitolo IV: esamina alcuni documenti contenenti raccomandazioni e prescrizioni, internazionali ed italiane, ritenuti maggiormente funzionali in relazione alla caratterizzazione degli eventi sismici di riferimento ed alla definizione delle verifiche sismiche da adempire. Gli elementi salienti di tali documenti, integrati con quelli derivanti dalla disamina dei regolamenti di altri Paesi (India, Nuova Zelanda, Svizzera e Portogallo) non riportati esplicitamente nel testo, sono riassunti in due tabelle, attraverso le quali è possibile peraltro realizzare un rapido confronto fra i diversi approcci descritti.

Capitolo V: analizza i meccanismi di danneggiamento indicati nei due capitoli precedenti attraverso una trattazione di tipo sistematico e schematico, finalizzata alla proposta di riformulazione degli Stati Limite di collasso che un eventuale aggiornamento integrativo delle Norme sulle verifiche di sicurezza sismiche di una diga potrebbe adottare.

Capitolo VI: introduce il caso studio della diga di Monte Cotugno. Sono riportati i dati principali relativi alle dimensioni e alla geometria dello sbarramento, i risultati delle campagne d'indagini effettuate in fase di progettazione ed esecuzione dell'opera e, infine, sono interpretati i risultati del monitoraggio della diga.

Capitolo VII: è dedicato alla descrizione del sistema di equazioni differenziali implementate nel codice di calcolo adoperato (*PLAXIS 2D*) che governano il problema al finito. Viene inoltre presentata la formulazione del modello costitutivo *Hardening Soil with Small Strain Stiffness*, adottato per la descrizione del comportamento meccanico dei materiali. Si tratta di un modello elasto-plastico isteretico con incrudimento isotropo, in grado di descrivere il comportamento non lineare del terreno anche a piccole deformazioni e caratterizzato da moduli di rigidità dipendenti dallo stato tensionale.

Capitolo VIII: affronta lo studio del comportamento manifestato dalla diga riproducendo, attraverso simulazione numeriche del problema al finito, le fasi statiche dell'opera (costruzione, invaso ed esercizio). L'obiettivo è quello di ricostruire le

vicissitudini subite dalla diga, in modo da definire correttamente lo stato “pre-sismico”, in termini di stati tensionali e deformativi, prima di passare alle previsioni della risposta sismica dell’opera. Nel capitolo è descritta la definizione del modello geometrico e la procedura di calibrazione dei parametri costitutivi basata sui risultati delle prove di laboratorio e su indicazioni di letteratura. I risultati ottenuti con il primo set di parametri costitutivi vengono confrontati con i dati derivanti dal monitoraggio; l’analisi comparativa pone in evidenza la necessità di ricalibrare il valore di alcuni parametri relativi alla rigidezza dei materiali. Il soddisfacente accordo tra i risultati ottenuti con il secondo set di parametri costitutivi ed il comportamento osservato rappresenta il conseguimento dell’obiettivo preposto.

Capitolo IX: è indirizzato alla previsione del comportamento sismico della diga di Monte Cotugno a mezzo di analisi dinamiche avanzate. Lo studio condotto è diviso in due ambiti. Nel primo ambito sono effettuate delle analisi dinamiche assumendo come azioni di riferimento diversi *Ricker wavelet*, ossia dei segnali artificiali. Queste analisi sono essenzialmente finalizzate a riflessioni teoriche sull’effetto che diversi segnali di input producono sulla risposta dinamica dell’opera. Nel secondo ambito, invece, le azioni di riferimento sono definite alla luce dei criteri indicati nei regolamenti nazionali ed internazionali in materia di verifiche di sicurezza sismica di dighe di materiali sciolti. Le previsioni del comportamento dell’opera vengono effettuate considerando un set di cinque accelerogrammi naturali selezionati da banche dati nazionali ed estere. Gli obiettivi dell’analisi sono principalmente rivolti a verificare se a seguito dell’applicazione di azioni sismiche l’opera raggiunga o meno una condizione di collasso che determini il rilascio incontrollato d’acqua.

Capitolo X: riepiloga il lavoro svolto fornendo considerazioni conclusive e possibili sviluppi futuri della ricerca.

Cap. II Peculiarità dei materiali adoperati per la costruzione delle dighe di terra

Lo studio delle dighe di terra è finalizzato a quantificare, attraverso l'adozione di metodi di analisi più o meno sofisticati, quali siano i margini di sicurezza nei confronti di possibili meccanismi di danneggiamento che possono manifestarsi durante la vita utile dell'opera sotto l'azione di diverse condizioni di carico. In generale, è richiesto che siano condotte le verifiche all'instabilità globale dei paramenti sia durante le fasi costruttive sia durante la fase di primo invaso nonché di esercizio, considerando la possibilità di occorrenza di rapidi svassi. A tal fine, assume un ruolo di fondamentale importanza la valutazione delle pressioni interstiziali che si generano nelle diverse fasi di vita dell'opera. In aggiunta, bisogna esaminare l'entità dei cedimenti dell'opera e la loro evoluzione nel tempo per verificare che siano non superiori al franco netto e comunque contenuti entro valori che non compromettano la funzionalità della struttura e delle opere accessorie. Altre aspetti importanti da verificare riguardano, inoltre, i fenomeni di fratturazione idraulica, l'erosione interna, le deformazioni del manto di impermeabilizzazione.

L'adozione di diverse tipologie di materiali nella costruzione di dighe di terra complica il problema da affrontare. Si pensi al caso delle dighe zonate (Fig. II.1), le quali sono costituite da un nucleo realizzato con materiale a grana fine costipato, da spalle composte da rockfill e da filtri di materiale granulare (zone di transizione).



Fig. II.1 - Diga di Ilarionas (Grecia). Nella foto si riconoscono il nucleo in argilla, i filtri di materiale granulare e i rinfianchi in rockfill.

Ciascuna tipologia di materiale adoperato nella costruzione delle dighe di terra è caratterizzata da una diversa risposta in termini meccanici ed idraulici. I meccanismi di deformazione, associati alle condizioni in cui si trova l'acqua all'interno dei pori, possono essere totalmente differenti. Pertanto, è necessario effettuare una distinzione dei materiali non solo sulla base della composizione granulometrica, ma principalmente in funzione del diverso comportamento che possono esibire.

La meccanica dei mezzi parzialmente saturi, allo stato delle attuali conoscenze, favorisce lo sviluppo di teorie e modelli atti a descrivere il comportamento dei diversi materiali costipati, contribuendo a migliorare lo stato dell'arte relativo allo studio delle dighe di terra.

Nel seguito si illustrano dapprima alcuni aspetti relativi al costipamento dei terreni a grana medio-fina e si analizzano gli effetti da esso prodotti sulla risposta idraulica e meccanica. Successivamente, viene trattato separatamente il comportamento del rockfill, poiché i meccanismi deformativi che lo caratterizzano differiscono da quelli relativi ai terreni costipati a grana medio-fine.

II.1 Terreni costipati

Nel 1933, Proctor fondò le basi per la comprensione del comportamento dei materiali a grana medio-fina costipati. Egli descrisse lo stato iniziale di un materiale costipato attraverso la definizione di due variabili: il peso secco dell'unità di volume (o densità secca), γ_d , e il contenuto d'acqua, w . A parità di tecnica di costipamento ed energia per unità di volume, la densità secca raggiunta alla fine del processo dipende dal contenuto d'acqua presente nel terreno.

Tipicamente, si osserva che (Fig. II.2):

- a bassi contenuti d'acqua la densità secca cresce all'aumentare di w , fino al raggiungimento di un valore massimo (anche detto *optimum*) w_{opt} ;
- superato il w_{opt} , la densità secca inizia a decrescere poiché l'energia di costipamento viene dissipata in sovrappressioni interstiziali;
- l'aumento dell'energia di costipamento dà luogo a densità più elevate e ad una riduzione del contenuto d'acqua ottimo.

Nella pratica ingegneristica, è prassi comune attribuire allo stato iniziale post-costipamento, definito attraverso la coppia di valori (γ_d , w), una tipologia di comportamento. Con riferimento allo studio delle dighe di terra, è noto che i materiali "da nucleo" costipati sul ramo *wet* ($w > w_{opt}$) risultano caratterizzati da maggiore deformabilità e minore permeabilità rispetto a quelle relative allo stesso materiale costipato in condizioni di *optimum*. Tale evidenza si traduce in una riduzione del rischio di formazione di lesioni e del fenomeno di fratturazioni idraulica; d'altro canto, l'alto valore del contenuto d'acqua iniziale può indurre lo sviluppo di sovrappressioni interstiziali durante le fasi di costruzione con ripercussioni negative nei confronti delle condizioni di sicurezza all'instabilità. I materiali costipati sul ramo *dry* ($w < w_{opt}$), invece, risultano più rigidi ma maggiormente suscettibili al fenomeno della fratturazione idraulica e alla formazione di fratture, oltre che al collasso per saturazione.

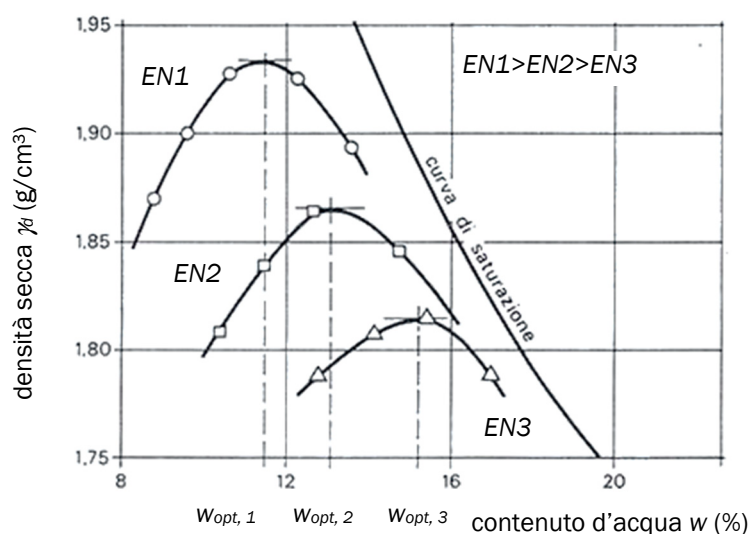


Fig. II.2 – Risultati tipici di prove di costipamento nel piano $\gamma_d:w$.

II.1.1 Microstruttura dei materiali costipati

I materiali costipati presentano una struttura che dipende sia da fattori intrinseci (forma e dimensione delle particelle, mineralogia, legami di cementazione) sia da fattori estrinseci (variabili di costipamento). Diversi Autori (Lambe, 1958), (Seed & Chan, 1959), hanno analizzato gli effetti indotti dal costipamento sulla struttura. Generalmente, i campioni costipati in condizioni *dry* presentano una struttura flocculata, con aggregati di particelle disposti senza ordine preferenziale, mentre quelli addensati in condizioni *wet* manifestano una struttura dispersa, con aggregati organizzati in maniera orientata.

I risultati di più recenti indagini sperimentali (Suriol, et al., 1998), condotte utilizzando la microscopia elettronica e la porosimetria, indicano che i terreni costipati sul lato *dry* presentano una distribuzione bi-modale della porosità ed una struttura con aggregati di varie dimensioni, mentre per quelli costipati sul lato *wet* prevale una distribuzione uni-modale della porosità ed una struttura omogenea, composta essenzialmente da una matrice priva di aggregati di grandi dimensioni (Fig. II.3).

Gli stessi Autori hanno inoltre studiato l'effetto prodotto da un processo di *drying* o *wetting* rispettivamente eseguiti sul campione costipato sul lato *wet* o *dry* (Fig. II.4). A livello fenomenologico, ci si aspetta che la variazione di suzione provochi delle deformazioni irreversibili e quindi una modifica della macrostruttura del materiale. Tuttavia l'aspetto più interessante è valutare, a parità di stato finale espresso in termini di densità secca e contenuto d'acqua, l'influenza del processo sulla microstruttura del materiale.

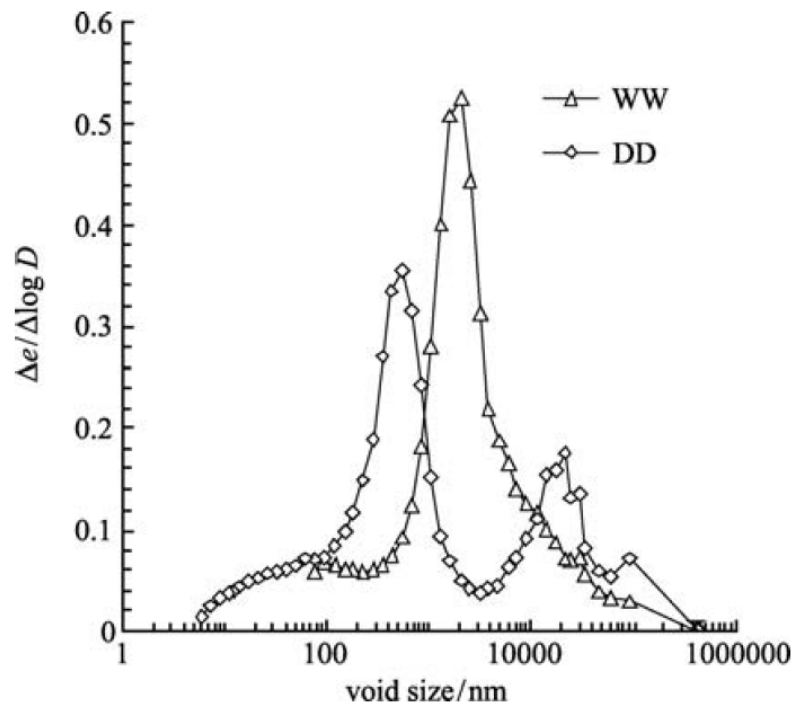


Fig. II.3 - Porosimetria della Barcelona red silty clay costipata in condizioni dry (DD) e wet (WW) (Suriol et al., 1998).

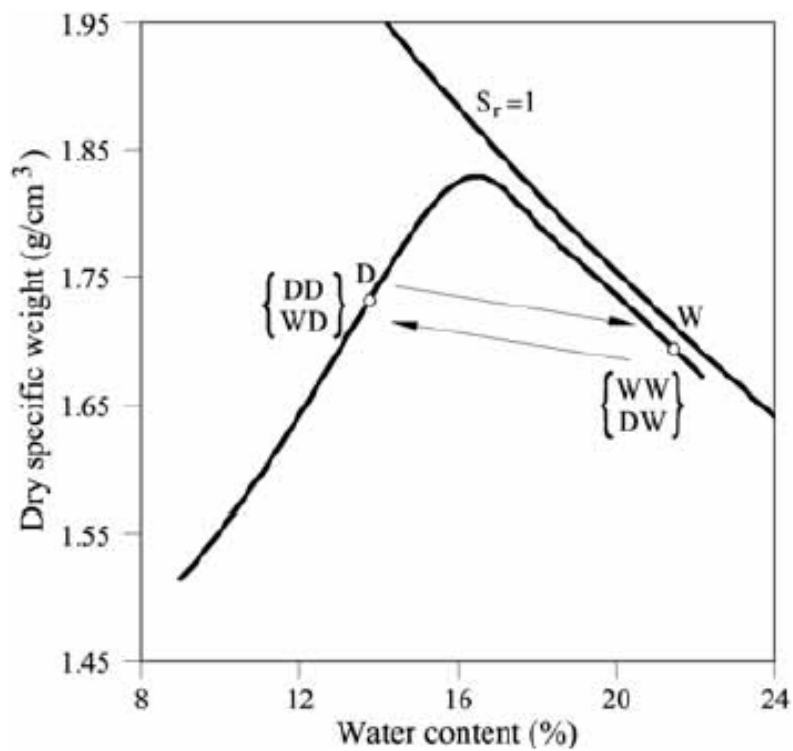


Fig. II.4 - Variazioni di suzione su provini costipati a diverse condizioni iniziali (Suriol et al., 1998).

Il confronto tra le curve riportate in Fig. II.5 (a) indica che il campione costipato sul lato *dry* (DD) è caratterizzato dalla presenza di una maggiore percentuale di pori di grandi dimensioni rispetto al campione che costipato sul lato *wet* viene successivamente essiccato (WD) fino al raggiungimento delle stesse condizioni iniziali di DD. Allo stesso modo (Fig. II.5 (b)), aggiungendo acqua al campione inizialmente costipato sul *dry* (DW), permane ancora una maggiore percentuale di pori di grandi dimensioni rispetto a quella presente nel campione costipato direttamente in condizioni *wet* (WW).

Il processo di *drying* provoca un aumento della dimensione dei pori in un campione inizialmente costipato sul lato *wet* (cfr. curve WD e WW). Il confronto, invece, tra le curve DW e DD pone in evidenza che il processo di *wetting* comporta una riduzione della presenza di pori di grandi dimensioni, probabilmente motivata dall'espansione delle particelle d'argilla.

Alla luce di quanto osservato, è possibile affermare che le variazioni di suzione a seguito del costipamento comportano una significativa modifica della microstruttura dei terreni a grana fine costipati.

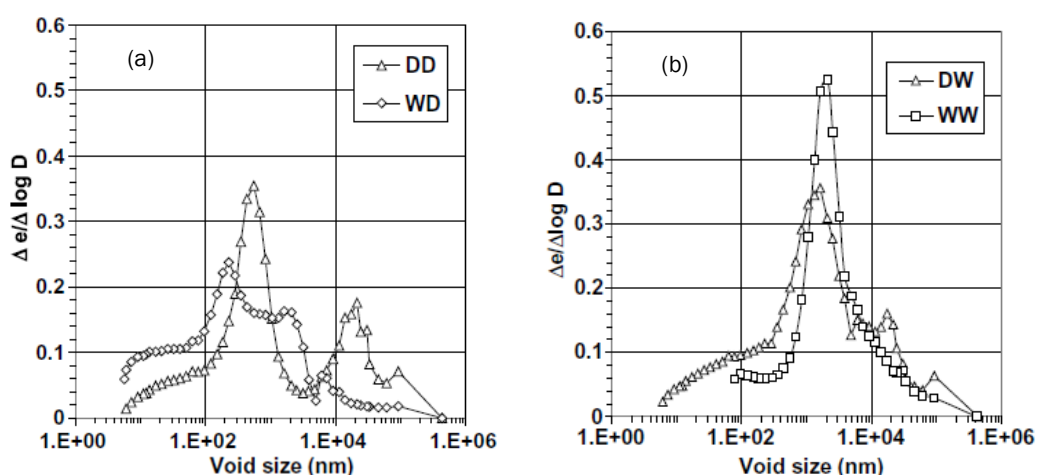


Fig. II.5 – Porosometrie della Barcellona red silty clay: (a) DD campione costipato in condizioni dry, WD campione costipato sul lato wet e poi essiccato; (b) DW campione costipato sul lato dry e poi imbibito, WW campione costipato sul lato wet (Suriol et. al, 1998).

II.1.2 La curva di ritenzione idrica

In un terreno non saturo, l'acqua di porosità può essere classificata in tre diverse forme:

- acqua "libera", presente all'interno dei pori di dimensioni maggiori (macropori), la quale ha la possibilità di muoversi per effetto di gradienti idraulici. Tipicamente è possibile suddividerla in acqua di menisco e acqua di volume;
- acqua debolmente legata, ossia quella presente all'interno dei pori di dimensioni inferiori (micropori), alla quale è impedito il flusso idraulico in condizioni normali, cosicché per i livelli di suzione generalmente riscontrati in natura i micropori rimangono saturi;
- acqua fortemente legata alle particelle solide, detta anche acqua igroscopica, che risulta adsorbita ed è forzata a muoversi solo lungo la superficie delle particelle argillose.

La capacità di un terreno di immagazzinare acqua al suo interno è caratterizzata attraverso la cosiddetta curva di ritenzione idrica (SWRC = *Soil Water Retention Curve*). Essa definisce la relazione che intercorre fra la suzione e una misura della quantità d'acqua presente nel terreno, che può essere opportunamente scelta tra:

- il contenuto d'acqua gravimetrico: $w (\%) = \frac{P_w}{P_s} \cdot 100$;
- il contenuto d'acqua volumetrico: $\theta = \frac{V_w}{V} = S_r \cdot n$;
- il grado di saturazione: $S_r (\%) = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100$

Tipicamente, la SWRC è governata da due meccanismi (Romero & Vaunat, 2000). Il primo meccanismo è connesso principalmente al flusso d'acqua "libera"; il secondo è correlato, invece, alla presenza d'acqua nei micropori e di quella adsorbita a livello particellare. Quest'ultimo meccanismo è indipendente dal processo di carico (che modifica essenzialmente la macrostruttura), mentre dipende fortemente dall'attività dei minerali che costituiscono il terreno in esame. Viceversa, la quantità e la distribuzione d'acqua libera immagazzinata nei macropori sono significativamente influenzate dalle variazioni dell'indice dei vuoti.

Gli stessi Autori presentano i risultati di un esteso programma sperimentale volto a studiare il comportamento idro-meccanico di un'argilla costipata (Fig. II.6). Le curve caratteristiche, ricavate ad indice dei vuoti costante, mettono in evidenza un forte effetto di tale variabile sul comportamento osservato. È possibile, infatti, distinguere due regioni. Una è quella corrispondente a valori dell'indice dei vuoti d'acqua, $e_w = \frac{V_w}{V_s}$, maggiore di 0.40, nella quale l'acqua si accumula nei macropori essenzialmente per capillarità. In tale zona le curve principali di *wetting* e *drying* dipendono fortemente dall'indice dei vuoti (ossia dalle azioni meccaniche). Nella seconda zona, in cui l'acqua di porosità risulta contenuta principalmente nei micropori, le curve sono influenzate solo in maniera minima dall'indice dei vuoti.

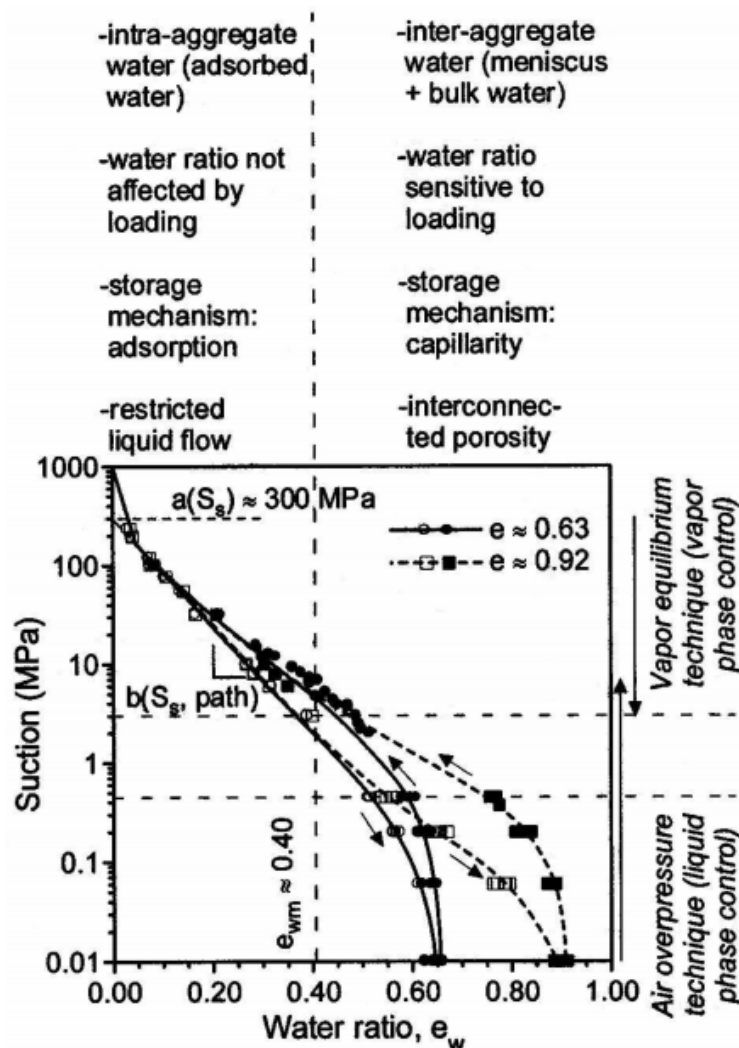


Fig. II.6 - Curve caratteristiche di wetting e drying principale a volume costante (Romero & Vaunat, 2000).

La letteratura offre diversi lavori relativi allo studio degli effetti della microstruttura e della densità secca di un terreno costipato sulla SWRC (Rampino, et al., 1999); (Vanapalli, et al., 1999); (Romero, 1999). A titolo rappresentativo, si riportano nel seguito due esperienze condotte da diversi Autori, i cui risultati appaiono tra loro discordanti.

Nel lavoro di (Barrera, 2002) sono riportati i risultati di prove di costipamento su campioni di un'argilla limosa di bassa plasticità. Il programma sperimentale era finalizzato allo studio dell'effetto indotto dalla densità secca del terreno sulla SWRC. I provini erano costipati ad un prefissato valore di γ_d , variando il contenuto d'acqua. A fine costipamento venivano misurati i valori di suzione per ogni campione e, ponendoli in relazione con il grado di saturazione, si individuava la curva di ritenzione. La procedura è stata ripetuta più volte cambiando il valore obiettivo di densità secca, in modo da individuare diverse curve di ritenzione (Fig. II.7). A parità di grado di saturazione, l'aumento della densità secca, e dunque una riduzione del volume dei

pori, si traduce in un aumento della suzione presente all'interno del terreno. Tuttavia, le differenze tendono a ridursi all'aumentare del contenuto d'acqua, ma l'effetto della densità risulta ancora evidente.

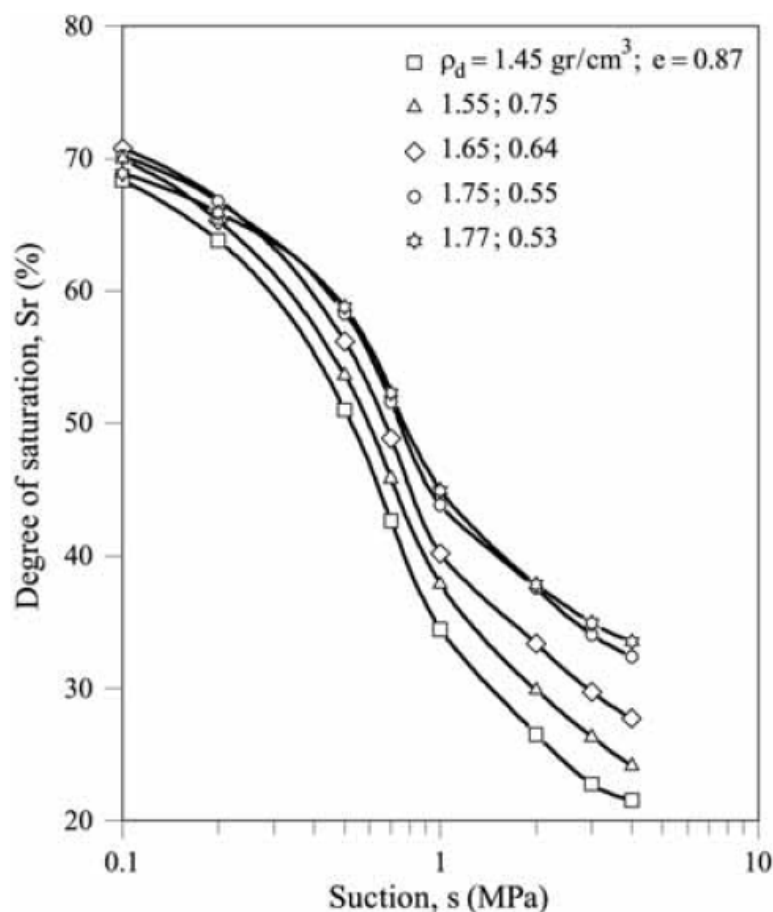


Fig. II.7 - Curve di ritenzione relative alla "Barcelona silty clay" costipata a diversi valori di densità secca (Barrera, 2002).

Marinho e Stuermer hanno analizzato, invece, l'effetto dell'energia di costipamento e del contenuto d'acqua sulla SWRC di un terreno di bassa plasticità ($w_L = 48\%$; $PI = 29\%$; $\%<2\mu m = 45\%$) (Marinho & Stuermer, 2000). Il programma sperimentale prevedeva l'esecuzione di prove di costipamento effettuate a diversi contenuti d'acqua adottando tre energie di costipamento differenti (Proctor Standard, Proctor Modificato, bassa energia non-standard). A titolo d'esempio, nella Fig. II.8 sono riportate le condizioni iniziali e le SWRC relative ai campioni costipati secondo la procedura Proctor Modificata. Diversamente dal lavoro effettuato da Barrera, i provini sono stati costipati a prestabiliti valori di densità secca e contenuto d'acqua e successivamente, attraverso un processo di *drying*, sono stati equalizzati a diversi valori di suzione. In questo modo, si sono identificate diverse SWRC per ciascun campione (MP1, ..., MP5). I campioni MP2 e MP4, caratterizzati dalla stessa densità secca e diverso contenuto d'acqua, manifestano curve di ritenzioni differenti. Per bassi valori del grado di saturazione, le curve tendono a diventare simili, indipendentemente dalle condizioni iniziali (in contrasto con i risultati riportati in Fig. II.7).

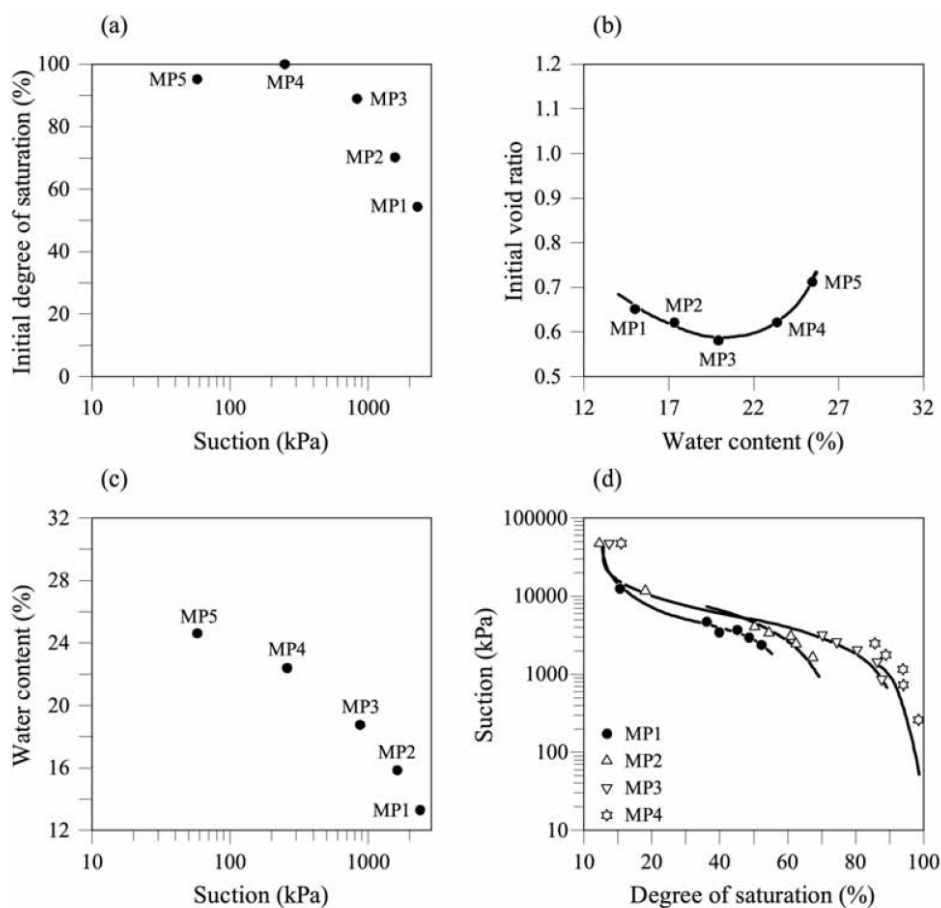


Fig. 11.8 - Curve di ritenzione di un terreno caratterizzato da bassa plasticità ottenute attraverso processi di drying su campioni costipati a condizioni differenti. (a), (b) e (c): Condizioni iniziali; (d) Curve di ritenzione misurate (Marinho & Stuermer, 2000).

Alla luce di tutto quanto esposto finora, appare evidente che non esiste un'unica SWRC (al di là degli effetti relativi all'isteresi idraulica) per un materiale costipato. Le difformità presentate in questo paragrafo sono da attribuire principalmente agli effetti indotti dal costipamento sulla microstruttura del materiale.

II.1.3 Comportamento meccanico

Per ciò che concerne il comportamento meccanico, come già accennato in precedenza, tipicamente si riscontra che, a parità di densità secca, i materiali costipati sul lato *dry* manifestano un comportamento più rigido rispetto a quelli costipati sul lato *wet* (Seed & Chan, 1959) (Sivakumar & Wheeler, 2000).

I materiali costipati sul lato *wet* sottoposti ad un processo di imbibizione manifestano delle deformazioni da collasso di entità minore rispetto a quelli sottoposti allo stesso processo costipati sul lato *dry*. Le microstrutture descritte precedentemente legittimano quest'osservazione.

Tuttavia, bisogna considerare che le deformazioni da collasso non dipendono soltanto dalla condizione iniziale di costipamento (*dry* o *wet*), ma anche dalla tensione di confinamento applicata durante i processi di *wetting*. A tale scopo, si considerino i campioni WD e DD (v. §II.1.1), caratterizzati dallo stesso stato iniziale (in termini di densità secca e contenuto d'acqua) ma costipati in precedenza a diversi valori di *w*. I due campioni suindicati sono stati sottoposti dapprima a prove di compressione edometriche a suzione controllata e successivamente saturati (Suriol, et al., 1998). Siccome sono caratterizzati dallo stesso stato iniziale, le differenze esibite in termini di risposta volumetrica sono da attribuire esclusivamente alla microstruttura indotta durante il costipamento.

Le deformazioni volumetriche misurate durante le fasi di saturazione dei campioni DD e WD sono riportate in Fig. II.9. Il comportamento osservato è qualitativamente simile. Per valori di tensioni verticali modeste (inferiori a 0.2 MPa), si rileva un leggero rigonfiamento. All'aumentare della tensione di confinamento, le deformazioni da collasso si incrementano fino a raggiungere un massimo registrato in corrispondenza di una tensione verticale netta di circa 2.0 MPa. Superato tale valore, l'entità delle deformazioni da collasso tende a ridursi progressivamente per entrambi i campioni.

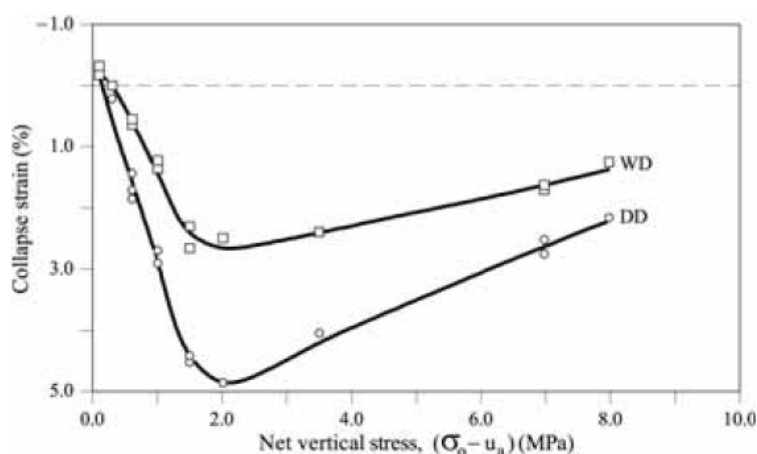


Fig. II.9 – Deformazioni volumetriche misurate durante le fasi di saturazione a diversi valori di tensione netta verticale. Campioni WD e DD della Barcelona red silty clay (Suriol et al., 1998).

II.1.4 L'accoppiamento idro-meccanico

Un esempio relativo all'accoppiamento idro-meccanico è presentato nel lavoro di (Sharma, 1998). La Fig. II.10 riporta i risultati di due prove di compressione isotropa a suzione controllata su due campioni di caolino addizionato con bentonite costipati alle medesime condizioni iniziali. Una prova è caratterizzata da un preliminare ciclo di variazione di suzione (percorso *abc*) e dall'applicazione del carico isotropo (percorso *cd*); l'altra prova è invece contraddistinta da un ciclo di carico-scarico (percorso *pqr*).

Il confronto delle curve rappresentate nella Fig. II.10 (c) mette in risalto l'influenza delle variazioni di suzione pregresse sulla compressibilità e sulla tensione di preconsolidazione del materiale. Il ciclo di *wetting-drying* produce variazioni irreversibili del grado di saturazione e del volume specifico Fig. II.10 (b), (d). Dal punto di vista concettuale, alla riduzione dell'indice dei vuoti si associa l'aumento della tensione apparente di preconsolidazione. Inoltre, allo stesso livello di suzione, i due campioni dovrebbero raggiungere un'unica retta di compressione vergine. Nel caso in esame, invece, la tensione apparente di preconsolidazione del campione precedente soggetto alla variazione di suzione ciclica è leggermente inferiore rispetto a quella relativa al campione caricato direttamente. Per di più, nella figura appaiono differenti curve di compressibilità vergine per i due campioni.

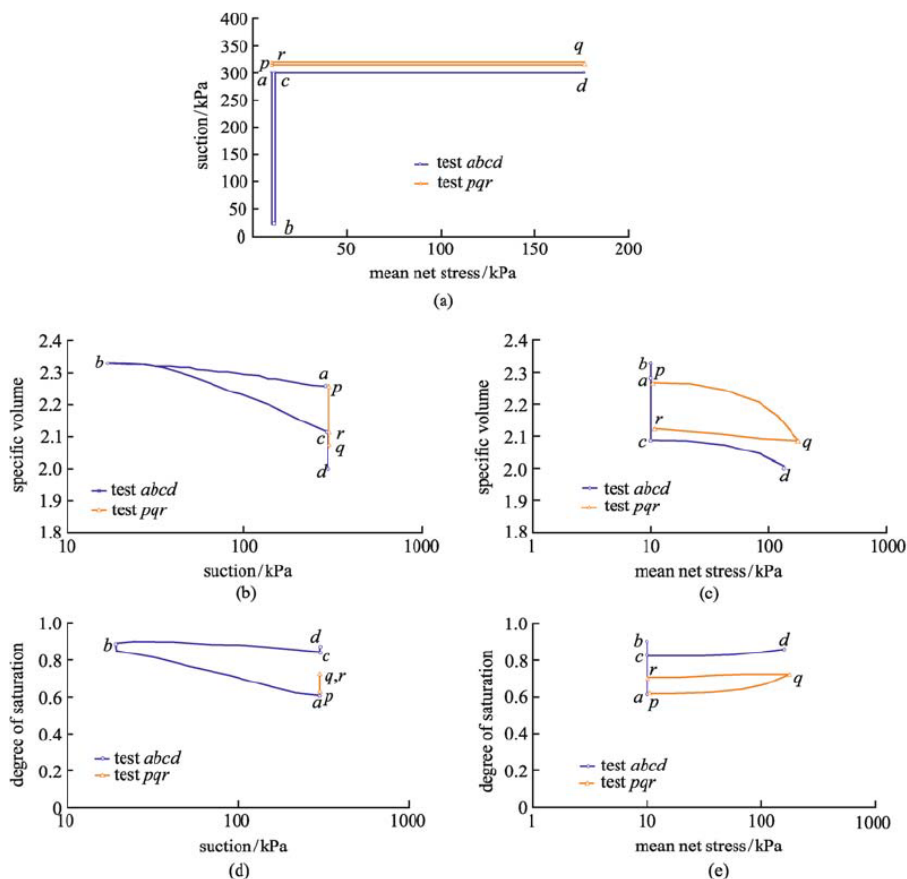


Fig. II.10 - Variazioni di volume specifico e grado di saturazione durante cicli di *drying-wetting* e di carico-scarico su due campioni costipati di caolino addizionato con bentonite (mod. da Sharma, 1998).

II.2 Rockfill

Il rockfill è un materiale costituito da elementi derivanti dalla frantumazione di una massa rocciosa (la cosiddetta roccia madre). In genere, presenta una consistente frazione di elementi di grosso diametro, per lo più a spigoli vivi, la cui dimensione massima è limitata superiormente allo scopo di mantenere entro valori accettabili lo spessore dello strato da porre in opera¹. Qualora sia presente una percentuale in peso di frazione fine eccessiva, essa viene dilavata al fine di evitare che il materiale abbia una permeabilità troppo bassa ($k < 10^{-3}$ cm/s). In questo modo, è garantito il soddisfacimento di una delle proprietà associate al suo utilizzo, ossia quella di materiale drenante.

Il comportamento meccanico del rockfill è governato da molteplici fattori. Alcuni di essi sono comuni a quelli che regolano il comportamento delle sabbie (densità relativa, stato tensionale attuale, storia di carico); altri, invece, sono caratteristici della roccia madre di cui il materiale è costituito (mineralogia, durezza, porosità, resistenza a rottura). Un ruolo fondamentale è assunto dalla presenza d'acqua all'interno dell'aggregato e, più in particolare, dal valore dell'umidità relativa, RH , presente all'interno dei pori.

Tipicamente, il rockfill presenta un involucro di resistenza con andamento non lineare e dipendente dalla suzione totale² (Marsal, 1967). La dipendenza risulta più accentuata negli aggregati costituiti da elementi maggiormente suscettibili alla rottura delle particelle, come scisti e argilliti (Fig. II.11 (a)), rispetto a quelli composti da elementi dotati di maggiore durezza, come ad esempio i calcari (Fig. II.11 (b)) (Alonso & Pinyol, 2008).

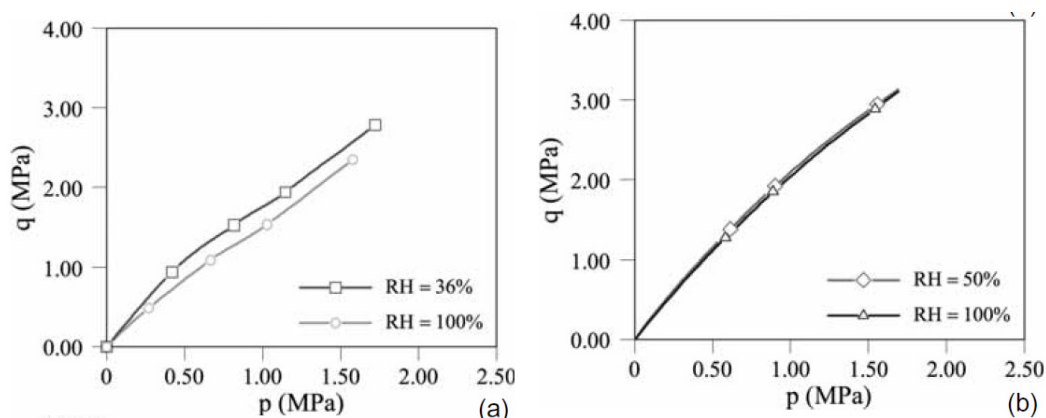


Fig. II.11 – Involuppi di resistenza determinati in prove triassiali a suzione controllata su ghiaie di: (a) "Pancrudo slate" (argilloscisto), (b) calcari.

¹ Tipicamente, lo spessore di uno strato posto in opera deve eccedere di almeno il 25% la dimensione massima dei grani.

² In Fig. II.11 si fa riferimento all'umidità relativa, RH . Si ricorda che quest'ultima è correlata alla suzione totale Ψ attraverso la relazione:

$$\Psi = -\frac{RT\rho_w}{M_w} \ln(RH)$$

Dove R è la costante dei gas (8.314 J/mol K), T è la temperatura assoluta, M_w è la massa molecolare dell'acqua (18.016 kg/kmol) e ρ_w è la densità dell'acqua (998 kg/m³ a 293 K).

Una particolarità riguardante i rockfill costipati è l'assenza apparente di un dominio elastico dopo il costipamento. A titolo esplicativo, si faccia riferimento alla Fig. II.12 dove sono riportati i risultati di prove edometriche effettuate su campioni di "Pancrudo slate" (argilloscisto) (Oldecop & Alonso, 2001). Sotto l'azione di cicli di carico-scarico, sebbene effettuati a bassi livelli di stato tensionale, il materiale evidenzia immediatamente l'accumulo di deformazioni plastiche.

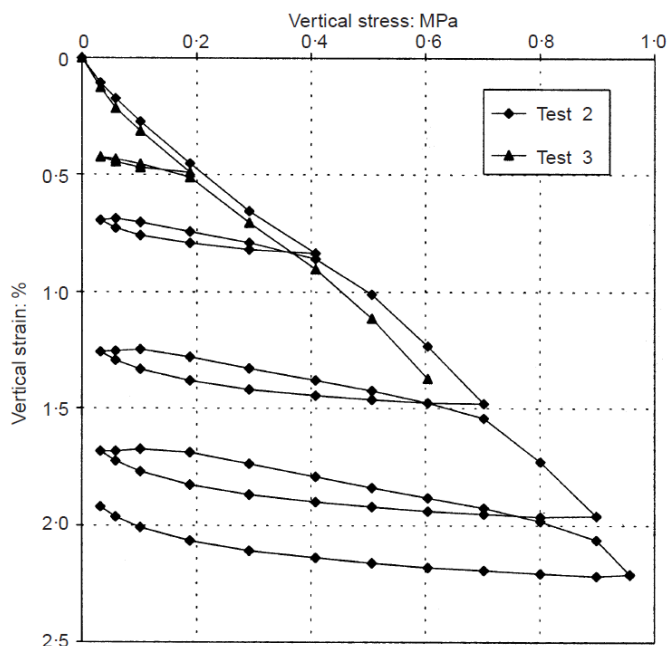


Fig. II.12 – Risultati di prove di compressibilità edometrica sul "Pancrudo slate" (argilloscisto) (Oldecop & Alonso, 2001).

Un'importante peculiarità dei rockfill è la manifestazione del fenomeno di collasso indotto dalla saturazione. Tale fenomeno consiste in un improvviso incremento di deformazioni irreversibili, sotto l'azione di uno stato tensionale costante. Generalmente, viene studiato in laboratorio con prove edometriche o triassiali a suzione controllata, nelle quali ad una prima fase di carico viene fatta seguire la saturazione del materiale. Un esempio è riportato nella Fig. II.13, in cui sono illustrati i risultati di quattro prove edometriche a suzione controllata, eseguite su campioni di ghiaia costipata aventi diametro $d = 30\text{cm}$ (Oldecop & Alonso, 2004).

Nello specifico si descrivono le modalità di esecuzione di ciascuna prova:

- test 1: un ciclo di carico-scarico su materiale saturo;
- test 2: equalizzazione a 255 MPa di suzione totale, carico, saturazione, ricarico, scarico;
- test 3: equalizzazione a 97 MPa di suzione totale, carico, scarico, saturazione, ricarico, scarico;
- test 4: equalizzazione a 5.7 MPa di suzione totale, carico, saturazione, ricarico, scarico.

I risultati evidenziano come nei test 2 e 4, a seguito della fase di primo carico, si verificano improvvise deformazioni verticali (collasso) associate alla saturazione del materiale sotto l'azione di un carico costante. Appare interessante notare, invece, che nel test 3 il processo di saturazione, preceduto da una fase di scarico, non provoca deformazioni da collasso; tuttavia nella successiva fase di ricarico il materiale tende a raccordarsi sulla curva di compressibilità relativa al test 1 (materiale saturo).

Le prove effettuate risultano utili nell'interpretazione di ulteriori aspetti riguardanti il comportamento meccanico dei rockfill in condizione di parziale saturazione. In particolare, all'aumentare di Ψ il materiale manifesta una minore compressibilità. In aggiunta, in tutti i test la relazione sforzo-deformazione risulta lineare in un campo di deformazioni abbastanza elevato (fino a circa il 6%); successivamente il legame presenta una concavità rivolta verso l'asse delle tensioni. Tale comportamento è un indicatore del passaggio da un meccanismo di rottura delle particelle a quello di riassetto degli elementi costituenti l'aggregato.

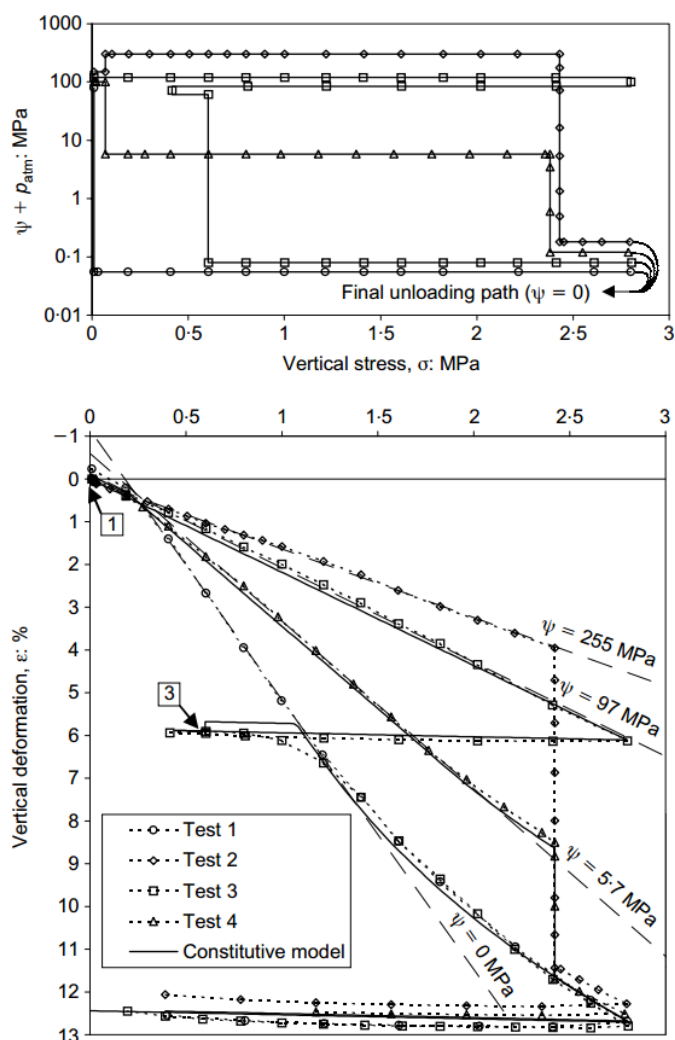


Fig. II.13 - Prove edometriche sul "Pancrudo slate" (argilloscisto). (a) Percorsi tensione-suzione; (b) curve di compressibilità. I numeri racchiusi nei riquadri indicano i punti di saturazione (Oldecop & Alonso, 2004).

La risposta meccanica del rockfill nel tempo è governata dalla velocità di propagazione delle fratture nei singoli elementi (Oldecop & Alonso, 2001). Essa, a sua volta, si può esprimere in funzione di un cosiddetto fattore d'intensità di carico, K , introdotto da (Broek, 1985) e dell'umidità relativa, RH , attraverso la relazione:

$$V = V_0(RH) \exp[(-E + bK)/RT] \quad (II.1)$$

dove: T è la temperatura assoluta, R è la costante dei gas, V_0 , E e b sono parametri empirici. La (II.1) è rappresentata graficamente nella Fig. II.14.

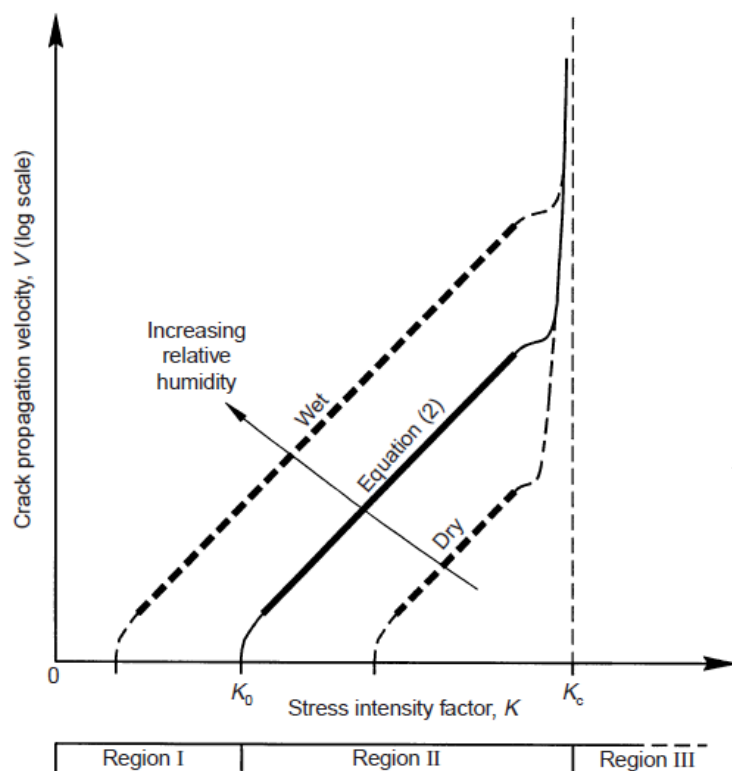


Fig. II.14 - Velocità di propagazione delle lesioni in funzione del livello di carico e dell'umidità relativa (Oldecop & Alonso, 2001).

Nella figura è possibile individuare tre regioni distinte in base al fattore d'intensità di carico: se $K < K_0$ (con K_0 = resistenza della frattura in corrispondenza di un determinato valore di RH) la lesione non si propaga; se $K_0 \leq K < K_c$ (con K_c = resistenza massima della frattura) la lesione si propaga con una velocità regolata dall'espressione precedente; se $K = K_c$ la propagazione è istantanea. A parità di intensità di carico, la velocità risulta maggiore all'aumentare dell'umidità relativa.

Il meccanismo di propagazione delle fratture e il conseguente riassetto delle particelle giustificano il comportamento dipendente dal tempo osservato nei rockfill (*creep*). Allo scopo di studiare il comportamento del rockfill nel tempo, (Oldecop & Alonso, 2007) hanno collazionato ed analizzato una serie di misurazioni relative all'evoluzione dei cedimenti in cresta registrati su diverse dighe di terra costruite nel XX secolo (Fig. II.15).

La raccolta pone in evidenza diversi aspetti. In primo luogo, vale la pena evidenziare la differenza di comportamento tra quattro tipologie di dighe:

- a) le CFRD con rockfill non costipato (*dumped rockfill*);
- b) le CFRD con rockfill costipato;
- c) le dighe zonate con fianchi in rockfill;
- d) le dighe zonate con fianchi di ghiaie.

Le “antiche” CFRD (*Concrete-Faced Rockfill Dams*) realizzate con rockfill non costipato manifestano deformazioni che oltrepassano l'1% dell'altezza; le più recenti CFRD, invece, costruite ricorrendo a tecniche di costipamento, mostrano una sostanziale riduzione del rapporto cedimenti su altezza diga. Le dighe zonate con fianchi in rockfill (cfr. Beliche e Rivera de Gata) manifestano il tipico fenomeno di collasso indotto dalla saturazione del paramento di monte durante la fase d'invaso (non riscontrato nelle dighe con manto). Infine le dighe zonate i cui fianchi sono costituiti da ghiaie esibiscono cedimenti post-costruzione molto limitati. Ciò è da attribuirsi alla minore suscettibilità delle ghiaie nei confronti del fenomeno di rottura delle particelle (Oldecop & Alonso, 2007).

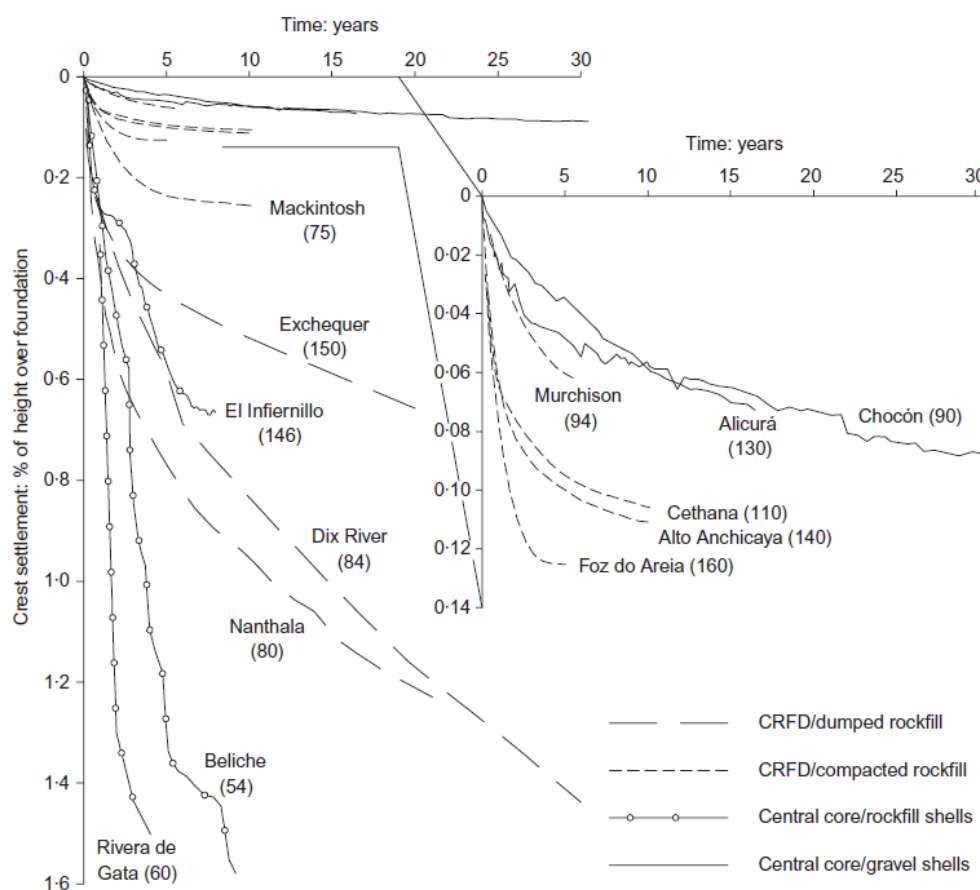


Fig. II.15 – Evoluzione dei cedimenti in cresta misurati su diverse dighe con rockfill (fonte dati: Marsal et al., 1976; Sherard & Cooke, 1987; Soriano et al., 1992; Naylor et al., 1997) (Oldecop & Alonso, 2007).

L'aspetto più importante che si evince dalla disamina dei dati raccolti, comune a tutte le tipologie di opere, risulta essere il protrarsi nel tempo dei cedimenti post-costruzione. Sebbene nel tempo la velocità con cui si manifestano le deformazioni tende a ridursi, il fenomeno evolve secondo una relazione logaritmica, e in alcuni casi appare ancora attivo dopo 30 anni. Tale fenomeno può rivelarsi più o meno significativo nei confronti delle condizioni di sicurezza e operatività dell'opera.

Le molteplici evidenze sperimentali precedentemente illustrate costituiscono le basi per la formulazione di legami costitutivi finalizzati alla modellazione del comportamento non saturo dei rockfill.

(Oldecop & Alonso, 2001) hanno formulato un legame elasto-plastico che per alcuni aspetti è un simile al *Barcelona Basic Model* (Alonso et al., 1990), ma tuttavia presenta alcune differenze, le quali sono schematicamente riassunte nella Tab. II.1.

Tab. II.1 - Confronto tra modelli per rockfill non saturi e terreni non saturi (Alonso & Pinyol, 2008).

| Rockfill non saturo (Oldecop & Alonso, 2001) | Terreni non saturi (Alonso et al., 1990) |
|--|--|
| Il collasso è associato alla rottura delle particelle e al conseguente riassetto della struttura | Il collasso è associato al riassetto delle particelle |
| La durezza delle particelle è una proprietà fondamentale | La resistenza dei grani non ha influenza sul comportamento complessivo |
| La suzione regola la velocità di rottura delle particelle | La suzione genera uno stato di precompressione della struttura |
| La propagazione delle fratture avviene allorché di superi un valore soglia di durezza, σ_y . Per $\sigma < \sigma_y$ non si verificano deformazioni ritardate (né collasso) | Non esiste un parametro equivalente |
| La suzione totale, Ψ , governa gli effetti indotti dall'acqua | La suzione di matrice, s , governa gli effetti indotti dall'acqua |
| Le deformazioni differite nel tempo (e anche il collasso) sono inibite a bassi livelli del grado di saturazione | Non esiste un concetto analogo |
| Il parametro d'incrudimento è rappresentato dalla tensione di snervamento in corrispondenza di un grado di saturazione molto basso | Il parametro d'incrudimento è rappresentato dalla tensione di snervamento in condizioni sature |
| Le deformazioni (istantanee e differite) variano linearmente con la tensione di confinamento (con riferimento ai valori tipici delle applicazioni di ingegneria geotecnica) | Le deformazioni variano linearmente con il logaritmo della tensione di confinamento |

Cap. III Meccanismi di danneggiamento indotti dal sisma

Il Capitolo sintetizza la documentazione che la letteratura offre circa i meccanismi di danneggiamento osservati sulle dighe di terra a seguito di episodi di forte scuotimento sismico. Per quattro opere ritenute particolarmente rappresentative viene proposta una descrizione sintetica della *case-history* di danneggiamento sismico, illustrando e interpretando schemi geometrici, foto e osservazioni di grandezze fisiche significative. Le dighe trattate sono la Lower San Fernando Dam e la Los Angeles Dam (§III.1), la Diga di Conza (§III.2), e la Fujinuma Dam (§III.3). Il primo e l'ultimo caso rappresentano gli unici due episodi storicamente documentati di collasso di una diga indotto dal sisma, il che intrinsecamente già consentirebbe di formulare un giudizio positivo circa le prestazioni sismiche che tali opere sono in grado di offrire.

III.1 Lower San Fernando Dam

La diga è ubicata a monte della densamente popolata San Fernando Valley (Fig. III.1). Viene realizzata tra il 1912 e il 1915, allo scopo di fornire acqua potabile alla città di Los Angeles. È una diga zonata con un nucleo interno in materiale argilloso e rinfianchi in materiale grossolano (Fig. III.2 (a)), di altezza massima pari a 44m. Sottende un bacino di circa $25 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. I primi 2/3 in altezza di rilevato vengono costruiti ricorrendo alla tecnica della deposizione idraulica (*hydraulic fill*), mentre la restante porzione viene posta in opera a mezzo di costipamento poco spinto (*roll fill*). Nel 1971, a quasi 60 anni dal completamento della costruzione, l'opera viene assoggettata ad uno scuotimento sismico di fortissima intensità, determinato da un evento di magnitudo 6.6, epicentrato a 16 km dalla diga in direzione Nord Est, con ipocentro ubicato una profondità di 13 km (Seed et al., 1975) (Tab. III.1).



Fig. III.1 – Vista aerea in direzione Nord Est.

Tab. III.1 – San Fernando Earthquake (Seed, et al., 1975).

| | |
|------------------------|--------------------|
| Magnitudo | M _L 6.6 |
| Durata | 15 s |
| Distanza | 16 km |
| Profondità | 13 km |
| Accelerazione di picco | 0.55 g |
| Intensità | XI |

L'evento occorso induce l'instabilità globale del paramento di monte. La superficie di scivolamento intercetta il paramento di valle a circa 6 m dal coronamento (Fig. III.2 b) e la parte sommitale del rimanente paramento di valle produce un franco residuo di appena 1.5 m.

In accordo con l'interpretazione maggiormente condivisa da operatori e ricercatori (e.g., (Seed, et al., 1975); (Sadrekarimi, 2011)), il fenomeno d'instabilità globale verificatosi è riconducibile all'occorrenza di estensivi fenomeni di liquefazione. Essi sono conseguenti alle distorsioni sismo-indotte avvenute in corrispondenza delle zone di rilevato poste a quote più basse, laddove è presente materiale scarsamente addensato e saturo, a causa della tecnica di posa in opera per sedimentazione idraulica e l'ubicazione al di sotto della superficie piezometrica (si ricorda che scarsa densità e saturazione sono i fattori di stato che maggiormente esaltano la suscettibilità di un materiale al fenomeno della liquefazione).

Lo stato precario in cui versò temporaneamente l'opera è documentato dalle riprese fotografiche realizzate subito dopo l'occorrenza del fenomeno d'instabilità (Fig. III.3, Fig. III.4). Da esse si evince che la vulnerabilità del sistema diga fu tale che anche un *aftershock* d'intensità media avrebbe potuto determinare il rilascio incontrollato di acqua. I responsabili della sicurezza pubblica ordinarono l'immediata evacuazione degli insediamenti ubicati a valle (circa 80000 persone) a meno di 10 km dalla diga, per il tempo necessario allo svasso del bacino fino ad una quota di sicurezza (circa 4 giorni).

Si evidenzia dunque che si tratta di un episodio nel quale un disastro di proporzioni inimmaginabili non si è verificato solo per caso, grazie alla concomitanza di poche circostanze fortuite.

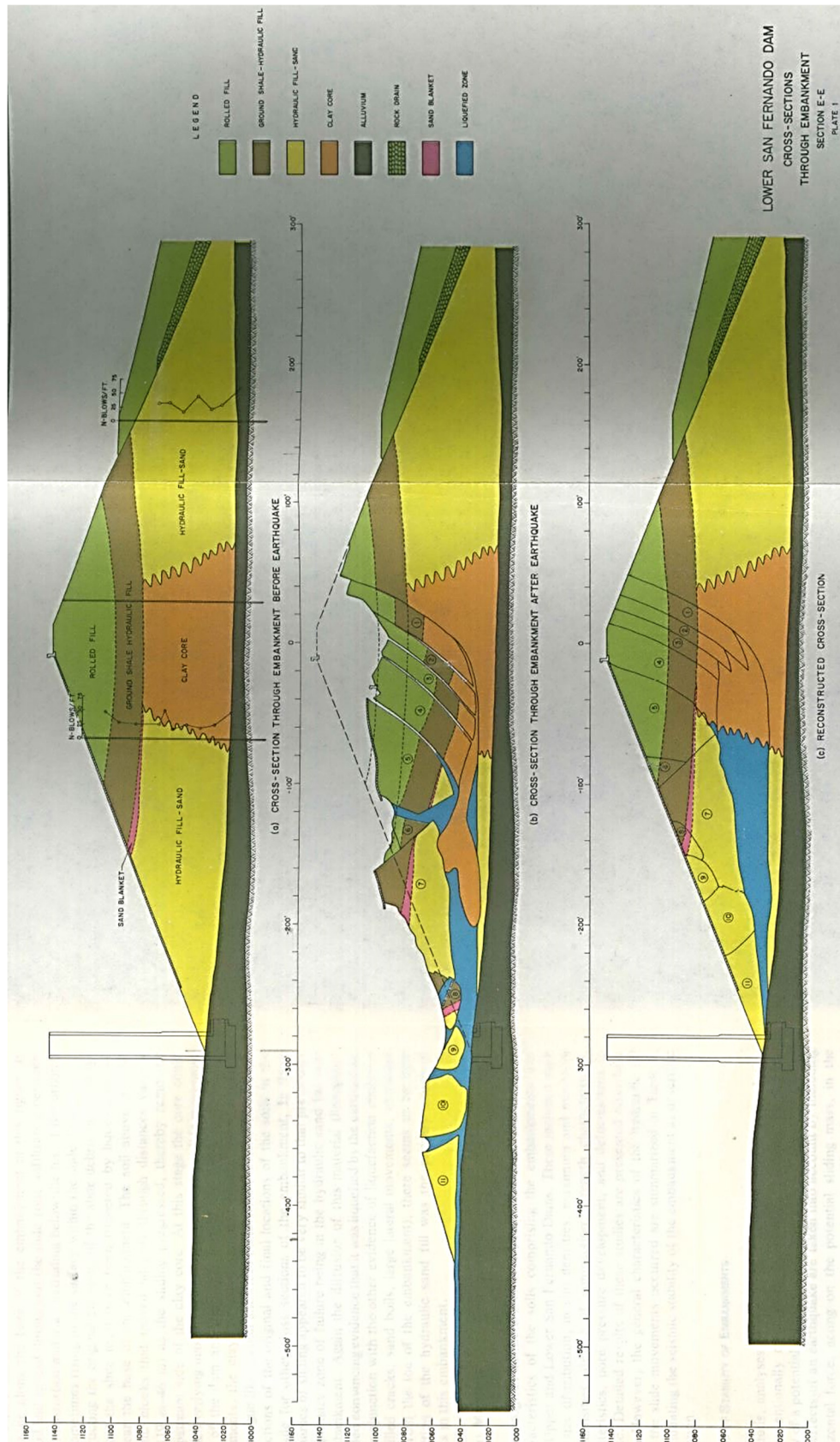


Fig. III.2 – Sezione trasversale della Lower San Fernando Dam: a) configurazione pre-sisma b) configurazione post-sisma c) ricostruzione della sezione (Seed, et al., 1975).

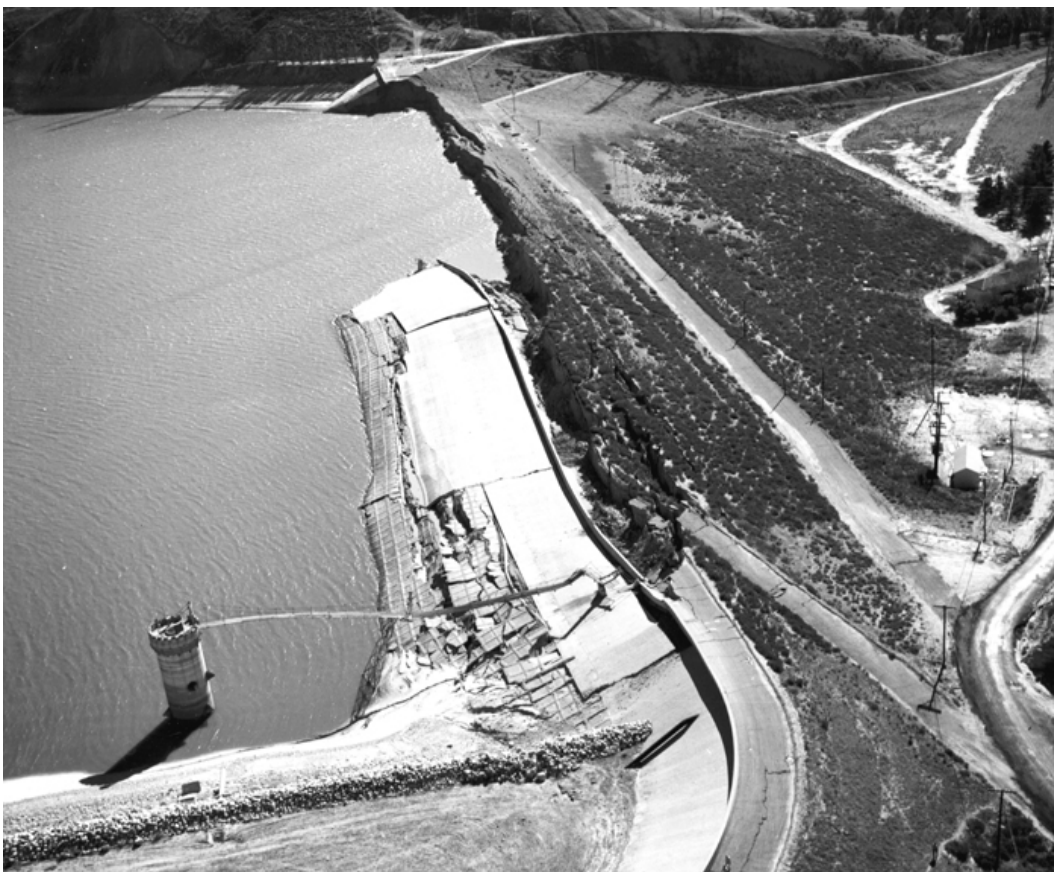


Fig. III.3 - Frana del paramento di monte e cedimento del coronamento (Wallace R.E., USGS, 1971).



Fig. III.4 - Paramento di monte a seguito dello svasso del serbatoio (Boulanger R.W., sito web: <http://cee.engr.ucdavis.edu/faculty/boulanger/>).

I danni subiti dall'opera risultarono rilevanti al punto da rendere antieconomico un eventuale intervento di ripristino. Si optò infatti per la realizzazione di una diga di terra ubicata a monte di quella danneggiata (Fig. III.5): la Los Angeles Dam. Essa venne progettata seguendo criteri antisismici ben più severi rispetto a quelli utilizzati nella progettazione dell'opera danneggiata (Fig. III.6). La costruzione, realizzata nel periodo 1975-1976, avvenne per posa in opera di strati energicamente costipati attraverso l'utilizzo delle più moderne tecniche di costipamento derivate dagli studi sperimentali di Proctor (1933), tali da ridurre al massimo la suscettibilità alla liquefazione dei materiali. La Los Angeles Dam venne fondata su *bedrock*. Il rilevato venne realizzato in materiale a grana grossa con paramento di monte impermeabilizzato a mezzo di manto bituminoso, anche per indurre un estensivo stato di parziale saturazione nel rilevato e contrastare così ulteriormente la suscettibilità alla liquefazione del materiale durante le fasi di esercizio. Successivamente venne riconsiderata la possibilità di riutilizzo della Lower San Fernando Dam con alcuni interventi di ripristino e con un livello di invaso ridotto rispetto a quello originario.

Ad una distanza temporale di circa due decenni dalla data dell'evento sismico precedentemente descritto, un secondo evento sismico (Northridge, 17/01/1994) mise a confronto le prestazioni sismiche delle due dighe, realizzate con tecniche costruttive sostanzialmente diverse, a parità di carichi dinamici applicati alla base. Lo scuotimento sismico risultò simile a quello precedentemente verificatosi (magnitudo=6.7, distanza epicentrale di 10 km SW, durata di 10-20 s, profondità di 18 km - fonte USGS). La Los Angeles Dam manifestò effetti di lieve entità, consistenti in modeste deformazioni del piano di coronamento e lesioni superficiali poco significative. Il coronamento della diga subì spostamenti permanenti orizzontali massimi pari a 7.5 cm in direzione monte-valle e cedimenti verticali non superiori a 10 cm (Fig. III.7). La Lower San Fernando Dam fu invece ancora una volta interessata da cinematismi considerevoli e da un grave danneggiamento del paramento di monte.

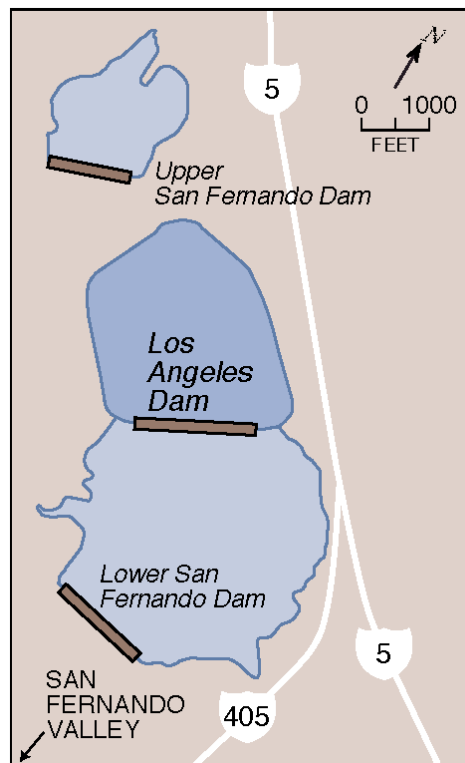
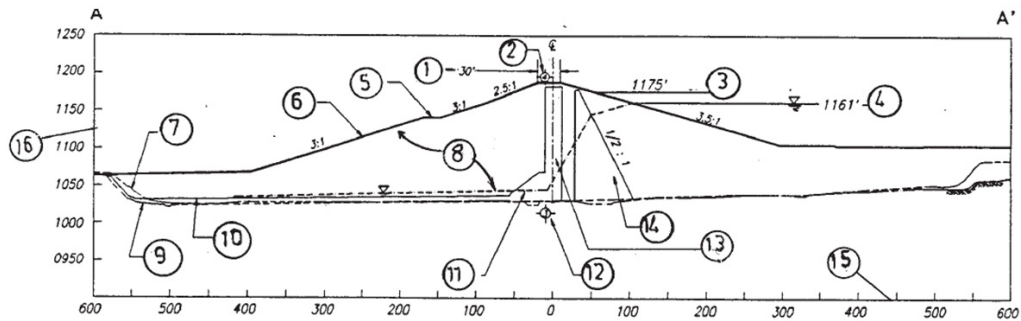


Fig. III.5 - Bacini e sbarramenti delle dighe nella San Fernando Valley (USGS).



- | | |
|---------------------------------------|----------------------------|
| 1) coronamento (larghezza 10m); | 9) superficie del bedrock; |
| 2) posizione degli strumenti sismici; | 10) dreno; |
| 3) quota di massimo invaso; | 11) ciottoli; |
| 4) quota d'invaso il 17/01/1994; | 12) strumenti sismici; |
| 5) strada d'accesso; | 13) dreno verticale; |
| 6) paramento di valle (3:1); | 14) nucleo in argilla; |
| 7) profilo originario del suolo; | 15) distanza (ft); |
| 8) corpo diga costipato; | 16) quota (ft). |

Fig. III.6 - Sezione trasversale della Los Angeles Dam (ICOLD, 2001).



Fig. III.7 – Lesioni sul paramento di monte della Los Angeles Dam a seguito del terremoto di Northridge del 1994 (USGS).

III.2 La Diga di Conza

La diga di Conza sbarrà il fiume Ofanto in località Conza della Campania (Fig. III.8, Fig. III.9). È stata realizzata tra il 1979 e il 1988 ma la costruzione è stata interrotta per circa 2 anni a causa dell'evento sismico dell'Irpinia (23/11/1980). La diga è realizzata con lo scopo di fornire acqua per uso irriguo e rappresenta, inoltre, un importante apporto di alimentazione per l'acquedotto pugliese.

Appartiene alla tipologia delle dighe di terra zonate con nucleo centrale verticale. Ha altezza massima pari a 47m, lunghezza di circa 1km, larghezza al coronamento inizialmente progettata pari a 8.2m. Il bacino ha capacità di circa $77 \cdot 10^6$ m³. La distribuzione granulometrica dei materiali costituenti il rilevato è riportata in Fig. III.10. I fianchi sono realizzati in ghiaia debolmente sabbiosa; il nucleo è realizzato in limo argilloso; i terreni di fondazione sono costituiti da argille grigio-azzurre con profondità stimata intorno ai 195 m (Dello Russo, 2014), ricoperte per uno spessore di circa 5 m da terreni alluvionali dell'alveo del fiume Ofanto.

I lavori di costruzione della diga hanno inizio nel maggio 1979. Durante la messa in opera del rilevato, che aveva intanto raggiunto l'altezza di 18 m, l'opera è assoggettata allo scuotimento sismico indotto dal tristemente noto terremoto dell'Irpinia del 23/11/1980 e i lavori di costruzione vengono sospesi (Fig. III.11).



Fig. III.8 – Panoramica della diga di Conza (http://eipli.it/competenze/dighe/153_diga-di-conza).

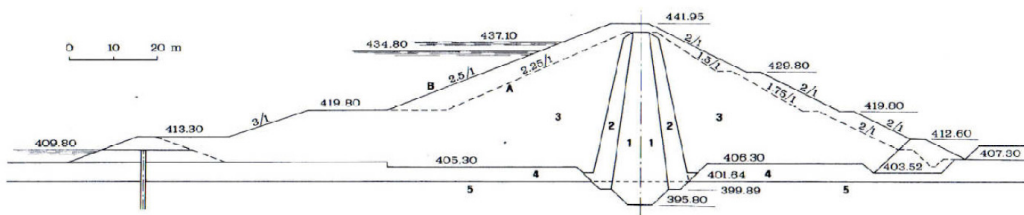


Fig. III.9 – Sezione trasversale della diga di Conza: A) sezione originale; B) sezione post-sisma; 1) nucleo; 2) filtri di transizione; 3) fianchi rilevato; 4) materiale alluvionale; 5) fondazione argillosa (Brigante, 2011).

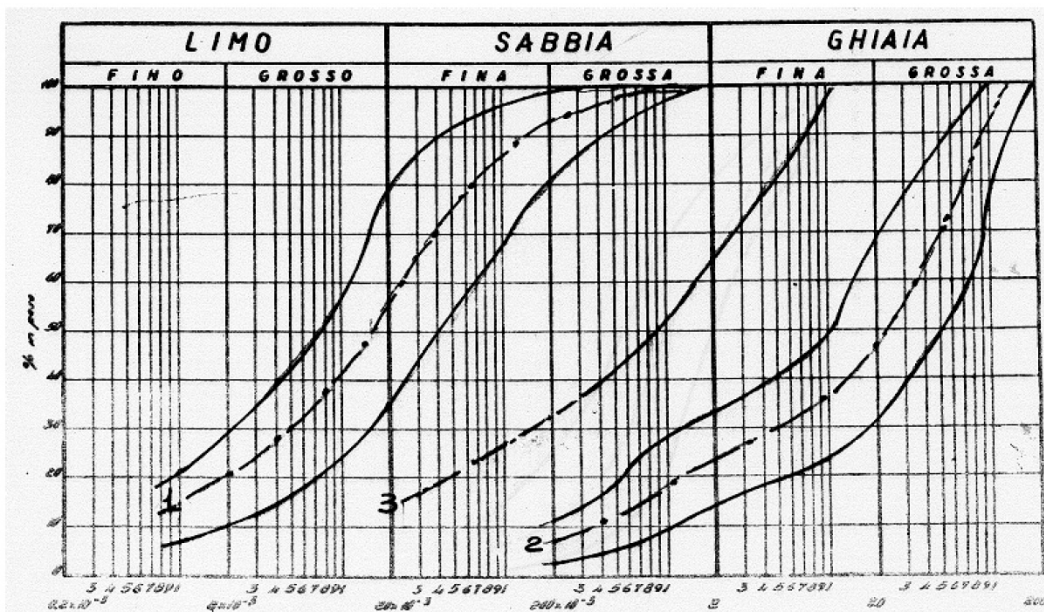


Fig. III.10 – Distribuzione granulometrica dei materiali costituenti la diga: 1) nuclei, 2) rinfianchi, 3) filtri (Brigante, 2011).

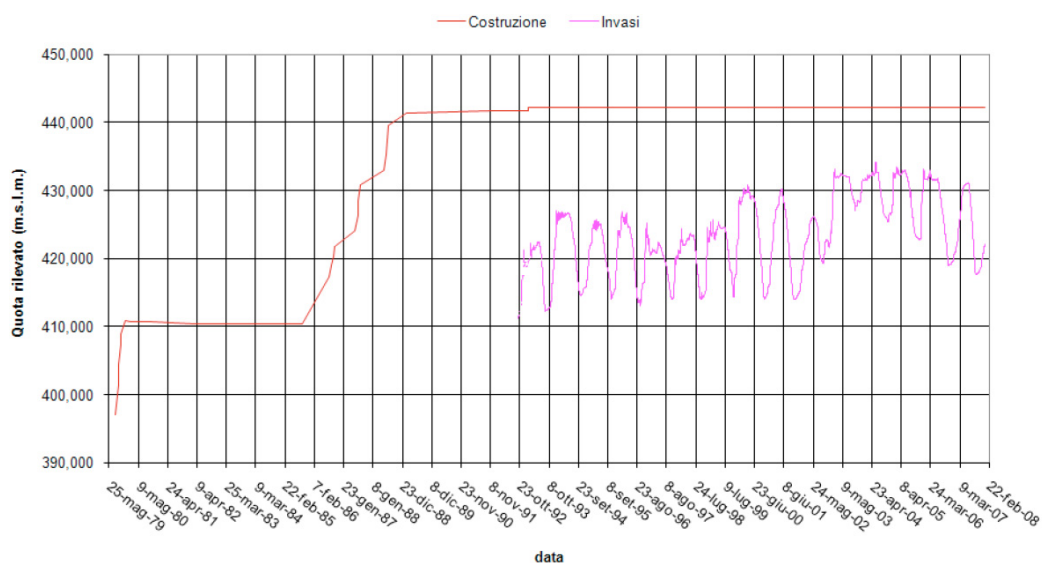


Fig. III.11 – Storia di costruzione e di invaso della diga di Conza (Brigante, 2011).

L'evento sismico ha magnitudo 6.9, durata di 80 s e si caratterizza per essere una composizione nel tempo di tre sub-eventi, innescatisi ai tempi 0s, 20s e 40s (Fig. III.12). Ciascun sub-evento si associa con la rottura di un ben distinto segmento di faglia. I tre segmenti di faglia risultano tra di loro paralleli e coprono complessivamente uno sviluppo di circa 40 km (Fig. III.13; (Bernard & Zollo, 1989)). Il fenomeno di rottura che si innesca all'istante 0s si propaga in due direzioni, mentre i fenomeni che s'innescano a 20s e 40s risultano monodirezionali. Il terzo evento (40s) si propaga lungo una linea di faglia ubicata a poche centinaia di metri dall'opera. La diga risulta ubicata a circa 5 km di distanza dall'epicentro del fenomeno considerato nel suo insieme ed in prossimità dell'epicentro di uno dei tre sub-eventi. È pertanto assoggettata allo scuotimento tipico di una zona epicentrale, caratterizzato dalla contestualità di forze d'inerzia significative agenti sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale.

I danni indotti dal sisma, rilevabili anche attraverso l'ispezione visiva, consistono in fratture superficiali e spostamenti permanenti. Questi ultimi sono quantificabili grazie alla disponibilità di misure topografiche di superficie e misure assestometriche eseguite in corrispondenza di istanti temporali precedenti e successivi all'evento sismico.

Durante l'interruzione dei lavori la sezione trasversale viene riprogettata, in quanto la sezione originaria è stata dimensionata senza portare in conto azioni sismiche. Il nuovo progetto prevede in particolare (Fig. III.14):

- a) una minore pendenza del paramento di monte (da 1:2.1 a 1:2.5);
- b) una minore pendenza del paramento di valle (da 1:1.75 a 1:2 tra le quote 419.8m e 429.8m; da 1:1.5 a 1:2 tra le quote 429.8m e 441.95m);
- c) un leggero incremento della larghezza del coronamento (da 8.2m a 8.46m);
- d) un leggero incremento della quota di coronamento (da 440.1 a 442.13m).

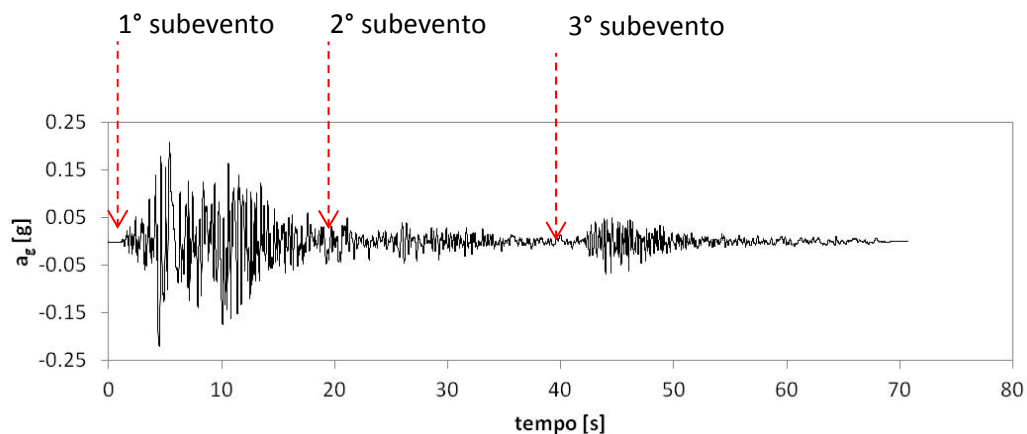


Fig. III.12 - Accelerazioni registrate a Calitri durante l'evento del 23/11/1980 in Irpinia (modificata da (Brigante, 2011).

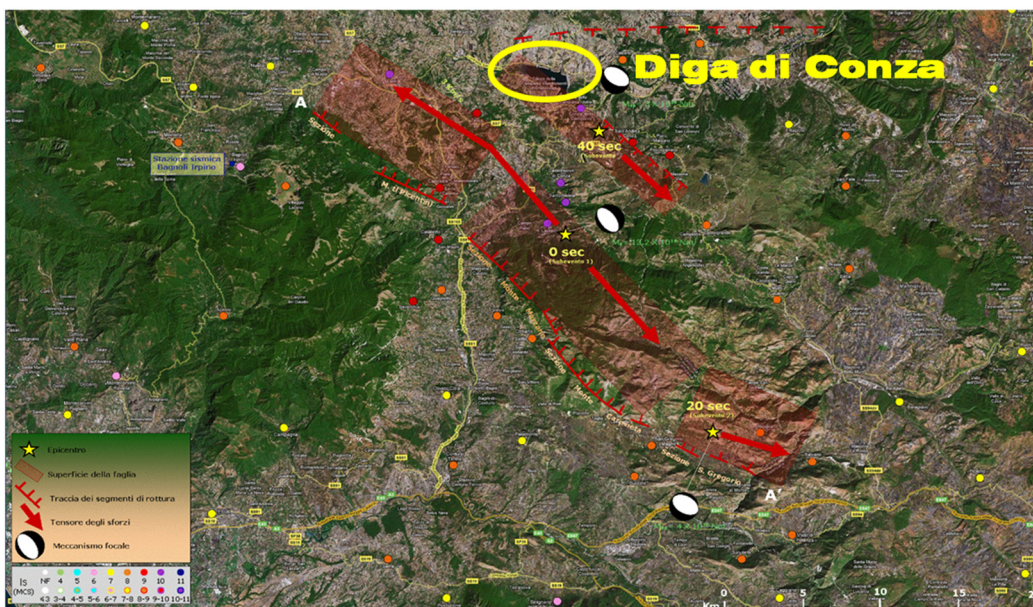


Fig. III.13 - Segmenti di faglia attivati durante l'evento del 23/11/1980 in Irpinia (Bernard P. & Zollo A., 1989).

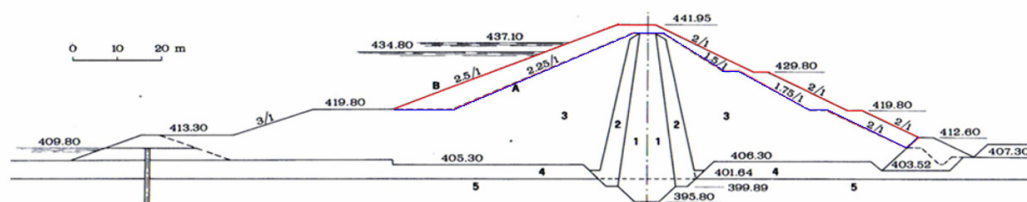


Fig. III.14 - Sezione diga di Conza: in blu sezione originale, in rosso sezione post-sisma
1) Nucleo, 2) Filtri di transizione, 3) Fianchi rilevato, 4) Materiale alluvionale, 5) Fondazione argillosa (Brigante, 2011).

La geometria del nucleo resta inalterata, mentre la posizione dell'asse della sezione trasversale trasla verso monte di 3.35 m. Nel dicembre 1983 i lavori di costruzione riprendono per essere ultimati nel luglio 1988.

I profili di cedimento osservati in corrispondenza della sezione 2 durante le fasi costruttive (Fig. III.15) risentono chiaramente degli effetti indotti dall'evento sismico: i profili antecedenti al 1980 presentano la tipica forma simmetrica di un profilo prodotto dal solo peso proprio (Fig. III.15, profilo ago-1980), mentre quelli successivi all'evento sismico (Fig. III.15, profilo lug-1985, lug-1987 etc.) appaiono distorti ed asimmetrici rispetto ad un ipotetico profilo da peso proprio per effetto del cinematismo subito durante il sisma. Questo consiste in cedimenti del piano di fondazione (29cm) e accorciamenti del rilevato (14.5cm). L'accorciamento del rilevato in rapporto all'altezza corrente dello stesso (17.82m) corrisponde ad una deformazione verticale media pari a 0.8%.

In corrispondenza delle altre verticali assestometriche (Fig. III.16) gli accorciamenti del rilevato indotti dall'evento sismico variano tra 12cm e 18.9cm, corrispondenti a valori di deformazione verticale variabili rispettivamente tra 0.7% e 1.2%. Cedimenti minori si verificano laddove (sezione 4) il rilevato ha altezza corrente minore.

È possibile notare infine come il cedimento del piano di fondazione risulti decisamente maggiore rispetto all'accorciamento del rilevato. I cedimenti del piano campagna tuttavia non riguardano solo l'area d'imposta della diga, in quanto vengono osservati diffusamente nell'area della valle di Conza, come riportato da (Cotecchia, et al., 1990). Considerando un ipotetico scenario rappresentato dall'opera in esercizio, l'area del bacino e il rilevato avrebbero seguito una cinematica simile e non si sarebbero prodotte, pertanto, sensibili variazioni del franco disponibile (imputabili per lo più alla presenza di cedimenti differenziali tra area d'imposta della diga e bacino e ai modesti accorciamenti del rilevato).

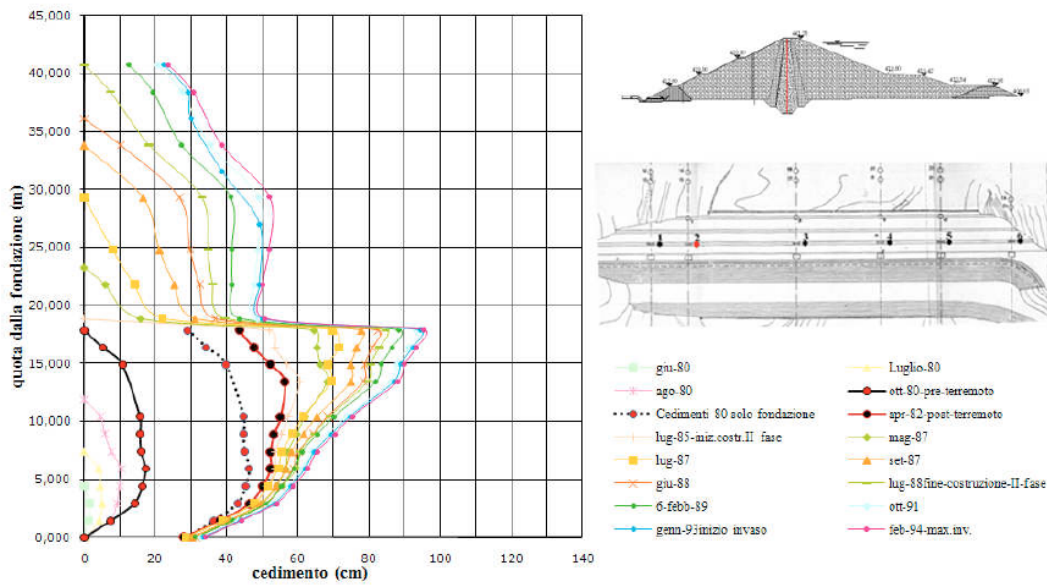


Fig. III.15 - Rappresentazione profili di cedimento in corrispondenza della sezione 2 (Brigante, 2011).

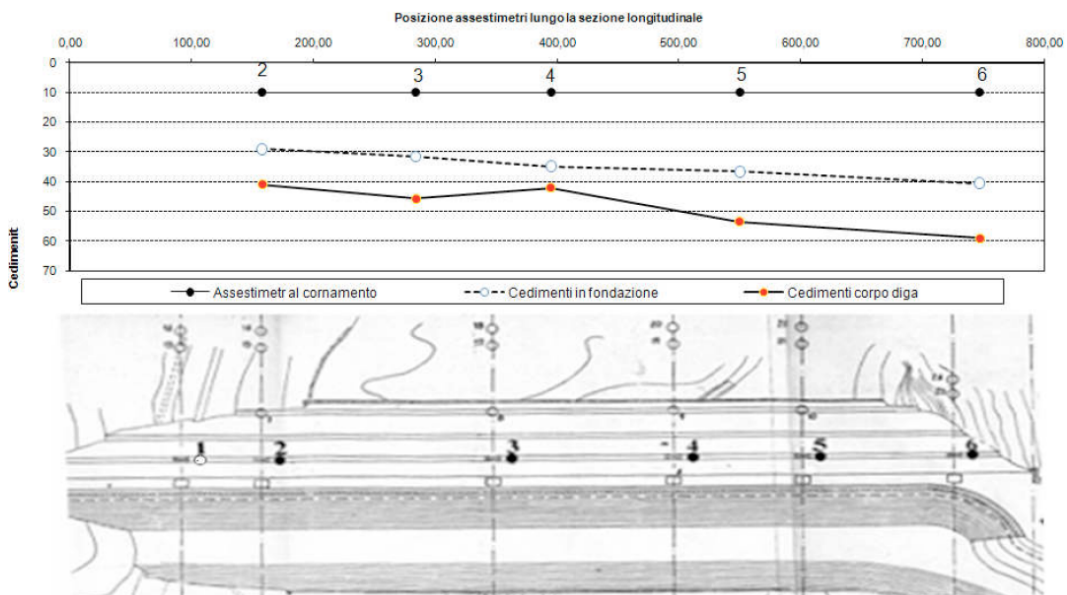


Fig. III.16 - Cedimenti rilevato e fondazione lungo le sezioni strumentate (Brigante, 2011).

III.3 Fujinuma Dam

La Diga di Fujinuma (Fig. III.17) sbarra il corso del fiume Ebana, un affluente del fiume Abukuma, nei pressi di Sukugawa, nella prefettura di Fukushima in Giappone. È costruita tra il 1937 e il 1949, ma i lavori di costruzione subiscono una pausa durante la seconda Guerra Mondiale. Lo scopo principale della diga è quello di fornire acqua per uso irriguo.

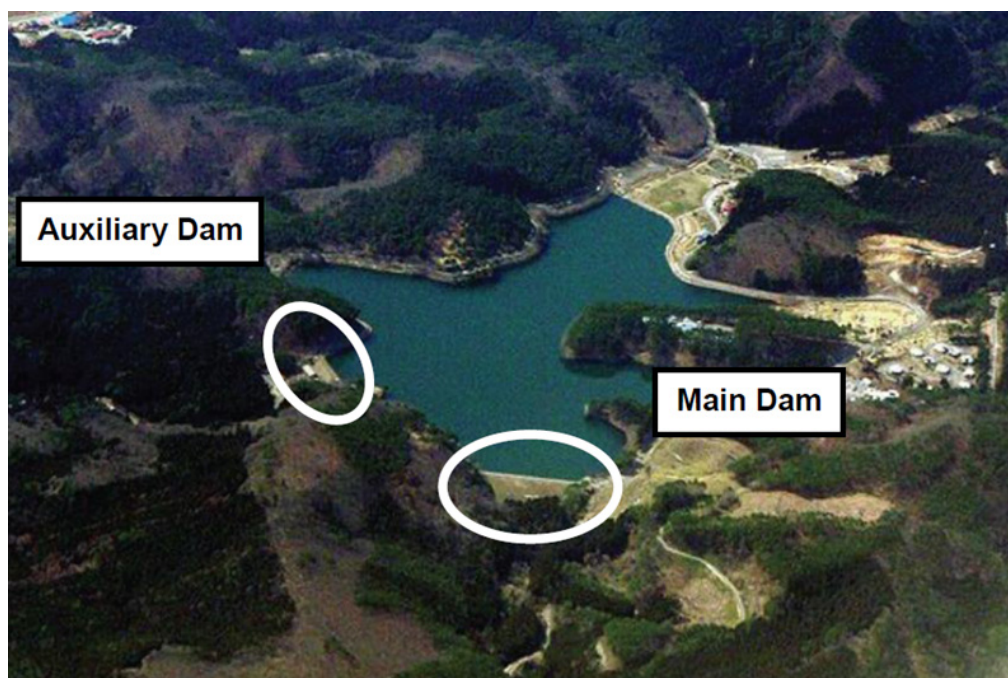


Fig. III.17 - Vista aerea della Fujinuma Dam (Main Dam) e della diga ausiliaria (Auxiliary Dam) nel 2009 (modificata da Wikipedia/JAC, 2011).

Per la costruzione del rilevato sono stati posti in opera, al variare della quota, tre diversi materiali. Tutti assolvono sia a compiti di tenuta idraulica sia a compiti di stabilità meccanica, aspetto questo che richiama il principio di funzionamento tipico di una diga omogenea (Matsumoto, 2011). La diga presenta altezza massima pari a 18.5m (Fig. III.18), sviluppo longitudinale di 133 m e larghezza al coronamento di 6 m. Le pendenze dei paramenti di monte e di valle sono pari, rispettivamente, a 1:2.8 e 1:2.5. In sommità il paramento di monte risulta leggermente più acclive (1:1.5). Sul paramento di monte sono adagiati telai in calcestruzzo armato che racchiudono pannelli in calcestruzzo semplice. Ai pannelli è demandata la funzione di proteggere il paramento della diga da fenomeni erosivi e non già il compito di contribuire alla tenuta idraulica. La capacità del serbatoio è di $1.5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

Per ciò che concerne maggiori dettagli sulle caratteristiche dei materiali da costruzione, analisi condotte da (Tanaka, et al., 2012) hanno evidenziato che i materiali posti in opera in prossimità della base della diga (potenza 4-6 m) e a cavallo della quota mediana (potenza 7-9 m) sono limi, con frazioni argillose pari rispettivamente al 30% e al 10%. La parte sommitale del rilevato (potenza 6-8 m) è invece costituita prevalentemente da sabbie ben assortite (Fig. III.19).

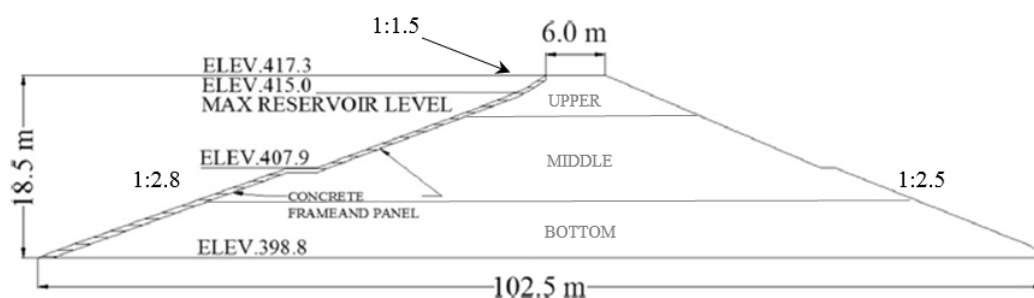


Fig. III.18 - Sezione trasversale della diga (Charatpangoon et al., 2014).

Le distribuzioni granulometriche dei tre materiali da costruzione sono confrontate con i cosiddetti fusi di liquefacibilità dei terreni aventi grado d'uniformità $U_c < 3.5$ (Tsuchida, 1970). È possibile osservare che l'unico materiale potenzialmente liquefacibile in base all'assortimento granulometrico è ubicato nella parte sommitale, presumibilmente al di sopra della linea di saturazione che si sviluppa in regime stazionario con l'invaso posto alla massima quota.

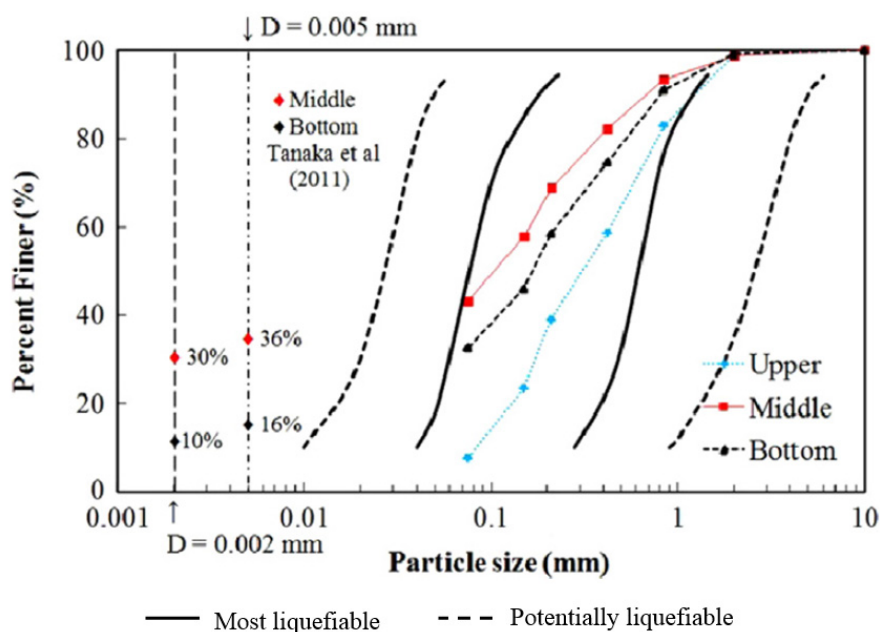


Fig. III.19 - Granulometria dei materiali e indicazione dei limiti di potenziale liquefazione definiti da Tsuchida (1970).

In data 11/03/2011 la diga è stata assoggettata al terremoto di Tohoku, tra i più catastrofici mai avvenuti. L'evento è caratterizzato da magnitudo di momento $M_w = 9.0$ (USGS, 2011), durata della fase *strong-motion* al sito di ubicazione dell'opera stimata in circa 70s, distanza epicentrale 220 km (Fig. III.20). La stazione accelerometrica disponibile più prossima alla diga è ubicata a 2.8 km a est dell'opera. Essa ha registrato un valore di picco di accelerazione orizzontale (componente est-ovest) pari a 0.305g (Fig. III.21). Studi teorici condotti da (Hata, et al., 2011) stimano un valore dell'accelerazione di picco ben più alto, pari a 0.428g, al sito di ubicazione della diga.

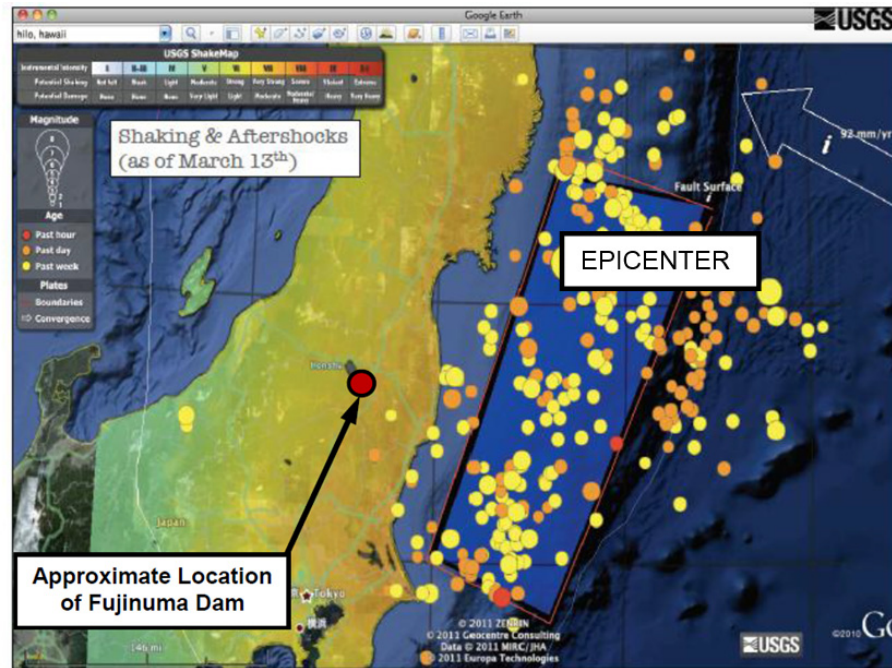


Fig. III.20 – Posizione approssimativa della Fujinuma Dam sulla Shake Map fornita dall' USGS per il sisma del 11/03/2011 (fonte USGS, aggiornata al 13/03/2011).

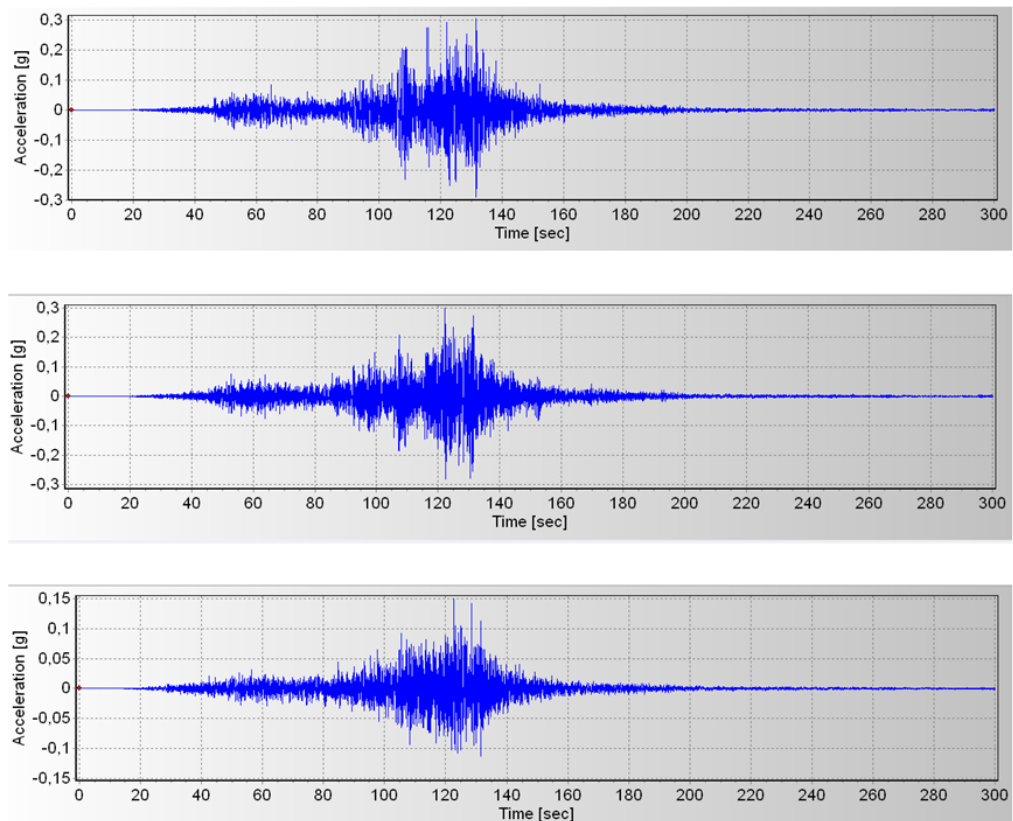


Fig. III.21 – Registrazione del moto sismico presso la stazione FKSH08 di Naganuma. In ordine sono riportate le tre componenti N-S, E-W, U-D (Strong-motion Seismograph Networks K-NET, KiK-net. Sito web: <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/>).

L'evento sismico si verifica con il bacino al massimo livello d'invaso. Il sito di ubicazione della diga e il territorio investito dall'onda di piena sono rappresentati prima e dopo il collasso indotto dal sisma attraverso le immagini satellitari estratte da Google Earth (Fig. III.22).

Il rilascio incontrollato d'acqua si verifica all'incirca 25min dopo la fine dell'evento sismico e causa 8 vittime (Fig. III.23) (Harder, et al., 2011).

Le ispezioni visive condotte alcuni giorni dopo il disastro evidenziano come il collasso coinvolga la parte centrale dello sviluppo longitudinale dell'opera, completamente asportata dal flusso (Fig. III.24 - Fig. III.25). Il rilevato rimane pressoché integro in vicinanza della spalla destra, mentre in corrispondenza della spalla sinistra si presenta privo dello strato sommitale di sabbie, probabilmente asportato da fenomeni erosivi, e di un consistente spessore lungo il paramento di valle.

Al fine di caratterizzare il comportamento dell'opera sotto l'effetto delle azioni sismiche e di definire il meccanismo che ha portato la struttura al collasso, un gruppo di ricercatori (Charatpangoon, et al., 2014) realizzano numerose indagini, prove meccaniche di laboratorio su provini indisturbati e simulazioni numeriche della risposta sismica della diga. Da tali attività essi concludono che:

- i terreni coinvolti non presentano suscettibilità alla liquefazione, in virtù sia delle caratteristiche litologiche, sia delle proprietà di stato (densità e contenuto d'acqua);
- non risultano, coerentemente con quanto appena affermato, chiare evidenze di avvenuti fenomeni di liquefazione (ad esempio la presenza di "vulcanelli di sabbia") nella porzione di rilevato residua; anche nelle aree circostanti, i terreni naturali non mostrano segni di fenomeni di liquefazione;
- il collasso sarebbe stato innescato dalla tracimazione della diga causata da cedimenti permanenti del rilevato e dalla conseguente successiva erosione del rilevato. I cedimenti sarebbero risultati significativi soprattutto a causa della durata del terremoto, dei numerosi cicli di carico-scarico e dalle conseguenti deformazioni volumetriche plastiche di rilevante entità; in particolare potrebbe essersi verificata una significativa aliquota del cedimento all'interno dello strato sommitale del rilevato, risultato dalle prove di laboratorio estremamente deformabile. Gli Autori non escludono tuttavia che la cinematica osservata possa essere conseguente a fenomeni d'instabilità globale.





Fig. III.23 – La perdita incontrollata d’acqua avvenuta circa 25 minuti dopo il sisma (Pradel, 2014)



Fig. III.24 – L’asportazione del materiale del corpo diga.

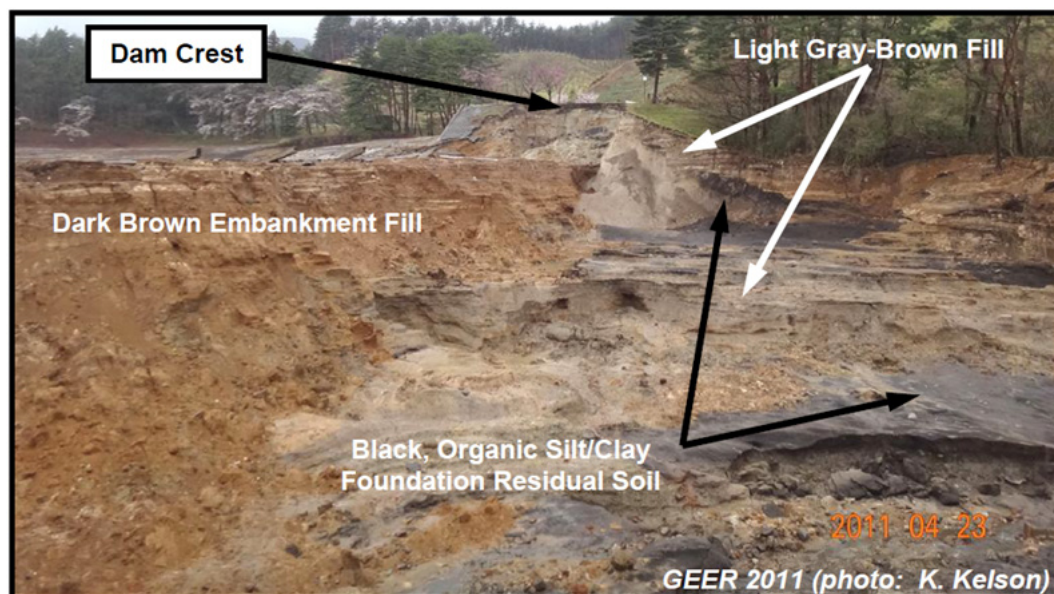


Fig. III.25 – Vista dalla spalla destra della porzione del paramento di valle erosa dall'acqua. Da notare la superficie superiore del materiale "Dark Brown" (intermedio) rimasta praticamente uniforme.

Cap. IV Verifiche indicate dai regolamenti

Nelle aree caratterizzate da elevata attività sismica, che vedono la presenza di numerose dighe di terra, come ad esempio Giappone e California, sono stati emanati regolamenti e linee guida per la progettazione e la verifica sismica delle dighe, allo scopo di garantire che tali opere siano in grado di sostenere in sicurezza scuotimenti sismici di forte intensità. Tali prescrizioni spesso sintetizzano gli sforzi e i progressi che la ricerca internazionale ha compiuto negli ultimi anni nell'ambito della dinamica dei terreni e degli studi di ingegneria sismica rivolti all'interpretazione del comportamento di dighe danneggiate da terremoti. Il Capitolo dapprima illustra alcuni documenti contenenti raccomandazioni e prescrizioni, internazionali ed italiane, ritenuti maggiormente funzionali in relazione alla caratterizzazione degli eventi sismici di riferimento ed alla definizione delle verifiche sismiche da adempire. Successivamente, raccoglie gli elementi salienti di tali documenti, integrati con quelli derivanti dalla disamina dei regolamenti di altri Paesi (India, Nuova Zelanda, Svizzera e Portogallo) non riportati nel testo, in due tabelle, attraverso le quali è possibile peraltro realizzare un rapido confronto fra i diversi approcci descritti.

IV.1 Linee guida Giapponesi

Le linee guida elaborate in Giappone (marzo 2005) sono contenute in un documento dal titolo *“Guidelines for Seismic Performance Evaluation of Dams During Large Earthquake”* e sono state emanate dall'istituzione corrispondente in Italia al *Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti*. Esse suggeriscono i criteri da seguire nella verifica sismica di una diga di terra, applicabili a rilevati di qualsivoglia altezza e bacini di qualsivoglia capacità. È opportuno pertanto notare che, in virtù dell'alto rischio sismico, legato non solo alla pericolosità dell'evento atteso ma, soprattutto, al fattore di esposizione, le linee guida si applicano a tutte le dighe in terra, sia grandi dighe sia piccoli invasi.

IV.1.1 Eventi sismici di riferimento per le verifiche

Per ciò che concerne la definizione degli eventi sismici di riferimento da adottare nelle verifiche, il documento fa riferimento alla necessità di caratterizzare l'evento massimo atteso al sito di ubicazione dell'opera, il cosiddetto MCE (*Maximum Credible Earthquake*). Esso, denominato nel documento evento di “livello 2”, si individua intersecando due diversi approcci. Un primo approccio si basa sulla collazione degli eventi sismici pregressi verificatisi al sito di ubicazione della diga. Il secondo approccio si basa sull'elaborazione di eventi derivati a seguito di analisi di pericolosità di carattere deterministico (DSHA), condotte analizzando tutte le possibili sorgenti sismogenetiche che potrebbero dar luogo a fenomeni in grado di interessare l'opera. Il documento sottolinea come, nella selezione del MCE, si debba considerare la severità dell'evento non tanto in assoluto ma piuttosto in ragione degli effetti che potrebbe indurre sull'opera. Per tale motivo, terremoti epicentrati a grande distanza, ma caratterizzati da magnitudo estremamente elevate in quanto derivanti da scorrimenti al contatto tra placche della crosta terrestre, potrebbero indurre effetti più significativi rispetto a terremoti epicentrati a breve distanza e generati da faglie ubicate

in prossimità dell'opera. Ciò in virtù di una preponderanza dell'effetto della durata (maggiore nei primi) rispetto a quello dell'ampiezza di accelerazione di picco (maggiore nei secondi). In tal senso la case-history di Fujinuma rappresenta un esempio emblematico (v § II.1.3). Per tale motivo, il documento suggerisce di individuare più di un evento di riferimento per le verifiche, anche perché risulterebbe difficile intuire quale fra le diverse tipologie di scuotimento potrà indurre effetti più significativi.

Il documento suggerisce, inoltre, un cosiddetto "*Lower-limit acceleration response spectrum for evaluation*" da assumersi come limite inferiore degli eventi di "livello 2". La ragione di tale vincolo risiede nell'assunzione che faglie attive siano diffusamente presenti su tutto il territorio giapponese, anche quando non si riscontrino tracce di esse in superficie.

Per effetto del terremoto di "livello 2" è necessario verificare che la diga assicuri prestazioni denominate nel documento di "grado 2", corrispondenti al mantenimento della funzione principale della diga, ovvero la tenuta idraulica, nonché alla possibilità che si possa procedere in caso di danneggiamento sismico ad un rapido ed agevole ripristino.

Il documento indica anche la necessità di verificare la diga rispetto a un evento sismico di minore intensità, indicato come evento di "livello 1", definito mediante analisi di pericolosità probabilistica (PSHA) assumendo un periodo di ritorno pari a 75 anni. Per tale evento, è necessario verificare che la diga garantisca prestazioni denominate nel documento di "grado 1", corrispondenti all'assenza completa di danneggiamento.

IV.1.2 Verifiche sismiche

Per ciò che concerne le verifiche di "livello 2" il documento suggerisce di assumere, quali possibili Stati Limite Ultimi della diga, la liquefazione dei materiali posti in opera nel rilevato e presenti nei terreni di fondazione, la verifica all'instabilità globale e, infine, la verifica di tenuta idraulica rispetto a possibili fenomeni erosivi. Il documento suggerisce altresì che l'ordine di verifica degli Stati Limite rispetti la sequenza con la quale sono stati sopra elencati. Con riferimento agli strumenti di previsione, il documento suggerisce di ricorrere in prima battuta ad un'analisi dinamica, fondata sul metodo lineare equivalente. Metodi più sofisticati vengono consigliati solo nel caso in cui i risultati ottenuti attraverso l'adozione del primo approccio dovessero condurre a verifiche non soddisfatte. La gerarchia delle verifiche e i metodi suggeriti sono efficacemente sintetizzati e illustrati attraverso il diagramma di flusso riportato in Fig. IV.1.

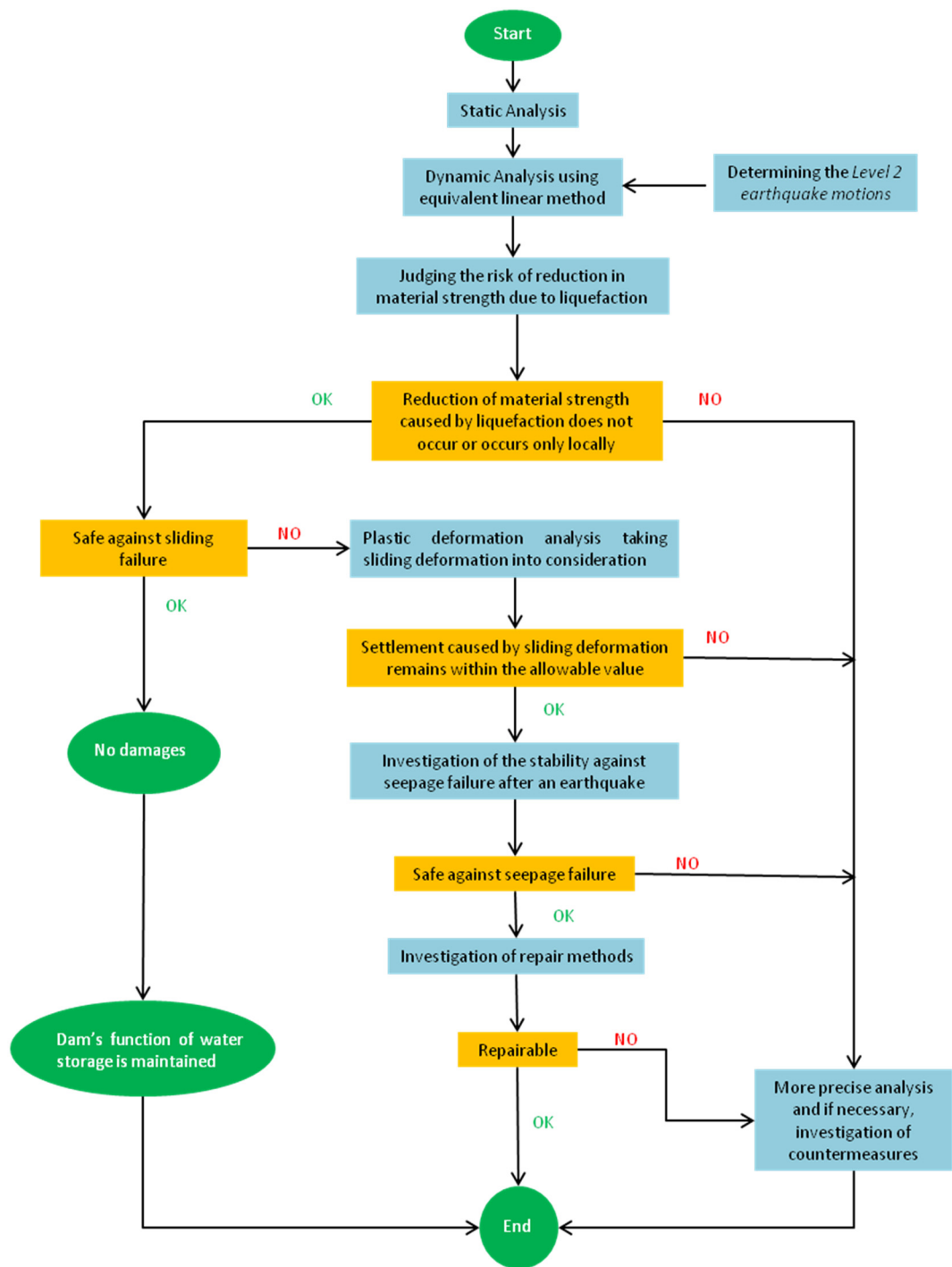


Fig. IV.1 - Diagramma di flusso della valutazione della prestazione sismica per le dighe in terra.

IV.2 Linee guida Statunitensi

Nel maggio 2005, l'Ente Federale per la Gestione delle Emergenze, meglio noto come FEMA, ha sviluppato delle Linee Guida per la sicurezza delle dighe dal titolo: "Earthquake Analysis and Design of Dams". L'intento è quello di fornire un documento che valga come quadro di riferimento rispetto alla progettazione e alla verifica sismica di una diga.

IV.2.1 Eventi sismici di riferimento per le verifiche

La definizione dell'evento sismico di riferimento, denominato nel documento SEE (*Safety Evaluation Earthquake*), a differenza di quanto avviene per le Linee Guida giapponesi, non sempre corrisponde al MCE, vale a dire, ad un terremoto definito considerando tutte le potenziali sorgenti sismogenetiche, attive o risultate tali negli ultimi 100000 anni. Si assume infatti il MCE solo nei casi per i quali il fattore di esposizione (legato alla perdita potenziale indicata in Tab. IV.1) risulta elevato. Se il fattore di esposizione è moderato o basso, il terremoto di riferimento lo si definisce considerando un sottoinsieme di faglie più recenti, attivatesi a partire dall'Olocene (negli ultimi 11000 anni). In perfetta assonanza con le Linee Guida giapponesi, si sottolinea come, nella selezione del SEE, si debba considerare la severità dell'evento anche rispetto ad una sua durata eccezionale e non solo rispetto a valori dell'accelerazione di picco significativi. Si precisa inoltre che una considerevole durata di un evento sismico potrebbe indurre più facilmente fenomeni di liquefazione nei materiali costituenti il corpo diga o nei terreni di fondazione.

La definizione del SEE avviene attraverso studi sismologici che analizzano, attraverso approcci, deterministici o probabilistici, le caratteristiche dei terremoti che possono essere generati da tutte le possibili sorgenti sismotettoniche.

Tab. IV.1 – Classificazione delle dighe in funzione delle perdite a seguito di un collasso (FEMA 1998).

| Perdita potenziale (a seguito di un collasso) | Vittime | Danni Socio-economici, Ambientali e Finanziari |
|--|---------|---|
| Bassa | Nessuna | Contenuti all'area della diga |
| Media | Nessuna | Si |
| Alta | Poche | Si (ma non necessari per questa classifica) |

Per effetto di un SEE è necessario verificare che la diga garantisca il mantenimento della funzione di tenuta idraulica. Eventuali danni e perdite economiche possono essere tollerati a meno che il serbatoio non sia classificato come riserva strategica. In tal caso, i danni devono risultare limitati e riparabili agevolmente.

Il documento indica anche la necessità di verificare la diga rispetto a un evento sismico di minore intensità rispetto al SEE, denominato nel documento OBE (*Operating Basis Earthquake*), il cui periodo di ritorno può essere stabilito in funzione di considerazioni

economiche. Tipicamente si considerano periodi compresi tra 50÷100 anni. È necessario verificare che sotto l'azione di tale evento non si verifichi l'interruzione del funzionamento dell'impianto e che vi sia assenza di danneggiamento.

Gli eventi sismici selezionati per condurre le verifiche possono essere rappresentati attraverso set di parametri sintetici (PGA, PGV, PGD, durata), spettri di risposta oppure accelerogrammi.

IV.2.2 Verifiche sismiche

Per ciò che concerne le verifiche di sicurezza sismiche nei confronti dell'evento SEE, il documento definisce espressamente gli Stati Limite Ultimi da prendere in considerazione. Essi sono:

- la liquefazione dei materiali posti in opera nel rilevato e presenti nei terreni di fondazione;
- la tracimazione per annullamento del franco;
- l'instabilità globale;
- la perdita di tenuta idraulica in seguito a possibili fenomeni erosivi.

Il documento suggerisce di analizzare e verificare gli stati limite dell'opera nella sequenza appena riportata.

Con riferimento agli strumenti di previsione, il documento suggerisce che ci sia coerenza tra il livello di complessità dell'analisi da adottare e l'impegno sostenuto sia per la determinazione delle azioni sismiche sia per l'esecuzione delle indagini e delle prove finalizzate alla caratterizzazione fisico-meccanica dei materiali. A tal proposito, il documento consiglia di eseguire le verifiche adottando strumenti previsionali di complessità crescente. Se le verifiche realizzate utilizzando metodi semplificati dovessero risultare soddisfatte, è possibile omettere il ricorso a strumenti di previsione complessi. In caso contrario è opportuno approfondire il grado di dettaglio delle indagini, la caratterizzazione del comportamento dei materiali e, coerentemente, eseguire analisi più sofisticate.

Si evidenzia come il documento contempli casi particolari per i quali risulta possibile **omettere le verifiche**, ad eccezione di quella alla liquefazione. La condizione è che siano rispettati contemporaneamente i seguenti requisiti:

- i materiali del corpo diga e in fondazione, oltre a non essere suscettibili alla liquefazione, non devono essere sabbie sciolte o argille sensitive;
- la diga deve essere costruita a regola d'arte; i controlli sui materiali posti in opera devono restituire valori di densità secca pari almeno al 95% della densità secca di laboratorio, oppure una densità relativa maggiore del 80%;
- le pendenze dei paramenti sono pari a 3:1 (H:V) o ancor meno inclinate rispetto all'orizzontale; la linea di saturazione generata dall'invaso non intercetta il paramento di valle;
- la PGA alla base della diga non eccede 0.2g;

- in condizioni di esercizio, per effetto dei soli carichi statici, il coefficiente di sicurezza all'instabilità globale risulta non inferiore a 1.5;
- il franco minimo è compreso tra il 3% e il 5% dell'altezza del rilevato e, in assoluto, risulta non inferiore a 0.9m;
- non sono presenti nella diga opere accessorie estremamente vulnerabili, quali ad esempio scarichi e attraversamenti, che possano risultare danneggiate da cinematismi del rilevato anche molto contenuti, o che possano innescare fenomeni di erosione interna.

Le procedure sperimentali e teoriche di verifica suggerite dal documento per le dighe che non soddisfano i requisiti appena menzionati sono riportate di seguito.

VERIFICHE DI LIQUEFAZIONE E INSTABILITÀ GLOBALE

Si suggerisce di condurre la verifica a mezzo dei cosiddetti "abachi empirici". Nel documento si richiamano le procedure maggiormente utilizzate, basate su correlazioni empiriche con i risultati di prove penetrometriche (SPT e CPT). Si richiamano altresì le correlazioni basate sulla velocità delle onde di taglio misurate in prove *Down-hole*, *Cross-hole* e *MASW*.

Il documento afferma che la verifica può essere ritenuta affidabile solo se si procede preliminarmente ad una soddisfacente identificazione dei terreni presenti nel sottosuolo e nel corpo diga. La presenza di sabbie sciolte sature o quasi sature deve essere considerato un elemento di potenziale suscettibilità alla liquefazione. In riferimento ai terreni di fondazione, è importante ricostruire il grado di continuità di eventuali strati di sabbie incontrati attraverso le indagini.

Se dalle verifiche dovessero risultare margini di sicurezza alla liquefazione pressoché nulli, il documento suggerisce di ricorrere ad una verifica all'instabilità globale del sistema rilevato-terreni di fondazione. In tale verifica si ipotizza che l'azione sismica e la liquefazione non siano contestuali e che la liquefazione produca i suoi effetti solo dopo che è terminato lo scuotimento sismico. La verifica viene dunque incardinata nella fase statica post-sismica e si suggerisce l'adozione di parametri di resistenza ridotti per tutti i materiali risultati liquefacibili (Seed & Harder, 1990). Si richiede un fattore di sicurezza pari almeno a 1.2.

È importante evidenziare come il documento non consideri l'eventualità che si possa verificare un fenomeno d'instabilità globale contestuale all'azione sismica.

VERIFICHE DI TRACIMAZIONE PER ANNULLAMENTO DEL FRANCO

Al fine di stimare l'entità dei cedimenti permanenti indotti dall'evento sismico, il documento indica quali possibili procedure di calcolo l'analisi dinamica semplificata (Newmark o metodi derivati) e l'analisi al continuo con approcci dinamici accoppiati. Questi ultimi consentono di valutare anche il cedimento di consolidazione post-sismica.

VERIFICHE DI TENUTA IDRAULICA

Il documento ragguaglia circa la possibilità che nel nucleo l'azione sismica possa produrre fratture e che da tali fratture possano conseguire fenomeni erosivi, che nel

tempo potrebbero evolvere fino al collasso dell'opera. Il documento si limita a enunciare il problema, senza tuttavia indicare le possibili procedure attraverso le quali valutare lo stato limite in considerazione. Sostanzialmente, il fenomeno viene descritto e indicato quale possibile causa di collasso. All'ingegnere viene demandato il compito di selezionare le procedure di verifica ritenute più appropriate al caso in esame.

IV.3 Normativa Italiana

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, nell'Assemblea Generale del 30/10/2009, ha approvato la Proposta di Normativa Speciale per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (voto 204/2009). I contenuti di tale proposta sono successivamente diventati norme a seguito del decreto del 26/06/2014 emanato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti e pubblicato sulla G.U. n° 156 del 08/07/2014.

IV.3.1 Eventi sismici di riferimento per le verifiche

Per ciò che concerne la definizione degli eventi sismici di riferimento per le verifiche di sicurezza sismiche, il documento prescrive di far riferimento ai pregressi studi sulla pericolosità sismica di base del sito di ubicazione della diga. Il documento rimanda al testo delle NTC (2008) per la determinazione delle azioni sismiche. Esse sono definite (su tutto il territorio nazionale) in termini di accelerazione orizzontale massima attesa, a_g , in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza, P_{VR} , nel periodo di riferimento, V_R . È ammesso anche l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito, nei limiti e con le prescrizioni di cui alle stesse NTC.

Per le dighe ubicate in aree per le quali l'azione sismica di progetto a_g per un periodo di ritorno $T_R = 475$ anni risulti maggiore di o uguale a $0.15 g$, è necessario lo studio sismotettonico del sito, da cui far derivare l'azione sismica di progetto, i cui effetti non devono comunque risultare meno gravosi di quelli corrispondenti all'azione sismica definita nelle NTC, relativamente a sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Il periodo di riferimento, V_R , per l'azione sismica è definito in funzione della vita nominale, V_N , e del coefficiente d'uso, C_U , dalla relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Per le dighe esistenti si assume una vita nominale pari a 50 anni. In situazioni particolari, potranno motivatamente assumersi valori maggiori di V_N .

I valori del coefficiente d'uso variano in funzione dell'importanza dell'opera.

Nella seguente tabella riepilogativa (Tab. IV.2) si riportano i valori di V_N , C_U e V_R per le dighe esistenti, confrontati con quelli relativi agli sbarramenti di nuova costruzione.

Cap. IV Verifiche indicate dai regolamenti

Tab. IV.2 – Periodi di riferimento per le dighe esistenti e di nuova costruzione.

| Dighe esistenti | V_N (anni) | C_U | V_R (anni) |
|----------------------------|----------------------------------|-------|--------------------------------------|
| Strategiche | | 2.0 | 100 |
| Rilevanti | ≥ 50 | 1.5 | 75 |
| Importanza normale | | 1.0 | 50 |
| Dighe di nuova costruzione | V_N (anni) | C_U | V_R (anni) |
| Strategiche | ≥ 100 | 2.0 | 200 |
| Rilevanti | $\geq 50^{(1)}$ $\geq 100^{(2)}$ | 1.5 | 75 ⁽¹⁾ 150 ⁽²⁾ |
| Importanza normale | ≥ 50 | 1.0 | 50 |

⁽¹⁾dighe di dimensioni contenute ⁽²⁾grandi dighe

Con riferimento alle prefissate probabilità di eccedenza, P_{VR} , definite nelle vigenti NTC, i periodi di ritorno dell'azione sismica agente in ciascuno degli Stati Limite sono:

Tab. IV.3 – Periodi di ritorno T_R per le dighe esistenti e di nuova costruzione.

| Dighe esistenti | SLO | SLD | SLV | SLC |
|----------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|---|--|
| | $P_{VR} = 81\%$ | $P_{VR} = 63\%$ | $P_{VR} = 10\%$ | $P_{VR} = 5\%$ |
| Strategiche | 60 | 100 | 950 | 1946 |
| Rilevanti | 45 | 75 | 710 | 1460 |
| Importanza normale | 30 | 50 | 475 | 975 |
| Dighe di nuova costruzione | SLO | SLD | SLV | SLC |
| | $P_{VR} = 81\%$ | $P_{VR} = 63\%$ | $P_{VR} = 10\%$ | $P_{VR} = 5\%$ |
| Strategiche | 120 | 200 | 1900 | 2475 |
| Rilevanti | 45 ⁽¹⁾ 90 ⁽²⁾ | 75 ⁽¹⁾ 150 ⁽²⁾ | 710 ⁽¹⁾ 1425 ⁽²⁾ | 1460 ⁽¹⁾ 2475 ⁽²⁾ |
| Importanza normale | 30 | 50 | 475 | 975 |

⁽¹⁾dighe di dimensioni contenute ⁽²⁾grandi dighe

Il documento sancisce che la valutazione della sicurezza dei serbatoi deve essere effettuata con riferimento alle seguenti condizioni caratteristiche:

1. normale funzionamento;
2. danni riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
3. danni non riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
4. danni che determinano il rilascio incontrollato di acqua, o comunque rischio di perdite di vite umane;
5. collasso della struttura.

La transizione nelle varie condizioni caratteristiche definisce quattro Stati Limite, due di Esercizio (Stato Limite di immediata Operatività, SLO, e Stato Limite di danno, SLD) e due Ultimi (Stato Limite di Salvaguardia della Vita, SLV, e Stato Limite di Collasso, SLC). In altre parole:

- lo Stato Limite SLO è definito dal raggiungimento della condizione 2;
- lo Stato Limite SLD è definito dal raggiungimento della condizione 3;
- lo Stato Limite SLV è definito dal raggiungimento della condizione 4;
- lo Stato Limite SLC è definito dal raggiungimento della condizione 5.

Il documento normativo non fornisce dettagli sul significato di “riparabilità”.

IV.3.2 Verifiche sismiche

Le situazioni da considerare per il raggiungimento di Stati Limite Ultimi, con perdita incontrollata d’acqua, sono le seguenti:

1. instabilità del corpo diga e dei terreni o ammassi rocciosi di imposta;
2. instabilità per scorrimento, anche parziale, del corpo diga o meccanismi di rottura locali;
3. rottura per erosione interna; fessurazioni nel corpo diga, nei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, negli elementi di tenuta o nelle superfici di contatto manufatto-terreno, tali da provocare una filtrazione incontrollata;
4. deformazioni del corpo diga e/o dei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, tali da provocare danni strutturali allo sbarramento o la tracimazione;
5. instabilità dei pendii che possano provocare la tracimazione della diga o danni strutturali;
6. rottura o danno degli organi di scarico e in generale delle opere accessorie, che impediscano il deflusso controllato dal serbatoio;
7. condizione di piena che porti alla tracimazione del coronamento con conseguenti danni gravi fino alla possibilità di collasso dello sbarramento.

L’analisi della risposta meccanica delle dighe di materiali sciolti per effetto dell’azione sismica deve comprendere la valutazione degli spostamenti, in particolare dei cedimenti del coronamento, per rendere possibile le verifiche di sicurezza nei confronti della tracimazione.

La presenza di materiali scarsamente addensati e saturi, nel corpo diga o nel terreno di fondazione, richiede anche una verifica nei confronti della liquefazione.

Nel caso di dighe strategiche è sempre richiesta un’analisi dinamica. La scelta dello specifico tipo di analisi dinamica dipende sia dal tempo di ritorno dell’azione sismica considerata, sia dalle caratteristiche geotecniche dei materiali presenti.

IV.4 Considerazioni riassuntive

La disamina dei Regolamenti e delle Linee Guida elaborata nei paragrafi precedenti è stata integrata con l’analisi di ulteriori documenti tecnici di altri Paesi (India, Nuova Zelanda, Svizzera e Portogallo) e con le indicazioni dell’ICOLD non riportati esplicitamente nel testo. L’analisi comparata dei diversi documenti su indicati mostra che la “Normativa Speciale” italiana si presenta, a grandi linee, conforme ai suggerimenti o alle prescrizioni presenti in Regolamenti o Linee Guida di altri Paesi.

Tuttavia, i meccanismi di danneggiamento o collasso associabili agli stati limite sono descritti in una forma eccessivamente generica e sintetica, traducendosi in un mero elenco di situazioni da considerare, il che lascia eccessivo spazio ad interpretazioni discrezionali da parte di chi opera la verifica. Nel contempo lo stesso regolamento si preoccupa di dettagliare ben 4 stati limite (2 SLU e 2 SLE, rispetto ai 2 complessivi presenti in quasi tutti i regolamenti internazionali) senza che da tale incrementata complessità risultino chiari gli obiettivi e gli eventuali vantaggi.

La “Normativa Speciale” richiede inoltre che siano considerati eventuali fenomeni di amplificazione locale e fornisce indicazioni sulla necessità o meno di realizzare studi sismologici per la determinazione dell’input sismico. I periodi di ritorno prescritti sono generalmente inferiori rispetto a quelli contenuti in altri documenti (Stati Uniti e Svizzera) e relazionati all’importanza dell’opera.

L’eventualità che l’invaso del bacino possa generare un evento sismico (il cosiddetto *Reservoir Induced Earthquake*) è presa in considerazione solo nel documento statunitense ed in quello portoghese.

Il documento neozelandese è l’unico che considera la necessità di verificare l’opera sotto l’azione dell’evento principale (*main-shock*) e di un evento successivo (*after-shock*), quest’ultimo definito con magnitudo ridotta di un’unità rispetto al *main-shock*.

In alcuni Paesi, compresa l’Italia, i metodi di analisi da adottare nel processo di verifica non sono indicati; in altri paesi (Giappone, USA, Svizzera) si suggeriscono invece modelli, metodi e procedure logiche di verifica nelle quali si delinea una gerarchia che vede spesso al vertice le verifiche alla liquefazione. Nelle Linee Guida USA, sebbene non vi siano delle esplicite indicazioni relative ai modelli e ai metodi da adottare, si consiglia di adottare inizialmente modelli-metodi semplificati e di considerare approcci complessi solo nel caso in cui i metodi semplificati conducano a verifiche non soddisfatte. Si rileva tuttavia da parte dello scrivente che l’assunzione di modelli-metodi semplificati non fornisce necessariamente risultati cautelativi rispetto a quelli prodotti da approcci più complessi. Le raccomandazioni svizzere fondano la scelta del tipo di analisi da svolgere in funzione della classificazione dell’esposizione della diga, valutata in termini di potenziali perdite a seguito di un collasso. Infine, nelle norme italiane non si indicano metodi specifici per la verifica alla liquefazione. Essa ricopre un ruolo secondario rispetto ad altre verifiche, al contrario di quanto avviene nei documenti di altre nazioni che, al contrario, pongono tale verifica in primo piano.

Nel seguito si riportano alcune tabelle di sintesi contenenti le principali indicazioni fornite dai documenti analizzati.

Tab. IV.4 – Valutazioni delle azioni sismiche specificate dalle diverse linee guida e normative.

| NAZIONE | AZIONI SISMICHE |
|---------------|--|
| GIAPPONE | <p>2 livelli di severità:</p> <ul style="list-style-type: none"> • livello 1: sisma meno severo, valido per SLE • livello 2: sisma più severo, valido per SLU <p>Esiste un “limite inferiore” per il livello 2, dovuto alla potenziale presenza di faglie attive, non note a priori, in prossimità del sito di ubicazione dell’opera.</p> <p>Le azioni possono essere rappresentate mediante PGA, spettri di risposta o accelerogrammi.</p> |
| USA | <p>2 livelli di severità:</p> <ul style="list-style-type: none"> • OBE: sisma meno severo, valido per SLE • SEE: sisma più severo, valido per SLU <p>In aggiunta, bisogna considerare la possibilità di eventi sismici indotti dal serbatoio (RIE) aventi una capacità maggiore di $500 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ o un’altezza del rilevato maggiore di 100m.</p> <p>Le azioni possono essere rappresentate mediante PGA, spettri di risposta o accelerogrammi.</p> |
| INDIA | <p>2 livelli di severità:</p> <ul style="list-style-type: none"> • OBE: sisma meno severo, valido per SLE • SEE: sisma più severo, valido per SLU <p>Le azioni possono essere rappresentate da valori tabellati in funzione della zona sismica oppure da PGA, in presenza di studi sismo tettonici specifici per il sito.</p> |
| NUOVA ZELANDA | <p>2 livelli di severità:</p> <ul style="list-style-type: none"> • OBE: sisma meno severo, con probabilità di accadimento di 1 ogni 150 anni, valido per SLE • SEE: sisma più severo, con probabilità di accadimento di 1 ogni 10000 anni, valido per SLU <p>È consigliata la verifica di stabilità in condizioni di rapido svasso con l’azione contemporanea di un after-shock caratterizzato da un valore di magnitudo di un’unità inferiore rispetto al main-shock.</p> |

| NAZIONE | AZIONI SISMICHE |
|--|---|
| SVIZZERA | <p>1 solo livello di severità valido per SLU:</p> <ul style="list-style-type: none"> • SEE: sisma più severo, la cui probabilità di accadimento è funzione della classificazione della diga in termini di impatto potenziale <p>Le azioni sono tipicamente rappresentate attraverso PGA, stimate con relazioni empiriche.</p> |
| PORTOGALLO | <p>2 livelli di severità:</p> <ul style="list-style-type: none"> • SBP \equiv OBE valido per SLE; • SMP \equiv MCE o sisma di severità inferiore (SEE), valido per SLU. <p>In aggiunta, bisogna considerare la possibilità di sismi indotti dal serbatoio (RIE) aventi una capacità maggiore di 1000hm³ o un'altezza del rilevato maggiore di 100m.</p> |
| ITALIA | <p>In funzione dell'importanza dell'opera, si definisce il periodo di riferimento V_R. Noto V_R, in funzione della probabilità di eccedenza in V_R, si definiscono 4 livelli di severità:</p> <ul style="list-style-type: none"> • 2 validi per SLE; • 2 validi per SLU. <p>Le azioni possono essere rappresentate attraverso spettri di risposta o accelerogrammi.</p> |
| ICOLD (bulletin N. 72, 1989, revisionato nel 2010) | <p>2 livelli di severità:</p> <ul style="list-style-type: none"> • OBE: sisma meno severo, valido per SLE; • SEE: sisma più severo, valido per SLU. <p>In aggiunta, bisogna considerare la possibilità di sismi indotti dal serbatoio (RIE) aventi una capacità maggiore di 500hm³ o un'altezza del rilevato maggiore di 100m.</p> <p>Le azioni possono essere rappresentate mediante PGA, spettri di risposta o accelerogrammi.</p> |

Tab. IV.5 – Stati Limite di riferimento e metodi di analisi specificati dalle diverse linee guida e normative.

| <p>GIAPPONE Guidelines, 2005 Ministry of Land Infrastructure and Transport</p> | <p>USA Guidelines, 2005 Federal Emergency Management Agency</p> | <p>INDIA Guidelines, 2007 Indian Institute of Technology Kanpur</p> | <p>NUOVA ZELANDA Guidelines, 2000 New Zealand Society on Large Dams</p> |
|--|--|---|--|
| <p>Liquefazione</p> <ul style="list-style-type: none"> - Analisi lineare equivalente | <p>Liquefazione</p> <ul style="list-style-type: none"> - Correlazioni empiriche (SPT, CPT, Vs) <p><i>Se in alcune zone la verifica non fosse soddisfatta si procede ad analisi di stabilità con valori di resistenza ridotti</i></p> | <p>Liquefazione</p> <ul style="list-style-type: none"> - Correlazioni empiriche (SPT, CPT) | <p>Liquefazione</p> <ul style="list-style-type: none"> - Il professionista ha la facoltà di scelta tra i diversi metodi; in funzione della classificazione della diga si possono usare metodi semplificati o rigorosi |
| <p>Cedimenti e instabilità globale</p> <ul style="list-style-type: none"> - Analisi lineare equivalente - In subordine - Analisi di deformazioni plastiche - In subordine - Analisi dinamiche complete (accoppiate) <p>Tenuta idraulica</p> <ul style="list-style-type: none"> - Analisi di deformazioni plastiche | <p>Cedimenti e instabilità globale</p> <ul style="list-style-type: none"> - Analisi pseudo-statica (solo se non vi sono terreni suscettibili alla liquefazione) - Analisi lineare equivalente - In subordine - Analisi di deformazioni plastiche - In subordine - Analisi dinamiche complete (accoppiate) <p>Tenuta idraulica</p> <ul style="list-style-type: none"> - Metodo non indicato | <p>Cedimenti e instabilità globale</p> <ul style="list-style-type: none"> - Analisi pseudo-statica - In subordine - Analisi lineare equivalente - In subordine - Analisi di deformazioni plastiche - In subordine - Analisi dinamiche complete (accoppiate) <p>Tenuta idraulica</p> <ul style="list-style-type: none"> - Metodo non indicato | <p>Cedimenti e instabilità globale</p> <ul style="list-style-type: none"> - Il professionista ha la facoltà di scelta tra i diversi metodi; in funzione della classificazione della diga si possono usare metodi semplificati o rigorosi |

| <p>SVIZZERA Guidelines, 2004 Dam Section of the Federal Office for Water and Geology</p> | <p>PORTOGALLO Guidelines (Draft) Ministry of Public Works, Transport and Construction</p> | <p>ITALIA Decreto ministeriale, 2014 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</p> |
|--|---|--|
| <p>Liquefazione</p> <p>-Metodo non indicato</p> <p>Il grado di complessità delle analisi dipende dalla classificazione della diga in termini di impatto potenziale</p> | <p>Liquefazione</p> <p>- Metodo non indicato nella bozza della versione aggiornata a disposizione</p> | <p>Liquefazione</p> <p>Da svolgere se sono presenti materiali scarsamente addensati e saturi</p> |
| <p>Cedimenti e instabilità globale</p> <p>-Analisi pseudo-statica <i>e se necessario</i></p> <p>-Calcolo degli spostamenti</p> <p>Il grado di complessità delle analisi dipende dalla classificazione della diga in termini di impatto potenziale</p> | <p>Cedimenti e instabilità globale</p> <p>- Metodo non indicato nella bozza della versione aggiornata a disposizione</p> | <p>Cedimenti e instabilità globale</p> <p>- Metodo non indicato</p> |
| <p>Tenuta idraulica</p> <p>-Metodo non indicato</p> | <p>Tenuta idraulica</p> <p>- Metodo non indicato nella bozza della versione aggiornata a disposizione</p> | <p>Il grado di complessità delle analisi dipende dalla classificazione della diga in termini di importanza</p> <p>Tenuta idraulica</p> <p>- Metodo non indicato</p> |

Cap. V Definizione degli Stati Limite Ultimi di riferimento per le verifiche sismiche

Nei due capitoli precedenti sono stati esaminati i possibili danneggiamenti che può subire una diga di terra per effetto di uno scuotimento sismico di forte intensità. Le tipologie di danneggiamento e le fasi nelle quali esse possono manifestarsi sono consegnate dalle *case-histories* e dalle esperienze che sul tema altri Paesi hanno sintetizzato in Norme e/o Linee Guida. L'esame della letteratura illustra, in particolare, i possibili meccanismi secondo i quali una diga può collassare, contestualmente all'evento sismico o nelle fasi post-sismiche. Nel presente capitolo tali meccanismi sono oggetto di una trattazione di tipo sistematico e schematico, finalizzata alla definizione degli Stati Limite di collasso che un eventuale aggiornamento integrativo delle Norme sulle verifiche di sicurezza sismiche di una diga potrebbe adottare.

Alcuni dei meccanismi di collasso illustrati non derivano da esperienze dirette riportate dalla letteratura, ma piuttosto da scenari ipotizzati solo a livello speculativo, elaborati considerando fenomeni noti per aver causato in passato il collasso di dighe in regime statico, e contemplando l'eventualità che sia l'evento sismico ad innescarli, determinandone un'evoluzione nelle fasi statiche post-sismiche.

V.1 Instabilità globale del sistema rilevato-terreni di fondazione

In una diga di terra l'instabilità globale può svilupparsi contestualmente all'evento sismico, come effetto diretto delle forze d'inerzia associate alle accelerazioni sismiche che attraversano l'opera. Il fenomeno può altresì svilupparsi durante le fasi post-sismiche, come effetto di una redistribuzione, transitoriamente sfavorevole alla stabilità, delle pressioni interstiziali cumulatesi durante la fase sismica. Il fenomeno può infine svilupparsi durante il rapido svaso della diga, innescato dall'eliminazione, transitoriamente sfavorevole alla stabilità, della pressione esercitata dall'invaso sul contorno di monte del rilevato. Nell'innescato del fenomeno possono giocare un ruolo sfavorevole sia le pressioni interstiziali indotte da sisma (in fase di redistribuzione) sia l'occorrenza di repliche (*aftershocks*).

V.1.1 Dighe omogenee e zonate

Instabilità globale contestuale all'evento sismico

Durante la fase sismica l'opera è assoggettata alle accelerazioni sismiche e alle forze d'inerzia ad esse associate. Nelle condizioni più sfavorevoli il livello d'invaso è al suo massimo e il flusso nel corpo diga è caratterizzato dal regime stazionario. Le accelerazioni sismiche modificano il regime di pressioni interstiziali inducendo incrementi presumibilmente maggiori e positivi nelle zone poste a quote inferiori (Fig. V.1, Fig. V.2). In tale fase tuttavia tali incrementi sono distanti dalle superfici potenziali di scivolamento maggiormente critiche. Alle quote superiori, nelle zone attraversate dalle superfici maggiormente critiche, le sovrappressioni risultano modeste, leggermente positive o addirittura negative. Dunque una verifica di stabilità in termini

di stati tensionali può essere condotta trascurando tali variazioni ed assumendo un'ipotesi di condizioni drenate (ipotesi $\Delta u_w = 0$).

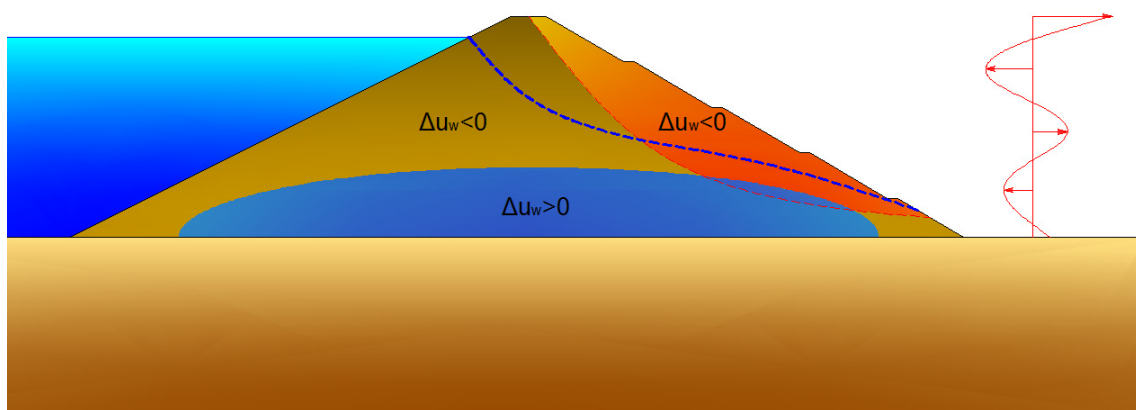


Fig. V.1 – Configurazione contestuale all'azione sismica di una diga omogenea.

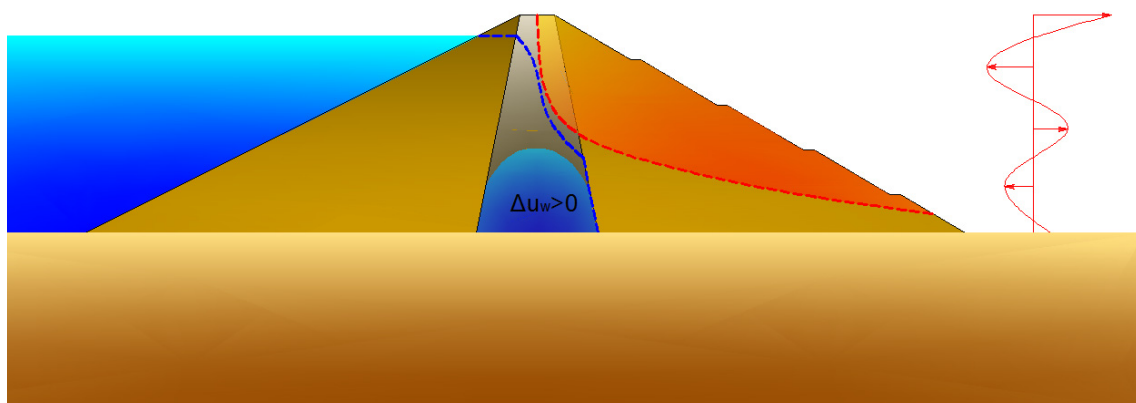


Fig. V.2 – Configurazione contestuale all'azione sismica di una diga zonata.

Nella stima degli stati tensionali e delle pressioni interstiziali indotte dal sisma occorre in linea di principio portare in conto l'asincronismo e l'amplificazione del moto sismico. Un esempio di asincronismo di moto sismico osservato è riportato in Fig. V.3 e si riferisce alle misure di accelerazione condotte sulla diga del Camastra (Sica, et al., 2008). Si nota che i segnali registrati alle diverse quote risultano sfasati e, dunque, istante per istante, le forze d'inerzia associate ai valori di accelerazione tendono a compensarsi.

La sussistenza contestuale del fenomeno dell'amplificazione e dell'asincronismo è illustrata in Fig. V.4. Per la stessa diga dell'esempio precedente, sono riportati alcuni risultati numerici relativi alle storie temporali di accelerazione calcolate alle diverse quote. I risultati sono stati ottenuti conducendo un'analisi dinamica completa, nella quale il dominio che schematizza la diga e parte dei terreni di fondazione è assoggettato ad un evento da scenario di forte intensità (Bilotta, et al., 2010). Si può notare che l'ampiezza del segnale di input applicato alla base della diga viene amplificata al crescere della quota. Tuttavia il sistema sviluppa asincronismo del moto

sismico, il quale rende istante per istante, nell'esempio riportato, le accelerazioni medie calcolate all'interno di una potenziale area instabile (sottesa cioè da un'eventuale superficie di scivolamento) decisamente inferiori non solo ai valori puntuali che si verificano all'interno del corpo diga ma, addirittura, ai valori corrispondenti del moto di riferimento alla base.

Le verifiche di stabilità di tipo prestazionale, basate cioè sulla definizione di uno spostamento ammissibile, possono essere condotte solo in riferimento alle superfici che non intercettano estensivamente l'elemento di tenuta, al fine di evitare che si inneschino nella discontinuità fenomeni erosivi. All'interno dell'elemento di tenuta è dunque necessario verificare che non avvengano estesi fenomeni di rottura, ovvero che il coefficiente di sicurezza puntuale, FS_p , risulti maggiore dell'unità lungo segmenti contigui di lunghezza significativa. Gli schemi di Fig. V.5 presentano esempi di superfici potenziali lungo le quali risulta opportuno o meno procedere attraverso un approccio agli spostamenti.

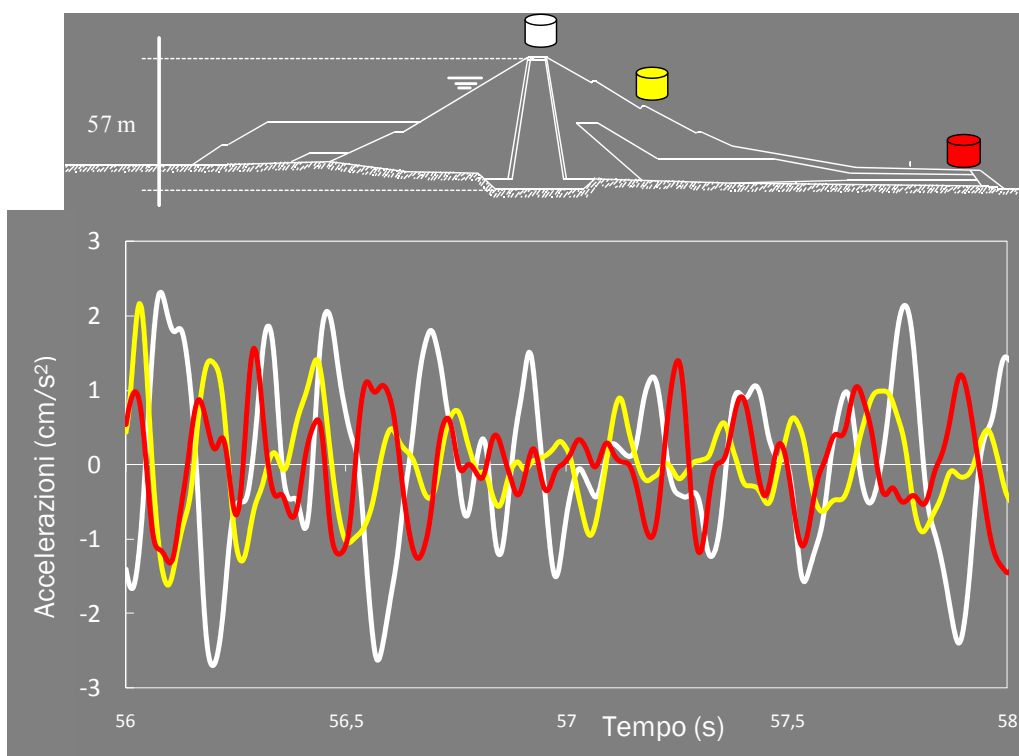


Fig. V.3 – Osservazioni sperimentali dell'asincronismo sulla diga del Camastra (Sica et al., 2008).

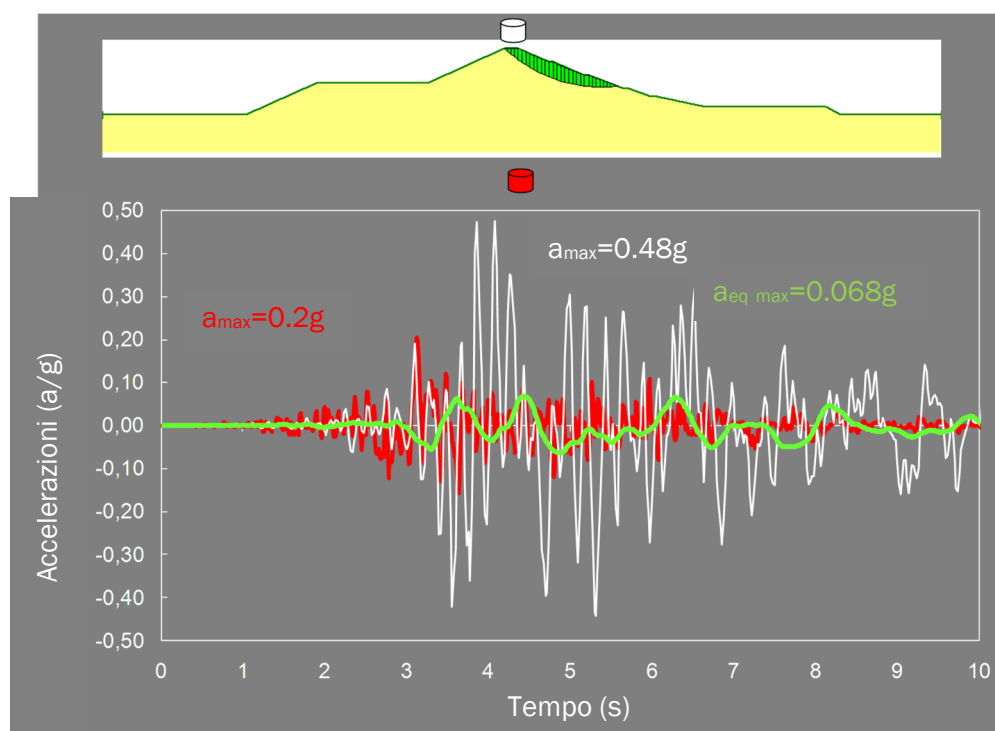


Fig. V.4 – Simulazioni numeriche della risposta sismica della diga del Camastra (Bilotta et al., 2010)

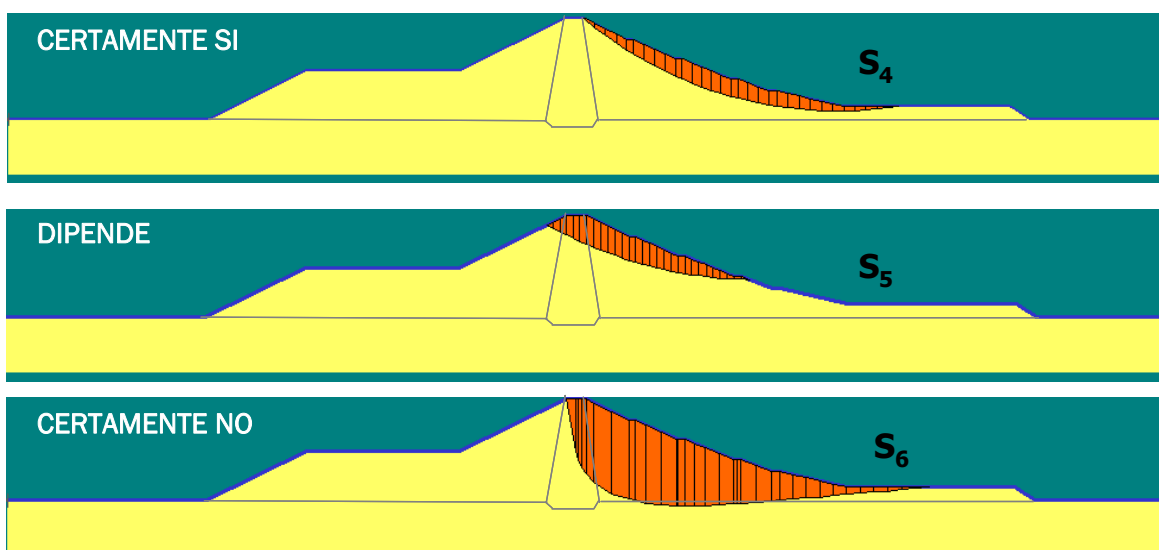


Fig. V.5 – Accettabilità delle superfici di scorrimento in termini di spostamenti.

Instabilità globale durante le fasi post-sismiche

Nelle fasi post-sismiche, le pressioni interstiziali indotte dall'evento sismico nelle zone più sollecitate si ridistribuiscono seguendo i principi che regolano un flusso in regime transitorio. Può verificarsi che, in virtù di tale ridistribuzione, nelle zone dove sono contenute le superfici maggiormente critiche, interessate durante la fase sismica da sovrappressioni interstiziali modeste, si abbia un incremento di pressioni interstiziali (Fig. V.6, Fig. V.7). La sicurezza post-sismica andrebbe quindi verificata in uno stadio

di vita dell'opera nel quale le azioni sismiche sono assenti e il sistema è interessato da un regime di flusso transitorio innescato dall'evento sismico, in presenza di una quota di invaso pari al massimo livello previsto.

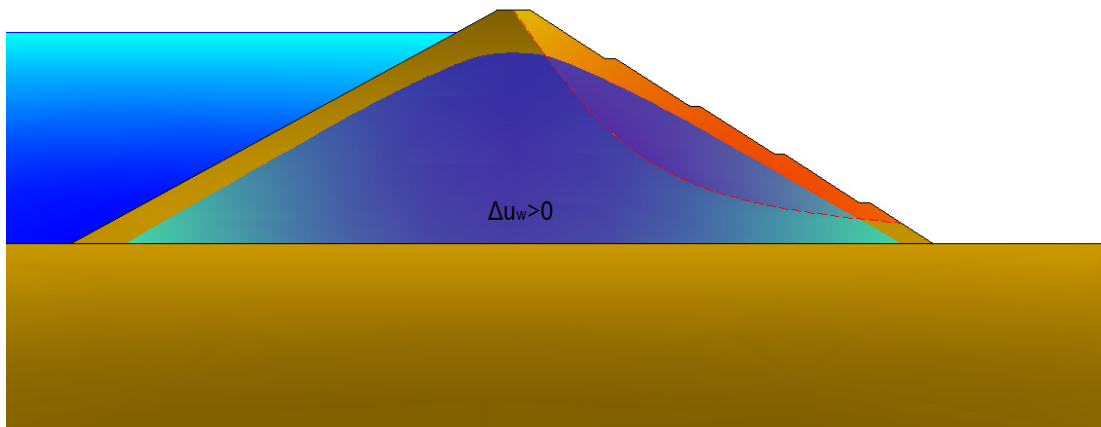


Fig. V.6 - Configurazione post-sismica di una diga omogenea.

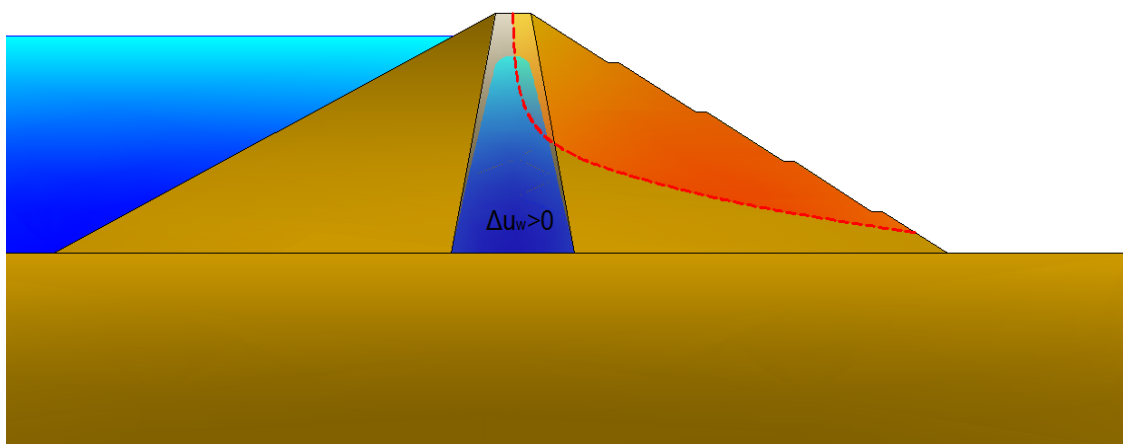


Fig. V.7 - Configurazione post-sismica di una diga zonata.

Instabilità durante il rapido svaso

A valle di un evento sismico di forte intensità può risultare necessario procedere al rapido svaso della diga. Le verifiche di sicurezza durante la fase di svaso non hanno carattere vincolante, nel senso che, ove mai non dovessero risultare soddisfatte, non richiedono attività di adeguamento sismico dell'opera. Esse hanno piuttosto il senso di indicare quale debba essere la massima velocità di svaso da adottare per garantire che l'operazione avvenga in piena sicurezza.

Le fasi di svaso avvengono contestualmente al processo di redistribuzione delle Δu_w precedentemente menzionato (Fig. V.8, Fig. V.9). Il rapido svaso associa a tale

ridistribuzione e l'eliminazione (instabilizzante in regime non drenato o parzialmente drenato) di parte del carico esercitato dall'invaso sul contorno di monte della diga; peraltro, tale scarico produce una contemporanea riduzione (stabilizzante) di pressioni interstiziali. L'eventualità che durante tale fase si verificano eventi di *after-shock* deve essere seriamente considerata e caratterizzata a mezzo di studi sismologici, finalizzati a quantificare la probabilità di occorrenza e, dunque, il periodo di ritorno dell'evento da introdurre nelle verifiche.

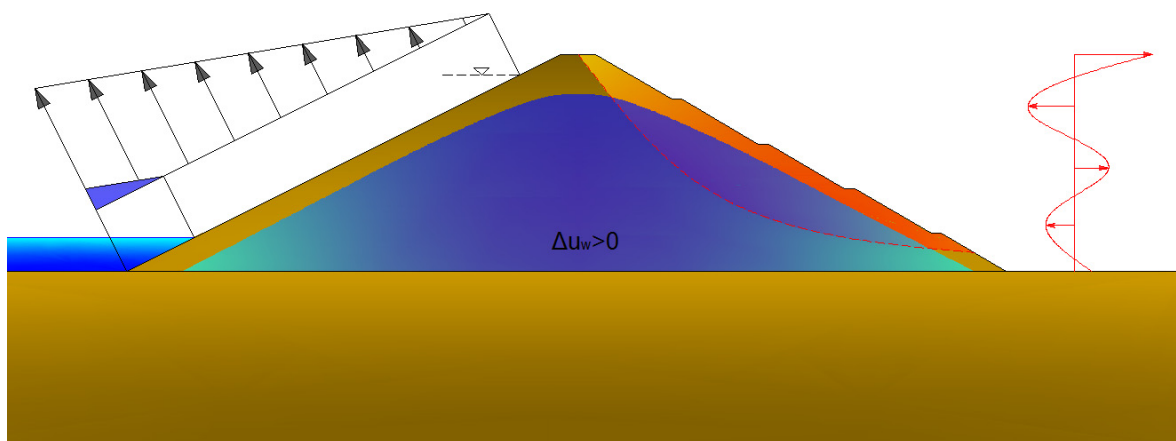


Fig. V.8 – Configurazione in condizioni di rapido svasso con eventuale *after-shock* per una diga omogenea.

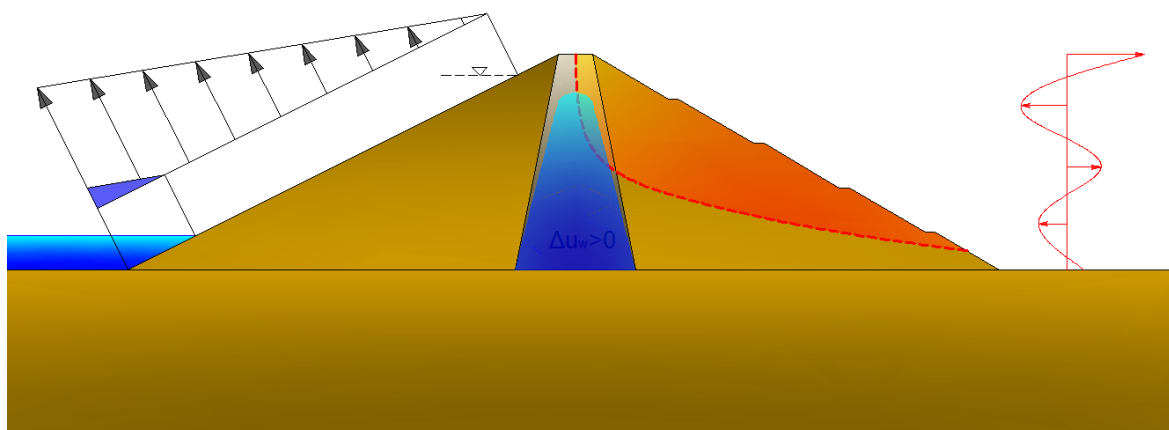


Fig. V.9 – Configurazione in condizioni di rapido svasso con eventuale *after-shock* per una diga zonata.

V.1.2 Dighe con manto

Nelle dighe con manto, la verifica di stabilità globale nella fase sismica può essere condotta sia in termini di tensioni, sia in termini di spostamenti. In quest'ultimo caso occorre però verificare che, nel caso la superficie critica intercetti il manto, i cinematismi siano compatibili con la sua tenuta (cfr. p. es. Costanzo et al., 2011). Per il resto valgono le stesse considerazioni svolte per le dighe omogenee e zonate (Fig. V.10).

Nella gran parte dei casi risultano prive di senso le verifiche durante le fasi post-sismiche e durante le fasi di rapido svasso, poiché il rilevato si trova tipicamente in condizioni di ridotta saturazione in virtù della presenza del manto e di eventuali schermi di impermeabilizzazione a monte. Per le dighe dove la permeabilità o la perdita di tenuta del manto o, ancora, particolari situazioni stratigrafiche dei terreni di fondazione dovessero determinare una risalita della linea di saturazione all'interno del rilevato, valgono le stesse considerazioni svolte per le dighe omogenee.

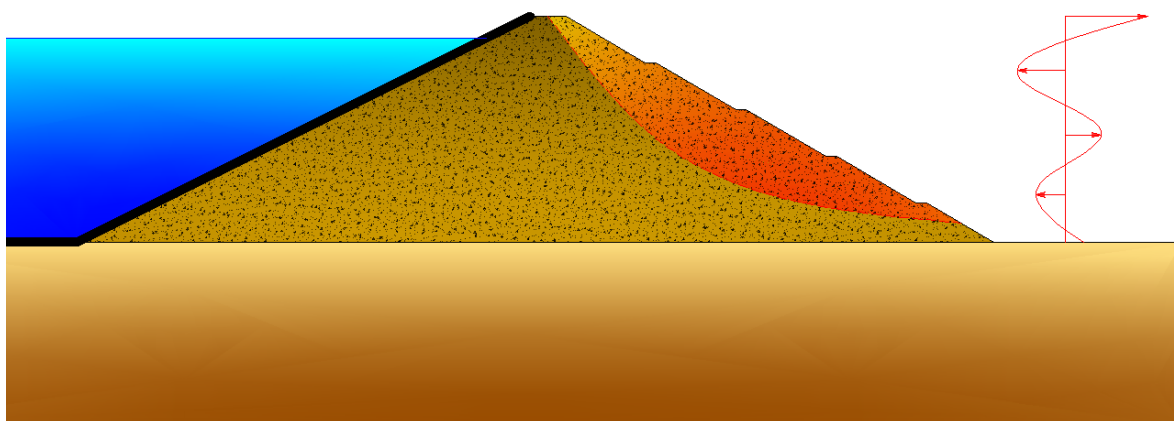


Fig. V.10 – Configurazione contestuale all'azione sismica e in fase post-sismica di una diga in rockfill con manto.

V.2 Riduzione del franco disponibile

V.2.1 Dighe omogenee e zonate

Il calcolo della riduzione del franco disponibile, cioè la verifica che la quota di coronamento dopo il sisma non risulti inferiore al massimo livello d'invaso, s'identifica con la previsione del cedimento permanente del coronamento. Tale cedimento risulta in generale somma del cedimento permanente del piano di fondazione della diga e dell'accorciamento permanente del rilevato. Il cedimento complessivo in parte avviene "istantaneamente", ovvero subito a valle della fase sismica, ed in parte si sviluppa dilazionato nel tempo, a seguito dei processi di consolidazione post-sismica, conseguenti alle sovrappressioni interstiziali generate durante la fase sismica. La componente ritardata può essere più o meno significativa ai fini della verifica; lo è se la velocità con cui essa si sviluppa risulta maggiore della rapidità con cui è possibile svassare il bacino in condizioni di sicurezza.

Con riferimento al calcolo della componente istantanea, è possibile schematicamente considerare il cedimento come manifestazione integrale di due diversi processi deformativi. Una prima aliquota (contributo S_A) è associabile ad un meccanismo di scivolamento lungo una superficie di scorrimento, quantificabile attraverso un'analisi di stabilità agli spostamenti. Un'altra aliquota (contributo S_B), generalmente non trascurabile, è associabile alle deformazioni plastiche diffuse (volumetriche e distorsionali) che si sviluppano nell'intero dominio. Il cedimento totale, S_{TOT} , risulta dalla somma:

$$S_{TOT} = S_A + S_B$$

Analisi di stabilità condotte con metodi agli spostamenti basati sul modello di Newmark, comportano l'ipotesi, sovente poco cautelativa, di considerare $S_{TOT} = S_A$. Attraverso l'adozione di procedure più complesse (analisi dinamiche complete) è possibile invece stimare S_{TOT} come somma dei due contributi menzionati.

In generale, è necessario prestare attenzione al contributo dei terreni di fondazione, considerando come aliquota di riduzione del franco il cedimento differenziale tra piano di posa della fondazione e cedimento medio del bacino. Se i depositi di fondazione hanno spessore significativo (decine o centinaia di metri), anche se non eccessivamente deformabili, possono dar luogo a cedimenti elevati, in quanto le azioni sismiche (è banale ma opportuno ricordarlo) inducono deformazioni significative a qualsivoglia profondità del banco deformabile. L'effetto della deformabilità dei terreni di fondazione in formazioni molto potenti è rappresentato efficacemente dalla *case-history* di Conza precedentemente illustrata (Fig. III.16).

V.2.2 Dighe con manto

Per le dighe con manto valgono le stesse considerazioni svolte per le dighe omogenee e zonate. In genere sono però assenti o trascurabili le sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma nel corpo diga ed il conseguente accorciamento post-sismico del rilevato. Nelle fasi post-sismiche il contributo alla riduzione del franco può provenire però da processi di consolidazione del sottosuolo di fondazione.

V.3 Fratture ed erosione nell'elemento di tenuta idraulica

I fenomeni di tipo erosivo, consistenti nel trasporto a valle delle frazioni fini, sono tipici delle fasi statiche. Possono concentrarsi all'interno di fratture, al contatto tra terreno ed elementi strutturali, innescarsi allo sbocco delle linee di flusso con una propagazione retroversa (*piping*) o, ancora, avere carattere diffuso (soffusione). Vengono di norma fronteggiati ubicando nell'elemento di tenuta dei filtri-dreni in corrispondenza delle zone di valle. Se ben calibrati sotto il profilo granulometrico, tali elementi sono in grado di intercettare le linee di flusso e "trattenere" (azione filtro) le frazioni fini erose e trasportate dall'acqua in movimento. L'attingimento di uno Stato Limite Ultimo è regolato dalla persistenza dei fenomeni erosivi, causa l'inefficacia dei filtri, e dalla conseguente formazione, dopo un lasso di tempo più o meno lungo, di "cavità" nascoste all'interno dell'elemento di tenuta. Il collasso delle cavità causa poi il collasso dell'intera opera.

La formazione di fratture nell'elemento di tenuta della diga, anche se estensivamente diffusa, non costituisce in sé quindi l'attingimento di uno Stato Limite Ultimo ma rappresenta, piuttosto, l'instaurarsi in tale elemento di uno stato predisponente all'insorgere di fenomeni erosivi. Valutare la suscettibilità sismica o post-sismica della diga alla fratturazione dell'elemento di tenuta non rappresenta pertanto una verifica di sicurezza in senso stretto; assume invece il significato di segnalare agli operatori deputati al controllo dell'opera nelle fasi post-sismiche se, e in che misura, il sisma potrebbe aver danneggiato l'elemento di tenuta innescando fenomeni di tipo erosivo. Tale indicazione supporta poi il compito di decidere se, e in quale misura, nelle fasi

post-sismiche i fenomeni erosivi devono essere temuti e tenuti sotto osservazione attraverso le grandezze fisiche acquisite con il monitoraggio dell'opera.

V.3.1 Dighe omogenee e zonate

Nelle dighe omogenee, le distorsioni indotte dal sisma possono configurarsi come fratture. Tali fratture possono essere a carattere diffuso, al punto da determinare connessioni idrauliche monte-valle costituendo una via preferenziale per il flusso e lo sviluppo di fenomeni erosivi (Fig. V.11). L'eventuale instaurarsi di fenomeni di consolidazione post-sismica, o l'eventuale attivazione di un processo di rapido svasso, possono attenuare o aggravare il quadro fessurativo.

La stima della suscettibilità alla fratturazione richiede il computo delle deformazioni distorsionali plastiche durante le fasi sismiche e post-sismiche e, dunque, previsioni del comportamento sismico basate su analisi dinamiche complete.

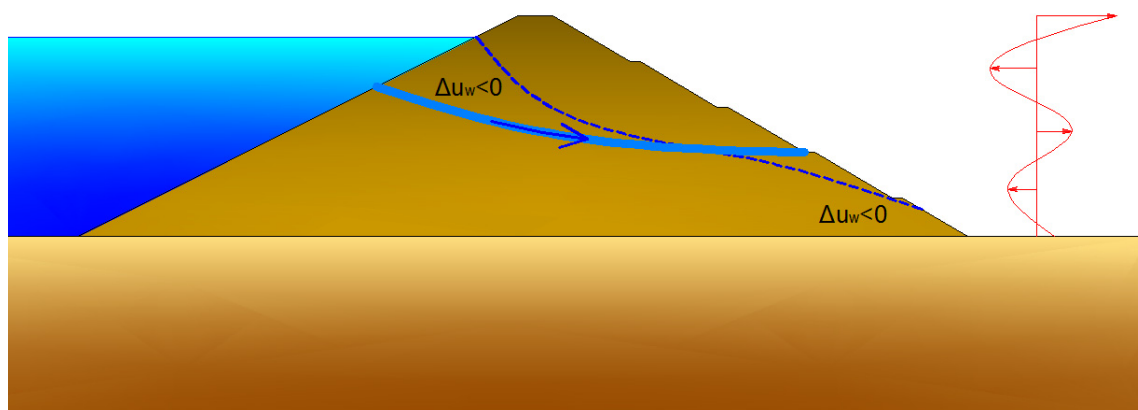


Fig. V.11 – Fenomeni erosivi innescati dall'azione sismica in una diga omogenea.

Nelle dighe zonate, in analogia a quanto può avvenire nelle dighe omogenee, le distorsioni indotte dal sisma possono configurarsi come fratture del nucleo. Tali fratture possono connettere il contorno di monte e di valle del nucleo, costituendo una via preferenziale per il flusso e per lo sviluppo di fenomeni erosivi (Fig. V.12). Rispetto alle dighe omogenee, il fenomeno è favorito dall'esigua larghezza dell'elemento di tenuta. Anche in questo caso, la stima della suscettibilità alla fratturazione richiede il computo delle deformazioni distorsionali plastiche nel nucleo.

L'evento sismico può generare anche indirettamente fratture: i cedimenti permanenti indotti da sisma, in presenza di una maggiore deformabilità del nucleo rispetto ai fianchi, possono infatti accentuare i fenomeni di migrazione tensionale dal nucleo ai fianchi (effetto arco). Tali fenomeni sono già presenti a partire dalle fasi costruttive, come effetti derivanti dall'applicazione del carico da peso proprio. Ad una assegnata quota, l'ulteriore scarico tensionale indotto dall'evento sismico può determinare valori di tensioni principale minima inferiori alla pressione che alla stessa quota esercita l'invaso. Tale condizione favorisce la fratturazione idraulica o la propagazione di discontinuità pre-esistenti (Sherard, 1986).

La consolidazione durante la fase post-sismica può accentuare lo scarico tensionale del nucleo e, di conseguenza, la suscettibilità alla fratturazione idraulica.

La stima della suscettibilità alla fratturazione idraulica richiede il computo delle tensioni principali minime nel nucleo associate ai processi deformativi plastici sismo-indotti. Anche in questo caso, dunque, risulta imprescindibile il ricorso ad analisi dinamiche complete.

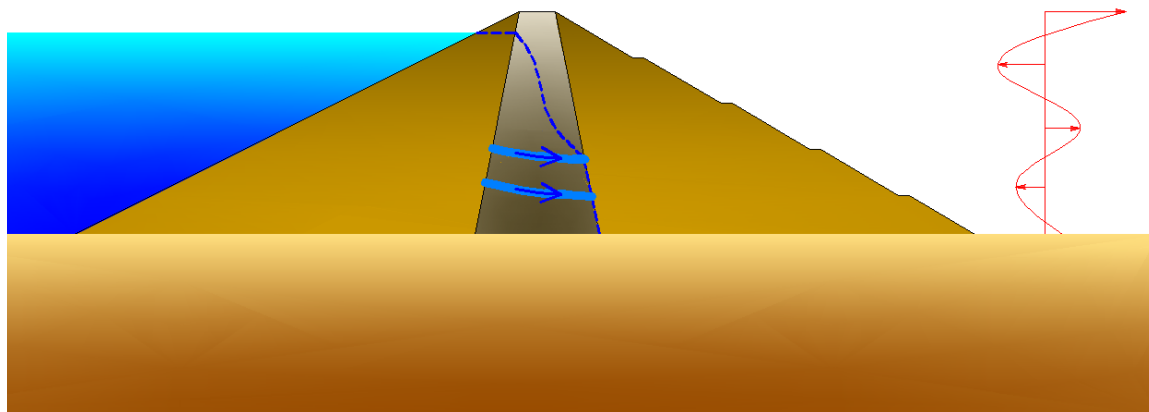


Fig. V.12 – Fenomeni erosivi innescati dall'azione sismica in una diga zonata.

V.3.2 Dighe con manto

Durante l'evento sismico e/o la consolidazione post-sismica dei terreni di fondazione, distorsioni o dilatazioni del paramento di monte possono determinare rotture da taglio o trazione nel manto (Fig. V.13). Occorre stimare, in questo caso, la deformata del paramento per effetto delle azioni sismiche e dei processi post-sismici.

È bene evidenziare tuttavia che anche un'estesa rottura del manto potrebbe essere tollerata e non rappresentare dunque uno Stato Limite Ultimo che le verifiche devono soddisfare. Ciò dipende dal grado di vulnerabilità del rilevato alla presenza di un flusso monte-valle che, nel caso limite, può configurarsi come il flusso attraverso una diga omogenea. Un rilevato costituito da materiali erodibili sarebbe infatti, in caso di estesa fratturazione del manto, instradato ineluttabilmente e rapidamente verso un collasso per erosione. La presenza del flusso potrebbe altresì innescare fenomeni d'instabilità globale nel paramento di valle. Ne consegue che, se dovessero risultare soddisfatte le verifiche all'erosione e all'instabilità globale in presenza di perdite abbondanti o, al limite, in ideale assenza di manto, l'analisi sismica della diga risulterebbe addirittura superflua (Fig. V.14).

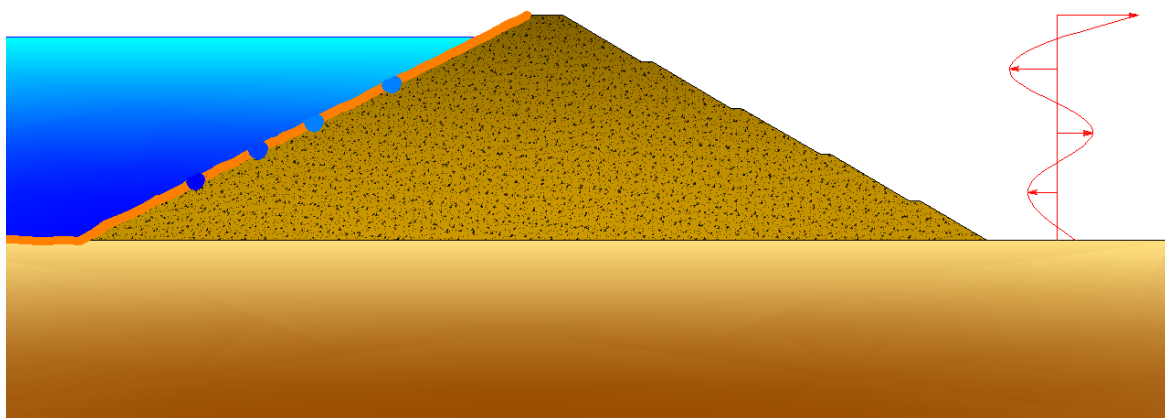


Fig. V.13 – Fratture nel manto di tenuta.

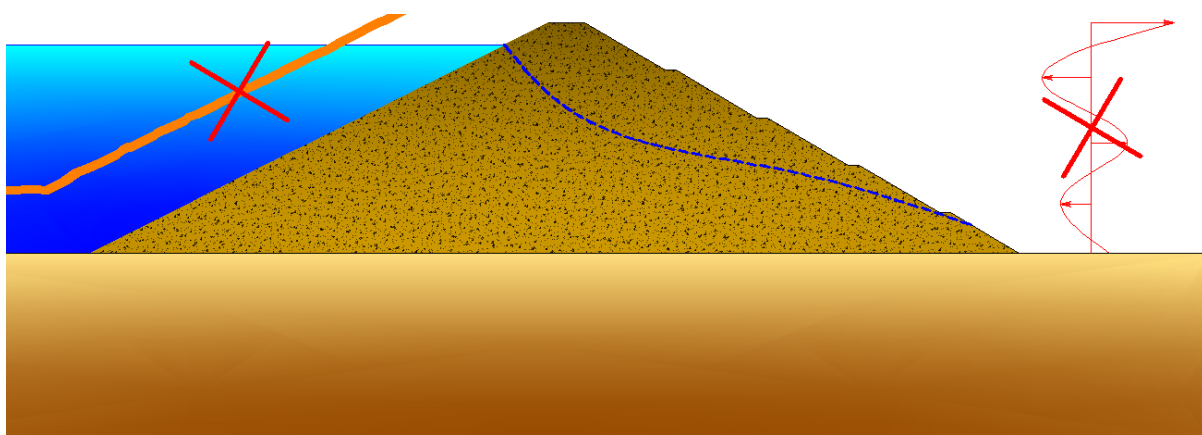


Fig. V.14 – Configurazione di una diga con l'ipotesi di rimozione del manto di tenuta per eccessiva fratturazione.

V.4 Fenomeni di liquefazione

In condizioni sismiche, il termine “liquefazione” comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una riduzione della tensione media efficace presente nel terreno e, quindi, una riduzione della resistenza a taglio. La riduzione della resistenza può rappresentare solo una condizione temporanea, seguita da un successivo recupero, o può indurre nel terreno una condizione di collasso generalizzata e definitiva.

Nel seguito si riportano le diverse definizioni relative al fenomeno di liquefazione, basate sui lavori di (USNRC, 1985; Robertson & Fear, 1995; Robertson & Wride, 1997; Lade & Yamamuro, 1997; Fell, et al., 2000).

- *Liquefaction* (liquefazione): tutti i fenomeni che danno luogo a una riduzione della resistenza e della rigidità a taglio dando luogo allo sviluppo di deformazioni conseguenti all'incremento delle pressioni del fluido interstiziale in condizioni di carico monotone (statiche) o cicliche.

- *Initial liquefaction* (liquefazione iniziale): è la condizione in cui le tensioni efficaci sono momentaneamente pari a zero durante l'azione di carichi ciclici.
- *Flow liquefaction* (liquefazione fluida): è la situazione in cui per effetto dell'applicazione di carichi in condizioni non drenate si verifica una riduzione della resistenza a taglio (*softening*) e le sollecitazioni risultano maggiori della resistenza a taglio non drenata disponibile.
- *Temporary liquefaction* (liquefazione temporanea): è la condizione in cui per effetto dell'applicazione di carichi in condizioni non drenate si verifica dapprima una modesta riduzione della resistenza a taglio (*softening*) e successivamente, all'aumentare del livello di deformazione, il comportamento diventa incrudente (*hardening*). È importante sottolineare che questi fenomeni si verificano sia in condizioni di carico monotone (statiche) sia cicliche, e risultano abbastanza evidenti nei terreni contraenti, sia in quelli incoerenti sia in quelli dotati di una frazione argillosa.

(Robertson & Fear, 1995) e (Robertson & Wride, 1997) hanno inoltre definito altri due termini relativi alle sollecitazioni cicliche.

- *Cyclic liquefaction* (liquefazione ciclica): è una sorta di liquefazione temporanea, in cui la sollecitazione ciclica causa l'inversione di segno delle sollecitazioni tangenziali e si sviluppano provvisoriamente condizioni di liquefazione iniziale (tensioni efficaci nulle).
- *Cyclic mobility* (mobilità ciclica): è una sorta di liquefazione temporanea, in cui le tensioni tangenziali sono sempre maggiori di zero.

(Idriss & Boulanger, 2008) hanno definito l'espressione "*Cyclic softening*" come termine usato per descrivere la riduzione della resistenza e della rigidità a taglio di argille e limi di alta plasticità durante l'applicazione di carichi ciclici.

Per ciò che concerne i possibili comportamenti esibiti dai terreni potenzialmente liquefacibili (p.es. sabbie limose sciolte) durante l'applicazione di carichi in condizioni non drenate, (Lade & Yamamuro, 1997) hanno individuato i quattro *stress paths* riportati in Fig. V.15, descritti come segue:

- *Static liquefaction* (liquefazione statica): avviene in corrispondenza di bassi livelli tensionali (percorso AO) ed in concomitanza dello sviluppo di notevoli pressioni interstiziali, dando luogo all'annullamento delle tensioni efficaci.
- *Temporary liquefaction* (liquefazione temporanea): si verifica per livelli tensionali maggiori rispetto a quelli per i quali avviene la liquefazione statica (percorso BCDE). Il comportamento è dapprima del tipo contraente (percorso CD) e successivamente, all'aumentare del livello di deformazione, passa ad un comportamento del tipo dilatante (percorso DE). La tendenza a dilatare è tanto più marcata quanto maggiore è il valore della tensione di confinamento iniziale.
- *Temporary instability* (instabilità temporanea): (percorso FGHI) è simile alla liquefazione temporanea, ad eccezione del fatto che la differenza tra il valore

del deviatore in condizione di collasso (punto I) e quello in condizione di picco iniziale (punto G) non è così marcata come nel caso della liquefazione temporanea (punto E - punto C).

- *Instability* (instabilità): ad alti livelli tensionali, è prevalentemente dovuta alla rottura delle particelle.

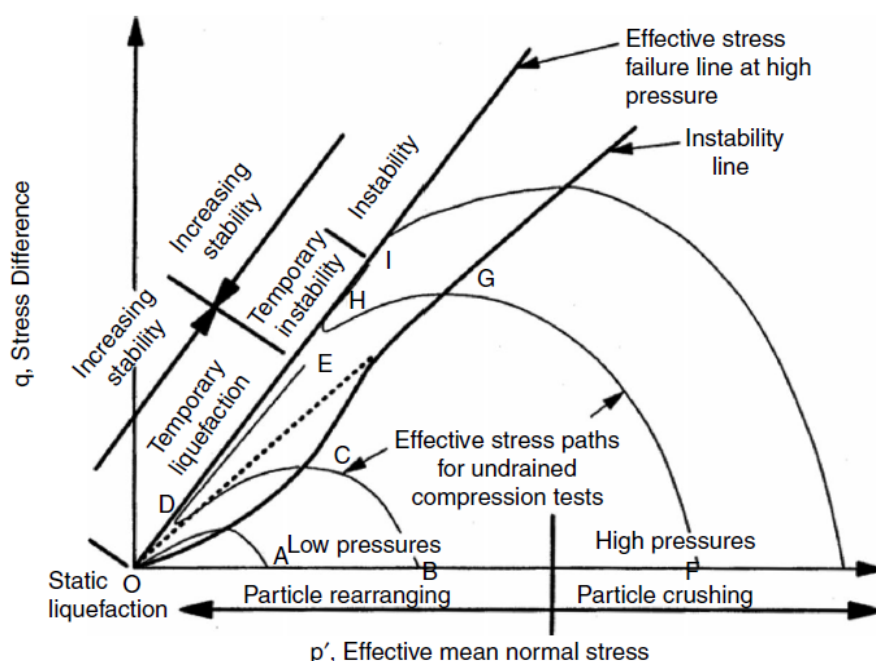


Fig. V.15 – Stress paths in condizioni non drenate di sabbie limose sciolte (Lade & Yamamuro, 1997).

V.4.1 Dighe omogenee e zonate

La verifica a liquefazione interessa, in linea di principio, eventuali zone di sabbie sature presenti nei terreni di fondazione e aree del paramento di monte poste al di sotto della linea di saturazione.

Il verificarsi di fenomeni di liquefazione non necessariamente produce perdita di funzionalità o collasso di manufatti interagenti con il terreno. Quando il fenomeno è innescato dall'evento sismico, riduzioni significative di capacità portante e cedimenti rilevanti sono funzione di diversi parametri, tra cui lo spessore e l'estensione areale dello strato liquefatto, lo spessore di materiale non soggetto a liquefazione che ricopre lo strato liquefatto, la pendenza del terreno e l'eventuale prossimità di una superficie libera.

Al termine dell'azione sismica, ulteriori spostamenti e deformazioni possono manifestarsi o meno a seconda che, ad una data profondità, la resistenza post-sismica sia inferiore o superiore rispetto alla sollecitazione statica post-sismica. Nel primo caso

(resistenza inferiore della sollecitazione) sono attesi ulteriori spostamenti e deformazioni che possono evolvere anche in maniera estremamente rapida; nel secondo caso (resistenza maggiore della sollecitazione), eventuali spostamenti e deformazioni sono da attribuirsi a fenomeni di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali generatesi durante il sisma. In presenza di fenomeni di riequilibrio idraulico gli spostamenti tipicamente evolvono più lentamente nel tempo.

V.4.2 Dighe con manto

Per le dighe con manto valgono le stesse considerazioni fatte per le dighe omogenee e zonate. Tipicamente, la presenza di un manto di tenuta che ricopre il paramento di monte riduce (o addirittura elimina) la possibilità che si verifichino fenomeni di liquefazioni nei terreni costituenti il corpo diga.

Cap. VI Caso studio: la diga di Monte Cotugno

La diga di Monte Cotugno è ubicata lungo il corso del Fiume Sinni, più precisamente nel Comune di Senise (PZ) (Fig. VI.1). Il progetto esecutivo, redatto da Arrigo Croce, Carlo Viparelli, Michele Viparelli e Antonio Trimigliozzi, fu approvato in data 1970. I lavori di costruzione ebbero inizio nel maggio del 1972 e terminarono nel marzo 1983; successivamente, nel luglio 1983, iniziarono gli invasi sperimentali. L'opera è gestita dall'Ente per lo Sviluppo dell'Irrigazione e la Trasformazione Fondiaria in Puglia, Lucania ed Irpinia (E.I.P.L.I.) con sede a Bari. Il serbatoio, attualmente in invaso sperimentale, è impiegato per usi potabili, irrigui e industriali.



Fig. VI.1 – Panoramica della diga di Monte Cotugno.

VI.1 Descrizione dell'opera

Si tratta di una diga di terra con manto, con andamento longitudinale prevalentemente rettilineo e spalle ruotate verso monte, raccordate con archi di cerchio (Fig. VI.2). La sezione trasversale ha forma trapezoidale, con larghezza in testa di 10 m e larghezza massima alla base di 267.70 m circa (Fig. VI.3). Il paramento di monte, nella sezione di massima altezza, è rappresentato da una linea a pendenza costante pari a 1:2 raccordata con arco di cerchio ($R = 25$ m) ad un tratto orizzontale terminale, che si attesta sul manufatto in calcestruzzo armato (plinto) all'interno del quale è ricavato il cunicolo d'ispezione e raccolta drenaggi longitudinale. Il paramento di valle, nella medesima sezione, è anch'esso rappresentato da una linea a pendenza costante pari a 1:1.7, interrotta da quattro banchine di larghezza pari a 3.00 m, disposte alle quote 245, 232, 219 e 206 m s.l.m., che si attesta, a quota 198 m s.l.m., su una grossa unghia di calcestruzzo di forma trapezia.

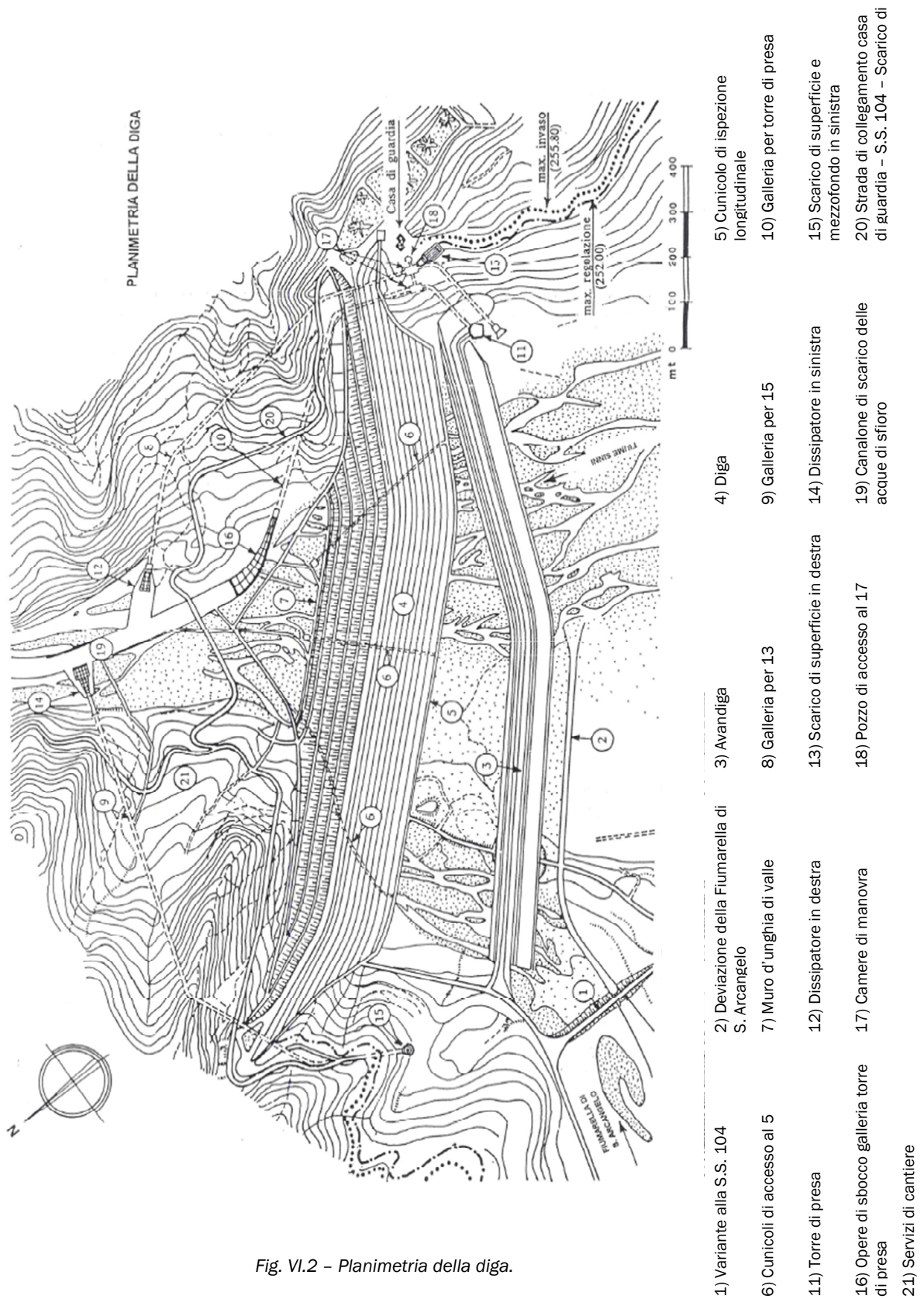


Fig. VI.2 - Planimetria della diga.

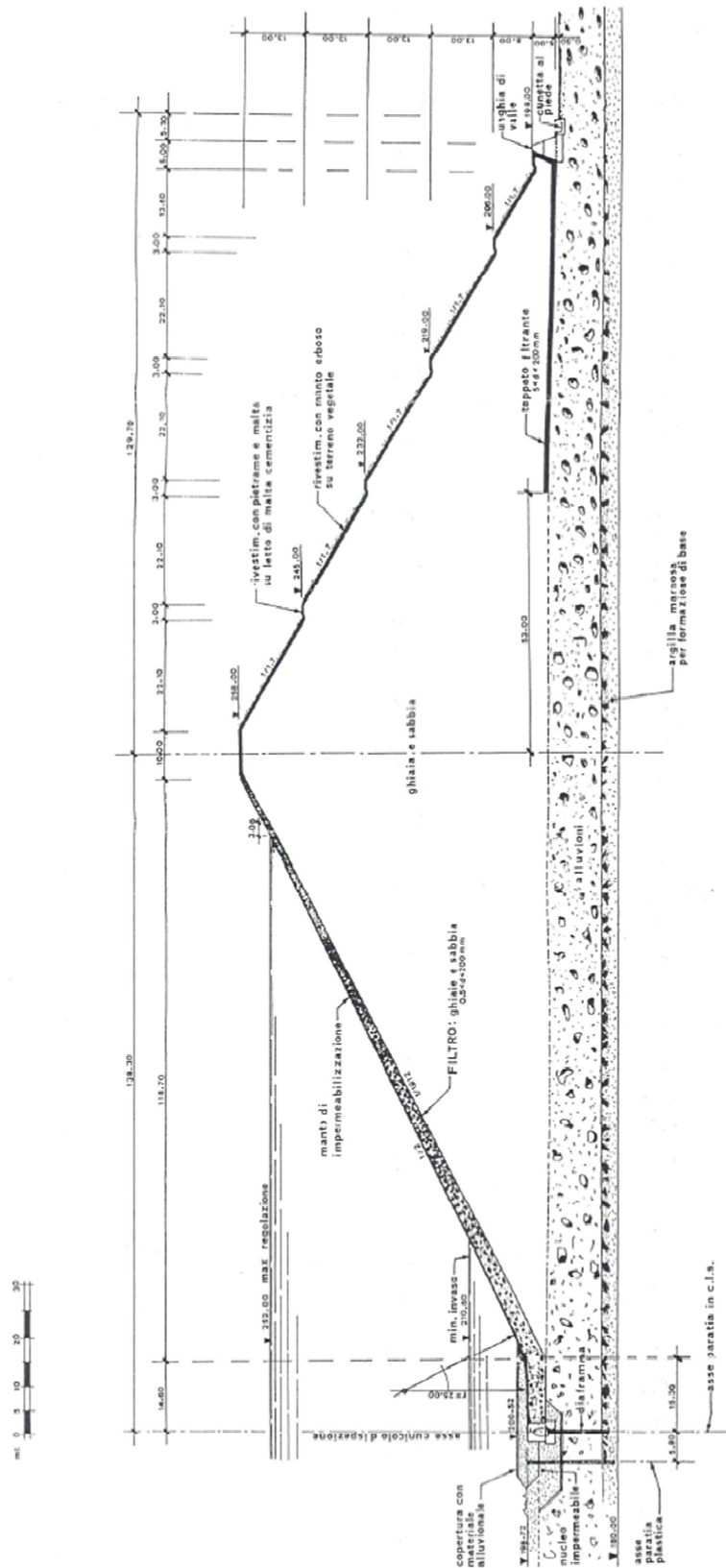


Fig. VI.3 - Sezione trasversale tipo.

La struttura di tenuta è costituita da un manto di conglomerati bituminosi a due strati (Fig. VI.4) che si adagia sul rinfiango di monte con interposto un filtro di spessore crescente dal coronamento al piede, da 0.80 m a 3.60 m, costituito da materiali ghiaioso-sabbioso. Il pacchetto di conglomerati bituminosi si attesta al piede del rinfiango su una struttura in calcestruzzo armato, collegata con un diaframma verticale in calcestruzzo, che attraversa lo strato alluvionale di imbasamento e raggiunge la formazione impermeabile di base (argille marnose). Nelle zone laterali, la struttura in calcestruzzo armato si immorsa direttamente con un taglione nella formazione di base.

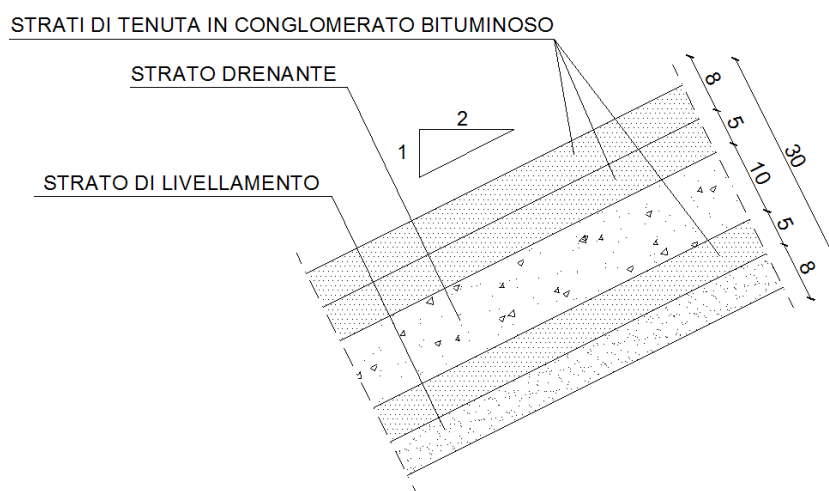


Fig. VI.4 - Particolare del manto in conglomerati bituminosi.

La struttura di tenuta sopra descritta, a seguito di eventi sismici di significativa rilevanza, fu integrata (progetto dicembre 1981) con un'ulteriore paratia a monte, in cemento plastico, corrente ad una distanza di circa 6 m dall'asse del cunicolo; essa si ammorsa per circa 3 m nella formazione di base ed è collegata alla descritta struttura di tenuta in conglomerati bituminosi da uno spesso materasso di materiali limoso-sabbiosi che la ingloba per buona parte della sua altezza.

Al cunicolo longitudinale di ispezione e di raccolta dei drenaggi del manto bituminoso si accede tramite tre cunicoli trasversali, uno centrale ed uno per ciascuna spalla, con ingresso dal piede di valle della diga. Questi tre cunicoli servono anche ad evacuare le acque di drenaggio che, all'estremità di valle degli stessi, possono essere misurate prima di confluire nelle cunette di raccordo della cunetta al piede con l'alveo a valle.

I terreni di fondazione sono costituiti dalla coltre alluvionale recente e attuale che ricopre la formazione di base di argille marnose del Pliocene-Calabriano, con terrazzi, in sponda destra, di limi e ghiaie del Pleistocene e lembi, sulle due sponde, di arenarie sabbie e limi risalenti al Pliocene. La sottostruttura di tenuta, costituita in parte da paratia rigida ed in parte da taglione in calcestruzzo (sui fianchi), integrata da paratia plastica poco più a monte, si ammorsa nella formazione delle argille marnose, dopo aver attraversato il banco alluvionale su cui poggia il rilevato diga.

Il corpo diga è di materiali omogenei costituiti da ghiaie e sabbie ed è munito nella zona di valle del piano di imbasamento di un materasso filtrante (ghiaie e sabbie), dello spessore di 1 m, che consente la raccolta delle filtrazioni attraverso il rilevato ed il materiale alluvionale di appoggio. Il rivestimento del paramento di valle è costituito da un manto erboso su terreno vegetale dello spessore di 40 cm. Il drenaggio delle acque superficiali del paramento avviene tramite cunette correnti lungo le banchine ed ampie canalette adagiate sul paramento stesso, che sboccano nella cunetta al piede dell'unghia di valle.

La sovrastruttura di coronamento è costituita da manto bituminoso carrabile, delimitato a monte da un muro continuo in calcestruzzo, dell'altezza di circa 1 m, ed a valle da guard-rail con corrimano ancorati a cordolo continuo in calcestruzzo.

DATI PRINCIPALI DELLA DIGA COME DAI PROGETTI APPROVATI

| | |
|---|-------------------------------|
| Altezza massima della diga (ai sensi del D.M. 24/03/1982) | 67.10 m |
| Altezza massima della diga (ai sensi della L. 584/94) | 65.50 m |
| Altezza di massima ritenuta | 57.10 m |
| Quota coronamento | 258.00 m s.l.m. |
| Franco (ai sensi del D.M. 24/03/1982) | 2.20 m |
| Franco netto (ai sensi del D.M. 24/03/1982) | 1.50 m |
| Sviluppo del coronamento | 1850.00 m |
| Volume della diga | $11.6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ |
| Grado di sismicità assunto nel progetto | S = 0 |
| Classifica ai sensi del D.M. 24/03/1982 | B/C |

DATI PRINCIPALI DEL SERBATOIO COME DAI PROGETTI APPROVATI

| | |
|--|------------------------------|
| Quota di massimo invaso | 255.80 m s.l.m. |
| Quota di massima regolazione | 252.00 m s.l.m. |
| Quota di minima regolazione | 215.00 m s.l.m. |
| Superficie dello specchio liquido | |
| alla quota di massimo invaso | 20.50 km ² |
| alla quota di massima regolazione | 18.50 km ² |
| alla quota di minima regolazione | 4.50 km ² |
| Volume totale di invaso (ai sensi del D.M. 24/03/1982) | $556 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ |
| Volume di invaso (ai sensi delle L. 584/94) | $482 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ |
| Volume utile di regolazione | $433 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ |
| Volume di laminazione | $74 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ |
| Superficie del bacino imbrifero direttamente sotteso | 804 km ² |
| Superficie dei bacini imbriferi allacciati | 525 km ² |
| Portata di massima piena di progetto | 1800 m ³ /s |
| Tempo di ritorno | non precisato |

VI.2 Campagna d'indagini

L'elaborazione del progetto esecutivo dell'opera fu preceduta da una cospicua campagna d'indagine, svolta in successive fasi (dal giugno 1966 al luglio 1969) finalizzate alla conoscenza della situazione geologica, alla determinazione delle caratteristiche dei terreni di fondazione, ed alla ricerca dei materiali da adoperare per la costruzione del rilevato.

VI.2.1 Indagini geologiche

L'Ente per lo Sviluppo dell'Irrigazione e la Trasformazione Fondiaria in Puglia, Lucania ed Irpinia condusse, negli anni '60, studi volti alla determinazione dell'ubicazione di uno sbarramento lungo il corso del Fiume Sinni. Tali studi condussero alla scelta della stretta di Monte Cotugno, in località Senise (PZ).

Nella zona interessata dalla stretta si ritrovano, disposte in ordine cronologico, le seguenti formazioni (Fig. VI.5 - Fig. VI.7) (Trimigliozzi, 1978):

FORMAZIONI PREPLIOCENICHE

Argille varicolori: sono rappresentate da argille e argille marnose, plastiche e sfogliettate con intercalazioni di strati e straterelli di calcareniti, marne, calcari marnosi e detritici, arenarie, brecciole talora silicizzate. La formazione è quasi sempre mascherata da una copertura eluviale dello spessore di alcuni metri, di assetto caotico, dovuto alla frantumazione delle sottili intercalazioni di calcari, calcari marnosi, etc.; questa copertura quasi sempre si muove verso il basso per soliflusso. Secondo alcuni Autori lo spessore supera i 2000 m (Trimigliozzi, 1978).

Flysh: questo complesso, sovrapposto direttamente alle argille varicolori, è suddiviso in tre termini parzialmente distinti, ognuno caratterizzato dalla prevalenza di uno dei componenti litologici; i passaggi tra i tre termini avvengono gradualmente per alternanze.

I tre termini sono così indicati:

- Formazione calcareo-marnosa;
- Formazione arenacea;
- Formazione marnosa

La potenza di ciascuna delle tre formazioni è di un centinaio di metri.

Conglomerati: sulla sinistra del Sinni, chiaramente sovrapposto in trasgressione al complesso calcareo marnoso (flysh), affiora un orizzonte conglomeratico dello spessore di 15-20 m ad elementi del diametro di 5-15 cm a cemento sabbioso calcareo, con qualche intercalazione marnosa-argillosa.

FORMAZIONI PLIOCENICHE-CALABRIANE

Arenarie, sabbie e limi: la formazione ha uno spessore di 60-80 m; gli orizzonti arenacei più litoidi, con alcune intercalazioni conglomeratiche discontinue, caratterizzano la base della formazione, mentre la parte superiore è costituita per

lo più da limi sabbiosi grigio-azzurrognoli. La formazione è sovrapposta in trasgressione sulle formazioni preplioceniche, piegate, fagliate ed erose.

Argille marnose: la formazione è costituita da argille marnose e marne argillose grigio-azzurrognole, talora siltose, dure e compatte, a frattura subconcoide. Ha carattere di grande uniformità e raggiunge lo spessore di 600-700 m.

FORMAZIONI PLEISTOCENICHE ED OLOCENICHE

Limi e ghiaie: questa formazione è costituita da materiali eterogenei, rapidamente variabili sia in senso orizzontale sia verticale. Si tratta, in linea di massima, di conglomerati ad elementi ciottolosi generalmente appiattiti, di diametro variabile da pochi ad alcuni centimetri, poco cementati o con abbondante cemento sabbioso o argilloso, di sabbie più o meno costipate, di argille nerastre ricche di ciottoli. Lo spessore medio di questa formazione è risultato tra i 10-15 m; la superficie complessiva degli affioramenti è di oltre 30 ettari.

Alluvioni recenti terrazzate: sono scarsamente rappresentate nella gola.

Alluvioni fluviali attuali: prevalentemente ghiaiose e ciottolose, hanno uno spessore variabile tra i 12-16 m.

La situazione topografica dei luoghi indurrebbe a collocare la diga nel tratto dove le sponde opposte si trovano a minore distanza (Fig. VI.5); purtroppo non fu possibile adottare tale soluzione (soluz. 1) in quanto in quell'area le sponde, formate da argille varicolori e da flysh calcareo-marnoso, erano interessate da movimenti franosi antichi e recenti. Pertanto, dopo lo studio di diverse soluzioni, si rivelò economicamente più conveniente ubicare la diga all'imbocco della gola (soluz. 4) (Fig. VI.6).

Per ciò che concerne la scelta dei materiali da adoperare per il corpo diga, fu deciso di utilizzare i materiali alluvionali del fondovalle, largamente presenti nella zona di costruzione. Di conseguenza, si procedette alla progettazione di uno sbarramento appartenente alla tipologia delle dighe con manto.

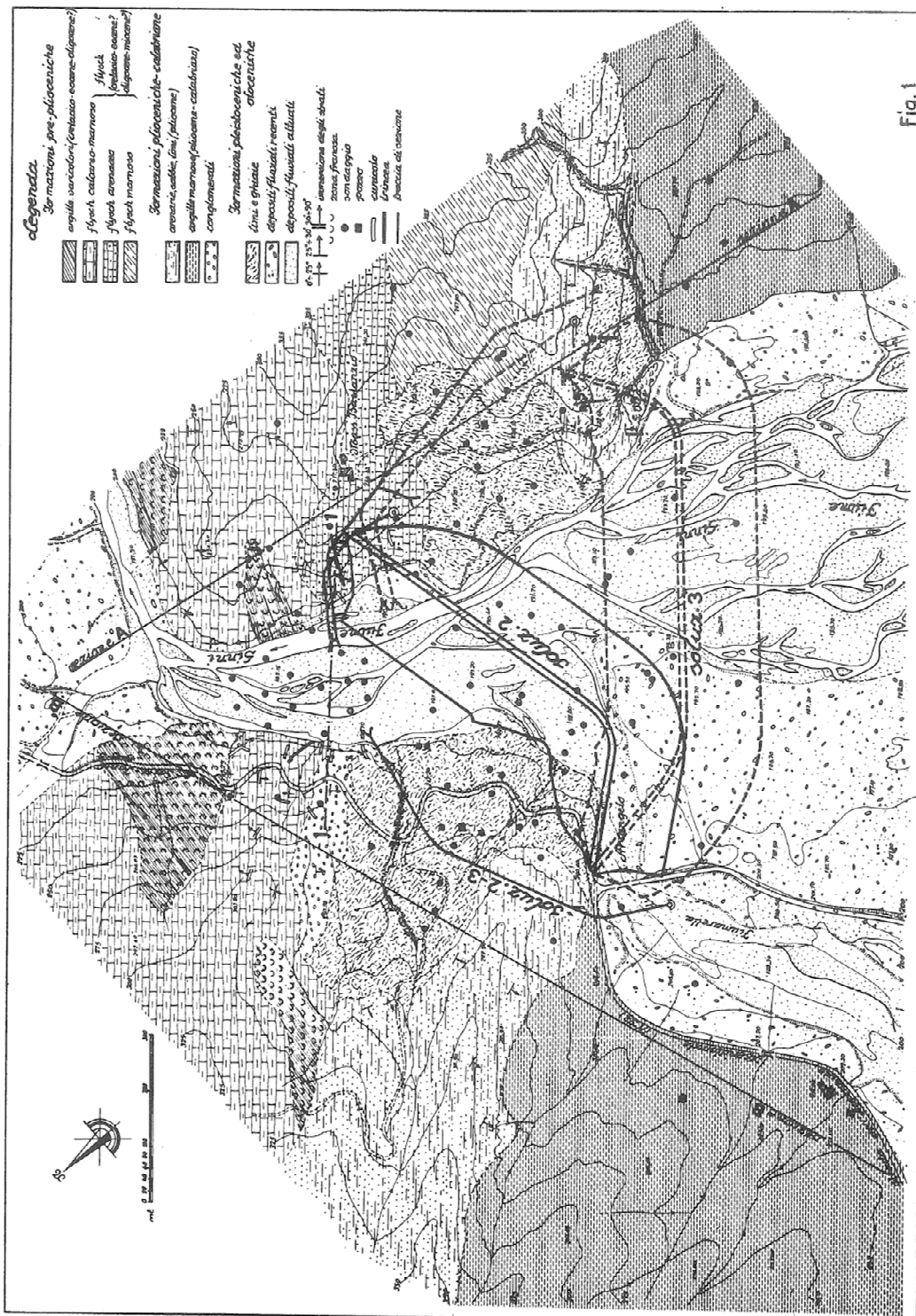


Fig. 1

Fig. VI.5 - Geologia della stretta di Monte Cotugno e ipotesi di ubicazione del rilevato (Trimigliozzi, 1978).

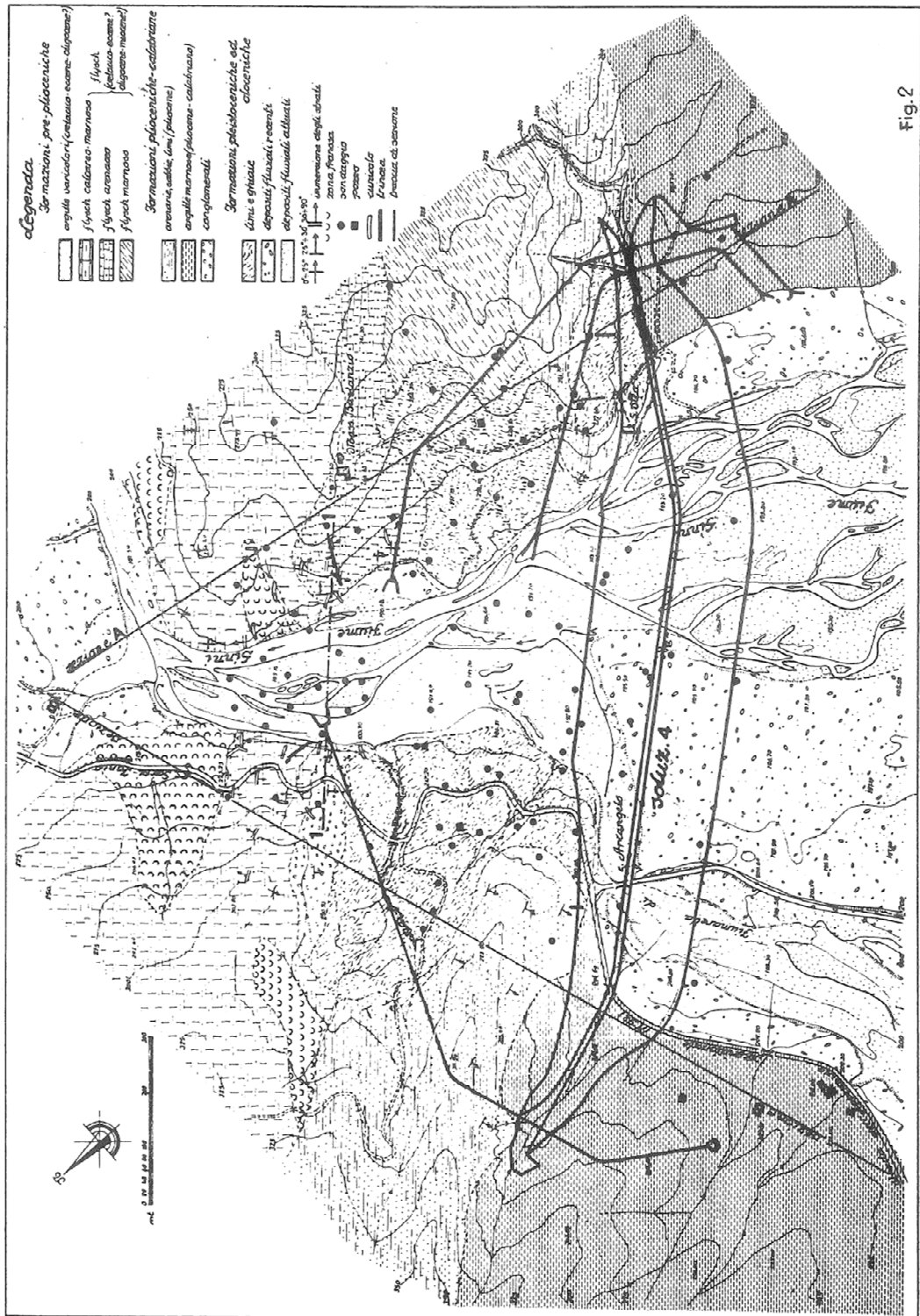


Fig. VI.6 - Geologia della stretta di Monte Cotugno e soluzione approvata (Trimigliozzi, 1978).

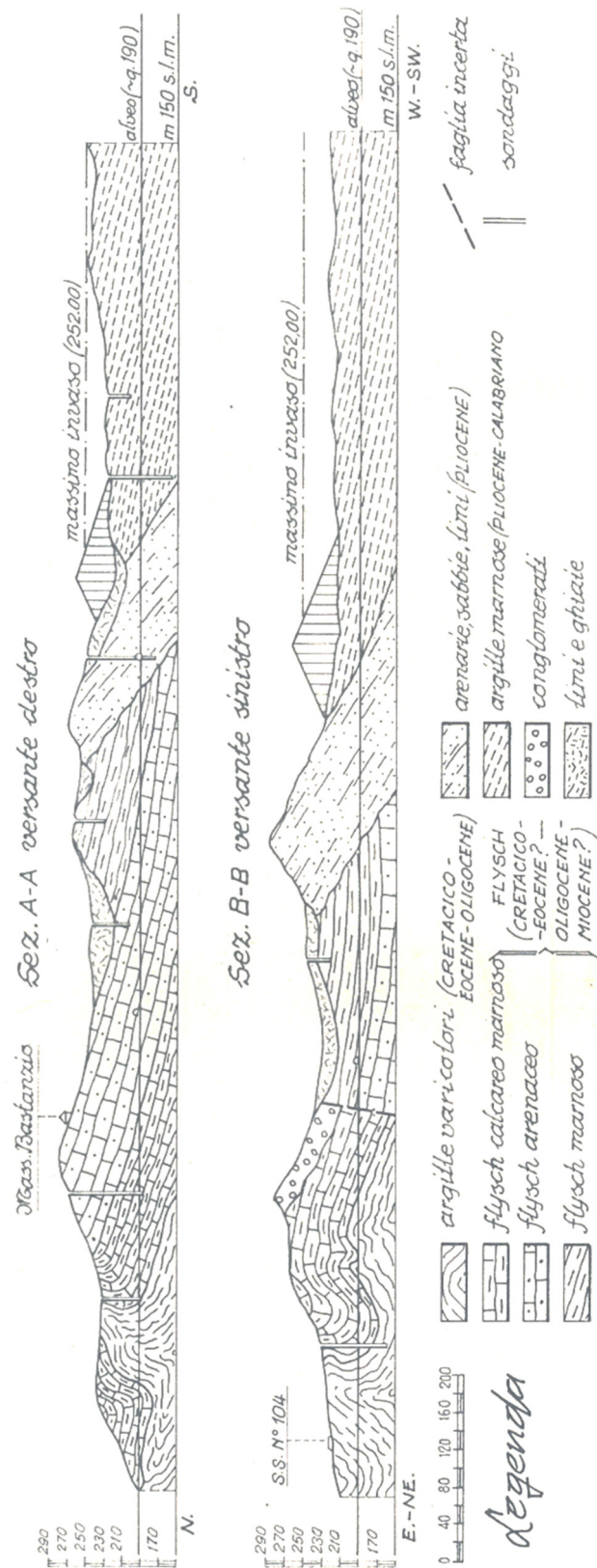


Fig. VI.7 - Sezioni geologiche in corrispondenza della stretta di Monte Cotugno (Trimigliozzi, 1978).

VI.2.2 Indagini geotecniche

Al fine di determinare le proprietà fisiche, meccaniche ed idrauliche dei terreni di fondazione e dei materiali costituenti il corpo diga vennero eseguiti pozzi, cunicoli e sondaggi prelevando campioni rimaneggiati ed indisturbati. Questi furono inviati al Laboratorio di Geotecnica dell'allora Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra dell'Università di Napoli (diretto dal Prof. Ing. Arrigo Croce). Sebbene tutt'oggi sono ancora disponibili, presso l'Archivio del Laboratorio, tutti i dati (in originale) relativi alle prove eseguite, non sono più reperibili purtroppo, né presso il suddetto Archivio né presso l'Archivio posto nella Casa di Guardia della diga, le informazioni relative all'ubicazione planimetrica dei prelievi. Pertanto, al fine di ricostruire il profilo stratigrafico del sottosuolo è stato necessario incrociare le informazioni derivanti dai sondaggi con quelle ricavate dalle indagini geologiche.

VI.2.2.1 Proprietà fisiche

Sui campioni consegnati al Laboratorio furono eseguite:

- analisi granulometriche;
- determinazioni dei limiti di consistenza (per i materiali più fini);
- determinazioni delle caratteristiche generali (γ_s , w , n , γ_d , γ , S).

I risultati delle analisi granulometriche sono riportati nel grafico in Fig. VI.8. In accordo con quanto riportato nelle indagini geologiche, nel grafico si individuano tre fusi granulometrici relativi alle tre formazioni presenti nella stretta di Monte Cotugno (argille marnose; arenarie, sabbie e limi; alluvioni attuali). Partendo dal piano campagna si rileva per tutti i sondaggi la presenza di materiali alluvionali classificabili come ghiaie con sabbie e ghiaie sabbiose, fino alla profondità di circa 10-15 m. All'aumentare della profondità, per i sondaggi che furono eseguiti in alveo, in corrispondenza dell'area d'impronta dell'opera, si ritrova la presenza di argille con limi e limi con argille (argille marnose). I campioni che, invece, vennero prelevati dai sondaggi realizzati in corrispondenza delle spalle sono costituiti da limi argillosi debolmente sabbiosi e sabbie e limi debolmente argillose (arenarie, sabbie e limi).

Secondo la carta di plasticità di Casagrande, riportata in Fig. VI.9, le frazioni argillose appartenenti alle arenarie, sabbie e limi e alle argille marnose si classificano rispettivamente come argille inorganiche di media e alta plasticità.

Per ciò che concerne le caratteristiche generali dei terreni di fondazione si riportano, a titolo d'esempio, i risultati relativi alle determinazioni effettuate sui campioni prelevati dal sondaggio S32 (limo sabbioso con sabbia) e S91 (argilla e limo) nella Tab. VI.1.

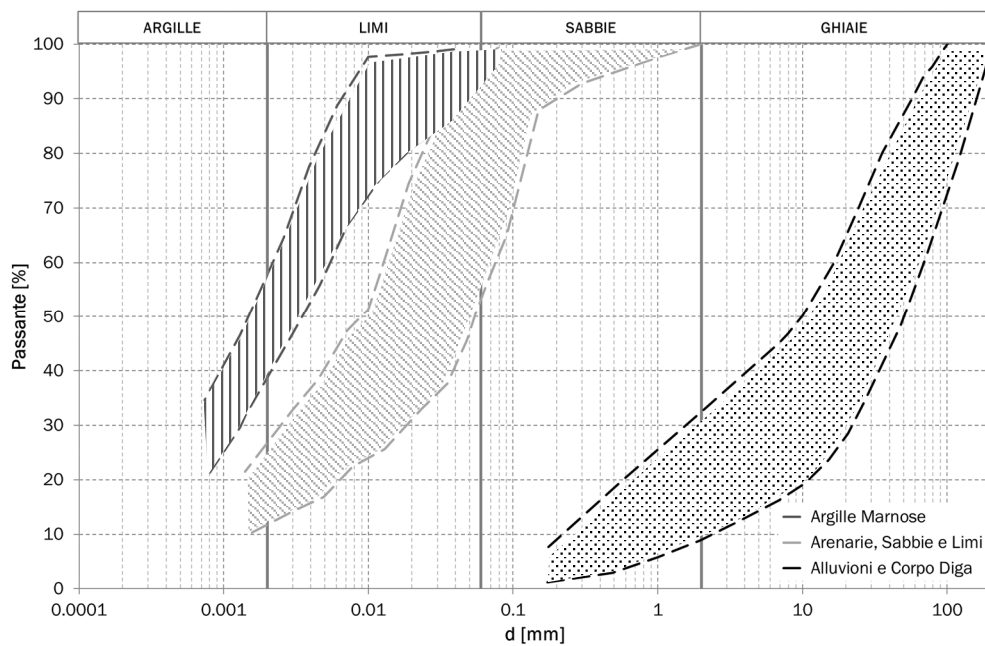


Fig. VI.8 - Risultati delle analisi granulometriche.

Carta di plasticità

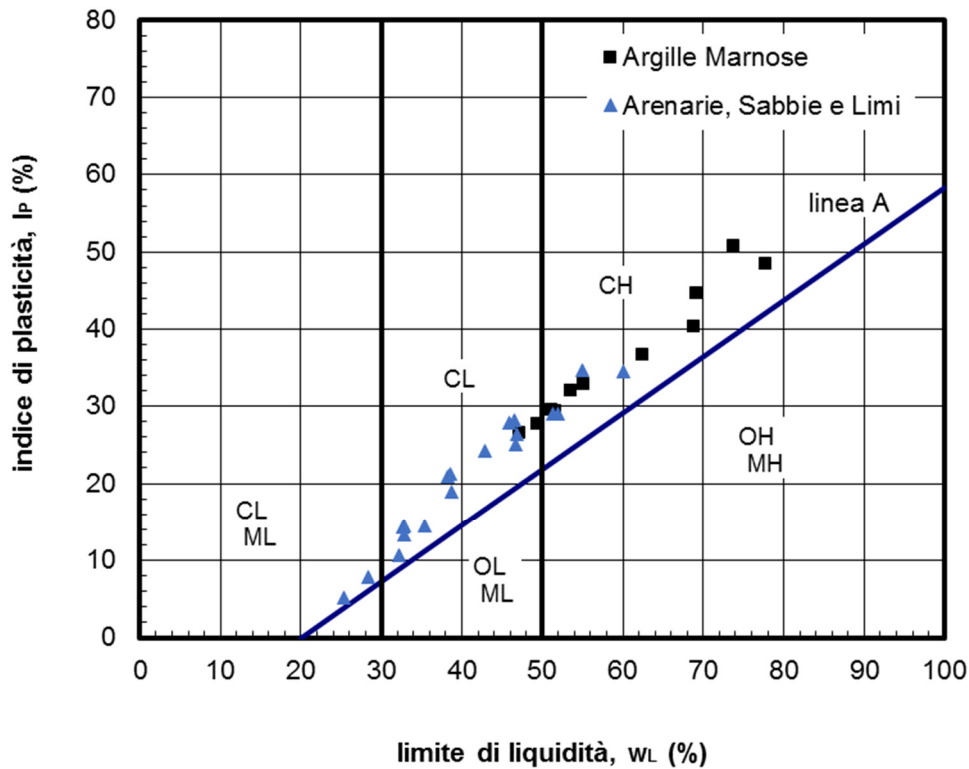


Fig. VI.9 - Limiti di consistenza dei terreni di fondazione.

La rivalutazione della sicurezza sismica delle grandi dighe con manto

Tab. VI.1 – Caratteristiche generali relative alle arenarie, sabbie e limi (S32) ed alle argille marnose (S91).

| Sondaggio | Profondità [m] | Granulometria ³ | γ_s [kN/m ³] | w [-] | n [-] | γ_d [kN/m ³] | γ [kN/m ³] | S [-] |
|------------|---------------------------|----------------------------|------------------------------------|----------|----------|------------------------------------|----------------------------------|----------|
| S32 | 7.00 | Limo sabbioso con argilla | 27.6 | 0.223 | 0.396 | 16.66 | 20.38 | 0.939 |
| | 9.00 | Limo sabbioso con argilla | 27.4 | 0.234 | 0.398 | 16.49 | 20.35 | 0.971 |
| | 10.50 | Limo sabbioso con argilla | 27.5 | 0.223 | 0.393 | 16.68 | 20.40 | 0.944 |
| | 12.10 | Limo sabbioso con argilla | 27.5 | 0.193 | 0.365 | 17.47 | 20.84 | 0.924 |
| | 13.00 | Limo sabbioso con argilla | 27.5 | 0.181 | 0.341 | 18.13 | 21.41 | 0.962 |
| | 14.00 | Limo sabbioso con argilla | 27.5 | 0.186 | 0.359 | 17.64 | 20.92 | 0.915 |
| | 16.00 | Limo sabbioso con argilla | 27.5 | 0.150 | 0.312 | 18.92 | 21.76 | 0.912 |
| | 17.20 | Limo sabbioso con argilla | 27.5 | 0.176 | 0.336 | 18.26 | 21.47 | 0.958 |
| | 18.30 | Limo sabbioso con argilla | 27.5 | 0.158 | 0.303 | 19.19 | 22.21 | 1.000 |
| 20.10 | Limo sabbioso con argilla | 27.5 | 0.137 | 0.274 | 19.96 | 22.69 | 1.000 | |

| Sondaggio | Profondità [m] | Granulometria ¹ | γ_s [kN/m ³] | w [-] | n [-] | γ_d [kN/m ³] | γ [kN/m ³] | S [-] |
|------------|-------------------|--------------------------------|------------------------------------|----------|----------|------------------------------------|----------------------------------|----------|
| S91 | 23.80 | Argilla e limo | 27.4 | 0.159 | 0.323 | 18.56 | 21.51 | 0.916 |
| | 35.00 | Limo con argilla deb. sabbioso | 27.4 | 0.178 | 0.358 | 17.59 | 20.72 | 0.873 |
| | 36.30 | Limo con argilla deb. sabbioso | 27.4 | 0.144 | 0.295 | 19.32 | 22.10 | 0.940 |
| | 80.00 | Limo con argilla deb. sabbioso | 27.4 | | | | | |

³ La denominazione delle singole frazioni in uso presso il centro geotecnico napoletano all'epoca dell'esecuzione delle prove era la seguente:

| ARGILLA | LIMO | SABBIA | | GHIAIA | |
|---------|------|--------|--------|--------|--------|
| | | fina | grossa | fina | grossa |
| 0.002 | 0.02 | 0.2 | 2 | 20 | 200 |

d (mm)

VI.2.2.2 Proprietà di stato del materiale costituente il corpo diga

Durante la costruzione del rilevato furono eseguite misure in sito delle variabili di costipamento (w , γ_d) dei materiali costituenti il corpo diga, con una media di un controllo ogni 4260 m³ in opera (Callari & Jappelli, 2004). I risultati mostrano che il peso secco dell'unità di volume è superiore a 22 kN/m³ nel 95% delle determinazioni e che il contenuto d'acqua è compreso tra 0.015 e 0.045 nel 75% dei casi (Fig. VI.10).

Queste indicazioni, confrontate con la curva di costipamento ottenuta in laboratorio (Fig. VI.11), consentono di affermare che il costipamento del rilevato è avvenuto prevalentemente in condizioni *dry*.

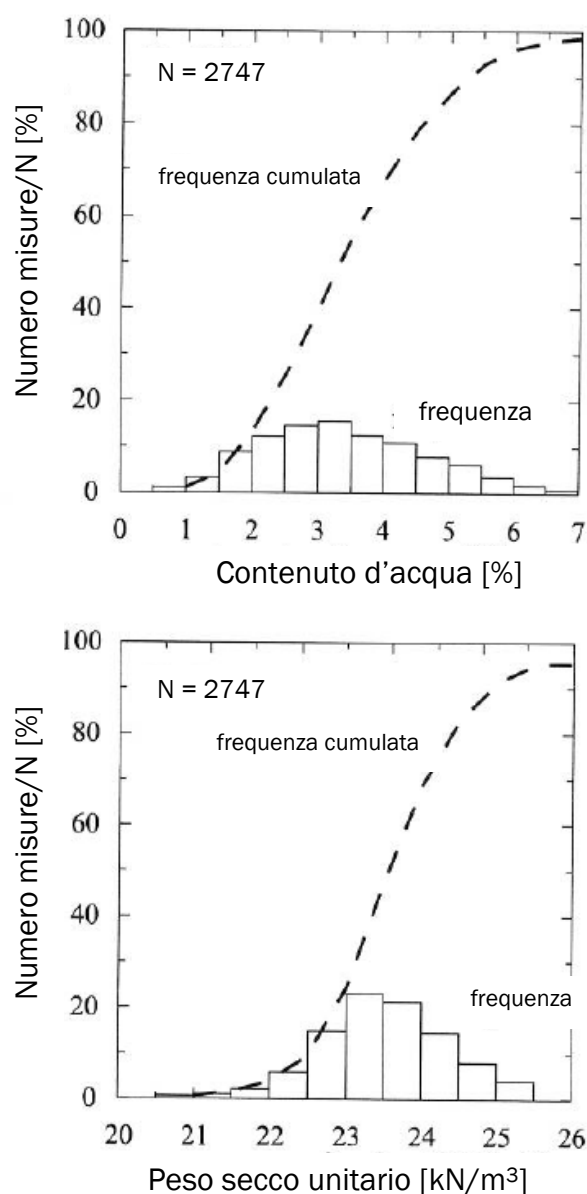


Fig. VI.10 - Misure di contenuto d'acqua e peso secco dell'unità di volume del materiale del rilevato (modificata da (Callari & Jappelli, 2004)).

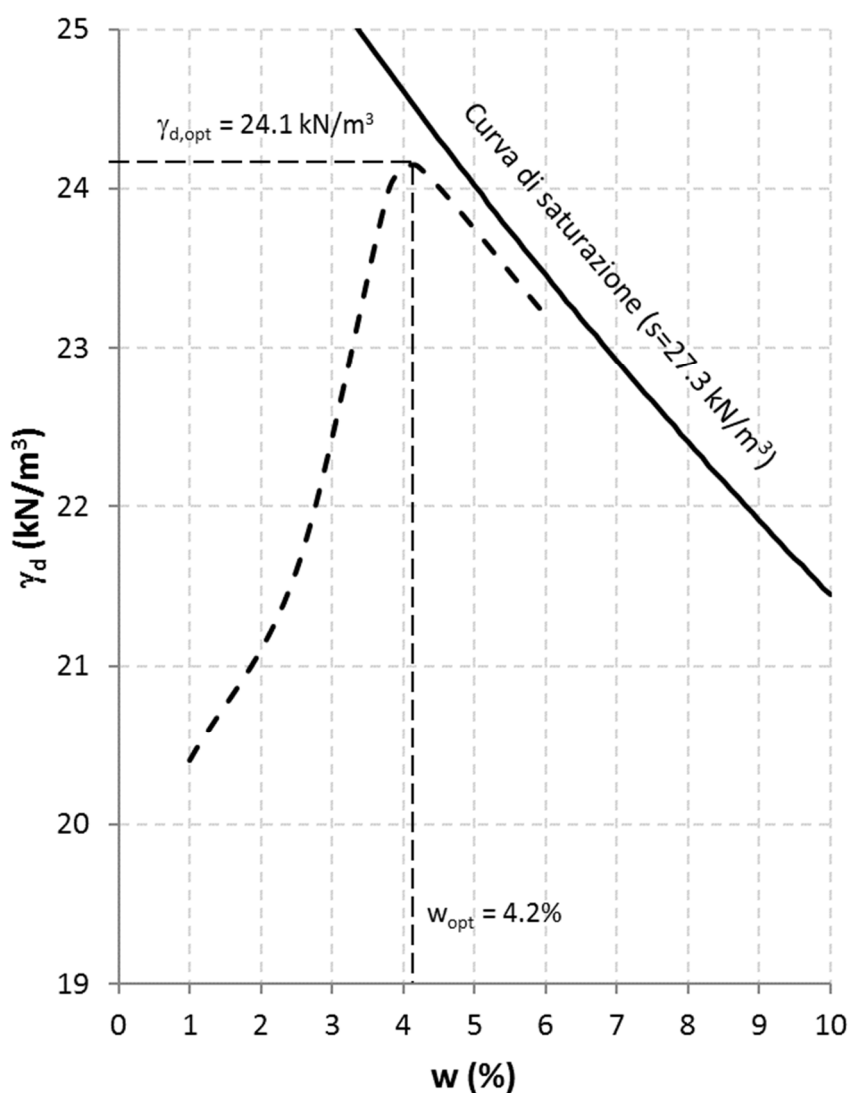


Fig. VI.11 - Curva di costipamento ottenuta in laboratorio sul materiale costituente il corpo diga.

VI.2.2.3 Caratteristiche meccaniche ed idrauliche

Le proprietà meccaniche ed idrauliche dei terreni di fondazione (argille marnose; arenarie, sabbie e limi) furono determinate attraverso l'esecuzione di 20 prove di compressione edometrica e 190 prove triassiali (di tipo CID, CIU, UU) su provini indisturbati.

Dall'elaborazione delle prove edometriche risulta che la compressibilità delle due formazioni presenti nella stretta di Monte Cotugno sono pressoché simili; valori leggermente più elevati, tuttavia, sono riscontrati nelle prove eseguite sui terreni caratterizzati da una maggiore presenza di frazioni argillose. In Fig. VI.12 si evidenzia che nel 75% dei casi l'indice di compressibilità, C_c , è compreso tra 0.05 e 0.15. Durante le fasi di scarico, i materiali manifestano un comportamento piuttosto marcato in termini di rigonfiamento. A titolo illustrativo, si riportano in Fig. VI.13 due curve di compressibilità edometrica relative alle prove eseguite su due campioni, di cui uno prelevato in corrispondenza della formazione argillosa e l'altro della formazione

denominata arenarie, sabbie e limi. I valori del coefficiente di consolidazione primaria, c_v , determinati dall'elaborazione delle curve di consolidazione, risultano essere compresi tra $7 \cdot 10^{-5}$ e $5 \cdot 10^{-3}$ cm²/s. Per ciò che concerne i valori del coefficiente di permeabilità, essi risultano compresi tra 10^{-12} e 10^{-11} m/s.

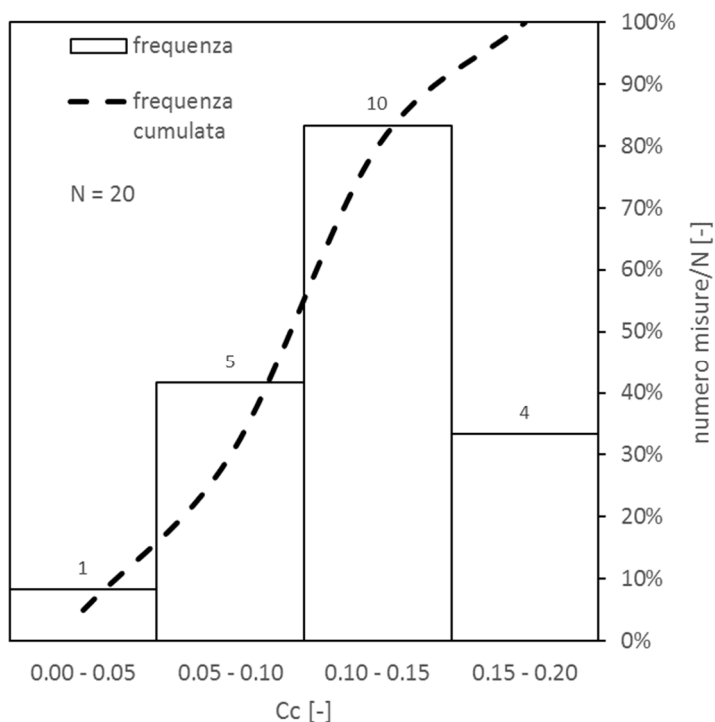


Fig. VI.12 - Indice di compressibilità dei terreni di fondazione.

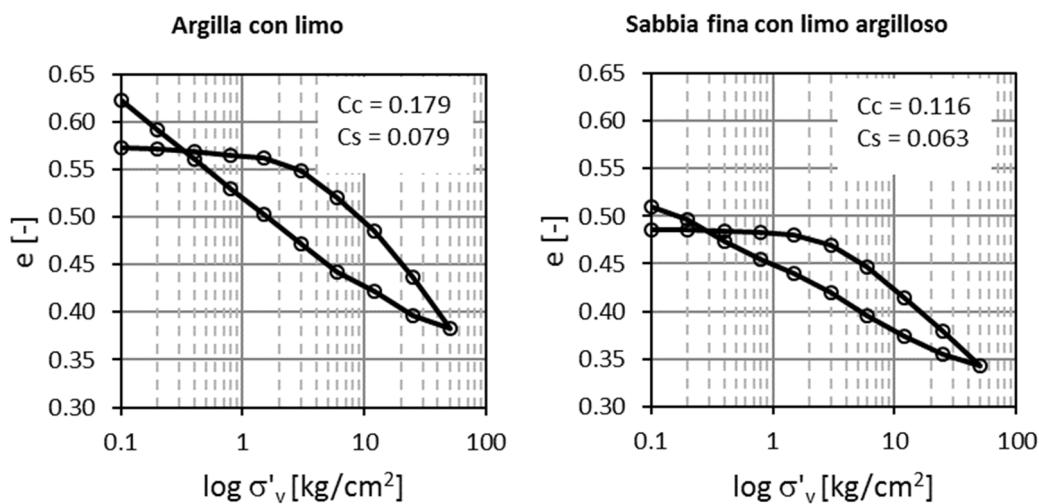


Fig. VI.13 - Curve di compressibilità edometrica relative a due campioni caratterizzati da diversa composizione granulometrica.

I risultati delle prove di compressione triassiale mostrano che i terreni appartenenti alla formazione costituita da arenarie, sabbie e limi sono caratterizzati da valori mediamente più elevati, rispetto a quelli delle argille marnose, in termini di coesione e angolo d'attrito di picco. Nella Tab. VI.2 sono sinteticamente indicati alcuni risultati relativi all'elaborazioni, nel piano di Mohr, di prove triassiali drenate su campioni prelevati dalle due formazioni.

Tab. VI.2 – Parametri di resistenza al taglio per alcune prove triassiali drenate assunte come riferimento.

| Sondaggio | Profondità [m] | Granulometria | c' [kPa] | ϕ' [°] |
|-----------------|-------------------|---------------------------|-------------|----------------|
| S38 | 7.50 | Limo sabbioso con argilla | 40 | 27.42 |
| | 12.00 | Argilla con limo | 42 | 11.67 |
| | 16.00 | Argilla con limo | 81 | 20.67 |
| | 20.00 | Limo sabbioso con argilla | 42 | 29.58 |
| | 20.80 | Limo sabbioso con argilla | 43 | 30.00 |
| Pozzo P3 | 3.70 | Argilla e limo | 80 | 33.08 |

| Sondaggio | Profondità [m] | Granulometria | c' [kPa] | ϕ' [°] |
|-------------------|-------------------|--------------------------------|-------------|----------------|
| S38 | 16.80 | Sabbia fina con limo argilloso | 62 | 39.17 |
| | 21.80 | Sabbia fina con limo argilloso | 89 | 41.92 |
| S48 | 14.00 | Sabbia fina con limo argilloso | 50 | 38.00 |
| Cunicolo R | 4.00 | Sabbia e limo argillosi | 110 | 39.83 |
| | 4.00 | Sabbia con limo argillosi | 240 | 41.00 |

Dall'esame delle curve diagrammate nei piani $q:\varepsilon_a$ e $\varepsilon_v:\varepsilon_a$ (Fig. VI.14) si evince che le argille marnose manifestano un comportamento duttile e contraente nell'intero campo di tensioni di confinamento indagato ($\sigma_c = 100\div 500$ kPa), contrariamente a quanto rilevato nelle arenarie, sabbie e limi, le quali esibiscono un comportamento fragile e dilatante. Si nota, inoltre, che le argille marnose sono caratterizzate da moduli di rigidità assiale minori rispetto a quelli attinenti alle sabbie. Nella Fig. VI.15 vengono riportati, nei piani $q-p'$, gli involucri di resistenza, individuati mediante regressione lineare dei dati sperimentali relativi alle resistenze di picco rilevate in tutte le prove triassiali di tipo CID.

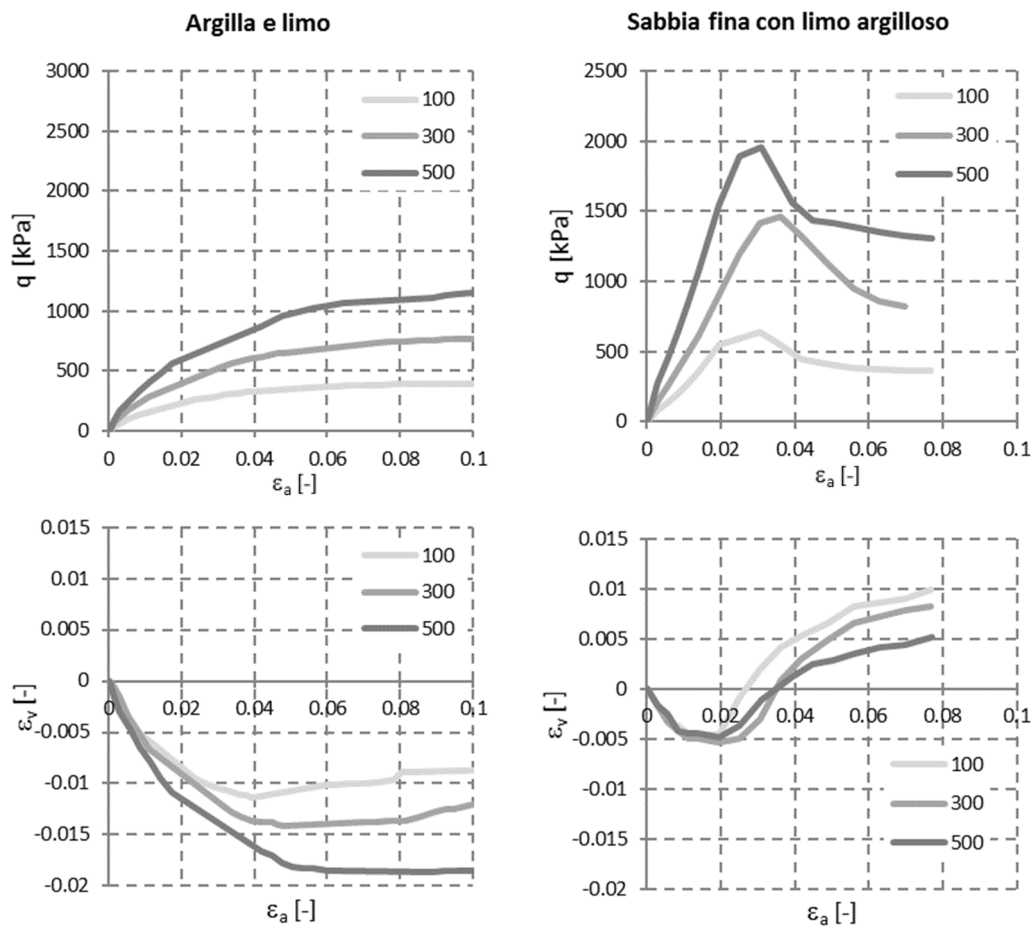


Fig. VI.14 - Risultati di prove di compressione triassiale (CID) sui terreni di fondazione.

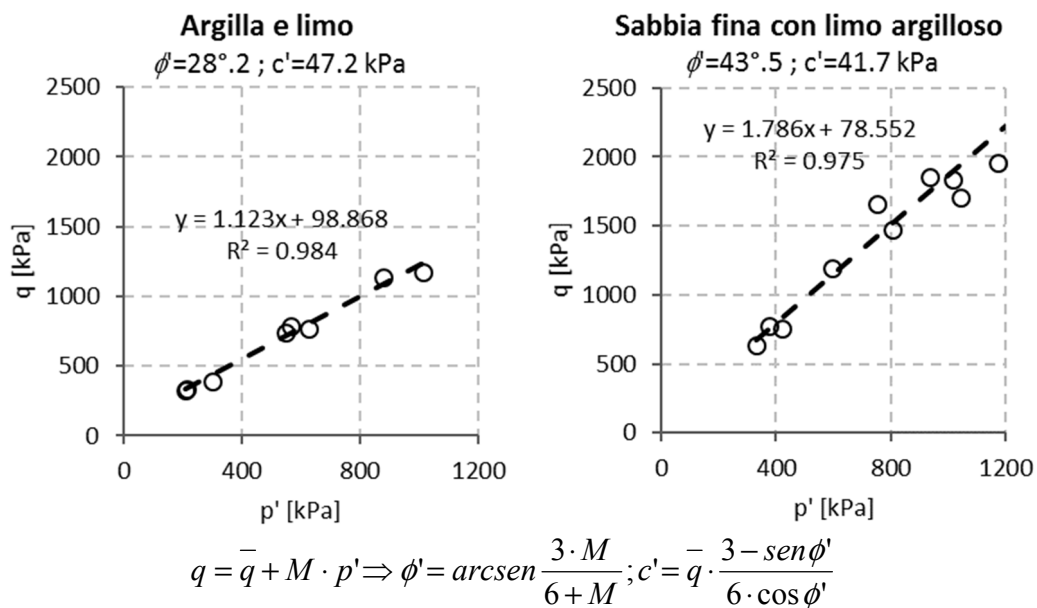


Fig. VI.15 - Inviluppi di resistenza di prove triassiali (CID) sui terreni di fondazione.

Per i materiali costituenti il corpo diga, prelevati nello strato di depositi alluvionali, vennero svolte prove di costipamento (eseguite mediante vibrazione) e prove triassiali su provini costipati. Tenuto conto che all'epoca il Laboratorio poteva effettuare prove triassiali su provini di $d \leq 35$ cm, fu dapprima necessario eliminare dall'aggregato gli elementi aventi dimensione superiore a 50 mm. La frazione caratterizzata da $d > 50$ mm fu sostituita con una eguale percentuale avente $20 < d < 50$ mm (Fig. VI.16). Vennero successivamente preparati provini di dimensioni $h = 80$ cm e $d = 35$ cm.

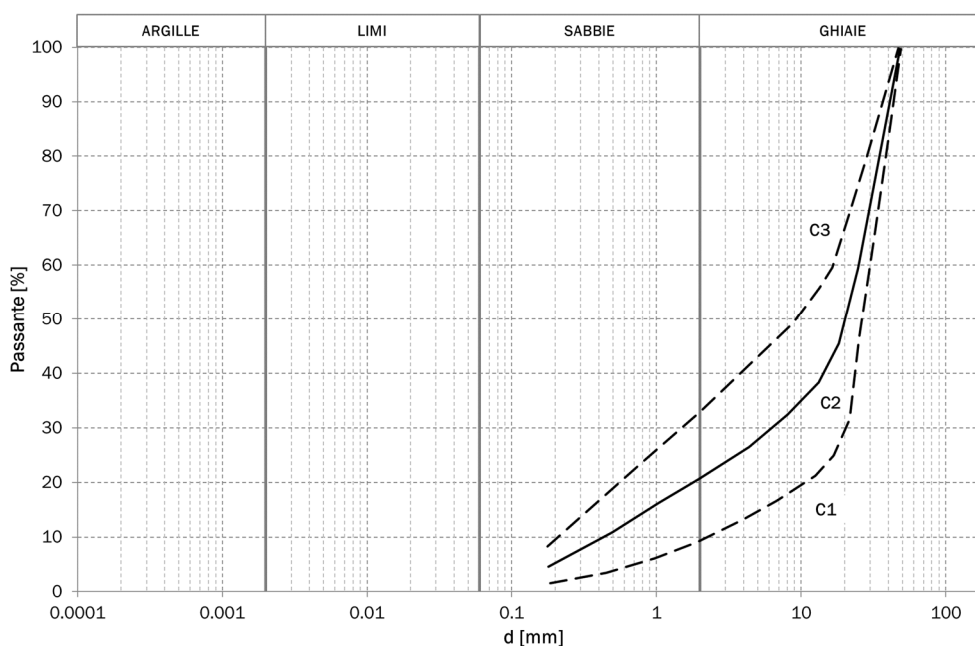


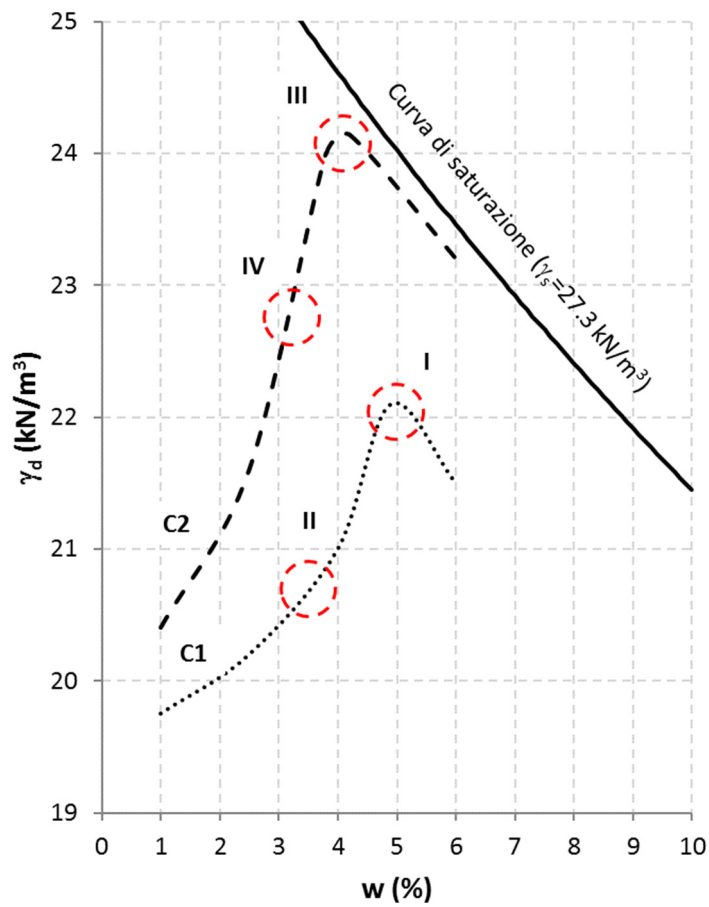
Fig. VI.16 - Fuso granulometrico del materiale costituente il corpo diga a seguito del "taglio".

Le curve di costipamento, determinate per due campioni di materiale (curve C1 e C2 di Fig. VI.16), sono riportate nella Fig. VI.17. I valori di contenuto d'acqua e peso secco dell'unità di volume in condizione di *optimum* sono indicati nella Tab. VI.3.

I provini sottoposti a prova triassiale furono preparati in condizioni *optimum* (cfr. punto I e III) e *dry* (cfr. punto II e IV). Nelle condizioni di cui ai punti I e II (campione 1), le prove furono eseguite su provini saturati. Nelle condizioni di cui ai punti III e IV (campione 2), invece, furono effettuate prove sia su provini saturati sia su provini con contenuto d'acqua pari a quello di costipamento.

Tab. VI.3 - Valori di w e γ_d in condizioni di *optimum*.

| Campione | w_{opt} | $\gamma_{d, opt}$ [kN/m ³] |
|----------|-----------|--|
| 1 | 0.049 | 22.10 |
| 2 | 0.042 | 24.14 |



| Campione | w_costip | Punto | Tipo prova | Provino |
|----------|----------|-------|------------------------|-------------|
| 1 | optimum | I | S, w _{sat} | a b c |
| | dry | II | S, w _{sat} | a b c |
| 2 | optimum | III | S, w _{costip} | a b c |
| | | | S, w _{sat} | a b c |
| | dry | IV | S, w _{costip} | a b c |
| | | | S, w _{sat} | a b c |

Fig. VI.17 – Curve di costipamento e indicazioni delle prove triassiali effettuate sul materiale del corpo diga.

Dall'analisi degli involuipi di resistenza, riportati in Fig. VI.18, si rileva che:

- i provini costipati in condizione di *optimum* (I-III) sono caratterizzati da valori dei parametri di resistenza a taglio maggiori rispetto a quelli relativi ai provini costipati con contenuto d'acqua inferiore (II-IV);
- a parità di contenuto d'acqua di costipamento, i provini sottoposti a prova senza essere saturati presentano un valore di coesione maggiore rispetto a quelli saturati prima di essere testati. Tale evidenza è qualitativamente giustificata dal contributo esplicito della coesione apparente, derivante dallo stato di parziale saturazione, sulla resistenza a taglio del materiale sottoposto a prova.

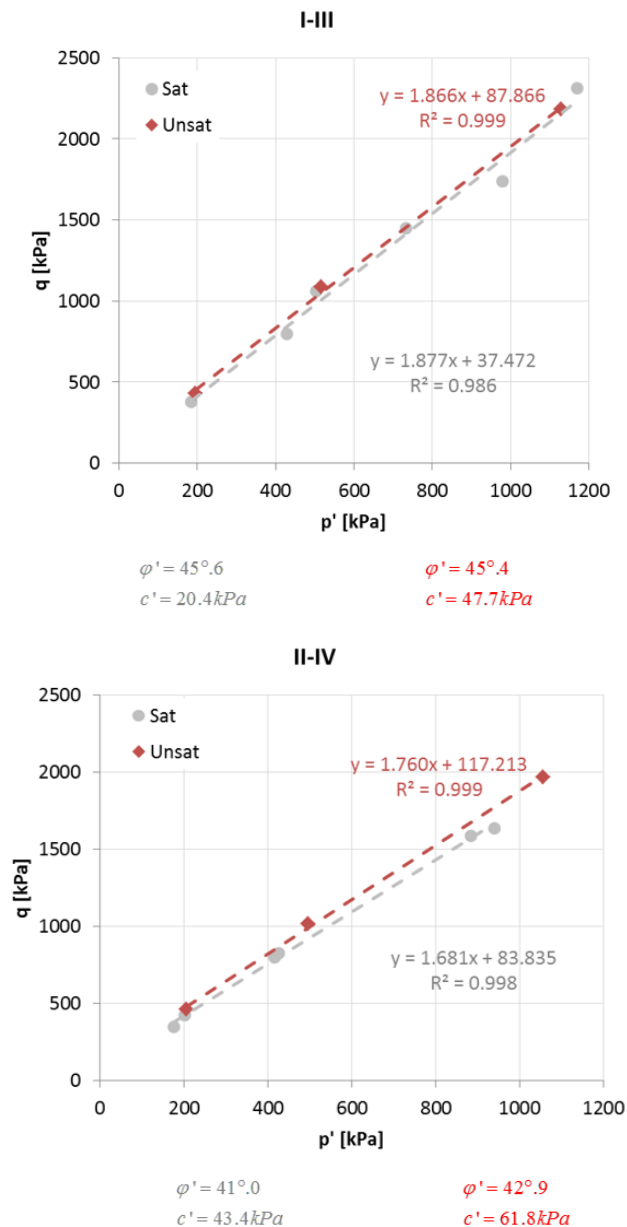


Fig. VI.18 - Involucri di resistenza di prove triassiali (CID) sui materiali del corpo diga.

La parziale saturazione induce effetti anche sulla deformabilità dei materiali analizzati. Nella Fig. VI.19 si illustrano a titolo esplicativo i risultati, nel piano $q:\varepsilon$, delle prove triassiali condotte su provini del campione 2 preparati in condizioni *optimum* (punto III). A parità di tensione di confinamento applicata, si evince che i provini saturati prima di essere sottoposti a prova presentano una deformabilità leggermente superiore rispetto a quella manifestata dai provini testati senza essere saturati.

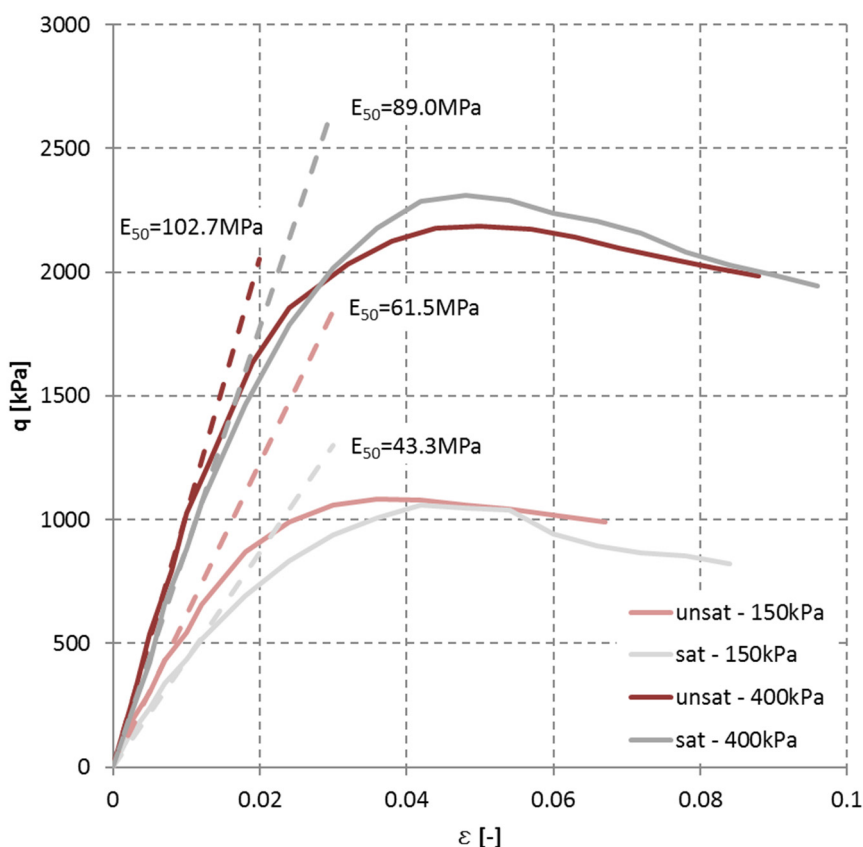


Fig. VI.19 – Confronti dei risultati di prove triassiali, nel piano $q:\varepsilon$, su provini saturati e non saturati.

Per ciò che concerne i valori del coefficiente di permeabilità, prove di assorbimento eseguite nel corpo diga durante la fase costruttiva restituiscono valori compresi tra $5 \cdot 10^{-5}$ e $4 \cdot 10^{-4}$ m/s.

VI.3 Risultati del monitoraggio

Il monitoraggio e la sorveglianza delle dighe di terra, ed in generale di qualsiasi tipologia di diga, assumono un compito estremamente importante nella valutazione delle condizioni di sicurezza dell'opera. Infatti, l'analisi periodica delle misure registrate attraverso l'utilizzo di apparecchiature di controllo opportunamente installate consente di avere un quadro abbastanza chiaro sul comportamento dell'opera; ne discende che tale attività permette di preannunciare eventuali situazioni di pericolo e a sua volta di prendere decisioni volte a scongiurarne lo sviluppo.

La scelta delle grandezze da misurare, la localizzazione dei punti nei quali è bene acquisire le misure e la frequenza con la quale interpretare i dati del monitoraggio dipendono dalla tipologia di opera, dalla sua ubicazione e dalle conseguenze relative a un potenziale collasso. Vale la pena sottolineare che le conseguenze di un collasso possono anche cambiare durante la vita di una diga, per esempio per lo sviluppo dei territori a valle di essa, pertanto il programma di monitoraggio e sorveglianza andrebbe rivalutato.

La registrazione delle misure dovrebbe avere inizio durante la fase di costruzione della diga e protrarsi per l'intera vita dell'impianto; inoltre, sarebbe buona norma incrementare i controlli qualora si registrino particolari condizioni quali:

- Quota del livello d'invaso prossima alla quota di massimo invasore: dalla raccolta di dati di letteratura esiste una significativa evidenza riguardante lo sviluppo di fenomeni di erosione interna e *piping* in concomitanza del raggiungimento della quota di massimo invasore. Allo tempo stesso, a questa condizione corrisponde il rischio maggiore dal punto di vista di un collasso per instabilità globale.
- Quota del livello d'invaso prossimo alla quota di minima regolazione: molte dighe hanno manifestato, durante questa condizione, notevoli spostamenti, da attribuirsi a fenomeni d'instabilità del paramento di monte o all'accumulo di deformazioni volumetriche dell'intero corpo diga derivanti da uno scarso costipamento degli strati di terreno posti in opera. Nella suddetta configurazione è possibile ispezionare il paramento di monte e le sponde dell'invaso.
- In seguito ad eventi sismici.

Quanto finora esposto evidenzia che l'attività di monitoraggio svolta dal gestore o concessionario di una diga non debba limitarsi ad una mera raccolta di misurazioni per il rispetto di obblighi imposti nel cosiddetto "*Foglio condizioni*", ma che essa sia seguita da un'accurata analisi volta a studiare il comportamento dell'opera, con particolare riferimento al confronto tra prestazioni attese ed osservate.

VI.3.1 Storia di costruzione e d'invaso

Durante la costruzione della diga di Monte Cotugno furono installate diverse strumentazioni; di seguito si riporta l'elenco dei dispositivi installati, raggruppati in base alle grandezze fisiche da misurare:

MISURE DI SPOSTAMENTI

n° 60 pilastri ubicati lungo il coronamento, le banchine del paramento di valle, in corrispondenza degli scarichi di superficie e degli sbocchi delle gallerie (Fig. VI.20);

n° 200 punti di livellazione di precisione lungo il cunicolo longitudinale della diga ed i cunicoli trasversali di accesso;

n° 12 assestimetri a quattro bracci USBR (Fig. VI.21)

MISURE DI PRESSIONI INTERSTIZIALI

n° 35 piezometri a corda vibrante, installati a valle e a monte della paratia di tenuta sotto il cunicolo longitudinale (Fig. VI.22);

n° 10 piezometri

MISURE DI PERDITE DI TENUTA

n° 3 punti di misura in corrispondenza degli ingressi dei tre cunicoli trasversali

MISURE DI TEMPERATURA

n° 1 termografo

MISURE DI PIOGGIA

n° 1 pluviografo

MISURA DELLA QUOTA DEL LIVELLO DI INVASO

N° 1 idrometrografo ubicato lungo il viadotto di collegamento con la torre di derivazione

Al fine di illustrare ed interpretare il comportamento dell'opera non saranno presentate tutte le misure disponibili ma solo quelle ritenute più significative.

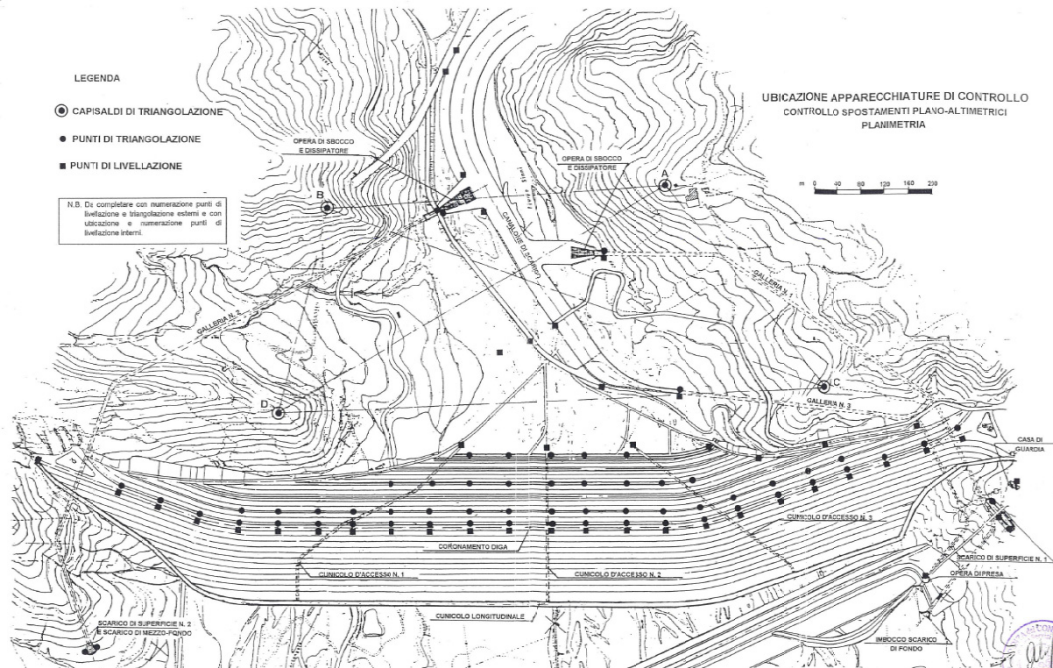


Fig. VI.20 - Ubicazione dei pilastri per la misura degli spostamenti.

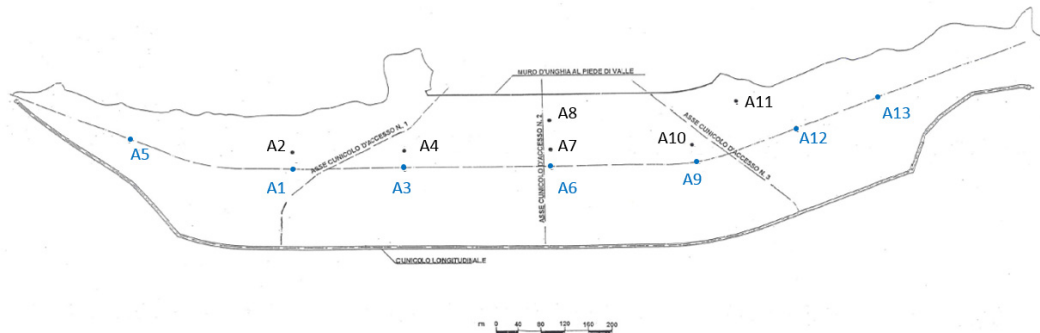


Fig. VI.21 - Ubicazione delle colonne assestometriche.

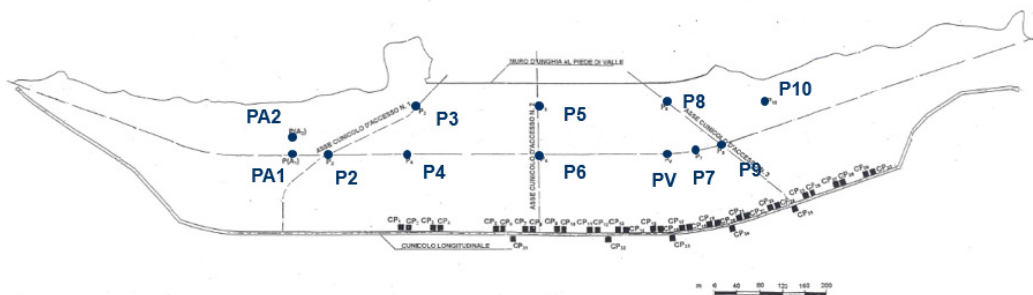


Fig. VI.22 - Ubicazione delle celle piezometriche e dei piezometri.

Dall'analisi dei bollettini mensili recuperati presso l'Archivio posto alla Casa di Guardia della diga è stato possibile risalire alla storia di costruzione ed all'evoluzione delle quote d'invaso (Fig. VI.23). I dati in possesso coprono una finestra temporale di circa 30 anni, che va dal 1973 al 2003. La messa in opera del rilevato iniziò nel 1973 e durò all'incirca 5 anni, durante i quali si susseguirono periodi di costruzione e fasi in cui la quota del rilevato rimase costante per consentire ai terreni di fondazione di consolidare. Successivamente al raggiungimento della quota del coronamento (258 m s.l.m.) fu realizzato il ricoprimento del paramento di monte mediante conglomerato bituminoso. Dal 1978 al 1983 furono completate le opere accessorie (scarichi, torre di derivazione, casa di guardia, etc.) e fu realizzata un'ulteriore paratia in cemento plastico che si ammorsa per circa 3 m nella formazione di base ad integrazione dell'elemento di tenuta già presente; nel luglio 1983 ebbe inizio la fase d'invaso.

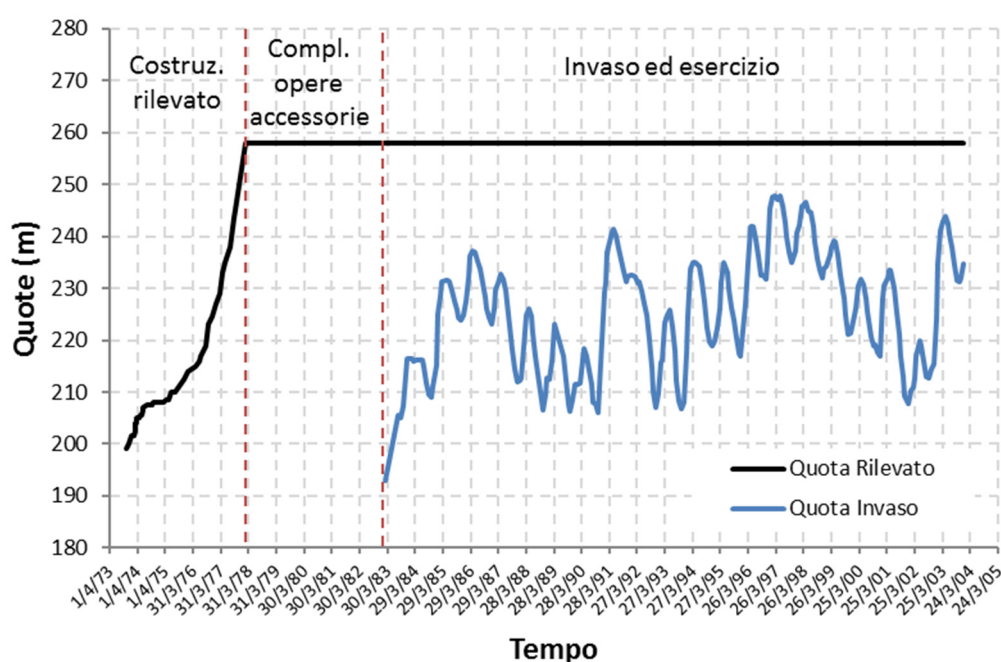


Fig. VI.23 – Storia di costruzione ed evoluzione del livello d'invaso al dicembre 2003.

VI.3.2 Misure di cedimenti

L'elaborazione delle misure assestometriche contribuisce, avvalendosi di diversi criteri, all'interpretazione del comportamento statico dell'opera sia in fase di costruzione sia in quella di esercizio. Lavori presenti in letteratura, cfr. (Pagano, et al., 2006), mettono in risalto la rappresentatività delle misure di spostamenti nell'interpretazione del comportamento delle dighe di terra. Si tratta, infatti, di grandezze di carattere integrale, poco sensibili a disomogeneità di tipo statico e descritte da distribuzioni spaziali e/o temporali abbastanza continue (Fontanella & Pagano, 2008).

A titolo esemplificativo, nella Fig. VI.24, sono diagrammate le misure originali registrate dagli assestimetri A6, A7, A8, relative al periodo di costruzione (1973-1978) al fine di ricostruire i profili di spostamenti verticali; alcuni punti di misura (v. assestometro A6) risultano però affetti da un errore sperimentale piuttosto frequente, indotto in genere

dal ritardo con cui viene effettuata la lettura di zero⁴, pertanto le misure vengono opportunamente corrette (Fig. VI.25). Per isolare gli accorciamenti del solo rilevato è necessario decurtare ai profili precedentemente determinati il cedimento letto in fondazione, in quanto effetto integrale delle deformazioni sviluppatesi nei terreni di fondazione (Fig. VI.26).

Approcci analitici semplificati permettono di esprimere la distribuzione di profili di spostamenti verticali in funzione della quota per un rilevato costruito per fasi. L'approccio più semplice, valido in regime monodimensionale e in ipotesi di elasticità lineare, descrive la distribuzione di spostamenti verticali in un rilevato di altezza h , rigidezza monodimensionale D e peso dell'unità di volume γ attraverso l'espressione (Marsal, 1958):

$$s(z) = \frac{\gamma z(h - z)}{D} \quad (VI.1)$$

La (VI.1) è l'equazione di una parabola con valore massimo posto a metà altezza. Sovente, i profili di cedimenti reali differiscono dalla distribuzione parabolica simmetrica così come descritta da (Marsal, 1958); alcune *case-histories*, cfr. (Pagano, et al., 1998), manifestano profili di cedimenti con valore massimo posto al di sopra o al di sotto della quota media del rilevato. In tali casi, è possibile interpretare il comportamento osservato riferendosi a soluzioni analitiche differenti, che permettono di portare in conto effetti di eterogeneità dei materiali posti in opera (ad esempio peso dell'unità di volume o rigidezza monodimensionale variabile lungo la quota) o effetti derivanti da fattori bi o tri-dimensionali. Le distorsioni dei profili, infatti, possono derivare da fenomeni di effetto arco o di perdita di confinamento con la quota.

Con riferimento ai profili di cedimenti relativi all'assestometro A6 registrati durante le fasi costruttive fino al 28/01/1977 (Fig. VI.26), risulta abbastanza evidente che essi possano essere descritti attraverso l'espressione (VI.1), essendo caratterizzati da andamenti pressoché parabolici con valore massimo posto all'incirca alla quota media dell'altezza corrente del rilevato. All'aumentare della quota del corpo diga, invece, gli andamenti tendono a distorcersi, presentando un valore massimo di circa 50 cm (relativo alla misura a fine costruzione del 10/11/1978) ben al di sotto della mezzera. Ciò mette in risalto il possibile sviluppo di un effetto arco, cui si associa uno scarico tensionale alla base del corpo diga, verificatosi durante le fasi finali della costruzione del rilevato.

⁴ la lettura di zero di una zanca assestimetrica andrebbe effettuata all'atto dell'installazione; purtroppo, in alcuni casi la misura viene posticipata e la zanca, interrata durante le successive fasi di incremento di quota del rilevato, ha già subito spostamenti significativi.

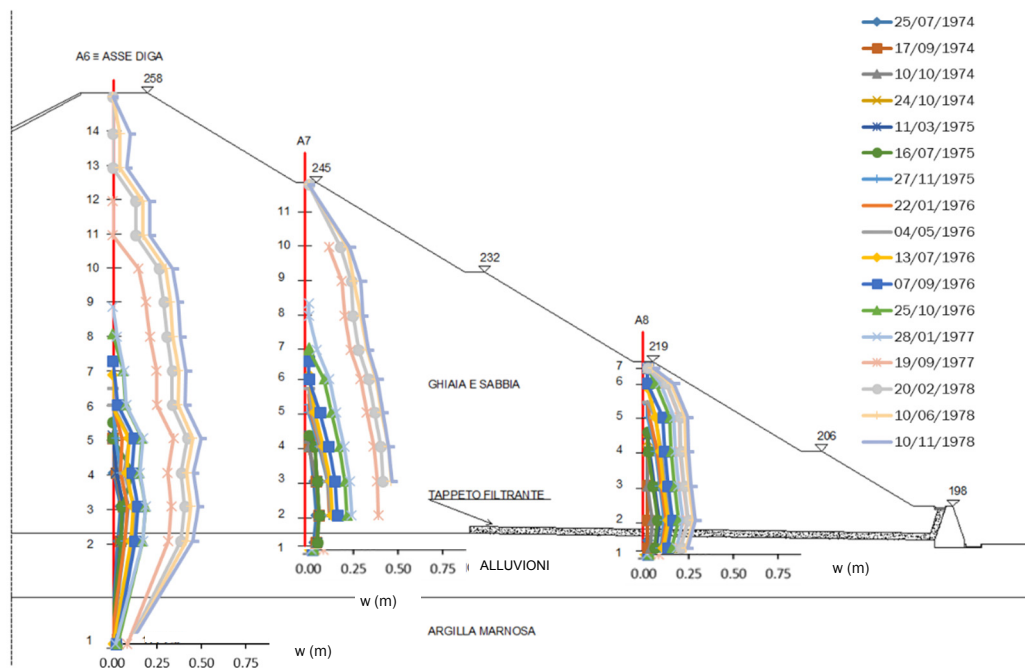


Fig. VI.24 - Cedimenti misurati in fase costruttiva lungo gli assestimetri A6, A7, A8.

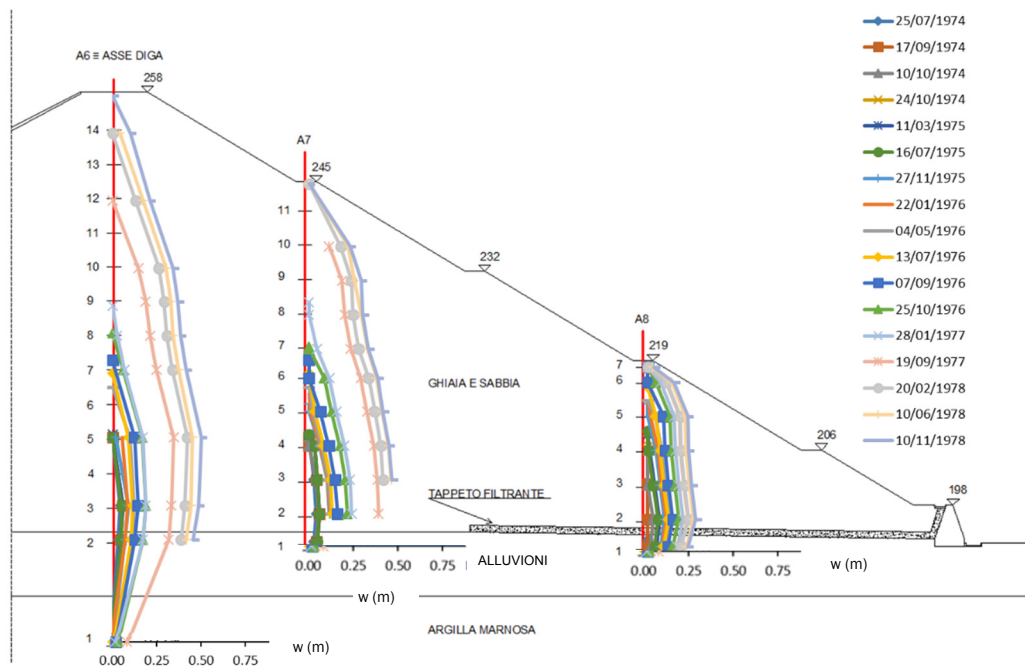


Fig. VI.25 - Cedimenti corretti relativi alla fase costruttiva lungo gli assestimetri A6, A7, A8.

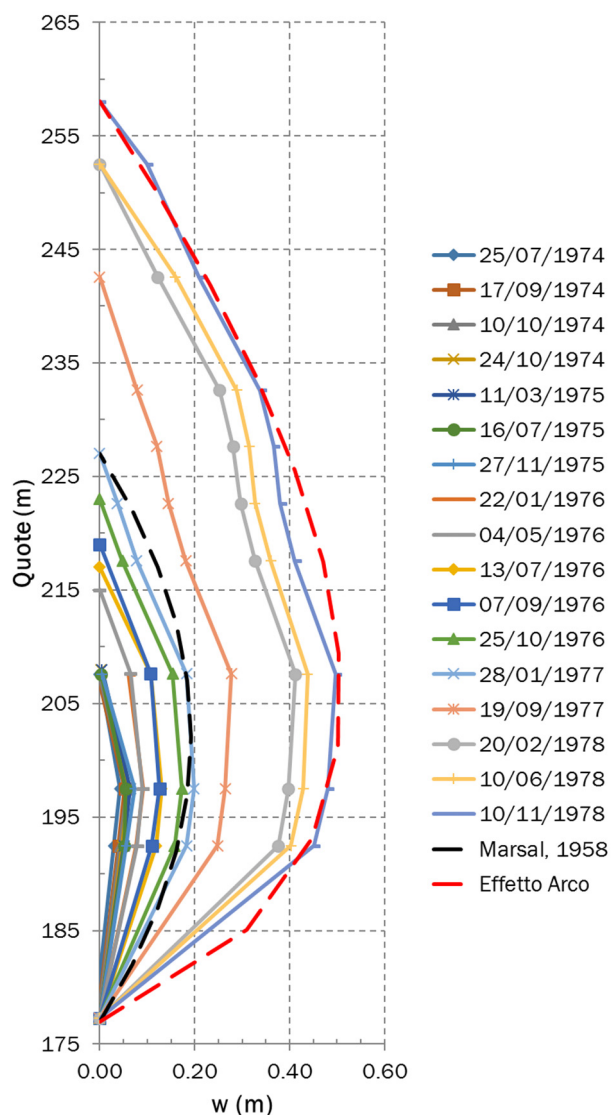


Fig. VI.26 – Assestmetro A6: misure depurate del cedimento del piano di fondazione ed interpretazione dei comportamenti osservati durante la fase costruttiva.

Per l'analisi del comportamento dell'opera durante la fase d'esercizio risulta più conveniente far riferimento all'evoluzione temporale dei cedimenti. Tale rappresentazione, infatti, consente la valutazione della tendenza evolutiva dei fenomeni deformativi. I modelli di riferimento sono in genere quelli che inquadrano processi di consolidazione, processi di *creep*, effetti indotti dall'azione statica dell'invaso. Processi di deformazione causati da fenomeni di consolidazione primaria o da fenomeni viscosi sono tipicamente caratterizzati da gradienti temporali decrescenti nel tempo. Gradienti temporali crescenti potrebbero, invece, essere sintomo della presenza di meccanismi pericolosi in atto nel corpo diga.

Nella Fig. VI.27 si riporta il decorso dei cedimenti registrati dall'assestmetro A6 in prossimità della base, della quota mediana e della cresta del rilevato. Nel grafico sono sovrapposte l'evoluzione delle quote del rilevato e del livello d'invaso.

La disamina delle curve rappresentate nella figura su indicata, evidenzia in primo luogo che la costruzione del rilevato produce un fenomeno di consolidazione nei terreni di fondazione. La tendenza delle curve ad un asintoto orizzontale, individuata a partire dall'ultimo trimestre del 1997, consente di ritenere terminato il processo di tipo dissipativo dopo circa 20 anni dalla fine della costruzione. Inoltre, il parallelismo tra le curve relative alle misure effettuate a diverse quote palesa l'assenza di accorciamenti all'interno del rilevato. Tale aspetto implica che gli incrementi di cedimenti registrati a partire dal termine della costruzione sono da attribuirsi esclusivamente agli incrementi di deformazione nei terreni di fondazione.

Le variazioni stagionali del livello d'invaso sembrano non influenzare particolarmente gli andamenti dei cedimenti, almeno per quanto riguarda quelli misurati in asse diga.

Infine, risulta interessante rappresentare i cedimenti anche lungo lo sviluppo longitudinale dell'opera. Tale rappresentazione, infatti, mette in risalto la presenza di cedimenti differenziali in prossimità del tetto della formazione di base. Essi vengono attenuati dalla presenza dello strato alluvionale interposto tra la formazione e la base del rilevato.

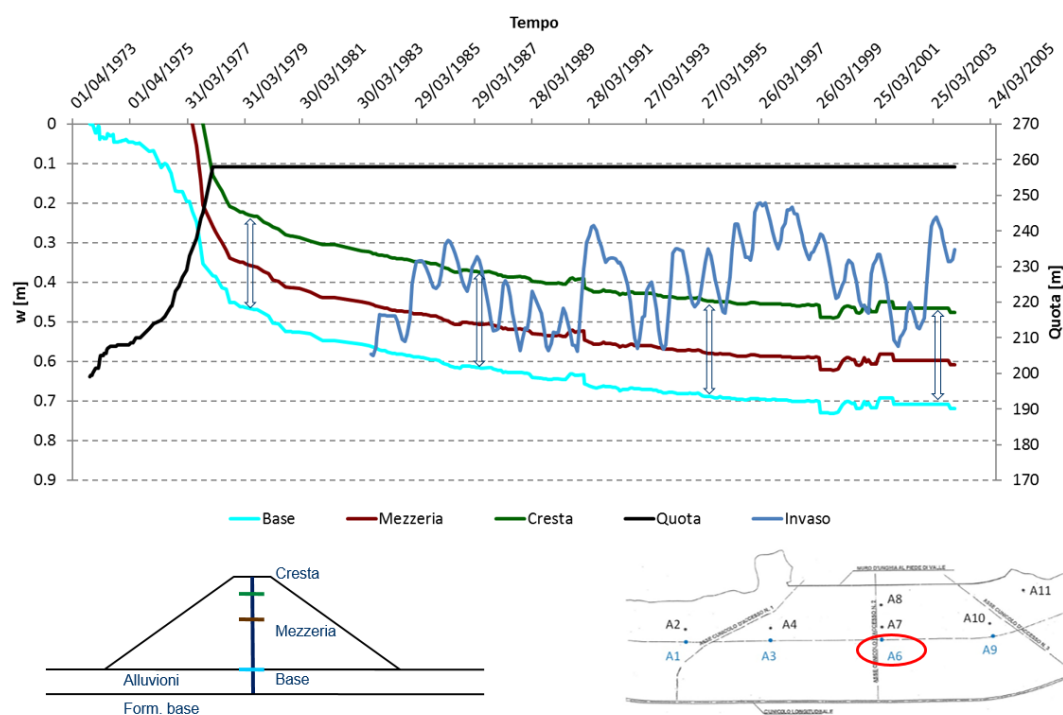


Fig. VI.27 - Decorso dei cedimenti registrati lungo l'assestometro A6.

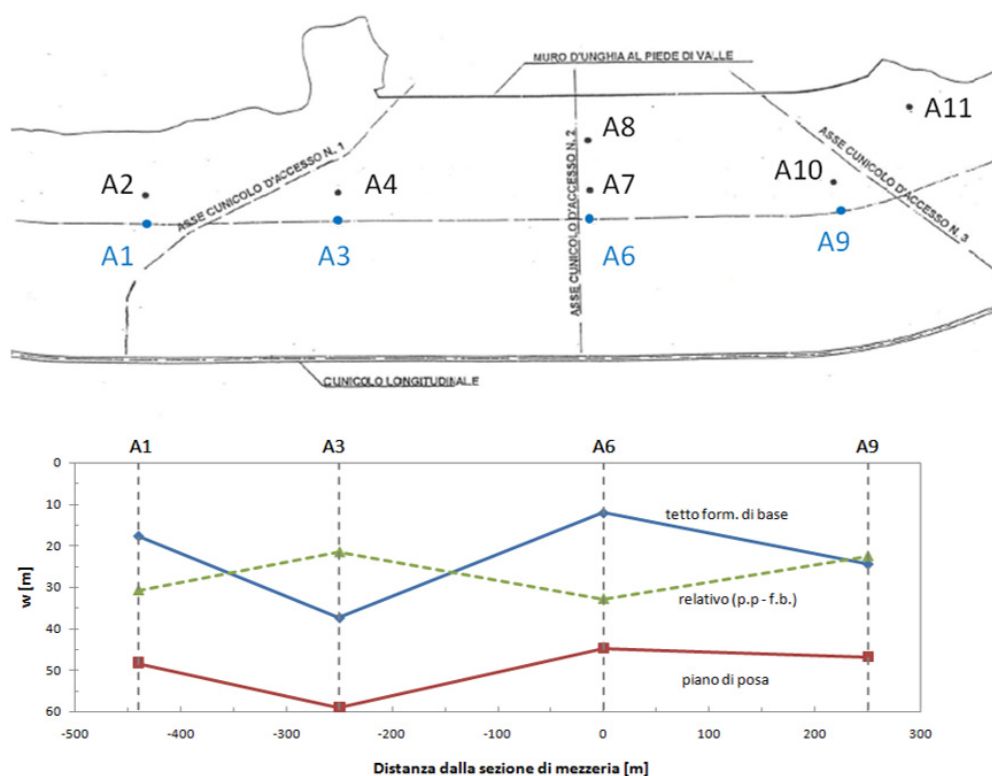


Fig. VI.28 - Cedimenti a fine costruzione lungo lo sviluppo longitudinale dell'opera.

VI.3.3 Misure di quote piezometriche

Le misure di quote piezometriche possono risultare di estrema utilità per la comprensione del comportamento meccanico d'insieme della diga e per la valutazione delle condizioni di sicurezza. Se registrate in punti rappresentativi, le misure hanno la potenzialità di caratterizzare i principali processi (incremento di carico, consolidazione, filtrazione) che si susseguono nel corso delle diverse fasi di vita dell'opera (costruzione, invaso, esercizio) e di individuare problemi di natura idraulica.

Durante le fasi costruttive, le distribuzioni di pressioni interstiziali prodotte dall'interazione tra lo scheletro solido e il fluido interstiziale sono controllate principalmente da fattori di tipo statico, quali il carico da peso proprio e le distribuzioni di rigidità. Nelle fasi post-costruttive, i comportamenti attesi di riferimento utili per analizzare l'evoluzione delle distribuzioni di pressioni interstiziali sono derivabili dalle soluzioni tradizionali di due modelli: la consolidazione mono-bidimensionale e la filtrazione in un mezzo non saturo (Fontanella & Pagano, 2008).

Con riferimento al caso studio, si descrive il comportamento osservato in corrispondenza della sezione maestra a mezzo della strumentazione installata e si esprimono dei giudizi relativi ai fenomeni che hanno avuto luogo durante le fasi di costruzione e di esercizio. In Fig. VI.29 sono indicati i punti d'installazione delle apparecchiature designate alla misurazione delle quote piezometriche nella suddetta sezione; si tratta nello specifico di due piezometri (P5, P6) con punto di misura in

prossimità del tetto della formazione argillosa di base e tre celle piezometriche a corda vibrante, di cui una posta a monte della paratia di tenuta nello strato di depositi alluvionali (CP 31) e due poste sulla stessa verticale subito a valle della stessa paratia, in corrispondenza dello strato di depositi alluvionali (CP 9) e della formazione argillosa di base (CP 10).

Durante la fase di costruzione, le quote piezometriche registrate dai due piezometri sono pressoché coincidenti e si aggirano sul valore di 190 m s.l.m., con oscillazioni massime di circa ± 1 m (Fig. VI.30). Purtroppo, la distanza relativamente breve del punto di misura dalla superficie drenante rende apparentemente poco utili le misurazioni disponibili al fine della valutazione degli incrementi di pressioni interstiziali derivanti dalla costruzione del rilevato. Risulta comunque interessante notare alcuni aspetti, utili per la comprensione dei fenomeni sviluppatisi, riportati di seguito:

- durante i primi due anni di costruzione (apr-73, apr-75) l'andamento delle quote piezometriche è caratterizzato da un maggior numero di variazioni rispetto ai successivi anni, da attribuirsi essenzialmente al susseguirsi di periodi di consolidazione a fasi di costruzione. La velocità con cui si manifestano tali fluttuazioni è correlata a diversi fattori: in primo luogo al rapporto tra la velocità di costruzione del rilevato e la permeabilità dei terreni di fondazione ed in secondo luogo alla durata del processo di consolidazione, particolarmente influenzata dalla distanza, relativamente breve, dei punti in considerazione dalla superficie drenante (pari a circa 3 m);
- le misurazioni comprese nel periodo che va da apr-75 ad apr-78 (data in cui si raggiunge la quota massima del rilevato) manifestano oscillazioni all'incirca cicliche con periodo annuale, accompagnate da una leggera tendenza all'incremento del valore medio. Ciò è da attribuirsi essenzialmente a due fattori: *in primis* alle variazioni a carattere stagionale del livello del fiume Sinni che si ripercuotono sulle oscillazioni del livello di falda; *in secundis* all'incremento delle pressioni interstiziali derivanti dall'interazione tra lo scheletro solido e la fase fluida durante l'ultimazione dei lavori avvenuta stavolta senza periodi di interruzione.

Per ciò che concerne il comportamento in fase post-costruttiva, si noti che l'evoluzione delle misure di quote piezometriche registrate nei due piezometri tendono ad una riduzione del valore medio rispetto a quello misurato durante la fase di costruzione; tale diminuzione è da ascrivere principalmente al decorso del processo di consolidazione in atto nei terreni di fondazione. A partire dal lug-83, data in cui ebbe inizio l'invaso dell'opera, il valore medio delle quote piezometriche in corrispondenza dei piezometri P6 e P5 si aggira intorno a 188 m e non appare influenzato sensibilmente dall'andamento del livello d'invaso. Ciò evidenzia che il moto di filtrazione instauratosi a causa della presenza dell'invaso a monte dell'opera non ha comportato, nel periodo di riferimento, un aumento del livello piezometrico nei terreni di fondazione in prossimità ed a valle dell'asse longitudinale della diga.

In Fig. VI.31 sono riportate, oltre alle già illustrate quote piezometriche rilevate nei piezometri P5 e P6, anche le misure registrate dalle celle piezometriche CP 9, CP 10 e

CP 31 per un periodo di cinque anni a partire dall'inizio della fase d'invaso. Il carico idraulico riscontrato dalla CP 10, che si ricorda essere installata a valle della paratia di tenuta in corrispondenza della formazione argillosa, si attesta su valori del tutto simili a quelli individuati nei piezometri P5 e P6, pari a circa 188 m s.l.m., e non appare influenzato dalle variazioni del livello d'invaso. Ciò ribadisce quanto asserito in precedenza, ossia che, nel periodo di riferimento, il moto di filtrazione causato dal progressivo aumento del livello d'invaso a monte dello sbarramento non ha ancora generato effetti significativi, in termini di variazioni di quote piezometriche, nelle argille marnose a valle della paratia di tenuta idraulica.

Ben diversa è la condizione instauratasi a monte della paratia di tenuta: nella CP 31, installata nello strato di depositi alluvionali, si registrano valori di quote piezometriche maggiori rispetto a quelle riscontrate a valle della paratia, con valori che partono da circa 196 m s.l.m. e seguendo, in maniera piuttosto sincrona, le oscillazioni del livello d'invaso e tendono ad incrementarsi raggiungendo un valore massimo di 210 m s.l.m. Tale comportamento è legittimato dalla permeabilità relativamente alta, tipica dei terreni a grana grossa interessati dal processo di filtrazione, e dall'assenza di un elemento di tenuta idraulica tra il punto di misura e la sommità dello strato alluvionale.

Un comportamento singolare, invece, viene rilevato dalla CP 9, installata anch'essa nello strato alluvionale, ma a valle della paratia. In linea teorica, sulla base di quanto riscontrato negli altri punti di misura posti a valle dell'elemento di tenuta, il carico idraulico in prossimità della su indicata cella piezometrica dovrebbe coincidere con la quota d'installazione del dispositivo, essendo esso ubicato a quota 191 m s.l.m. Bensì, i valori registrati durante il periodo di riferimento partono da 195 m e tendono ad incrementarsi fino al valore di 197 m. Tale comportamento inatteso si traduce come probabile sintomo della presenza di un difetto nell'elemento di tenuta idraulica e mette in risalto l'importanza che assume il monitoraggio di un'opera nel processo di valutazione delle condizioni di sicurezza.

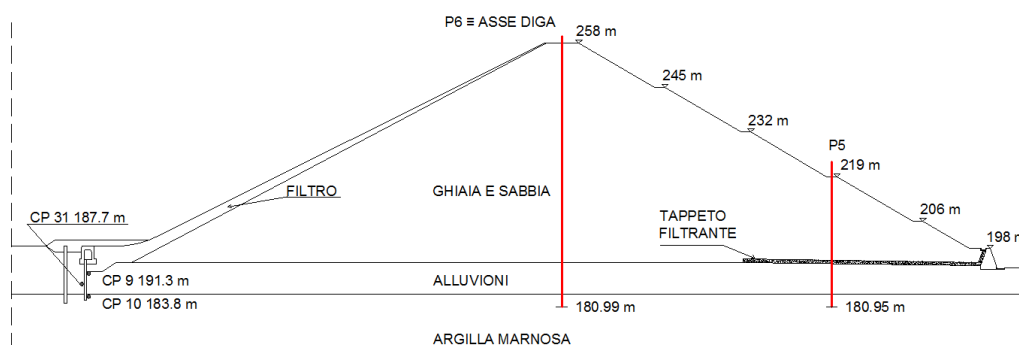


Fig. VI.29 - Ubicazione delle celle piezometriche e dei piezometri installati in corrispondenza della sezione maestra della diga di Monte Cotugno.

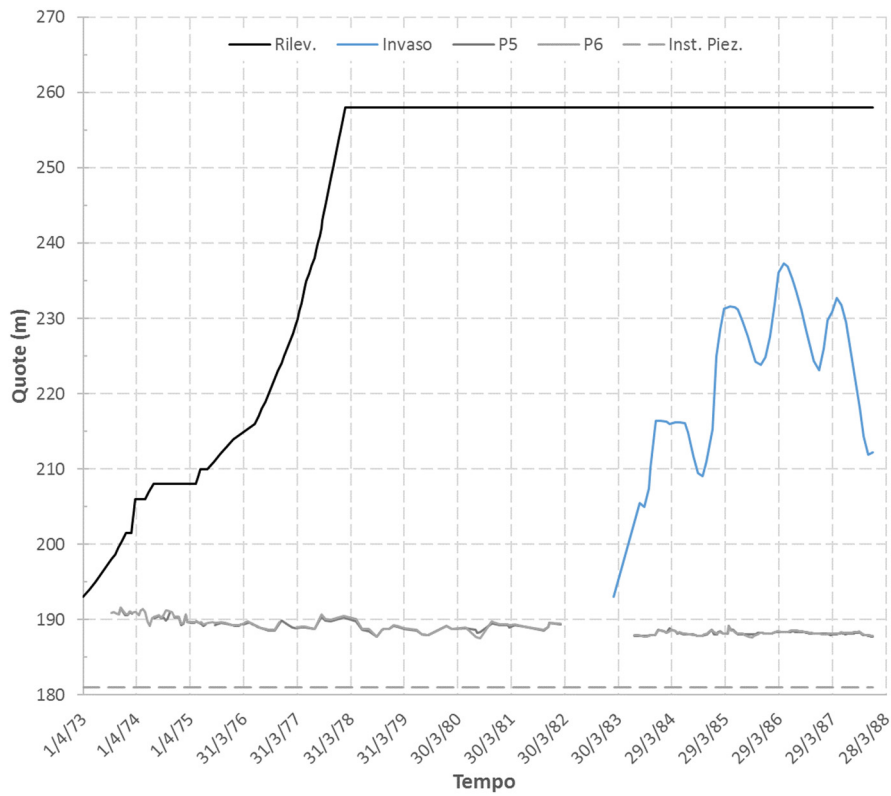


Fig. VI.30 - Evoluzione delle quote piezometriche nei terreni di fondazione.

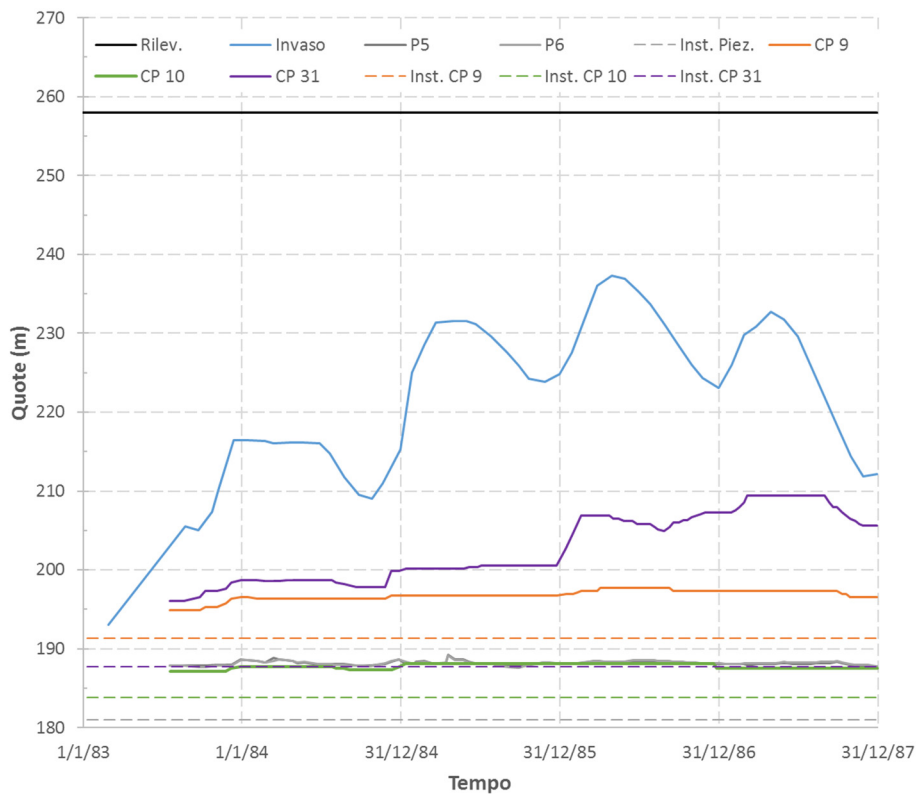


Fig. VI.31 - Evoluzione delle quote piezometriche durante la fase d'invaso a monte e a valle della paratia di tenuta in corrispondenza della sezione maestra.

Cap. VII Modellazione matematica

I diversi approcci per modellare i problemi di ingegneria geotecnica sismica possono essere classificati riferendosi al grado di complessità e di dettaglio relativo a diversi aspetti fondamentali quali:

- la definizione del moto sismico di riferimento;
- la schematizzazione geometrica;
- il legame costitutivo dei terreni;
- il modo di considerare l'interazione tra le fasi;
- il grado di approfondimento delle indagini e delle prove di laboratorio;
- le variabili fisiche ottenibili dalle analisi che costituiscono un terreno.

La Tab. VII.1 sintetizza la gerarchia d'analisi affine a quella considerata sia dall'attuale impianto normativo pertinente (NTC, 2008; DM, 26/06/2014) sia dalle Linee Guida (AGI, 2005).

Tab. VII.1 – Gerarchia dei metodi di analisi di instabilità dei pendii e liquefazione in condizioni sismiche (mod. da Silvestri & d'Onofrio, 2014).

| | Metodo di analisi | Moto sismico di riferimento | Legame costitutivo | Indagini e prove geotecniche | Risultati tipici |
|---------------------|------------------------------|---|---|--|--|
| | Criteri di screening | Magnitudo e distanza dalla sorgente sismica | - | - | Fenomeno si/no |
| Semplificate | Pseudo-statica | Accelerazione massima a_{max} | Rigido-plastico | Tradizionali in sito e lab. | Coefficiente di sicurezza (LIQ, STP) |
| | Metodi empirici | Magnitudo Altri parametri sintetici del moto | Effetti deformabilità | Misure di V_s | Spostamenti (STP) |
| | Dinamica semplificata | | Mezzo monofase lineare equivalente (LIQ) Rigido-plastico (STP) | c.s. più Prove cicliche/dinamiche in laboratorio | Accelerogrammi Spostamenti Tensioni totali Deformazioni |
| | | Accelerogramma (-i) a(t) | | | |
| | Dinamica avanzata | | Mezzo polifase Elasto-plastico | | c.s. più Pressioni interstiziali Tensioni efficaci |

STP = Stabilità dei pendii, LIQ = Liquefazione

Gli approcci mirati ad una preliminare valutazione della necessità o meno di prendere in considerazione il fenomeno da analizzare, senza alcuna valutazione particolare delle proprietà meccaniche dei terreni, possono essere denominati criteri di “screening”. Quelli che semplificano in modo estremamente spinto il legame costitutivo del terreno (ad esempio considerandolo rigido-plastico, elastico lineare o visco-elastico lineare equivalente), assimilandolo in genere ad un mezzo monofase, sono globalmente definibili come “analisi semplificate”. Nell’ambito di tali metodi, è possibile effettuare una distinzione in ulteriori classi, essenzialmente in base a come viene schematizzato il moto sismico, distinguendo così le “analisi pseudo-statiche” ed i “metodi empirici”

dalle “analisi dinamiche semplificate”. Gli approcci che, invece, assumono legami costitutivi più sofisticati per rappresentare il comportamento non lineare dei terreni vengono considerati “analisi dinamiche avanzate”.

Nel presente lavoro è adottata quest’ultima tipologia di approcci, utilizzando come strumento di calcolo il codice commerciale agli elementi finiti *PLAXIS 2D* (Brinkgreve, et al., 2016). La sua versatilità lo rende utilizzabile per molteplici applicazioni di Ingegneria Geotecnica, sia in campo statico sia in campo dinamico.

In relazione alla tipologia di problema da affrontare è possibile modellare il terreno attraverso uno o più continui deformabili sovrapposti che, nel caso più generale, schematizzano lo scheletro solido, la fase liquida e la fase gassosa. In virtù di come viene modellata l’interazione fra le diverse fasi, si possono distinguere approcci monofase, approcci bifase (semplificati o accoppiati), approcci trifase.

Negli approcci monofase, l’interazione tra le fasi viene di fatto trascurata, ipotizzando un continuo “monofase equivalente”, la cui legge costitutiva schematizza il comportamento dell’insieme scheletro solido-fluidi di porosità.

Negli approcci bifase, l’interazione tra le fasi è regolata dal noto *Principio delle tensioni efficaci di Terzaghi*, espresso nella forma:

$$\underline{\sigma}' = \underline{\sigma} - \underline{m} p_w \quad (VII.1)$$

dove $\underline{\sigma}'$ è il vettore delle tensioni efficaci, $\underline{\sigma}$ è il vettore delle tensioni totali, $\underline{m} = (1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0)^T$, p_w è la pressione della fase liquida.

Negli approcci trifase, il codice assume invece l’ipotesi che il comportamento meccanico sia ancora regolato da un unico tensore di sforzi efficaci $\underline{\sigma}'$, il quale però, diversamente dall’approccio bifase, è espresso secondo la formulazione di *Bishop*:

$$\underline{\sigma}' = \underline{\sigma} - \underline{m} (S_e p_w) \quad (VII.2)$$

dove $S_e = \frac{S - S_{res}}{S_{sat} - S_{res}}$ rappresenta il grado di saturazione efficace variabile tra 0÷1.

Nel caso in esame si è scelto di adottare tale tipologia di approcci. L’interpretazione dei risultati del monitoraggio (§ VI.3), con particolare riferimento al decorso dei cedimenti nel tempo, suggerisce inoltre di adottare un approccio accoppiato.

I paragrafi successivi sono dedicati alla descrizione del set di equazioni implementate nel codice di calcolo che è necessario risolvere per analizzare un mezzo trifase nel problema al finito.

VII.1 Sistema di equazioni di governo

Il sistema che viene risolto dal codice di calcolo è costituito da:

| | |
|--|----|
| - equazioni indefinite dell'equilibrio; | 3 |
| - equazioni di congruenza; | 6 |
| - legge di Darcy; | 3 |
| - equazione di continuità della fase liquida; | 1 |
| - relazione fra il grado di saturazione e la pressione della fase liquida; | 1 |
| - leggi costitutive del mezzo; | 6 |
| Totale equazioni differenziali | 20 |

Le funzioni incognite in esse contenute sono:

| | |
|---|----|
| - le componenti di tensione totale; | 3 |
| - le componenti di spostamento; | 6 |
| - le componenti di velocità della fase liquida; | 3 |
| - la pressione della fase liquida; | 1 |
| - il grado di saturazione; | 1 |
| - le componenti di deformazione; | 6 |
| Totale funzioni incognite | 20 |

L'assenza dell'equazione di continuità della fase gassosa corrisponde all'ipotesi di aria all'interno del mezzo sempre in comunicazione con l'esterno ($p_a = 0$).

Nel seguito si riporta una sintetica descrizione delle equazioni su indicate ad eccezione delle leggi costitutive del mezzo, oggetto del successivo §VII.2.

Equazioni indefinite dell'equilibrio

$$\underline{\underline{L}}^T (\underline{\underline{\sigma}}' + \underline{m} S_e p_w) + \underline{\rho} \underline{g} = \underline{\rho} \underline{\underline{u}} \quad (VII.3)$$

dove:

$$\underline{\underline{L}}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \text{ è l'operatore differenziale;}$$

$\underline{\rho} = (1 - n)\rho_s + nS\rho_w$ è la densità del mezzo trifase;

$\underline{g} = (0, -g, 0)^T$ è il vettore dell'accelerazione di gravità;

$\underline{\underline{u}} = (u_x, u_y, u_z)^T$ è il vettore accelerazione della fase solida

Equazioni di congruenza

$$d\underline{\varepsilon} = \underline{L} d\underline{u} \quad (VII.4)$$

dove:

$\underline{\varepsilon}$ è il vettore delle componenti di deformazione;

\underline{u} è il vettore delle componenti di spostamento.

Legge di Darcy

Il moto della fase fluida in un mezzo poroso saturo è tipicamente descritto dalla legge di (Darcy, 1856). Il suo postulato afferma che la velocità con cui un fluido si muove all'interno di un terreno è proporzionale al gradiente idraulico.

Le equazioni di equilibrio della fase fluida sono espresse nella forma:

$$\nabla p_w + \rho_w \underline{g} + \underline{\varphi} = 0 \quad (VII.5)$$

dove $\nabla = \left(\frac{\partial}{\partial x} \frac{\partial}{\partial y} \frac{\partial}{\partial z} \right)^T$ rappresenta il vettore operatore gradiente, p_w la pressione della fase fluida (acqua), ρ_w la densità della fase fluida, $\underline{g} = (0, -g, 0)^T$ è il vettore dell'accelerazione di gravità e $\underline{\varphi}$ è il vettore della forza d'attrito, per unità di volume, tra il fluido in movimento e lo scheletro solido. Tale forza è linearmente dipendente dalla velocità del fluido ed agisce in verso opposto:

$$\underline{\varphi} = -\underline{m}^{int} \underline{q} \quad (VII.6)$$

dove \underline{q} è la portata specifica (velocità del fluido) e \underline{m}^{int} è:

$$\underline{m}^{int} = \begin{bmatrix} \mu/\kappa_x & 0 & 0 \\ 0 & \mu/\kappa_y & 0 \\ 0 & 0 & \mu/\kappa_z \end{bmatrix} \quad (VII.7)$$

con μ che rappresenta la viscosità dinamica del fluido e κ_i la permeabilità intrinseca del mezzo poroso. Combinando la (VII.5) e la (VII.6) si ha:

$$-\nabla p_w - \rho_w \underline{g} + \underline{m}^{int} \underline{q} = \underline{0} \quad (VII.8)$$

che possono anche scriversi nella forma:

$$\underline{q} = \underline{k}^{int} \left(\nabla p_w + \rho_w \underline{g} \right) \quad (VII.9)$$

dove \underline{k}^{int} è pari a:

$$\underline{\underline{k}}^{int} = \begin{bmatrix} \kappa_x/\mu & 0 & 0 \\ 0 & \kappa_y/\mu & 0 \\ 0 & 0 & \kappa_z/\mu \end{bmatrix} \quad (VII.10)$$

In meccanica dei terreni, piuttosto che utilizzare la permeabilità intrinseca, κ_i , e la viscosità dinamica, μ , si fa riferimento al coefficiente di permeabilità (o conduttività idraulica) definito come:

$$k_i^{sat} = \rho_w g \frac{\kappa_i}{\mu} \quad i = x, y, z \quad (VII.11)$$

valido in condizioni sature.

In condizioni di parziale saturazione, il coefficiente di permeabilità dipende dal grado di saturazione del terreno. Introducendo la permeabilità relativa, $k_{rel}(S)$, definita come il rapporto tra la permeabilità a un dato grado di saturazione e la permeabilità in condizioni sature, si definisce il coefficiente di permeabilità in condizioni di parziale saturazione:

$$k_i = k_{rel} k_i^{sat} \quad i = x, y, z \quad (VII.12)$$

Dunque la legge di Darcy può scriversi nella forma:

$$\underline{q} = \frac{k_{rel}}{\rho_w g} \underline{\underline{k}}^{sat} (\nabla p_w + \rho_w \underline{g}) \quad (VII.13)$$

dove $\underline{\underline{k}}^{sat}$ è la matrice della permeabilità satura

$$k^{sat} = \begin{bmatrix} k_x^{sat} & 0 & 0 \\ 0 & k_y^{sat} & 0 \\ 0 & 0 & k_z^{sat} \end{bmatrix} \quad (VII.14)$$

In condizioni dinamiche occorre portate in conto anche i contributi delle forze inerziali:

$$\underline{q} = \frac{k_{rel}}{\rho_w g} \underline{\underline{k}}^{sat} (\nabla p_w + \rho_w \underline{g} - \rho_w \underline{\underline{u}}) \quad (VII.15)$$

Equazione di continuità della fase liquida

L'equazione di continuità della fase liquida esprime il principio di conservazione della massa d'acqua: la variazione nel tempo della concentrazione della massa d'acqua in un volume elementare del mezzo è pari al flusso d'acqua attraverso il contorno del volume elementare considerato.

$$\nabla^T \left[\rho_w \frac{k_{rel}}{\rho_w g} \underline{\underline{k}}^{sat} (\nabla p_w + \rho_w \underline{g} - \rho_w \underline{\underline{u}}) \right] = - \frac{\partial}{\partial t} (\rho_w n S) \quad (VII.16)$$

Il termine a secondo membro della (VII.16) rappresenta la variazione nel tempo della concentrazione della massa d'acqua e può scriversi come:

$$-\frac{\partial}{\partial t}(\rho_w n S) = -n S \frac{\partial \rho_w}{\partial t} - \rho_w n \frac{\partial S}{\partial t} - \rho_w S \frac{\partial n}{\partial t} \quad (VII.17)$$

Questi tre termini rappresentano rispettivamente le variazioni di densità dell'acqua, del grado di saturazione e della porosità del terreno.

In accordo con il principio di conservazione della massa, per diversi valori di pressione e volume, la massa resta costante:

$$m_w = \rho_w V_w = c \quad (VII.18)$$

quindi:

$$dm_w = \rho_w dV_w + d\rho_w V_w = 0 \quad (VII.19)$$

o anche:

$$-\frac{dV_w}{V_w} = \frac{d\rho_w}{\rho_w} \quad (VII.20)$$

introducendo la compressibilità dell'acqua, β , si ha:

$$\frac{d\rho_w}{\rho_w} = -\beta dp \quad (VII.21)$$

La derivata rispetto al tempo dell'equazione è:

$$\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial \rho_w}{\partial t} = -\beta \frac{\partial p}{\partial t} = -\frac{1}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (VII.22)$$

con K_w : modulo di rigidezza volumetrica dell'acqua.

Ora, il termine contenente la derivata rispetto al tempo di ρ_w può essere espresso come:

$$-n S \frac{\partial \rho_w}{\partial t} = -n S \frac{\partial \rho_w}{\partial p_w} \frac{\partial p_w}{\partial t} = \frac{n \rho_w}{K_w} S \frac{\partial p_w}{\partial t} \quad (VII.23)$$

Il secondo termine del secondo membro della (VII.17) si può esprimere come:

$$\rho_w n \frac{\partial S}{\partial t} = n \rho_w \frac{\partial S}{\partial p_w} \frac{\partial p_w}{\partial t} \quad (VII.24)$$

Il termine che nel secondo membro della (VII.17) rappresenta le variazioni di porosità è composto da:

- la variazione volumetrica complessiva dello scheletro solido dovuta alle tensioni efficaci e alla pressione della fase liquida:

$$-\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\underline{m}^r \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (VII.25)$$

- la variazione volumetrica delle particelle solide dovuta da variazioni della pressione della fase liquida:

$$-\frac{(1-n)}{K_s} S \frac{\partial p_w}{\partial t} \quad (VII.26)$$

- la variazione volumetrica delle particelle solide dovuta da variazioni delle tensioni efficaci:

$$\frac{1}{3 K_s} m^T M \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \frac{1}{3 K_s} S \frac{\partial p_w}{\partial t} m \right) \quad (VII.27)$$

Sostituendo tutti i fattori nella (VII.16) e trascurando il termine infinitesimo del secondo ordine, l'equazione di continuità diventa:

$$\begin{aligned} \rho_w S \underline{m}^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \rho_w S \left(\frac{n}{K_w} + \frac{(1-n)}{K_s} \right) \frac{\partial p_w}{\partial t} + n \rho_w \frac{\partial S}{\partial p_w} \frac{\partial p_w}{\partial t} \\ + \nabla^T \left[\rho_w \frac{k_{rel}}{\rho_w g} k^{sat} \left(\nabla p_w + \rho_w \underline{g} - \rho_w \underline{\dot{u}} \right) \right] = 0 \end{aligned} \quad (VII.28)$$

La (VII.28) può essere riformulata trascurando le deformazioni delle particelle solide e i gradienti di densità dell'acqua (approssimazione di Boussinesq):

$$S \underline{m}^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - n \left(\frac{S}{K_w} - \frac{\partial S}{\partial p_w} \right) \frac{\partial p_w}{\partial t} + \nabla^T \left[\frac{k_{rel}}{\rho_w g} k^{sat} \left(\nabla p_w + \rho_w \underline{g} - \rho_w \underline{\dot{u}} \right) \right] = 0 \quad (VII.29)$$

Curva di ritenzione

Per la descrizione della relazione che intercorre tra il contenuto d'acqua presente all'interno del terreno e il valore di suzione, il codice adotta l'espressione fornita da Van Genuchten (1980):

$$S(\phi_p) = S_{res} + (S_{sat} - S_{res}) \left[1 + (g_a |\phi_p|)^{g_n} \right]^{g_c} \quad (VII.30)$$

dove:

$\phi_p = -\frac{p_w}{\rho_w g}$ è l'altezza piezometrica;

S_{res} rappresenta il valore residuo del grado di saturazione;

S_{sat} rappresenta il grado di saturazione quando i pori sono saturi d'acqua. In linea di principio, a causa della presenza di bolle d'aria disciolte nell'acqua, S_{sat} potrebbe essere minore di uno;

g_a, g_n, g_c sono tre parametri empirici.

Nel codice PLAXIS si assume che:

$$g_c = \frac{1 - g_n}{g_n}$$

La Fig. VII.1 mostra che variazioni del parametro g_a producono variazioni sul valore d'ingresso d'aria. Il parametro g_n , invece, influenza la velocità con la quale il terreno assorbe o cede acqua (Fig. VII.2).

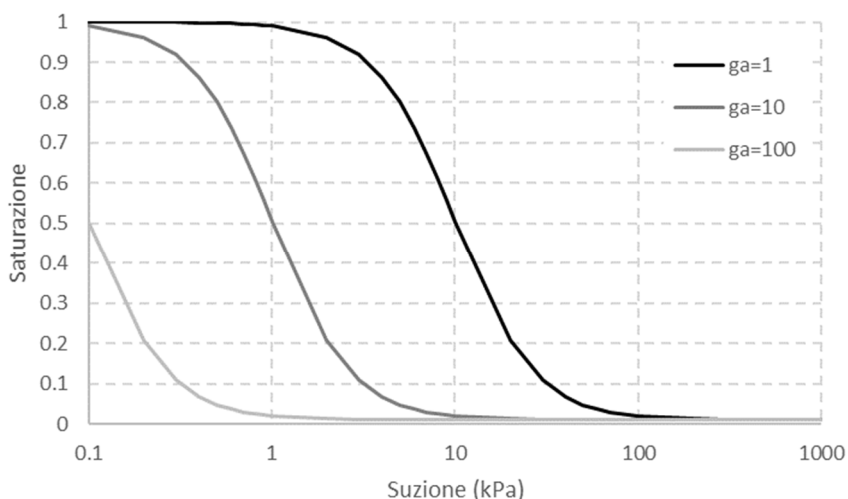


Fig. VII.1 - Effetto del parametro g_a sulla curva di ritenzione.

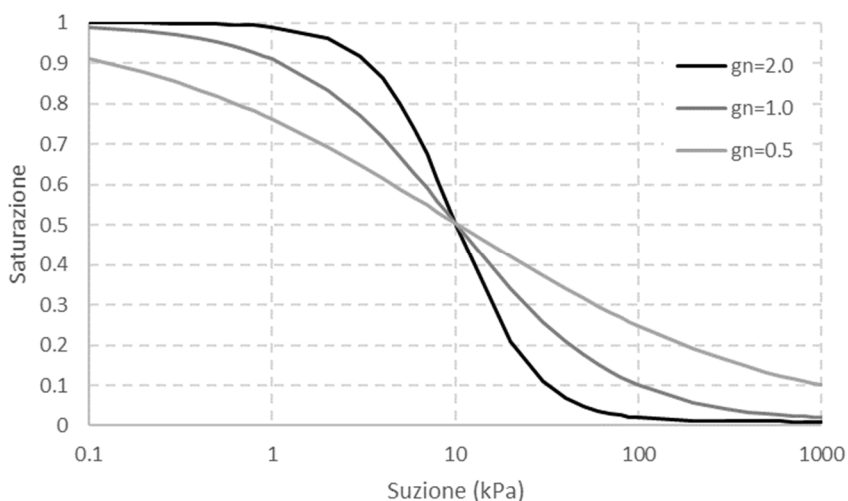


Fig. VII.2 - Effetto del parametro g_n sulla curva di ritenzione.

VII.2 Il modello costitutivo *Hardening Soil with Small Strain Stiffness*

Il comportamento meccanico dei terreni può essere modellato facendo ricorso a diversi legami costitutivi più o meno sofisticati. La scelta deriva sia dal tipo di problema da affrontare (tipologia di terreno, importanza dell'opera e azioni coinvolte) sia dal numero di informazioni in possesso utili alla determinazione dei valori dei parametri necessari per la definizione del modello stesso.

Nel caso in esame, la scelta è ricaduta sul modello denominato *Hardening Soil with Small Strain Stiffness (HSsmall)*.

Tale modello, implementato nel codice di calcolo adoperato, è caratterizzato dalla combinazione di due modelli costitutivi: il modello elasto-plastico con incrudimento isotropo “*Hardening Soil model*” (Schanz, et al., 1999), ed il modello paraelastico “*Small Strain Overlay model*” (Benz, 2006), (Benz, et al., 2009).

Si tratta di un modello elasto-plastico isteretico con incrudimento isotropo, in grado di descrivere il comportamento non lineare del terreno anche a piccole deformazioni e caratterizzato da moduli di rigidezza dipendenti dallo stato tensionale.

VII.2.1 Il modello costitutivo “*Hardening Soil model*”

Il modello originale “*Hardening Soil model*” (HS) è stato sviluppato sulla base del modello a “doppio incrudimento” proposto da (Vermeer, 1978). La sua formulazione è caratterizzata dalla relazione iperbolica (Duncan & Chang, 1970) tra la deformazione verticale ε_1 e lo sforzo deviatorico q in condizioni di carico triassiale:

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{q}{q_a - q} \quad \text{per } q < q_f \quad (\text{VII.31})$$

dove

$$q_f = \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} (\sigma_3 + c \cot \varphi) \quad (\text{VII.32})$$

rappresenta la tensione deviatorica a rottura e

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (\text{VII.33})$$

è un valore asintotico della resistenza a taglio, con R_f inferiore a 1 e rappresentativo del rapporto di rottura.

Il modulo di rigidezza E_{50} rappresenta la pendenza della retta secante la curva $q - \varepsilon_1$ in corrispondenza del 50% del carico deviatorico a rottura q_f . L'espressione fornita per q_f deriva dal criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Lungo percorsi di scarico-ricarico, il modello esibisce un comportamento elastico isotropo e la relazione tensioni-deformazioni è definita attraverso il modulo di rigidezza di scarico-ricarico E_{ur} . Nel caso di percorso triassiale drenato, E_{ur} rimane costante e le deformazioni elastiche sono calcolate secondo le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} \varepsilon_1^e &= \frac{q}{E_{ur}} \\ \varepsilon_2^e &= \varepsilon_3^e = \nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \end{aligned} \quad (\text{VII.34})$$

Dove ν_{ur} e E_{ur} sono correlati dalla tipica espressione per materiale con comportamento elastico lineare e isotropo $E_{ur} = 2(1 + \nu_{ur})G_{ur}$. Una rappresentazione della relazione iperbolica tensione-deformazioni adottata dal modello HS è fornita in Fig. VII.3.

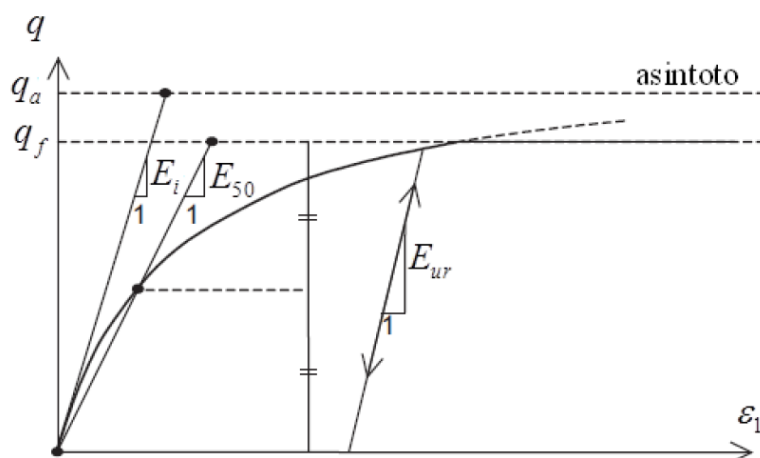


Fig. VII.3 - Relazione tensioni-deformazioni in condizioni triassiali (mod. da (Schanz, et al., 1999)).

Una delle peculiarità del modello costitutivo è la dipendenza del modulo di rigidezza dallo stato tensionale, secondo un'espressione del tipo:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (VII.35)$$

funzione del corrispondente modulo E_{50}^{ref} valutato alla pressione di riferimento p^{ref} (assunta pari a 100 kPa), della tensione principale efficace minore σ_3 , dei parametri di resistenza efficaci del terreno c e φ e di un parametro m dipendente dal tipo di terreno. Analogamente è possibile definire la dipendenza dallo stato tensionale sia per il modulo edometrico, E_{oed} , sia per il modulo di rigidezza in condizioni di scarico e ricarico, E_{ur} :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (VII.36)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (VII.37)$$

Il dominio elastico è delimitato da due superfici di snervamento: una superficie di snervamento deviatorica, regolata dalle deformazioni deviatoriche plastiche, ed una superficie di snervamento volumetrica, dipendente dalle deformazioni volumetriche plastiche.

Con riferimento alla superficie di snervamento deviatorica, essa è definita da una funzione di snervamento nella forma:

$$f^s = \frac{2q_a}{E_i} \frac{q}{q_a - q} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (VII.38)$$

dove γ^p è un parametro di incrudimento del materiale, rappresentativo delle deformazioni plastiche deviatoriche accumulate. In condizioni di carico triassiale, le funzioni di snervamento possono scriversi nella forma:

$$f_{12}^s = \frac{2q_a}{E_i} \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_2)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_2)}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (VII.39)$$

$$f_{13}^s = \frac{2q_a}{E_i} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}} - \gamma^p$$

Per deformazioni volumetriche plastiche piccole rispetto alle deformazioni assiali si ha:

$$\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p \quad (VII.40)$$

Al variare del parametro di incrudimento γ^p , la condizione di snervamento $f^s = 0$ può essere rappresentata nel piano $p - q$ attraverso delle curve la cui forma è dipendente dal parametro m . Per $m = 1$, si ottengono delle linee rette; per $m < 1$ si ottengono curve con concavità verso il basso. L'accumulo di deformazioni deviatoriche plastiche dà luogo ad un'espansione della superficie di snervamento, che evolve fino al criterio di rottura di Mohr-Coulomb (Fig. VII.4).

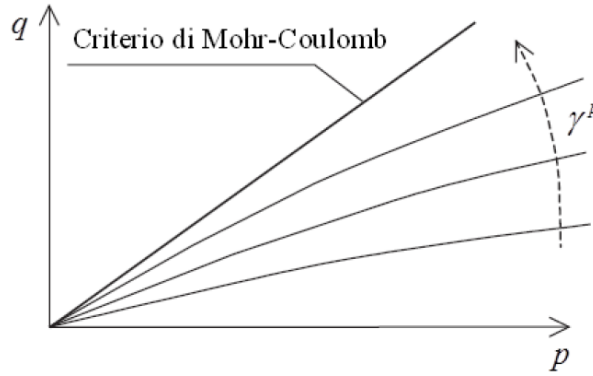


Fig. VII.4 - Forma delle superfici di snervamento deviatorica per valori crescenti del parametro di incrudimento γ^p considerando $m = 0.5$ (mod. da (Schanz, et al., 1999)).

Per la superficie di snervamento deviatorica, il flusso plastico è di tipo non associato; è pertanto necessario introdurre la funzione potenziale plastico, espresso nella forma:

$$g_{12}^s = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \sin \psi \quad (VII.41)$$

$$g_{13}^s = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin \psi$$

con riferimento allo spazio delle tensioni principali. L'angolo di dilatanza mobilitata ψ è definito secondo la teoria della dilatanza di (Rowe, 1962):

$$\sin \psi = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cs}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cs}} \quad (VII.42)$$

in cui φ_{cs} è l'angolo d'attrito allo stato critico e φ_m è l'angolo d'attrito mobilitato:

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c \cot \varphi} \quad (VII.43)$$

Secondo la suddetta teoria, il materiale contrae per bassi valori del rapporto di tensione ($\varphi_m < \varphi_{cs}$), mentre dilata per rapporti di tensione più alti ($\varphi_m > \varphi_{cs}$).

La legge di flusso per la superficie di snervamento deviatorica può essere espressa dalla relazione lineare:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \sin \psi \dot{\gamma}^p \quad (VII.44)$$

La legge di incrudimento, che mette in relazione il parametro di incrudimento γ^p con le deformazioni plastiche, è data da:

$$\gamma^p = \lambda^s h_{\gamma^p} \quad \text{con} \quad h_{\gamma^p} = \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_1} - \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} - \frac{\partial g}{\partial \sigma_3} \right) = 1 \quad (VII.45)$$

La superficie di snervamento volumetrica tiene conto delle deformazioni volumetriche plastiche e consente di limitare il dominio elastico per percorsi di compressione. La funzione della superficie di snervamento volumetrica è definita da:

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (VII.46)$$

dove p è la tensione media efficace, α è un parametro ausiliario che controlla la ripidezza della superficie di snervamento volumetrica nel piano $p - q$, p_p è la tensione di preconsolidazione e \tilde{q} è una misura dello sforzo deviatorico, definito secondo l'espressione:

$$\tilde{q} = \sigma_1 + (\delta - 1)\sigma_2 - \delta\sigma_3 \quad \text{con} \quad \delta = \frac{3 + \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (VII.47)$$

La legge di incrudimento che correla la tensione di preconsolidazione p_p e la deformazione volumetrica plastica in condizioni di compressione isotropa $\dot{\varepsilon}_v^{pc}$ è data da:

$$\dot{p}_p = \lambda^c h_{p_p} \quad \text{con} \quad h_{p_p} = 2H \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi}{p^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m p \quad (VII.48)$$

Nell'ipotesi di flusso associato, il potenziale plastico è uguale alla superficie di snervamento volumetrica ($g^c = f^c$). È dunque possibile ricavare un'espressione per il moltiplicatore plastico, sfruttando la condizione di consistenza ($\dot{f}^c = 0$)

$$\dot{\varepsilon}_v^{pc} = \lambda^c \frac{\partial f^c}{\partial \sigma} \quad \text{con} \quad \lambda = \frac{H}{2p} \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^m \frac{\dot{p}_p}{p^{ref}} \quad (VII.49)$$

dove H è il modulo di incrudimento, espresso in funzione del modulo di compressibilità in carico e scarico K_s e del modulo di compressibilità di primo carico K_c :

$$H = \frac{K_s K_c}{K_s - K_c} \quad (VII.50)$$

Nell'ipotesi di elasticità isotropa in carico e scarico, K_s è espressa, in funzione del modulo di rigidezza in scarico-ricarico, dalla seguente relazione:

$$K_s = \frac{E_{ur}}{3(1 - 2\nu)} \quad (VII.51)$$

Le dimensioni della superficie di snervamento volumetrica, di forma ellittica, sono determinate dalla tensione di preconsolidazione p_p e dal parametro α , quest'ultimo correlato al coefficiente di spinta a riposo in condizioni di normalconsolidazione K_0^{nc} (Fig. VII.5).

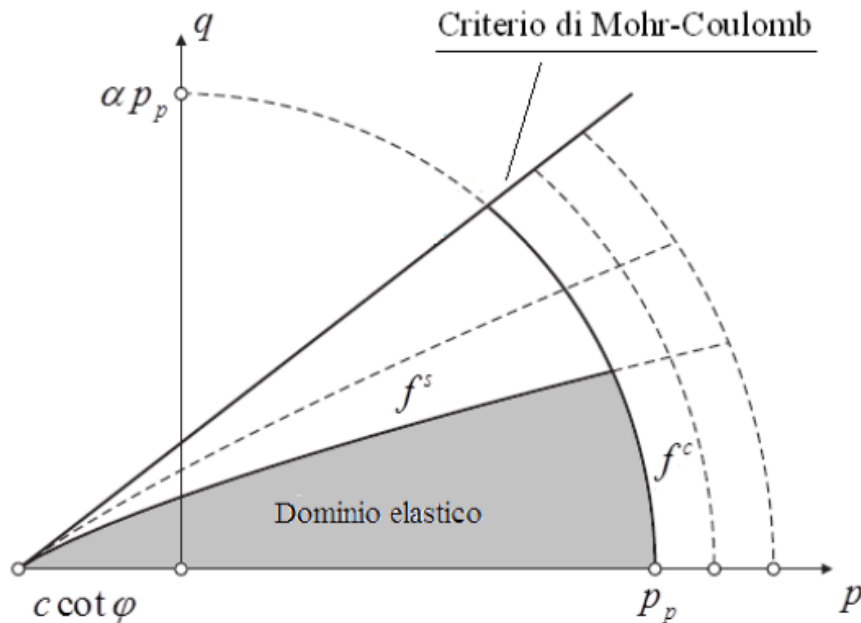


Fig. VII.5 – Evoluzione delle superfici di snervamento deviatorica e volumetrica nel piano p - q (mod. da (Benz, 2006)).

In particolare, p_p individua la grandezza dell'ellisse, mentre α determina il rapporto di forma: alti valori di α generano una superficie molto ripida, mentre bassi valori di α danno luogo a superfici che si concentrano nell'intorno dell'asse p .

In definitiva, per descrivere le superfici di snervamento e il potenziale plastico per il modello HS sono utilizzati due parametri di incrudimento: la deformazione deviatorica plastica γ^p e la tensione di preconsolidazione p_p .

Infine, la risposta elastica del modello è descritta, nell'ipotesi di elasticità isotropa, dal tensore di rigidezza elastica \underline{D} le cui componenti sono funzione del modulo di rigidezza in scarico-ricarico E_{ur} e del coefficiente di Poisson ν_{ur} :

$$D_{ijkl} = \frac{E_{ur}}{(1 + \nu_{ur})(1 - 2\nu_{ur})} [(1 - 2\nu_{ur})\delta_{ik}\delta_{jl} + \nu_{ur}\delta_{jk}\delta_{il}] \quad (VII.52)$$

VII.2.2 Il modello “Small Strain Overlay model”

La formulazione del modello “Small Strain Overlay model” (Benz, 2006) (Benz, et al., 2009) parte dall’assunzione che la riduzione del modulo di rigidezza a taglio iniziale del terreno con il livello di deformazione sia associabile alle variazioni delle forze intergranulari che sussistono ai contatti tra le particelle dello scheletro solido, quando assoggettato ad azioni di carico ciclico. Nel momento in cui l’azione inverte il verso di carico, la rigidezza a taglio, che si è ridotta all’aumentare delle deformazioni pregresse, riacquista il suo massimo valore, per poi riprendere a decrescere all’aumentare delle deformazioni nel nuovo verso di carico. Da tale assunzione deriva l’esigenza di tener traccia della storia di carico subita dal materiale. A tal fine, gli Autori (Benz, et al., 2009) hanno introdotto nel modello un valore scalare della deformazione di taglio, determinata sulla base delle deformazioni indotte lungo le direzioni principali. Inoltre, allo scopo di rendere la risposta tridimensionale del modello sufficientemente realistica, gli Autori hanno adottato un criterio di definizione della tipologia di incremento di deformazione – ossia se l’incremento è monotono o se, invece, sussiste un’inversione del verso di una o più componenti di deformazione – basato sull’analisi della direzione assunta dalla deformazione deviatorica con riferimento a ciascuna delle sue direzioni principali.

In dettaglio, detto \underline{H} un tensore di deformazione che porta memoria della storia di deformazione e $\underline{\dot{e}}$ l’incremento di deformazione deviatorica, risolvendo il problema degli autovalori:

$$(e_{kl}^i - \lambda^{(m)} \delta_{kl}) S_l^{(m)} = 0 \quad (VII.53)$$

è possibile ottenere un set di autovettori ortogonali S_{lm} per ciascun incremento di deformazione e_{kl}^i . Mentre l’incremento di deformazione deviatorica trasformata:

$$\underline{\dot{e}}_{kl} = S_{km} \dot{e}_{mn} S_{nl} \quad (VII.54)$$

è un tensore diagonale, il tensore della storia di deformazione:

$$\underline{H}_{kl} = S_{km} H_{mn} S_{nl} \quad (VII.55)$$

tipicamente non lo è. Per evitare ogni possibile caso di singolarità del tensore, si impone ad esso una deformazione volumetrica unitaria, ottenendo in tal modo un tensore simmetrico definito positivo.

Ciascuna direzione principale è analizzata individualmente per controllare possibili inversioni di carico. Nello specifico, un’inversione è ravvisata qualora il segno di un termine della diagonale principale è discorde rispetto al segno del corrispondente autovalore λ .

Nel momento in cui è individuata almeno un’inversione in una delle tre direzioni principali, il tensore \underline{H} è aggiornato mediante una matrice di trasformazione diagonale, \underline{T} , le cui componenti sono definite dall’espressione:

$$\begin{aligned}
 T_{11} &= \frac{1}{\sqrt{H_{11} + 1}} \left(1 + u(\lambda^{(1)} H_{11}) (\sqrt{H_{11} + 1} - 1) \right) \\
 T_{22} &= \frac{1}{\sqrt{H_{22} + 1}} \left(1 + u(\lambda^{(2)} H_{22}) (\sqrt{H_{22} + 1} - 1) \right) \\
 T_{33} &= \frac{1}{\sqrt{H_{33} + 1}} \left(1 + u(\lambda^{(3)} H_{33}) (\sqrt{H_{33} + 1} - 1) \right)
 \end{aligned} \tag{VII.56}$$

dove $u(x)$ è la funzione gradino di Heaviside, secondo cui:

$$u(x) = \begin{cases} 0 & \text{per } x < 0 \\ 1 & \text{per } x \geq 0 \end{cases} \tag{VII.57}$$

Note le componenti della matrice di trasformazione, T_{kl} , il tensore della storia di deformazione viene aggiornato secondo l'espressione:

$$\underline{H}_{kl}^* = \underline{T}_{km} (\underline{H}_{mn} + \delta_{mn}) \underline{T}_{nl} + \delta_{kl} \tag{VII.58}$$

In funzione del tensore della storia di deformazione aggiornato \underline{H}^* , è quindi possibile ricavare un valore scalare della deformazione di taglio γ_{Hist}

$$\gamma_{Hist} = \sqrt{3} \frac{\|\dot{\underline{e}} \underline{H}^*\|}{\|\dot{\underline{e}}\|} \tag{VII.59}$$

in cui $\|\dots\|$ rappresenta la norma di Hilbert-Schmidt, secondo cui $\|A\| = \sqrt{a_{ij}a_{ij}}$.

Dal punto di vista geometrico, la (VII.59) definisce la proiezione del tensore della storia di deformazione \underline{H}^* lungo la direzione effettiva di carico.

Una volta determinato il valore della deformazione γ_{Hist} raggiunta durante uno specifico incremento di carico, viene individuato il valore della rigidezza a taglio del materiale attraverso la relazione modificata di Hardin-Drenevich (Hardin & Drnevich, 1972):

$$G_s = \frac{G_0}{1 + a \frac{\gamma_{Hist}}{\gamma_{0.7}}} \tag{VII.60}$$

in cui G_0 è il modulo di rigidezza a taglio iniziale alle piccole deformazioni, $\gamma_{0.7}$ è la deformazione di taglio in corrispondenza della quale il modulo secante si riduce a circa il 70% del modulo iniziale e a è un parametro assunto pari a 0.385. Quest'ultimo è un valore suggerito da (Santos & Correia, 2000) a seguito di una procedura di *best-fitting* delle curve di Hardin-Drnevich con dati sperimentali (Fig. VII.6).

In sostanza, se il carico è applicato in modo monotono, all'aumentare della deformazione, la rigidezza a taglio si riduce; all'inversione completa nella direzione di carico, la rigidezza è totalmente recuperata. Per un percorso di deformazione la cui direzione di applicazione è intermedia tra la prosecuzione lungo la stessa direzione di carico e quella relativa alla completa inversione, si assume una rigidezza intermedia.

Infatti, il modello memorizza la storia di deformazione deviatorica e attraverso il parametro γ_{Hist} determina il nuovo valore della rigidezza.

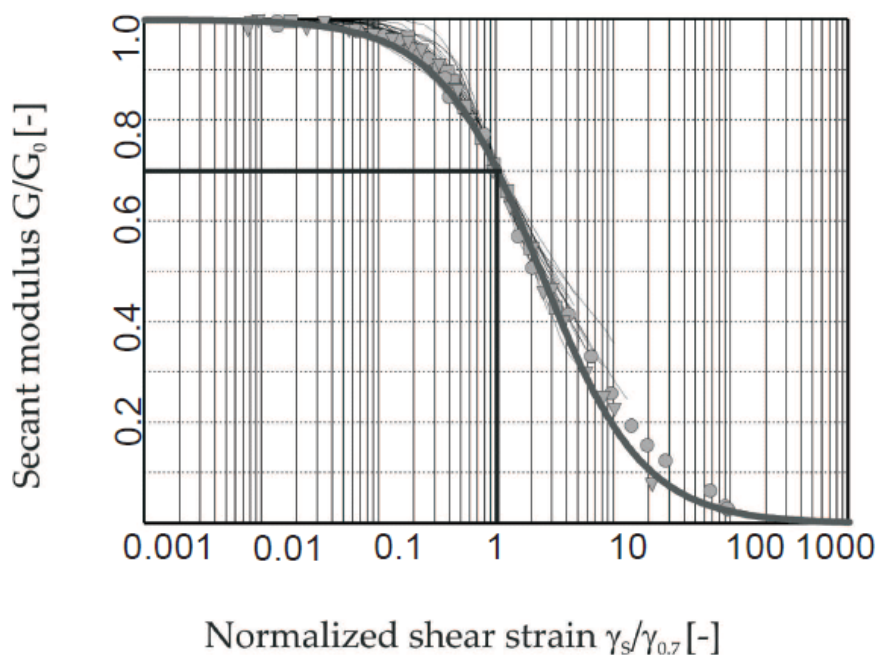


Fig. VII.6 – Confronto tra la relazione di Hardin-Drnevich e i dati sperimentali (Santos & Correia, 2000).

Per descrivere il comportamento ciclico del terreno, il modello rispetta i criteri di Masing, secondo cui:

- 1) il modulo di taglio in scarico è pari al modulo di rigidezza iniziale per la curva di primo carico;
- 2) la forma della curva in scarico e ricarico è uguale a quella di primo carico, scalata secondo un fattore pari a 2.

Per condizioni di carico ciclico irregolare (i.e. non simmetriche o non periodiche), ai due criteri su enunciati se ne aggiungono ulteriori due:

- 3) le curve di scarico-ricarico devono seguire la curva iniziale nel caso in cui si superi il massimo valore della deformazione precedentemente raggiunto;
- 4) se la curva di carico o scarico corrente interseca quella precedente, essa deve seguire la curva precedente.

VII.2.3 Il modello costitutivo “Hardening Soil with Small-Strain Stiffness”

Come già anticipato, il modello “Hardening Soil with Small-Strain Stiffness” (HS-small) discende dalla combinazione dei due modelli precedentemente descritti. L’integrazione del modello “Small Strain Overlay model” introduce principalmente nel modello HS la dipendenza della rigidezza dalla storia deformativa; inoltre consente di descrivere il comportamento paelastico isteretico del terreno anche alle piccole deformazioni.

Per poter esprimere la dipendenza del modulo di rigidezza a taglio dalla storia deformativa oltre che dallo stato tensionale sono necessari due ulteriori parametri rispetto a quelli necessari per la definizione del modello *HS*. Essi sono:

- G_0^{ref} : modulo di rigidezza a taglio iniziale definito alla tensione di riferimento p^{ref} ;
- $\gamma_{0.7}$: deformazione a taglio in corrispondenza di una riduzione del 70% del modulo di rigidezza a taglio rispetto al valore iniziale.

L'ultimo parametro definito controlla la forma della curva di decadimento del modulo di rigidezza secante, descritta dall'equazione (VII.60).

La dipendenza della rigidezza a taglio iniziale, G_0 , dallo stato tensionale è tenuta in conto attraverso un'espressione simile a quella introdotta nel modello *HS*:

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (VII.61)$$

Nelle applicazioni numeriche, il modulo di rigidezza secante, G_s , va tramutato in un modulo di rigidezza tangente, G_t , operando una semplice derivazione dell'espressione (VII.60):

$$G_t = G_0 \left(\frac{\gamma_{0.7}}{\gamma_{0.7} + \alpha \gamma_{Hist}} \right)^2 \geq G_{ur} \quad (VII.62)$$

La rigidezza a taglio tangente, G_t , è limitata inferiormente dalla rigidezza a taglio di scarico-ricarico, G_{ur} , al fine di evitare che per elevati livelli di deformazione la rigidezza diventi troppo bassa. Quest'ultima è legato al modulo di Young in condizioni di scarico-ricarico, E_{ur} , secondo la tipica espressione valida per materiale lineare elastico isotropo:

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (VII.63)$$

È quindi possibile definire un limite della deformazione a taglio, denominato $\gamma_{cut-off}$, rappresentativo del valore della deformazione in corrispondenza del quale il modulo di rigidezza a taglio diviene costante e pari a G_{ur} :

$$\gamma_{cut-off} = \frac{\gamma_{0.7}}{a} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \quad (VII.64)$$

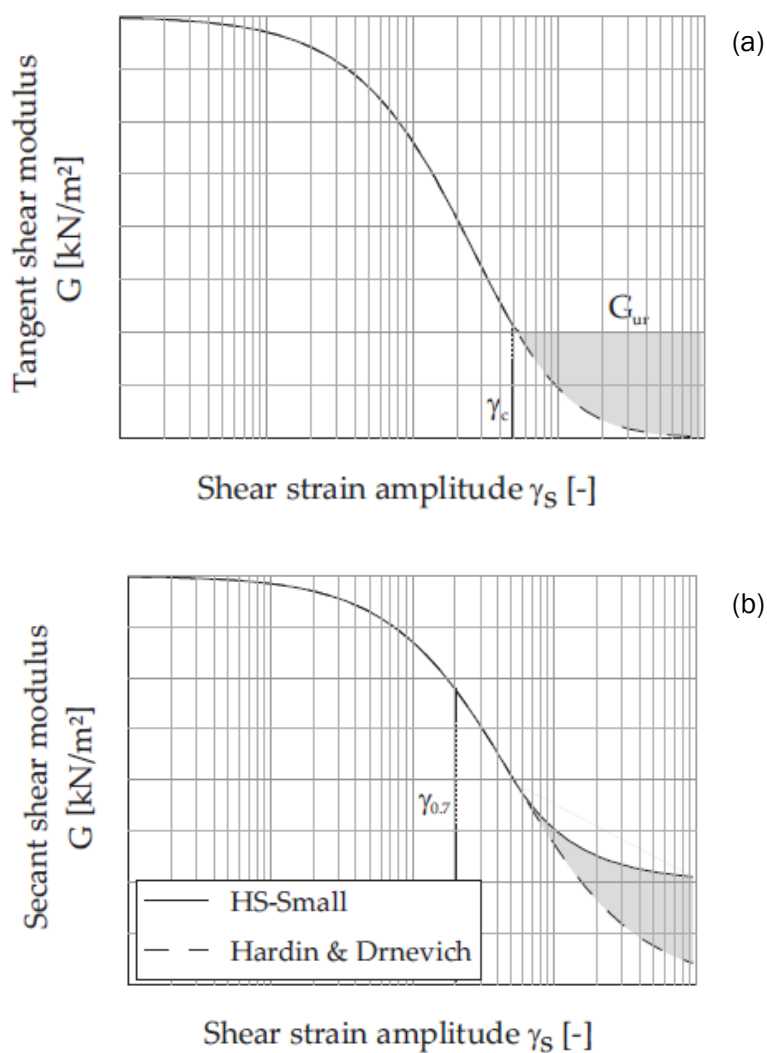


Fig. VII.7 - Cut-off nella curva di decadimento della rigidità tangente adottato nel modello HS-Small (a) e effetti sul decadimento del modulo secante (b) (mod. da (Benz, 2006)).

In condizioni di carico ciclico, la curva tensioni-deformazioni esibisce dei cicli di isteresi (Fig. VII.8), che forniscono una misura del rapporto di smorzamento isteretico, D , definito come il rapporto, a meno di un fattore moltiplicativo, tra l'energia dissipata durante un ciclo di carico-scarico, E_D , e l'energia accumulata nella fase di primo carico E_S (Brinkgreve, et al., 2007):

$$E_D = \frac{4G_0\gamma_{0.7}}{a} \left(2\gamma - \frac{\gamma}{1 + \frac{\gamma_{0.7}}{a\gamma}} - \frac{2\gamma_{0.7}}{a} \ln \left(1 + \frac{a\gamma}{\gamma_{0.7}} \right) \right) \quad (VII.65)$$

$$E_S = \frac{1}{2} G_S \gamma^2 = \frac{G_0 \gamma^2}{2 + 2 \frac{a\gamma}{\gamma_{0.7}}} \quad (VII.66)$$

$$D = \frac{E_D}{4\pi E_S} \quad (VII.67)$$

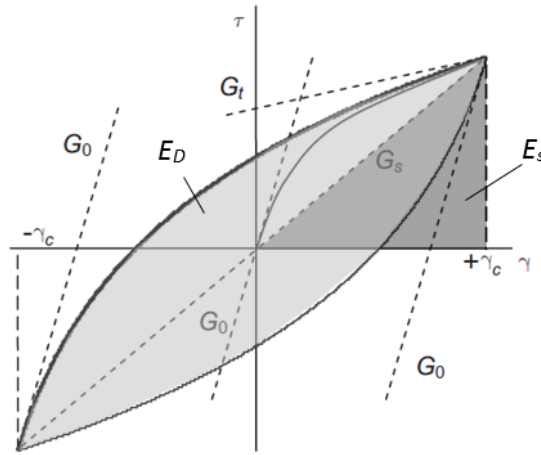


Fig. VII.8 - Rappresentazione schematica del comportamento isteretico descritto dal modello HS-Small (mod. da (Brinkgreve, et al., 2007)).

Le espressioni (VII.65) e (VII.66) sono valide fintanto che il modulo di rigidezza a taglio tangente, G_t , non raggiunga il valore limite di scarico-ricarico, G_{ur} , ossia finché la deformazione di taglio risulti inferiore al valore di $\gamma_{cut-off}$.

Le componenti del tensore di rigidezza elastica, \underline{D} , sono calcolate secondo la seguente espressione:

$$D_{ijkl} = \frac{2G_t}{(1 - 2\nu_{ur})} [(1 - 2\nu_{ur})\delta_{ik}\delta_{jl} + \nu_{ur}\delta_{jk}\delta_{il}] \quad (VII.68)$$

in cui G_t rappresenta la rigidezza a taglio tangente valutata in funzione del livello deformativo raggiunto mediante la (VII.62). In particolare:

$$G_t = \begin{cases} G_0 \left(\frac{\gamma_{0.7}}{\gamma_{0.7} + a\gamma_{Hist}} \right)^2 & \text{per } \gamma < \gamma_{cut-off} \\ \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} & \text{per } \gamma \geq \gamma_{cut-off} \end{cases} \quad (VII.69)$$

Per tal motivo, il tensore di rigidezza non può essere definito elastico, ma si parla in questo caso di comportamento paelastico.

Una rappresentazione schematica delle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio tangente, G_t , e secante, G_s , e del rapporto di smorzamento, D , variabili con la deformazione a taglio, γ , è riportata in Fig. VII.9.

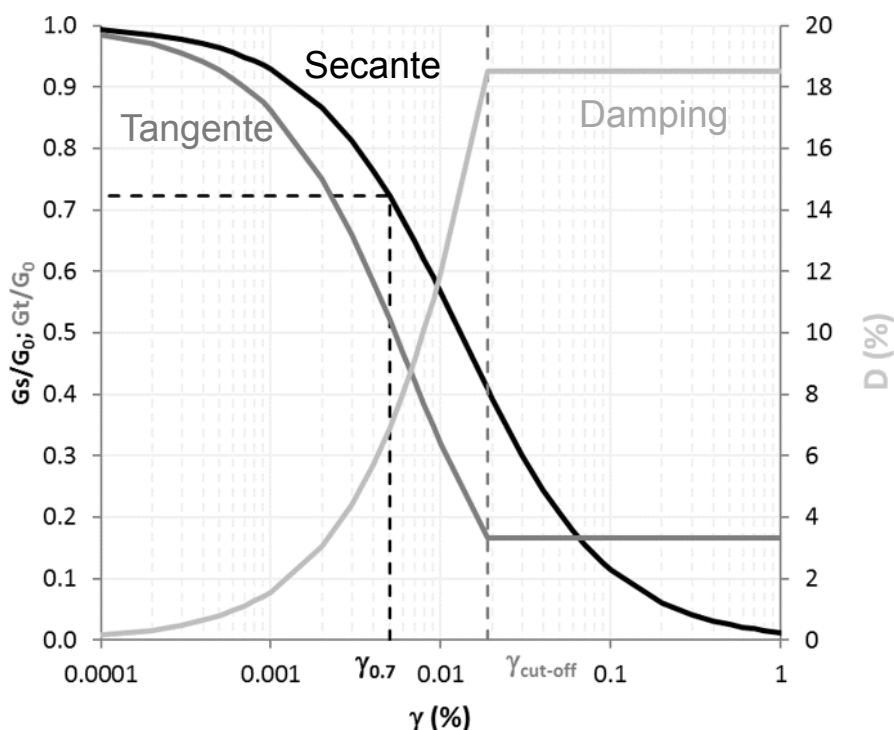


Fig. VII.9 – Rappresentazione schematica delle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio secante, G_s , e tangente, G_t , e del rapporto di smorzamento, D , al variare del livello deformativo, γ

Poiché nel modello *HS* lo stato tensionale iniziale determina incrudimento, la rigidezza a taglio iniziale subirebbe una riduzione causata dall'accumulo delle deformazioni plastiche indotte dallo stesso. Per evitare tale riduzione, le leggi di incrudimento del modello *HS-Small* sono ridefinite rispetto al modello *HS* nella forma:

$$\dot{\gamma}^p = \lambda^s h_i h_{\gamma^p} \quad \text{con } h_{\gamma^p} = \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_1} - \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} - \frac{\partial g}{\partial \sigma_3} \right) = 1$$

$$\dot{p}_p = \lambda^c h_i h_{p_p} \quad \text{con } h_{p_p} = 2H \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi}{p^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m p \quad (\text{VII.70})$$

dove h_i approssima l'incrudimento plastico per effetto del carico iniziale alle piccole deformazioni. Esso è definito, in accordo con le curve di decadimento del modulo, tramite l'espressione:

$$h_i = \frac{G_{min}}{G_{ur}}^{1 + \frac{E_{ur}}{E_i}} \quad (\text{VII.71})$$

dove G_{min} rappresenta il minimo valore della rigidezza assunto durante la storia di carico.

Introducendo una misura della deformazione a taglio:

$$\gamma_s = \sqrt{\frac{1}{2}[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \quad (VII.72)$$

che si riduce a $\gamma_s = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$ in condizioni triassiali e a $\gamma_s = \frac{3}{2}\varepsilon_1$ per deformazione volumetrica nulla, le leggi d'incrudimento si modificano nella forma seguente:

$$\begin{aligned} \dot{\gamma}_s^p &= \lambda^s h_i h_{\gamma_s^p} \\ \dot{p}_p &= \lambda^c h_i h_{p^p} \end{aligned} \quad (VII.73)$$

con:
$$h_{\gamma_s^p} = \sqrt{\frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_1} - \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} \right)^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_2} - \frac{\partial g}{\partial \sigma_3} \right)^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_3} - \frac{\partial g}{\partial \sigma_1} \right)^2 \right]} = \frac{3}{2}$$

$$h_{p^p} = 2H \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi}{p^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m p$$

Un'ulteriore modifica apportata al modello *HS* riguarda la definizione dell'angolo di dilatanza mobilitata, che, sulla base della teoria di (Li & Dafalias, 2000), assume un'espressione differente per valori di ψ negativi:

$$\sin \psi = \begin{cases} \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cs}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cs}} & \text{per } \sin \varphi_m - \sin \varphi_{cs} \geq 0 \\ \frac{1}{10} \left(M \exp \left[\frac{1}{15} \ln \left(\frac{\eta q}{M q_a} \right) \right] + \eta \right) & \text{per } \sin \varphi_m - \sin \varphi_{cs} < 0 \end{cases} \quad (VII.74)$$

dove M è il rapporto di carico a rottura e $\eta = q/p$ è il rapporto di carico effettivo.

Cap. VIII Analisi statiche

La previsione della risposta sismica di una diga esistente a mezzo di analisi dinamiche avanzate è notevolmente influenzata dai valori preesistenti di pressione interstiziale e delle componenti di tensione definiti nel dominio oggetto di analisi. La risposta di un mezzo elasto-plastico dipende infatti anche dalla storia di sollecitazione subita da ciascun elemento del dominio. Assegnare correttamente lo stato “pre-sismico” comporta pertanto la necessità di simulare le vicissitudini subite dalla diga prima degli eventi sismici che si desiderano analizzare. Ciò significa, in pratica, che le simulazioni dinamiche devono essere precedute da simulazioni delle fasi costruttive (problema a contorno variabile nel tempo), di esercizio (problema a condizioni al contorno di tipo statico e idraulico variabili nel tempo) ed eventuali altri eventi sismici verificatisi in precedenza.

La procedura seguita per la modellazione al finito della *case-history* di Monte Cotugno è schematicamente sintetizzata nel diagramma riportato in Fig. VIII.1. Alla preliminare definizione del modello geometrico e delle proprietà dei materiali, ricavate in prima battuta da prove di laboratorio, misure in sito ed indicazioni di letteratura, segue una prima simulazione delle fasi statiche dell’opera (costruzione ed esercizio). I risultati ottenuti con il primo set di parametri sono confrontati con il comportamento manifestato dall’opera, registrato a mezzo della strumentazione di monitoraggio (cfr. §VI.3). L’analisi comparativa pone in evidenza la necessità di ricalibrare alcuni dei parametri costitutivi definiti in precedenza (set I). Di conseguenza, la simulazione delle fasi statiche è ripetuta assegnando ai materiali delle proprietà derivate da procedure di *back-analysis*. Individuato in questo modo un secondo set di parametri, si è passati successivamente allo studio del comportamento sismico dell’opera.

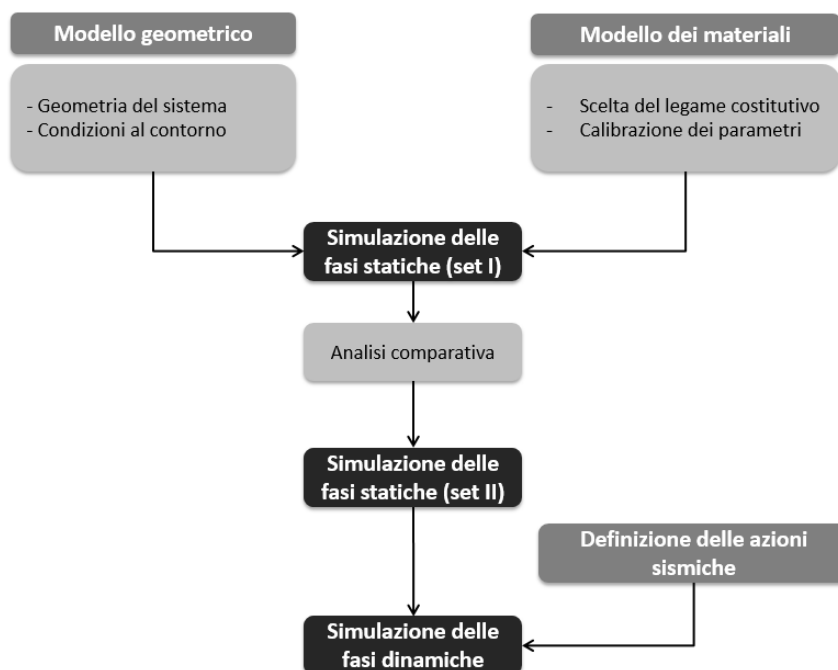


Fig. VIII.1 – Procedura schematica della modellazione del problema.

VIII.1 Definizione del modello geometrico

Lo studio del comportamento statico (e dinamico) della diga di Monte Cotugno è condotto in condizioni di stato piano di deformazione, con riferimento ad un dominio di calcolo bidimensionale rappresentativo della sezione maestra dell'opera. Tale ipotesi semplificativa è ritenuta accettabile in virtù della geometria dello sbarramento (v. Fig. VI.2), il cui sviluppo longitudinale è caratterizzato da un tratto centrale ad asse rettilineo e a sezione costante di lunghezza pari a circa 400 m.

Il modello geometrico è definito sulla base dei dati di progetto e dei risultati delle indagini geologiche e geotecniche (Fig. VIII.2). In particolare, in corrispondenza della sezione presa come riferimento, il rilevato presenta un'altezza di 65 m e una larghezza massima alla base di 294 m. I paramenti di monte e valle sono caratterizzati da pendenze rispettivamente pari a 1:2 e 1:1.7; sul paramento di valle sono inoltre presenti n°4 banchine di larghezza pari a 3 m. La quota del piano di posa, assunto perfettamente orizzontale, è 193 m s.l.m. In fondazione, a quota 184 m s.l.m., è collocata la superficie di separazione tra lo strato di depositi alluvionali e la formazione di argille marnose. Nella medesima sezione, si identifica la presenza di n°5 materiali:

1. Argille marnose;
2. Depositi alluvionali;
3. Ghiaie sabbiose;
4. Filtri e dreni;
5. Manto bituminoso.

Il corpo diga è suddiviso in strati di spessore compreso tra 3 ÷ 5 m, ciascuno dei quali viene attivato in sequenza nella simulazione numerica in un intervallo temporale ricavato dall'evoluzione della quota del rilevato registrata durante la reale fase di costruzione (Fig. VIII.3). Il peso proprio di ciascun strato viene applicato linearmente durante l'intervallo di tempo stabilito.

La costruzione della diga è simulata in n°24 fasi. Raggiunta la quota del coronamento, la simulazione numerica procede con una fase di consolidazione rappresentativa del periodo intercorso tra la fine della costruzione del rilevato e l'inizio della fase d'invaso. Successivamente, l'esercizio dell'opera è simulato con un'ulteriore fase che copre un arco temporale di circa 20 anni nella quale viene riprodotta l'effettiva legge di variazione del livello d'invaso.

Il dominio di analisi si estende per una larghezza complessiva di 1000 m e una profondità di 293 m, pari alla larghezza massima dell'opera (Fig. VIII.4).

Il reticolo di calcolo è costituito da elementi triangolari a 15 nodi (Fig. VIII.5), le cui dimensioni massime, in ciascun materiale, rispettano la condizione:

$$h_{max} \leq \frac{\lambda_{min}}{(5 \div 8)}$$

ove $\lambda_{min} = \frac{V_s}{f_{max}}$ rappresenta la minima lunghezza d'onda dei diversi segnali sismici applicati nelle simulazioni dinamiche.

Per ciò che concerne le condizioni di vincolo, nelle simulazioni delle fasi statiche (costruzione, consolidazione ed esercizio) sono applicate ai nodi appartenenti al contorno inferiore condizioni di spostamento nullo, mentre a quelli appartenenti ai contorni laterali sono impediti gli spostamenti orizzontali.

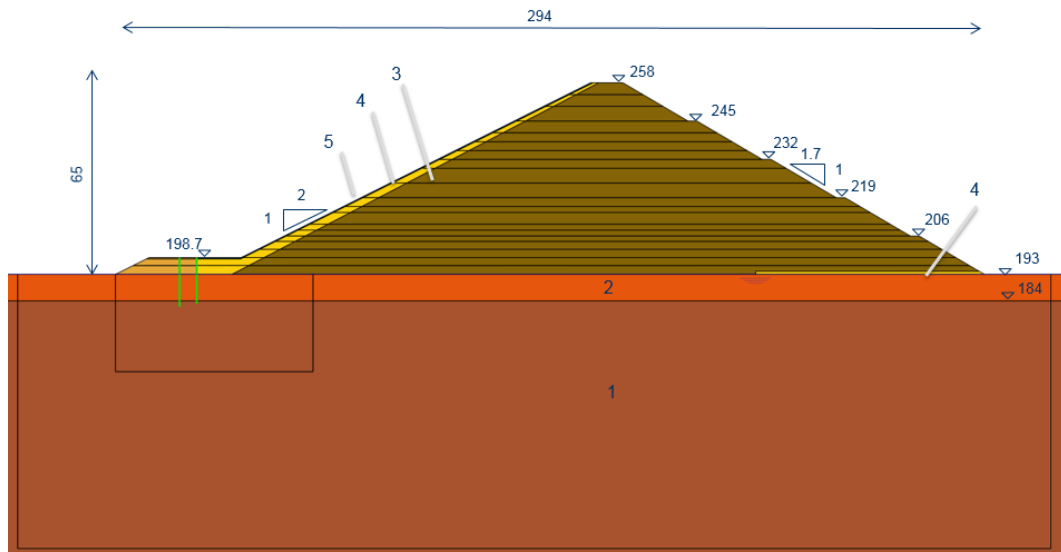


Fig. VIII.2 - Modello geometrico della diga di Monte Cotugno.

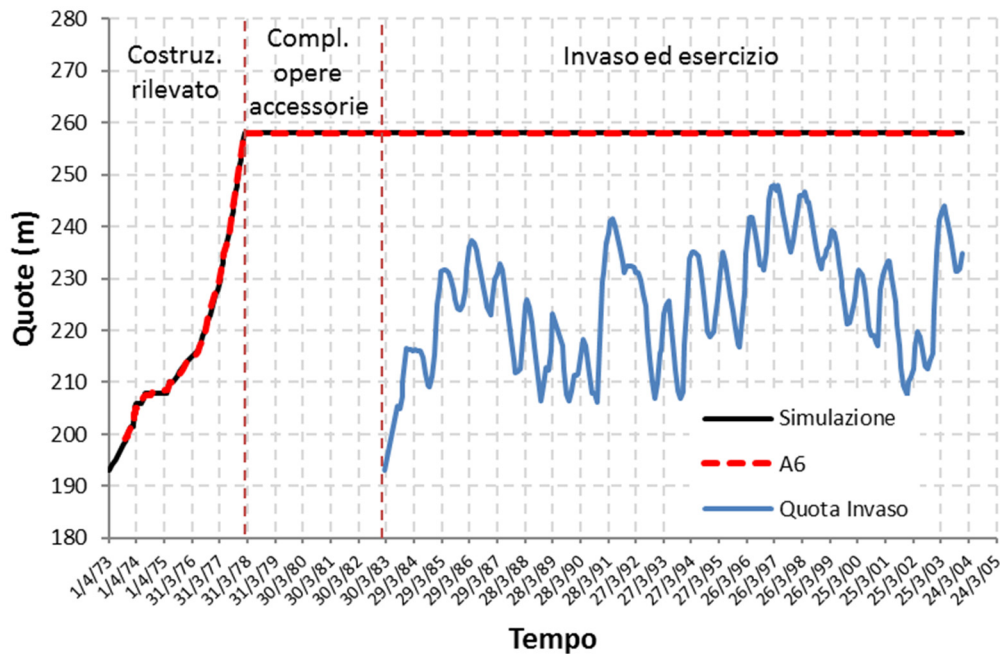


Fig. VIII.3 - Storia di costruzione del rilevato e variazione del livello d'invaso. In nero la storia riprodotta nelle simulazioni numeriche; in rosso la reale storia di costruzione ricavata dall'assestimento A6.

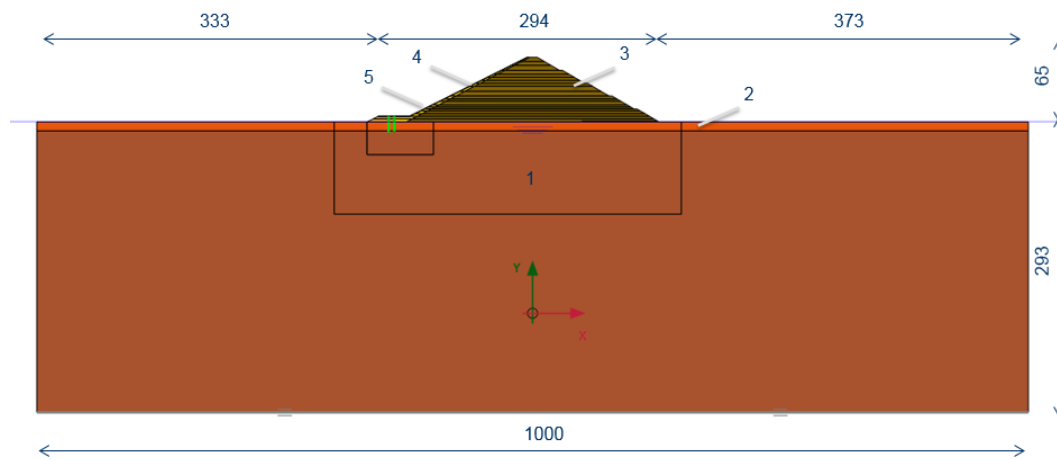


Fig. VIII.4 - Dimensioni del dominio di analisi.

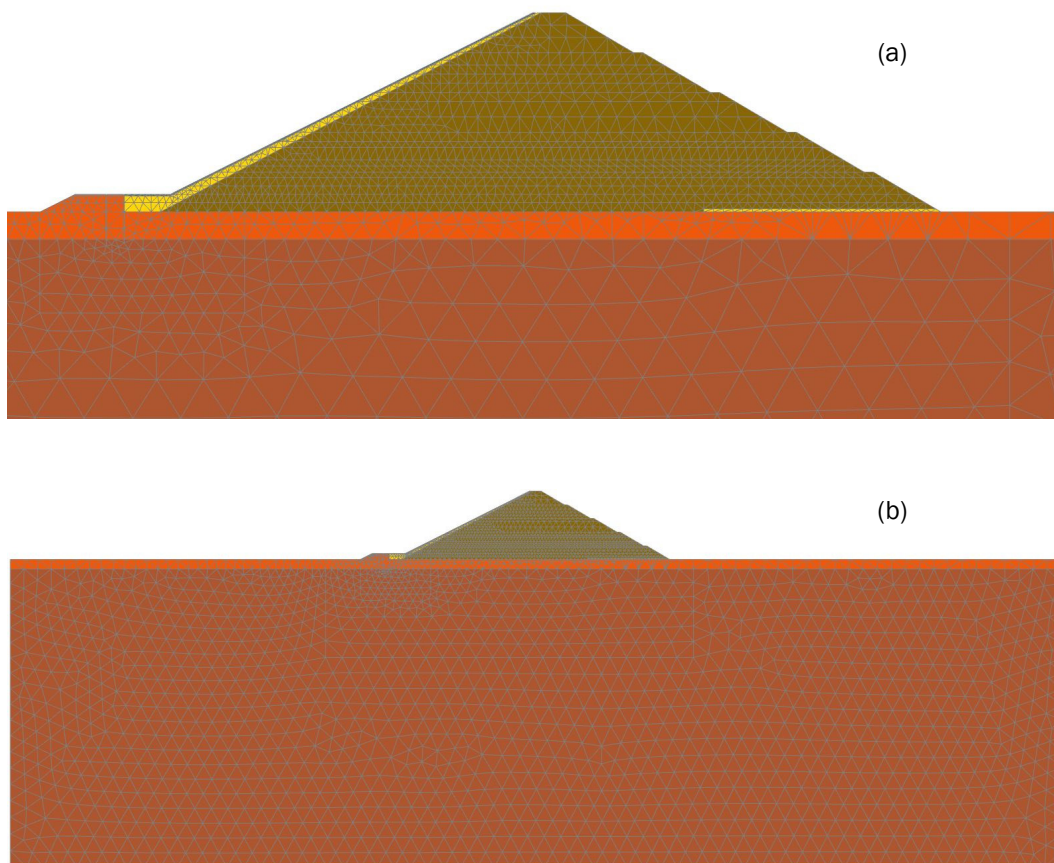


Fig. VIII.5 - Discretizzazione del modello agli elementi finiti: (a) ingrandimento sul corpo diga; (b) intero dominio di analisi.

VIII.2 Calibrazione dei parametri costitutivi

Il modello oggetto di studio, come anticipato nel paragrafo precedente, è costituito da n°5 materiali:

1. Argille marnose;
2. Depositi alluvionali;
3. Ghiaie sabbiose;
4. Filtri e dreni;
5. Manto bituminoso.

Il comportamento meccanico dei primi quattro materiali è descritto attraverso l'adozione del legame costitutivo *Hardening Soil with Small Strain Stiffness* (§VII.2); per quanto riguarda il manto bituminoso si assume, invece, un legame elastico lineare.

Il modello *HS-small* richiede complessivamente la definizione di 13 parametri costitutivi:

| Parametro | Simbolo |
|--|-----------------|
| Modulo di rigidezza assiale secante | E_{50}^{ref} |
| Modulo di rigidezza edometrico | E_{oed}^{ref} |
| Modulo di rigidezza di scarico-ricarico | E_{ur}^{ref} |
| Esponente (dipendenza stato tensionale) | m |
| Coefficiente di Poisson | ν_{ur} |
| Coesione | c |
| Angolo d'attrito | φ |
| Angolo di dilatanza | ψ |
| Tensione media di riferimento | p^{ref} |
| k_0 (terreni normal consolidati) | k_0^{nc} |
| Rapporto di rottura | R_f |
| Modulo di rigidezza a piccole deformazioni | G_0^{ref} |
| Deformazione distorsionale | $\gamma_{0.7}$ |

La calibrazione di tali parametri è suddivisa in due fasi. In primo luogo, i valori dei parametri relativi alle caratteristiche di deformabilità e resistenza a rottura sono desunti dall'elaborazione delle prove di laboratorio e misure in sito disponibili (cfr. §VI.2.2). Per ciò che concerne i parametri che governano il comportamento in campo ciclico e a piccole deformazioni si è ricorso, invece, ad indicazioni di letteratura, poiché non sono disponibili né prove cicliche di laboratorio né misure in sito delle proprietà in campo dinamico.

Il confronto tra i risultati delle analisi statiche, condotte adottando questo primo set di parametri (set I), e i dati derivanti dal monitoraggio dell'opera ha messo in evidenza alcune discordanze tra il comportamento osservato e quello riprodotto a mezzo delle simulazioni numeriche (cfr. §VIII.4). Pertanto, i valori dei parametri attinenti al set I sono stati ricalibrati, attraverso analisi retrospettive del comportamento osservato, identificando un secondo set denominato set II.

Nel diagramma di Fig. VIII.6 è riportata schematicamente la procedura utilizzata nel presente lavoro.

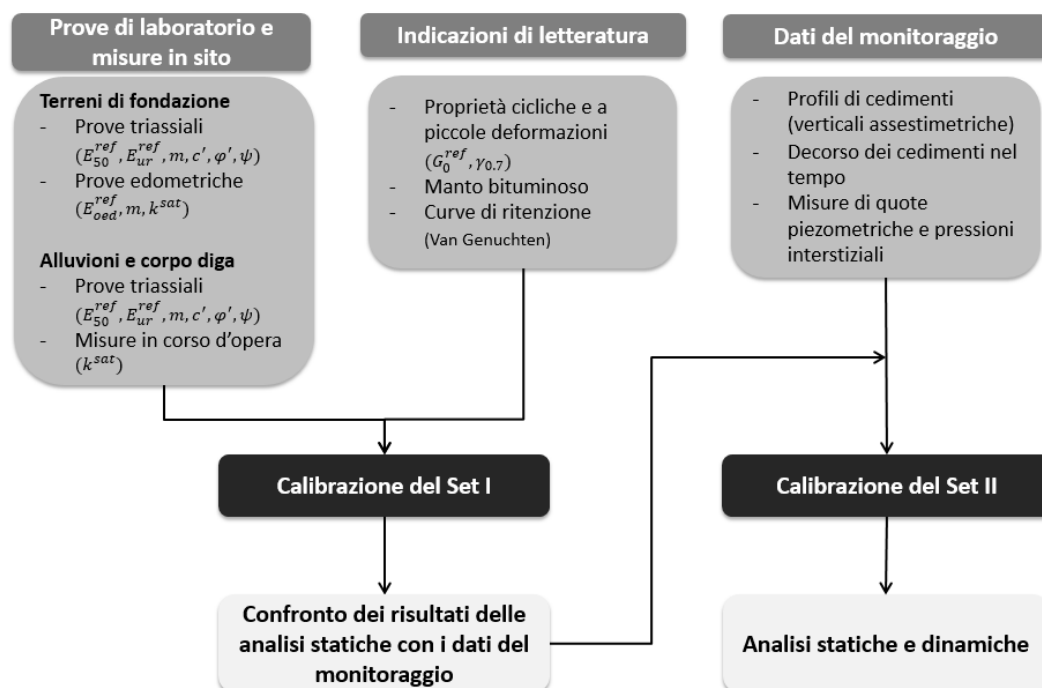


Fig. VIII.6 – Procedura schematica adottata per la calibrazione dei parametri costitutivi.

Nel seguito viene sinteticamente esaminata la calibrazione del primo set di parametri costitutivi relativo ai materiali il cui comportamento è descritto dal modello *HS-small*.

VIII.2.1 Argille marnose

La calibrazione dei parametri costitutivi relativi alle argille marnose è svolta mediante l'elaborazione dei dati derivanti dalle prove di laboratorio effettuate sul materiale (cfr. §VI.2.2.3) ed indicazioni di letteratura sul comportamento in campo ciclico. In particolare, i valori dell'angolo d'attrito e coesione sono ottenuti dall'interpretazione, nel piano $q:p'$, dei valori sperimentali di resistenza di picco rilevati nelle prove triassiali di tipo CID (Fig. VIII.7).

Per ciò che concerne le caratteristiche di deformabilità e compressibilità del materiale, ci si avvale dei risultati delle prove triassiali e delle prove edometriche. A titolo esemplificativo, in Fig. VIII.8 è riportata l'interpretazione di tre curve, nel piano $q:\varepsilon$, relative a prove triassiali CID su un campione di argilla marnosa eseguite a differenti valori di tensione di confinamento, da cui è possibile ricavare informazioni sul valore

da assegnare al modulo di rigidezza assiale secante, E_{50}^{ref} . Nella Fig. VIII.9 sono illustrati, invece, i risultati dell'elaborazioni delle prove edometriche in termini di variazioni del modulo di rigidezza edometrico, E_{oed} , in funzione della tensione verticale efficace, σ'_v . Tale interpretazione consente di ricavare il valore del modulo di rigidezza in condizioni edometriche, E_{oed}^{ref} , e l'esponente m che governa la dipendenza dei moduli di rigidezza dallo stato tensionale.

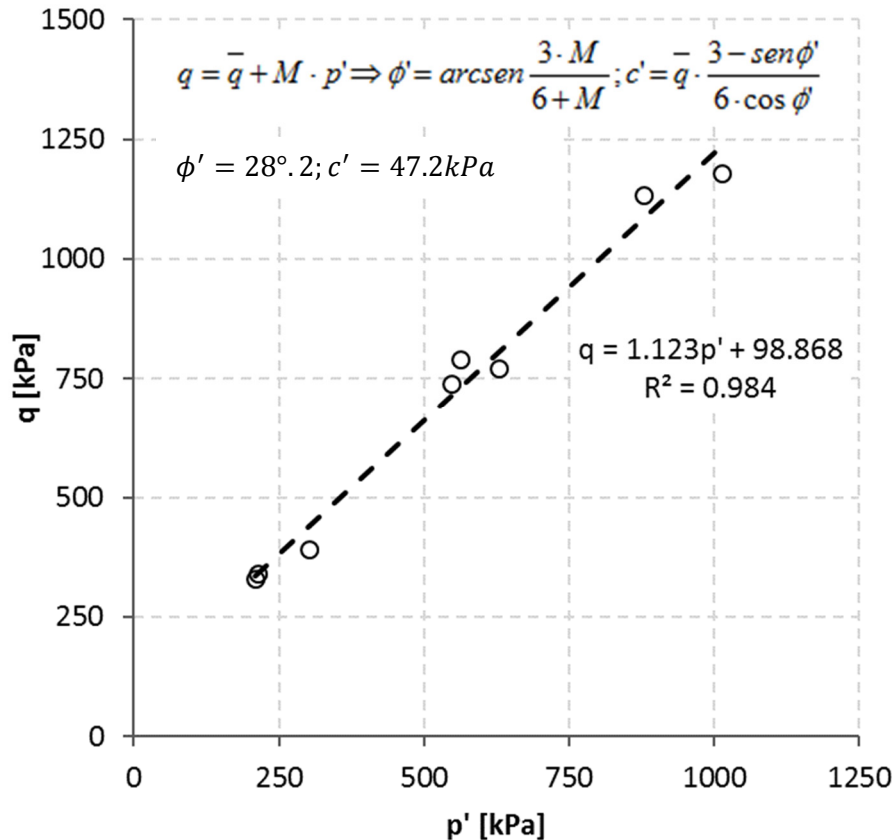


Fig. VIII.7 – Involuppo di resistenza delle argille marnose ricavato da prove triassiali di tipo CID.

I parametri del modello che governano il comportamento a piccole deformazioni e in campo ciclico, $(G_0^{ref}, \gamma_{0.7})$, sono calibrati con riferimento ad indicazioni di letteratura. Nello specifico, si è fatto ricorso ai risultati di prove cicliche di laboratorio presentate nel lavoro di (Darendeli, 2001) eseguite su materiali caratterizzati da caratteristiche fisiche analoghe a quelle delle argille marnose (Fig. VIII.10). I valori dei parametri sono determinati in modo tale che le previsioni del modello, in termini di curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e capacità dissipativa, si adattino alle curve sperimentali relative ad un materiale con un indice di plasticità del 40% (valore medio dell'indice di plasticità delle argille marnose).

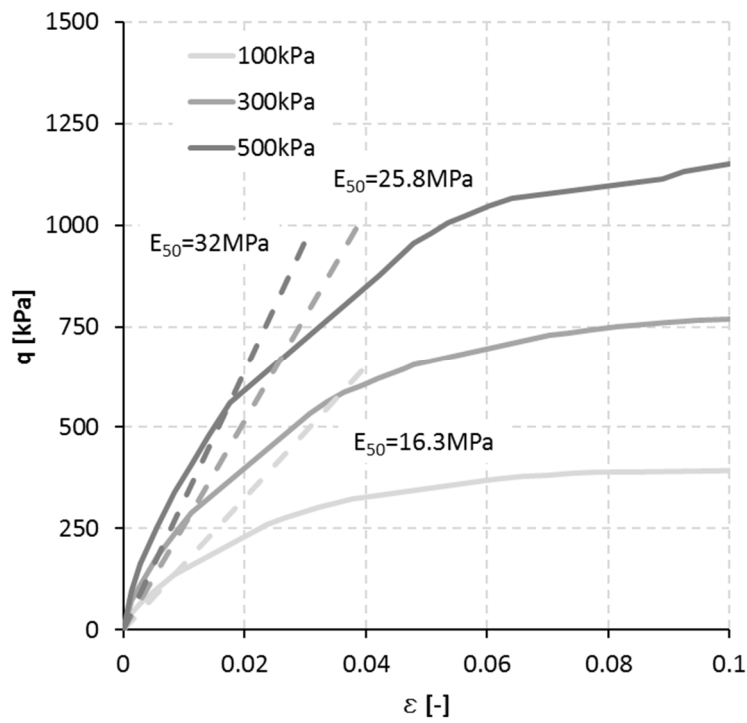


Fig. VIII.8 - Interpretazione delle curve, nel piano $q:\varepsilon$, relative a prove triassiali (CID) sulle argille marnose.

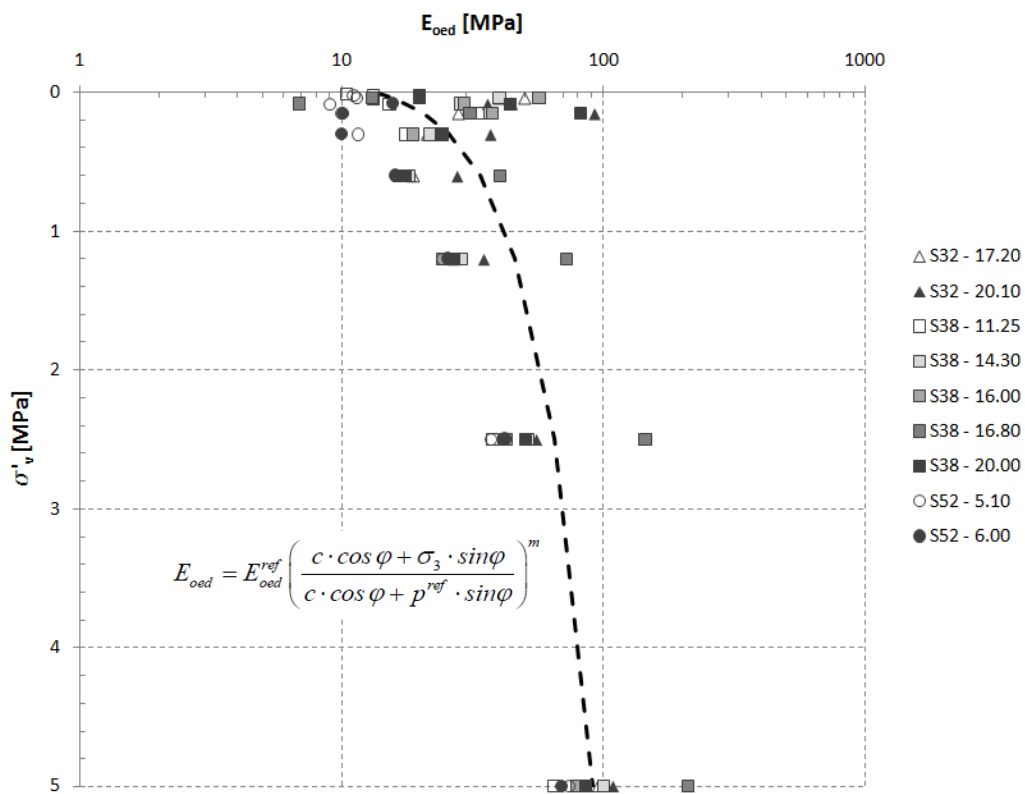


Fig. VIII.9 - Calibrazione dei parametri E_{oed}^{ref} (modulo di rigidezza in condizioni edometriche) e m (dipendenza del modulo di rigidezza dallo stato tensionale).

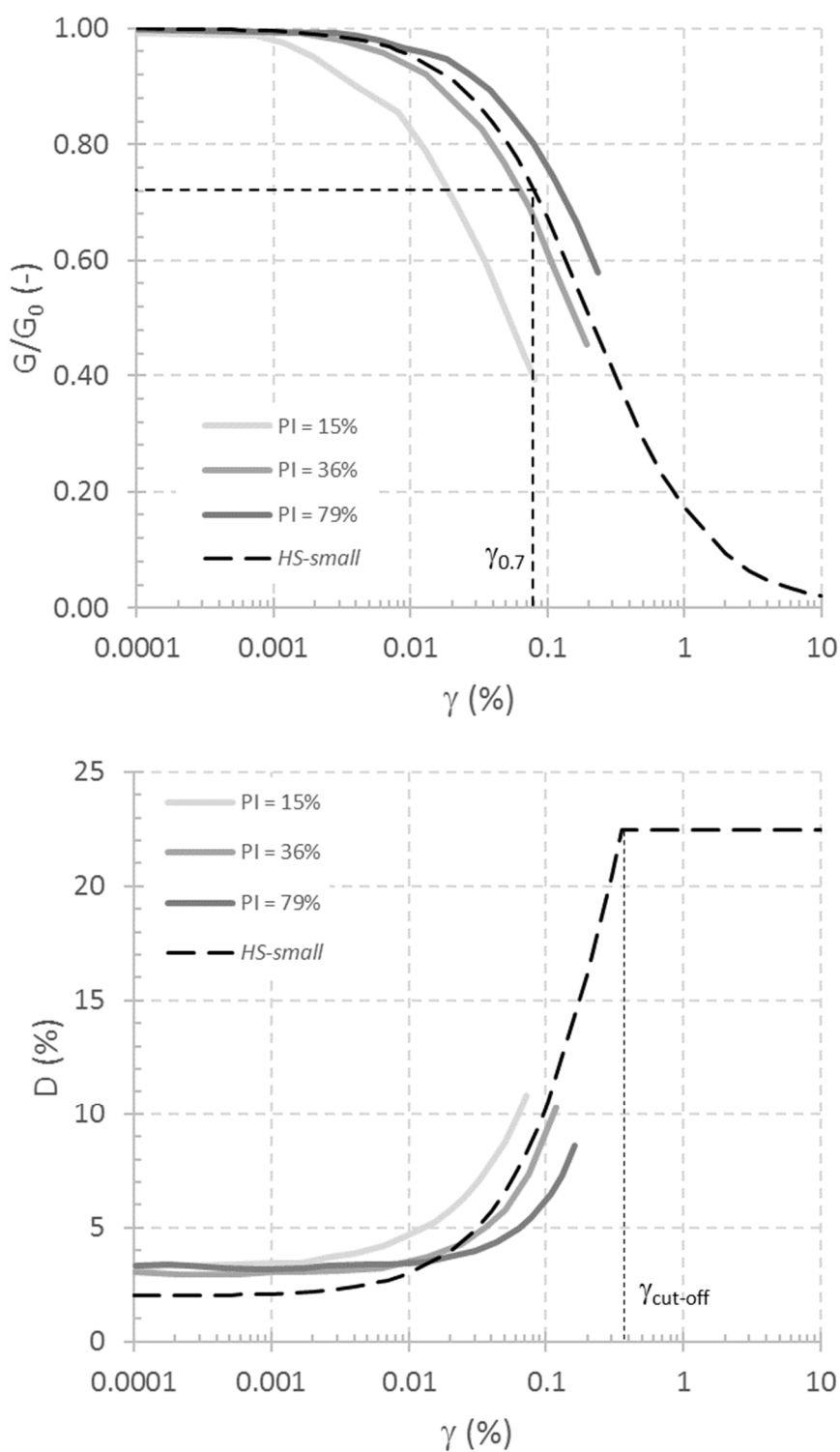


Fig. VIII.10 – Calibrazione dei parametri che governano il comportamento ciclico e a piccole deformazioni.

Le previsioni fornite dal modello, calibrato sulla base dei criteri esposti, sono confrontate con i risultati di alcune prove triassiali ed edometriche assunte come riferimento (Fig. VIII.11).

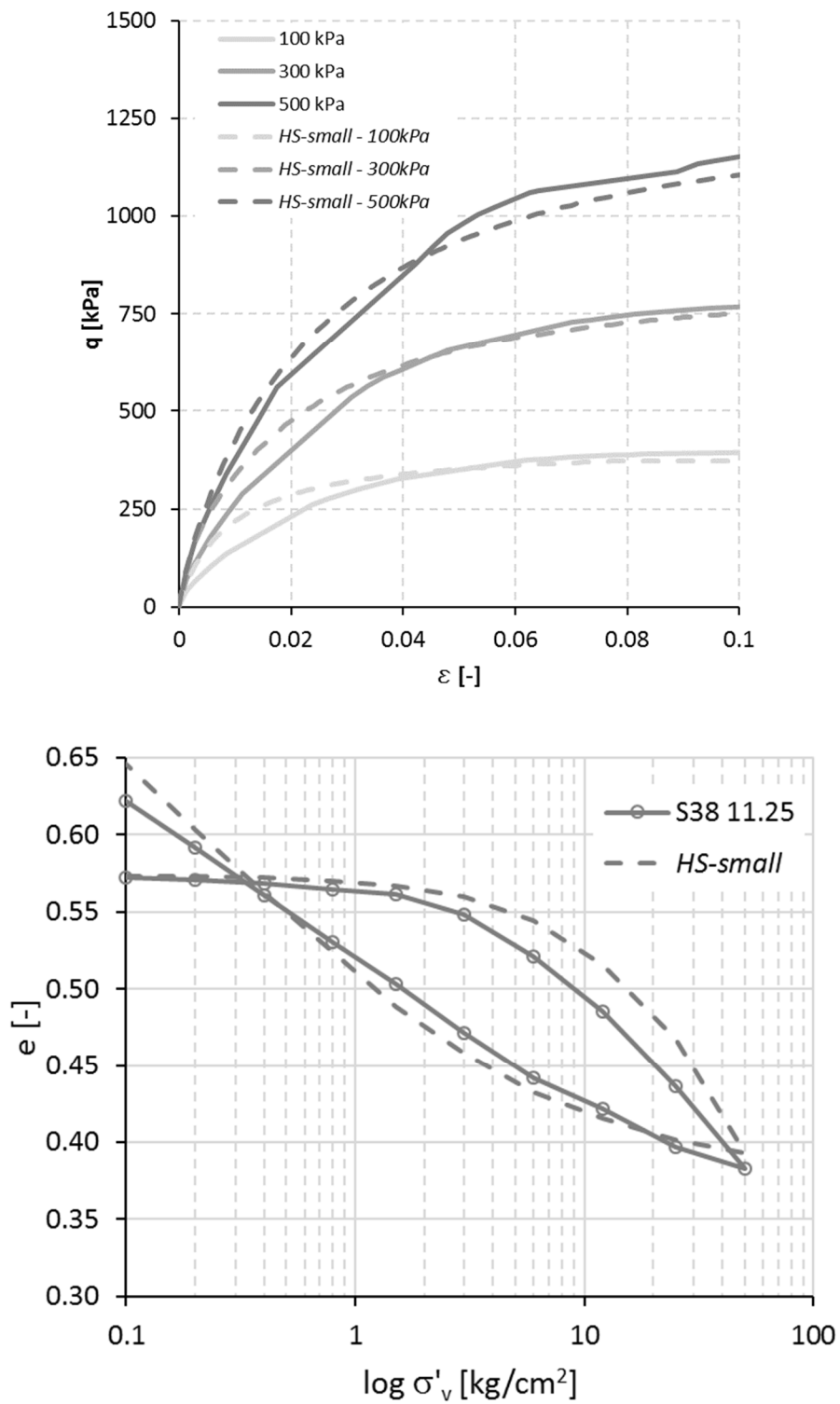


Fig. VIII.11 - Confronto tra i dati sperimentali e le previsioni del modello: (a) prove triassiali; (b) prove edometriche.

VIII.2.2 Alluvioni e corpo diga

I materiali identificati nel modello geometrico come “depositi alluvionali”, “ghiaie e sabbie” e “filtri e dreni” sono caratterizzati dalla stessa distribuzione granulometrica (cfr. Fig. VI.8), pertanto sono raggruppati in un unico paragrafo. La loro composizione granulometrica ha impedito, in fase di progetto e realizzazione dell’opera, il prelievo di campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio. Pertanto, per la calibrazione dei parametri costitutivi relativi a questi materiali non è possibile avvalersi dei risultati di prove di compressione edometriche. I dati a disposizione derivano dall’elaborazione di prove triassiali condotte su campioni di grandi dimensioni ($d = 35$ cm; $h = 80$ cm) ricostituiti in laboratorio e costipati mediante vibratura (cfr. §VI.2.2.3).

I valori dell’angolo d’attrito e coesione sono ottenuti dall’interpretazione, nel piano $q:p'$, dei valori sperimentali di resistenza di picco rilevati nelle prove triassiali di tipo CID (Fig. VIII.12). In particolare, i dati sono suddivisi in base alla modalità di preparazione dei campioni (costipamento in condizioni *optimum* e *dry*) e al grado di saturazione dei provini durante l’esecuzione delle prove (provini saturati e provini non saturati). Dall’analisi degli inviluppi di resistenza si rileva che:

- i provini costipati in condizione di *optimum* sono caratterizzati da valori dei parametri di resistenza a taglio maggiori rispetto a quelli relativi ai provini costipati in condizioni *dry*;
- a parità di contenuto d’acqua di costipamento, i provini sottoposti a prova senza essere saturati presentano un valore di coesione maggiore rispetto a quelli saturati prima di essere testati. Tale evidenza è qualitativamente giustificata dal contributo esplicito della coesione apparente, derivante dallo stato di parziale saturazione, sulla resistenza a taglio del materiale sottoposto a prova.

Per ciò che concerne le caratteristiche di deformabilità, si riporta in Fig. VIII.13 l’interpretazione di tre curve, nel piano $q:\varepsilon$, relative a prove triassiali CID su provini preparati in condizioni *dry* e saturati prima di essere sottoposti a prova. Tale interpretazione consente di ricavare informazioni sul valore da assegnare al modulo di rigidezza assiale secante, E_{50}^{ref} .

Analogamente a quanto visto per le argille marnose, i parametri del modello che governano il comportamento a piccole deformazioni e in campo ciclico, $(G_0^{ref}, \gamma_{0.7})$, sono calibrati anche in questo caso con riferimento ad indicazioni di letteratura. Nello specifico, si è fatto riferimento ai dati relativi a diversi terreni, caratterizzati da una distribuzione granulometrica simile a quella dei depositi alluvionali e ai materiali del corpo diga (Fig. VIII.14). Per la determinazione dei valori dei parametri si è cercato di fare in modo che le previsioni del modello si adattassero alle curve sperimentali sia in termini di decadimento del modulo di rigidezza a taglio sia di fattore di smorzamento. In questo caso, purtroppo, il modello *HS-small* non riesce a soddisfare entrambi gli aspetti, pertanto si è scelto di privilegiare l’adattamento del modello alle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio a discapito della capacità dissipativa dei terreni, la quale risulta sovrastimata rispetto ai dati sperimentali (Fig. VIII.15).

Le previsioni fornite dal modello, calibrato sulla base dei criteri esposti, sono confrontate con i risultati delle prove triassiali assunte come riferimento (Fig. VIII.16).

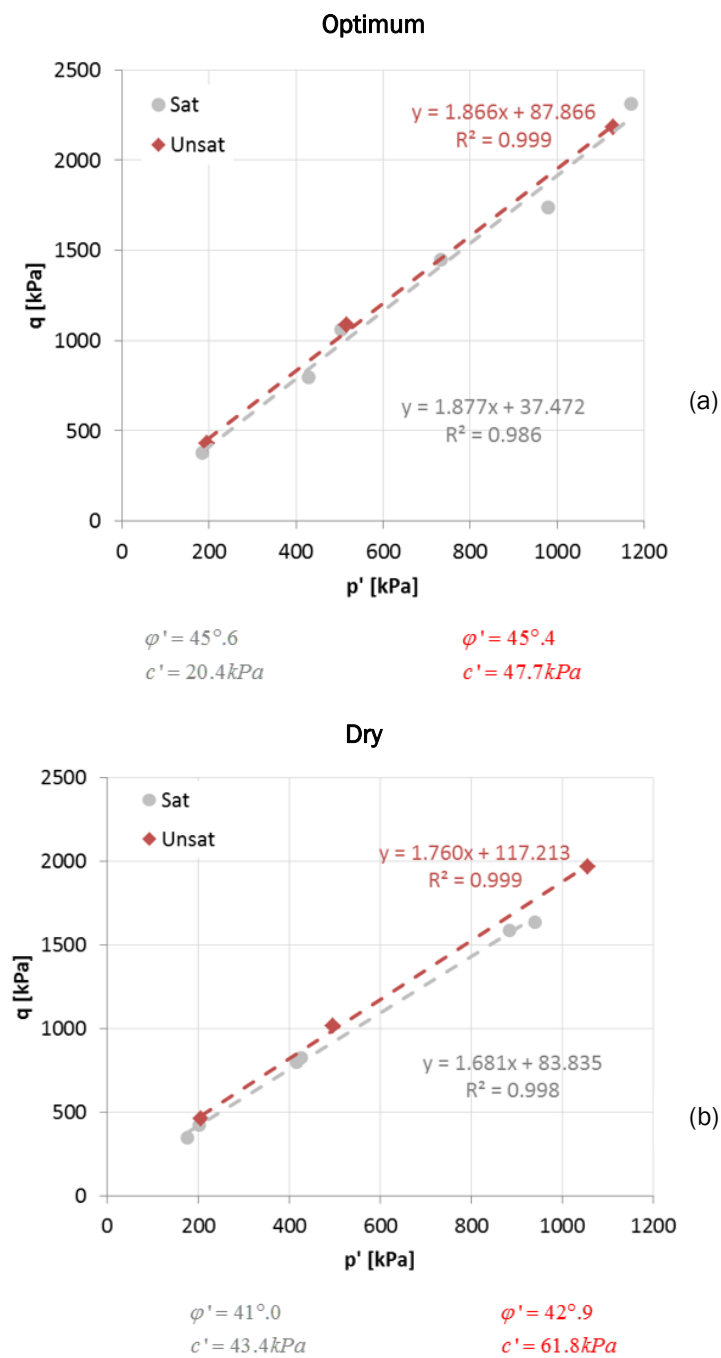


Fig. VIII.12 – Involupi di resistenza dei materiali costituenti il corpo diga. (a) campioni costipati in condizioni optimum; (b) campioni costipati in condizioni dry.

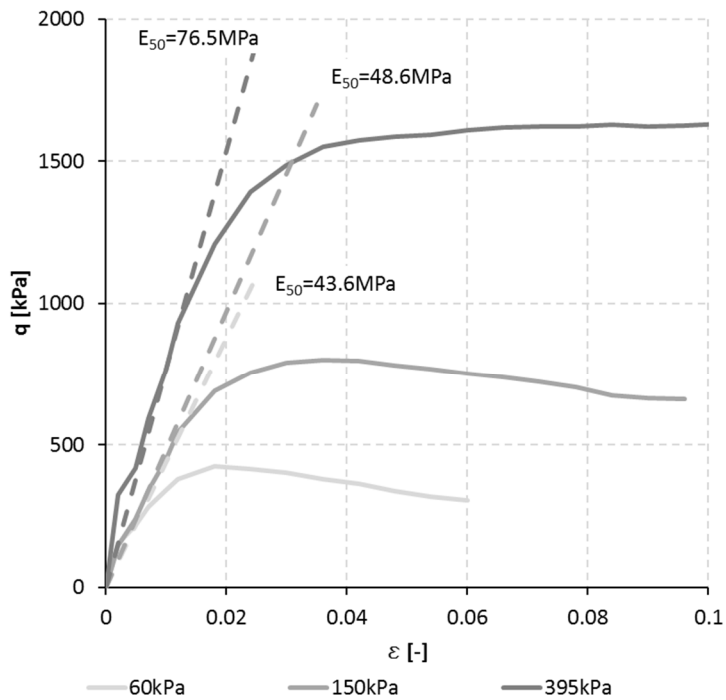


Fig. VIII.13 - Interpretazione delle curve, nel piano $q:\varepsilon$, relative a prove triassiali (CID) sui materiali costituenti il corpo diga.

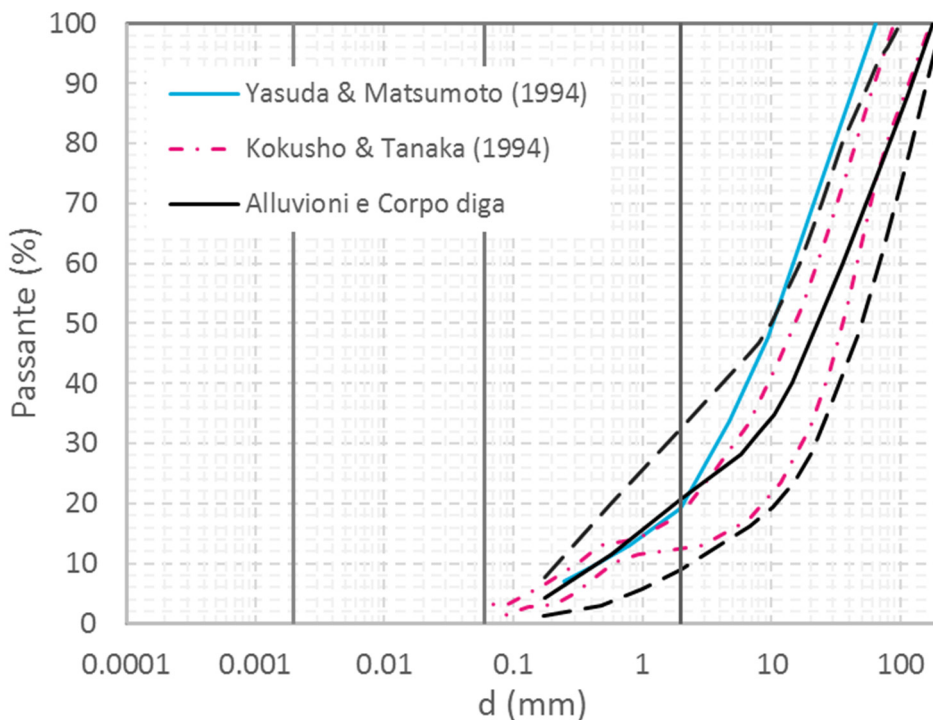


Fig. VIII.14 - Distribuzione granulometrica dei materiali assunti come riferimento per le indicazioni di letteratura sul comportamento a piccole deformazioni e in campo ciclico.

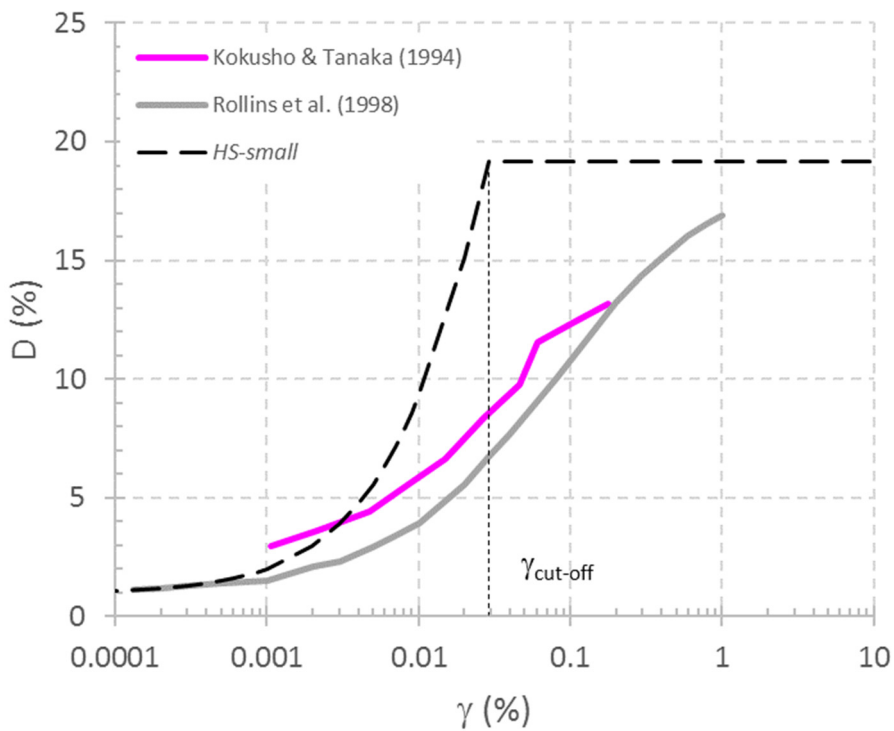
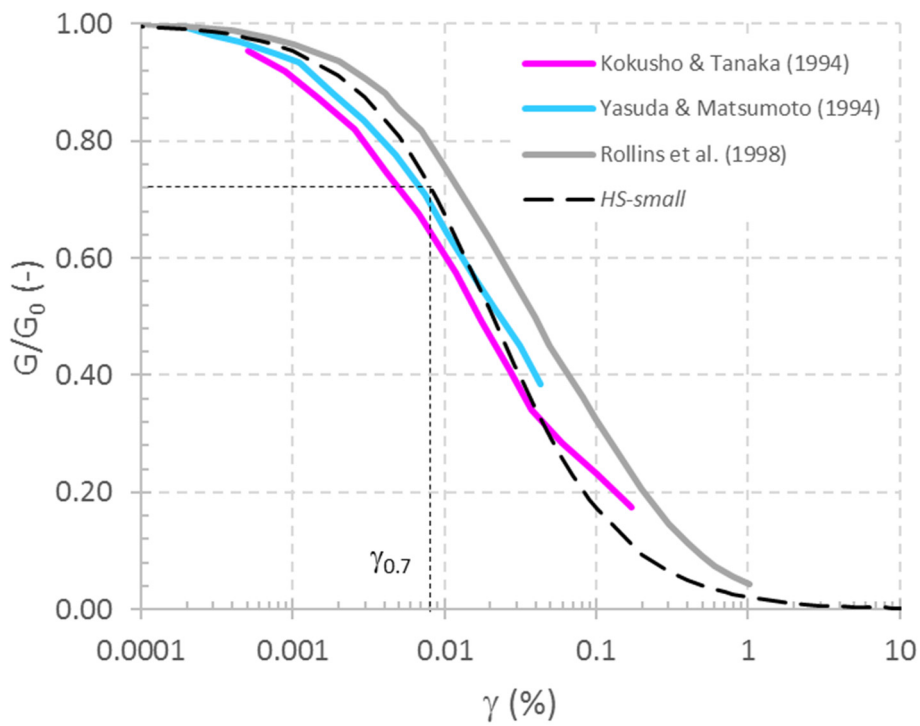


Fig. VIII.15 - Calibrazione dei parametri che governano il comportamento ciclico e a piccole deformazioni.

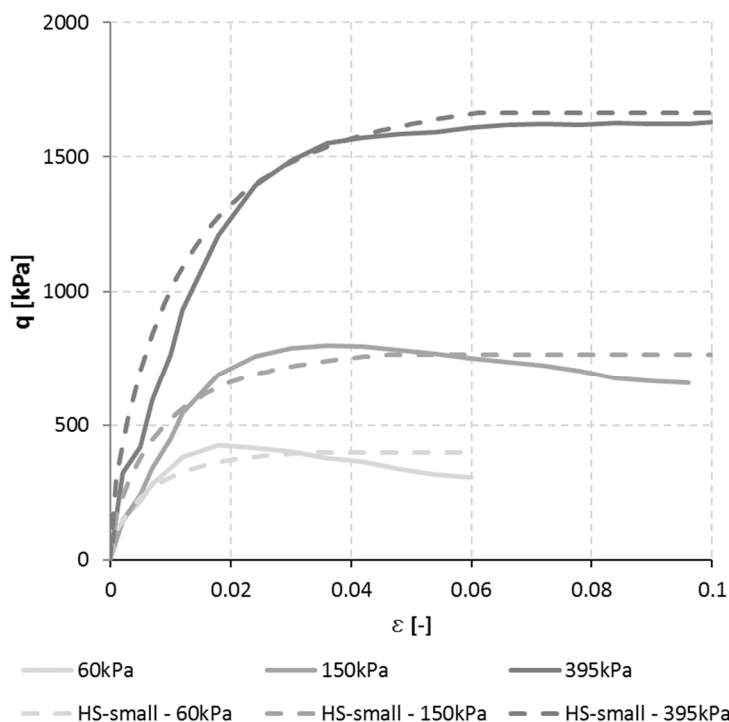


Fig. VIII.16 – Confronto tra i dati sperimentali e le previsioni del modello.

VIII.3 Curve di ritenzione idrica e permeabilità

Il comportamento idraulico dei materiali, in termini di curva di ritenzione idrica, è descritto attraverso la relazione proposta da Van Genuchten (1980):

$$S(\phi_p) = S_{res} + (S_{sat} - S_{res}) \left[1 + (g_a |\phi_p|)^{g_n} \right]^{g_c} \quad (VIII.1)$$

dove:

$\phi_p = -\frac{p_w}{\rho_w g}$ è l'altezza piezometrica;

S_{res} rappresenta il valore residuo del grado di saturazione;

S_{sat} rappresenta il grado di saturazione quando i pori sono saturi d'acqua. In linea di principio, a causa della presenza di bolle d'aria disciolte nell'acqua, S_{sat} potrebbe essere minore di uno;

g_a, g_n, g_c sono tre parametri empirici.

I valori di tali parametri sono assegnati a ciascun materiale sulla base di indicazioni di letteratura. Nello specifico, si è fatto ricorso ai valori contenuti nel database *USDA* relativi a materiali caratterizzati da composizione granulometrica simile ai terreni di fondazione e ai materiali costituenti lo strato di depositi alluvionali nonché il corpo diga (Tab. VIII.1).

Tab. VIII.1 – Parametri per la costruzione delle curve di ritenzione idrica tratti dal database USDA.

| Parametro | Unità | Argille marnose | Depositi alluvionali | Ghiaie sabbiose | Filtri e dreni |
|-----------|-------|--------------------|-------------------------|--------------------|-------------------|
| S_{res} | (-) | 0.19 | 0.14 | 0.14 | 0.14 |
| S_{sat} | (-) | 1 | 1 | 1 | 1 |
| g_a | (1/m) | 0.50 | 12.4 | 12.4 | 12.4 |
| g_n | (-) | 1.09 | 2.28 | 2.28 | 2.28 |
| g_l | (-) | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |

Le curve di ritenzione ottenute sulla base dei parametri su indicati sono riportate in Fig. VIII.17. La curva relativa alle argille marnose in realtà non produce alcun risvolto pratico nella modellazione del comportamento idraulico dei terreni di fondazione poiché essi risultano essere saturi durante tutte le fasi di vita dell'opera. Stessa considerazione vale anche per i terreni costituenti lo strato di depositi alluvionali, anch'essi sotto falda. Assume invece maggiore importanza nella modellazione dei processi di filtrazione all'interno dei materiali costituenti il corpo diga, i quali vengono posti in opera in condizioni di parziale saturazione. La curva di ritenzione adottata per tali materiali è di fatto costituita da un valore molto basso di ingresso d'aria (inferiore a 1 kPa) e da un rapido passaggio dalla condizione di materiale saturo a quello di materiale secco.

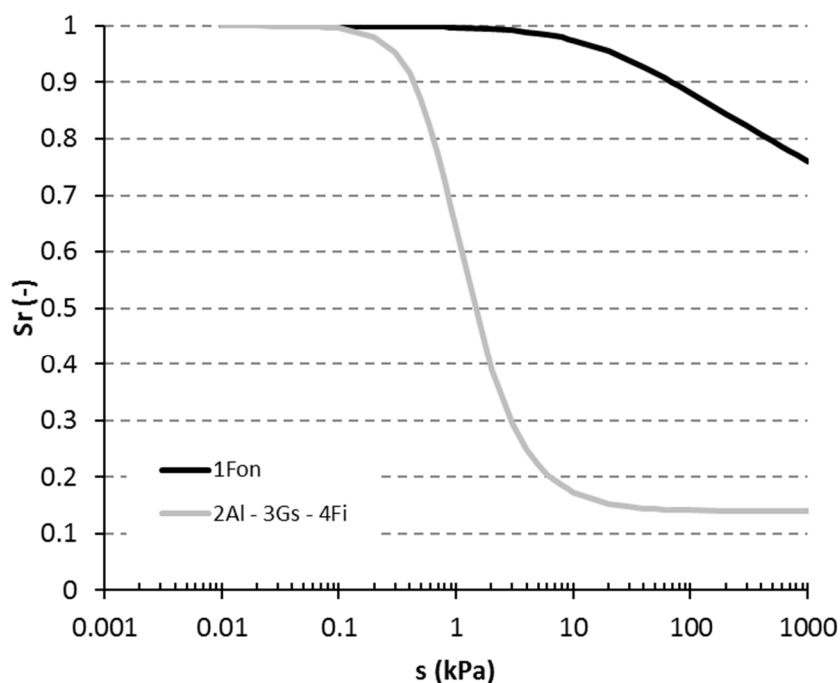


Fig. VIII.17 – Curve di ritenzione idrica.

I valori di permeabilità satura dei materiali sono stati ricavati da prove di laboratorio e misure in sito. Essi sono riportati in Tab. VIII.2

Tab. VIII.2 – Valori di permeabilità satura per i diversi materiali.

| Parametro | Unità | Argille marnose | Depositi alluvionali | Ghiaie sabbiose | Filtri e dreni |
|-----------|-------|--------------------|-------------------------|--------------------|-------------------|
| k^{sat} | (m/s) | 2.50E-10 | 2.90E-7 | 5.80E-5 | 1.74E-4 |

Nelle analisi dei processi di consolidazione e filtrazione nei mezzi trifase è necessario portare in conto, inoltre, la variazione del coefficiente di permeabilità in funzione del grado di saturazione. Il codice di calcolo adoperato descrive tale aspetto attraverso la relazione:

$$k = k_{rel}(S_r) \cdot k^{sat} \quad (VIII.2)$$

in cui $k_{rel}(S_r)$ è definita come:

$$k_{rel}(S_r) = \max \left[(S_e)^{g_l} \left(1 - \left[1 - S_e^{\left(\frac{g_n}{g_n-1} \right)} \right]^{\left(\frac{g_n-1}{g_n} \right)^2} \right); 10^{-4} \right] \quad (VIII.3)$$

dove $S_e = \frac{S - S_{res}}{S_{sat} - S_{res}}$ rappresenta il grado di saturazione efficace variabile tra 0÷1.

La (VIII.3) implica che i valori della permeabilità possono ridursi al massimo di quattro ordini di grandezza al diminuire del grado di saturazione.

La (VIII.2) è riportata graficamente nella Fig. VIII.18: in ascissa è riportata la variabile suzione, correlata al grado di saturazione attraverso le curve di ritenzione precedentemente descritte; anche in questo caso, le variazioni della permeabilità delle argille marnose e dei depositi alluvionali risultano ininfluenti nella simulazione dei processi di consolidazione e filtrazione poiché tali materiali si trovano sotto falda.

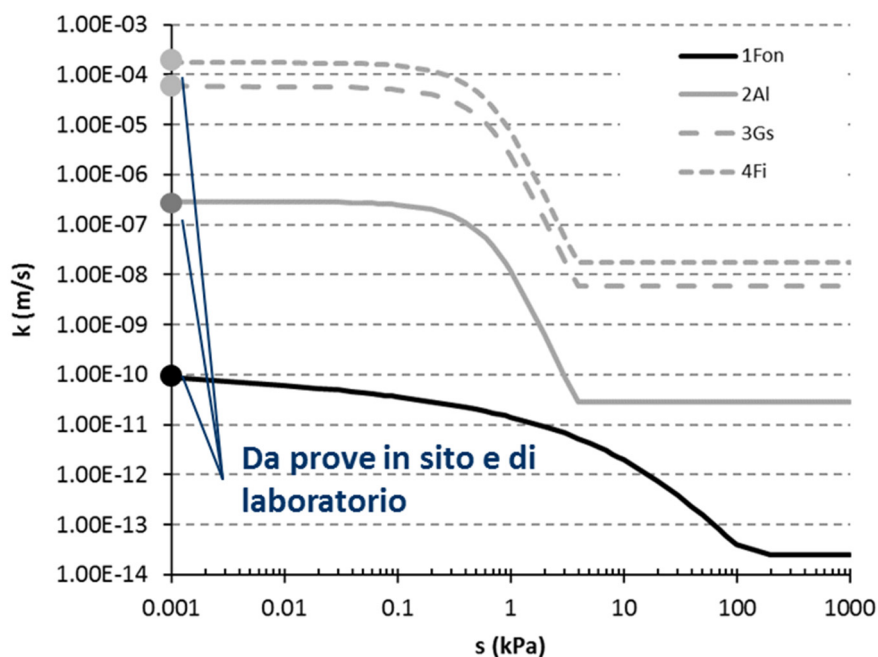


Fig. VIII.18 – Variazione della permeabilità satura all'aumentare della suzione.

VIII.4 Risultati con I set di parametri

La procedura di calibrazione descritta nel § VIII.2 fornisce il seguente set di parametri costitutivi, denominato set I:

Tab. VIII.3 – Valori dei parametri costitutivi adottati nella prima simulazione delle fasi statiche.

| Parametro | Unità | Argille marnose | Depositi alluvionali | Ghiaie sabbiose | Filtri e dreni |
|-----------------|-------|-----------------|----------------------|-----------------|----------------|
| E_{50}^{ref} | (MPa) | 22 | 40 | 40 | 40 |
| E_{oed}^{ref} | (MPa) | 22 | 38 | 38 | 38 |
| E_{ur}^{ref} | (MPa) | 110 | 200 | 200 | 200 |
| m | (-) | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| ν_{ur} | (-) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| c | (kPa) | 50 | 40 | 0.02 | 0.02 |
| φ | (°) | 25 | 42 | 42 | 42 |
| ψ | (°) | 1 | 2 | 1 | 1 |
| p^{ref} | (kPa) | 100 | 100 | 100 | 100 |
| k_0^{nc} | (-) | 0.577 | 0.338 | 0.338 | 0.338 |
| R_f | (-) | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| G_0^{ref} | (MPa) | 333 | 475 | 475 | 475 |
| $\gamma_{0.7}$ | (-) | $1.5E-4$ | $8E-5$ | $8E-5$ | $8E-5$ |

Con tale set di parametri è effettuata una prima simulazione numerica delle fasi di costruzione ed esercizio, al fine di stabilire se la calibrazione effettuata, essenzialmente basata come visto sull'interpretazione delle prove di laboratorio ed indicazioni di letteratura, possa ritenersi valida o meno per la descrizione del comportamento dell'opera. Le grandezze su cui è basato il confronto tra i risultati dell'analisi statica e quelli del monitoraggio sono gli spostamenti verticali. In particolare, nella Fig. VIII.19 è riportato il decorso dei cedimenti calcolati e misurati a diverse quote lungo la verticale passante per l'assestometro A6 (ubicato in corrispondenza dell'asse diga, sezione maestra). Nel grafico sono inoltre sovrapposte le evoluzioni della quota del rilevato e del livello d'invaso. L'analisi comparativa pone in evidenza come aspetto principale una sovrastima dei cedimenti calcolati in cresta ed in prossimità della mezzeria del corpo diga sia a fine costruzione sia durante la fase d'esercizio. Per ciò che concerne i cedimenti calcolati alla base del rilevato, sebbene essi colgono l'ordine di grandezza di quelli misurati a fine costruzione, si rileva una lieve sovrastima rispetto a quelli misurati durante la fase d'esercizio.

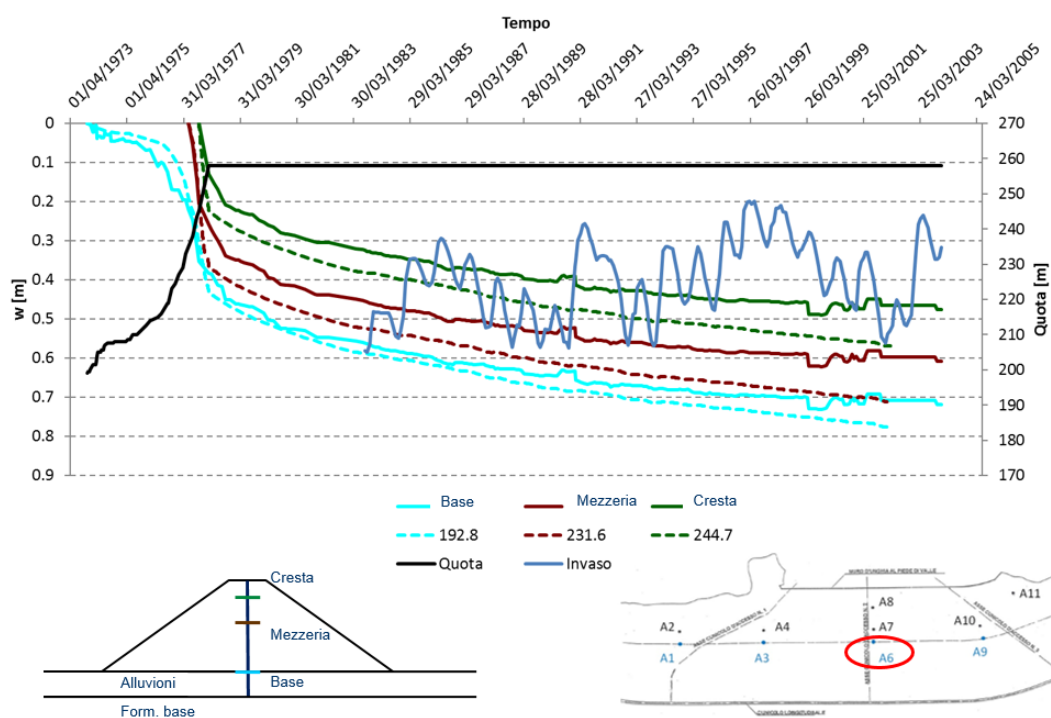


Fig. VIII.19 - Confronto tra cedimenti calcolati e misurati lungo l'assestometro A6.

Lo scarto tra le grandezze calcolate e quelle misurate è da attribuirsi essenzialmente ai valori dei moduli di rigidezza assegnati al corpo diga e in quota parte anche ai terreni costituenti lo strato di depositi alluvionali. Si ricorda che tali valori sono ricavati dall'interpretazione di prove triassiali condotte su materiali costipati mediante vibrazione la cui curva granulometrica è stata tagliata al valore $d_{max} = 50\text{mm}$. Tuttavia, durante le fasi di messa in opera del rilevato il costipamento è avvenuto a mezzo di rulli vibranti e i materiali erano costituiti da un $d_{max} = 200\text{mm}$. Dunque, per migliorare l'adattamento delle grandezze calcolate a quelle registrate, vengono ricalibrati i valori dei moduli di rigidezza.

VIII.5 Risultati con Il set di parametri

Le simulazioni numeriche delle fasi di costruzione ed esercizio sono ripetute adottando un nuovo set di parametri (set II), i cui valori, riportati nella Tab. VIII.4, differiscono rispetto a quelli attinenti al set I per ciò che riguarda le caratteristiche di deformabilità e compressibilità.

Tab. VIII.4 – Valori dei parametri costitutivi adottati nella seconda simulazione delle fasi statiche.

| Parametro | Unità | Argille marnose | Depositi alluvionali | Ghiaie sabbiose | Filtri e dreni |
|-----------------|-------|-----------------|----------------------|-----------------|----------------|
| E_{50}^{ref} | (MPa) | 20 (22) | 30 (40) | 140 (40) | 140 (40) |
| E_{oed}^{ref} | (MPa) | 20 (22) | 28.6 (38) | 104 (38) | 104 (38) |
| E_{ur}^{ref} | (MPa) | 100 (110) | 145 (200) | 280 (200) | 280 (200) |
| m | (-) | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| ν_{ur} | (-) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| c | (kPa) | 50 | 40 | 0.02 | 0.02 |
| φ | (°) | 25 | 42 | 42 | 42 |
| ψ | (°) | 1 | 2 | 1 | 1 |
| p^{ref} | (kPa) | 100 | 100 | 100 | 100 |
| k_0^{nc} | (-) | 0.577 | 0.338 | 0.338 | 0.338 |
| R_f | (-) | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| G_0^{ref} | (MPa) | 333 | 575 (475) | 675 (475) | 675 (475) |
| $\gamma_{0.7}$ | (-) | 1.5E-4 | 1E-4 (8E-5) | 8E-5 | 8E-5 |

La risposta del modello è posta a confronto con il comportamento manifestato dall'opera, in termini di profili di cedimenti ed evoluzioni temporali di spostamenti verticali e quote piezometriche. In particolare, in Fig. VIII.20 sono riportati i profili di cedimenti calcolati e misurati lungo tre verticali a fine costruzione. In corrispondenza degli assestimetri A6 e A7, i risultati forniti dal modello numerico sono in buon accordo con le misure sperimentali. Entrambi i profili colgono gli ordini di grandezza dei cedimenti misurati a diverse quote e presentano andamenti parabolici del tutto simili a quelli rilevati. I cedimenti calcolati lungo la verticale coincidente con l'assestometro A8 appaiono, invece, leggermente sottostimati rispetto a quelli misurati.

È bene sottolineare che l'accordo tra i profili misurati e calcolati lungo l'assestometro A6 è stato forzato attraverso il processo iterativo di *back-analysis*. I confronti eseguiti in corrispondenza delle altre verticali consentono di esprimere un giudizio positivo in merito alle potenzialità dell'analisi nel riprodurre correttamente il comportamento osservato anche in aree del dominio dove non è stato imposto l'adattamento dei risultati ai dati sperimentali.

In Fig. VIII.21 è rappresentato il confronto tra il decorso dei cedimenti calcolati e registrati in asse diga (assestometro A6) in prossimità della base, della quota mediana e della cresta del rilevato. A differenza di quanto ottenuto con la simulazione eseguita ricorrendo al primo set di parametri, questa volta i risultati mostrano un soddisfacente accordo tra il comportamento simulato e quello reale. L'analisi svolta adottando un approccio accoppiato riesce a riprodurre correttamente l'evoluzione del fenomeno di consolidazione che ha luogo nei terreni di fondazione a partire dalle prime fasi di costruzione. Gli ordini di grandezza dei cedimenti misurati e calcolati coincidono nell'intero arco temporale considerato.

Per ciò che concerne l'evoluzione delle quote piezometriche, in Fig. VIII.22 sono confrontate le misure rilevate nei terreni di fondazione (a quota 180 m s.l.m.) mediante i piezometri P5 (installato lungo il paramento di valle) e P6 (in asse diga) con i risultati della simulazione, valutati nel nodo a quota 184 m s.l.m. appartenente alla verticale passante per l'asse diga.

Durante la fase di costruzione, le quote piezometriche registrate dai due piezometri e quella calcolata con la simulazione numerica sono pressoché coincidenti e si aggirano sul valore di 190 m s.l.m. Le misure sono caratterizzate da oscillazioni massime di circa ± 1 m, mentre per quelle calcolate si rilevano oscillazioni più piccole. Ciò è da attribuirsi alla minore distanza tra il punto considerato e la superficie drenate rispetto a quella tra la stessa superficie e i punti di misura dei piezometri.

In fase post-costruttiva, si noti che l'evoluzione delle quote piezometriche misurate e calcolate tendono ad una riduzione del valore medio rispetto a quello misurato durante la fase di costruzione; tale diminuzione è da ascrivere principalmente al decorso del processo di consolidazione in atto nei terreni di fondazione. A partire dal lug-83, data in cui ebbe inizio l'invaso dell'opera, il valore medio delle quote piezometriche (misurate e calcolata) si aggira intorno a 188 m e non appare influenzato sensibilmente dall'andamento del livello d'invaso. Ciò evidenzia che il moto di filtrazione instauratosi a causa della presenza dell'invaso a monte dell'opera non ha comportato, nel periodo di riferimento, un aumento del livello piezometrico nei terreni di fondazione in prossimità ed a valle dell'asse longitudinale della diga.

Nelle Fig. VIII.23, Fig. VIII.24 e Fig. VIII.25 sono riportati rispettivamente i contorni di tensione media totale, p , tensione media efficace, p' , e pressione interstiziale, p_w , riferiti alla condizione di fine costruzione e al dicembre 2003, data in cui terminano i dati a disposizione sul monitoraggio dell'opera. Quest'ultimi risultati assumono di fatto il ruolo di condizioni iniziali nelle analisi dinamiche, oggetto del successivo Capitolo.

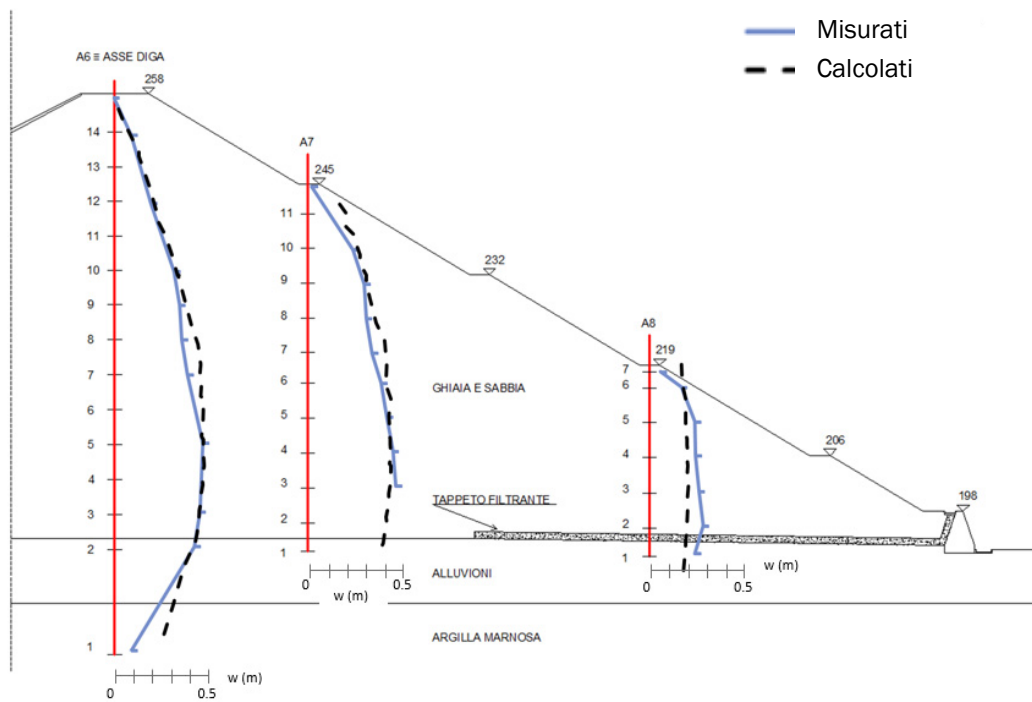


Fig. VIII.20 - Profili di cedimenti calcolati e misurati a fine costruzione.

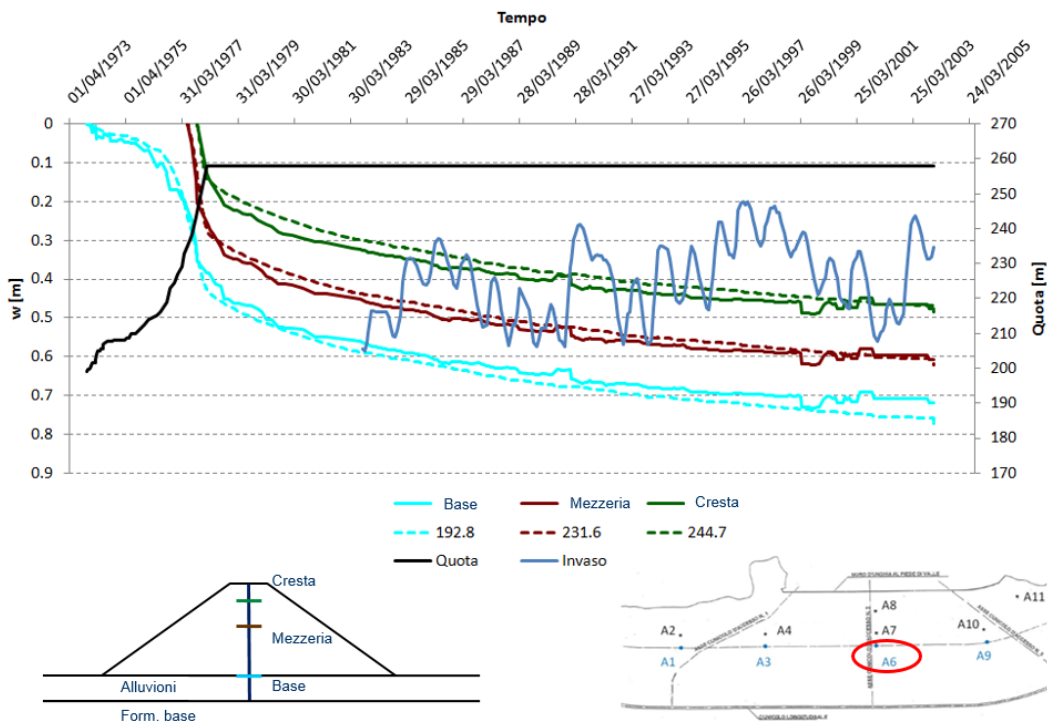


Fig. VIII.21 - Decorso dei cedimenti calcolati e misurati lungo l'assestimento A6.

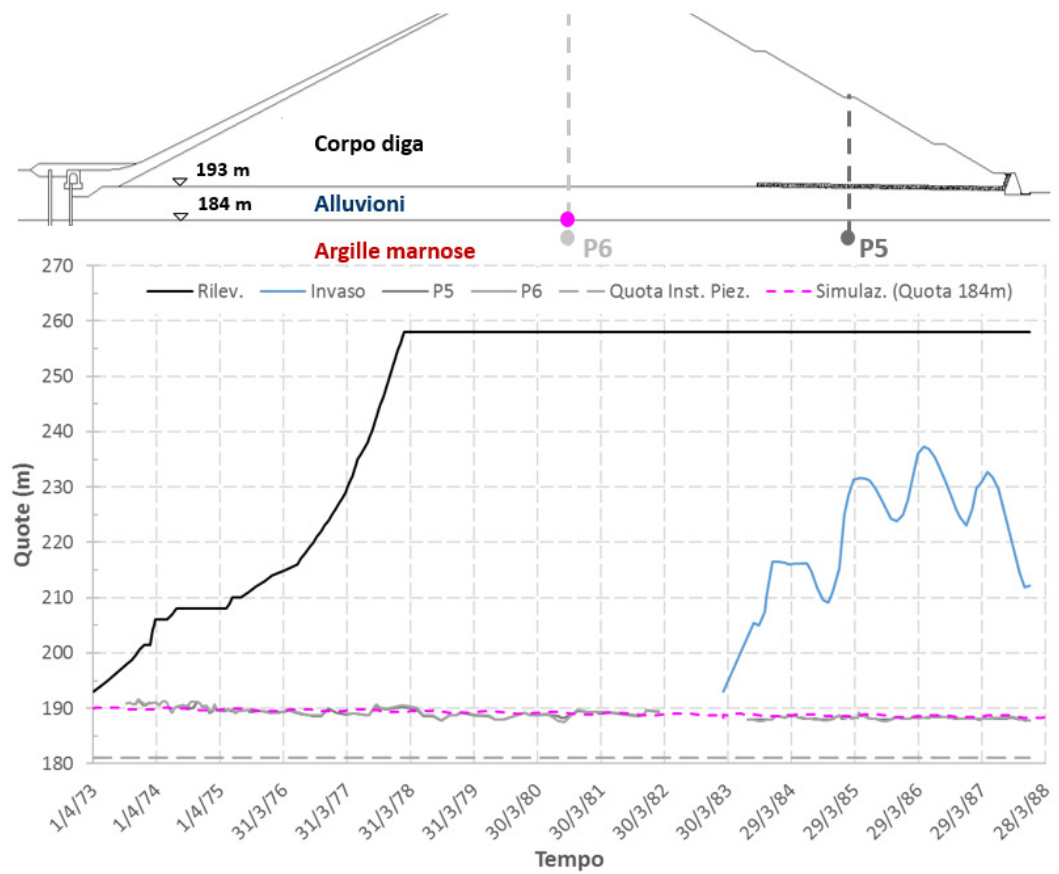


Fig. VIII.22 – Evoluzione delle quote piezometriche calcolate e misurate.

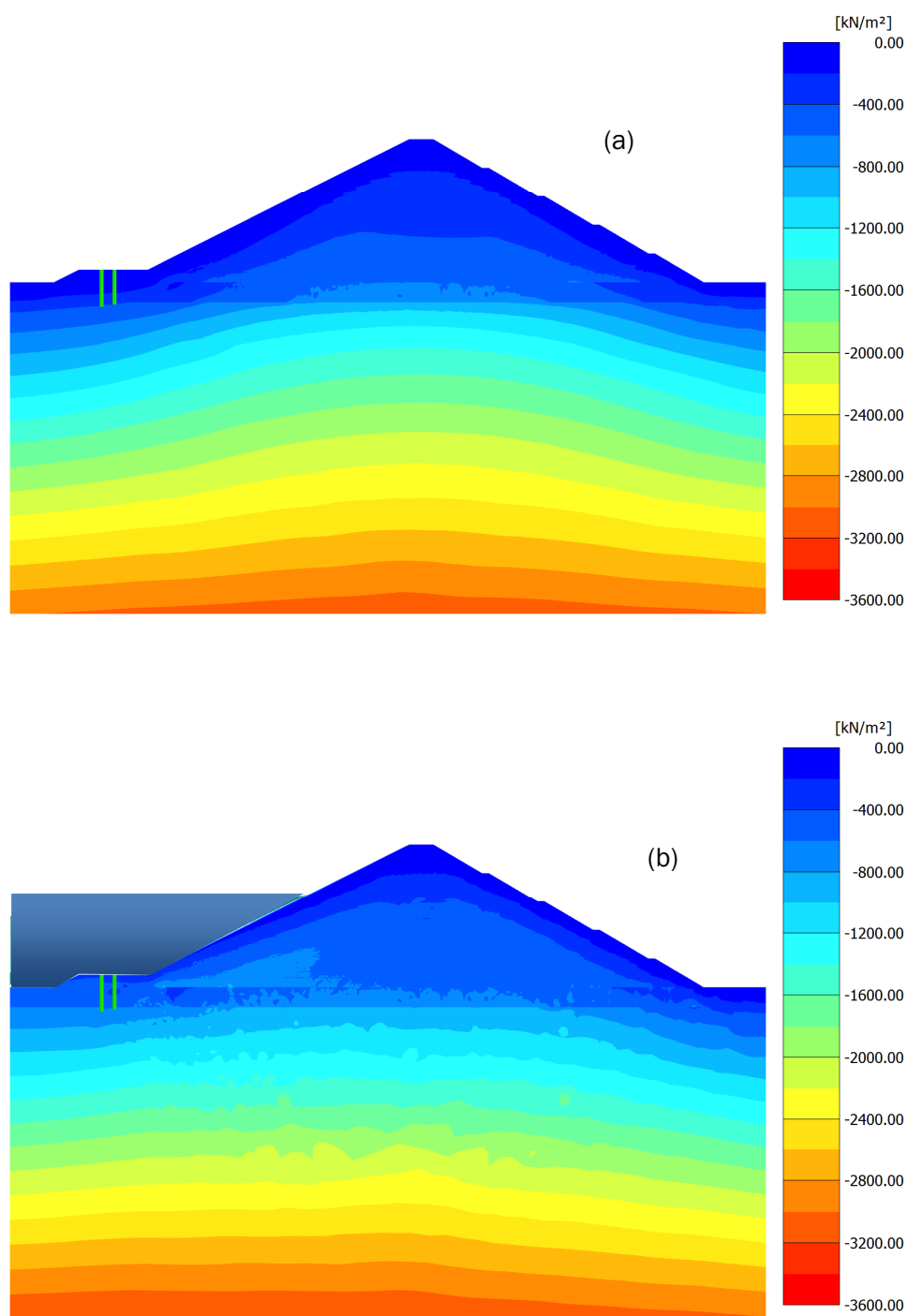


Fig. VIII.23 – Contorni di tensione media totale, p. (a) fine costruzione; (b) dicembre 2003.

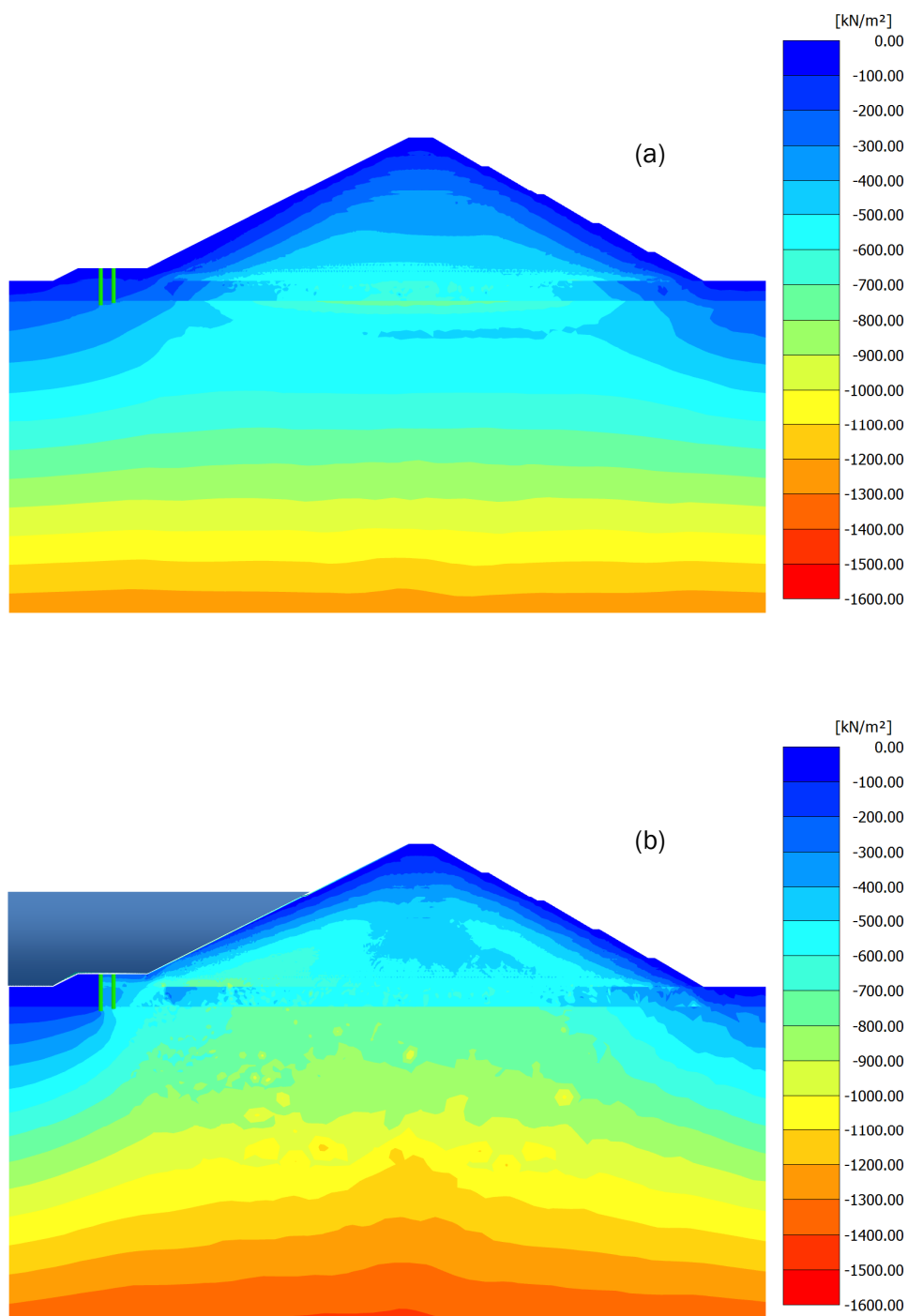


Fig. VIII.24 – Contorni di tensione media efficace, p' . (a) fine costruzione; (b) dicembre 2003.

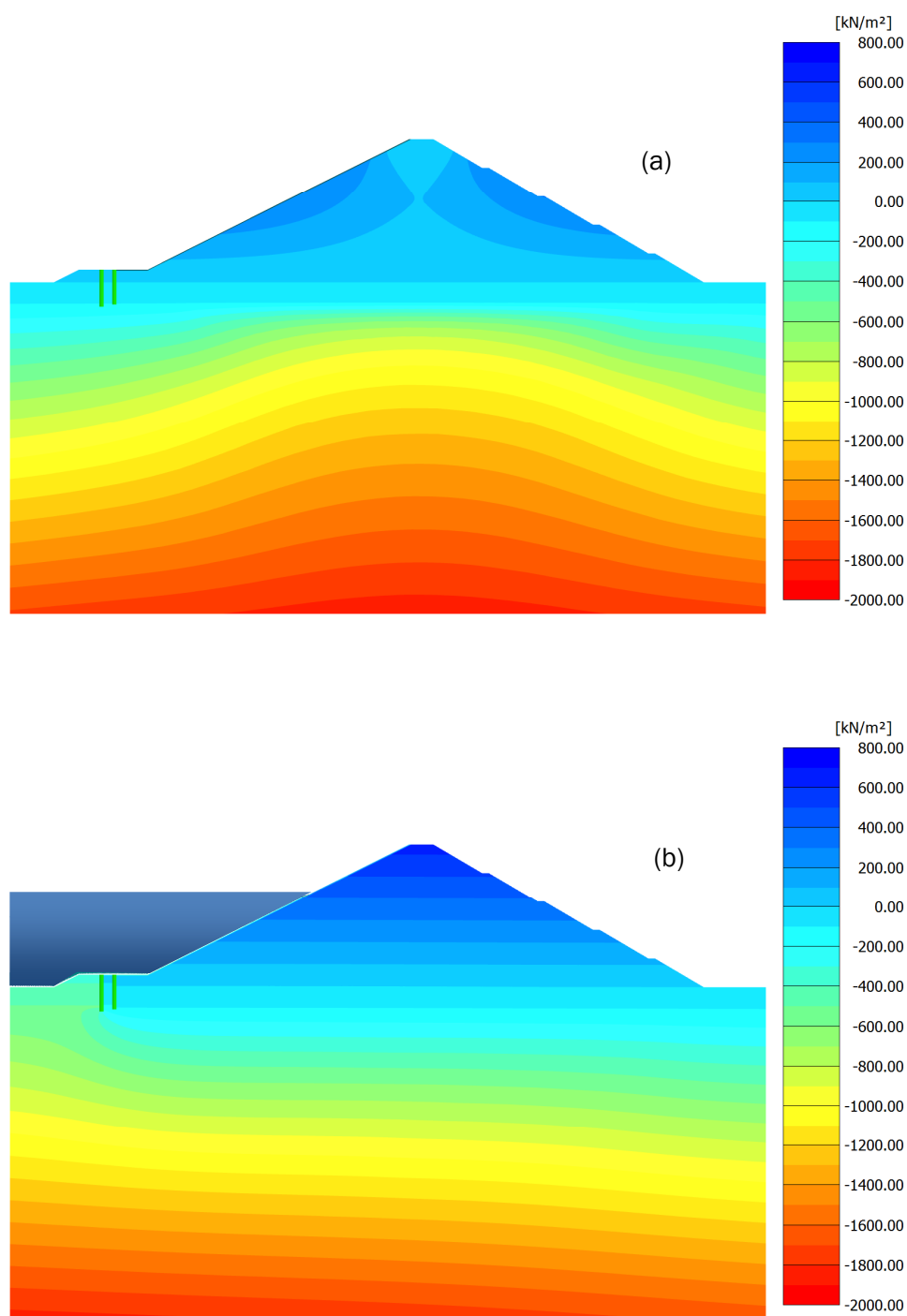


Fig. VIII.25 – Contorni di pressione interstiziale, p_w . (a) fine costruzione; (b) dicembre 2003.

Cap. IX Analisi dinamiche avanzate

Il presente Capitolo illustra le procedure adottate per caratterizzare la risposta sismica della diga di Monte Cotugno. Gli obiettivi dell'analisi sono principalmente rivolti a verificare se a seguito dell'applicazione di azioni sismiche l'opera raggiunga o meno una condizione di collasso che determini il rilascio incontrollato d'acqua.

I possibili meccanismi di danneggiamento che può subire una diga di terra per effetto di uno scuotimento sismico di forte intensità sono stati esaminati nei Capitoli III e IV. Tali meccanismi sono oggetto di una trattazione di tipo sistematico e schematico, svolta nel Capitolo V, finalizzata alla definizione degli Stati Limite di Collasso che un eventuale aggiornamento integrativo delle Norme sulle verifiche di sicurezza sismiche di una diga potrebbe adottare. Essi sono:

- instabilità globale del sistema rilevato-terreni di fondazione;
- riduzione del franco disponibile;
- fratture ed erosione nell'elemento di tenuta;
- fenomeni di liquefazione.

Nel presente lavoro si è ricorso all'utilizzo di analisi dinamiche avanzate per la previsione del comportamento sismico della diga di Monte Cotugno. Tale approccio risulta essere ideale per la descrizione della risposta di una diga ad azioni sismiche. Esso consente infatti di ottenere allo stesso tempo previsioni delle grandezze fisiche (stati tensionali, pressioni interstiziali, spostamenti permanenti, etc.) necessarie a valutare le condizioni di sicurezza nei confronti delle diverse condizioni di Stati Limite di Collasso.

Lo studio condotto è diviso in due ambiti. Nel primo ambito sono effettuate delle analisi dinamiche assumendo come azioni di riferimento diversi *Ricker wavelet*, ossia dei segnali artificiali. Queste analisi sono essenzialmente finalizzate a riflessioni teoriche sull'effetto che diversi segnali di input producono sulla risposta dinamica dell'opera. Nel secondo ambito, invece, le azioni di riferimento sono definite alla luce dei criteri indicati nei regolamenti nazionali ed internazionali in materia di verifiche di sicurezza sismica di dighe di materiali sciolti. Le previsioni del comportamento dell'opera vengono effettuate considerando un set di cinque accelerogrammi naturali selezionati da banche dati nazionali ed estere. Nelle simulazioni numeriche, ciascuna azione sismica è applicata contestualmente alla fase di vita dell'opera e con riferimento a condizioni di massimo invaso e serbatoio vuoto.

In entrambi gli ambiti viene inoltre valutata la sensibilità della risposta alla variabilità del comportamento non lineare legato all'indice di plasticità dei terreni di fondazione.

IX.1 Modelli di calcolo

Le analisi dinamiche sono condotte con riferimento a due modelli di calcolo che differiscono l'uno dall'altro in relazione alle proprietà dinamiche assegnate ai terreni di fondazione (Fig. IX.1). Per il primo modello (mod. A) i valori dei parametri costitutivi che governano il comportamento ciclico e a piccole deformazioni dei terreni di

fondazione (G_0^{ref} , $\gamma_{0.7}$) derivano dalla procedura di calibrazione illustrata nel §VIII.2. In particolare, essi sono tarati sulla base delle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e di smorzamento proposte nel lavoro di (Darendeli, 2001) relative ad un materiale a grana fine con PI = 40%, corrispondente al valore medio dell'indice di plasticità delle argille marnose presenti in fondazione. Per il secondo modello (mod. B), invece, il valore del parametro $\gamma_{0.7}$ è calibrato con riferimento alle curve suggerite dallo stesso Autore relative questa volta ad un materiale caratterizzato da PI = 15%. Per ciò che concerne il parametro G_0^{ref} si assume in entrambi i modelli lo stesso valore. È importante sottolineare che il mod. B non è finalizzato alla previsione della risposta sismica della diga di Monte Cotugno, ma rappresenta soltanto uno scenario ipotetico messo a punto per confrontare i risultati ottenuti al variare delle caratteristiche che regolano il comportamento ciclico e dissipativo dei terreni di fondazione.

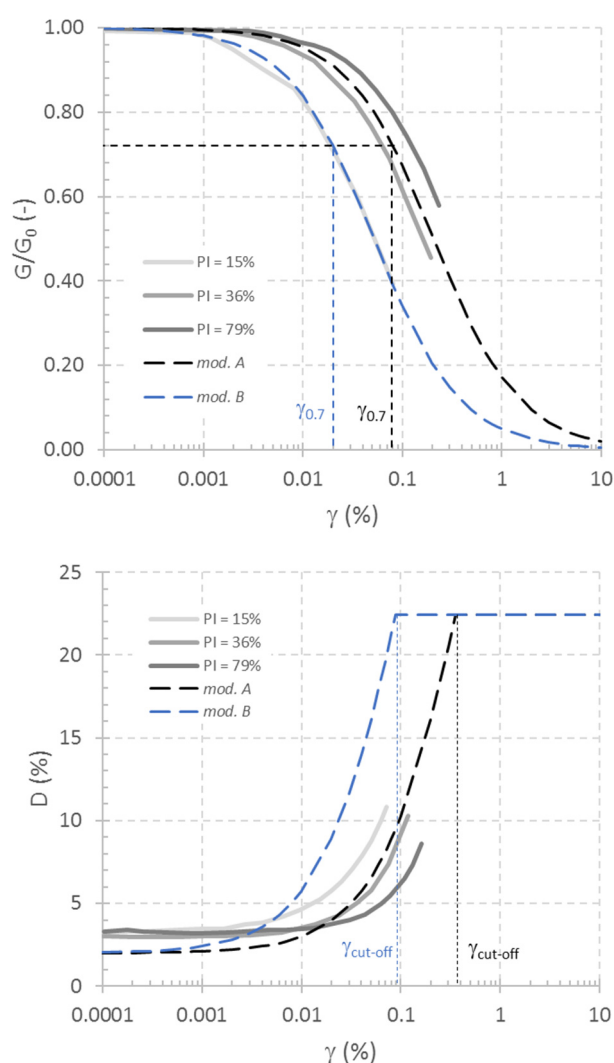


Fig. IX.1 – Curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e di smorzamento adottate nei due modelli di calcolo.

IX.2 Analisi con Ricker Wavelet

IX.2.1 Definizione dei segnali di input

Per le analisi dinamiche relative al primo ambito si assumono come segnali di input dei *Ricker wavelet*, ossia dei segnali artificiali sintetici definiti dall'espressione:

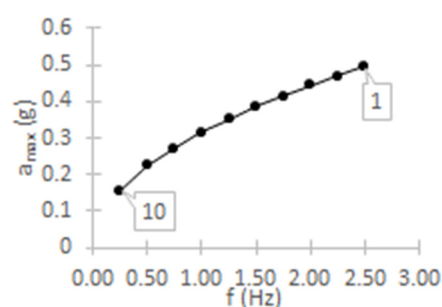
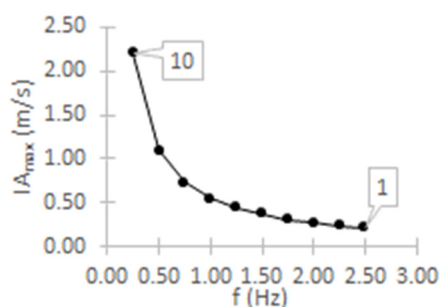
$$a(t) = e^{-(\pi^2 f^2 t^2)} (-6f^2 \pi^2 + 24f^4 \pi^4 t^2 - 8f^6 \pi^6 t^4) \quad (IX.1)$$

con f = frequenza caratteristica del segnale.

Nello specifico, sono definiti due set di *Ricker wavelet*, ciascuno dei quali costituito da dieci segnali caratterizzati da frequenze caratteristiche comprese tra 0.25÷2.50 Hz (Tab. IX.1). I segnali appartenenti al primo set sono scalati allo stesso valore di accelerazione massima (0.35g); quelli afferenti al secondo set, invece, sono opportunamente scalati in modo che ognuno di essi abbia la stessa Intensità di Arias⁵ (0.44 m/s). I segnali sono riportati graficamente in Fig. IX.2 e Fig. IX.3.

Tab. IX.1 - Caratteristiche dei Ricker wavelet assunti come segnali di input.

| Set I | | | | | | Set II | | | | | |
|-------|------------------|-------------|------------|-------------------|---------------------|--------|------------------|-------------|------------|-------------------|---------------------|
| ID | a_{max} (g) | f (Hz) | T (s) | D_{5-95} (s) | IA_{max} (m/s) | ID | a_{max} (g) | f (Hz) | T (s) | D_{5-95} (s) | IA_{max} (m/s) |
| 1 | 0.35 | 2.50 | 0.40 | 0.30 | 0.22 | 1 | 0.495 | 2.50 | 0.40 | 0.30 | 0.44 |
| 2 | 0.35 | 2.25 | 0.44 | 0.34 | 0.24 | 2 | 0.47 | 2.25 | 0.44 | 0.34 | 0.44 |
| 3 | 0.35 | 2.00 | 0.50 | 0.38 | 0.27 | 3 | 0.445 | 2.00 | 0.50 | 0.38 | 0.44 |
| 4 | 0.35 | 1.75 | 0.57 | 0.42 | 0.31 | 4 | 0.415 | 1.75 | 0.57 | 0.42 | 0.44 |
| 5 | 0.35 | 1.50 | 0.67 | 0.50 | 0.37 | 5 | 0.385 | 1.50 | 0.67 | 0.50 | 0.44 |
| 6 | 0.35 | 1.25 | 0.80 | 0.60 | 0.44 | 6 | 0.35 | 1.25 | 0.80 | 0.60 | 0.44 |
| 7 | 0.35 | 1.00 | 1.00 | 0.74 | 0.55 | 7 | 0.315 | 1.00 | 1.00 | 0.74 | 0.44 |
| 8 | 0.35 | 0.75 | 1.33 | 1.00 | 0.73 | 8 | 0.27 | 0.75 | 1.33 | 1.00 | 0.44 |
| 9 | 0.35 | 0.50 | 2.00 | 1.48 | 1.10 | 9 | 0.225 | 0.50 | 2.00 | 1.48 | 0.44 |
| 10 | 0.35 | 0.25 | 4.00 | 2.96 | 2.20 | 10 | 0.157 | 0.25 | 4.00 | 2.96 | 0.44 |



⁵ L'intensità di Arias è un parametro integrale, ottenuto come misura cumulativa del moto sismico durante la sua durata. È definita con la seguente espressione:

$$IA = \frac{\pi}{2g} \int_0^t a^2(t) dt$$

dove $a(t)$ è l'accelerazione all'istante di tempo t e g è l'accelerazione di gravità. Dimensionalmente l'intensità di Arias è una velocità (m/s).

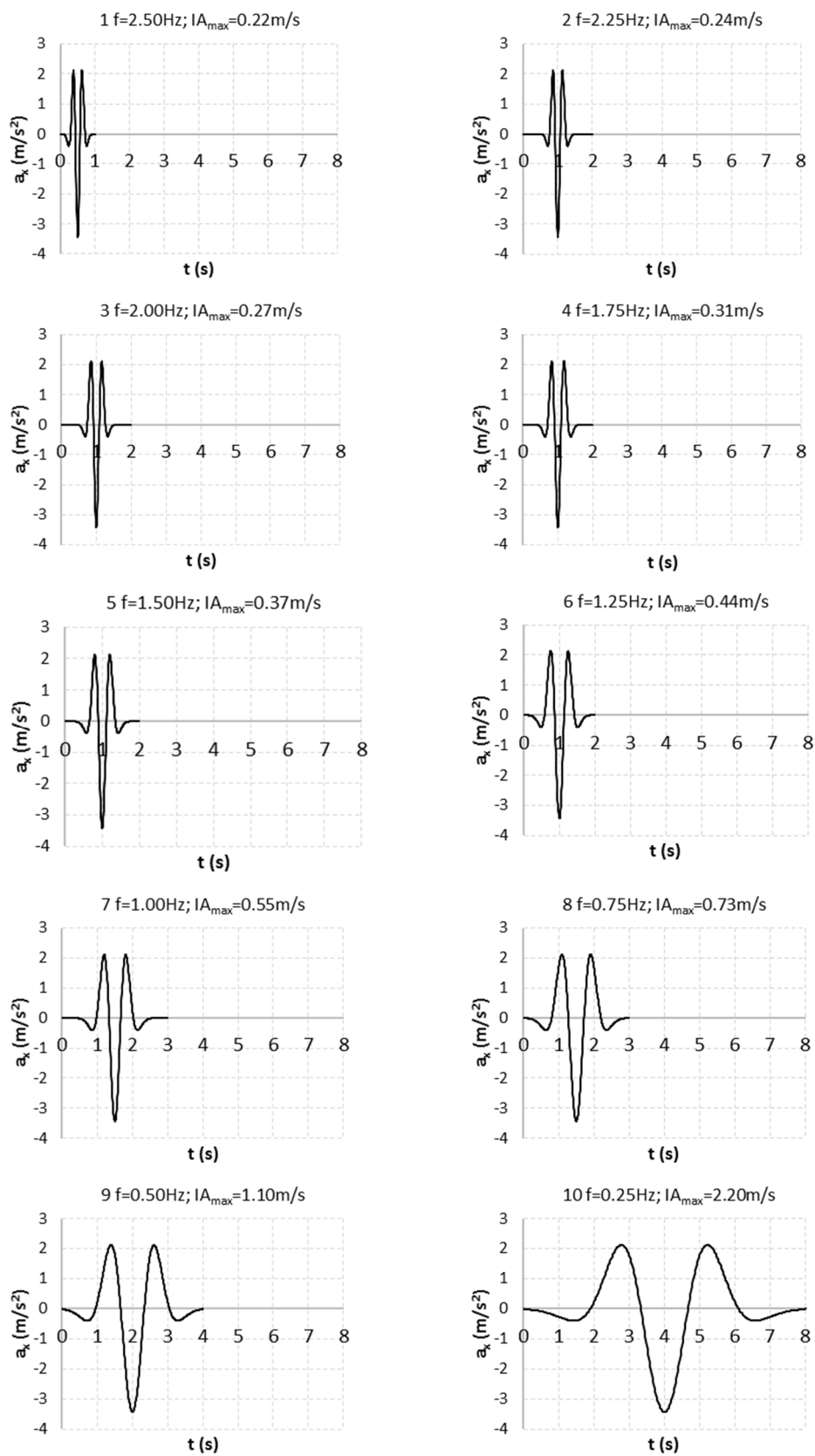


Fig. IX.2 – Ricker wavelet a parità di a_{max} (primo set).

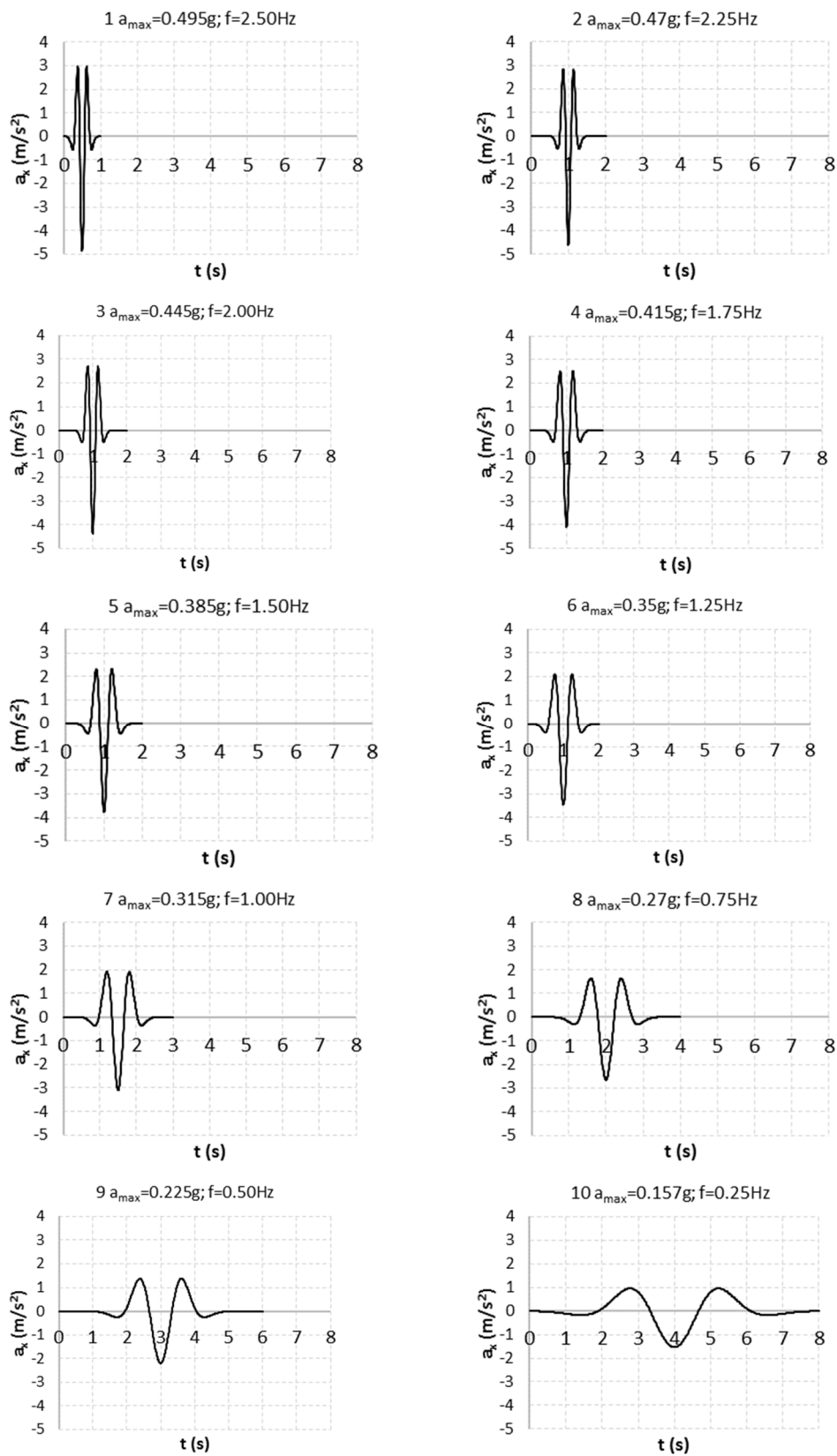


Fig. IX.3 – Ricker wavelet a parità di Intensità di Arias (secondo set).

IX.2.2 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi effettuate assumendo come azioni dinamiche i *Ricker wavelet* definiti in precedenza sono esaminati in termini di variazione dei cedimenti permanenti in cresta in funzione del segnale di input applicato.

Per ciò che concerne le simulazioni svolte con il primo set di segnali, ossia quelli caratterizzati dallo stesso valore di accelerazione massima, si rileva in primo luogo che in entrambi i modelli (mod. A, mod. B) l'entità del cedimento in cresta, u_y , aumenta con l'Intensità di Arias, $I_{A_{max}}$, del segnale applicato (Fig. IX.4). Ciò può risultare scontato se riferito ai risultati ottenuti con un solo modello di calcolo. Quello che risulta più interessante notare, invece, è che per valori di $I_{A_{max}} < 1.20$ m/s il mod. A restituisce cedimenti in cresta maggiori rispetto a quelli derivanti dalle analisi eseguite sul mod. B, mentre per valori di $I_{A_{max}} > 1.20$ m/s si riscontra l'opposto.

Per spiegare tale fenomeno è necessario analizzare le curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e di smorzamento adottate nei due modelli per i terreni di fondazione (Fig. IX.5). Nello specifico, le argille marnose del mod. B sono caratterizzate da un comportamento non lineare più marcato e una maggiore capacità dissipativa rispetto a quelle del mod. A. All'aumentare del livello di deformazione, però, si raggiunge un valore soglia, indicato con $\gamma_{cut-off}$ (cfr. §VII.2.3), oltre il quale lo smorzamento del materiale assume un valore costante ed uguale in entrambi i modelli. Di conseguenza, quando il livello di deformazione distorsionale nei terreni di fondazione risulta superiore a tale soglia, i due modelli differiscono l'uno dall'altro soltanto in termini di rigidezza.

Il caso in cui il mod. B fornisce un cedimento in cresta maggiore rispetto a quello calcolato con il mod. A è dovuto appunto a questa condizione. Esso si manifesta, infatti, in concomitanza dell'applicazione di un segnale dinamico caratterizzato da un elevato valore dell'Intensità di Arias (2.20 m/s), il quale produce un livello di deformazione nei terreni di fondazione mediamente pari all'1%, superiore in entrambi i modelli al valore di $\gamma_{cut-off}$. Risulta quindi logico che, a parità di capacità dissipativa nei due modelli, il mod. B risulti più deformabile ed esibisca un cedimento in cresta maggiore rispetto al mod. A.

I casi in cui il mod. A fornisce cedimenti maggiori rispetto al mod. B sono giustificati, invece, dalla minore capacità dissipativa del materiale con $PI = 40\%$ rispetto a quello con $PI = 15\%$ nel campo di valori $\gamma < \gamma_{cut-off}$, sebbene, a questi livelli deformativi, nel primo modello i terreni di fondazione risultino più rigidi rispetto al secondo.

Alla luce di quanto osservato, appare evidente che in campo dinamico non è possibile adottare un criterio secondo il quale le proprietà dei materiali siano assegnate in modo da avere una previsione cautelativa.

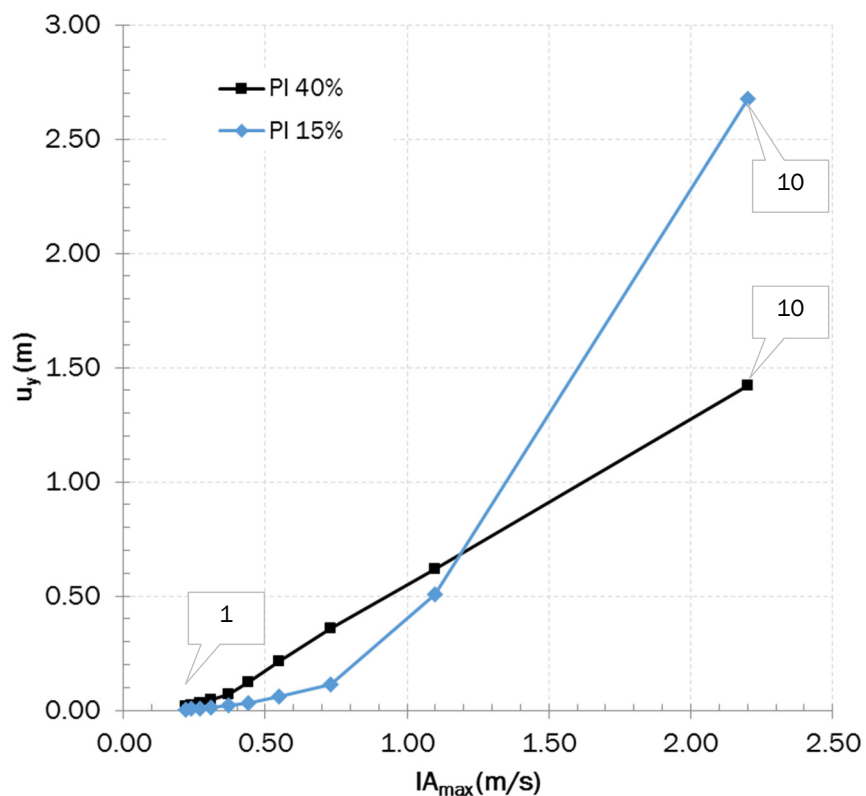


Fig. IX.4 - Risultati dell'analisi con il primo set di Ricker wavelet.

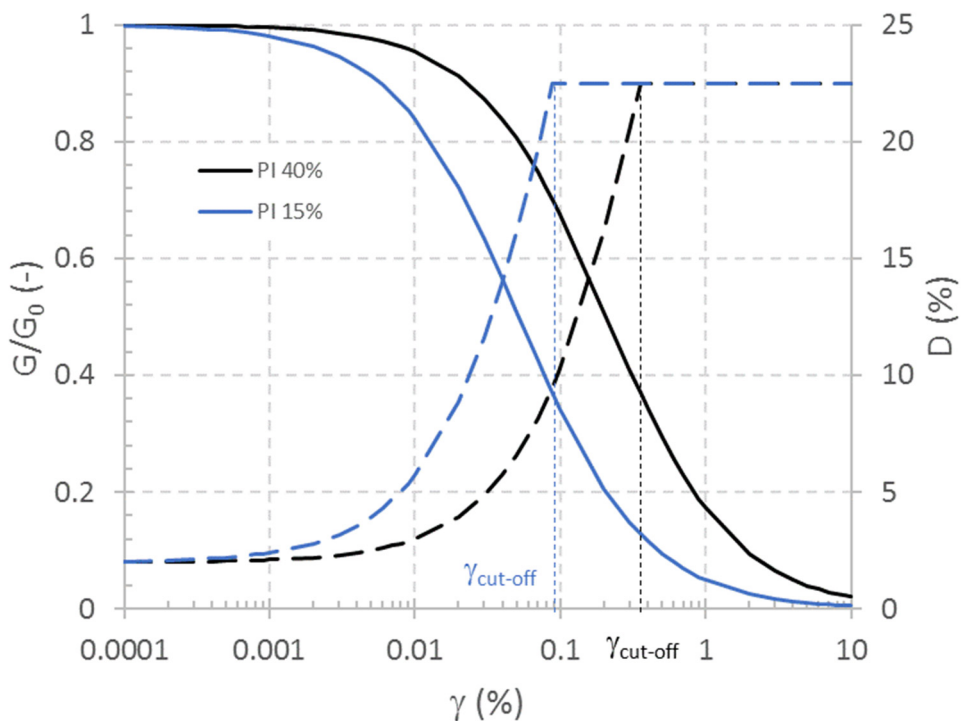


Fig. IX.5 - Curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e di smorzamento dei terreni di fondazione nell'ipotesi di $PI = 40\%$ (mod. A) e $PI = 15\%$ (mod. B).

Per ciò che concerne i segnali caratterizzati dalla stessa Intensità di Arias (secondo set), si rileva in entrambi i modelli che i cedimenti in cresta diminuiscono all'aumentare dell'accelerazione massima (Fig. IX.6). Questo comportamento apparentemente anomalo è in realtà dovuto alla diversa durata dei segnali considerati. Al crescere del valore di accelerazione massima, infatti, la durata dell'azione si riduce in modo da rispettare la condizione $IA_{max} = 0.44 \text{ m/s}$ per tutti i segnali.

Le analisi svolte assumendo questo particolare set di azioni dinamiche dimostrano che l'accelerazione massima non rappresenta un cosiddetto parametro *efficiente e sufficiente* (cfr. (Tropeano, et al., 2012)) per l'eventuale costruzione di curve di fragilità di un'opera.

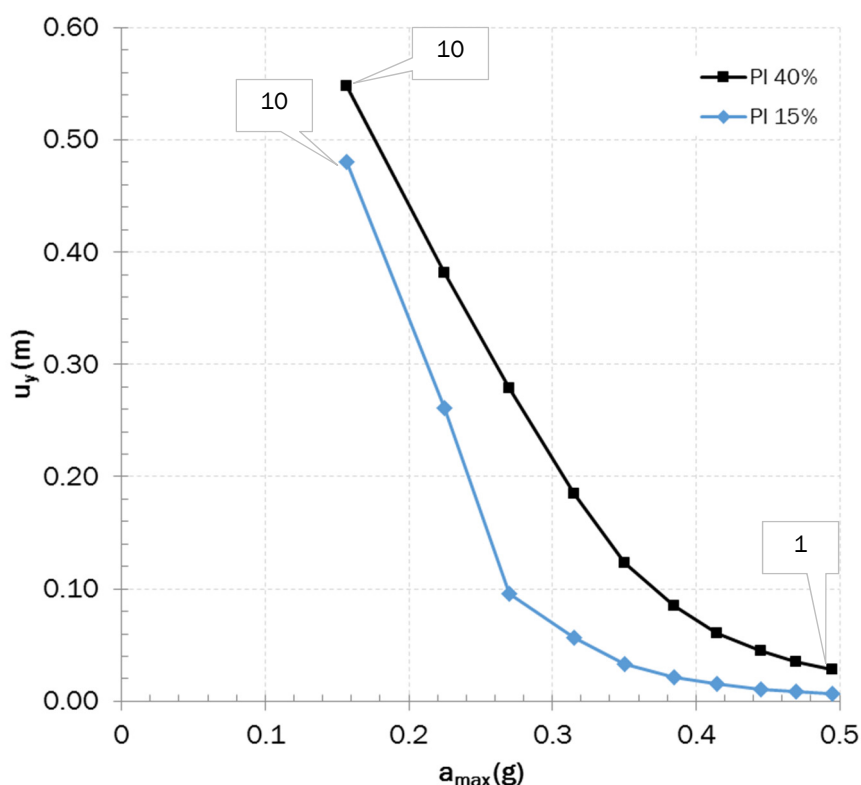


Fig. IX.6 - Risultati delle analisi con il secondo set di Ricker wavelet.

IX.3 Analisi con accelerogrammi naturali

IX.3.1 Definizione delle azioni sismiche

Gli eventi sismici di riferimento per lo svolgimento delle analisi dinamiche con accelerogrammi naturali sono definiti alla luce delle indicazioni contenute nei regolamenti nazionali ed internazionali (cfr. Cap. IV).

Il D.M. 26/06/2014 prescrive di far riferimento ai pregressi studi sulla pericolosità sismica di base del sito di ubicazione della diga e rimanda al testo delle NTC (2008) per la determinazione delle azioni sismiche. Esse sono definite (su tutto il territorio nazionale) in termini di accelerazione orizzontale massima attesa, a_g , in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale,

nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza, P_{VR} , nel periodo di riferimento, V_R . È ammesso anche l'uso di accelerogrammi, purché compatibili alla pericolosità sismica del sito, nei limiti e con le prescrizioni di cui alle stesse NTC.

Per la diga di Monte Cotugno (diga strategica ai sensi del D.M. 26/06/2014) il periodo di riferimento, V_R , è pari a 100 anni.

Tab. IX.2 – Periodi di riferimento per le dighe esistenti.

| Dighe esistenti | V_N (anni) | C_U | V_R (anni) |
|--------------------|--------------|------------|--------------|
| Strategiche | | 2.0 | 100 |
| Rilevanti | ≥ 50 | 1.5 | 75 |
| Importanza normale | | 1.0 | 50 |

Con riferimento alle prefissate probabilità di eccedenza, P_{VR} , definite nelle vigenti NTC, i periodi di ritorno dell'azione sismica agente in ciascuno degli Stati Limite sono:

Tab. IX.3 – Periodi di ritorno T_R per le dighe esistenti.

| Dighe esistenti | SLO $P_{VR} = 81\%$ | SLD $P_{VR} = 63\%$ | SLV $P_{VR} = 10\%$ | SLC $P_{VR} = 5\%$ |
|--------------------|------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|
| Strategiche | 60 | 100 | 950 | 1946 |
| Rilevanti | 45 | 75 | 710 | 1460 |
| Importanza normale | 30 | 50 | 475 | 975 |

In Fig. IX.7 sono riportati gli spettri di risposta elastici in accelerazione relativi alla località di Senise per i diversi periodi di ritorno considerati.

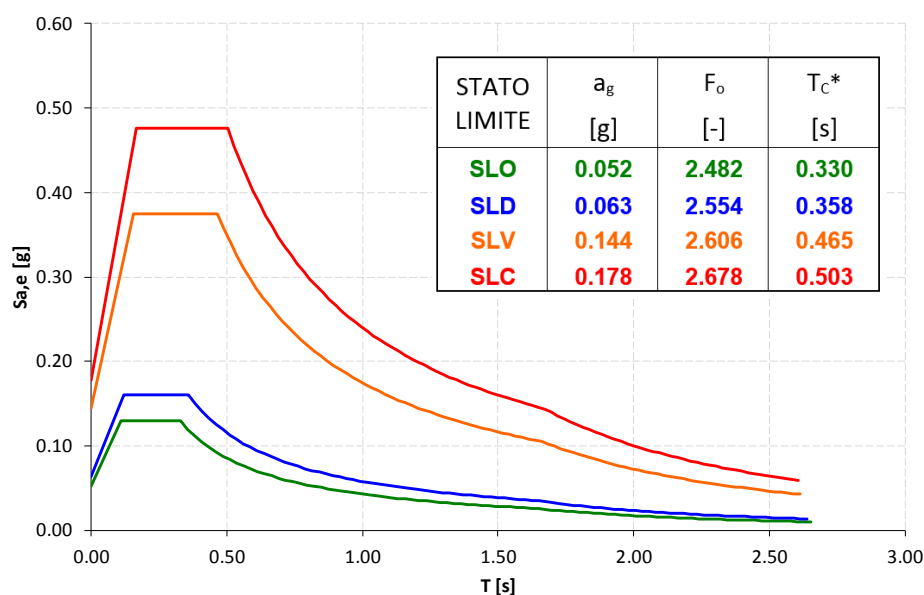


Fig. IX.7 – Spettri di risposta elastici in accelerazione e parametri necessari alla loro determinazione.

Secondo i regolamenti internazionali, invece, per la determinazione delle azioni sismiche è opportuno, se non obbligatorio, considerare anche l'evento massimo atteso al sito di ubicazione dell'opera, ovvero il cosiddetto MCE (*Maximum Credible Earthquake*) (cfr. Cap. IV). Esso può essere individuato mediante due diversi approcci: un primo approccio si basa sulla collazione degli eventi sismici pregressi verificatisi al sito di ubicazione della diga; il secondo approccio si basa sull'elaborazione di eventi derivati a seguito di analisi di pericolosità di carattere deterministico (DSHA), condotte analizzando tutte le possibili sorgenti sismogenetiche che potrebbero dar luogo a fenomeni in grado di interessare l'opera. Nel caso in esame è adottato il primo approccio.

Gli eventi sismici verificatisi in località Senise (PZ) sono tratti dal Database Macrosismico Italiano 2015 (<http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15>). La ricerca effettuata restituisce il seguente elenco di eventi sismici:

Tab. IX.4 – Eventi sismici registrati in località Senise (PZ).

| Evento sismico | Data | Coordinate | | M _w | Int. epic. | Int. locale | Dist. Epic. (km) |
|---------------------------|-------------------|---------------|---------------|----------------|------------|-------------|------------------|
| | | lat | lon | | | | |
| Basilicata | 16/12/1857 | 40.352 | 15.842 | 7.12 | 11 | 7-8 | 47 |
| Calabria sett. | 03/12/1887 | 39.564 | 16.221 | 5.55 | 8 | 3 | 69 |
| Pollino | 28/05/1894 | 39.995 | 16.036 | 5.01 | 7 | 4-5 | 33 |
| Materano | 24/09/1978 | 40.646 | 16.487 | 4.75 | 6 | 2 | 53 |
| Irpinia-Basilicata | 23/11/1980 | 40.842 | 15.283 | 6.81 | 10 | 6 | 116 |
| Golfo Policastro | 21/03/1982 | 39.841 | 15.747 | 5.23 | 7-8 | 4 | 63 |
| Pollino | 08/01/1988 | 40.011 | 15.94 | 4.7 | 7 | 4-5 | 39 |
| Potentino | 05/05/1990 | 40.738 | 15.741 | 5.77 | | 4-5 | 81 |
| Potentino | 26/05/1991 | 40.689 | 15.821 | 5.08 | 7 | 4-5 | 72 |
| Val d'Agri | 29/05/1995 | 40.272 | 16.047 | 4.18 | 5 | 4 | 28 |
| Irpinia | 03/04/1996 | 40.661 | 15.454 | 4.9 | 6 | | 93 |

Nella tabella sono riportati il nome dell'evento sismico, la data in cui si è verificato, le coordinate dell'epicentro, la magnitudo di momento, l'intensità epicentrale e quella locale, e la distanza sito-sorgente. Per ciascun evento sismico individuato, si ricava lo spettro di risposta elastico in accelerazione attraverso la legge d'attenuazione spettrale di (Bommer, et al., 2003):

$$\log y = C_1 + C_2 M + C_4 \log \left(\sqrt{r^2 + h^2} \right) + C_A S_A + C_S S_S + C_N F_N + C_R F_R \quad (IX.2)$$

dove:

C₁, C₂, C₄, h, C_A, C_S, C_N, C_R sono parametri empirici;

S_A = 1 per affioramento rigido, 0 negli altri casi;

$S_s = 1$ per terreni deformabili, 0 negli altri casi;

$F_N = 1$ per eventi generati da faglie dirette, 0 negli altri casi;

$F_R = 1$ per eventi generati da faglie inverse, 0 negli altri casi.

Nel grafico di Fig. IX.8 sono riportati gli spettri relativi agli eventi sismici i cui effetti in termini di intensità locale sono maggiori o uguali a 5, con l'eccezione dell'evento Val d'Agri del 1995, caratterizzato da una distanza epicentrale relativamente piccola. Nel grafico sono riportati anche gli spettri ricavati dalle NTC relativi allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e di Collasso (SLC). Dall'analisi dei diversi spettri si assume, in definitiva, come evento massimo atteso al sito il terremoto della Basilicata del 1857, caratterizzato da un valore di PGA di 0.22g, superiore alla PGA prevista dalla NTC per le verifiche agli SLC, pari a 0.18g.

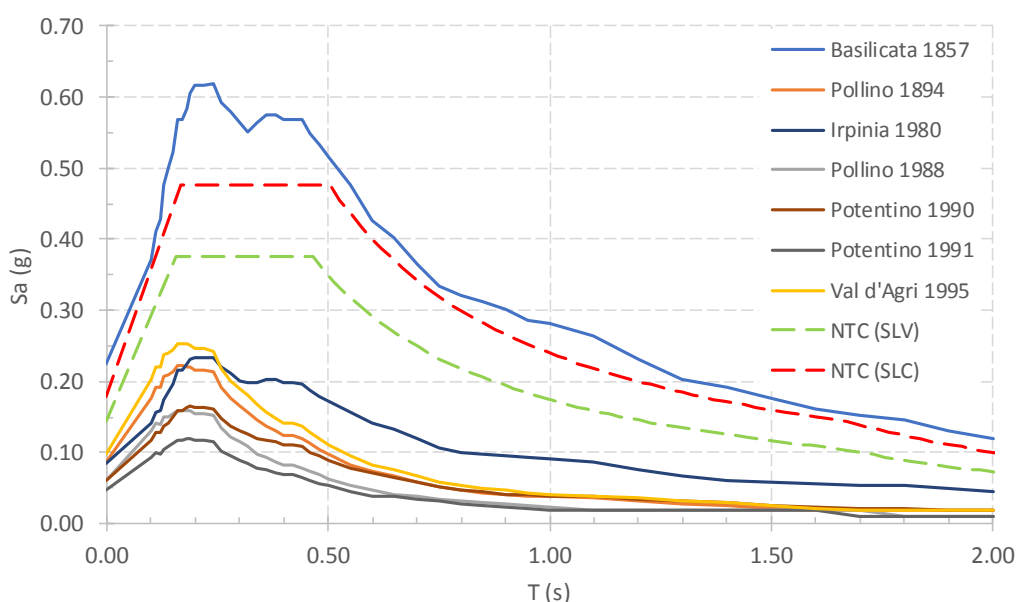


Fig. IX.8 - Spettri di accelerazione per gli eventi sismici registrati in località Senise (PZ).

Gli intervalli di valori della coppia magnitudo-distanza da utilizzare per la ricerca degli accelerogrammi sono ricavati dalla disaggregazione del valore di a_g (Fig. IX.9). Nello specifico, i contributi maggiori alla pericolosità del sito sono fornita sorgenti a distanze comprese tra 20÷70 km ed eventi di magnitudo compresa tra 5.0÷7.5.

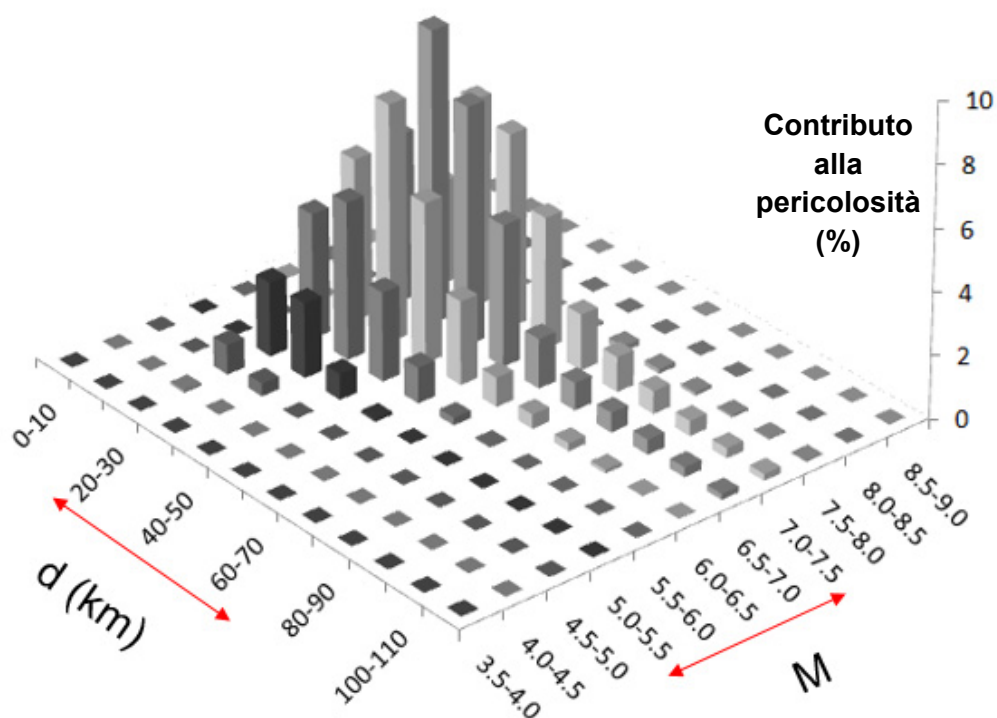


Fig. IX.9 – Disaggregazione di a_g per il sito di ubicazione della diga di Monte Cotugno.

La metodologia per la selezione degli accelerogrammi naturali è divisa secondo le seguenti fasi:

- a) pre-selezione delle registrazioni accelerometriche dalle banche dati consultate sulla base di parametri sismologici (principalmente coppie magnitudo-distanza);
- b) calcolo, per ciascuna registrazione, dello spettro di risposta e del relativo scostamento rispetto alla forma spettrale obiettivo nel campo di periodi di interesse;
- c) calcolo del fattore di scala da applicare a ciascuna registrazione per ottenere la PGA desiderata;
- d) individuazione di un sottoinsieme di segnali accelerometrici sulla base di determinati valori di soglia di scostamento e fattore di scala scelti in modo da garantire una adeguata numerosità del campione;
- e) scelta definitiva di 5 segnali accelerometrici a partire dal sottoinsieme di cui al punto precedente sulla base di ulteriori criteri di selezione (esame dei parametri del moto sismico aggiuntivi quali durata, Intensità di Arias, etc.);
- f) calcolo dello spettro medio dei 5 segnali selezionati al punto precedente e verifica di compatibilità spettrale con lo spettro obiettivo.

La pre-selezione degli accelerogrammi naturali è avvenuta consultando i database ITACA (<http://itaca.mi.ingv.it>) e PEER (<http://ngawest2.berkeley.edu/>). Le restanti fasi da b) ad f) sono espletate con l'ausilio del software *In-Spector* (Acunzo, et al., 2014). Nello specifico, è assunto come spettro obiettivo quello relativo al terremoto della Basilicata del 1857.

Il parametro D_{rms} , che consente di esprimere un giudizio quantitativo sulla similitudine tra due forme spettrali, è definito come la media degli scarti quadratici tra le corrispondenti accelerazioni spettrali (Bommer & Acevedo, 2004):

$$D_{rms} = \frac{1}{N} \sqrt{\sum_{i=1}^N \left(\frac{SA_0(T_i)}{PGA_0} - \frac{SA_S(T_i)}{PGA_S} \right)^2}$$

dove N è il numero di periodi in corrispondenza dei quali sono specificate le forme spettrali, $SA_0(T_i)$ è l'accelerazione spettrale al periodo T_i relativa all'accelerogramma selezionato, $SA_S(T_i)$ è l'accelerazione spettrale dello spettro obiettivo al medesimo periodo, PGA_0 e PGA_S sono rispettivamente l'accelerazione di picco dell'accelerogramma e il punto di ancoraggio dello spettro obiettivo.

Il fattore di scala F_S è definito come il rapporto tra:

$$F_S = \frac{PGA_S}{PGA_0}$$

La selezione dei segnali accelerometrici da assumere come azioni di riferimento per lo svolgimento delle analisi dinamiche è condotta sulla base dei seguenti criteri:

- 1) valori di $D_{rms} < 0.1$;
- 2) valori di F_S compresi tra $0.25 \div 4$;
- 3) evitare la presenza delle due componenti di una stessa registrazione;
- 4) evitare la presenza di più registrazioni relative ad una stessa stazione o ad uno stesso terremoto.

I cinque accelerogrammi selezionati che soddisfano i criteri su indicati sono rappresentati nella Fig. IX.10 (scalati al valore $a_{max}=0.22g$). Nella

Tab. IX.5 sono riportate per ciascun segnale le informazioni relative agli eventi sismici di riferimento; nella Tab. IX.6, invece, si riportano i valori di D_{rms} e F_S unitamente a quelli di altri parametri per la descrizione sintetica del moto sismico. La condizione di spettro-compatibilità dei segnali selezionati con lo spettro obiettivo è rappresentata graficamente nella Fig. IX.11.

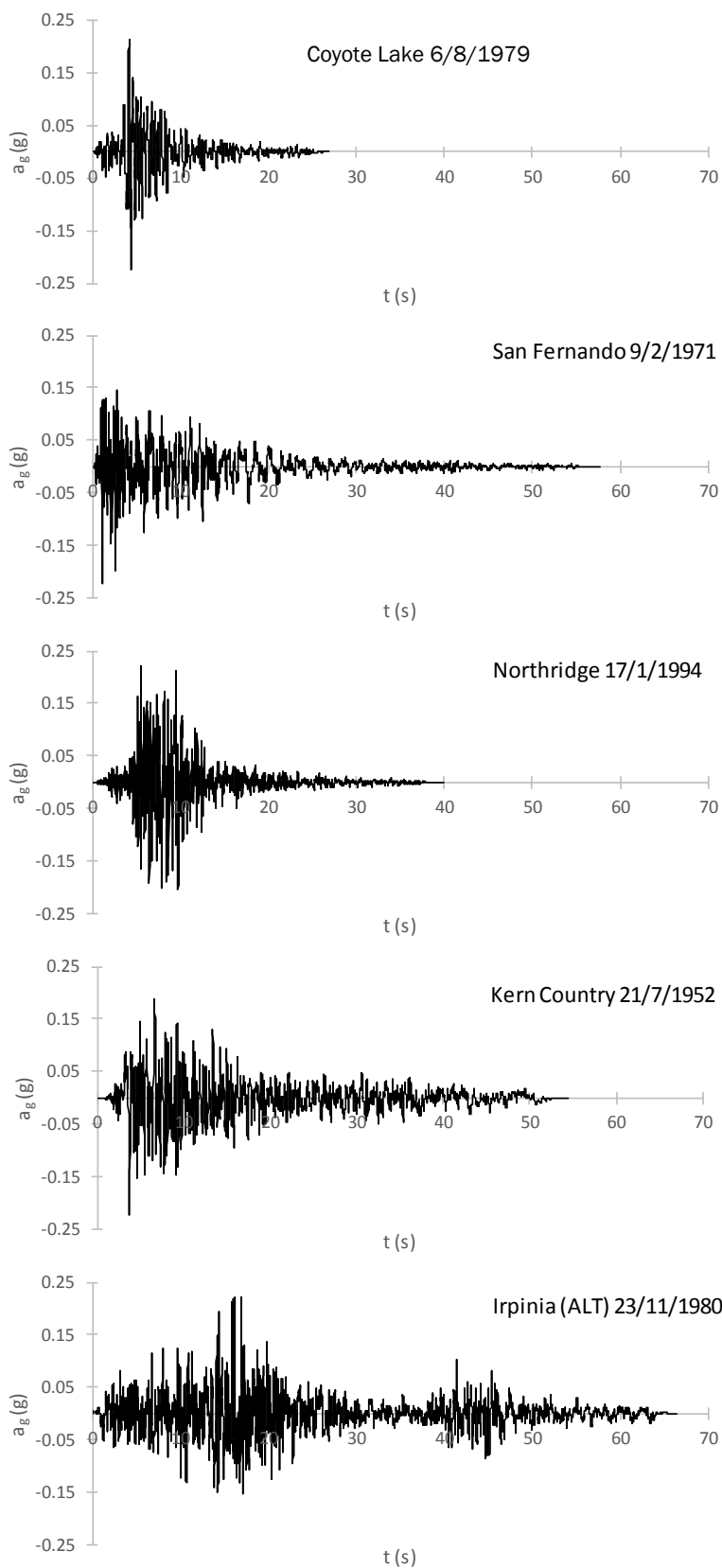


Fig. IX.10 - Accelerogrammi selezionati come azioni sismiche di riferimento per le analisi dinamiche.

Tab. IX.5 – Parametri per la descrizione degli eventi sismici di riferimento.

| Evento | M _w (-) | R _{jb} (km) | Stazione | Componente | a _{max} (g) |
|-----------------------------|--------------------|----------------------|--------------------------------|------------|----------------------|
| Coyote Lake 6/8/1979 | 5.74 | 20.44 | SJB Overpass_Bent 3 g.l. | E/W | 0.11 |
| San Fernando 9/2/1971 | 6.61 | 23.16 | Palmdale Fire Station | E/W | 0.15 |
| Northridge 17/01/1994 | 6.69 | 23.10 | Vasquez Rocks Park | E/W | 0.14 |
| Kern Country 21/7/1952 | 7.36 | 38.42 | Taft Lincoln School | E/W | 0.18 |
| Irpinia 23/11/1980 | 6.90 | 23.80 | Auletta | E/W | 0.06 |

M_w = magnitudo di momento; R_{jb} = distanza di Joyner & Boore; a_{max} = accelerazione massima.

Tab. IX.6 – Parametri di spettro-compatibilità e per la descrizione sintetica del moto sismico degli accelerogrammi selezionati.

| Evento | F _s (-) | D _{rms} (-) | T _p (s) | IA (m/s) | SI ⁶ (cm) | D ₅₋₉₅ (s) |
|--|--------------------|----------------------|--------------------|-------------|----------------------|-----------------------|
| Coyote Lake 6/8/1979 | 1.92 | 0.048 | 0.42 | 0.44 | 46.9 | 7.03 |
| San Fernando 9/2/1971 | 1.47 | 0.059 | 0.14 | 0.55 | 70.5 | 18.93 |
| Northridge 17/01/1994 | 1.60 | 0.034 | 0.20 | 0.81 | 75.5 | 7.32 |
| Kern Country 21/7/1952 | 1.23 | 0.028 | 0.44 | 0.91 | 80.2 | 28.77 |
| Irpinia (staz. Auletta) 23/11/1980 | 3.86 | 0.028 | 0.26 | 1.12 | 84.8 | 39.77 |

F_s = fattore di scala; D_{rms} = parametro di compatibilità spettrale; T_p = periodo predominante; IA = Intensità di Arias; SI = intensità di Housner; D₅₋₉₅ = durata significativa

⁶ L'intensità di Housner (o intensità dello spettro di risposta) viene definita come:

$$SI = \int_{0.1}^{2.5} PSV \, dT$$

dove PSV è lo spettro di risposta di pseudo-velocità. Questo parametro di severità del moto sismico è correlato al danno potenziale atteso per effetto del terremoto in esame. Dimensionalmente, l'intensità di Housner è uno spostamento (cm).

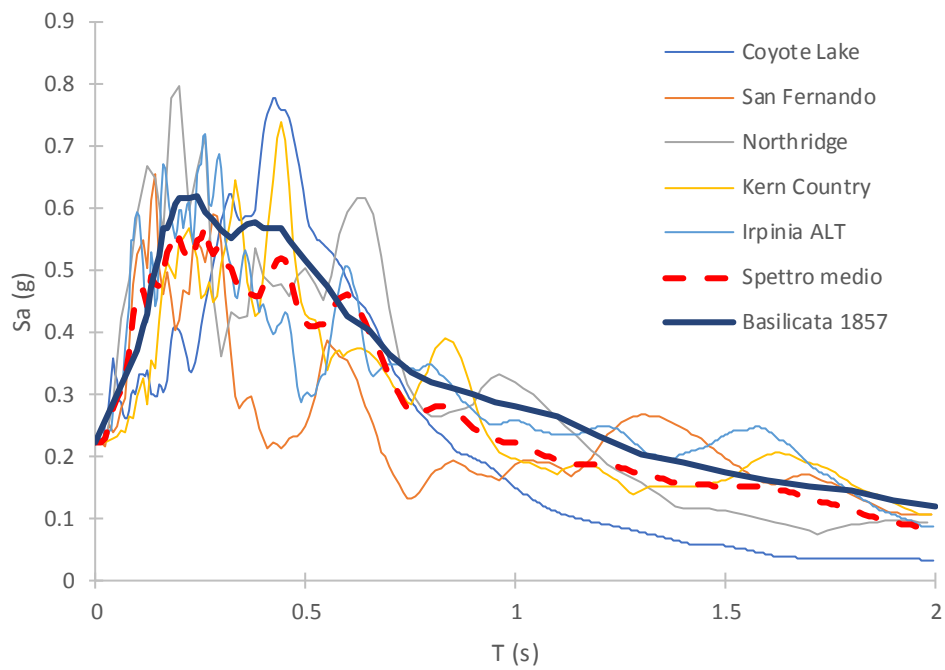


Fig. IX.11 - Spettri in accelerazione degli accelerogrammi selezionati e confronto tra spettro medio dei segnali e spettro obiettivo.

IX.3.2 Risultati delle analisi

In Fig. IX.12 sono riportati i profili di accelerazione orizzontale massima (in valore assoluto) calcolati in asse diga, in entrambi i modelli di calcolo, per le cinque tracce accelerometriche selezionate. Si può osservare in primo luogo che nel mod. A le accelerazioni massime calcolate alla base del rilevato sono poco amplificate o attenuate rispetto al valore massimo del segnale di input (0.22g), risultando comprese tra 0.18 ÷ 0.30g; nel mod. B, invece, i terreni di fondazione attenuano sensibilmente l'ampiezza massima di ogni segnale, consegnando alla base del corpo diga valori massimi compresi tra 0.11 ÷ 0.14g. Ciò è da attribuire ai diversi valori di smorzamento mobilitato nei due modelli, in conseguenza alle diverse ipotesi sul valore dell'indice di plasticità assegnato ai materiali (v. Fig. IX.1). In entrambi i modelli, le accelerazioni previste in cresta risultano sempre amplificate rispetto a quelle calcolate alla base del corpo diga. I valori massimi risultano però condizionati dalla propagazione dei segnali avvenuta nei terreni di fondazione, pertanto sono più elevati nel mod. A.

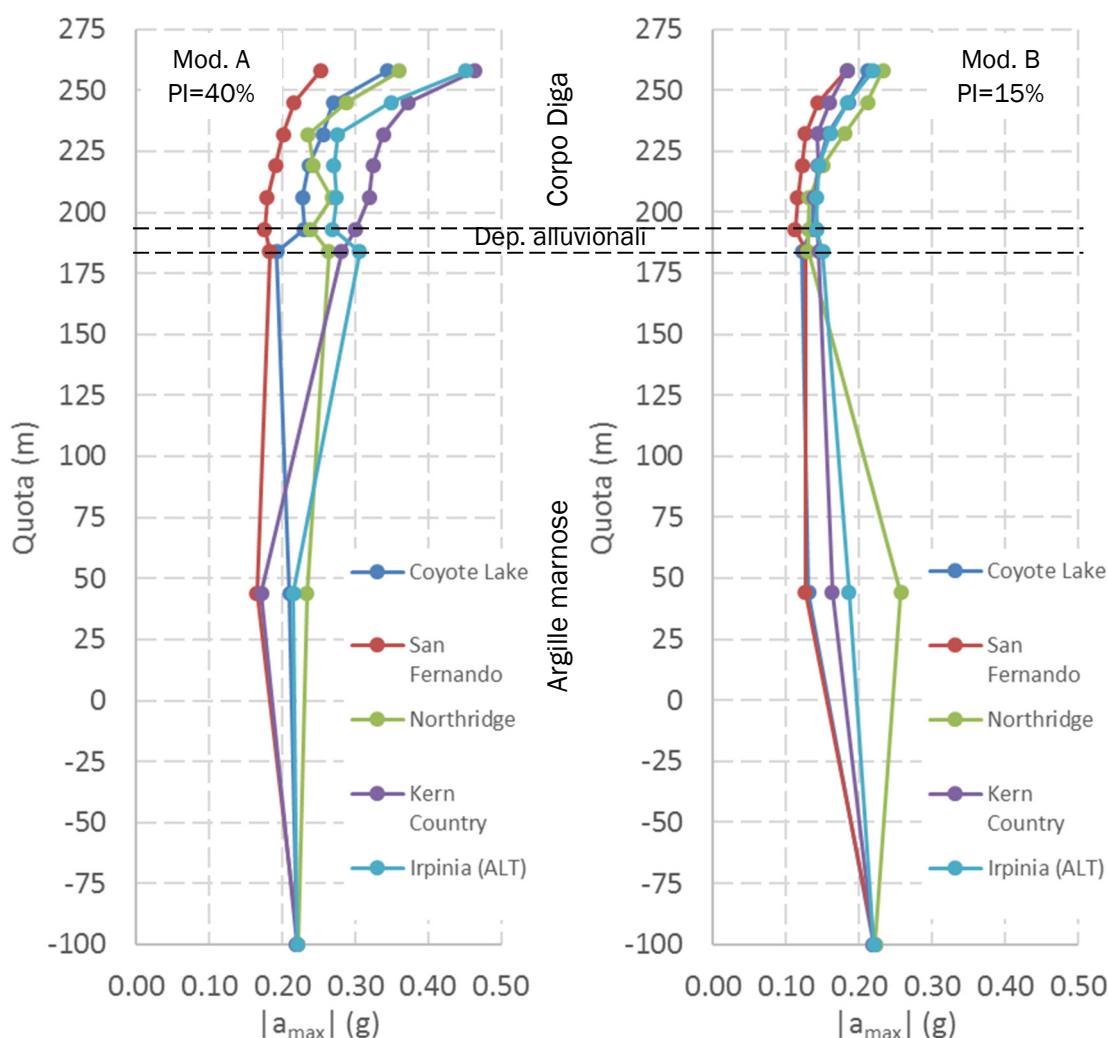


Fig. IX.12 - Profili di accelerazione orizzontale massima (in valore assoluto) nei due modelli di calcolo.

In Tab. IX.7 sono elencati, per entrambi i modelli, i valori massimi di accelerazione calcolati alla base del corpo diga ed in cresta con indicazione dei rapporti di amplificazione tra cresta/base e cresta/input. Come visto precedentemente nei profili, i valori di accelerazione massima calcolati alla base e in cresta nel mod. A risultano maggiori rispetto a quelli calcolati nel mod. B. Con riferimento al primo modello, il valore massimo di accelerazione in cresta è relativo all'evento di Kern Country (0.46g), mentre nel mod. B il valore massimo è stabilito dall'evento di Northridge (0.23g).

Per ciò che concerne i rapporti di amplificazione tra cresta ed input, sono sempre ben maggiori dell'unità nel mod. A (1.15÷2.11), mentre nel mod. B sono pressoché unitari (0.84÷1.06).

Tab. IX.7 – Valori massimi di accelerazione e rapporti di amplificazione.

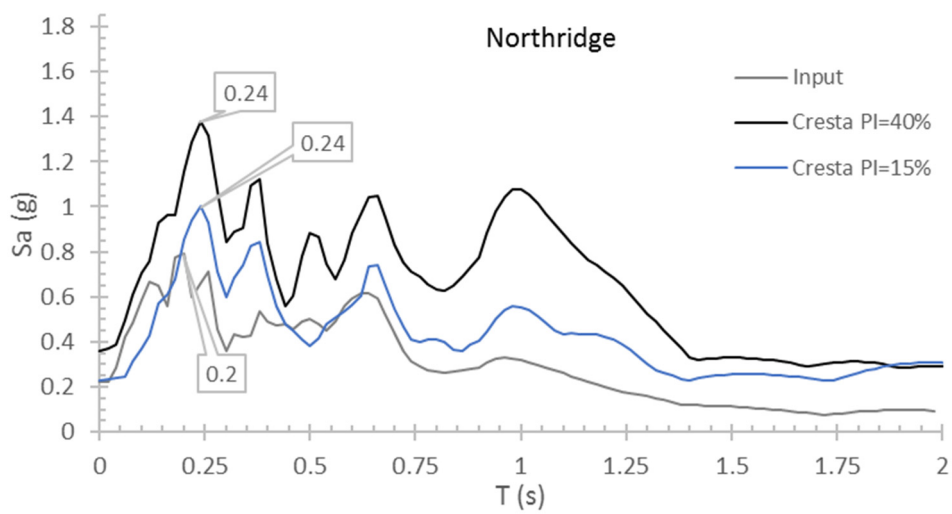
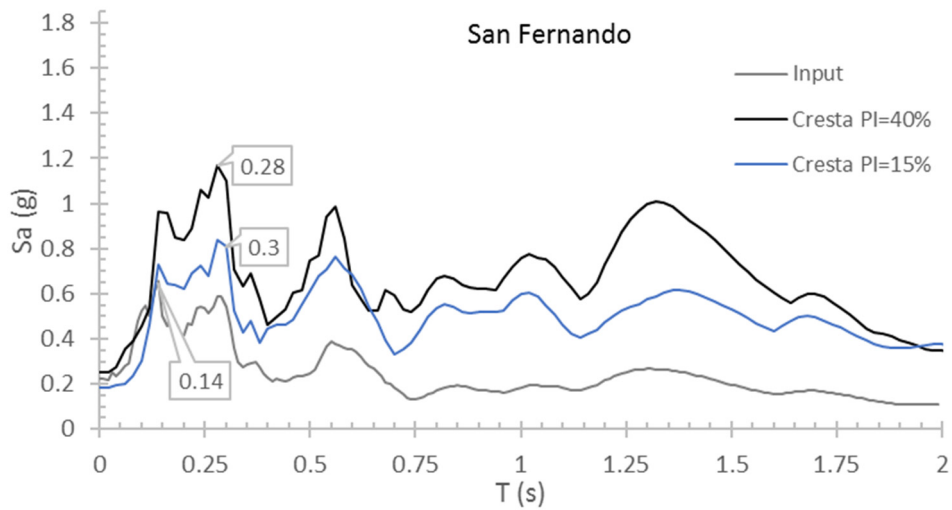
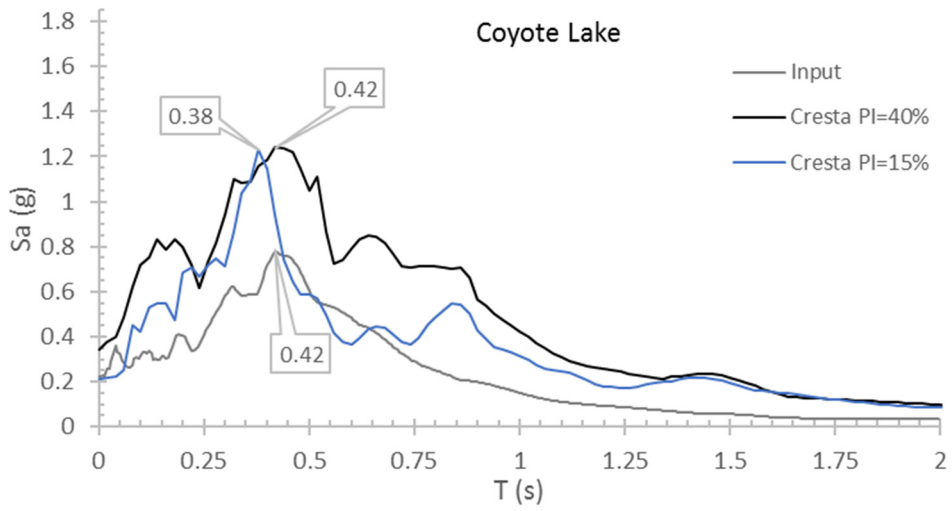
Mod. A – PI=40%

| | $a_{x,max}^{input}(g)$ | $a_{x,max}^{base}(g)$ | $a_{x,max}^{cresta}(g)$ | $\frac{a_x^c}{a_x^b}$ | $\frac{a_x^c}{a_x^i}$ |
|---------------|------------------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|
| Coyote Lake | 0.22 | 0.23 | 0.34 | 1.49 | 1.56 |
| San Fernando | 0.22 | 0.18 | 0.25 | 1.43 | 1.15 |
| Northridge | 0.22 | 0.24 | 0.36 | 1.51 | 1.64 |
| Kern Country | 0.22 | 0.30 | 0.46 | 1.54 | 2.11 |
| Irpinia (ALT) | 0.22 | 0.27 | 0.45 | 1.68 | 2.06 |

Mod. B – PI=15%

| | $a_{x,max}^{input}(g)$ | $a_{x,max}^{base}(g)$ | $a_{x,max}^{cresta}(g)$ | $\frac{a_x^c}{a_x^b}$ | $\frac{a_x^c}{a_x^i}$ |
|---------------|------------------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|
| Coyote Lake | 0.22 | 0.14 | 0.21 | 1.56 | 0.96 |
| San Fernando | 0.22 | 0.11 | 0.18 | 1.64 | 0.84 |
| Northridge | 0.22 | 0.13 | 0.23 | 1.77 | 1.06 |
| Kern Country | 0.22 | 0.14 | 0.18 | 1.29 | 0.84 |
| Irpinia (ALT) | 0.22 | 0.14 | 0.22 | 1.55 | 1.00 |

Le differenze di comportamento dei due modelli, derivanti dalle diverse caratteristiche di decadimento del modulo di rigidità a taglio e smorzamento dei terreni di fondazione, possono essere analizzate anche in termini di spettri di risposta. In Fig. IX.13 sono presentati, per ogni evento sismico, gli spettri di risposta in accelerazione relativi al segnale applicato al contorno inferiore del modello (input) e ai segnali calcolati in cresta in entrambi i modelli. Si può osservare che le ordinate spettrali relative al segnale calcolato in cresta nel mod. A risultano sempre maggiori rispetto a quelle previste col mod. B, avvalorando ulteriormente quanto già discusso con riferimento ai rapporti di amplificazione in termini di accelerazioni massime.



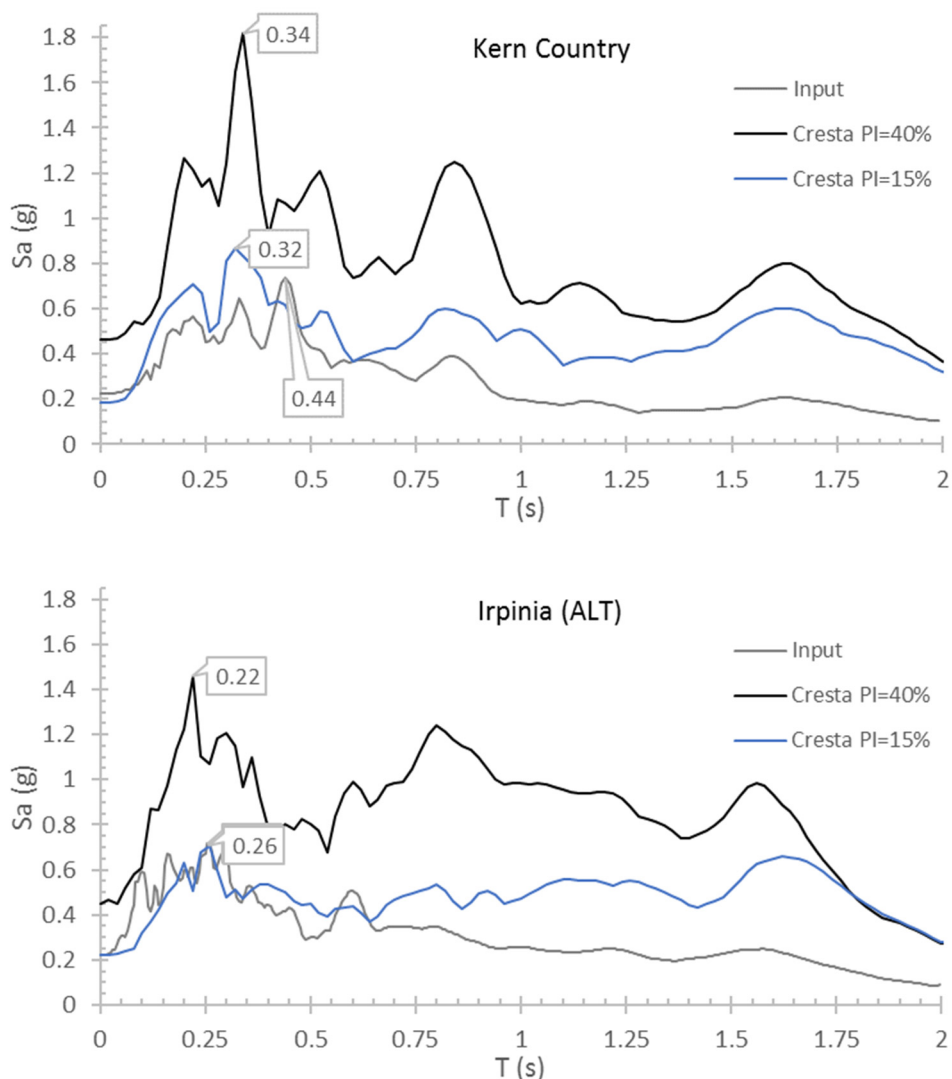


Fig. IX.13 – Confronti tra gli spettri di risposta in accelerazione relativi al segnale di input e ai segnali calcolati in cresta nei due modelli.

IX.3.2.1 Spostamenti

In Fig. IX.14 sono riportate le storie temporali di spostamenti orizzontali calcolati in cresta alla diga nel mod. A per ogni accelerogramma. L'effetto più gravoso è determinato dall'evento di Kern Country, per il quale è previsto uno spostamento orizzontale massimo di 29 cm e uno spostamento permanente di 7 cm (entrambi verso valle). Analizzando i parametri sintetici relativi alla descrizione dell'evento sismico riassunti nella Tab. IX.6, si potrebbe ipotizzare, in base a precedenti studi di letteratura (cfr. p.es. (Sica & Pagano, 2009)), che gli effetti più gravosi siano provocati dall'evento dell'Irpinia, in quanto caratterizzato da maggiore Intensità di Arias e maggiore durata significativa rispetto agli altri eventi. In realtà, le deformazioni plastiche sono influenzate anche dal diverso contenuto in frequenza dei segnali considerati. Per chiarire questo aspetto, si considerino gli spettri in accelerazione relativi ai segnali calcolati in cresta nel mod. A presentati in Fig. IX.13. Con riferimento allo spettro del segnale in cresta relativo all'evento di Kern Country, è possibile osservare che le

ordinate spettrali di accelerazione si notevolmente amplificate in un campo di periodi intorno a 0.34s; tale valore risulta prossimo al periodo di vibrazione fondamentale dell'opera⁷, dell'ordine di 0.28 s. Con riferimento allo spettro del segnale in cresta relativo all'evento dell'Irpinia si rileva, invece, un'amplificazione minore delle ordinate spettrali nello stesso range di periodi.

Le evoluzioni temporali degli spostamenti orizzontali calcolati in cresta alla diga nel mod. B sono illustrate in Fig. IX.15. Anche in questo modello l'effetto più gravoso è determinato dall'evento di Kern Country, per il quale è previsto uno spostamento orizzontale massimo di 27 cm (leggermente inferiore rispetto a quello previsto nel mod. A). In termini di spostamenti orizzontali permanenti, però, il valore massimo è consegnato dall'evento dell'Irpinia, pari a 10 cm. Tale spostamento è composto da due aliquote: la prima è data dallo spostamento orizzontale permanente della base del rilevato conseguente alla deformazione dei terreni di fondazione, la seconda rappresenta, invece, lo spostamento relativo tra la cresta e la base del corpo diga.

Per valutare entrambi i contributi si possono analizzare i profili di spostamenti orizzontali permanenti calcolati in asse diga rappresentati in Fig. IX.16. Con riferimento ai risultati relativi al mod. B, si nota che la distribuzione di spostamenti permanenti indotta dall'evento di Kern Country presenta un'inversione di segno nei terreni di fondazione, sintomo di un fenomeno di oscillazione del sistema governato da modi superiori al primo; la distribuzione relativa all'evento dell'Irpinia risulta invece interamente positiva (verso valle). Ciò implica uno spostamento orizzontale permanente della base del rilevato maggiore nel caso del sisma dell'Irpinia rispetto a quello di Kern Country. Per isolare il secondo contributo, sono illustrati in Fig. IX.17 gli spostamenti relativi del corpo diga rispetto alla base. Con riferimento ai risultati del mod. B, emerge che i due eventi sismici in discussione provocano una distribuzione di spostamenti pressoché identica. Alla luce di quanto osservato, risulta ragionevole concludere che l'evento dell'Irpinia produce uno spostamento orizzontale permanente in cresta maggiore rispetto a quelli calcolati per gli altri eventi, in virtù di uno spostamento maggiore della base del rilevato e non per effetto di una maggiore deformazione del corpo diga.

Nelle Fig. IX.18 e Fig. IX.19 sono presentate le storie temporali dei cedimenti in cresta calcolate rispettivamente nel mod. A e mod. B. Con riferimento al primo modello, coerentemente a quanto visto per gli spostamenti orizzontali, l'effetto più gravoso è determinato dall'evento di Kern Country, per il quale è previsto un cedimento massimo di 8 cm. Nel secondo modello, invece, il cedimento massimo in cresta, pari a 13 cm, è indotto dall'evento dell'Irpinia.

Nelle Fig. IX.20 ÷ Fig. IX.24 sono infine riportati i contorni di spostamenti permanenti per ciascun evento sismico calcolati in entrambi i modelli, con indicazione dei valori massimi delle componenti di spostamento orizzontale e verticale in cresta.

⁷ il periodo di vibrazione fondamentale della diga è stimabile con la relazione semplificata di Bray (2007): $T = 2.6 \frac{H}{V_s}$

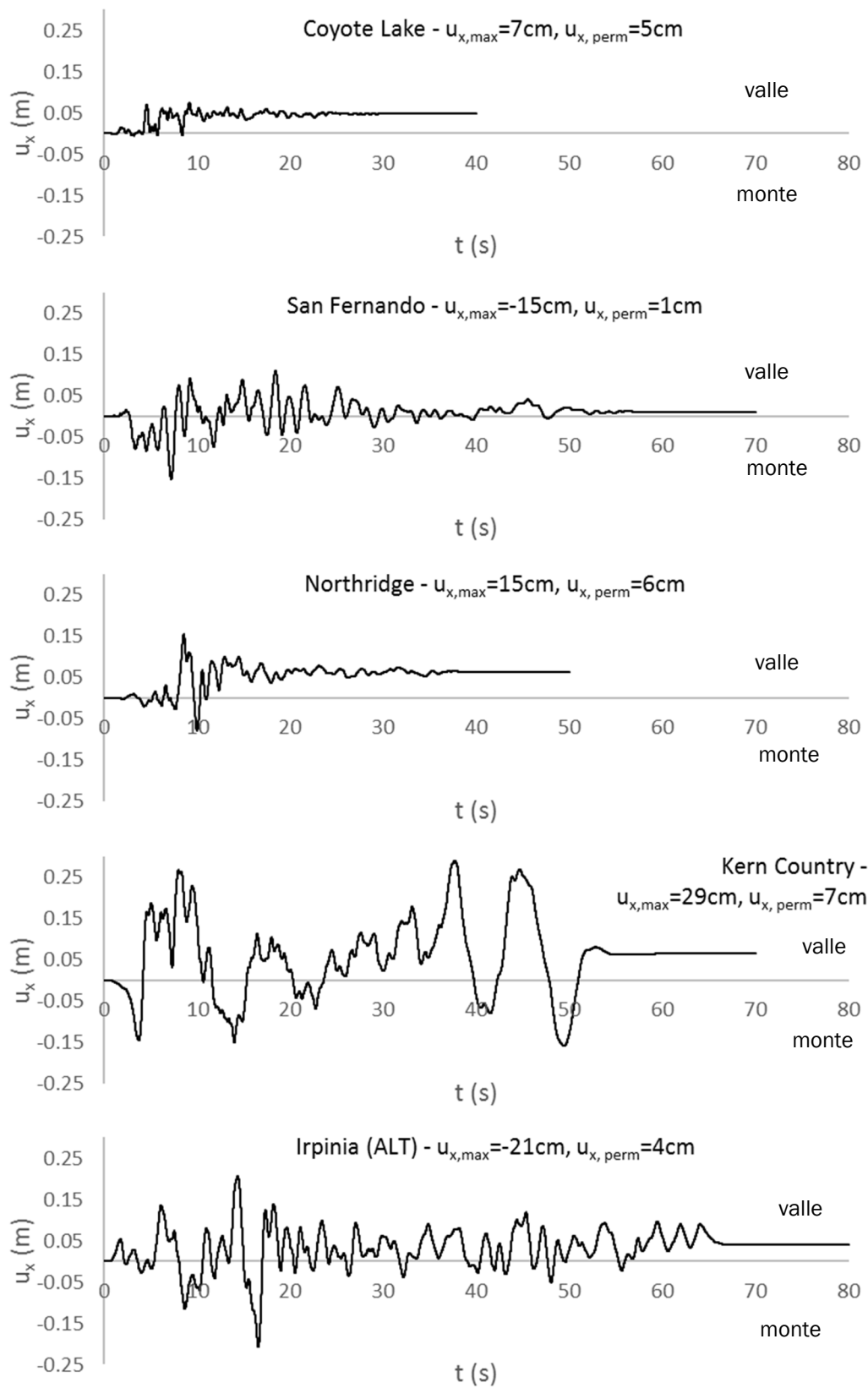


Fig. IX.14 - Storie temporali di spostamenti orizzontali calcolate in cresta nel modello A ($PI=40\%$).

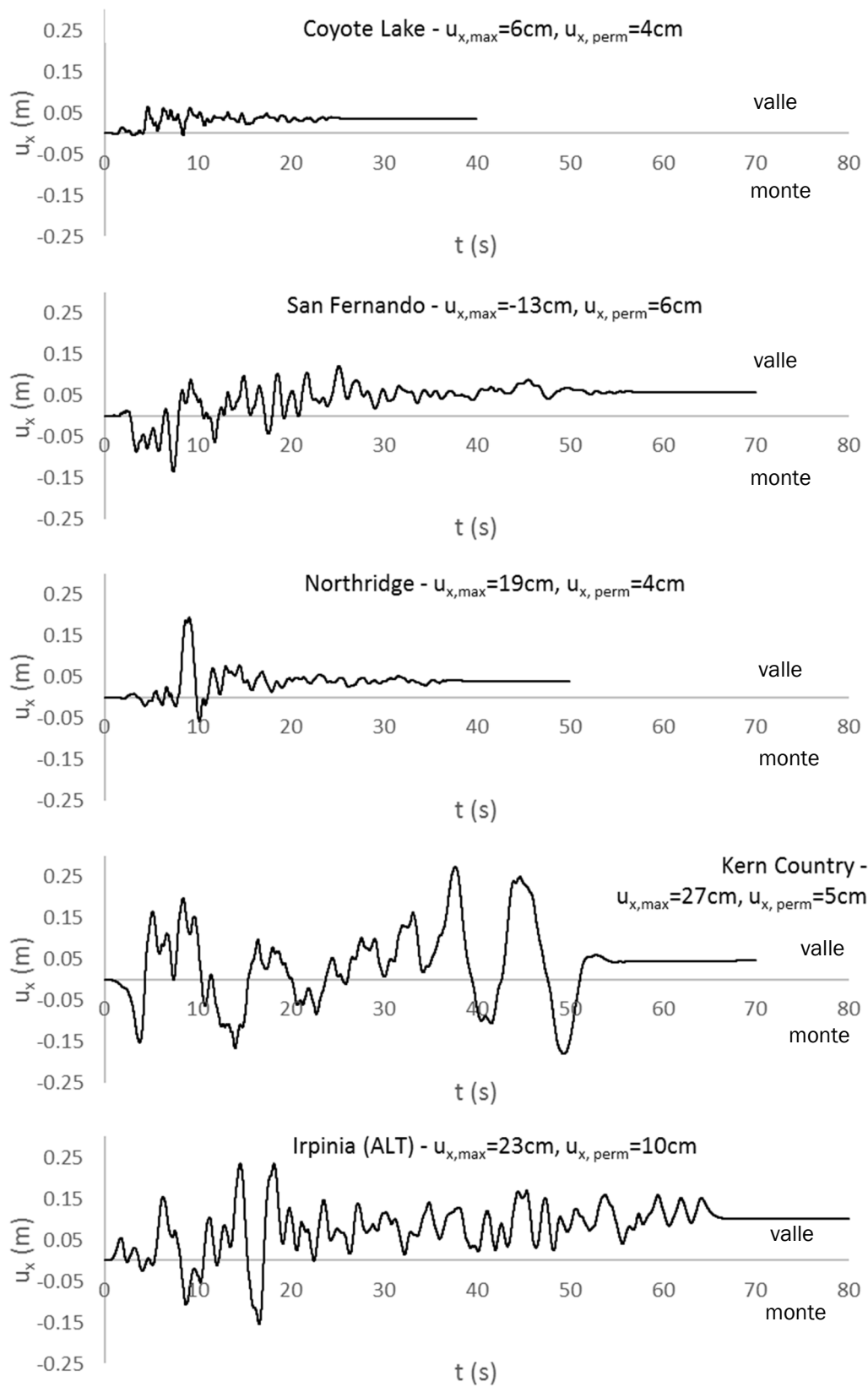


Fig. IX.15 – Storie temporali di spostamenti orizzontali calcolati in cresta nel modello B ($PI=15\%$).

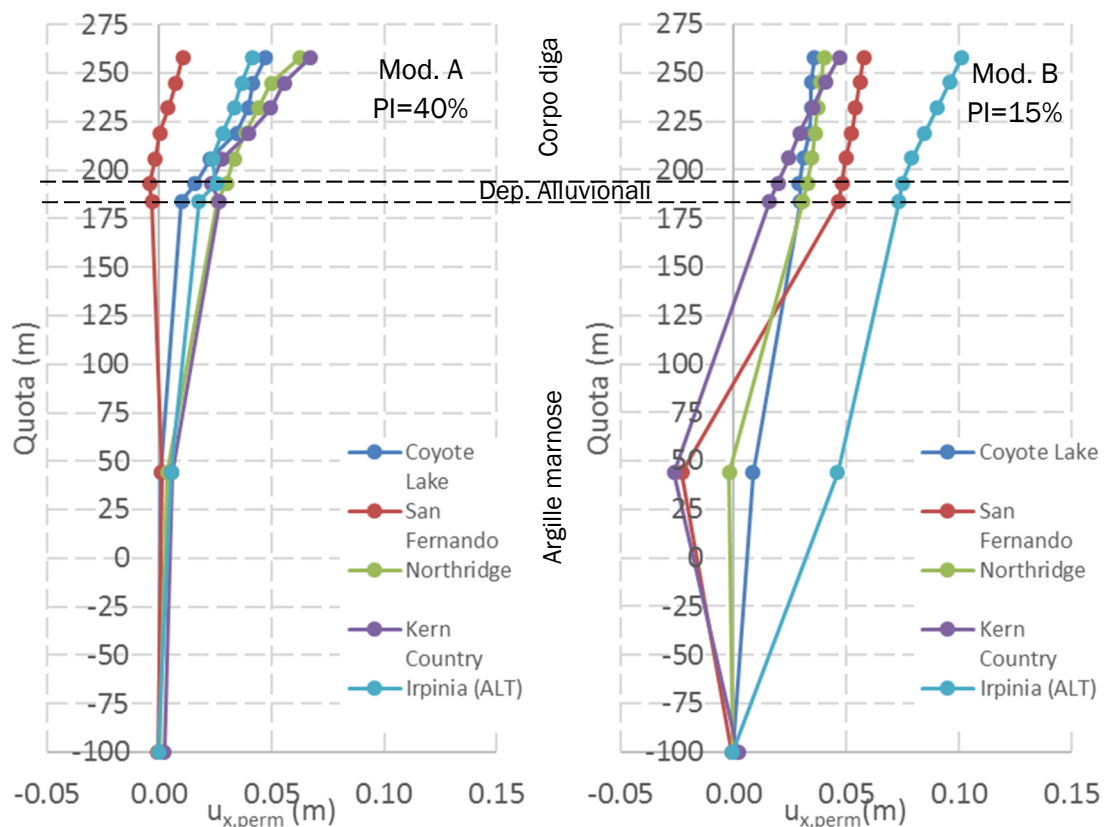


Fig. IX.16 - Profili di spostamenti orizzontali permanenti in asse diga nei due modelli di calcolo.

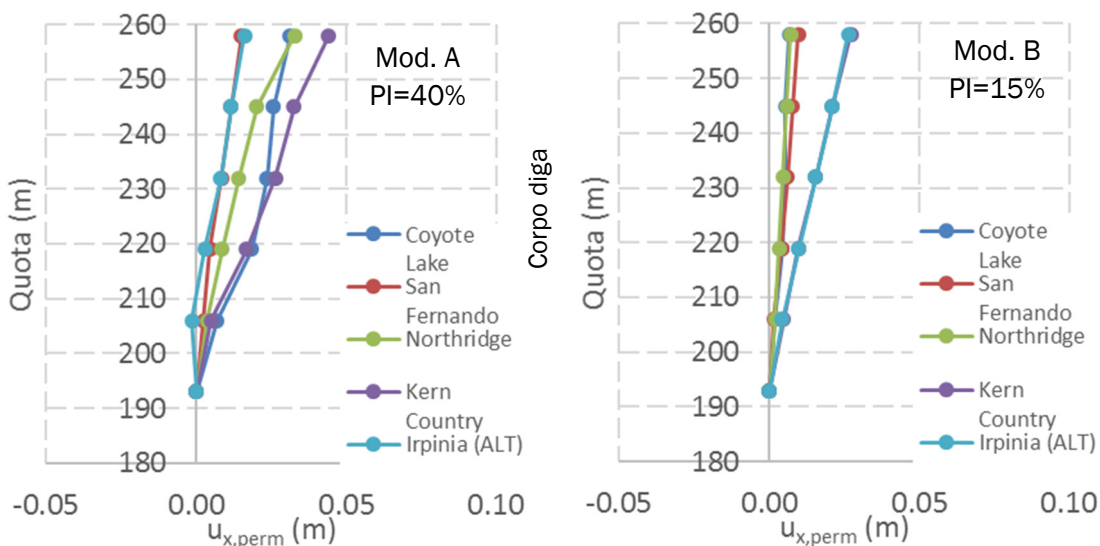


Fig. IX.17 - Profili di spostamenti orizzontali permanenti nel corpo diga depurati degli spostamenti orizzontali permanenti di terreni di fondazione.

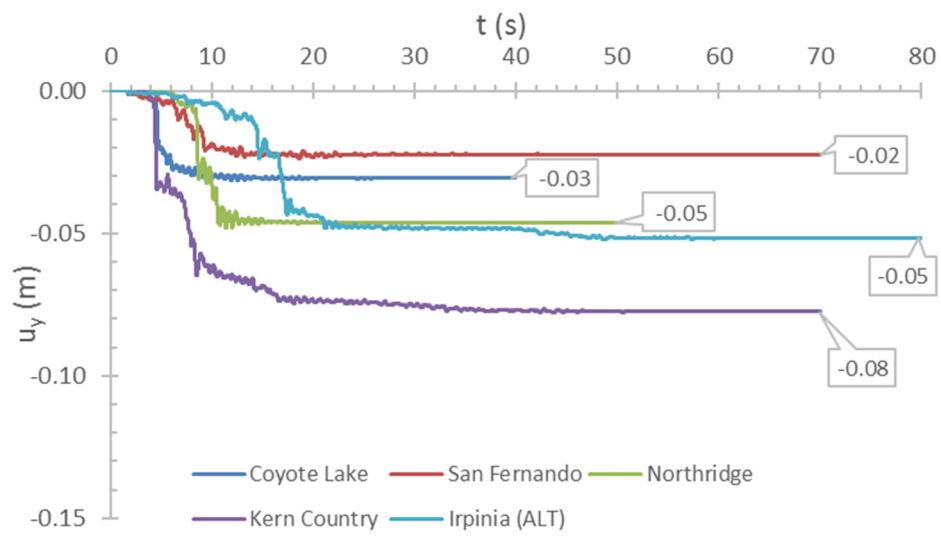


Fig. IX.18 - Storie temporali di cedimenti in cresta calcolati nel modello A.

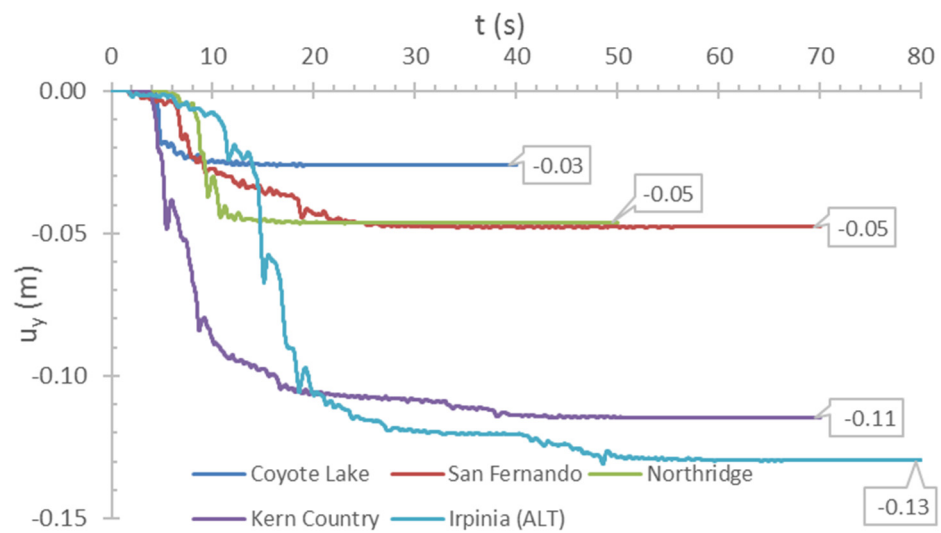


Fig. IX.19 - Storie temporali di cedimenti in cresta calcolati nel modello B.

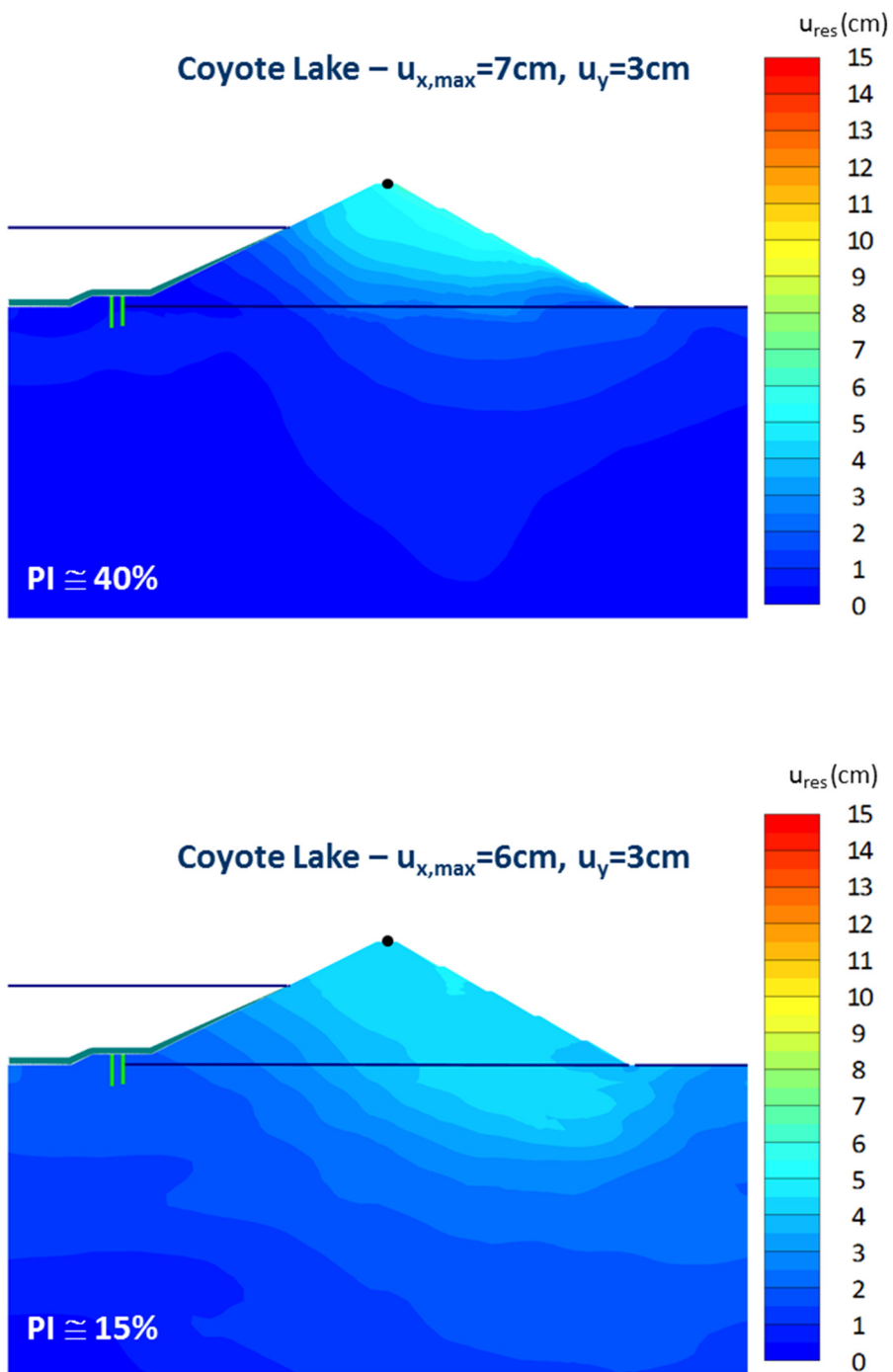


Fig. IX.20 – Contorni di spostamenti permanenti nei due modelli di calcolo indotti dall'evento di Coyote Lake.

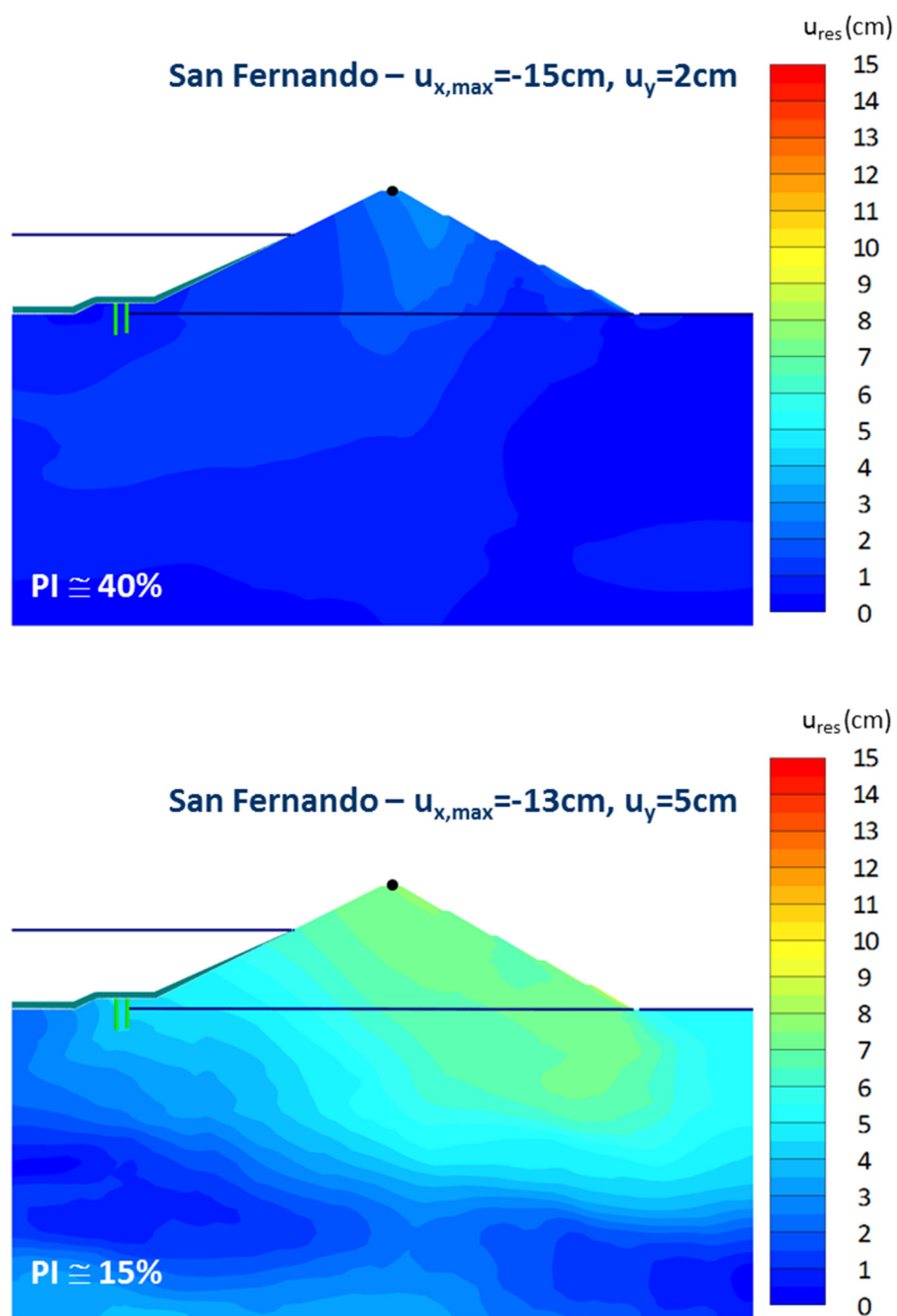


Fig. IX.21 – Contorni di spostamenti permanenti nei due modelli di calcolo indotti dall'evento di San Fernando.

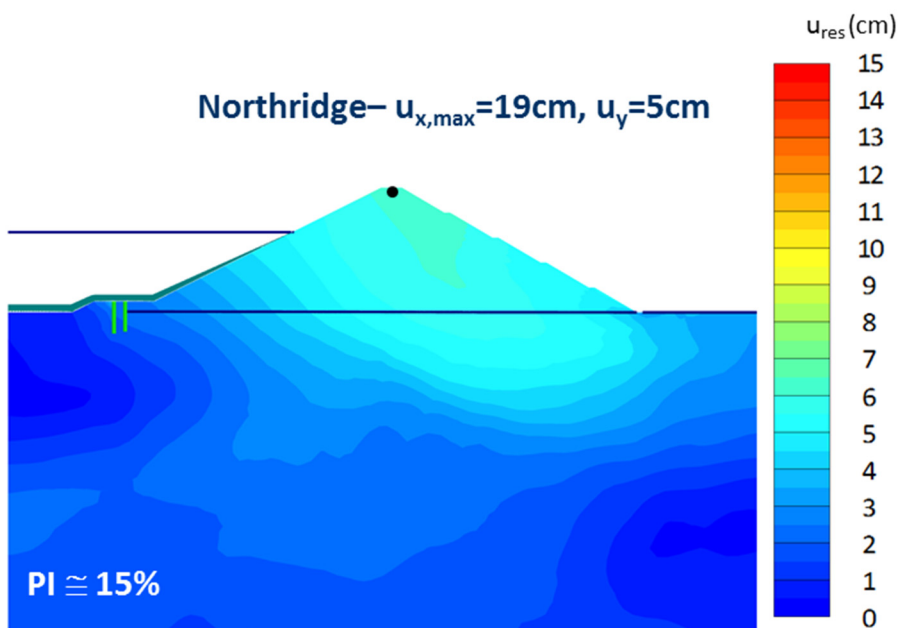
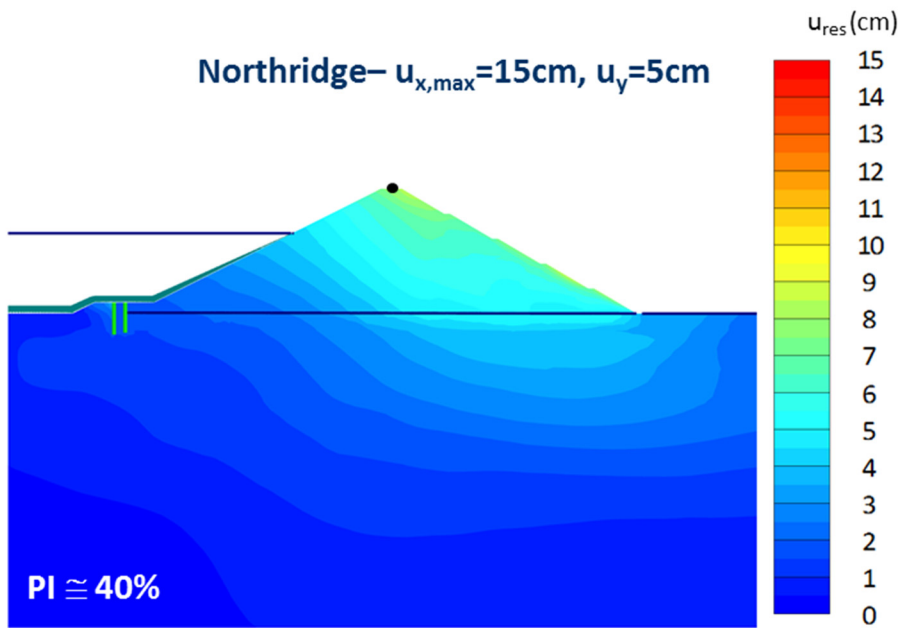


Fig. IX.22 - Contorni di spostamenti permanenti nei due modelli di calcolo indotti dall'evento di Northridge.

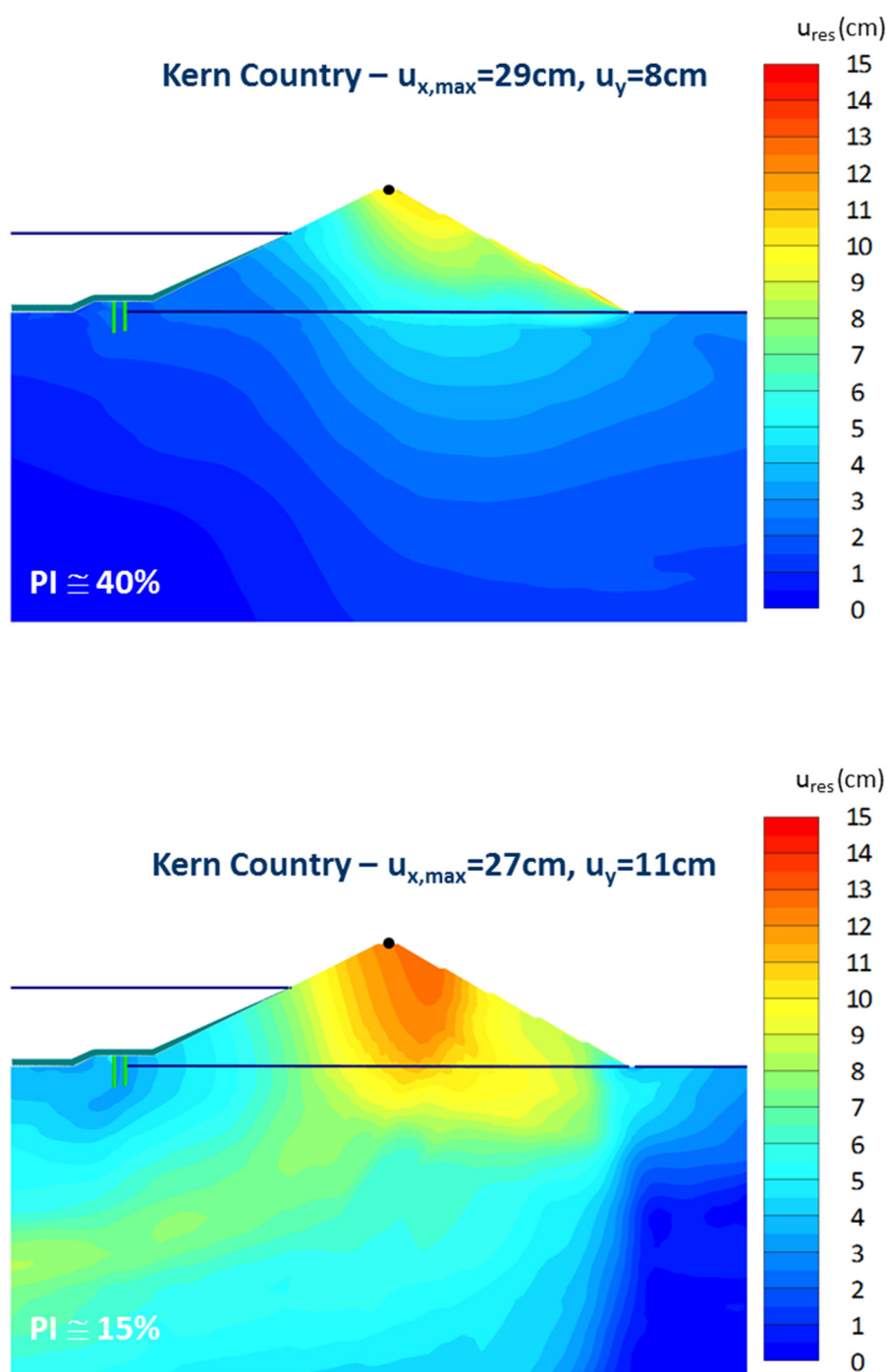


Fig. IX.23 – Contorni di spostamenti permanenti nei due modelli di calcolo indotti dall'evento di Kern Country.

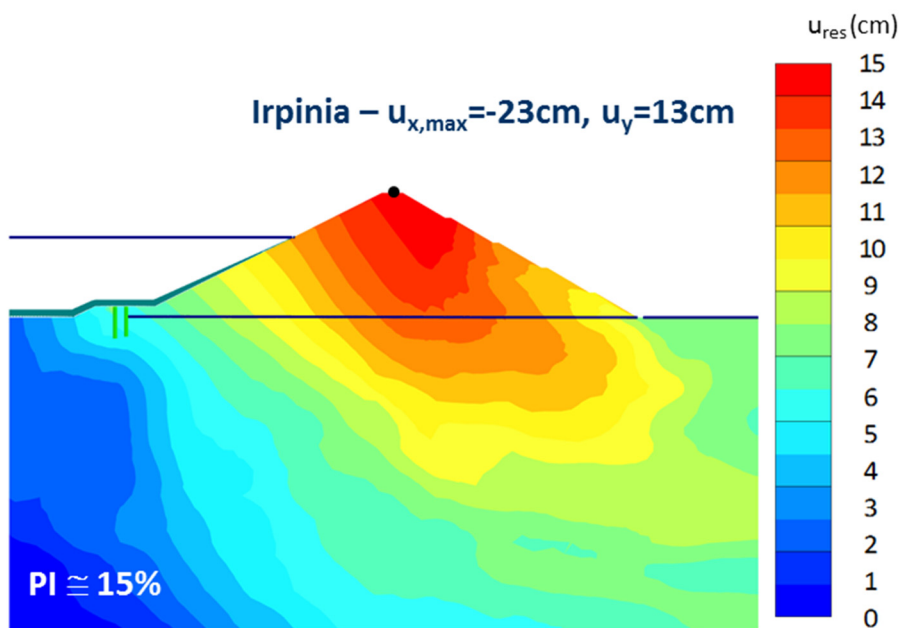
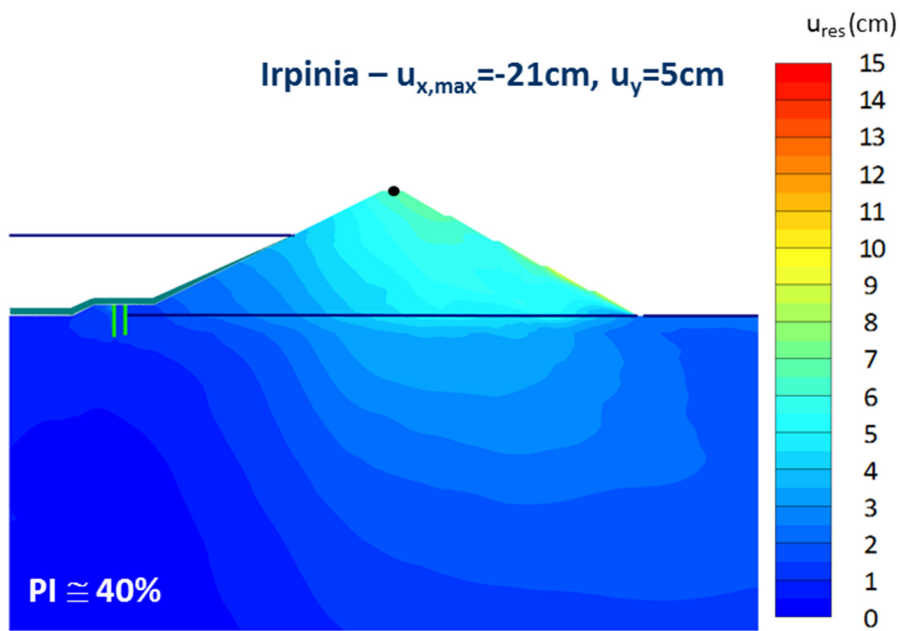


Fig. IX.24 – Contorni di spostamenti permanenti nei due modelli di calcolo indotti dall'evento dell'Irpinia.

IX.3.2.2 Instabilità globale

Oltre che in termini di spostamenti, le condizioni di sicurezza nei confronti dei meccanismi di instabilità globale indotti dal sisma sono valutate esaminando nei nodi del dominio di analisi i valori delle tensioni tangenziali relative all'istante di tempo corrispondente al termine dell'azione sismica.

La tensione tangenziale relativa è definita come il rapporto tra la tensione tangenziale mobilitata per l'equilibrio in un punto e la resistenza a taglio disponibile:

$$\tau_{rel} = \frac{\tau_{mob}}{\tau_{max}}$$

Stante la sua definizione, rappresenta l'inverso del fattore di sicurezza puntuale, FS_p , utilizzato nelle verifiche di stabilità con metodi pseudo-statici, pertanto, le condizioni di sicurezza sono rappresentate da valori $\tau_{rel} < 1$.

A supporto dei risultati espressi in termini di rapporti di stati tensionali, si riportano anche i contorni di deformazioni distorsionali residue, utili per la quantificazione della prestazione sismica della diga.

Con riferimento ai risultati ottenuti nel mod. A, riportati nelle Fig. IX.25 ÷ Fig. IX.29, si evince che, per ogni evento sismico, le zone interessate dalla rottura sono concentrate lungo il paramento di valle e non intercettano l'elemento di tenuta idraulica. All'aumentare dell'Intensità di Arias degli eventi sismici, lo spessore dei volumi di terreno coinvolti tende ad incrementare, restando tuttavia limitato ad un valore massimo dell'ordine di 10 m. Per ciò che concerne il paramento di monte, il margine di sicurezza nei confronti del fenomeno d'instabilità risulta più elevato a causa della presenza del carico stabilizzante esplicito dalla pressione dell'acqua sul manto bituminoso.

Dall'analisi dei contorni di deformazioni distorsionali residue, è possibile individuare la formazione di bande di taglio diffuse nello strato di depositi alluvionali ed a valle dell'asse verticale del corpo diga. In tali fasce, il livello di deformazione a taglio mobilitato risulta pari a circa 0.2%. Con riferimento agli eventi di Kern Country ed Irpinia, si nota la presenza di deformazioni a taglio predisponenti la formazione di superfici di scorrimento anche nella parte sommitale del paramento di monte, al di sopra del livello d'invaso. Lungo tali superfici non si è però raggiunta la condizione di rottura.

I risultati ottenuti con il mod. B (Fig. IX.30 ÷ Fig. IX.34) manifestano anch'essi la concentrazione di zone interessate dalla rottura lungo il paramento di valle. Confrontando i risultati con quelli ottenuti nel mod. A, lo spessore dei terreni coinvolti dal fenomeno di rottura risulta minore, in virtù dell'attenuazione dei segnali sismici avvenuta durante la propagazione nei terreni di fondazione. Dall'analisi dei contorni di deformazioni distorsionali residue, si evidenzia complessivamente una riduzione del livello deformativo mobilitato nel corpo diga e nello strato di depositi alluvionali; d'altro canto, emerge una maggiore diffusione di deformazioni a taglio nei terreni di fondazione.

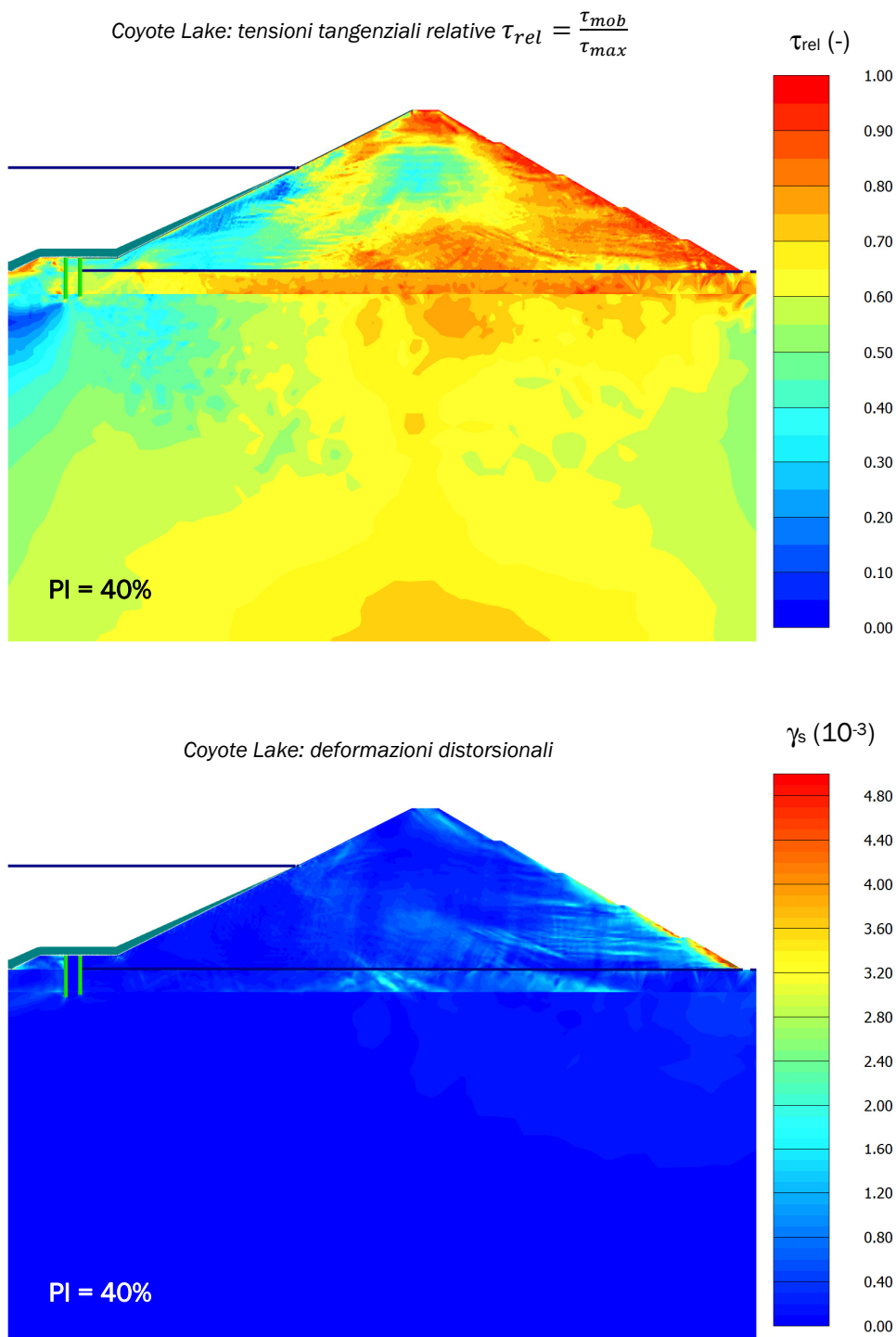


Fig. IX.25 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Coyote Lake.

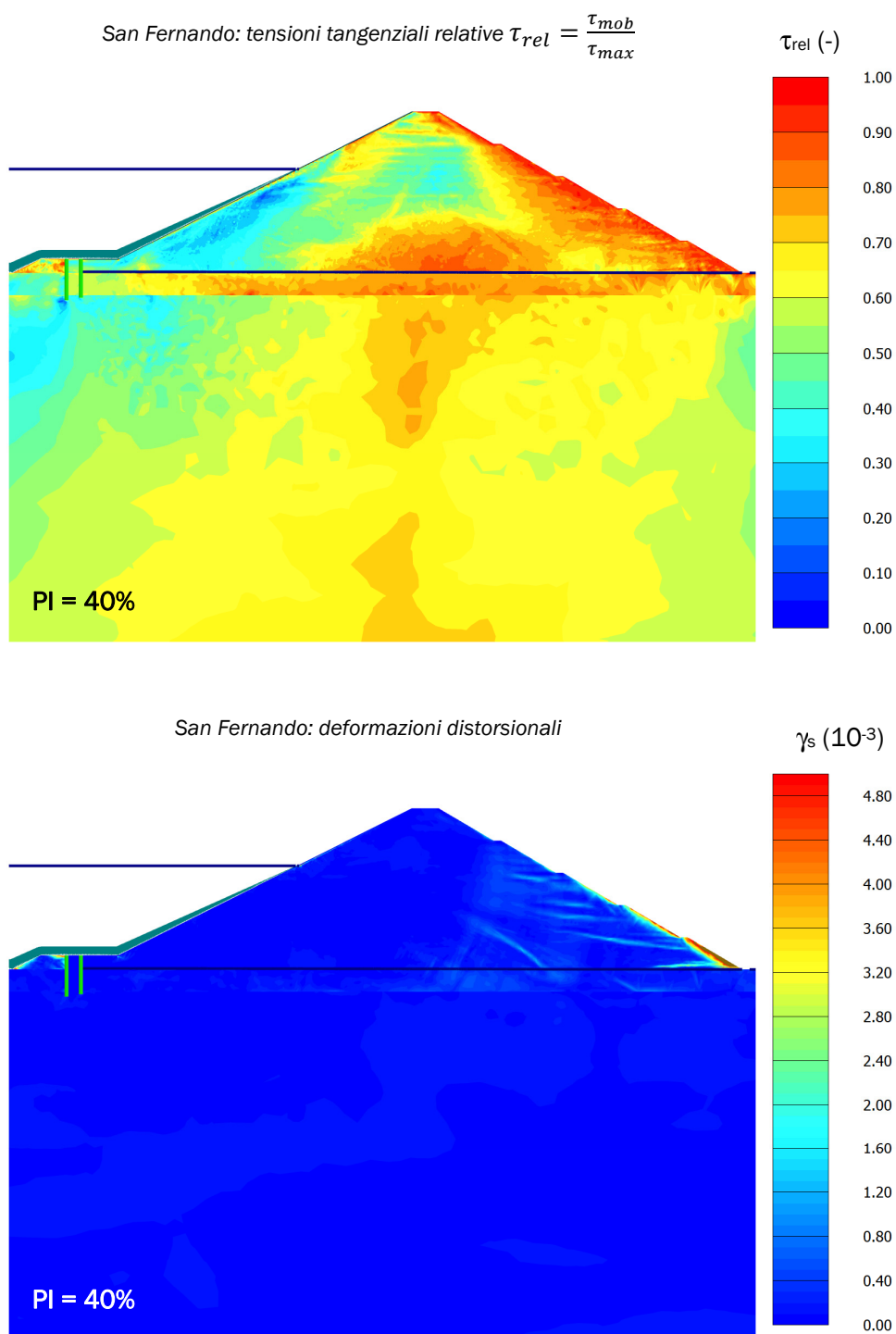


Fig. IX.26 - Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento San Fernando.

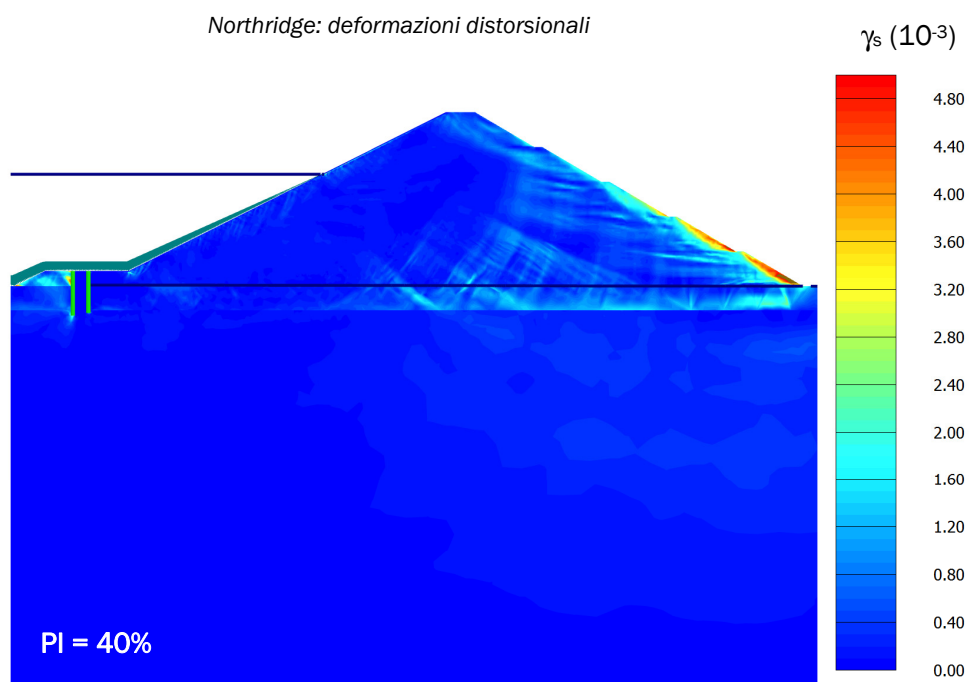
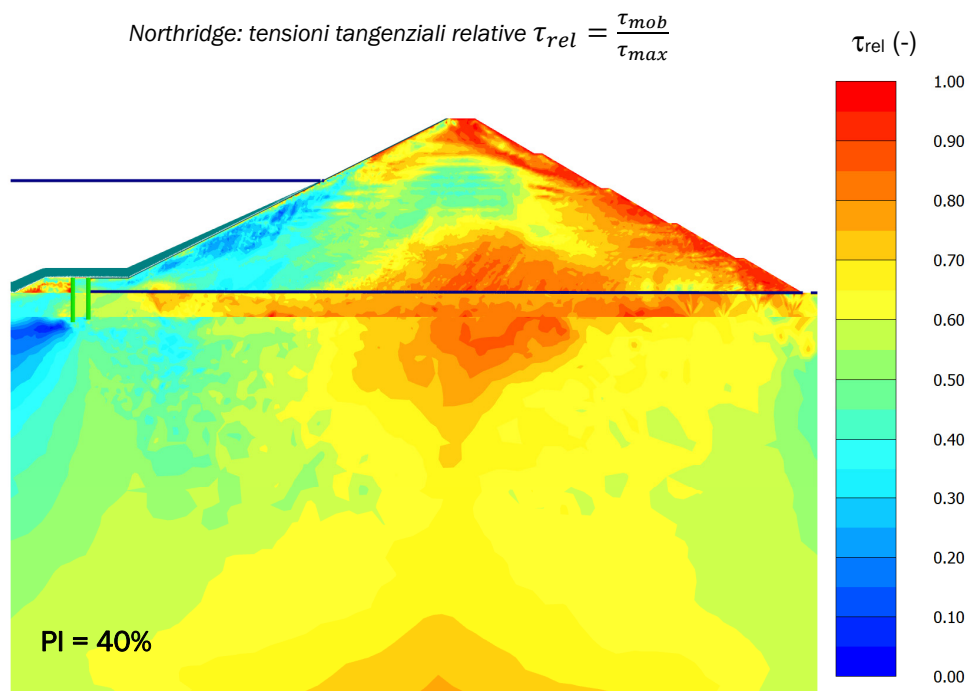


Fig. IX.27 - Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Northridge.

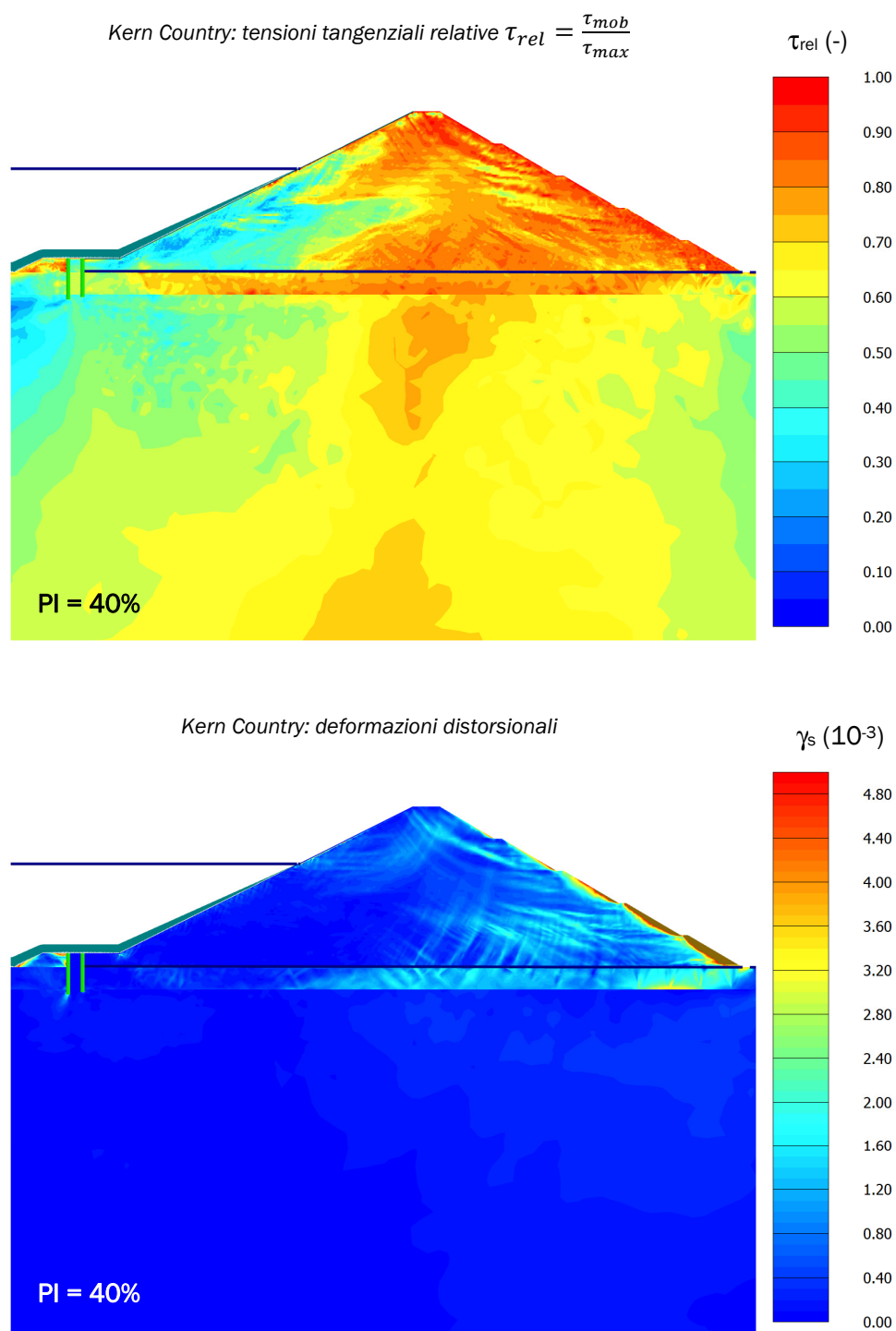


Fig. IX.28 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Kern Country.

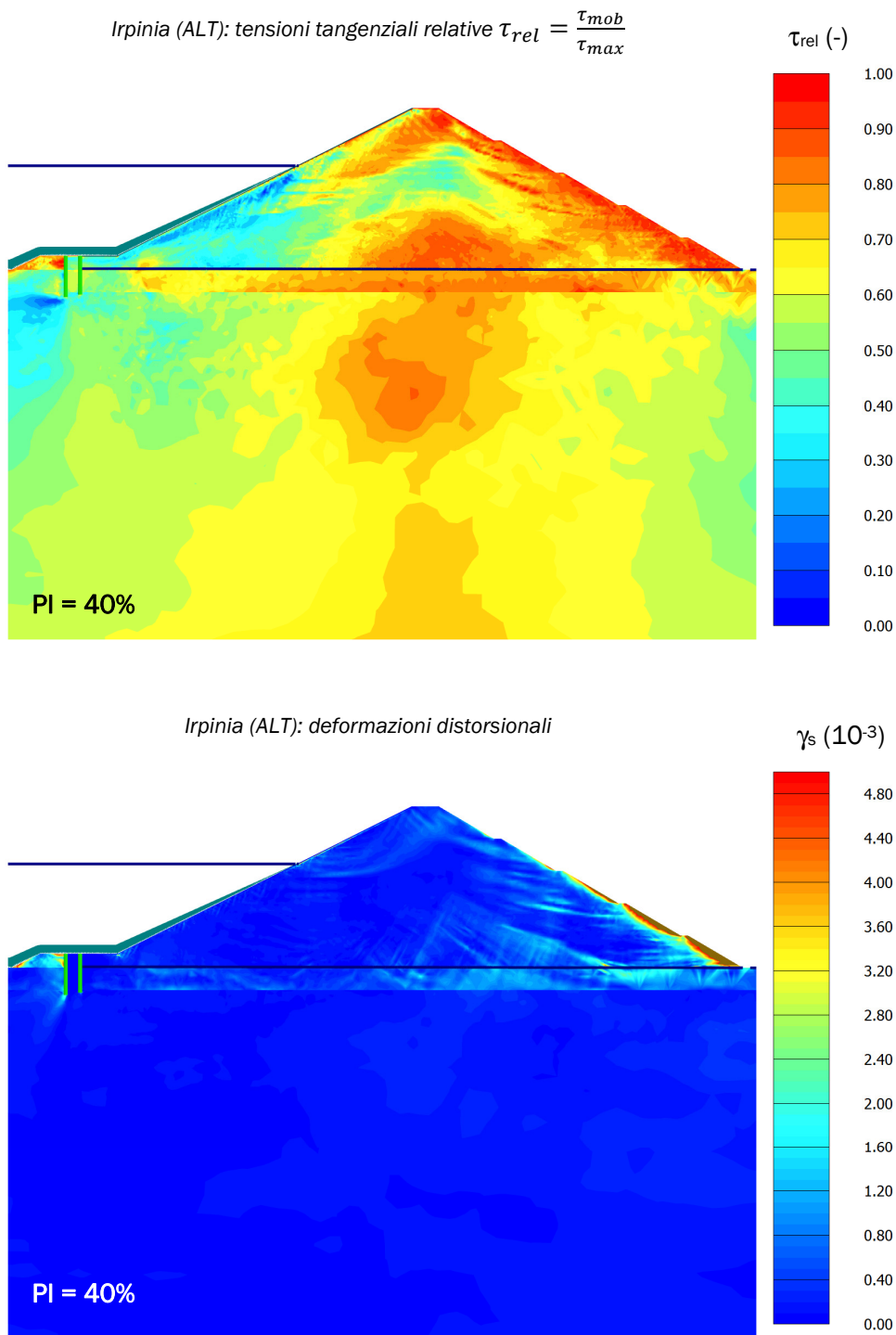


Fig. IX.29 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Irpinia (ALT).

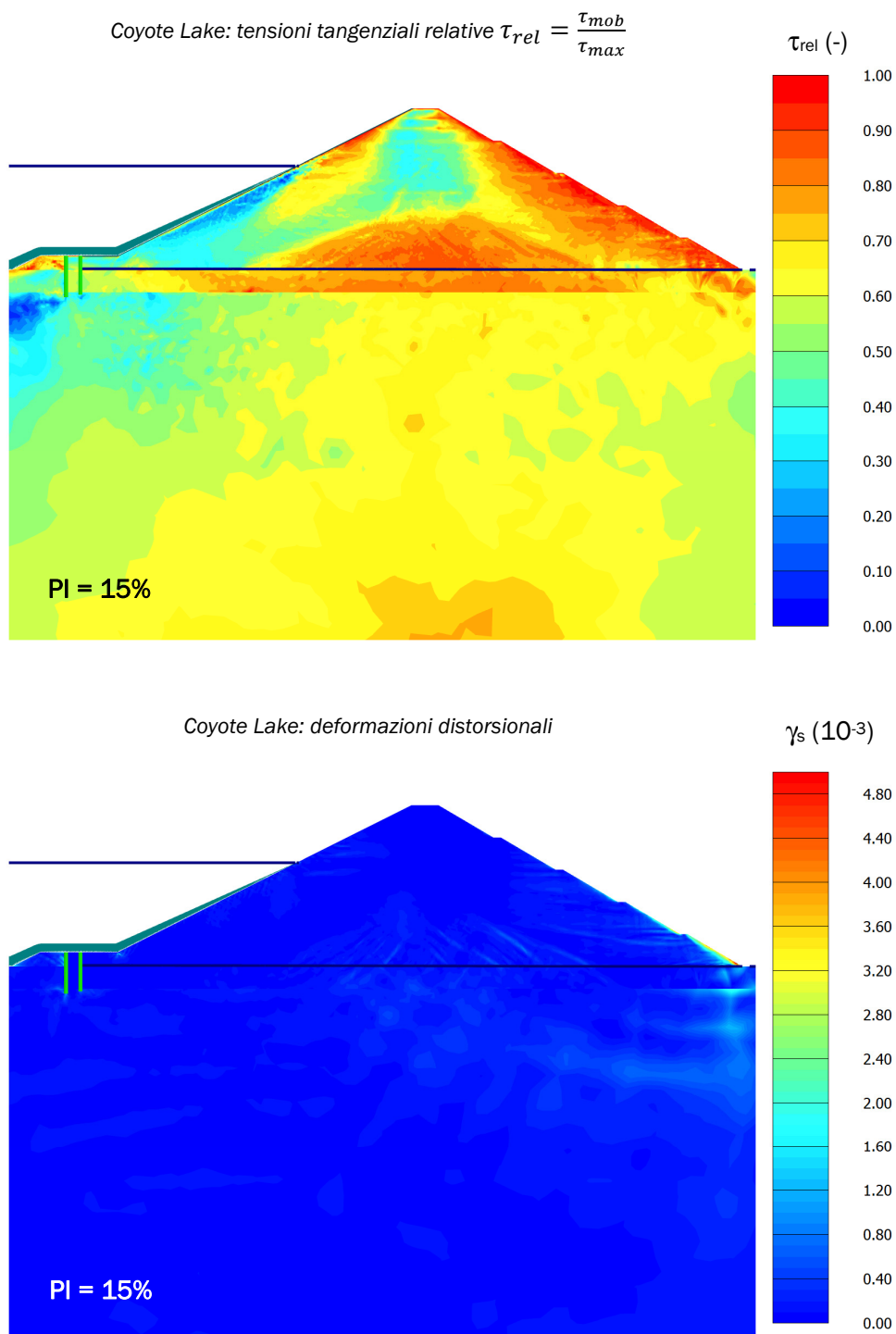


Fig. IX.30 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Coyote Lake.

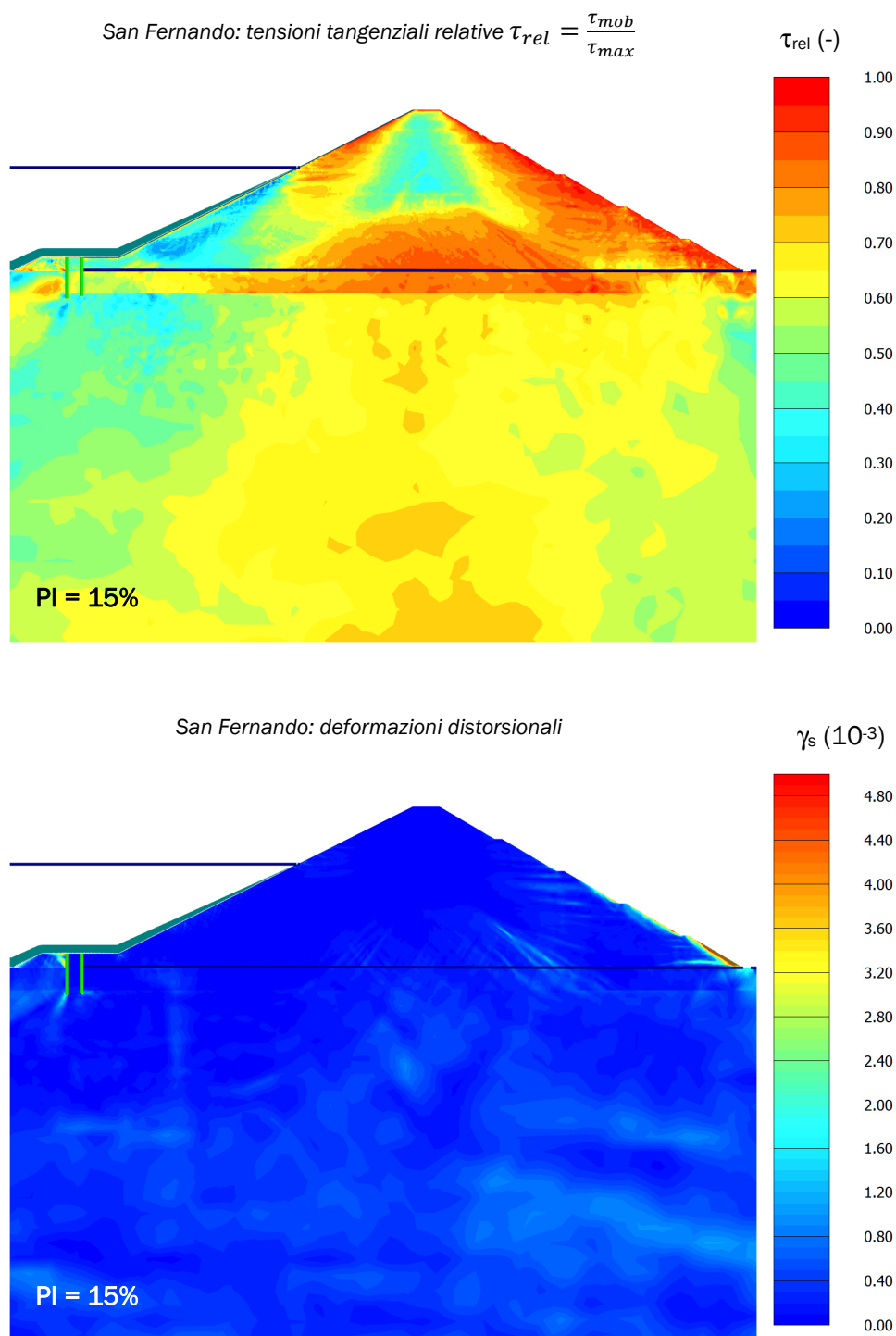


Fig. IX.31 - Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento San Fernando.

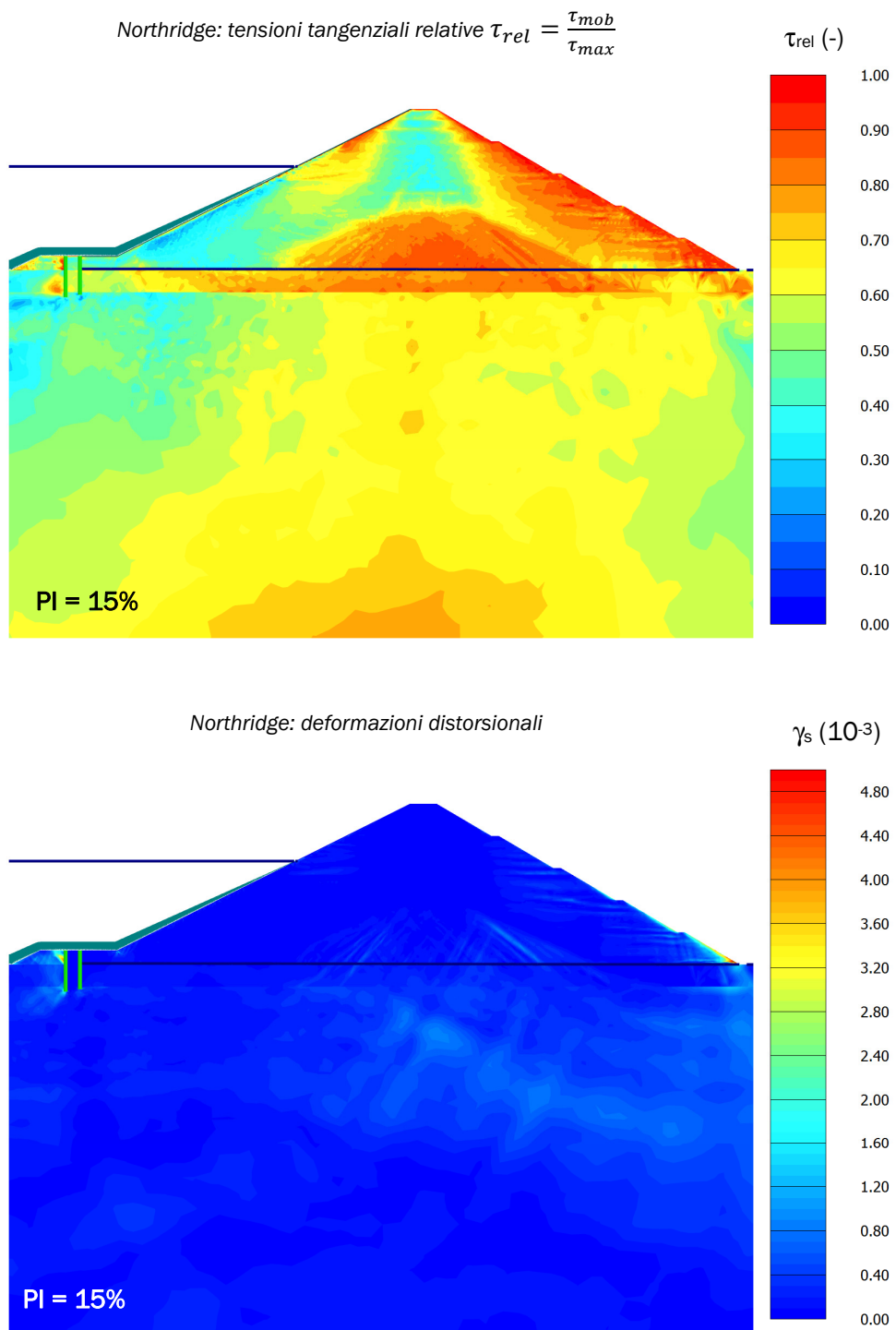


Fig. IX.32 - Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Northridge.

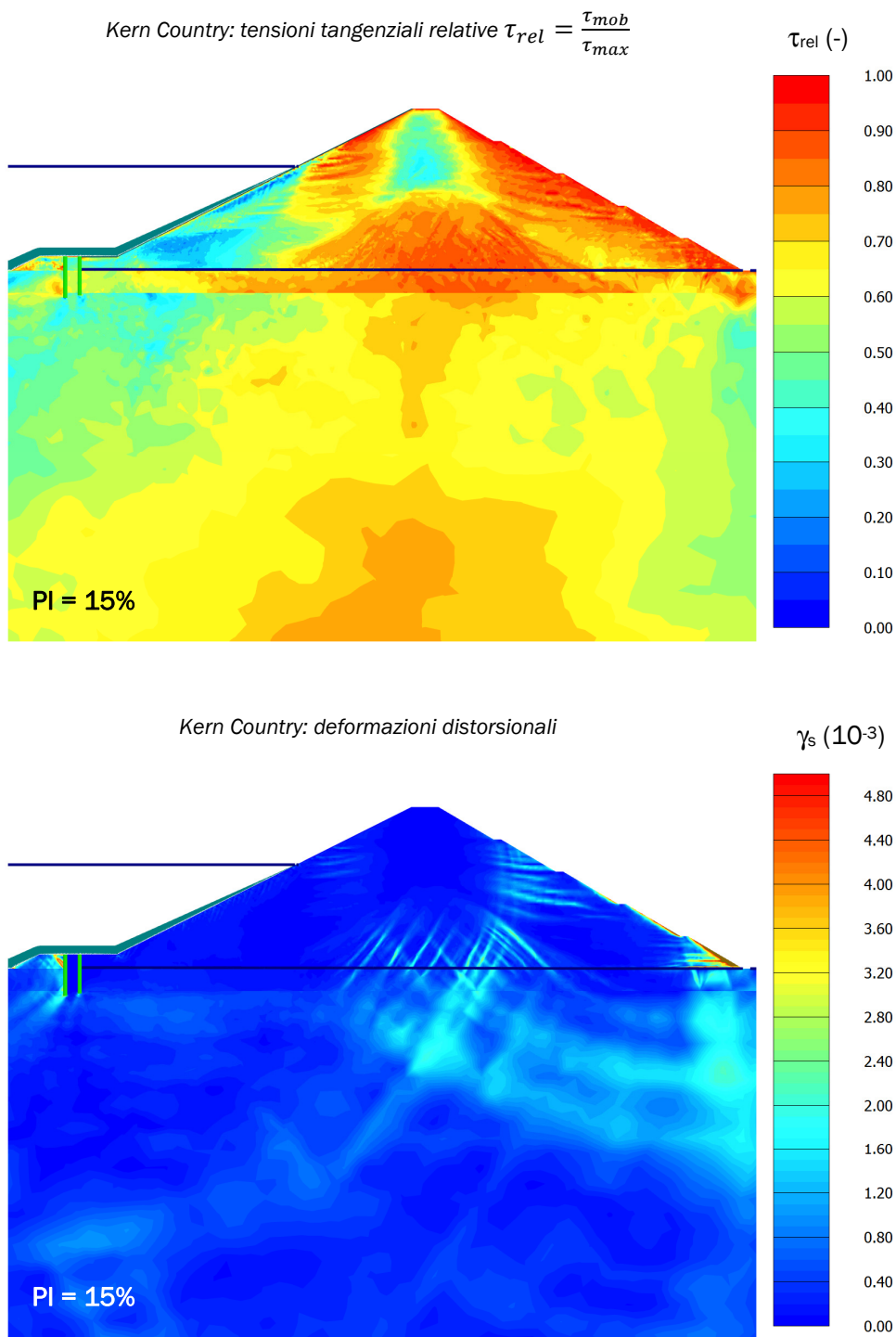


Fig. IX.33 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Kern Country.

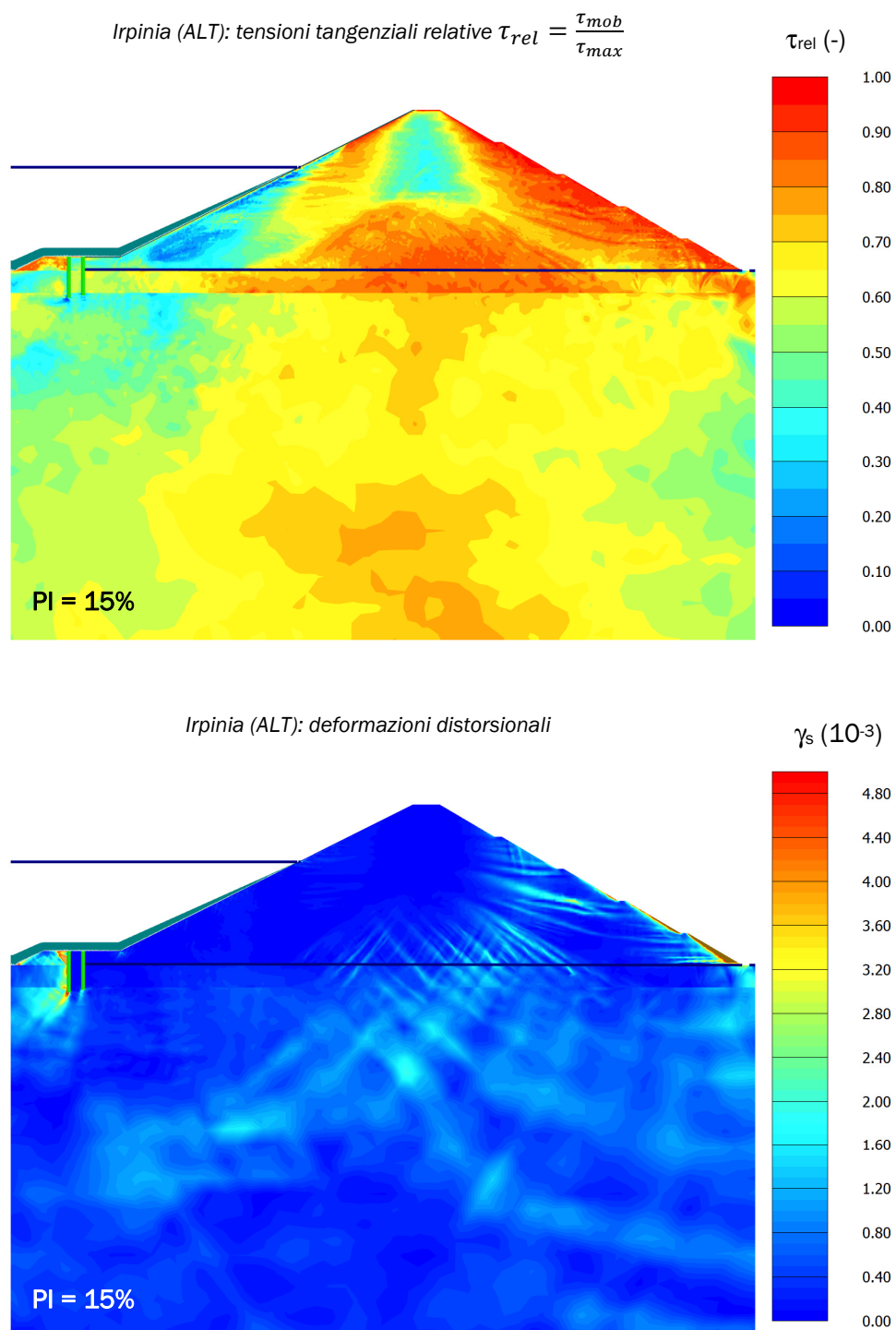


Fig. IX.34 - Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali indotte dall'evento Irpinia (ALT).

IX.3.2.3 Deformazioni del manto bituminoso

Durante l'evento sismico, distorsioni o dilatazioni del paramento di monte possono determinare rotture da taglio o trazione nell'elemento di tenuta idraulica.

La verifica di integrità dell'elemento di tenuta idraulica è pertanto condotta valutando per ogni evento sismico di riferimento il livello deformativo mobilitato nel manto bituminoso in termini di deformazioni assiali, ϵ_a , e distorsionali, γ_s .

Nella Tab. IX.8 sono riportati i valori massimi di deformazioni assiali e distorsionali calcolati per ciascun evento nei due modelli. Essi risultano in tutti i casi tali da non far temere fenomeni di fessurazione che possano compromettere la tenuta del serbatoio. Indicazioni di letteratura (Kawashima, et al., 1997), suggeriscono infatti valori limite di deformazioni assiali per la formazione di lesioni da trazione ben superiori a quelli calcolati.

Tab. IX.8 – Valori massimi di deformazioni assiali e distorsionali nel manto bituminoso.

| Evento | Mod. A – PI=40% | | Mod. B – PI=15% | |
|--------------|------------------|----------------|------------------|----------------|
| | ϵ_a (%) | γ_s (%) | ϵ_a (%) | γ_s (%) |
| Coyote Lake | 0.26 | 0.33 | 0.34 | 0.40 |
| San Fernando | 0.15 | 0.19 | 0.16 | 0.20 |
| Northridge | 0.30 | 0.38 | 0.30 | 0.37 |
| Kern Country | 0.26 | 0.34 | 0.23 | 0.28 |
| Irpinia | 0.40 | 0.50 | 0.15 | 0.19 |

Le distribuzioni di deformazioni assiali e distorsionali lungo il manto bituminoso sono riportate nelle figure da Fig. IX.35 a Fig. IX.38. Al variare dell'azione sismica considerata, il punto in cui si concretizza il massimo valore di deformazione cambia. Con riferimento ai risultati ottenuti nel mod. A (Fig. IX.35, Fig. IX.36), emerge che per gli eventi di Coyote Lake e San Fernando i valori massimi di deformazione si attingono a circa due terzi dell'altezza del rilevato (in prossimità della quota a cui si trova l'invaso all'atto del sisma); per gli eventi di Northridge ed Irpinia, invece, il massimo è raggiunto in corrispondenza del piede del paramento. Infine, per l'evento di Kern Country, la deformazione massima si rileva nei pressi della quota mediana del corpo diga.

Per ciò che concerne i risultati ottenuti nel mod. B (Fig. IX.37, Fig. IX.38), è possibile notare che i valori massimi di deformazione si raggiungono sistematicamente in punti posti a quote inferiori rispetto a quelli ottenuti nel mod. A, ad eccezione del caso rappresentativo dell'evento dell'Irpinia, per il quale il valore massimo è ubicato in prossimità della quota mediana del rilevato.

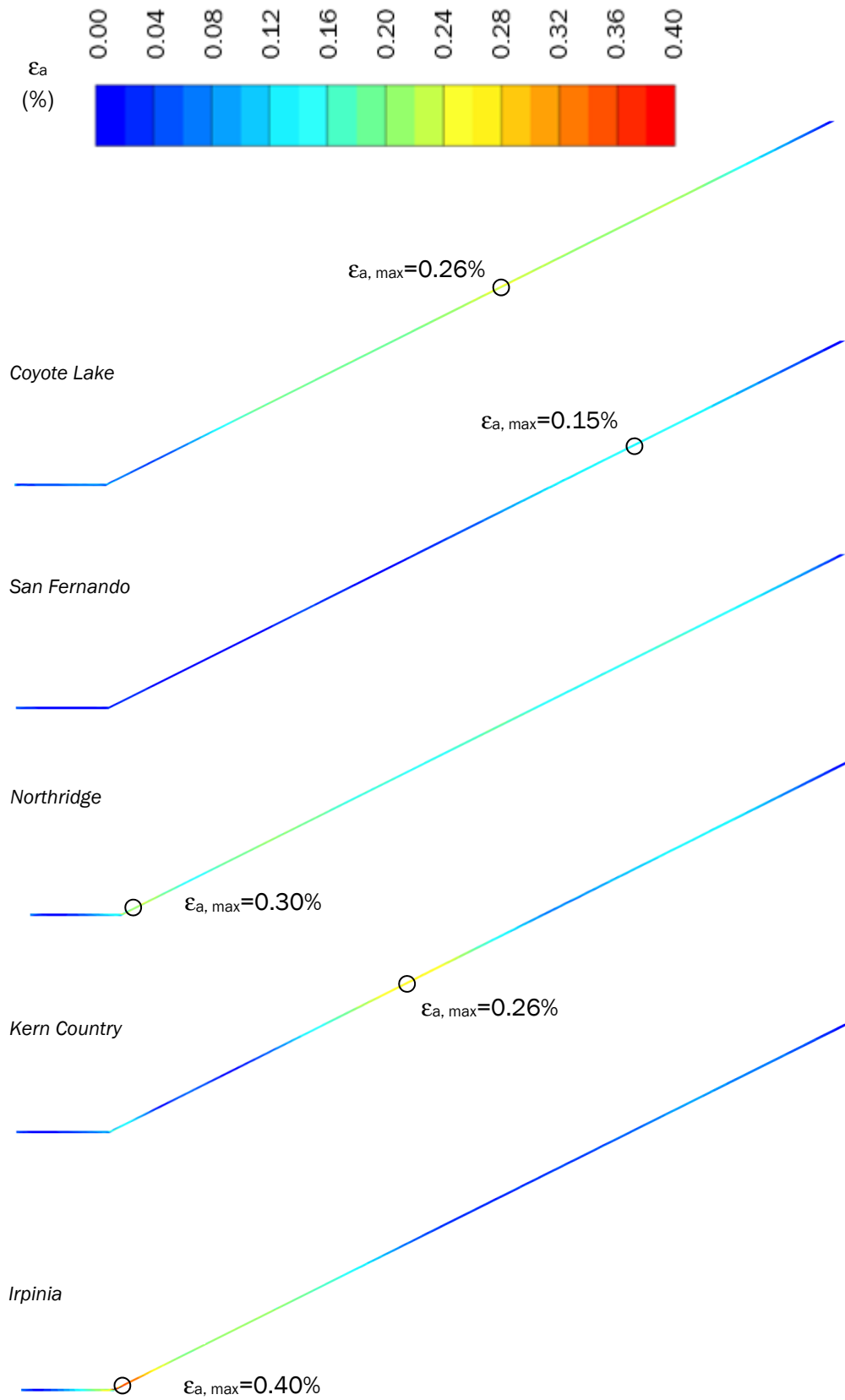


Fig. IX.35 - Deformazioni assiali nel manto bituminoso calcolate nel mod. A.

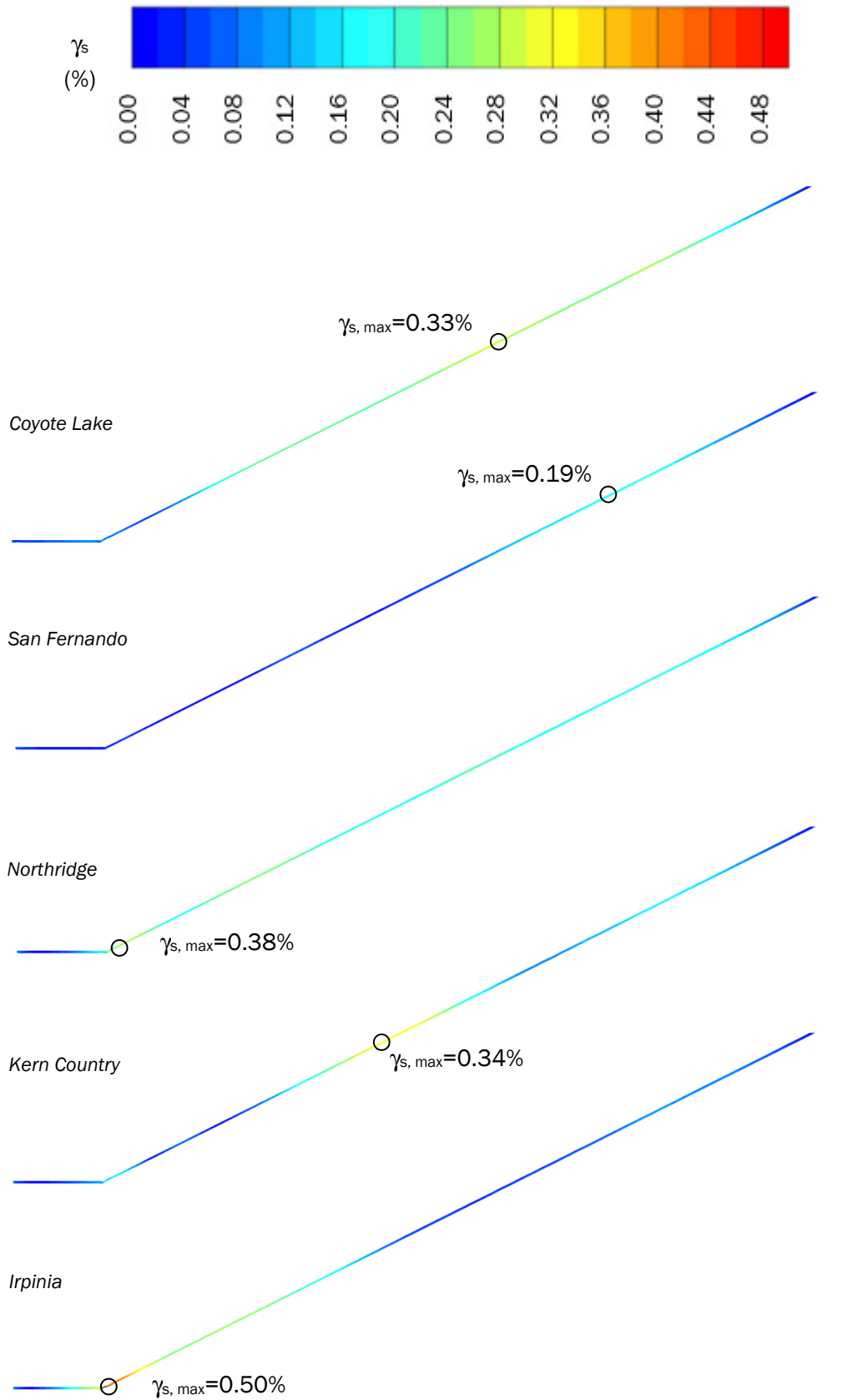


Fig. IX.36 - Deformazioni distorsionali nel manto bituminoso calcolate nel mod. A.

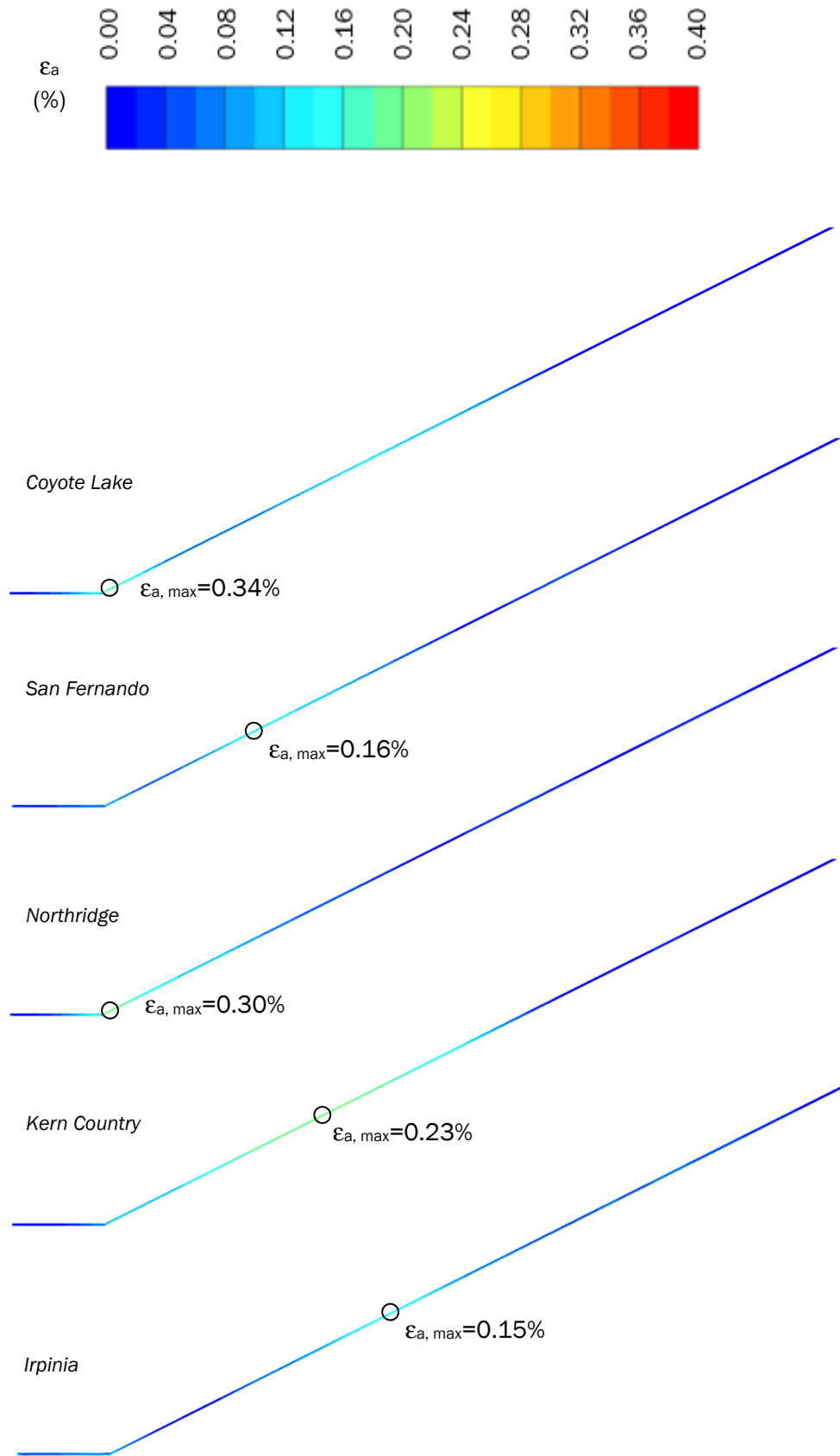


Fig. IX.37 - Deformazioni assiali nel manto bituminoso calcolate nel mod. B.

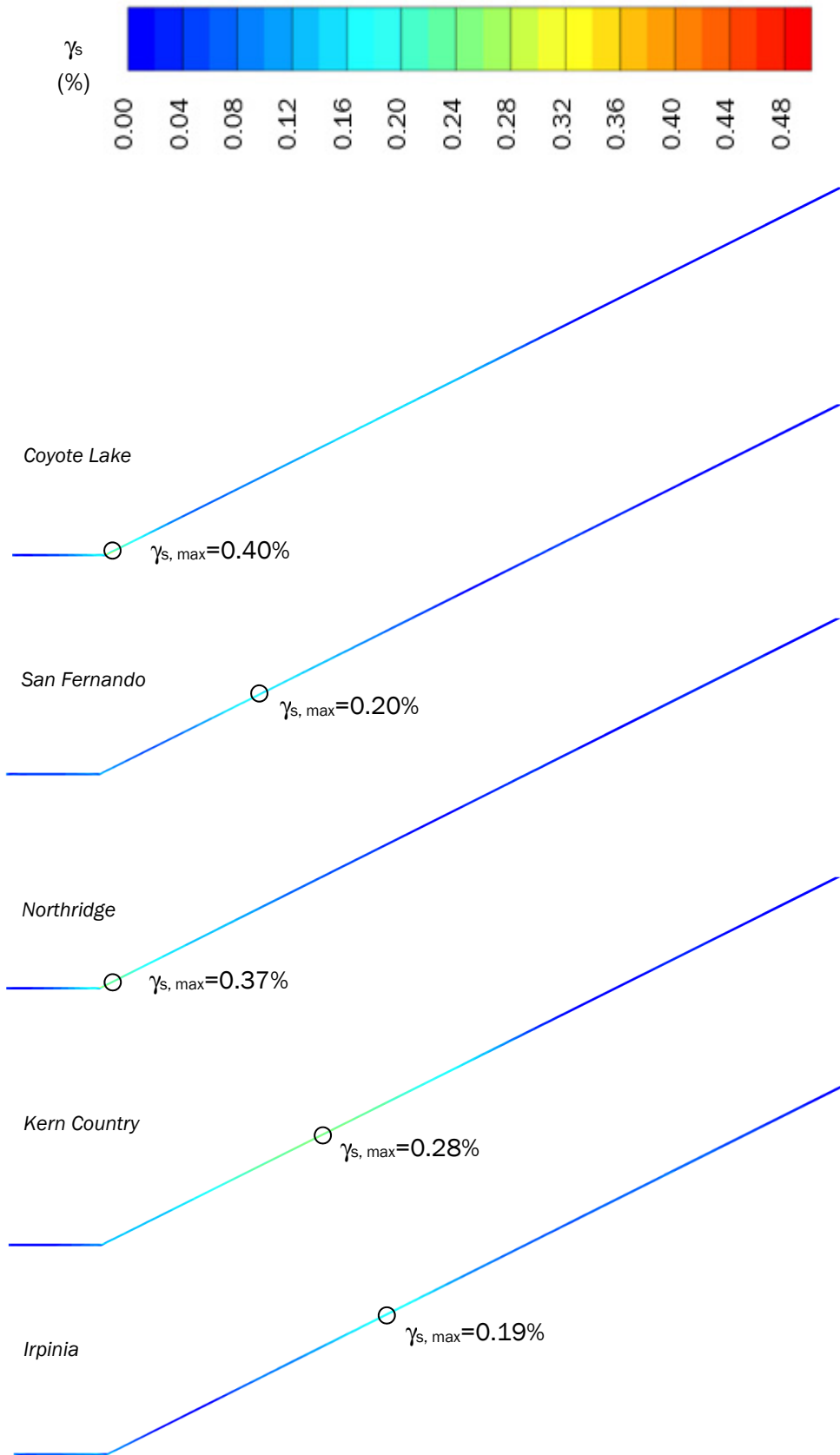


Fig. IX.38 - Deformazioni distorsionali nel manto bituminoso calcolate nel mod. B.

IX.3.3 Simulazioni in condizioni di massimo invaso e serbatoio vuoto

Al fine di analizzare gli effetti derivanti della presenza dell'acqua all'interno del serbatoio sulle previsioni della risposta sismica della diga di Monte Cotugno, sono effettuate simulazioni anche con riferimento a scenari di serbatoio al massimo invaso e vuoto. I risultati illustrati nel seguito sono riferiti unicamente al modello A.

Per ciò che concerne gli spostamenti orizzontali, la presenza dell'acqua all'interno dell'invaso non influenza particolarmente l'entità dei valori massimi calcolati in cresta, bensì incide maggiormente sulla componente residua. Le storie temporali riportate in Fig. IX.39 evidenziano che, in condizioni di massimo invaso, gli spostamenti orizzontali permanenti risultano più elevati rispetto a quelli calcolati in condizioni di serbatoio vuoto. L'effetto più gravoso (v. Tab. IX.9) è determinato dall'evento di Kern Country, coerentemente con i risultati ottenuti contestualizzando l'evento sismico nella fase di vita dell'opera.

Tab. IX.9 – Spostamenti orizzontali massimi e residui calcolati in cresta nelle condizioni di massimo invaso e serbatoio vuoto.

| | Max. invaso | | Serb. Vuoto | |
|---------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|----------------------------|
| | $u_{x, \max}$ (m) | $u_{x, \text{res}}$ (m) | $u_{x, \max}$ (m) | $u_{x, \text{res}}$ (m) |
| Coyote Lake | 0.07 | 0.05 | 0.07 | 0.02 |
| San Fernando | -0.15 | 0.02 | -0.16 | -0.01 |
| Northridge | 0.15 | 0.07 | 0.15 | 0.04 |
| Kern Country | 0.30 | 0.08 | 0.26 | 0.04 |
| Irpinia | 0.21 | 0.06 | -0.23 | 0.02 |

In termini di spostamenti verticali, invece, le storie temporali dei cedimenti calcolati in cresta, riportate nella Fig. IX.40 e Fig. IX.41, mostrano valori più elevati nella condizione di serbatoio vuoto, rispetto a quelli determinati ipotizzando l'invaso alla massima quota. Ciò è da attribuire alla risposta più deformabile del rilevato nella condizione di serbatoio vuoto, in conseguenza alla riduzione dello stato tensionale efficace indotta dall'assenza della spinta esercitata dall'acqua sul paramento di monte.

Per quanto riguarda le condizioni di sicurezza nei confronti dei meccanismi d'instabilità globale, si presentano a titolo esemplificativo i risultati relativi all'evento di Kern Country espressi in termini di tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali residue (Fig. IX.42, Fig. IX.43). Dall'analisi dei risultati si evince che in condizione di massimo invaso la formazione di bande di taglio interessa prevalentemente lo strato di depositi alluvionali e il paramento di valle, in accordo con i risultati relativi alla condizione d'esercizio; nello scenario relativo al serbatoio vuoto, invece, il fenomeno coinvolge significativamente anche il paramento di monte, in virtù della riduzione dello stato di confinamento conseguente al calo del livello d'invaso.

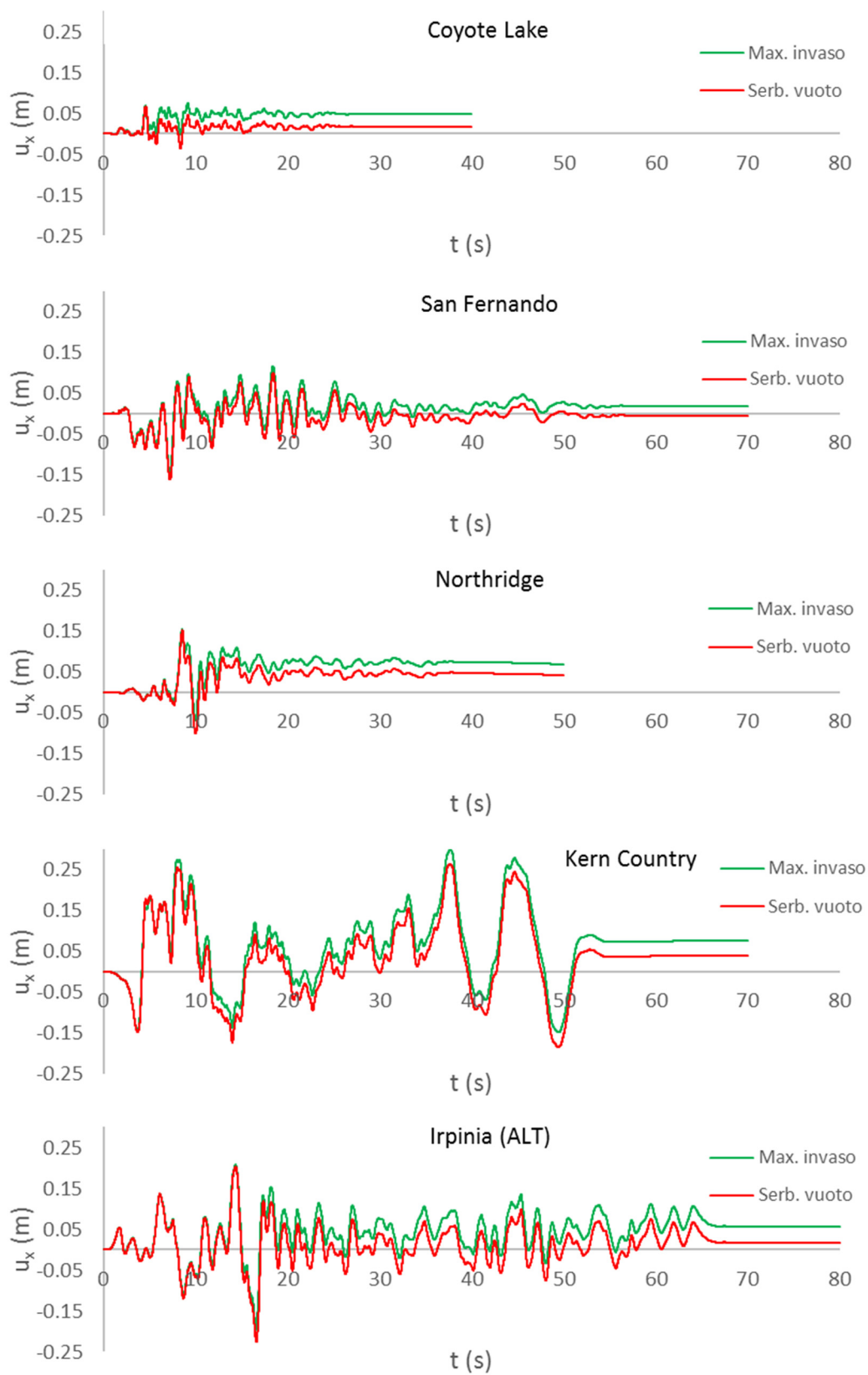


Fig. IX.39 - Storie temporali di spostamenti orizzontali calcolati in cresta nelle condizioni di massimo invaso e serbatoio vuoto.

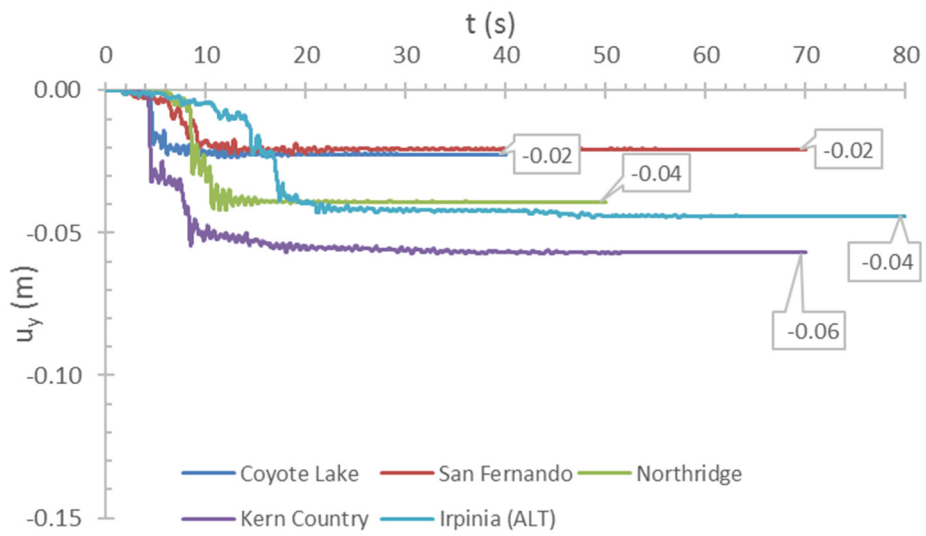


Fig. IX.40 – Storie temporali dei cedimenti in cresta calcolati nella condizione di massimo invaso.

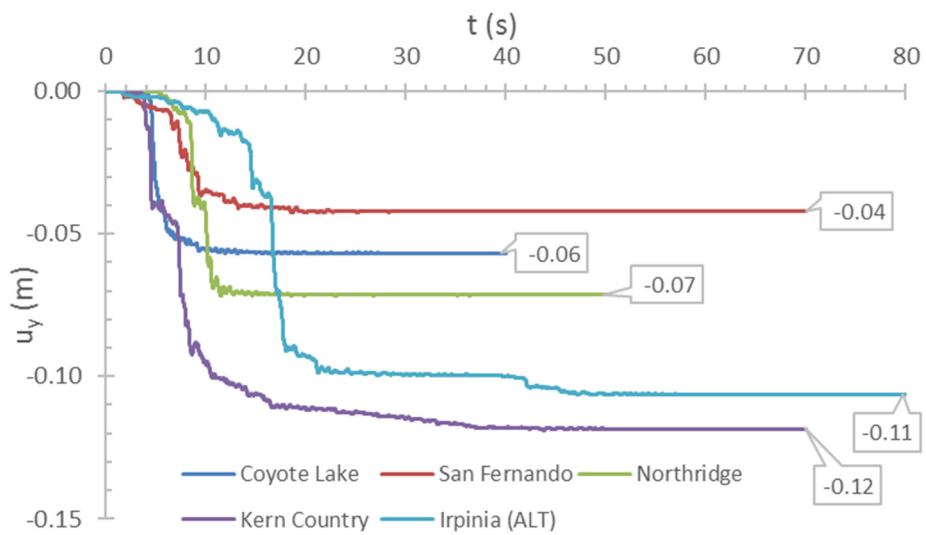


Fig. IX.41 – Storie temporali dei cedimenti in cresta calcolati nella condizione di serbatoio vuoto.

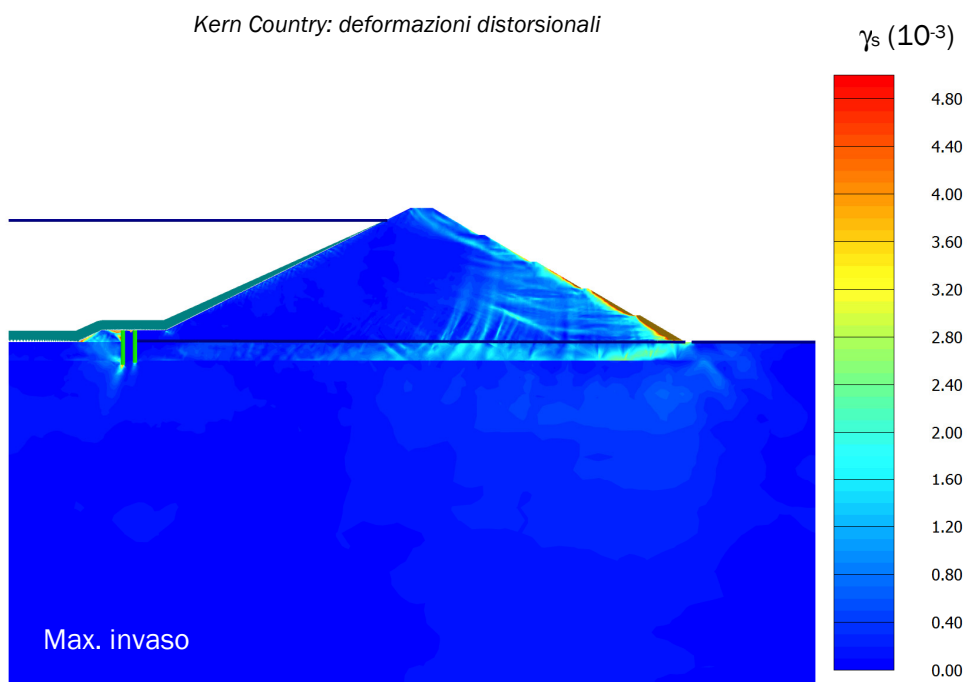
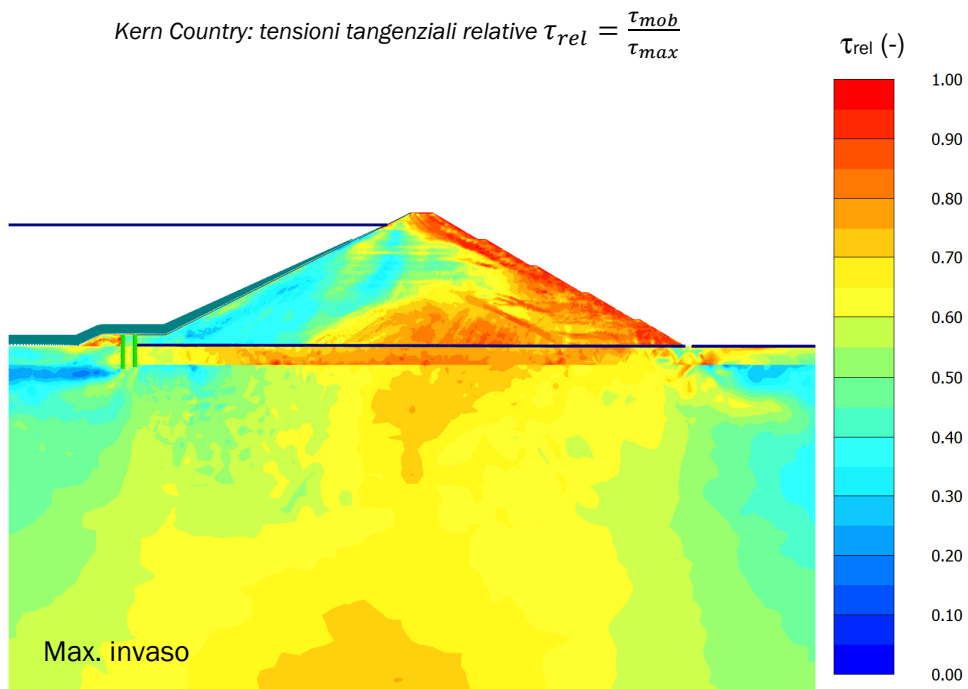


Fig. IX.42 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali residue indotte dall'evento di Kern Country nella condizione di massimo invaso.

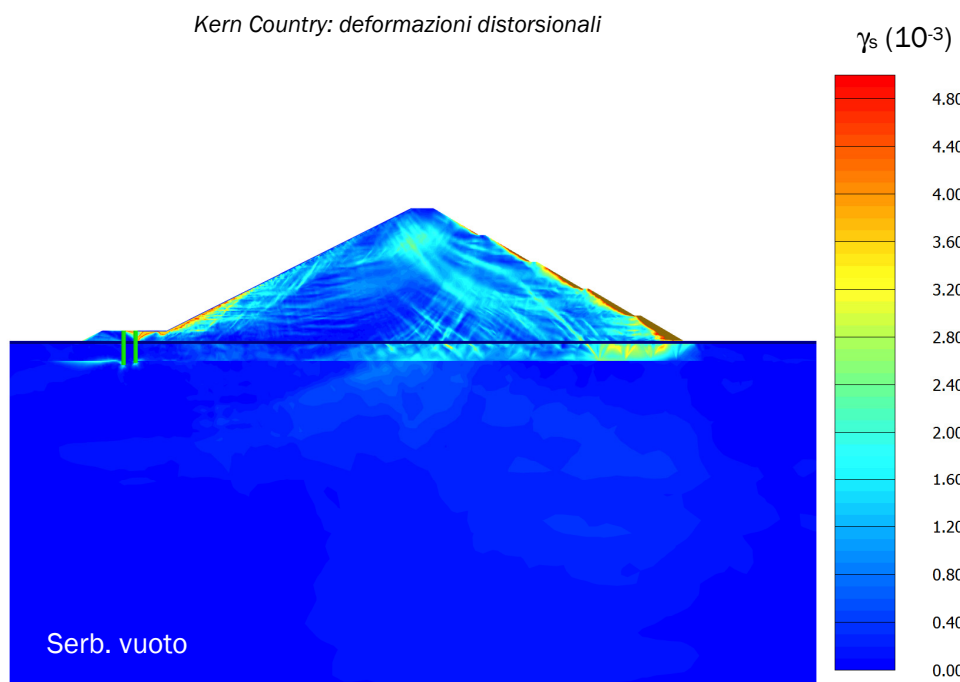
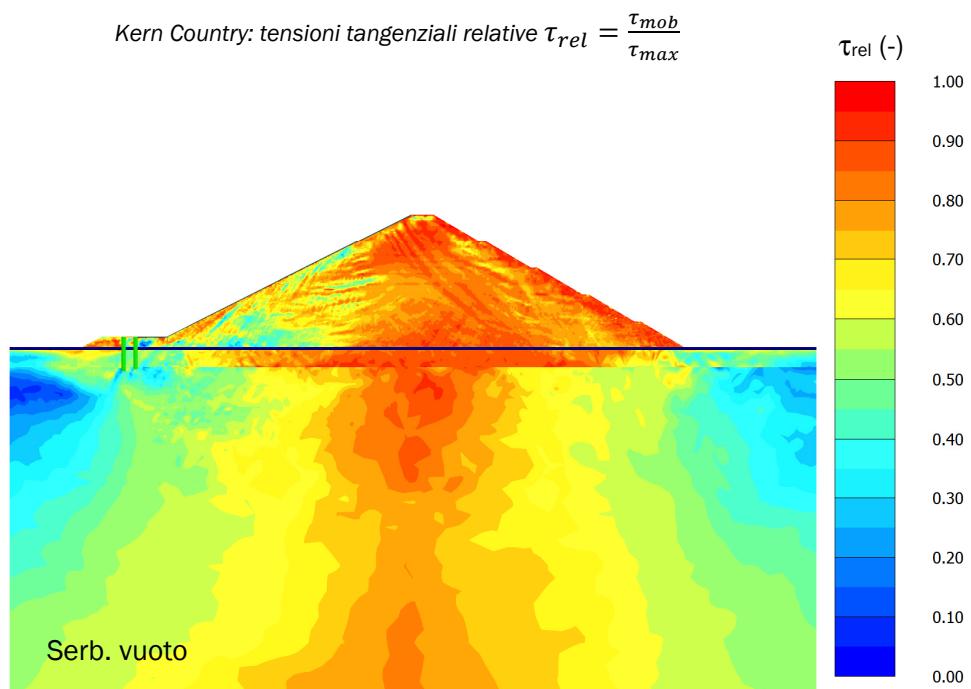


Fig. IX.43 – Tensioni tangenziali relative e deformazioni distorsionali residue indotte dall'evento di Kern Country nella condizione di serbatoio vuoto.

Cap. X Considerazioni conclusive

Nel presente lavoro viene affrontato il tema della rivalutazione delle condizioni di sicurezza sismica delle grandi dighe di materiali sciolti esistenti, riferito all'ambito delle dighe con manto.

Le attività svolte sono finalizzate al duplice scopo di:

- 1) proporre una procedura da assumere come riferimento nello svolgimento delle verifiche sismiche di dighe esistenti ed illustrarne l'applicazione ad un caso reale;
- 2) analizzare il ruolo di diversi fattori (input sismico, proprietà dinamiche, condizioni di invaso) sul comportamento dinamico delle opere di terra.

Per ciò che concerne il primo obiettivo, è stato effettuato uno studio preliminare di carattere generale sullo stato dell'arte nella verifica sismica delle dighe di terra. Tale studio è orientato alla ricerca dei più aggiornati criteri in merito alla definizione delle azioni sismiche da assumere come riferimento ed ai metodi di analisi da utilizzare, nonché alla designazione degli Stati Limite da considerare nello svolgimento delle verifiche. A tal fine, sono state esaminate le indicazioni contenute in documenti normativi e linee guida emanate nei Paesi ad elevata pericolosità sismica e, inoltre, sono stati interpretati i comportamenti osservati su opere esistenti assoggettate a terremoti di forte intensità che hanno manifestato danni significativi. Il lavoro svolto consegna un'analisi critica dei metodi di verifica sismica adottati in diversi Paesi (v. §IV.4) e la caratterizzazione dei meccanismi di danneggiamento che possono condurre il sistema diga – terreni di fondazione al raggiungimento di condizioni di Stati Limite Ultimi (v. Cap V).

Successivamente, viene presentata la diga di Monte Cotugno. Un'opera appartenente alla categoria delle dighe con manto, per la quale è necessario effettuare la rivalutazione delle condizioni di sicurezza sismica a seguito della variata classificazione sismica del sito di costruzione.

Il processo di rivalutazione parte dall'analisi delle effettive condizioni dell'opera. A tale scopo sono stati elaborati ed interpretati tutti i dati a disposizione relativi alle prove di laboratorio ed alle indagini di sito effettuate durante la fase di progettazione, nonché quelli derivanti dal monitoraggio dell'opera svolto durante le fasi di costruzione e di esercizio.

Nell'ottica di dover effettuare previsioni del comportamento sismico dell'opera, e valutati i risultati conseguiti attraverso l'interpretazione del comportamento osservato, è stato ritenuto opportuno modellare il problema adottando un cosiddetto "approccio avanzato" (v. Cap VII). Tra i diversi codici di calcolo disponibili in commercio in grado di trattare il suindicato approccio, è stato scelto di utilizzare il *PLAXIS 2D*. Nel Cap. VII si descrive il sistema di equazioni differenziali che governano il problema al finito e si presenta la formulazione del modello costitutivo *Hardening Soil with Small Strain Stiffness*, adottato per la descrizione del comportamento meccanico dei materiali

coinvolti. Si tratta di un modello elasto-plastico isteretico con incrudimento isotropo, in grado di descrivere il comportamento non lineare del terreno anche a piccole deformazioni e caratterizzato da moduli di rigidità dipendenti dallo stato tensionale e dalla storia di carico.

Il successivo step del processo di rivalutazione consiste nella messa a punto del modello di calcolo. Definito il modello geometrico e operata la discretizzazione agli elementi finiti, si è proceduto alla calibrazione dei parametri costitutivi dei diversi materiali individuati, rappresentativi dei terreni di fondazione e di quelli costituenti il corpo diga. Nello specifico, la calibrazione si è avvalsa in primo luogo dell'elaborazione dei risultati delle prove di laboratorio e di indicazioni di letteratura (necessarie per sopperire alla mancanza di informazioni relative alla determinazione di alcuni parametri). A questo punto, si è cercato di riprodurre il comportamento osservato dell'opera attraverso la simulazione numerica delle fasi di costruzione ed esercizio. Il confronto tra i risultati ottenuti e i dati sperimentali ha posto in evidenza la necessità di ricalibrare alcuni parametri per rendere la risposta del modello più affidabile. Identificato attraverso un processo di *back-analysis* un secondo set di parametri costitutivi, sono state ripetute le simulazioni numeriche relative alle diverse fasi di vita dell'opera. In questo modo è stato possibile:

- a) garantire l'affidabilità della calibrazione del modello, grazie al soddisfacente accordo tra i risultati delle simulazioni numeriche e i dati sperimentali;
- b) assegnare correttamente al modello le condizioni iniziali, in termini di stati tensionali e deformativi, prima degli eventi sismici che si intende analizzare, riproducendo la storia di carico pregressa.

Il penultimo step del processo di rivalutazione riguarda la definizione delle azioni sismiche. A partire dalla caratterizzazione dell'evento massimo atteso al sito di ubicazione dell'opera, ovvero il cosiddetto *MCE (Maximum Credible Earthquake)*, sono state selezionate cinque registrazioni accelerometriche di terremoti reali. In particolare, la selezione è avvenuta sulla base del criterio di compatibilità spettrale tra lo spettro dell'*MCE* e gli spettri degli accelerogrammi naturali.

L'ultimo passo della procedura è relativo alla previsione della risposta sismica della diga ed alla valutazione delle condizioni di sicurezza nei confronti degli Stati Limite da considerare. Per il caso oggetto di studio, i risultati delle simulazioni numeriche sono stati interpretati in termini di spostamenti, stati tensionali e stati deformativi per le verifiche nei confronti dei meccanismi di instabilità globale, riduzione del franco e fessurazione del manto bituminoso.

In sintesi, la procedura proposta è costituita da:

- esame delle effettive condizioni dell'opera;
- scelta del metodo di analisi e dello strumento di calcolo da utilizzare;
- definizione del modello di calcolo e calibrazione dei parametri costitutivi;
- simulazione delle fasi di vita dell'opera e confronto tra i risultati delle previsioni numeriche e i dati sperimentali;

- definizioni delle azioni sismiche;
- previsione della risposta sismica dell'opera ed interpretazione dei risultati.

Per valutare la sensibilità della risposta sismica dell'opera alla variabilità di fattori che possono alterare significativamente le previsioni, sono state assunte una serie di ipotesi in relazione ai parametri che governano il comportamento non lineare dei terreni di fondazione, alle caratteristiche dei segnali di input ed al livello d'invaso all'interno del serbatoio. Sono state effettuate pertanto molteplici analisi dinamiche, con riferimento a due modelli di calcolo (mod. A, mod. B) e diverse condizioni di carico.

L'analisi comparativa dei risultati ottenuti evidenzia che:

- assegnare ai terreni di fondazione un comportamento non lineare più marcato, a cui si associa una maggiore capacità dissipativa, produce (a parità di evento sismico) il duplice effetto di incrementare i cedimenti permanenti calcolati in cresta e ridurre i volumi di terreno interessati dal fenomeno di instabilità globale. Il primo aspetto è connesso all'aumento di deformazioni plastiche in fondazione conseguenti alla riduzione della soglia di linearità; il secondo, invece, è da associare alla minore entità delle accelerazioni nel corpo diga per effetto di uno smorzamento maggiore del segnale nei terreni di fondazione. Pertanto, appare lecito affermare che in campo dinamico non è possibile adottare un criterio secondo il quale assegnare le proprietà meccaniche dei materiali in modo da avere una previsione cautelativa per ogni Stato Limite da considerare;
- con riferimento alle simulazioni effettuate considerando i segnali artificiali (*Ricker wavelet*), i cedimenti permanenti calcolati in cresta aumentano con la durata dell'azione sismica considerata. In particolare, a parità di contenuto energetico dei segnali, quantificato attraverso il valore di Intensità di Arias, l'aumento della durata incide maggiormente rispetto all'aumento dell'accelerazione massima (cfr. risultati del secondo set di *Ricker wavelet*);
- la presenza dell'acqua all'interno dell'invaso tende a migliorare le prestazioni dell'opera. Nella condizione di serbatoio al massimo invaso, infatti, i cedimenti permanenti calcolati in cresta risultano inferiori rispetto a quelli calcolati in condizioni di serbatoio vuoto; in aggiunta, anche il volume dei terreni coinvolti da meccanismi di instabilità globale risulta minore nel caso di serbatoio pieno.

Il lavoro intrapreso potrà essere sicuramente ampliato in futuro sviluppando ulteriori argomenti non considerati in questa sede. Alla luce dei risultati conseguiti, sarebbe opportuno che:

- la selezione degli eventi sismici di riferimento avvenisse anche in funzione della durata (imponendo un limite inferiore) e non solo in base a parametri di compatibilità spettrale;
- venissero portati in conto gli effetti idrodinamici indotti dall'acqua presente nell'invaso;

Considerata, inoltre, la sequenza sismica che ha interessato i territori dell'Italia centrale a partire da agosto 2016, costituita da migliaia di scosse, sarebbe opportuno analizzare la risposta post-sismica dell'opera considerando l'applicazione di *aftershocks*.

Bibliografia

- Acunzo, G., Pagliaroli, A. & Scasserra, G., 2014. *IN-SPECTOR: Un software di supporto alla selezione di accelerogrammi naturali spettrocompatibili per analisi geotecniche e strutturali*, Roma: s.n.
- AGI, 2005. *Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica. Linee Guida AGI*, Bologna: Pàtron.
- Alonso, E. E. & Pinyol, N., 2008. Unsaturated soil mechanics in earth and rockfill dam engineering.. In: D. G. Toll, C. E. Augarde, D. Gallipoli & S. J. Wheeler, a cura di *Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering*. London: Taylor & Francis Group, pp. 3-31.
- Barrera, M., 2002. *Estudio experimental del comportamiento hidromecánico de suelos colapsables. Dissertation for the Doctoral Degree*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Benz, T., 2006. *Small-Strain Stiffness of Soils and its numerical consequences*. Stuttgart: Phd Thesis - University of Stuttgart.
- Benz, T., Vermeer, P. & Schwab, R., 2009. A small-strain overlay model. *International Journal for Numerical and analytical Methods in Geomechanics*, 33(1), pp. 25-44.
- Bernard, P. & Zollo, A., 1989. The Irpinia (Italy) 1980 earthquake: Detailed analysis of a complex normal fault.. *Journal of Geophysical Research*, Volume 94, pp. 1631-1648.
- Bilotta, E., Pagano, L. & Sica, S., 2010. Effect of ground-motion asynchronism on the equivalent acceleration of earth dams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Issue 30, pp. 561-579.
- Bommer, J. J. & Acevedo, A. B., 2004. The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(4), pp. 1-50.
- Bommer, J. J., Douglas, J. & Strasser, F. O., 2003. Style-of-Faulting in Ground-Motion Prediction Equations. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volume 1, pp. 171-203.
- Brigante, A., 2011. *Dighe in terra: previsione e monitoraggio degli effetti sismo indotti*. Napoli: s.n.
- Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S. & Swolfs, W. M., 2016. *PLAXIS 2D*, Delft: s.n.
- Brinkgreve, R., Kappert, M. & Bonnier, P., 2007. Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. *Numerical Models in Geomechanics*, Volume X, pp. 737-742.
- Broek, D., 1985. *Elementary engineering fracture mechanics. 4th Edition*. Nijhoff: s.n.
- Callari, C. & Jappelli, R., 2004. *Comportamento a breve e a lungo termine della diga di Monte cotugno sul fiume Sinni*. Palermo, XXII Convegno Nazionale Geotecnica.

Bibliografia

Charatpangoon, B., Kiyono, J., Furukawa, A. & Hansapinyo, C., 2014. Dynamic analysis of earth dam damaged by the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Issue 64, pp. 50-62.

Cotecchia, V., Salvemini, A. & Ventrella, N. A., 1990. Interpretazione degli abbassamenti territoriali indotti dal terremoto del 23 novembre 1980 e correlazioni con i danni osservati su talune strutture ingegneristiche dell'area epicentrale irpina. *Rivista Italiana di Geotecnica*, Volume 4, pp. 145-158.

Darendeli, M. B., 2001. *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. Dissertation for Doctoral Degree*. Austin: University of Texas.

Dello Russo, A., 2014. *Seismic response of soil embankments in near-source conditions*. Napoli: s.n.

DM, 26/06/2014. *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*. Roma: Gazzetta Ufficiale n°156 del 08/07/2014.

Duncan, J. & Chang, C., 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Volume 96, pp. 1629-1653.

Fell, R., Hungr, O., Leroueil, S. & Riemer, W., 2000. *Keynote lecture - Geotechnical Engineering of the Stability of Natural Slopes and Cuts and Fills in Soil*. Lancaster, Technomic Publishing.

Fontanella, E. M. & Pagano, L., 2008. Approcci semplificati per l'interpretazione delle misure in dighe in terra. *Rivista Italiana di Geotecnica*, Issue 3, pp. 95-108.

Harder, L. F. J., Kelson, K. I., Kishida, T. & Kayen, R., 2011. *Preliminary Observation of the Fujinuma dam Failure following the March 11, 2011 Tohoku Offshore Earthquake, Japan*, s.l.: s.n.

Hardin, B. & Drnevich, V., 1972. Shear Modulus and Damping in Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(7), pp. 667-692.

Hata, Y., Nakamura, S. & Nozu, A., 2011. Seismic waveform evaluation at the Fujinuma Dam for the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake - application of site effect substitution method to a huge subduction earthquake. *Journal of Structural Engineering*, 58(A), pp. 250-263.

ICOLD, 2001. *Design features of dams to effectively resist seismic ground motion*, Paris: s.n.

Idriss, I. M. & Boulanger, R. W., 2008. *Soil liquefaction during earthquakes*. Oakland, Ca: Earthquake Engineering Research Institute.

Kawashima, F., Yukimura, H. & Tsukada, T., 1997. Observational Evaluation of the Design and Construction of the Yashio Dam, a Rockfill Dam with Asphalt Facing. *ICOLD*, 5(C 12), pp. 589-625.

Lade, P. V. & Yamamuro, J. A., 1997. Effects of non plastic fines on static liquefaction of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 34, pp. 918-928.

Lambe, T. W., 1958. The structure of compacted clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 84((SM2)), pp. 1-34.

Li, X. & Dafalias, Y., 2000. Dilatancy fir cohesionless soils. *Géotechnique*, 50(4), pp. 449-460.

Marinho, F. A. M. & Stuermer, M., 2000. The influence of the compaction energy on the SWCC of a residual soil. *Advances in Unsaturated Geotechnics, Geotechnical Special Publication, ASCE*, pp. 125-141.

Marsal, R. J., 1958. *Analisis de asentamientos en la presa Presidente Aleman*, Mexico City: Instituto de Ingegneria, UNAM.

Marsal, R. J., 1967. Large scale testing of rockfill materials.. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE.*, 93(2), pp. 27-43.

Matsumoto, N., 2011. *Amended fourth Quick Report on Dams*, s.l.: Japanese Committee on Large Dams.

NTC, 2008. *Norme Tecniche per le Costruzioni*. Roma: Gazzetta Ufficiale n°20 del 04/02/2008.

Oldecop, L. A. & Alonso, E. E., 2001. A model for rockfill compressibility.. *Géotechnique*, 51(2), pp. 127-140.

Oldecop, L. A. & Alonso, E. E., 2004. Testing rockfill under relative humidity control.. *Geotechnical Testing Journal*, 27(4), pp. 269-278.

Oldecop, L. A. & Alonso, E. E., 2007. Theoretical investigation of the time-dependet behavior of rockfill.. *Géotechnique*, 57(3), pp. 289-301.

Pagano, L., 1996. *Analisi del comportamento statico di dighe in terra zonate*. Roma: s.n.

Pagano, L., Desideri, A. & Vinale, F., 1998. Interpreting settlement profiles of earth dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Volume 124, pp. 923-932.

Pagano, L., Sica, S. & Desideri, A., 2006. Representativeness of measurements in the interpretation of earth dam behaviour. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 43, pp. 87-99.

Rampino, C., Mancuso, C. & Vinale, F., 1999. Laboratory testing on an unsaturated soil: equipment, procedures and first experimental results.. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(1), pp. 1-12.

Robertson, P. K. & Fear, C. E., 1995. *Liquefaction of sands and its evaluation*. s.l., s.n.

Robertson, P. K. & Wride, C. E., 1997. *Cyclic liquefaction and its evaluation based on the SPT and CPT*. s.l., NCEER Technical Report.

Romero, E., 1999. *Characterization and thermo-hydro-mechanical behavior of unsaturated boom clay*. *Dissertation for the Doctoral Degree*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.

Romero, E. & Vaunat, J., 2000. Retention curves of deformable clays.. In: A. M. C. Tarantino, a cura di *Experimental Evidence and Theoretical Approches in Unsaturated Soils*.. Rotterdam: Balkema, pp. 91-106.

Rowe, P., 1962. *The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact*. s.l., s.n., pp. 500-527.

Sadrekarami, A., 2011. An alternative mechanism for the earthquake-induced displacement of the Lower San Fernando Dam. *Georisk: Assessment and management of Risk for Engineered System and Geohazards*, 5(3-4), pp. 229-240.

Santos, J. & Correia, A., 2000. *Shear Modulus of soils under cyclic loading at small and medium strain level*. Auckland, New Zealand, s.n.

Schanz, T., Vermeer, P. & Bonnier, P., 1999. The hardening soil model: Formulation and verification.. *Beyond 2000 in computational geotechnics*, pp. 281-296.

Seed, B. H., Kenneth, L. L., Idriss, I. M. & Makdisi, F. I., 1975. The Slides in the San Fernando Dams during the Earthquake of Febraury 9, 1971. *Journal of the Geotechnical Engineering Divison*, Volume GT7, pp. 651-688.

Seed, H. B. & Chan, C. K., 1959. Structure and strenght characteristics of compacted clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 85((SM1)), pp. 87-128.

Seed, R. B. & Harder, L. F., 1990. *SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength*. Vancouver, British Columbia, s.n.

Sharma, R. S., 1998. *Mechanicla behaviour of unsaturated higly expansive clays*. *dissertation for the Doctrola Degree*.. Oxford: University of Oxford.

Sherard, J. L., 1986. Hydraulic fracturing in embankment dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(10), pp. 905-927.

Sica, S. & Pagano, L., 2009. Performance-based analysis of earth dams: Procedures and application to a simple case. *Soils and Foundations*, 49(6), pp. 921-939.

Sica, S., Pagano, L. & Vinale, F., 2008. Interpretazione dei segnali sismici registrati sulla diga di Camastra. *Rivista Italiana di Geotecnica*, Volume 4, pp. 97-111.

Silvestri, F. & d'Onofrio, A., 2014. *Risposta sismica e stabilità di centri abitati e infrastrutture*. Baveno, s.n.

Sivakumar, V. & Wheeler, S. J., 2000. Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 1: Wetting and Isotropic compression.. *Géotechnique*, 50(4), pp. 359-368.

Suriol, J., Gens, A. & Alonso, E. E., 1998. *Behaviour of compacted soils in suction-controlled oedometer*.. Pechino (China), International Academic Publishers., pp. 438-443.

Tanaka, T., Tatsuoka, F. & Mohri, Y., 2012. *Earthquake induced failure of Fujinuma Dam*. Kyoto, Japan, Proceedings of the International symposium on dams for a changing world, ICOLD.

Trimigliozzi, A., 1978. *Indagini geologiche per la progettazione della diga sul Sinni a Monte Cotugno*, Merano: s.n.

Tropeano, G., Silvestri, F., Gazzaeno, D. & Ausilio, E., 2012. *Parametri di intensità sismica per la stima degli spostamenti permanenti dei pendii omogenei*. Padova, Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica (IARG).

Tsuchida, H., 1970. *Prediction and Countermeasure Against the Liquefaction in Sand Deposits*. s.l.:s.n.

USNRC, 1985. *Liquefaction of soils during earthquakes*. Washington DC: National Academy Press.

Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G. & Pufahl, D. E., 1999. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till.. *Géotechnique*, 49(2), pp. 143-159.

Vermeer, P., 1978. A double hardening model for sand. *Géotechnique*, 28(4), pp. 413-433.