



# COMUNE DI CORTONA

(Provincia di Arezzo)



## NUOVE ACQUE S.p.A.

Loc. Poggio Cuculo, Patrignone 52100 - Arezzo - Tel.0575/339500 Fax. 0575/320289 - www.nuoveacque.it

### INTERVENTI PER L'INCREMENTO DELLA SICUREZZA DELLA DIGA DI CERVENTOSA, AI SENSI DELLA DELIBERA CIPE n. 54/2016



Elaborato

**PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA**

Scala

**R-01**

**RELAZIONE TECNICA**

Revisione	Nome file:	Data:	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
3 <sup>a</sup>						
2 <sup>a</sup>		Agosto 2019	2° Revisione	Ing. Andrea Chiarini	Ing. Alessandro Berni	Ing. Remo Chiarini
1 <sup>a</sup>		Luglio 2019	1° Revisione	Ing. Andrea Chiarini	Ing. Alessandro Berni	Ing. Remo Chiarini
emissione		Luglio 2018	1° Emissione	Ing. Andrea Chiarini	Ing. Alessandro Berni	Ing. Remo Chiarini

Gruppo di progettazione:

Visto del committente:

Ing. Remo Chiarini  
Ing. Andrea Chiarini  
Ing. Alessandro Berni  
Ing. Cosimo Convertino  
Ing. Nicola Mori  
Ing. Luigi Bigazzi



**Ing. Remo Chiarini**

**NUOVE ACQUE S.p.A.**

Collaboratori: Geom. Meri Migliacci, Geom. Mario Sensi, Geom. Tommaso Donati

Verifica e validazione eseguita secondo Norme UNI EN ISO 9001:2000 da Nuove Acque S.p.A.

Il presente elaborato, posto sotto tutela di legge, è stato redatto per conto di NUOVE ACQUE S.p.A. da CHIARINI ASSOCIATI Ingegneria Civile e Ambientale e, senza la preventiva autorizzazione scritta dell'autore, sono vietate la riproduzione, anche parziale, e la cessione a terzi estranei ai procedimenti autorizzativi o di appalto.

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>Introduzione .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Criteri progettuali, ipotesi a confronto ed efficacia degli interventi .....</b>	<b>5</b>
2.1.1	Descrizione degli interventi proposti.....	8
2.1.2	Opere provvisoriale e accessibilità al cantiere .....	10
2.1.3	Obiettivi progettuali perseguiti .....	13
<b>3</b>	<b>Quadro normativo e materiale di riferimento .....</b>	<b>14</b>
3.1	Normative vigenti .....	14
3.2	Documenti di riferimento .....	14
<b>4</b>	<b>Descrizione dello stato attuale dell'opera .....</b>	<b>16</b>
4.1	Caratteristiche geometriche salienti dello sbarramento .....	17
4.1.1	Sistema di drenaggio.....	18
4.1.2	Organi di scarico.....	20
4.1.3	Torre di presa .....	20
4.1.4	Paramento di valle.....	21
4.1.5	Documentazione fotografica storica .....	21
4.1.6	Quadro fessurativo del paramento di valle.....	23
4.2	Indagini sperimentali .....	25
4.2.1	Campagna indagini 2000 .....	25
4.2.2	Campagna indagini 2006 .....	26
4.2.3	Campagna indagini 2013 .....	26
4.2.4	Campagna indagini 2015 .....	28
<b>5</b>	<b>Implementazione dei modelli numerici atti alla verifica in condizioni statiche e sismiche della diga.....</b>	<b>37</b>
5.1	Generalità e criteri di analisi.....	37
5.2	Software adottati per le analisi numeriche.....	38
5.2.1	STAP 12 – Software per la verifica con il metodo dell'equilibrio limite .....	38
5.2.2	Plaxis 2D – Software per la modellazione agli elementi finiti .....	39
5.3	Geometria e discretizzazione .....	40
5.4	Terreno di fondazione .....	42
5.5	Taglione di base .....	42
5.6	Rockfill.....	43
5.6.1	Inviluppo di rottura – Criterio di Hoek-Brown e Criterio di Mohr Coulomb equivalente..	44
5.6.2	Modellazione FEM - Il modello costitutivo Hardening-soil with small strain ( HS-small)	48
5.7	Paramento di monte.....	52
5.7.1	Porzione strutturale in rockfill cementato .....	52
5.7.2	Schermo impermeabile esterno .....	54
5.8	Materiali introdotti dal progetto di miglioramento .....	55
5.8.1	Misto di cava stabilizzato per il rimodellamento del paramento di valle.....	55
5.8.2	Calcestruzzo C32/40 per il rinforzo dello schermo di monte.....	56
5.9	Modello FEM - Mesh di calcolo .....	56
5.9.1	Discretizzazione .....	56
5.9.2	Condizioni al contorno.....	58
5.10	Carichi esterni.....	58

5.10.1	Pesi propri .....	58
5.10.2	Carichi permanenti portati .....	59
5.10.3	Spinta idrostatica ed azione inerziale dell'acqua .....	59
5.11	Azione sismica .....	60
5.11.1	Selezione dell'input sismico per il confronto tra lo stato di fatto e lo stato di progetto ...	67
5.12	Modelli all'equilibrio limite – modellazione e risultati .....	68
5.12.1	Criteri di modellazione .....	68
5.12.2	Azioni sismiche di progetto .....	69
5.12.3	Combinazioni di verifica e coefficienti di sicurezza .....	70
5.12.4	Sisma SLV .....	71
5.12.5	Sisma SLC .....	72
5.12.6	Confronto delle verifiche di stabilità del paramento di valle .....	72
5.13	Modelli agli elementi finiti, modellazione e risultati .....	73
5.13.1	Analisi di accrescimento (staged construction) .....	73
5.14	Analisi dinamiche .....	80
5.14.1	Stati limite analizzati e metodologia di verifica .....	80
5.14.2	Risultati delle analisi allo stato limite di collasso (SLC) .....	81
5.14.3	Configurazione di progetto - Condizione di massima regolazione .....	85
5.14.4	Sintesi delle analisi numeriche allo stato limite di collasso .....	90
5.14.5	Verifica strutturale dell'intervento sullo schermo di monte .....	90
<b>6</b>	<b>Cronoprogramma dei lavori .....</b>	<b>92</b>
<b>7</b>	<b>Quadro economico .....</b>	<b>93</b>
<b>8</b>	<b>Bibliografia .....</b>	<b>94</b>

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione tecnica è redatta allo scopo di illustrare i contenuti e gli obiettivi del progetto di fattibilità tecnico-economica degli *“Interventi per l'incremento della sicurezza della diga di Cerventosa”*, elaborato su incarico del gestore Nuove Acque S.p.A., designato quale soggetto attuatore di detti interventi nell'ambito dell'accordo all'uopo siglato con la Direzione Generale per le Dighe ed le Infrastrutture Idriche ed Elettriche e l'Autorità Idrica della Toscana ai sensi della Delibera Cipe n° 54/2016 e trasmesso al gestore con nota del 08-02-2018.

## 2 CRITERI PROGETTUALI, IPOTESI A CONFRONTO ED EFFICACIA DEGLI INTERVENTI

La redazione della presente versione progettuale è stata orientata al pieno recepimento e soddisfacimento delle osservazioni e prescrizioni contenute nella **Relazione Istruttoria sulla Verifica Statica e Sismica della Diga di Cerventosa**, emessa nel settembre 2016 dalla *Direzione Generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche del Dipartimento per le infrastrutture, i Sistemi Informativi e Statistici del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti*, nel seguito indicata come [D14].

Rinviando ai capitoli successivi per una esauriente descrizione dello stato attuale dell'impianto e delle criticità che nel tempo si sono in esso manifestate, nonché degli interventi strutturali già posti in opera dal concessionario o dal gestore per il loro superamento e di quelle invece tuttora sussistenti, si delineano qui i criteri e le finalità progettuali adottate per l'individuazione del complesso di interventi ritenuti necessari al conseguimento del prescritto livello di sicurezza della diga.

Innanzitutto appare opportuno evidenziare che *in primis*, conformemente a quanto previsto al comma 5 dell'art. 23 del D. Lgs. 50/2016, operando di concerto con i responsabili tecnici del Gestore, sono state poste a confronto due fondamentali opzioni d'intervento antitetiche:

- a) la dismissione dell'impianto con remissione dei luoghi allo stato pristino;
- b) la ristrutturazione dell'opera di sbarramento per renderla conforme alle vigenti norme in materia di sicurezza delle dighe (NTD 2014) e delle costruzioni (NTC 2018), nonché al raggiungimento di un idoneo livello di sicurezza, così come richiesto nella citata relazione Istruttoria.

Si è infatti scartata, già nella prima fase ricognitiva, una terza opzione consistente nella attenuazione della pendenza del paramento di monte attraverso la realizzazione di un ringrosso in materiali sciolti addossato allo stesso. Tale possibile soluzione era infatti stata suggerita nel corso degli incontri preliminari con la Direzione Generale, in quanto già ritenuta idonea ed applicata al caso della diga sul fiume Cuga. Tuttavia, nel caso presente, questo tipo di intervento non è stato ritenuto praticabile per l'eccessiva riduzione del volume invasabile che essa avrebbe comportato, già di per sé abbastanza esiguo e pari a soli 130'000 mc, valutati ai sensi del L.584/1994 (FCM).

Evidentemente per il competente locale gestore del servizio idrico integrato, Nuove Acque S.p.A., attuale gestore anche della diga, l'adozione dell'ipotesi a) avrebbe comportato in primo luogo la rinuncia definitiva ed irreversibile ad una fonte di

rifornimento idrico che invece, tuttora, se riportata in condizioni di regolare esercizio, sarebbe in grado di rivestire il ruolo di riserva strategica per i fabbisogni idropotabili del vicino Comune di Cortona nelle situazioni di emergenza idrica che possono pur sempre verificarsi per momentanea fallanza delle ordinarie principali fonti di approvvigionamento oggi derivate dall'invaso di Montedoglio.

In aggiunta la dismissione avrebbe comportato oneri economici, oltreché ambientali, di non poco conto in considerazione della necessità di demolire e smaltire in idonee discariche controllate (per altro indisponibili a breve distanza dall'intorno del sito della diga), un notevole quantitativo di inerti e di altri materiali risultanti dai lavori di demolizione, stimabile in circa 50'000 mc. In essi rientrano infatti sia il pietrame calcarenitico e marnoso costituente il cosiddetto rilevato in *rockfill* (contenente anche una frazione di natura terrosa); i rifiuti speciali quali frantumi della muratura in pietrame costituente il rivestimento del paramento di valle e il contronucleo di monte, nonché quelli dei calcestruzzi, armati e non, formanti il rivestimento in lastre del paramento di monte, la soletta di ancoraggio della torre di presa, nonché la medesima, il canale fugatore e, infine, il taglione e le altre strutture di fondazione. Sono inoltre da considerarsi gli oneri economici ed ambientali necessari allo smantellamento e smaltimento delle condotte di derivazione e di scarico oltre che della vasca di smorzamento in c.a. presente a valle dello sbarramento.

A tali costi, già di per se valutabili in circa 950'000 €, si sarebbero dovuti aggiungere quelli occorrenti per il ripristino ambientale delle sponde nelle aree oggi occupate dalle spalle e dalla superficie di sedime dello sbarramento e delle sue opere accessorie, per un ulteriore onere valutabile in circa 50'000 € necessari all'inserimento di gabbionate e altre opere d'ingegneria naturalistica occorrenti al recupero dei versanti con idonei terrazzamenti in cui porre a dimora la vegetazione arborea, arbustiva ed erbacea indispensabile per dare rapido avvio al processo di rinaturalizzazione dell'area.

In buona sostanza la mera dismissione dell'impianto, oltre a privare il gestore e la collettività di una riserva idrica ritenuta strategica, comporterebbe per l'erario un esborso pari a circa la metà di quello oggi occorrente per la sua ristrutturazione ai fini dell'incremento della sicurezza della diga ed il suo mantenimento in esercizio.

Viceversa nei capitoli e paragrafi successivi, seppur ad un livello di fattibilità, ma corroborato da avanzate verifiche di carattere geotecnico-strutturale, si dimostra come con il finanziamento attivato sia possibile porre in atto interventi strutturali in grado di elevare al livello prescritto la sicurezza della diga.

Nell' ipotesi b) infatti si prevede, come esplicitamente raccomandato nel citato documento istruttorio [D14], di intervenire con congrui riporti sul paramento di valle allo scopo di attenuarne le pendenze, riconducendole a valori più consoni e conformi a quelli delle dighe aventi tipologia affine a quella in esame (dighe in materiali sciolti). Si è inoltre appurata la necessità di procedere al rinforzo del paramento di monte attraverso la realizzazione di un nuovo schermo strutturale in cemento armato, di spessore variabile decrescente con la quota e dotato di idonei giunti verticali. Questo secondo intervento, alla luce delle simulazioni numeriche del comportamento statico e dinamico del corpo diga, assolverà alla funzione essenziale di garantire un'idonea resistenza meccanica delle sezioni di imposta del paramento di monte, oggi costituito dal solo setto sub verticale di spessore variabile realizzato in muratura di pietrame, che attualmente presenta un insufficiente grado di sicurezza, soprattutto nello scenario di invaso vuoto e presenza di sisma.

Per quanto concerne la descrizione delle nuove geometrie assunte dalla sezione maestra dell'opera di sbarramento in virtù dei predetti interventi di consolidamento si fa riferimento alla Figura 2-1, rimandando all'elaborato grafico di cui alla allegata tavola T02 per ogni ulteriore dettaglio.

SEZIONE MAESTRA STATO DI PROGETTO  
Scala 1:200

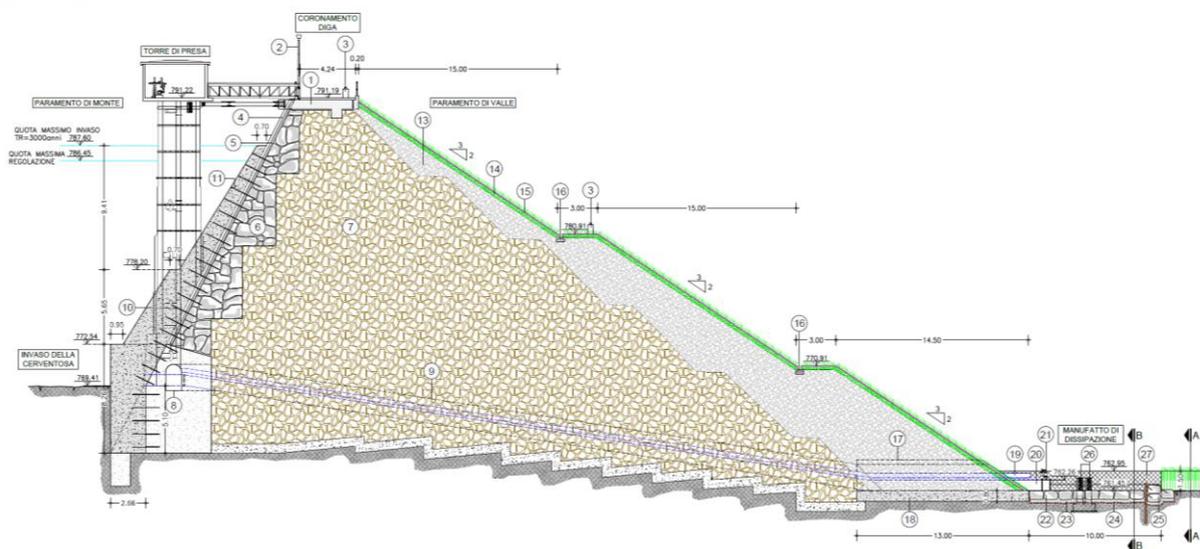


Figura 2-1 Stato di progetto - Sezione maestra

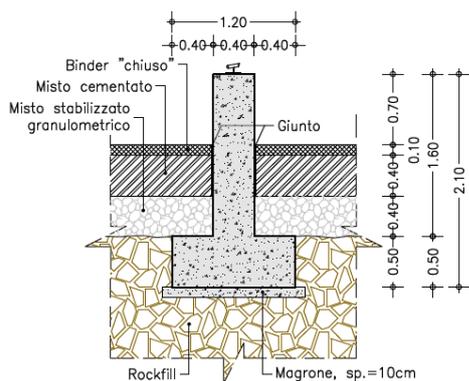
PARTICOLARE pilastro per monitoraggio topografico  
Scala 1:50

Figura 2-2 Nuovi pilastri per monitoraggio topografico

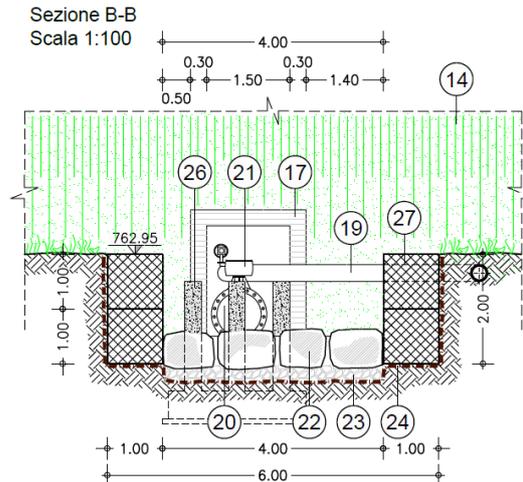
Sezione B-B  
Scala 1:100

Figura 2-3 Dettaglio della vasca di dissipazione e dell'uscita delle condotte di scarico ed adduzione

### 2.1.1 Descrizione degli interventi proposti

Le principali opere che saranno attuate sono sinteticamente così riassumibili:

1. Adeguamento e prolungamento della pista di cantiere per l'accesso al piede di valle dell'opera di sbarramento;
2. Installazione di un impianto di sollevamento fisso per la movimentazione dei materiali di demolizione delle murature in pietrame o in c.a. per il loro trasferimento nell'area destinata all'installazione dell'impianto di frantumazione per il recupero dei materiali inerti da riciclare nella costruzione dei rilevati;
3. Demolizione del paramento murario di valle e delle opere in c.a. costituenti l'attuale vasca di smorzamento;
4. Smantellamento delle attuali apparecchiature idrauliche di intercettazione e regolazione dello scarico di fondo e delle opere di adduzione.
5. Preparazione del piano di posa e realizzazione della nuova fondazione in c.a. dell'area di imposta del rilevato di ringrosso del paramento di valle;
6. Realizzazione della nuova vasca di dissipazione e delle relative opere di difesa idraulica nel tratto di raccordo all'alveo esistente.
7. Prolungamento della galleria in c.a. di accesso da valle al cunicolo di ispezione e di alloggiamento delle condotte di scarico ed adduzione;
8. Adeguamento delle condotte e delle relative apparecchiature idrauliche ed elettromeccaniche di regolazione e intercettazione;

9. Stesa e compattazione del rilevato di ringrosso di valle con misto stabilizzato di cava integrato dai materiali riciclabili rivenienti dalla frantumazione del paramento murario in demolizione e delle altre opere in c.a. dopo idoneo trattamento di cernita e separazione. Progressiva realizzazione dello strato superficiale in terreno vegetale, protetto da geo-stuoia antierosione. Progressiva realizzazione del sistema di raccolta, convogliamento e smaltimento delle acque superficiali afferenti al coronamento e al paramento di valle;
10. Realizzazione in destra idraulica delle piste di accesso alle due nuove banche intermedie di valle;
11. Fresatura e rimozione dell'attuale pavimentazione in conglomerato bituminoso del coronamento;
12. Regolarizzazione, ricarica con misto stabilizzato di cava e compattazione del piano di coronamento, sul quale saranno realizzate le fondazioni delle nuovi punti di misura per il monitoraggio topografico (Figura 2-2);
13. Realizzazione di una pista di cantiere per l'accesso all'invaso a partire dalla casa di guardia;
14. Realizzazione della tura provvisoria e dello scarico delle acque provenienti da monte durante l'esecuzione dei lavori;
15. Scavo perimetrale della sezione di ammorsamento del nuovo ringrosso strutturale in c.a. da realizzare in addossamento all'attuale paramento di monte;
16. Scavo di fondazione per l'ampliamento ed approfondimento del taglione esistente, con parziale demolizione dello stesso
17. Esecuzione degli inghisaggi sul taglione di fondazione e sul paramento murario di monte, attraversando l'attuale sistema di lastre in c.a.p. senza interessare le attuali canne di drenaggio presenti a tergo delle stesse;
18. Adeguamento dell'imbocco di monte dell'opera di presa ed installazione della nuova griglia;
19. Getto in fondazione del ringrosso in c.a. e progressiva realizzazione della parte in elevazione dello stesso con interposizione dei giunti verticali a tenuta idraulica;
20. Installazione dei pilastrini per il monitoraggio topografico, e ricostruzione della via di coronamento mediante pavimentazione in binder e tappeto di usura, con

relative protezioni in parapetti metallici e con installazione dei lampioni di illuminazione;

21. Realizzazione delle scalette di accesso alle berme del ringrosso in c.a. realizzato sul lato di monte e di quelle di accesso alle berme di valle, alla vasca di dissipazione ed alle apparecchiature idrauliche ed elettromeccaniche presenti al termine della galleria dello scarico di fondo.
22. Ristrutturazione dei locali di accesso al cunicolo di ispezione e rifacimento del cancello di ingresso all'impianto.

## **2.1.2 Opere provvisionali e accessibilità al cantiere**

### **2.1.2.1 Tura provvisoria di monte, scarico provvisorio e viabilità di accesso all'invaso**

Le lavorazioni previste al piede del paramento di monte, quali lo scavo di fondazione, gli inghisaggi e i getti per la realizzazione del taglione (vedi tavola T02), nonché quelle sulle spalle o sul paramento stesso, quali gli ulteriori ancoraggi all'organismo murario, gli scavi di ammortamento e il getto di rinforzo in calcestruzzo, potranno essere eseguite in sicurezza solo se, oltre all'adozione delle altre normali misure di protezione e prevenzione, si riuscirà a garantire la tempestiva e regolare evacuazione dei deflussi in ingresso all'invaso artificiale prodotti dagli eventi meteorici concomitanti al periodo di cantierizzazione delle predette opere.

Per impedire quindi l'allagamento delle aree di lavoro a seguito di precipitazioni ordinarie, l'evacuazione dei deflussi in ingresso all'invaso avverrà di norma grazie ad una condotta di scarico provvisoria (dimensionata per un idoneo tempo di ritorno, da concordare in fase di progettazione definitiva con la Direzione Generale per le Dighe, ma comunque non minore di 3÷4 anni) funzionante a gravità che addurrà i contributi idrici provenienti da monte alla condotta di scarico esistente che attraversa il corpo diga.

Tale scarico provvisoria, che eviterà di norma l'allagamento delle aree di lavoro, avrà un imbocco libero ricavato sul paramento di monte di una tura provvisoria in terra compattata che sarà realizzata all'interno dell'invaso ad idonea distanza dal paramento attuale di monte della diga. La tura (vedi tavola T03) avrà una quota del coronamento tale da consentire l'invaso temporaneo a monte delle portate eccedenti la capacità di scarico in ingresso al bacino artificiale, con idoneo franco di sicurezza rispetto al verificarsi dell'evento meteorico avente la frequenza di riferimento assunta per il dimensionamento dello scarico provvisoriale.

Per l'esecuzione della tura provvisoria sarà realizzata una pista di cantiere di 3.5 m di larghezza che dall'estremo est del coronamento della diga transiterà davanti al fronte

ovest e sul retro della casa di guardia, per poi procedere a mezza costa, con la necessaria pendenza, verso il coronamento dello sbarramento provvisorio. Per la realizzazione della tura saranno prevalentemente impiegati i materiali inerti di risulta dagli scavi della pista di accesso all'invaso.

La nuova pista di cantiere consentirà l'accesso dei mezzi d'opera alla zona di scavo del taglione e, successivamente, sarà impiegata per il trasporto del calcestruzzo, per l'allestimento dei ponteggi e per il transito di mezzi e maestranze destinati alle lavorazioni previste sul paramento di monte.

A lavori ultimati, la tura e lo scarico provvisorio saranno smantellati e sarà ripristinata l'area del resede della casa di guardia.

#### 2.1.2.2 *Viabilità esterna e interna di accesso al cantiere*

Alla diga della Cerventosa si accede percorrendo la Strada Provinciale n. 34 "Umbro – Cortonese" che collega Camucia e Cortona in provincia di Arezzo alla Frazione di San Leo Bastia in provincia di Perugia, valicando il confine regionale e diventando in Umbria Strada Provinciale n. 105 attraverso un percorso prevalentemente di montagna.

L'attività di cantiere, per consentire la realizzazione delle opere in progetto, produrrà dei flussi di traffico sia sulla viabilità pubblica esterna che internamente al cantiere stesso.

Per quanto riguarda la viabilità esterna, al fine di ridurre quanto più possibile il transito di mezzi pesanti in ingresso e uscita dal cantiere, come già detto, è stata fatta la scelta di recuperare e riutilizzare in sito buona parte del materiale movimentato durante i lavori: in tal modo si eviterà di sovraccaricare la viabilità sulla SP 34 con i mezzi pesanti che possono rallentare il traffico attuale, sebbene non di rilevante intensità.

Per quanto riguarda la viabilità interna a valle della diga, i flussi di traffico (autocarri, mezzi d'opera, furgoni, veicoli) insisteranno prevalentemente su piste temporanee, che saranno smantellate una volta conclusi i lavori, e sulle due piste in progetto di accesso alle due nuove banche intermedie di valle in destra idraulica.

Le piste temporanee previste a valle della diga, e rappresentate indicativamente in colore rosso nell'immagine di seguito riportata, consentiranno di creare un percorso a senso unico per i mezzi operativi, ovviando alla problematica dello scambio tra mezzi d'opera nelle piste e negli spazi ridotti delle aree di cantiere, con riduzione conseguente del rischio di incidenti all'interno dello stesso e facilitazione delle operazioni di manovra dei mezzi d'opera, anche pesanti.

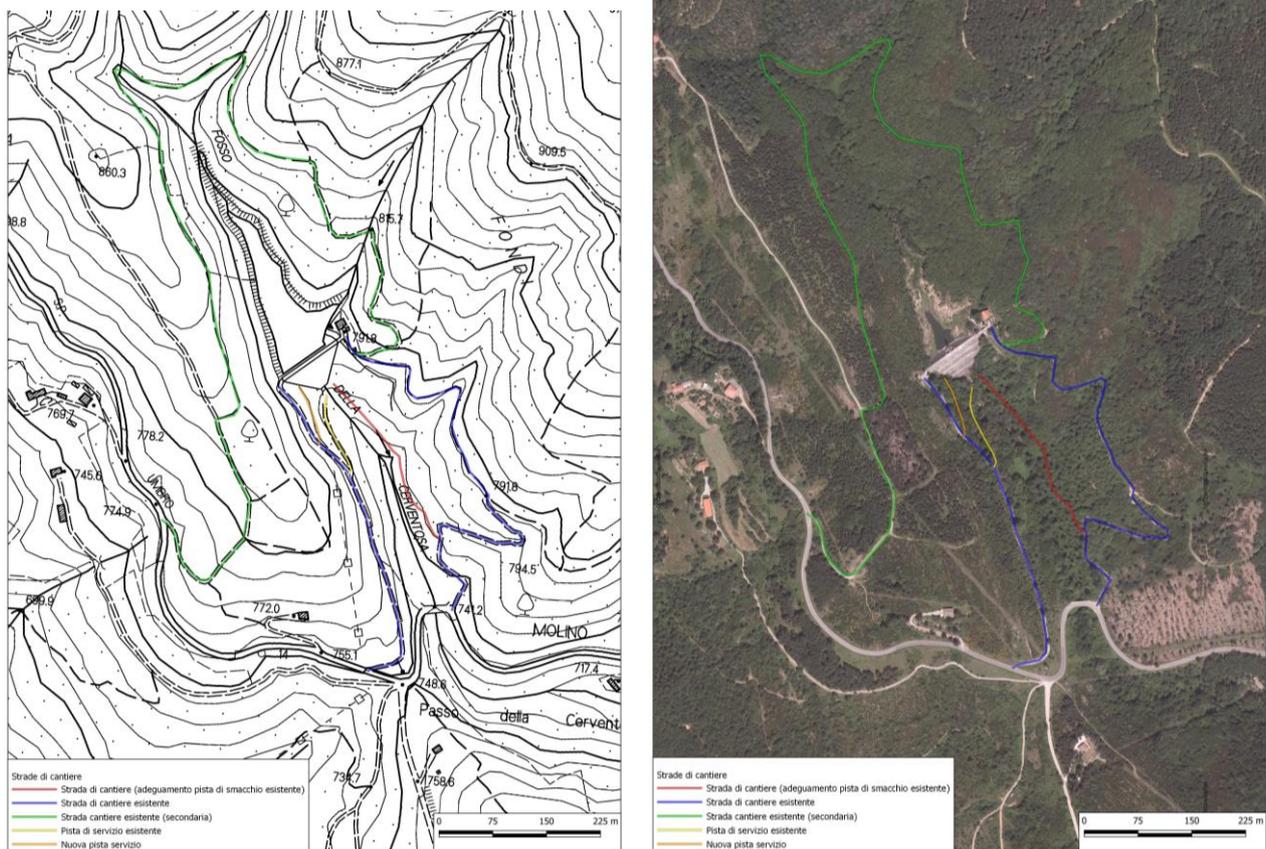


Figura 2-4 Piste temporanee previste a valle della diga

La soluzione ideata consente di ridurre i tempi di stazionamento e manovra dei mezzi sulle piste e quindi di favorire in generale la fluidità del traffico interno e dei mezzi in entrata ed uscita al cantiere.

I mezzi di lavoro potranno operare a valle della diga ed allontanarsi percorrendo le piste a senso unico di marcia, realizzando un “percorso ad 8” ottenuto dalla viabilità costituita da:

- piste temporanee descritte,
- viabilità preesistente,
- accessi permanenti alle banche intermedie che si diramano dalla strada di accesso alla diga (vedi tavola T02).

Si precisa che la traccia dei percorsi provvisori di cantiere della zona di valle è stata in questa fase individuata a seguito di ricognizione dello stato dei luoghi e analisi della cartografia esistente. Le piste temporanee ricalcano sostanzialmente quasi per il loro sviluppo totale piste di smacchio o sentieri e strade già presenti e cartografate su Mappa Catastale o CTR.

Nel tratto che corre lungo il fosso della Cerventosa, a valle della diga, sono previsti la risistemazione e l'adeguamento dei percorsi esistenti fino al recupero della larghezza di 3.5 m, sino al raggiungimento del tratto indicato su CTR nel punto di intersezione tra la linea rossa e la linea blu nella cartografia sopra riportata.

### **2.1.3 Obiettivi progettuali perseguiti**

#### **2.1.3.1 Sicurezza della diga**

Il complesso dei predetti interventi consentirà di raggiungere i livelli di sicurezza prescritti, per quanto è risultato dai modelli di simulazione statica e dinamica preliminari che sono stati allestiti per la verifica dei vari scenari investigati. In proposito la trattazione dei modelli allestiti e dell'analisi dei dati di input e della valutazione dei risultati viene esposta nel successivo capitolo 5.

#### **2.1.3.2 Benefici ambientali**

Come già detto, il rivestimento in muratura di pietrame stilata del paramento di valle, presenta attualmente un avanzato livello di degrado indotto dalla naturale vetustà oltreché dagli assestamenti del sottostante rilevato in materiali sciolti che il rivestimento murario non è stato in grado di assecondare in ragione della sua maggiore rigidità. La soluzione adottata, ne contempla l'integrale rimozione e recupero in termini di materia prima-seconda, prodotta dalla frantumazione della muratura. Tale scelta consentirà di ottenere una riduzione delle forniture di inerti di ben 1700mc, pari ad oltre un 25% del necessario, in ciò cogliendo una prescrizione delle vigenti norme regionali in materia di utilizzo ecosostenibile dei materiali da costruzione. Infatti detti materiali inerti si sarebbero dovuti altrimenti approvvigionare mediante lo sfruttamento o l'apertura di ulteriori cave di prestito con le conseguenti non trascurabili implicazioni di impatto ambientale. Inoltre, il riciclaggio in situ di detti materiali comporterà un consistente risparmio in termini di emissioni in atmosfera dovute alla sensibile riduzione dei chilometri (circa 3000) che altrimenti si sarebbero dovuti percorrere con autocarri pesanti necessari all'approvvigionamento del misto stabilizzato e allo smaltimento dei materiali residui dalla demolizione del paramento esistente e delle altre opere in c.a.

È ovvio che tale riduzione dell'attività dei mezzi di trasporto comporterà anche una forte riduzione degli impatti sulla viabilità, per altro prevalentemente di montagna, che determina una pesante penalizzazione alla fluidità del traffico in presenza di mezzi di trasporto lenti.

### 3 QUADRO NORMATIVO E MATERIALE DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Normative vigenti

- [N1] “Norme tecniche per le costruzioni” D.M. Infrastrutture del 14 gennaio 2008 (*DM2008*)
- [N2] Circolare 02 Febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP.
- [N3] “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”, D.M. Infrastrutture 26 giugno 2014 (*NTD2018*)
- [N4] Aggiornamento alle “Norme tecniche per le costruzioni” D.M. Infrastrutture del 17 gennaio 2018 (*DM2018*)

#### 3.2 Documenti di riferimento

- [D1] Relazione geologica intorno al progetto di sbarramento della valletta delle Gaude in territorio del comune di Cortona per la creazione di un serbatoio di acqua potabile - Prof. Geol. Paolo Principi, Maggio 1949
- [D2] Progetto esecutivo dei lavori di costruzione dell'acquedotto del capoluogo di Cortona, Relazione - Dott. Ing. Giuseppe Notari, Marzo 1957, comprensivo degli elaborati grafici da 1 a 9
- [D3] Inquadramento geotecnico dei terreni di fondazione e del corpo diga - Acquamarina 2000 s.r.l., Novembre 2002
- [D4] Relazione di calcolo - Acquamarina 2000 s.r.l., Novembre 2002
- [D5] Indagini geognostiche per la caratterizzazione dei materiali costituenti il corpo diga e dei terreni di fondazione - Sondeos S.r.l., Giugno 2006
- [D6] Relazione geologica a supporto del Progetto esecutivo degli interventi di adeguamento sismico della Diga di Cerventosa - Dott.sa Geol. Benedetta Chiodini, Novembre 2006
- [D7] Diga di Cerventosa adeguamento sismico della torre di presa e manutenzione straordinaria per il miglioramento delle condizioni di sicurezza della diga – Variante al progetto esecutivo - Idrostudio, Ottobre 2008
- [D8] Indagine geofisica multimetodologica finalizzata alla valutazione della consistenza del corpo diga della Cerventosa - Georisorse Italia s.a.s, Ottobre 2013
- [D9] Esecuzioni di indagini geognostiche sul corpo diga della Cerventosa – Rapporto tecnico - SONDEOS, Febbraio 2015

- [D10] Relazione 10153-R01PA/15\_Rev.0 – Indagini sperimentali su materiali diga di Cerventosa – Cortona (AR) - Experimentations S.r.l., Luglio 2015
- [D11] Esecuzioni di indagini geognostiche sul corpo diga della Cerventosa – Indagini integrative – Rapporto tecnico - SONDEOS, Agosto 2015
- [D12] Relazione sismotettonica – Georisorse Italia, 2015
- [D13] Verifica della sicurezza statica, sismica e idraulica della diga di Cerventosa – Chiarini Associati, 2015
- [D14] Relazione istruttoria su Verifica della sicurezza statica e sismica della diga di Cerventosa – Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Dipartimento per le Infrastrutture, i Sistemi Informativi e Statistici - Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche, 2016

## 4 DESCRIZIONE DELLO STATO ATTUALE DELL'OPERA

La diga di Cerventosa è situata in prossimità dell'omonimo passo nel comune di Cortona (AR), il cui territorio risulta classificato sismicamente in zona 2 ai sensi della DGRT n. 421 del 26/05/2014). La diga sbarrava il corso del Fosso della Cerventosa, appartenente al bacino idrografico del fiume Tevere, dando luogo ad un bacino artificiale che alla quota di massimo invaso (tempo di ritorno pari a 3000 anni) presenta una capacità pari a circa 90'000 m<sup>3</sup>. La risorsa accumulata nel serbatoio artificiale è destinata all'uso idropotabile.

Lo sbarramento fu realizzato su progetto del Genio Civile di Arezzo negli anni che vanno dal 1957 ai primi anni '60, in corrispondenza di un locale restringimento della valle, ritenuto idoneo sia per la favorevole morfologia che per le idonee caratteristiche geolitologiche dei terreni d'imposta. In particolare per la stabilità complessiva e la bassa permeabilità delle formazioni affioranti sui versanti.

Il corpo diga è costituito da pietrame sciolto (*rockfill*) ed è provvisto sul paramento di monte di uno schermo esterno impermeabile in calcestruzzo. Pertanto lo sbarramento, ai sensi del decreto 26 giugno 2014 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)" [N3], risulta classificabile all'interno della categoria **b.3** (*Dighe in materiali sciolti di pietrame con struttura di tenuta esterna*). Secondo la medesima normativa (capitolo C7.7.2) è possibile annoverare la diga di Cerventosa fra le dighe denominate "rilevanti per le conseguenze di un eventuale collasso" ai fini della determinazione del periodo di riferimento dell'azione sismica.



Figura 4-1 – Vista aerea dello sbarramento (2015)

#### 4.1 Caratteristiche geometriche salienti dello sbarramento

La sezione tipologica della diga è costituita da un paramento di monte rivestito in lastre di calcestruzzo ad elevata pendenza ( $h:v = 1:2$  pari a  $63^\circ$  circa sull'orizzontale), da un coronamento orizzontale carrabile di larghezza costante pari a circa 5.0m e posto a quota 791,10 m s.l.m, e da un paramento di valle avente scarpa 1:1, ma interrotto da 5 berme orizzontali intermedie di larghezza pari a 2.1 – 2.2 m, aventi equidistanza verticale pressoché costante e pari a 6.0 m. Detta configurazione determina una pendenza media del paramento di valle (dal ciglio del coronamento al piede di valle) pari a 1:1,3 che corrisponde ad un angolo di  $38^\circ$  sull'orizzontale. Tutto il paramento di valle è protetto da uno strato esterno di muratura in pietrame arenaceo o calcarenitico stilato con malta.

In corrispondenza della sezione maestra l'altezza della diga ai sensi del DM 26 giugno 2014 [N3] è pari 29.5 m, stante il coronamento a quota 791,10 m s.l.m. ed il piede del paramento più depresso (quello di valle) a quota 761,60 m s.l.m.

Al piede del paramento di monte è presente un basamento in calcestruzzo caratterizzato da una geometria trapezia con altezza media pari a 7.50 m e larghezza alla base di 6.60 m. Al suo interno è contenuto il cunicolo di ispezione e raccolta delle acque provenienti dal sistema di drenaggio incluso nel paramento di monte.

In corrispondenza della mezzeria trasversale dello sbarramento, al piede del paramento di monte, è collocato il torrino di presa, avente altezza complessiva (al lordo del locale di manovra posto in sommità) pari a 24.4 m, sezione circolare cava in calcestruzzo di diametro interno costante su tutta l'altezza pari a 2.55 m, ma di spessore decrescente verso l'alto. Il torrino risulta infatti articolato in tre tronchi a spessore costante, pari a 65 cm nel fusto basale, a 38 cm in quello intermedio e a 30 cm di quello terminale. Il torrino è fondato in asse al basamento del paramento di monte, ed alla base risulta parzialmente inglobato nello stesso.

In corrispondenza del margine superiore del contrafforte è impostato il rivestimento impermeabile del paramento di monte, realizzato mediante moduli rettangolari in c.a. di dimensione 3 m x 2.1 m, posati su un allettamento di calcestruzzo contenente inoltre il sistema di drenaggio delle acque di filtrazione. A tergo di questo è presente uno strato in muratura di pietrame in blocchi grossolani di natura litologica simile a quella degli elementi lapidei del rivestimento del paramento di valle.

Lo spessore di questa struttura muraria è variabile perché ha una pendenza costante e continua del paramento di monte, mentre su quello di valle mostra un andamento

verticale a tratti che vengono a collocarsi sempre più a valle in relazione al loro incremento di quota. Tale spessore risulta pari a circa 2 m in corrispondenza dell'ammorzamento nel corpo in c. a. del basamento, mentre si riduce fino a circa 50 cm alla base del coronamento. Una ricostruzione dell'effettivo andamento dello spessore del rivestimento murario del paramento di monte, effettuata sulla scorta di sondaggi effettuati durante la stesura de presente studio, è illustrata in Figura 4-18.



Figura 4-2 - Paramento di monte della diga

#### **4.1.1 Sistema di drenaggio**

Il sistema drenante dello sbarramento è costituito da una serie di semi-tubi verticali in cemento di diametro 0,20 m posti ad interasse costante pari a 0,50 m immediatamente a tergo dello schermo impermeabile di monte. I tubi interessano l'intero paramento di monte e si estendono verticalmente dalla quota del coronamento fino al cunicolo di ispezione (vedi Figura 4-3). L'ingresso diretto delle acque meteoriche nei

condotti è di norma impedito dalla presenza di carter metallici posizionati a monte della sede carrabile del coronamento. Su ciascun semi-tubo drenante, orientato verso monte, durante le fasi di costruzione, è stato posizionato un pannello in legno truciolare con funzione di cassero a perdere per il posizionamento delle lastre in c.a. costituenti lo schermo impermeabile. In alcuni casi questa modalità costruttiva ha dato luogo a frequenti parziali o totali ostruzioni del sistema di drenaggio, causate dalla progressiva caduta di porzioni di truciolato deteriorato dagli agenti atmosferici all'interno dei condotti, obbligando il gestore ad operazioni di spurgo delle canne drenanti.



Figura 4-3 – Imbocco dei condotti di drenaggio

I condotti di drenaggio sub verticali confluiscono poi all'interno del cunicolo di ispezione in una canaletta metallica di raccolta rappresentata in Figura 4-4.

Il cunicolo ha dimensioni pari a 2 m di altezza al colmo per 1,5 m di larghezza e corre all'interno del basamento di fondazione. L'accesso al cunicolo avviene attraverso la torre di presa, che lo intercetta nella mezzeria, oltre che tramite due ingressi laterali posti alle estremità del coronamento.

In corrispondenza della mezzeria del cunicolo, ovvero in asse alla torre di presa, si dirama, parallelamente alla sezione maestra della diga, un ulteriore cunicolo, contenente sia la tubazione metallica costituente lo scarico di fondo sia le canalette necessarie allo smaltimento delle acque captate dai condotti sub-verticali di drenaggio. Inoltre, durante le fasi costruttive dell'opera il cunicolo era stato impiegato per consentire il deflusso delle acque provenienti dal fosso di Cerventosa.



Figura 4-4 – Cunicolo di ispezione e sbocco dei condotti di drenaggio

#### **4.1.2 Organi di scarico**

Lo scarico di superficie è ricavato in sponda sinistra nella spalla massiccia della diga con soglia di sfioro a quota 786,45 m s.l.m. Lo scarico si sviluppa con sezione prevalentemente rettangolare. Detto scarico è stato oggetto di lavori di ripristino e messa in sicurezza nel 2008, portando la quota di sfioro al valore attuale e provvedendo alla realizzazione di una gaveta centrale nonché alla tirantatura delle pareti verticali dello stesso mediante tiranti geotecnici attivi.

Lo scarico di fondo è invece posizionato in corrispondenza della mezzeria del piede del paramento di monte ed è costituito da una tubazione metallica di diametro  $\phi 800$ mm. La quota dello scorrimento della tubazione dello scarico di fondo in corrispondenza della presa è pari a 769.10m s.l.m. Come descritto al paragrafo precedente la condotta dello scarico attraversa tutto lo spessore della diga all'interno di un cunicolo fino al piede del paramento di valle. Gli organi di manovra dello scarico di fondo sono costituiti da una paratoia piana a monte (azionata dalla torre di presa) ed una valvola a farfalla motorizzata a valle, in corrispondenza dello sbocco, posizionato a quota 761.39 m.s.l.m.

#### **4.1.3 Torre di presa**

La torre di presa (Figura 4-2) poggia sulla parte più depressa del paramento di monte, è di forma cilindrica cava con diametro interno costante di 2,55 m e spessore decrescente verso l'alto, essendo infatti il fusto articolato secondo tre tratti cilindrici, il primo dei quali, fino all'altezza di 7.08 m dalla base, presenta uno spessore di 65 cm, mentre il secondo fino all'altezza di 15.33 m ha uno spessore di 38 cm e, infine, il terzo, fino all'altezza di sommità pari a 21.90 m ha uno spessore di 30 cm.

In sommità alla struttura cilindrica è posizionata una cabina di manovra. La struttura è realizzata in cemento armato ed è dotata di quattro saracinesche di presa dell'acqua del serbatoio, poste a diverse altezze e dalla saracinesca di intercettazione della condotta di scarico di fondo situata presso la base della torre. L'accesso alla cabina di manovra si effettua dalla sommità della diga mediante una passerella metallica di lunghezza 7 m e larghezza 1 m. Nel 2008 sono stati realizzati alcuni lavori di consolidamento che hanno portato alla realizzazione di una incamiciatura esterna della base della stessa, di spessore 20cm per un'altezza di 7.5 m e l'esecuzione di cerchiature esterne in acciaio, nonché la modifica del sistema di vincolo statico del manufatto, connettendo tramite una travatura reticolare metallica la torre all'altezza della soletta inferiore della cabina di manovra con una nuova soletta in calcestruzzo collocata sul coronamento dello sbarramento. L'obiettivo di quest'intervento è stato quello di ridurre la sollecitazione al piede della torre durante eventi sismici, trasformando uno schema di vincolo di fatto pendolare in un più conveniente "incastro-appoggio". Le conseguenze sulla struttura della torre di eventuali cedimenti, verticali od orizzontali, prodottisi nel corpo diga a causa di sollecitazioni sismiche sono stati indagati in questa sede e saranno descritti nei successivi paragrafi.

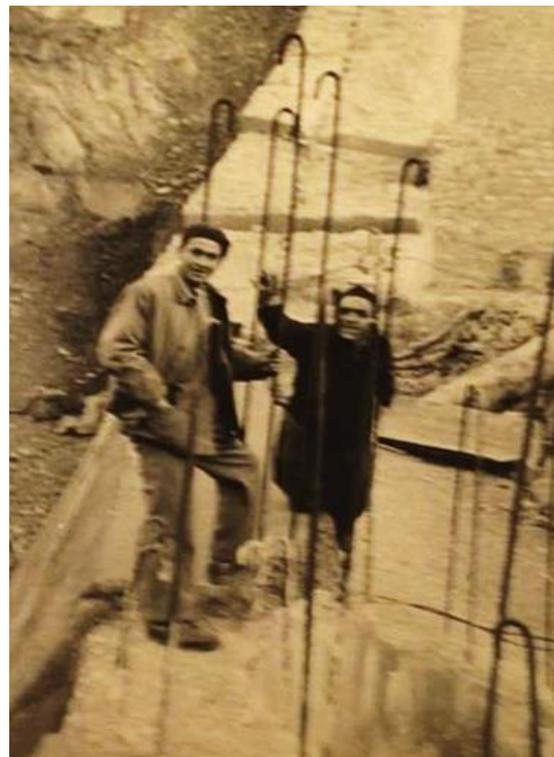
#### **4.1.4 Paramento di valle**

Come già ricordato al paragrafo 4.1.4, il paramento di valle è rivestito interamente con pietrame stilato e malta, formando un pacchetto di spessore circa 70cm. La pendenza media del paramento, pari a  $H:V = 1:1.3 \cong 38^\circ$ , è costituita da 5 berme equispaziate di larghezza pari a 2m circa intervallate da tratti a pendenza costante 1:1 ( $45^\circ$ ). Il rivestimento del paramento di valle non assolve alcun ruolo strutturale e non partecipa direttamente alla stabilità della diga: esso invece limita l'esposizione del rockfill sottostante all'azione dilavante dell'acqua piovana, riducendo i fenomeni di alterazione o degradazione.

#### **4.1.5 Documentazione fotografica storica**

Il gestore Nuove Acque ha fornito agli scriventi alcune fotografie storiche della diga durante le fasi costruttive iniziali antecedenti alla posa in opera del rockfill. Si notano i lavori di preparazione del fondo e delle sponde con formazione di gradonature di ammorsamento, la struttura in c.a. di fondazione del paramento di monte ed il cunicolo contenente lo scarico di fondo.

INTERVENTI PER L'INCREMENTO DELLA SICUREZZA DELLA DIGA DI CERVENTOSA



#### 4.1.6 Quadro fessurativo del paramento di valle

Il paramento mostra il quadro fessurativo riportato in Figura 4-6, caratterizzato da lesioni passanti attraverso lo spessore del pietrame stilato (70 cm). Le fessure di maggior ampiezza risultano attualmente monitorate attraverso l'impiego di 8 estensimetri (Figura 4-7).

Oltre alla presenza delle fessure è stato rinvenuto in destra idraulica un locale limitato rigonfiamento del paramento. Detto movimento ha coinvolto in passato una porzione del rivestimento compresa fra la prima berma ed il coronamento della diga. Al fine di monitorare l'eventuale evoluzione del fenomeno, nel 2006 è stato installato un inclinometro (I8), posizionato all'intersezione dell'asse del dissesto con la prima berma (come indicato in Figura 4-5).

Al momento attuale non risultano evidenze di accumulazione di spostamenti permanenti nel paramento di valle ed in special modo nella zona in destra idraulica, né dalle letture delle strumentazioni summenzionate, né dai rilievi topografici condotti sui capisaldi dislocati nel corpo diga.



Figura 4-5 Paramento di valle

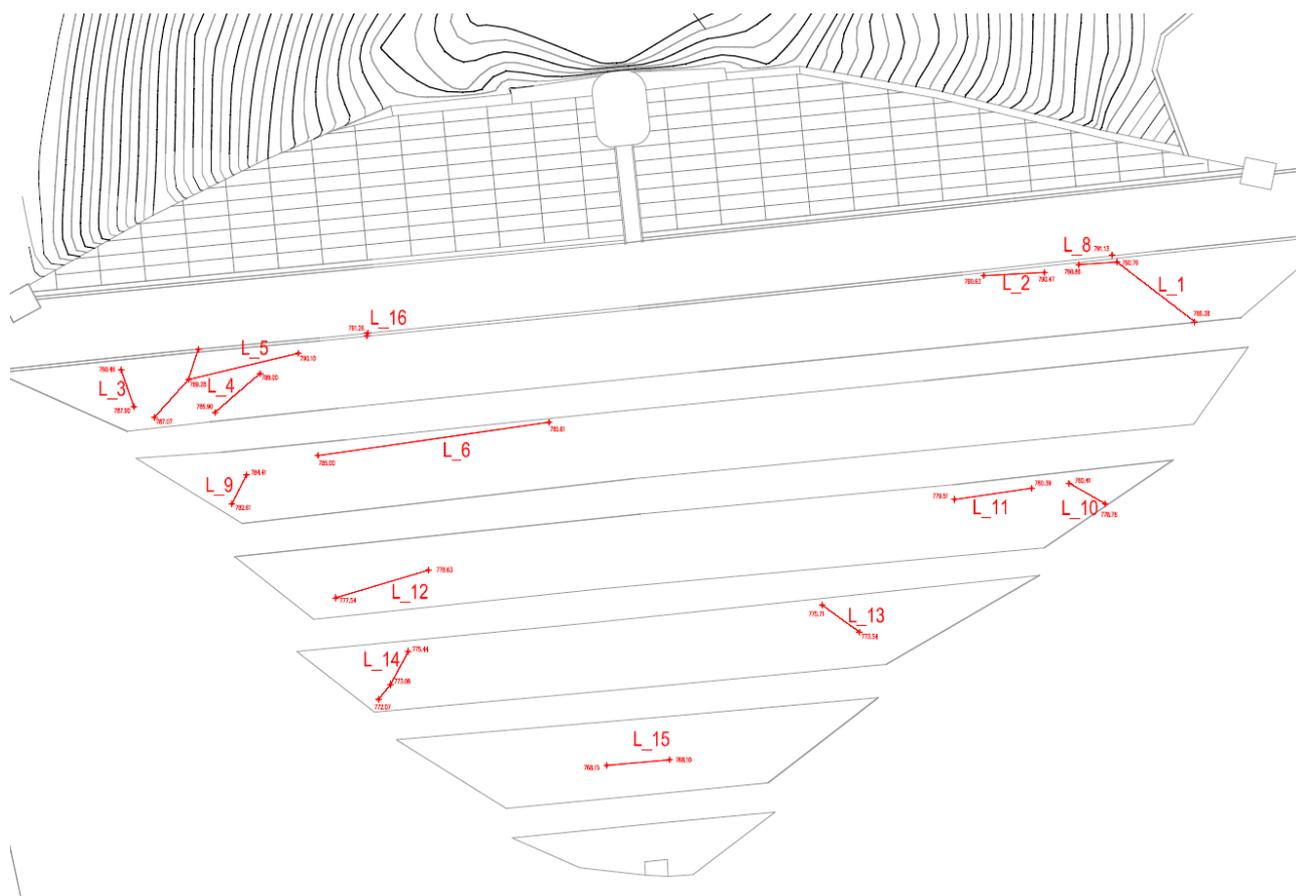


Figura 4-6 Quadro sintetico delle lesioni superficiali - Nuove Acque - 2012

La disposizione delle lesioni in corrispondenza dei versanti destro e sinistro del pendio evidenzia come l'origine delle stesse sia imputabile a fenomeni di assestamento del pietrisco costituente il corpo diga ed alla differenza di rigidità fra i due materiali. Tale quadro fessurativo, per le dighe in materiali sciolti, è tipico infatti di problematiche inerenti l'interazione fra materiali a diversa rigidità, (cfr. Fell et al. "Geotechnical Engineering of Dams", 2005 oppure Kutzner "Earth and Rockfill Dams", 1997).

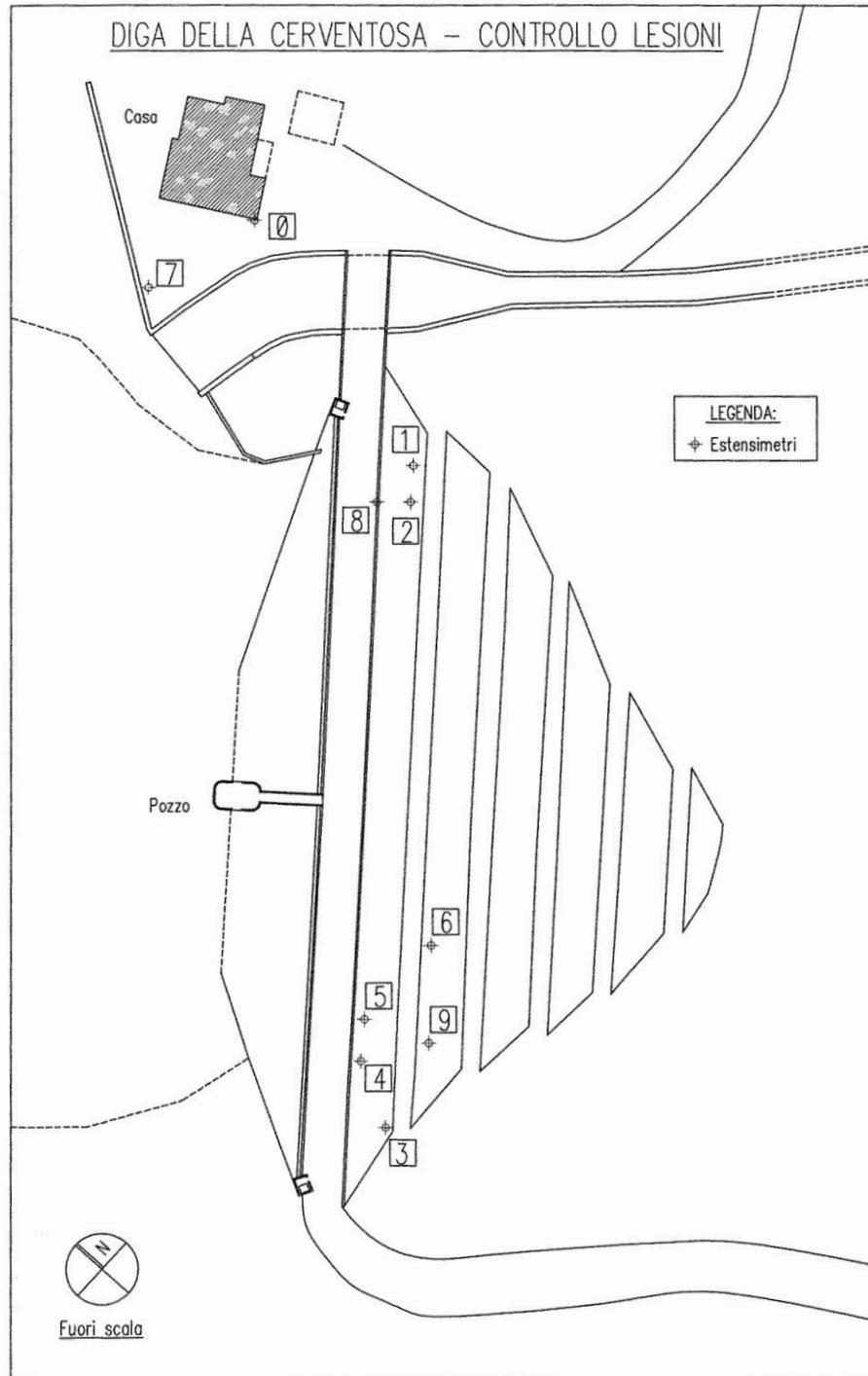


Figura 4-7 Posizionamento planimetrico dei punti di controllo delle lesione mediante estensimetri

## 4.2 Indagini sperimentali

Si riepilogano di seguito le precedenti campagne di indagine effettuate sullo sbarramento.

### 4.2.1 Campagna indagini 2000

Una descrizione dettagliata delle indagini svolte è contenuta nel documento [D3]

#### **4.2.2 Campagna indagini 2006**

Una descrizione dettagliata delle indagini svolte è contenuta nei documenti [D5] e [D6]

#### **4.2.3 Campagna indagini 2013**

Nei mesi compresi fra Agosto, Settembre ed Ottobre 2013 la società Georisorse Italia s.a.s. ha condotto indagini geofisiche multimetodologiche sul corpo diga al fine di valutare sia la consistenza del materiale costituente il corpo diga sia la qualità del materiale costituente i paramenti di valle e di monte.

Oltre a quanto sopra menzionato, l'indagine doveva anche fornire i parametri geofisici necessari alla classificazione sismica del terreno di fondazione dell'opera ai sensi delle NTC 2008.

Sono state eseguite a questo proposito le seguenti indagini geofisiche:

- Tomografia sismica tridimensionale con onde dirette del corpo diga
- Rilievo georadar (GPR) dei paramenti di monte e di valle
- Indagini sismiche a rifrazione con tecnica tomografica bidimensionale ad onde P ed SH eseguita sul paramento di valle interessando anche le pendici laterali dei versanti

Per una descrizione dettagliata delle metodologie di indagine, delle modalità esecutive delle prove e degli elaborati prodotti si rimanda alla relativa relazione finale (documento [D8])

##### **4.2.3.1 Indagini tomografiche (2D e 3D)**

Le indagini tomografiche tridimensionali hanno consentito di indagare lo stato di omogeneità del materiale di riempimento del corpo diga, evidenziando la presenza di zone a diversa densità. In particolare, è stato possibile distinguere la presenza di materiale cementato in corrispondenza del paramento di monte ed in generale un maggiore addensamento del pietrisco a ridosso della sponda destra. Tale maggiore addensamento è interpretabile come effetto del maggior passaggio di mezzi d'opera durante le fasi costruttive, essendo presente sul fianco destro la strada di accesso alle cave di prestito.

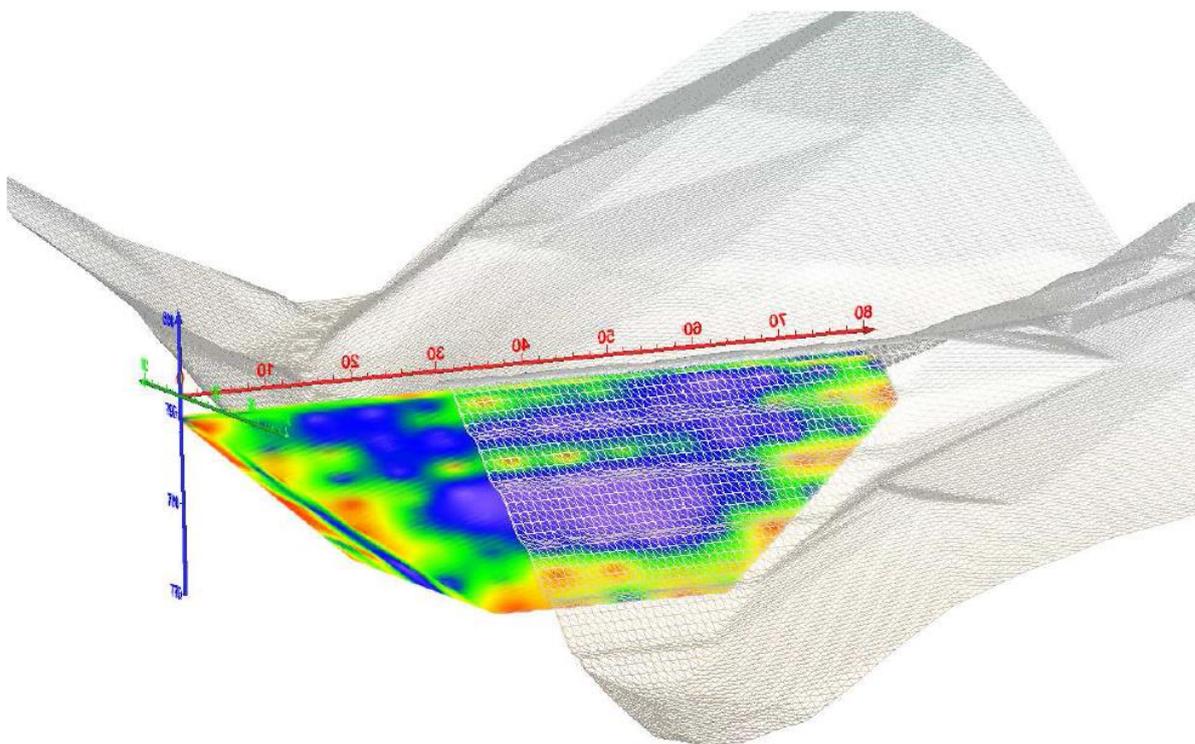


Figura 4-8 - Restituzione tomografica tridimensionale del corpo diga vista da valle

Dall'interpretazione delle sezioni tomografiche bidimensionali (in onde P ed SH) sul paramento di monte è invece emersa sul versante sinistro una zona relativamente veloce attribuibile a pregressi interventi di consolidamento.

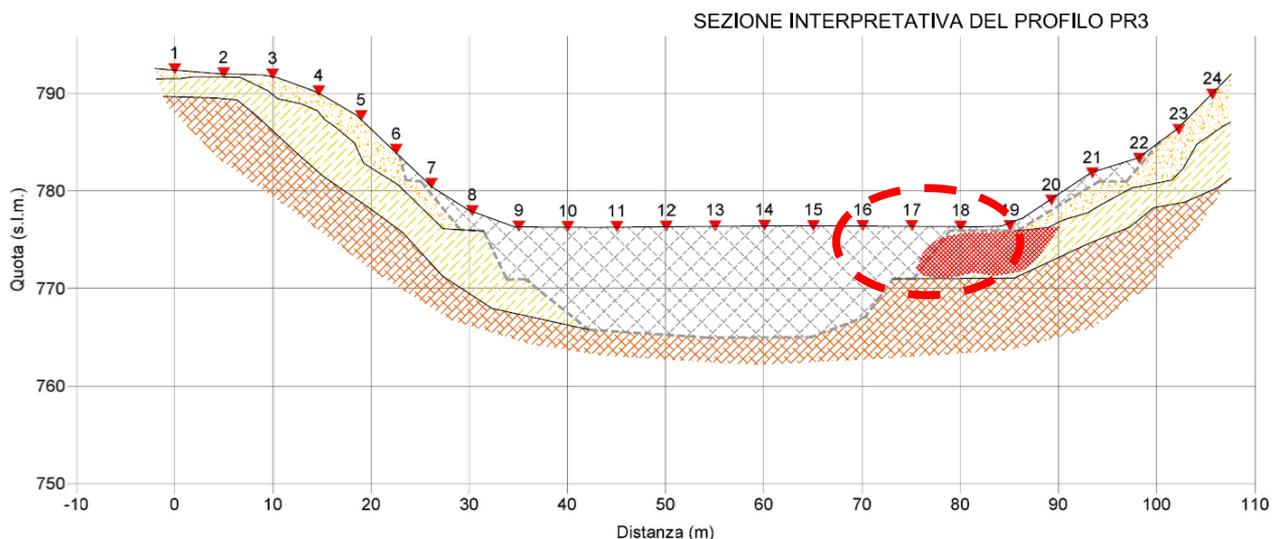


Figura 4-9 – Sezione interpretativa profilo PR3 delle tomografie sismiche bidimensionali

Non si riscontrano invece evidenze significative concernenti gli effetti delle iniezioni di malta cementizia effettuate dalla ditta SONDEOS nel corso del 2008.

L'analisi del profilo verticale delle onde S nei terreni di fondazione della diga e la determinazione del relativo parametro  $V_{s,30}$  ha permesso di classificare lo stesso in classe sismica A secondo il vigente DM2008 (Normativa [N1]).

#### 4.2.3.2 Indagini georadar

L'interpretazione delle sezioni di rilievo georadar effettuate sul paramento di monte ha permesso di indagare puntualmente lo stato di consistenza delle singole dalles in calcestruzzo costituenti lo schermo impermeabile. Dall'analisi è emersa l'evidenza di armature metalliche superficiali contenute all'interno delle dalles stesse (armature effettivamente rinvenute durante la campagna indagini del 2015 come descritto nei paragrafi successivi), oltre che dei singoli giunti water-stop.

Sono ulteriormente emerse alcune zone specifiche di attenuazione del segnale distinguibili in due categorie:

- a) danneggiamenti locali e superficiali delle dalles, dovuti ad ammaloramenti del calcestruzzo
- b) zone di attenuazione più profonde a tergo delle lastre. In questo caso è possibile però che la sezione investigata abbia intercettato i condotti di drenaggio presenti nel paramento con conseguente attenuazione del segnale.

L'interpretazione delle sezioni di rilievo georadar effettuate sul paramento di valle ha presentato esiti più incerti, visto il forte "scatter" nelle riflessioni del segnale dovuto alla presenza del pietrame del corpo diga e dei relativi vuoti macroscopici. È stato però possibile osservare in corrispondenza dei tratti orizzontali locali inspessimenti lato monte del getto di protezione in calcestruzzo.

#### 4.2.4 Campagna indagini 2015

Sulla scorta delle indagini pregresse esperite sul corpo diga e sulla base di considerazioni desunte dai precedenti studi sulla stabilità dello stesso sono state eseguite alcune analisi numeriche preliminari aventi come obiettivo lo studio del comportamento sismico della struttura. Durante queste ultime è emerso il ruolo determinante svolto dal paramento di monte nel garantire la stabilità complessiva dello sbarramento.

Gli estensori dei precedenti studi contenenti analisi statiche e sismiche del sul corpo diga (Angeloro 2002 e Sacchetti 2006) avevano fondato le loro considerazioni circa la stabilità del paramento di monte sulla base dei disegni di progetto originali che indicavano in più tavole (vedi ad es. Figura 4-10) lo stesso paramento come costituito

da un setto di calcestruzzo omogeneo rastremato verso l'alto con spessore variabile da 2 m circa nella sezione di imposta fino ai 50cm circa nella sezione sommitale

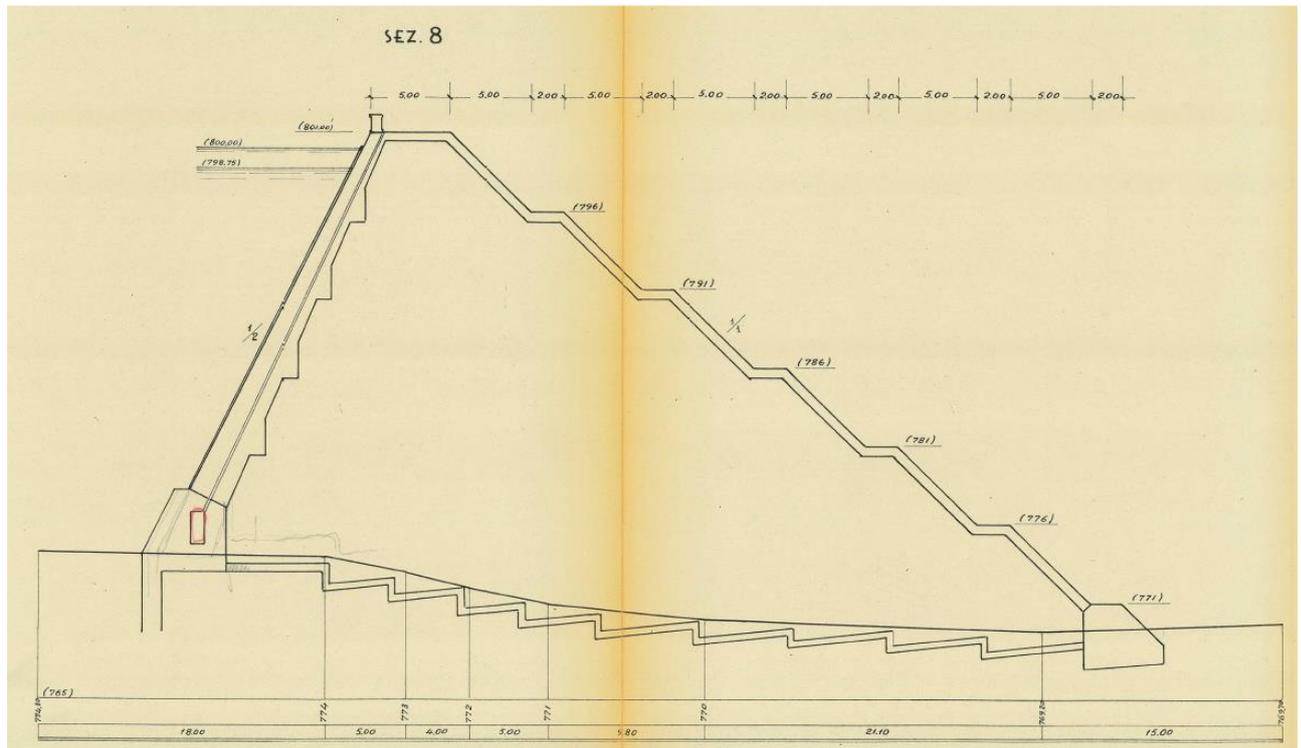


Figura 4-10 - Sezione maestra della diga negli elaborati originali di progetto del 1957

Tuttavia, all'interno della relazione generale di descrizione della diga (documento [D2]), datata marzo 1957, a firma del progettista della diga, Dott. Ing. Notari, lo stesso paramento viene descritto come realizzato "in muratura di pietrame e malta di cemento con ammorsatura entro la muratura di pietrame a secco".

Al fine di discernere le informazioni contrastanti circa la natura del paramento e vista l'assenza di informazioni certe a riguardo, è stata commissionata una ulteriore ed apposita campagna indagini dedicata alla comprensione della morfologia e della stratigrafia corretta del paramento di monte, descritta nel paragrafo successivo.

#### 4.2.4.1 Indagini Febbraio 2015

Il gestore Nuove Acque S.p.a. ha incaricato la ditta SONDEOS di effettuare 4 carotaggi con carotatrice elettrica a corona diamantata al piede dello schermo di monte ed all'interno della galleria di drenaggio con l'obiettivo di misurare l'entità del paramento in calcestruzzo.

Dai carotaggi effettuati sul paramento è emersa una percentuale di recupero del materiale in carota assai ridotta (inferiore al 50%) essendo costituito questo principalmente da frammenti lapidei in apparenza incoerenti, rilevando tuttavia tracce di malta cementizia negli stessi. I carotaggi viceversa effettuati nella volta della galleria di

drenaggio hanno invece messo in luce la presenza di un rivestimento continuo e consistente di calcestruzzo (1.3m circa in spalla sinistra e 2.0m circa in spalla destra) caratterizzato da percentuali di recupero prossime al 100%. La discrepanza nelle percentuali di recupero del materiale in carota è dovuta, oltre alla differenza nel materiale carotato, alle modalità di esecuzione dei fori: le perforazioni sono state condotte con l'ausilio di un carotiere semplice da 40mm di diametro ed in presenza di acqua. Tale soluzione, scelta immaginando di indagare elementi in CLS, in presenza di muratura ha di fatto disgregato il materiale legante (malta) consentendo il solo recupero parziale di materiale lapideo frantumato, come testimoniato dal rinvenimento nel materiale delle carote di caratteristiche "torniture" nei frammenti.

I dettagli relativi alle prove, la descrizione delle modalità di indagine e la posizione dei relativi fori è illustrata nel relativo rapporto tecnico (Documento [D9]).



Figura 4-11 – Operazioni di carotaggio sul paramento di monte. Scarifica del rivestimento esterno e messa in luce delle armature delle "dalles" prefabbricate

#### 4.2.4.2 Indagini Agosto 2015

Visti i risultati della campagna prove appena descritta, si è deciso di procedere ad una nuova serie di indagini sul paramento di monte effettuando una serie di carotaggi adottando tecnologie di perforazione atte a garantire il minimo disturbo al materiale murario rinvenuto. È stato di conseguenza allestito nell'agosto 2015 un ponteggio impostato al piede del paramento che ha consentito l'esecuzione da parte della ditta SONDEOS di 7 sondaggi orizzontali a carotaggio continuo, tramite carotatrice elettrica HILTI DD-400E che ha permesso di estrarre carote di diametro maggiore, pari a 100

mm. Questi accorgimenti hanno consentito di evidenziare un pacchetto del paramento di monte costituito da:

- a) 30.0 cm di dalles in cemento
- b) 0.0 – 20.0 cm di allettamento delle dalles costituito da malta cementizia con presenza occasionale di laterizi
- c) 180.0 - 400.0 cm di muratura di pietrame con malta cementizia a spessore variabile

A tergo della muratura di pietrame è stato viceversa rinvenuto il normale pietrame sciolto. Le perforazioni sono state eseguite con acqua fino al raggiungimento del termine della porzione in muratura. Al termine della stessa la perforazione è proseguita a secco per circa 40-50cm all'interno del materiale sciolto per evitare un eccessivo dilavamento dello stesso.

I dettagli relativi alle prove, la descrizione delle modalità e la posizione dei relativi fori è illustrata nel relativo rapporto tecnico (Documento[D11]).

I sondaggi hanno consentito di chiarire la natura del paramento di monte e di individuare, seppur puntualmente e lungo una sola verticale, la stratigrafia e la consistenza dello stesso. Le non trascurabili variazioni di spessore della porzione murata sono imputabili alla presenza di ammorsamenti di questa all'interno del corpo diga, come riportato nella relazione progettuale del 1957 (Figura 4-18).

Occorre notare come in nessuno dei 7 sondaggi sia stata rilevata la presenza di un vuoto consistente a tergo del paramento in muratura in corrispondenza dell'interfaccia fra il materiale cementato e quello sciolto.

Nelle successive figure sono rappresentati il ponteggio allestito per l'esecuzione dei carotaggi ed un esempio di carota appena estratta dal paramento. Si notino le buone condizioni del materiale recuperato (Figura 4-12 e Figura 4-13).



Figura 4-12 – Impalcatura per la realizzazione dei carotaggi sul manto di monte



Figura 4-13 - Carota estratta dal paramento di monte

In aggiunta ai carotaggi precedentemente descritti, è stato eseguito un pozzetto esplorativo sul coronamento della diga della profondità di circa 2.5m, protetto da un cassero metallico tipo blindo-scavo, tale mettere in luce il lato interno del paramento in muratura e consentire, oltre all'esame visivo, anche il prelievo di campioni di malta e di pietrame.

I prelievi dei campioni sono stati eseguiti dalla società Experimentation S.r.l., che ha provveduto ad eseguire 2 prove di punzonamento su malta, 2 prove di compressione su pietra naturale oltre a 2 analisi chimiche sui campioni di malta.

I risultati ottenuti dalle prove meccaniche sono riassunti nella tabella seguente:

Campione	Resistenza al punzonamento $f_m$ [MPa]	Resistenza alla compressione $f_{bk}$ [MPa]
Malta M1	3.7	-
Malta M2	5.4	-
Pietra naturale DM1	-	95.8
Pietra naturale DM2	-	93.3

L'analisi chimica dei campioni ha evidenziato l'uso di malta idraulica caricata con aggregato di natura silicatica ed in minima parte carbonatica, un rapporto aggregato/legante di circa 4/1 in volume ed una porosità totale medio-bassa.

L'esame visivo sul paramento esposto durante il sondaggio ha invece consentito di evidenziare un andamento sub verticale della muratura, ed ha mostrato come essa fosse costituita dai medesimi blocchi lapidei impiegati nella costruzione del rilevato, intasati con malta. È altresì emersa la buona qualità della stessa.

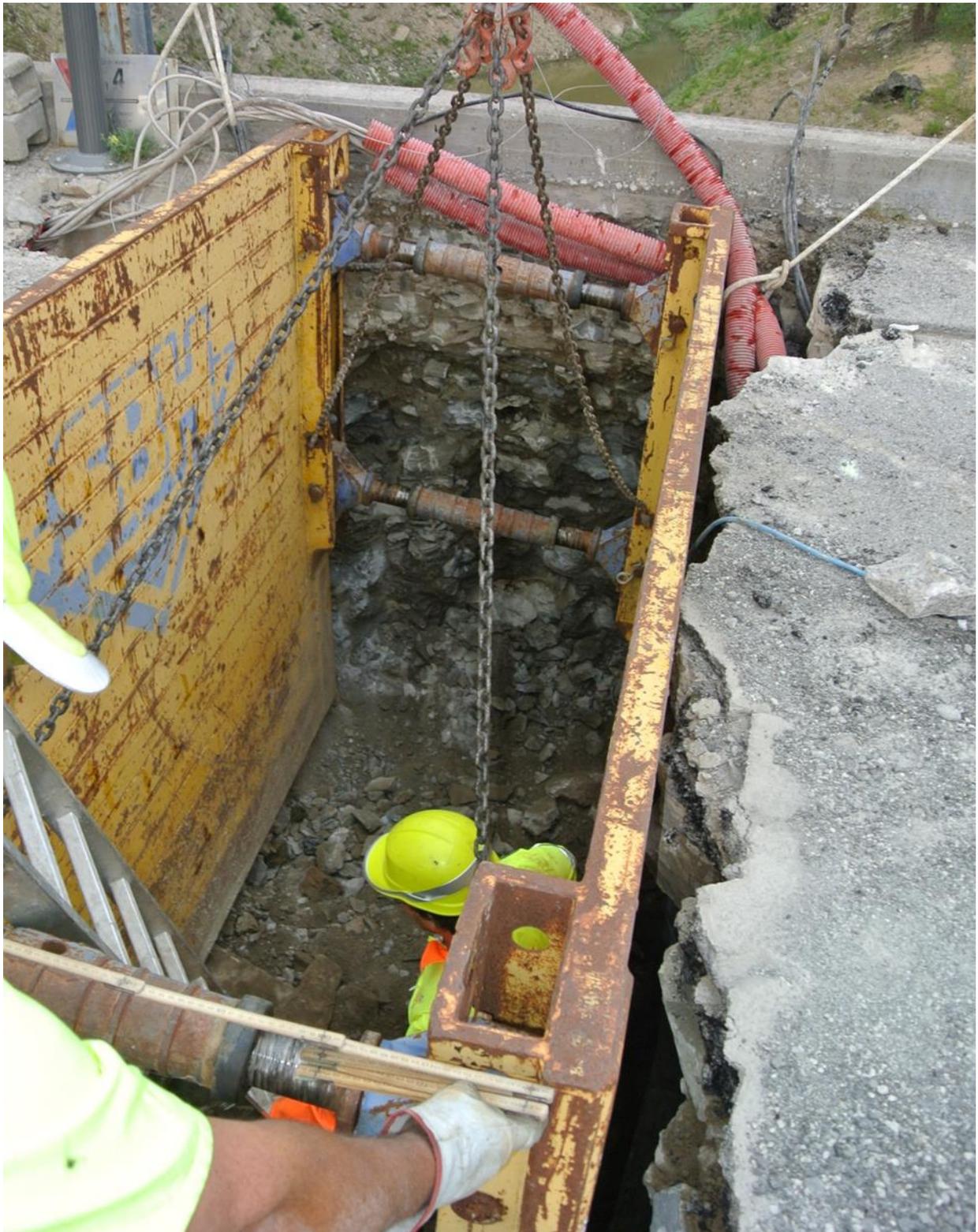


Figura 4-14 – Preparazione pozzetto esplorativo. Allestimento blindoscavo di protezione



Figura 4-15 – Prelievo dei campioni di malta



Figura 4-16 – Prelievo dei campioni di pietra



Figura 4-17 - Trincea prima delle operazioni di ripristino: è evidente l'interfaccia tra riempimento in rockfill retrostante e la muratura costituente la struttura portante del paramento di monte



Figura 4-18 - Ricostruzione della geometria del paramento di monte. Sono evidenziati in rosso i carotaggi eseguiti sulla superficie del paramento, prolungati fino al termine della porzione cementata

## 5 IMPLEMENTAZIONE DEI MODELLI NUMERICI ATTI ALLA VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE DELLA DIGA

### 5.1 Generalità e criteri di analisi

In ottemperanza al nuovo Decreto Ministeriale 26 Giugno 2014, relativo alle norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta [N3] e dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" del 17 gennaio 2018 [N4], l'analisi sismica e statica della diga di Cerventosa contenuta nel presente documento ha come obiettivo la valutazione, oltre che del grado di sicurezza nei confronti delle azioni esterne, anche della compatibilità dello stato deformativo, transitorio e residuo, presente nelle strutture nelle condizioni definite per i differenti stati limite.

Nel presente documento lo sbarramento sarà quindi analizzato sia nella configurazione attuale che in configurazione di progetto, provvedendo a valutare l'incremento dello stato di sicurezza di questo in condizioni statiche e sismiche.

Le verifiche presentate sono state condotte attraverso due metodologie numeriche differenti, ovvero tramite il metodo dell'equilibrio limite ed il metodo degli elementi finiti.

Il metodo dell'equilibrio limite persegue un approccio semplificato ma affidabile per la valutazione della stabilità nei confronti dello scivolamento di rilevati realizzati in materiali granulari ma è caratterizzato dalla impossibilità di fornire indicazioni circa lo stato deformativo complessivo nella struttura. Tale metodo sarà comunque applicato all'analisi dello sbarramento in virtù della facilità di applicazione e della affidabilità dello stesso, in particolare nella valutazione della stabilità del paramento di valle, confrontando il valore del coefficiente di sicurezza individuato in condizioni attuali con il valore nella configurazione di progetto. Si ricorda che ai fini della NTD2014 [N3] il coefficiente di sicurezza minimo da garantire in condizioni di utilizzo dello sbarramento è pari a 1.2.

La valutazione della stabilità dello schermo di monte verrà invece valutata attraverso un diverso specifico modello agli elementi finiti, impiegando allo scopo il modello già adottato per la valutazione della vulnerabilità sismica dell'intero sbarramento.

La scelta del diverso criterio di modellazione è dettata dalla peculiarità dello sbarramento e dell'intervento proposto. Come descritto nei capitoli precedenti, la diga di Cerventosa presenta infatti uno schermo di monte costituito da una parete in muratura realizzata cementando lo stesso "rockfill" adottato per le restanti porzioni dello sbarramento.

L'intervento di adeguamento propone la realizzazione di uno schermo in c.a. aderente alle murature presenti in loco, con l'intento di impedirne il collasso, incrementandone resistenza ed azione stabilizzante alla base

La nova porzione in c.a. prevista dal progetto di adeguamento è caratterizzata però da valori di rigidità più elevati rispetto alla retrostante muratura che costituisce lo schermo di monte attuale, ed ancora maggiori rispetto al rockfill del corpo diga. In questo specifico caso la scelta della modellazione tramite elementi finiti consente di tenere debito conto delle differenze in termini di rigidità delle differenti componenti, ed in virtù dei modelli costitutivi avanzati adottati nella modellazione del terreno, di avere una risposta realistica dello stesso.

Le leggi costitutive adottate nella simulazione dei materiali granulari sciolti sono di tipo non lineare e consentono di cogliere, oltre alla non linearità del rapporto sforzi-deformazioni, anche comportamenti incrudenti ed isteretici dei materiali. Nei paragrafi seguenti sono descritti sia il software impiegato che i principali modelli costitutivi adottati nelle simulazioni.

## **5.2 Software adottati per le analisi numeriche**

### **5.2.1 STAP 12 – Software per la verifica con il metodo dell'equilibrio limite**

Le verifiche con il metodo dell'equilibrio limite sono state condotte attraverso il software STAP release 12 della Aztec Informatica. Il software consente di modellare il terreno dello sbarramento secondo geometrie libere introdotte per punti, a cui assegnare materiali caratterizzati da differenti criteri di rottura, sia in condizioni drenate che non drenate. È inoltre possibile specificare un livello della falda generale.

Le verifiche sono eseguite assegnando a priori un set di superfici di scorrimento individuate attraverso molteplici modalità fra le quali si citano la classica griglia di centri e raggio, punto di ingresso, punto di uscita e raggio della superficie, punto di passaggio e asse di tangenza delle curve. È inoltre possibile assegnare superfici di forma qualsiasi o porzioni di spirale logaritmica. Sulle superfici così definite il software calcola l'effettivo coefficiente di sicurezza secondo vari algoritmi, fra i quali si citano: Bishop, Fellenius, Janbu, Morgenstern-Price, Spencer ed altri.

In ultimo come già ricordato è possibile assegnare ai differenti sia un criterio di rottura alla Mohr Coulomb che alla Hoek-Brown.

L'azione sismica è assegnata sia come azione statica equivalente che come accelerogramma per realizzare analisi con l'algoritmo di Newmark (Valutazione degli spostamenti).

### **5.2.2 Plaxis 2D – Software per la modellazione agli elementi finiti**

Per lo studio del comportamento statico e dinamico del corpo diga è stato utilizzato il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D, specifico per risolvere problematiche di tipo geotecnico.

Il software permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plane strain) o a condizioni assialsimmetriche (axisymmetric). Il software fornisce, oltre al solutore numerico, gli strumenti grafici necessari al preprocessing del modello, compresa la creazione guidata della mesh. La tipologia di elementi finiti contenuta nel modello comprende elementi di area triangolari isoparametrici a 6 o a 15 nodi, elementi beam 2D a 3 o 5 nodi, elementi speciali per la simulazione di specifiche strutture geotecniche come pali o tiranti. Le interfacce fra materiali dotati di rigidzze e resistenze molto diverse sono modellabili attraverso elementi interfaccia a 3 o 5 nodi che consentono la separazione o lo scorrimento fra le parti.

Il software è inoltre capace di trattare la natura bi-fase del terreno operando in termini di tensioni efficaci e consentendo di risolvere il problema tenso-deformativo accoppiato fluido-terreno, valutando nel caso l'evoluzione temporale del regime di filtrazione oltre che dello stato delle tensioni e delle pressioni neutre.

Inoltre, è possibile effettuare specifiche analisi volte alla determinazione del coefficiente di sicurezza di una struttura geotecnica mediante la tecnica "c-phi reduction". In questa tipologia di analisi il software provvede autonomamente ad abbattere i parametri di resistenza associati alla classe di elementi finiti di interesse, fattorizzandoli per un certo valore numerico fino a provocare il collasso delle strutture. Procedendo con questa modalità è possibile identificare le superfici critiche proprie del modello, sebbene non sia possibile valutare lo stesso coefficiente su superfici diverse.

Il problema dinamico è affrontato dal software attraverso uno schema di integrazione implicito del tipo Newmark. L'intervallo di tempo per il passo di integrazione è scelto autonomamente dal software sulla base delle dimensioni e delle rigidzze degli elementi finiti contenuti nel modello.

In ambito dinamico è possibile inoltre definire sul contorno del modello condizioni di bordo specifiche in grado di consentire l'assegnazione di accelerogrammi al dominio

oltre che imporre l'esistenza di contorni assorbenti per evitare il propagarsi di riflessioni spurie nei vincoli (elementi di Lysmer&Khulmeyer, 1969).

### 5.3 Geometria e discretizzazione

La diga della Cerventosa è caratterizzata da una geometria chiaramente tridimensionale dovuta alla morfologia del sito, in particolare all'inclinazione del terreno delle sponde sia in destra che in sinistra. La stessa presenza del manufatto della torre di presa influenza, seppur localmente, il regime degli sforzi e delle deformazioni. Nonostante queste peculiarità la diga è stata descritta attraverso un modello numerico bidimensionale, rappresentando con un modello ad elementi finiti una schematizzazione rappresentativa della sezione maestra. La modellazione bidimensionale rappresenta una semplificazione a favore di sicurezza, poiché priva il modello numerico degli effetti di confinamento dovuti alla diminuzione dell'altezza della diga in direzione trasversale. Tra questi, ad esempio, la presenza di eventuali effetti arco (coadiuvati dall'attrito del materiale sulla fondazione) che avrebbero sia amplificato la stabilità del rilevato che ridotto le deformazioni orizzontali registrate sul coronamento. Tuttavia, l'implementazione di un modello tridimensionale avrebbe comportato un onere computazionale ingente nello svolgimento delle modellazioni dinamiche ed una minore interpretabilità dei risultati.

Oltre alla rappresentazione bidimensionale sono state introdotte semplificazioni aggiuntive rispetto alla geometria originale:

- a) Non è stata modellata la struttura della torre di presa;
- b) Nel modello ad elementi finiti è stata semplificata la geometria del paramento di valle attraverso la generazione di un profilo a pendenza unica (sostituendo di fatto le 5 berme con una pendenza media dal coronamento al piede di valle);
- c) Il rivestimento in pietrame stilato a protezione del paramento di valle è stato sostituito dalla presenza di un carico distribuito;
- d) Lo strato sommitale cementato di rivestimento del coronamento è stato modellato solamente come carico portato dal corpo diga;
- e) Il rivestimento del paramento di monte, ovvero lo schermo impermeabile, è stato modellato attraverso un elemento beam 2D dotato di rigidità flessionale ed assiale pressoché nulle. Tale scelta cautelativa è stata dettata dalla necessità di dover considerare la massa sismica dovuta al rivestimento

senza tuttavia aggiungere rigidità supplementare al paramento, vista la presenza di frequenti giunti orizzontali e verticali sullo stesso.

La parte strutturale del paramento di monte in pietrisco cementato, visto il ruolo determinante della stessa nella stabilità globale della diga, è stata compiutamente modellata adottando un legame costitutivo elastico perfettamente plastico dotato di un involucro di rottura alla Mohr-Coulomb equivalente.

Nelle analisi FEM, il terreno di fondazione della diga, in accordo con le evidenze dovute ai sondaggi ed alle prospezioni sismiche, è stato modellato tramite un modello costitutivo elastico lineare, introducendo uno spessore di materiale sufficientemente sottile da non influenzare in modo eccessivo la propagazione del segnale sismico assegnato come condizione al contorno inferiore.

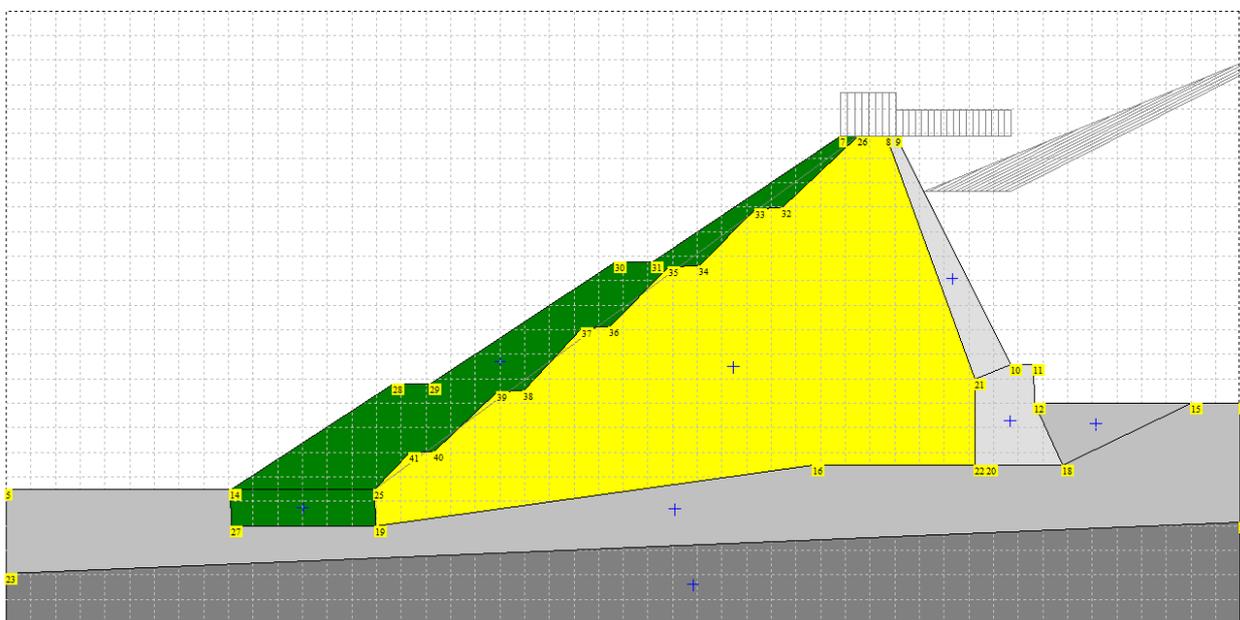


Figura 5-1 Modello LEM - STAP 12

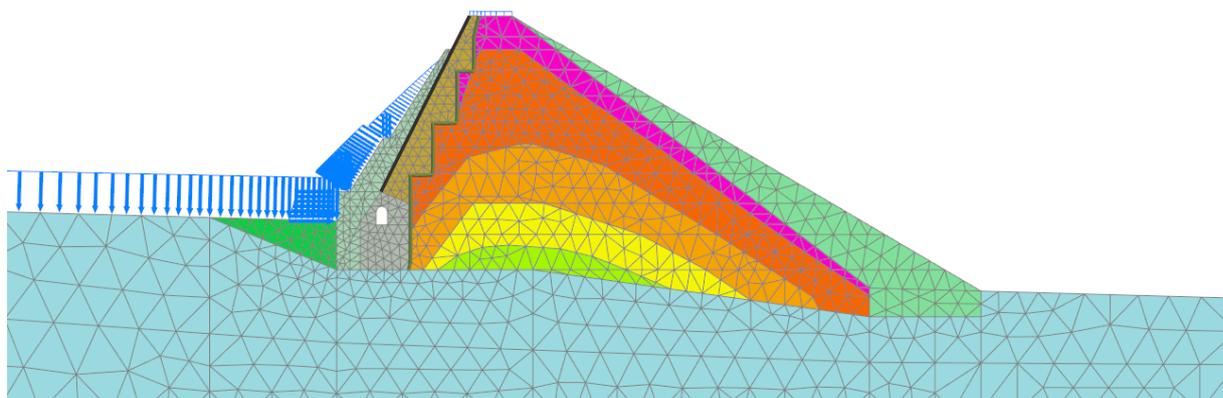


Figura 5-2 Modello EF - PLAXIS 2D - Stato di progetto

## 5.4 Terreno di fondazione

Come riportato al paragrafo precedente, per il terreno di fondazione della diga è stato adottato un modello costitutivo elastico lineare. Le proprietà dello strato sono state dedotte coerentemente con il quadro conoscitivo geologico-geofisico.

Il corpo diga risulta infatti fondato su strati rocciosi calcarenitici di colore prevalentemente grigio ascrivibili alla formazione del Macigno Aut. e contraddistinti da un grado di fratturazione che tende a diminuire con la profondità.

Il modello elastico lineare necessita di 3 parametri di input, il peso di volume del materiale, il modulo elastico ed il modulo di Poisson ( $\gamma$ ,  $E$ ,  $\nu$ ).

Il peso di volume è stato desunto da dati di letteratura ed assunto pari a 22 kN/m<sup>3</sup>.

Il valore del modulo elastico e del modulo di Poisson sono invece stati ricavati a partire dai valori delle velocità di propagazione delle onde S e P ottenuti tramite le indagini geofisiche secondo le relazioni seguenti:

$$V_p = \sqrt{E_{oed}/\rho} \text{ dove } E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

$$V_s = \sqrt{G/\rho} \text{ dove } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Poiché per gli strati di interesse si ottiene  $V_P = 2000$  m/s e  $V_{SH} = 800\sim 1000$  m/s (cfr. paragrafo 7 del documento [D8]) allo strato possono essere assegnati i valori medi rappresentativi:

Parametri		Valore	
Densità	$\gamma$	22.0	kN/m <sup>3</sup>
Modulo elastico	$E$	7.5E6	kN/m <sup>2</sup>
Modulo di Poisson	$\nu$	0.25	-
Modulo di taglio	$G$	3.0E6	kN/m <sup>2</sup>

## 5.5 Taglione di base

Per il taglione di base, realizzato in calcestruzzo monolitico, è stato considerato un modello costitutivo elastico. I valori di resistenza e deformabilità assegnati al materiale sono quelli relativi ad un calcestruzzo di classe C15/20.

Il modulo elastico risulta pari a:

$$E = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 23.8 \text{ GPa}$$

con  $f_{cm} = 13 \text{ MPa}$

Si riassumono di seguito i parametri del modello sopra descritti

Parametri		Valore	
Densità	$\gamma$	24.0	kN/m <sup>3</sup>
Modulo elastico	E	23.80E6	kN/m <sup>2</sup>
Modulo di Poisson	$\nu$	0.15	-

## 5.6 Rockfill

La scelta e la successiva taratura del modello costitutivo da adottare nella modellazione del pietrisco (rockfill) costituisce un elemento determinante nel caratterizzare la risposta statica e dinamica della diga. In assenza di dati relativi ad esperienze condotte al momento della costruzione tramite l'allestimento di campi prova è senza dubbio difficile ricostruire a posteriori il comportamento meccanico del materiale.

Per sua intrinseca natura, il rockfill è di fatto un materiale difficile da caratterizzare con le usuali tecniche di indagini in sito vista la grossolanità delle componenti e la necessità di investigare volumi importanti per giungere a comportamenti significativi.

Pertanto, in mancanza di dati storici e di analisi dirette sul materiale costituente il corpo dello sbarramento di ritenuta (riferibili sia ai documenti progettuali che alle fasi costruttive dello sbarramento di ritenuta), per la caratterizzazione del rockfill della diga di Cerventosa è stato fatto riferimento all'ampio panorama di dati desumibili dalla letteratura tecnica disponibile in materia. A questo proposito si veda il documento [D3], contenente una esaustiva bibliografia a riguardo.

Per ciò che concerne la granulometria del materiale posto in opera i risultati sperimentali raccolti durante le campagne indagini del 2005 e del 2002 hanno evidenziato che il fuso granulometrico del pietrame impiegato per la diga di Cerventosa risulta paragonabile ad altri fusi granulometrici di dighe in pietrisco simili per dimensioni ed epoca di realizzazione, costruite con rockfill di origine sedimentaria e quindi relativamente tenero e soggetto a schiacciamento.

Nel grafico seguente si riportano quindi i fusi granulometrici individuati per analisi storica da Jappelli e Silvestri (2005) e quelli disponibili per lo sbarramento di Cerventosa

## CONFRONTO CURVE GRANULOMETRICHE CERVENTOSA

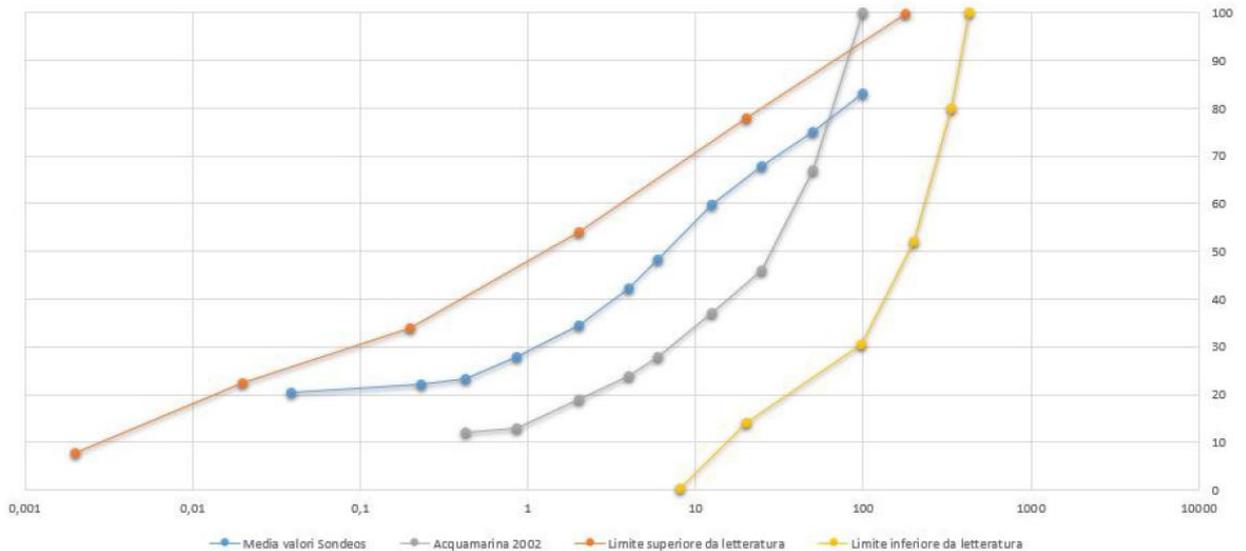


Figura 5-3 – Confronto fra le curve granulometriche per la diga di Cerventosa e valori di letteratura per dighe simili

### 5.6.1 Inviluppo di rottura – Criterio di Hoek-Brown e Criterio di Mohr Coulomb equivalente

Nel caso del rockfill, molteplici esperienze su provini di grande dimensione evidenziano come il criterio di rottura da adottare sia di tipo non lineare. Nel presente studio, per il materiale è stato considerato un inviluppo di rottura curvo, così come specificato nel documento di Acquamarina 2000 del 2002 (documento [D3]). Le numerose basi bibliografiche citate indicano per il materiale rockfill di Cerventosa un inviluppo di rottura descritto nel piano  $(\tau, \sigma_n)$  dalla seguente equazione:

$$\tau_{lim} = \alpha \cdot \sigma_n^\beta$$

Nel succitato documento [D3] le costanti  $\alpha$  e  $\beta$  assumono rispettivamente il valore  $\alpha = 3.0$  e  $\beta = 0.77$ .

#### 5.6.1.1 Modello LEM

L'inviluppo di rottura curvilineo presentato è stato approssimato nelle analisi all'equilibrio limite attraverso l'uso di un criterio di Hoek-Brown equivalente, tarato per approssimare la curva sopra descritta nell'intervallo di pressioni di confinamento di interesse.

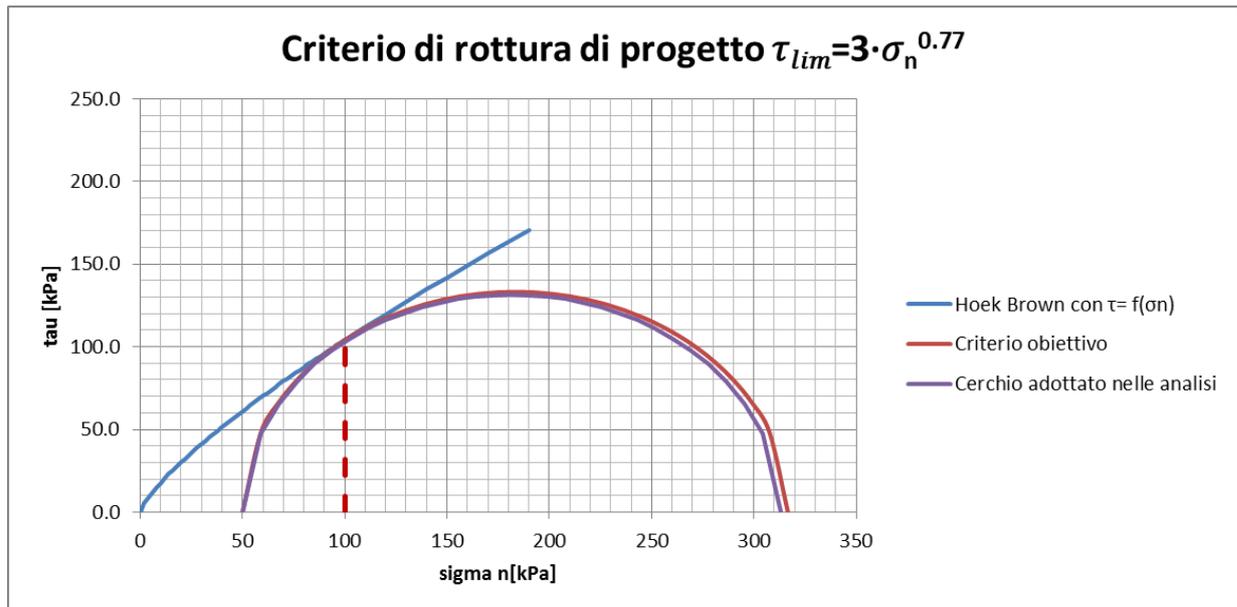


Figura 5-4 Confronto tra il cerchio di Mohr tangente al criterio di progetto ed cerichio di Mohr tangente al criterio di rottura Hoek-Brown equivalente adottato nelle analisi ( $\sigma_n = 100$  kPa)

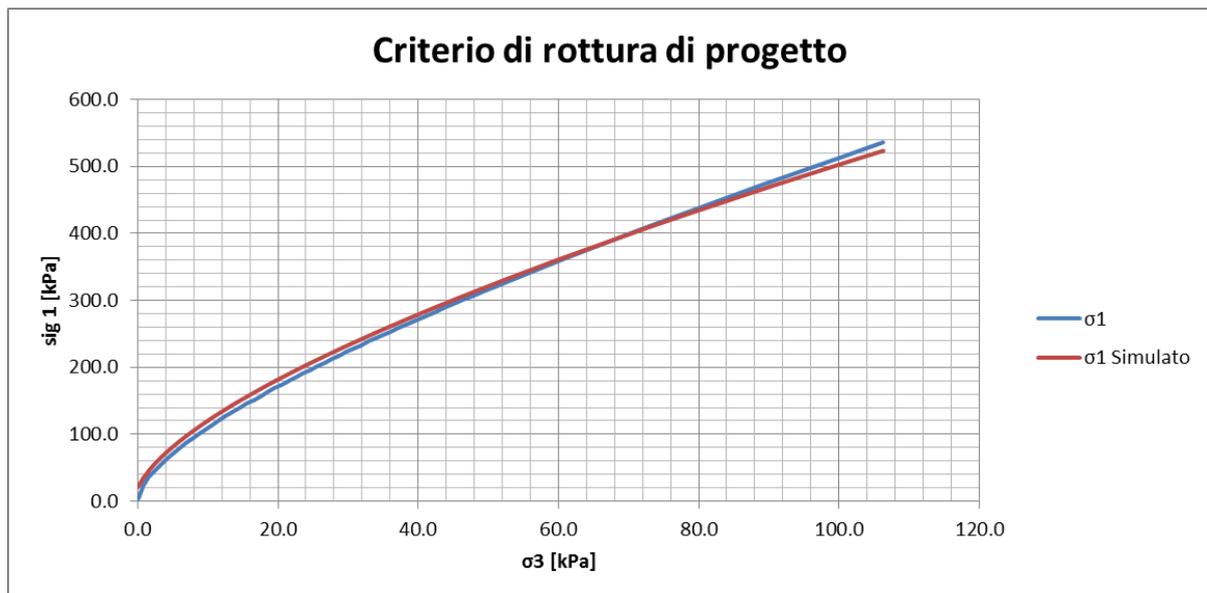


Figura 5-5 Confronto tra il criterio di rottura curvilineo originale ed il criterio di rottura Hoek Brown equivalente

Adottando quindi i parametri usuali alla definizione di Hoek-Brown, il criterio adotta la parametrizzazione seguente:

Parametri		Valore	
$\sigma_{ci}$		30000	kPa
GSI		12	-
Fattore di disturbo	D	0.69	-
$m_i$		20	-

### 5.6.1.2 Modello FEM

Nell'implementazione PLAXIS del modello HS-Small non è possibile accoppiare a questo un criterio di rottura alla Hoek-Brown e, di conseguenza, si è reso necessario adottare un angolo di attrito equivalente alla Mohr-Coulomb. Nel diagramma seguente è illustrato l'andamento dell'angolo di attrito equivalente in funzione del parametro  $s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$

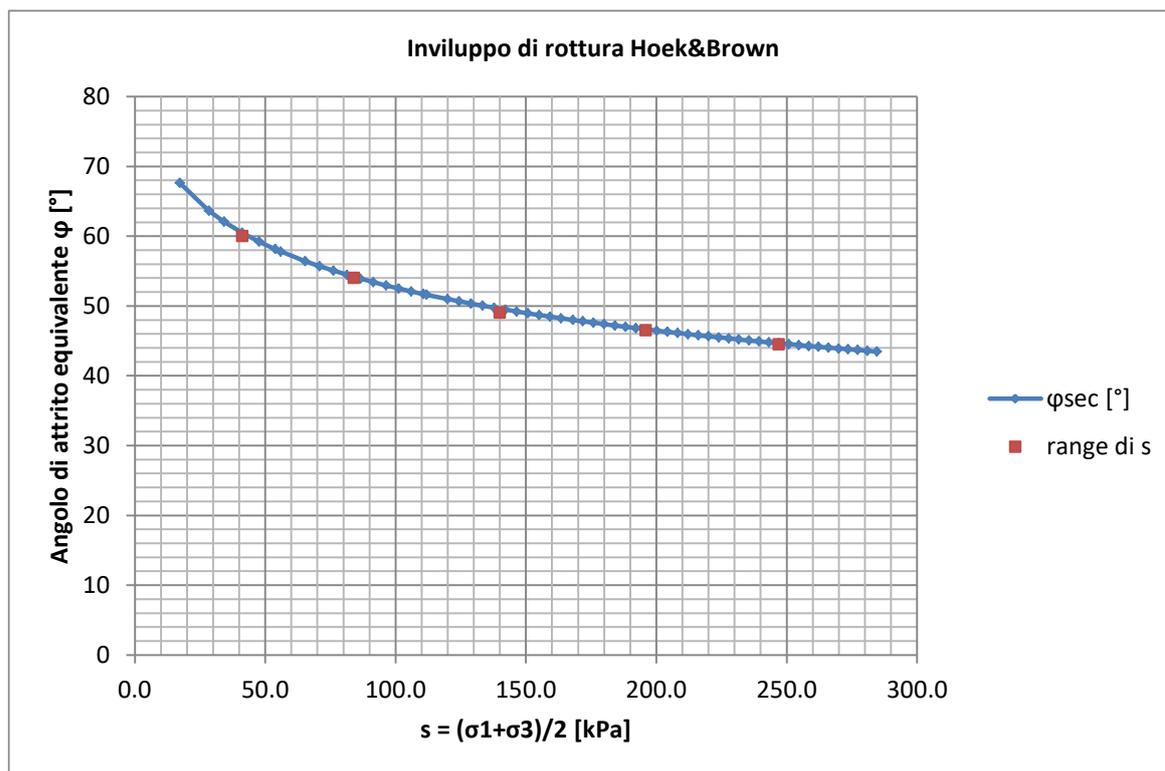


Figura 5-6 – Inviluppo di rottura alla Hoek&Brown ed angolo di attrito equivalente secondo un criterio Mohr Coulomb secante

Sulla base del valore del parametro “s” (*centro del cerchio di Mohr*) il corpo della diga è stato suddiviso in 5 fasce ad angolo di attrito costante e decrescente con la profondità.

Al fine di migliorare ulteriormente la stabilità delle soluzioni numeriche è stato scelto di eliminare la dipendenza diretta dei moduli elastici del rockfill dallo stato di sforzo e rendere questi ultimi costanti all'interno delle pre-designate zone ad angolo di attrito costante. Nella tabella seguente sono riportati i valori assunti per i parametri delle 5 zone:

<b>Materiale</b>	<b>Profondità in asse alla diga</b>	$G_0^{ref}$	$E_{50}^{ref}$	$E_{Edo}^{ref}$	$E_{UR}^{ref}$	$\varphi$
	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]
Rockfill 1	2.7	158.4	41.0	75.0	118.0	<b>50.0</b>
Rockfill 2	9.18	291.6	77.0	145.0	221.0	<b>50.0</b>
Rockfill 3	16.68	393.0	97.0	180.0	291.0	<b>50.0</b>
Rockfill 4	22.71	459.1	119.0	220.0	356.0	46.5
Rockfill 5	25.96	491.0	145.0	265.0	414.0	44.5

Si noti come per i materiali Rockfill 1-3 l'angolo di attrito sia stato limitato ai valori di angolo di attrito pari a 50.0°, sebbene dall'implementazione descritta agli stessi fossero spettati angoli di attrito secante maggiori.

Gli altri parametri necessari alla definizione delle proprietà del rockfill sono raccolti nella tabella seguente e sono costanti per tutti e 5 gli strati:

<b>Parametro</b>	<b>Valore</b>
Peso di volume $\gamma$	18.0 kN/m <sup>3</sup>
Deformazione caratteristica a taglio $\gamma_{0.7}$	0.1x10 <sup>-3</sup> -
Coefficiente di Poisson $\nu$	0.3 -
Pressione di riferimento $p_{ref}$	100.0 kPa
coesione $c$	0.5 kPa

La presenza della coesione è giustificata solamente da necessità di convergenza e stabilità numerica della soluzione e senza influenzare in modo significativo i risultati.

### 5.6.2 Modellazione FEM - Il modello costitutivo *Hardening-soil with small strain (HS-small)*

Il modello costitutivo adottato per la simulazione del materiale rockfill tramite elementi finiti è denominato, all'interno del software PLAXIS2D, come modello HS-Small (Hardening Soil with small strain stiffness).

Il modello rientra fra quelli abitualmente descritti come modelli avanzati e presenta caratteristiche di non linearità del diagramma sforzi-deformazioni fino dai livelli di sforzo più bassi. Inoltre la rigidità espressa dal materiale dipende, oltre che dal livello di sforzo puntuale, anche dal livello deformativo raggiunto. Le rigidità difatti decadono al procedere delle deformazioni come sperimentalmente rilevato per i materiali geotecnici. Tale variazione della rigidità in funzione dell'ampiezza delle deformazioni porta il modello ad esprimere comportamenti isteretici intrinseci con conseguente smorzamento nei sistemi dinamici.

I parametri principali che definiscono il comportamento deformativo del modello sono i seguenti:

- $m$  Esponente che esprime la dipendenza della rigidità dal livello tensionale
- $E_{50}^{ref}$  Rigidità secante nei test triassiali drenati per il 50% della deformazione ultima
- $E_{oed}^{ref}$  Rigidità tangente per il carico edometrico primario
- $E_{ur}^{ref}$  Rigidità delle fasi di scarico-ricarico da prove triassiali drenate
- $\nu_{ur}$  Coefficiente di Poisson per i cicli di carico-scarico
- $G_0^{ref}$  Modulo di rigidità tagliante alle piccole deformazioni ( $\varepsilon < 10^{-6}$ )
- $\gamma_{0.7}$  soglia delle deformazioni a taglio alla quale la deformabilità a taglio secante ha raggiunto un valore  $G_S = 0.722G_0^{ref}$

La figura seguente illustra i parametri di rigidità del modello sopra riportati dell'ipotesi di "small strain stiffness" nel caso di una prova triassiale.

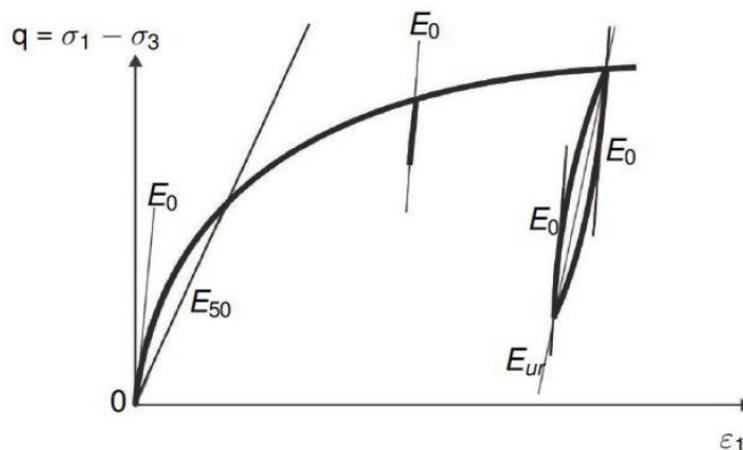


Figura 5-7 Evoluzione del modulo elastico in condizioni triassiali

Da notare l'evoluzione con le deformazioni assiali del modulo di rigidezza secante, oltre che la presenza di un ciclo isteretico durante la fase di scarico-carico. L'isteresi indotta è capace di dissipare energia e quindi in ambito dinamico contribuisce allo smorzamento delle oscillazioni.

Nella figura seguente è invece illustrata la degradazione dei moduli di rigidezza taglienti e secanti con lo sviluppo delle deformazioni taglienti:

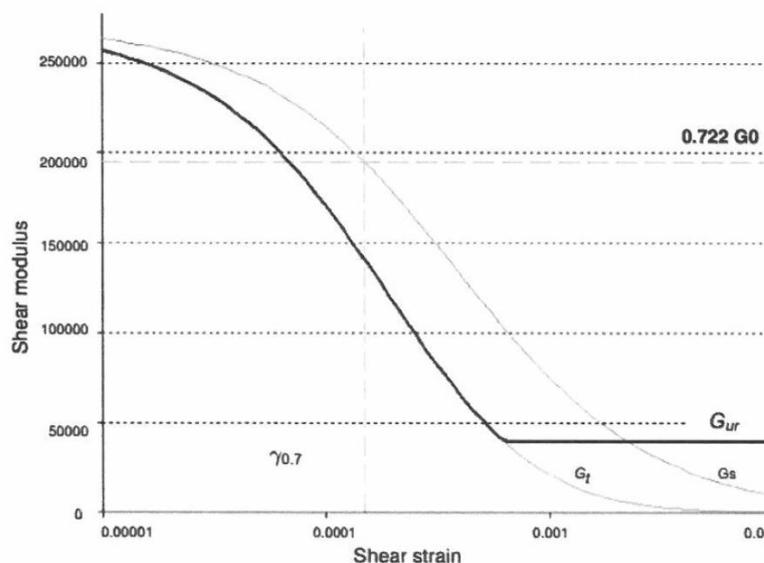


Figura 5-8 Curva di abbattimento del modulo G con lo sviluppo di deformazioni a taglio

La degradazione dei parametri di deformabilità a taglio segue l'approccio di Hardin&Drnevich (1972) nella versione proposta da Santos&Correia (2001):

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|}$$

Dove  $G_s$  e  $G_0$  sono rispettivamente il valore del modulo di taglio secante ed il modulo di taglio iniziale,  $a$  è una costante che vale 0.385 ed  $\gamma_{0.7}$  rappresenta la deformazione tagliente per la quale il modulo a taglio secante è pari a circa il 70% del valore iniziale.

Una manifestazione chiara dello sviluppo dei cicli di isteresi è fornita nell'immagine seguente, che rappresenta l'evoluzione dei parametri di rigidezza al taglio durante l'esecuzione simulata di una prova di taglio ciclico a controllo di sforzo:

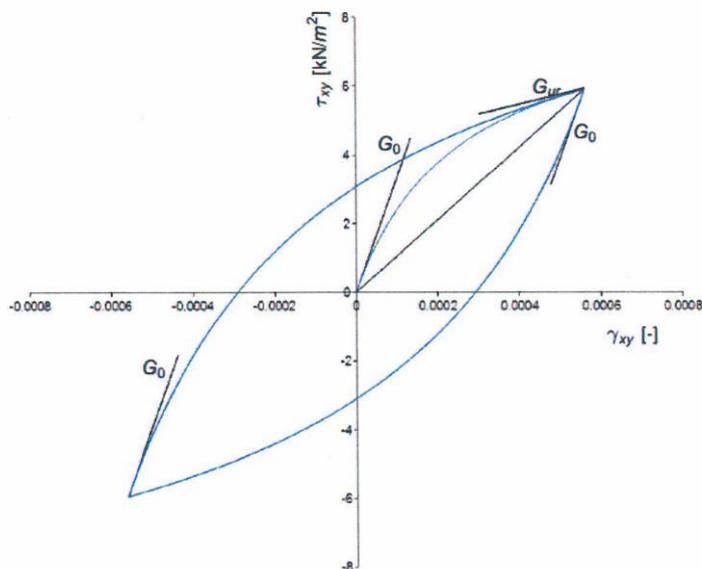


Figura 5-9 Rappresentazione del ciclo di isteresi implementata nel modello HS-Small

L'implementazione delle relazioni di Hardin&Drnevich all'interno del modello HS-Small adottato da PLAXIS ricalca l'approccio seguito da Benz (2006).

Oltre alle regole succitate il modello adotta un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

Per maggiori dettagli riguardo alla modellazione e implementazione numerica del modello si rimanda alle pubblicazioni di Shanz, Vermeer, Bonnier (1999) e Benz (2006).

Per ricercare i parametri necessari alla definizione del modello HS-Small, utilizzato nel codice di calcolo per rappresentare il comportamento del Rockfill, è stato seguito un procedimento iterativo in cui la rigidezza iniziale del mezzo, a piccole deformazioni, è stata desunta dalle prove Cross-Hole effettuate all'interno del corpo diga durante la campagna prove del 2005. I valori del modulo tagliante  $G_0$  ricavati dalle prove secondo le note relazioni con la velocità delle onde SH (vedi paragrafo 5.4) mostrano un andamento monotono crescente con la profondità.

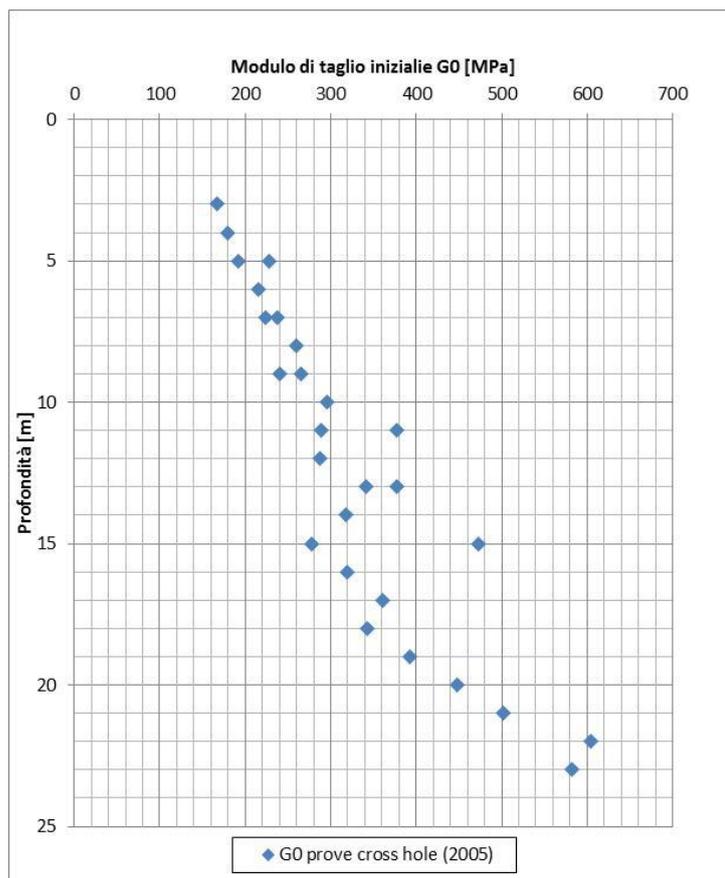


Figura 5-10 Andamento rilevato del modulo di taglio iniziale G0 con la profondità

Questo comportamento è interpretabile con una variazione della rigidità con la profondità e quindi con la pressione di confinamento. All'interno del modello HS-Small è possibile esprimere tale variazione attraverso la relazione:

$$G_0 = G_0^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos\varphi - \sigma'_3 \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{ref} \sin\varphi} \right)^m = G_0^{ref} \left( \frac{-\sigma'_3}{p^{ref}} \right)^m$$

Fissata quindi una arbitraria pressione di riferimento  $p^{ref}$ , pari a 100kPa, restano da definire i valori di riferimento del modulo di taglio  $G_0^{ref}$  ed il valore dell'esponente  $m$ . Il ruolo dell'involuppo di rottura non subentra direttamente nel calcolo poiché per il pietrisco è possibile assegnare un valore nullo alla coesione.

Una volta stabilito il valore da assegnare al parametro  $G_0^{ref}$ , il valore degli altri moduli caratteristici è stato ricavato attraverso relazioni empiriche e di letteratura. Si ricordano Benz (2006), Vucetic&Dobry (1991), Alpan (1970).

## 5.7 Paramento di monte

### 5.7.1 Porzione strutturale in rockfill cementato

#### 5.7.1.1 Modellazione LEM

All'interno del modello di equilibrio limite il paramento in rockfill cementato è stato modellato attraverso il medesimo modello adottato all'interno dei documenti [D3], [D4] e [D7], modellando la resistenza dello stesso attraverso un criterio di rottura alla Tresca dotato contraddistinto da un valore di coesione non drenata pari a  $c_u = 370$  kPa. Allo strato è stato assegnato un valore di peso proprio pari a 21 kN/mc.

#### 5.7.1.2 Modellazione FEM

La porzione strutturale del paramento di monte è stata modellata attraverso un modello costitutivo elastico-perfettamente plastico dotato di involucro di rottura alla Mohr Coulomb.

La caratterizzazione dei parametri di rottura per il materiale è stata condotta sulla base dell'evidenza sperimentale maturata durante la campagna indagini 2015. Come più estesamente descritto al paragrafo 4.2.4.2, non essendo possibile effettuare prove con martinetti piatti singoli o doppi, né tanto meno prove di compressione diagonale, sono state eseguite 2 prove di schiacciamento della malta e 2 prove di compressione sulla pietra naturale, previa estrazione dei campioni direttamente dal paramento di monte all'interno della trincea di scavo.

Al fine di individuare i parametri di resistenza per il paramento cementato sono state inizialmente adottate le tabelle 11.10.VI e 11.10.VII tratte dalle norme tecniche sulle costruzioni (DM 2008 - [N1]). Dalle tabelle in questione è possibile ricavare i valori di resistenza caratteristica alla compressione e resistenza caratteristica al taglio a partire dai valori riscontrati nelle prove sperimentali eseguite.

Per i campioni M1 e DM1 si ottiene:

- resistenza alla compressione della pietra naturale  $f_{bk} = 95.8$  MPa
- resistenza allo schiacciamento della malta  $f_m = 3.7$  MPa
- dalla tabella 11.10.VI, limitando il valore di  $f_{bk}$  al massimo consentito di 40MPa ed interpolando la classe della malta fra M2.5 ed M5 si ottiene una resistenza caratteristica alla compressione per la muratura pari a  $f_k = 7.87$  MPa

Per i campioni M2 e DM2 si ottiene invece:

- resistenza alla compressione della pietra naturale  $f_{bk} = 93.3$  MPa
- resistenza allo schiacciamento della malta  $f_m = 5.4$  MPa

- c) dalla tabella 11.10.VI, limitando il valore di  $f_{bk}$  al massimo consentito di 40MPa ed interpolando la classe della malta fra M5 ed M10 si ottiene una resistenza caratteristica alla compressione per la muratura pari a  $f_k = 10.53$  MPa

Tramite invece la tabella 11.10.VII è possibile assegnare ad entrambi i campioni un valore di resistenza al taglio della muratura in assenza di carichi verticali pari a  $f_{vk0} = 0.1$  MPa, limitando precauzionalmente la classe della malta ai valori compresi fra M2,5 ed M5.

Dal paragrafo 11.10.3.3 della medesima normativa è possibile individuare un involucro di rottura della muratura equivalente alla Mohr Coulomb caratterizzato da un valore della coesione pari ad  $f_{vk0}$  ed un valore della tangente dell'angolo di attrito  $\tan\phi = 0.4$  corrispondenti ad un angolo di attrito equivalente per il materiale  $\phi_{eq} = 21.8^\circ$

Tuttavia, trattandosi di una muratura esistente non caratterizzata dalla regolarità dei giunti di malta orizzontali e verticali prevista al paragrafo 11.10.3 delle NTC, si è ritenuto corretto ricavare i parametri resistenza a compressione ( $f_m$ ), resistenza a taglio in assenza di compressione verticale ( $f_{vk0}$ ), modulo elastico (E), modulo di elasticità tangenziale (G) dalla tabella C.8.A.2.1 del DM2008. La categoria presente in tabella che meglio rappresenta la tipologia muraria costituente la struttura del paramento di monte è denominata "Muratura di blocchi lapidei squadri".

Tale scelta è giustificata, oltre che da un esame visivo, dai valori di resistenza a compressione e taglio precedentemente stimati a partire dalle prove di laboratorio effettuate in occasione della campagna 2015. I parametri meccanici assunti sono pari ai valori medi presenti in tabella.

Il valore della resistenza a trazione per la muratura è stata valutata attraverso l'applicazione dell'involucro alla Mohr-Coulomb ed è pari a  $f_{tr} = f_{vk0}/\tan\phi = 262$  kPa. Considerate le campagne di indagine pregresse e recenti si ritiene che il livello di conoscenza attribuibile alle strutture del paramento murario sia di tipo LC2, cui corrisponde un fattore di conoscenza  $F_c = 1.2$ .

Si ottengono di conseguenza i seguenti parametri progettuali:

Parametro		Valore medio	Valore medio/ $F_c$
Resistenza a compressione	$f_m$	7000 kPa	5833 kPa
Resistenza a taglio	$f_{vk0}$	105 kPa	87.5 kPa
Modulo elastico	E	2800 MPa	2800 MPa

Modulo di Poisson	$\nu$	0.15	0.15
Resistenza a trazione	$f_{tr}$	262 kPa	218 kPa
Angolo di attrito equivalente	$\phi$	21.8°	21.8°
Peso di volume	$w$	21 kN/m <sup>3</sup>	21 kN/m <sup>3</sup>

Nel modello ad elementi finiti sono stati considerati i valori dei parametri abbattuti tramite il fattore di conoscenza, al fine di considerare sia eventuali disomogeneità nella qualità del paramento che nella geometria.

## 5.7.2 Schermo impermeabile esterno

### 5.7.2.1 Modellazione LEM

Lo schermo impermeabile è stato modellato come carico esterno applicato al paramento interno in muratura. Lo schermo ha una massa pari a 10.53 kN/m.

### 5.7.2.2 Modellazione FEM

Come già accennato al paragrafo 5.3, lo schermo impermeabile del paramento di monte è stato modellato esclusivamente come massa non strutturale ancorata alla porzione cementata dello stesso. Tale scelta, compiuta a favore di sicurezza, è dovuta all'assenza di un collegamento strutturale fra le dalles (è presente solamente un giunto water-stop finalizzato a garantire l'impermeabilità del manto) ed alla presenza a tergo di queste dei condotti di drenaggio.

All'interno del modello lo schermo impermeabile è stato quindi considerato tramite elementi BEAM 2D connessi ai nodi del paramento strutturale e dotati di massa lineare equivalente a quella delle dalles e dello strato a tergo. La rigidità propria di tagli elementi è definita attraverso un modulo elastico fittizio abbattuto per un fattore 1e-5 in modo da non provocare un eccessivo mal-condizionamento della matrice di rigidità del sistema e contemporaneamente garantire l'assenza di sforzi significativi nelle membrature. I parametri assunti per lo schermo impermeabile sono quindi riassunti nella tabella seguente:

Parametri		Valore	
Peso lineare	$\gamma$	10.53	kN/m
Modulo di deformabilità assiale	EA	67.39	kN/m
Modulo di deformabilità flessionale	EI	0.3672	kNm <sup>2</sup> /m
Modulo di Poisson	$\nu$	0.2	-

## 5.8 Materiali introdotti dal progetto di miglioramento

### 5.8.1 Misto di cava stabilizzato per il rimodellamento del paramento di valle

#### 5.8.1.1 Modellazione LEM

Il materiale misto di cava compattato aggiunto esternamente è stato caratterizzato attraverso un angolo di attrito pari a 40°. Poiché il materiale sarà disposto in sito con cura particolare e compattato il valore di resistenza al taglio ipotizzato nelle analisi risulta essere particolarmente cautelativo. La densità in situ dello stesso è stata assunta pari a 19.0 kN/mc

#### 5.8.1.2 Modellazione FEM

Il rimodellamento del paramento di valle, previsto nel progetto di miglioramento sarà realizzato mediante misto di cava stabilizzato. Per il materiale in questione è stato adottato il medesimo modello costitutivo considerato per il rockfill esistente, ammettendo la seguente parametrizzazione:

Parametri di deformabilità			
Modulo a taglio iniziale	$G_0^{ref}$	[MPa]	230.0
Deformazione caratteristica a taglio	$\gamma_{0.7}$	[-]	$0.1 \times 10^{-3}$
influenza confinamento	m	[-]	0.0
Modulo di Young secante	$E_{50}^{ref}$	[MPa]	56.0
Modulo edometrico	$E_{Edo}^{ref}$	[MPa]	73.0
Modulo di ricarico	$E_{UR}^{ref}$	[MPa]	170.0
Angolo di attrito	$\phi$	[°]	40.0
Coefficiente di Poisson	$\nu$	[-]	0.3

Gli altri parametri necessari alla definizione delle proprietà del rockfill sono raccolti nella tabella seguente e sono costanti per tutti e 5 gli strati:

Parametri meccanici		Valore	
Peso di volume	$\gamma$	18.0	kN/m <sup>3</sup>
Pressione di riferimento	$p_{ref}$	100.0	kPa

Il valore del modulo di rigidezza a taglio iniziale  $G_0^{ref}$  per il misto di cava compatto è stato ricavato attraverso la relazione (Seed et al., 1986), valida per le ghiaie.

$$G_0 = 220 \cdot k_2(\sigma_0)^{0.5} = 220 \cdot 105 \cdot 10 = 231'000 \text{ kPa}$$

$$\text{con } k_2 = 75 \div 135 = 105$$

Procedendo a favore di sicurezza per lo strato è stato considerato un involuppo di rottura alla Mohr Coulomb con un angolo di attrito prudenziale pari a  $\phi=40^\circ$ .

## 5.8.2 Calcestruzzo C32/40 per il rinforzo dello schermo di monte

### 5.8.2.1 Modellazione LEM

Il modello LEM non riporta lo schermo poiché la presenza dello stesso non influenza i risultati delle verifiche di sicurezza della stabilità del paramento di valle.

### 5.8.2.2 Modellazione FEM

Il nuovo rinforzo per lo schermo di monte, sarà realizzato attraverso il getto progressivo di calcestruzzo armato di qualità C32/40. Per questa componente strutturale è stato adottato un modello costitutivo elastico. I valori di deformabilità assegnati al materiale sono pari a:

$$E = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 33.30 \text{ GPa}$$

$$\text{con } f_{cm} = 40 \text{ MPa}$$

Si riassumono di seguito i parametri del modello sopra descritti

Parametri		Valore	
Densità	$\gamma$	24.0	kN/m <sup>3</sup>
Modulo elastico	E	23.80E6	kN/m <sup>2</sup>
Modulo di Poisson	$\nu$	0.15	-

## 5.9 Modello FEM - Mesh di calcolo

### 5.9.1 Discretizzazione

Come descritto al paragrafo 5.2.2, il software PLAXIS è in grado di generare in modo automatico o guidato la mesh numerica di calcolo una volta definite le zone geometriche a materiale assegnato (cluster). L'immagine seguente mostra la geometria iniziale precedente alla discretizzazione in elementi finiti:

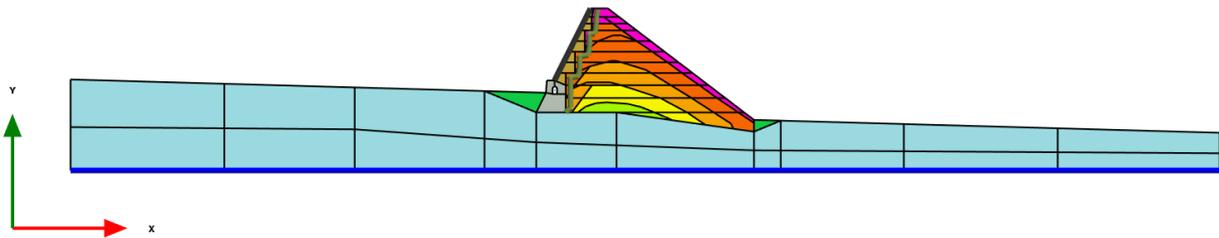


Figura 5-11 – Geometria dell'analisi ad elementi finiti – stato di fatto

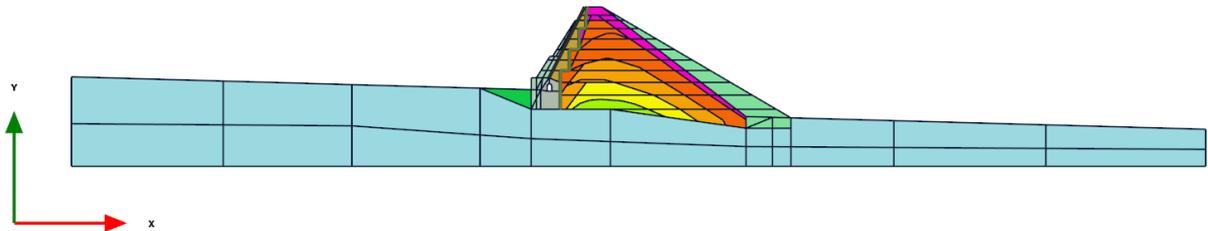


Figura 5-12 - Geometria dell'analisi ad elementi finiti - stato di progetto

Si noti come la dimensione longitudinale (asse x) del modello sia preponderante rispetto alla dimensione trasversale (asse y). La scelta delle proporzioni del dominio è dovuta alla necessità di limitare l'influenza delle condizioni di bordo sulla propagazione delle onde sismiche nei materiali.

Nell'immagine seguente è invece visualizzata la mesh utilizzata nelle analisi numeriche:

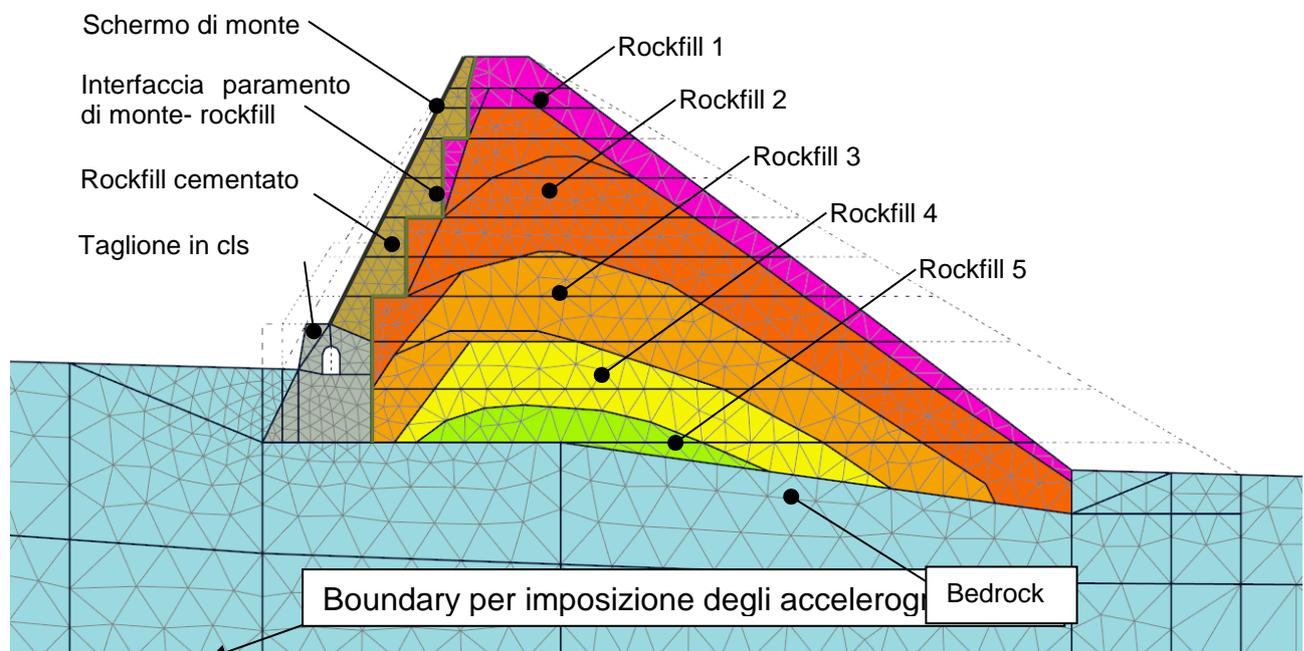


Figura 5-13 Mesh di calcolo stato attuale

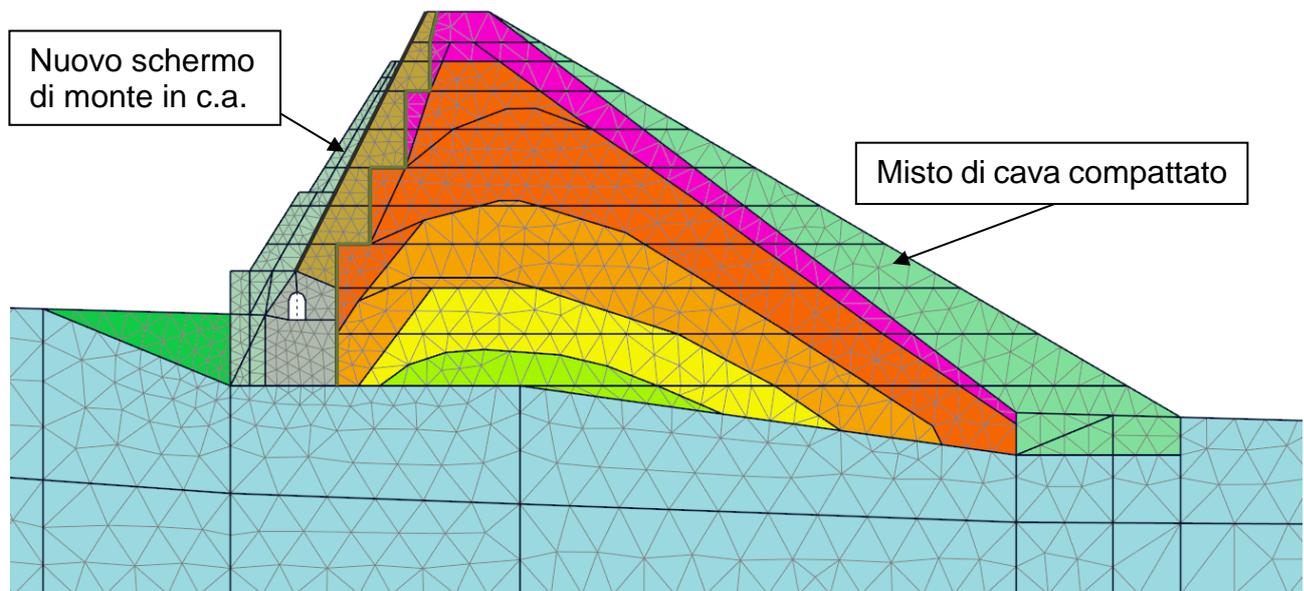


Figura 5-14 Mesh di calcolo stato di progetto

La dimensione caratteristica media degli elementi è pari a 2.9 m, dimensione che si riduce a 1.6 m se si considera il solo corpo diga.

### 5.9.2 Condizioni al contorno

Il software PLAXIS assegna automaticamente le condizioni al contorno durante le fasi statiche dell'analisi. In questo senso al fondo del modello è applicato il vincolo di incastro perfetto ( $u_x=0$ ,  $u_y=0$ ) mentre ai contorni verticali laterali sono svincolati in direzione verticale e bloccati in direzione orizzontale ( $u_x=0$ ,  $u_y=libero$ ).

Durante le analisi dinamiche invece al boundary inferiore è assegnato l'accelerogramma di progetto. L'assegnazione del moto impone tuttavia un cambio nelle condizioni al contorno: ad entrambi i contorni verticali laterali sono applicate le condizioni di "free field" che consistono nell'uso da parte del software di smorzatori viscosi automaticamente tarati capaci di assorbire le onde sismiche incidenti senza rifletterle (come in condizioni di campo libero); sul contorno orizzontale invece è applicata una condizione al contorno di tipo "compliant base" che consente di mantenere la caratteristica di assorbimento delle onde incidenti senza rinunciare però alla possibilità di imporre una storia di spostamenti.

## 5.10 Carichi esterni

### 5.10.1 Pesi propri

Sia il modello numerico agli elementi finiti che il modello all'equilibrio limite considerano automaticamente i pesi e le masse degli elementi strutturali nella posizione in cui essi sono stati definiti, in funzione del parametro di densità assegnato ai vari

materiali. Nelle analisi dinamiche effettuate integrando gli accelerogrammi registrati, le forze di inerzia dovute alle accelerazioni sono automaticamente assegnate dal software.

### 5.10.2 Carichi permanenti portati

Nel modello sono stati assegnati 3 diversi carichi permanenti portati, rappresentativi della massa effettivamente presente.

- schermo impermeabile del paramento di monte  $p = 10.53 \text{ kN/m}$
- coronamento carrabile  $p = 17.50 \text{ kN/m}$
- rivestimento paramento di valle  $p = 15.40 \text{ kN/m}$

### 5.10.3 Spinta idrostatica ed azione inerziale dell'acqua

In accordo con quanto richiesto dal vigente D.M. 26 giugno 2014 (documento [N3]) al paragrafo C8 la diga, nelle fasi sismiche, è stata analizzata sia in condizioni di serbatoio vuoto che alla quota di massima regolazione (quota dell'acqua  $Z_{\text{maxreg}} = 786.45 \text{ m s.l.m.}$ ). In questo senso la pressione dell'acqua è stata assegnata al paramento di monte come carico idrostatico linearmente crescente.

La sovrappressione dinamica, dovuta al sisma, è invece stata calcolata secondo l'approccio descritto al paragrafo C.7.7.3 ed ha assunto valori differenziati in base allo stato limite considerato. Il carico così ottenuto è stato assegnato al paramento di monte sommandolo al valore di pressione idrostatica summenzionato.

$$p = a \cdot \rho \cdot c \cdot y_0 \text{ dove } c = c_m \left[ \frac{y}{y_0} \left( 2 + \frac{y}{y_0} \right) + \sqrt{\frac{y}{y_0} \left( 2 - \frac{y}{y_0} \right)} \right]$$

$$c_m = -0.0073\alpha + 0.7412$$

- $p$  = sovrappressione dinamica  
 $\rho$  = densità dell'acqua
- $a$  = accelerazione orizzontale massima al sito (vedi paragrafo seguente)
- $y_0$  = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento
- $y$  = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione  $p$
- $\alpha$  = inclinazione del paramento di monte rispetto alla verticale =  $23^\circ$
- $c_m$  = parametro numerico funzione dell'inclinazione del paramento = 0.544

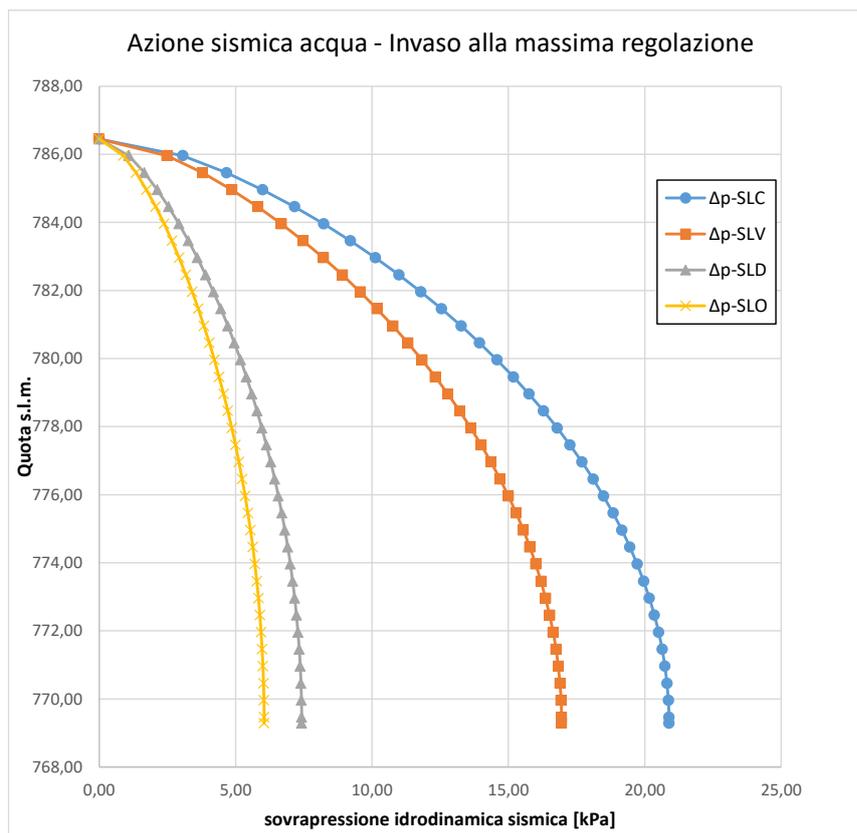


Figura 5-15 – Azione sismica dell'acqua - andamento della sovrappressione sismica sul paramento di monte per differenti stati limite

## 5.11 Azione sismica

L'azione sismica di progetto è stata scelta sulla base dello studio sismotettonico redatto dalla società Georisorse Italia (vedi documento [D12]). Lo studio ha confermato i valori delle accelerazioni di progetto indicate dalle NTC 2008.

Nel seguito sono riassunti sinteticamente i parametri necessari alla definizione degli spettri di riferimento per l'azione sismica utilizzati per la selezione degli accelerogrammi registrati. Lo sbarramento di Cerventosa, ai sensi delle DM 26 giugno 2014 capitolo C.7.7.2, è assimilabile alla categoria "dighe rilevanti" e dato che si tratta di una struttura esistente il periodo di riferimento  $V_R$  per l'azione sismica è pari a

$$V_R = V_R \cdot c_u = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni} \quad \text{\S capitolo H.3.4.1 – tabella H1-H2}$$

Di conseguenza con riferimento alle prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  definite dalle vigenti NTC2008, i tempi di ritorno dell'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite sono pari a:

Stato limite	SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di superamento $P_{VR}$ [%]	81	63	10	5
Tempo di ritorno $T_R$ [anni]	45	75	710	1462

Gli spettri di risposta elastici sono definiti attraverso i seguenti set di parametri:

Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	45	0.066	2.510	0.272
SLD	75	0.081	2.522	0.279
SLV	712	0.185	2.447	0.303
SLC	1462	0.228	2.465	0.312

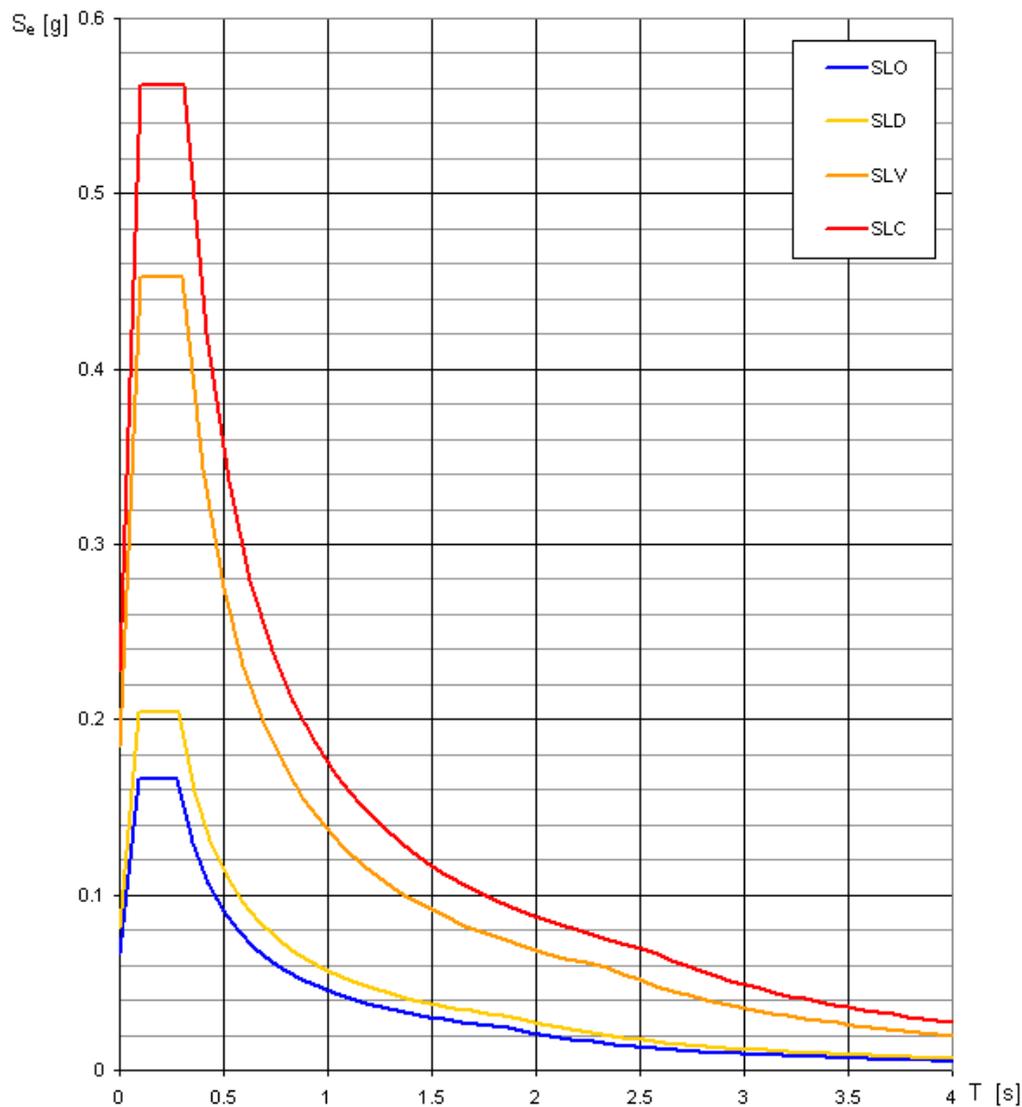


Figura 5-16 – Spettri di riferimento per l'azione sismica secondo NTC2008 nei diversi stati limite

Sulla base degli spettri sopra descritti, all'interno dello studio sismotettonico sono state individuate 4 settuple di accelerogrammi naturali spettro-compatibili tali da soddisfare i requisiti formulati al paragrafo 3.2.3.6 e C.3.2.3.6 della vigente normativa sulle costruzioni.

Gli accelerogrammi sono stati selezionati con i criteri espressi al capitolo 4.4 della relazione sismotettonica.

Nelle tabelle seguenti sono elencate le registrazioni utilizzate per le successive analisi sismiche:

a) Stato limite di operatività – SLO (TR = 45 anni)

Waveform ID	Earthquake ID	Earthquake Name	Mw	Epic. Dist. [km]	PGA_X [m/s <sup>2</sup> ]	Scale Fac. [SF]
270ya	70	val comino earthquake	5.9	27.0005	0.63325	1.187
103ya	28	friuli earthquake 4th shock	5.9	16.4207	1.2852	0.321
141ya	36	val nerina	5.8	39.4547	0.34504	2.071
809xa	178	l'aquila mainshock	6.3	22.6311	0.29395	2.677
105ya	28	friuli earthquake 4th shock	5.9	50.1405	0.21241	3.116
260xa	70	val comino earthquake	5.9	10.2931	0.98389	0.800
164xa	47	irpinia earthquake	6.9	23.7807	0.54875	1.434

b) Stato limite di danno – SLD (TR = 75 anni)

Waveform ID	Earthquake ID	Earthquake Name	Mw	Epic. Dist. [km]	PGA_X [m/s <sup>2</sup> ]	Scale Fac. [SF]
270ya	70	val comino earthquake	5.9	27.0005	0.63325	1.447
103ya	28	friuli earthquake 4th shock	5.9	16.4207	1.2852	0.392
141ya	36	val nerina	5.8	39.4547	0.34504	2.525
809xa	178	l'aquila mainshock	6.3	22.6311	0.29395	3.263
270xa	70	val comino earthquake	5.9	27.0005	0.63325	1.515
090xa	25	friuli earthquake 3rd shock	5.9	16.8908	0.58724	1.633
137xa	36	val nerina	5.8	21.0469	0.54655	1.755

c) Stato limite di salvaguardia della vita – SLV (TR = 712 anni)

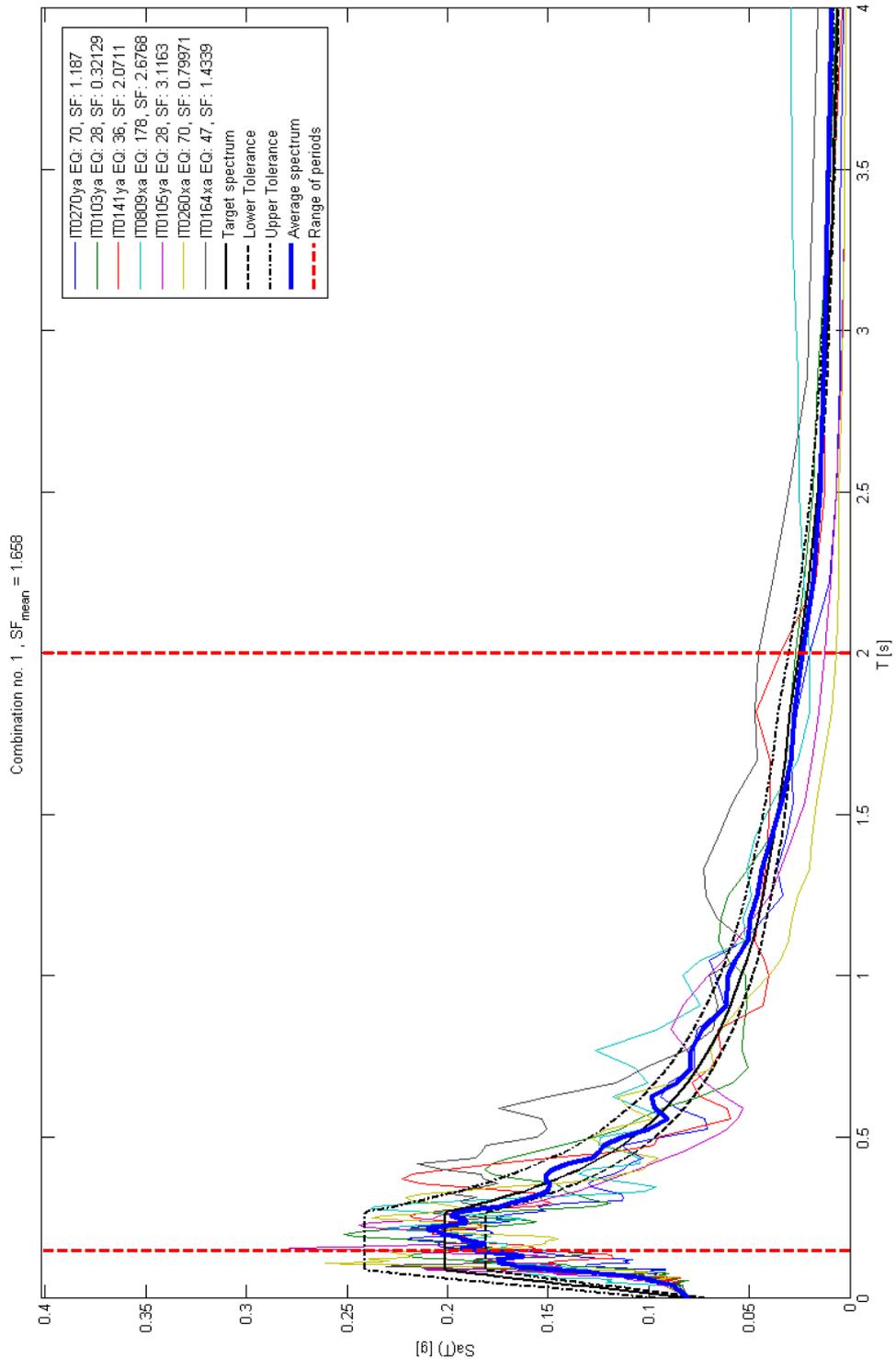
Waveform ID	Earthquake ID	Earthquake Name	Mw	Epic. Dist. [km]	PGA_X [m/s <sup>2</sup> ]	Scale Fac. [SF]
141ya	36	val nerina	5.8	39.4547	0.34504	5.793
103ya	28	friuli earthquake 4th shock	5.9	16.4207	1.2852	0.899
270ya	70	val comino earthquake	5.9	27.0005	0.63325	3.320
270xa	70	val comino earthquake	5.9	27.0005	0.63325	3.475
164xa	47	irpinia earthquake	6.9	23.7807	0.54875	4.010
809ya	178	l'aquila mainshock	6.3	22.6311	0.29395	10.573
137xa	36	val nerina	5.8	21.0469	0.54655	4.027

d) Stato limite di collasso – SLC (TR = 1462 anni)

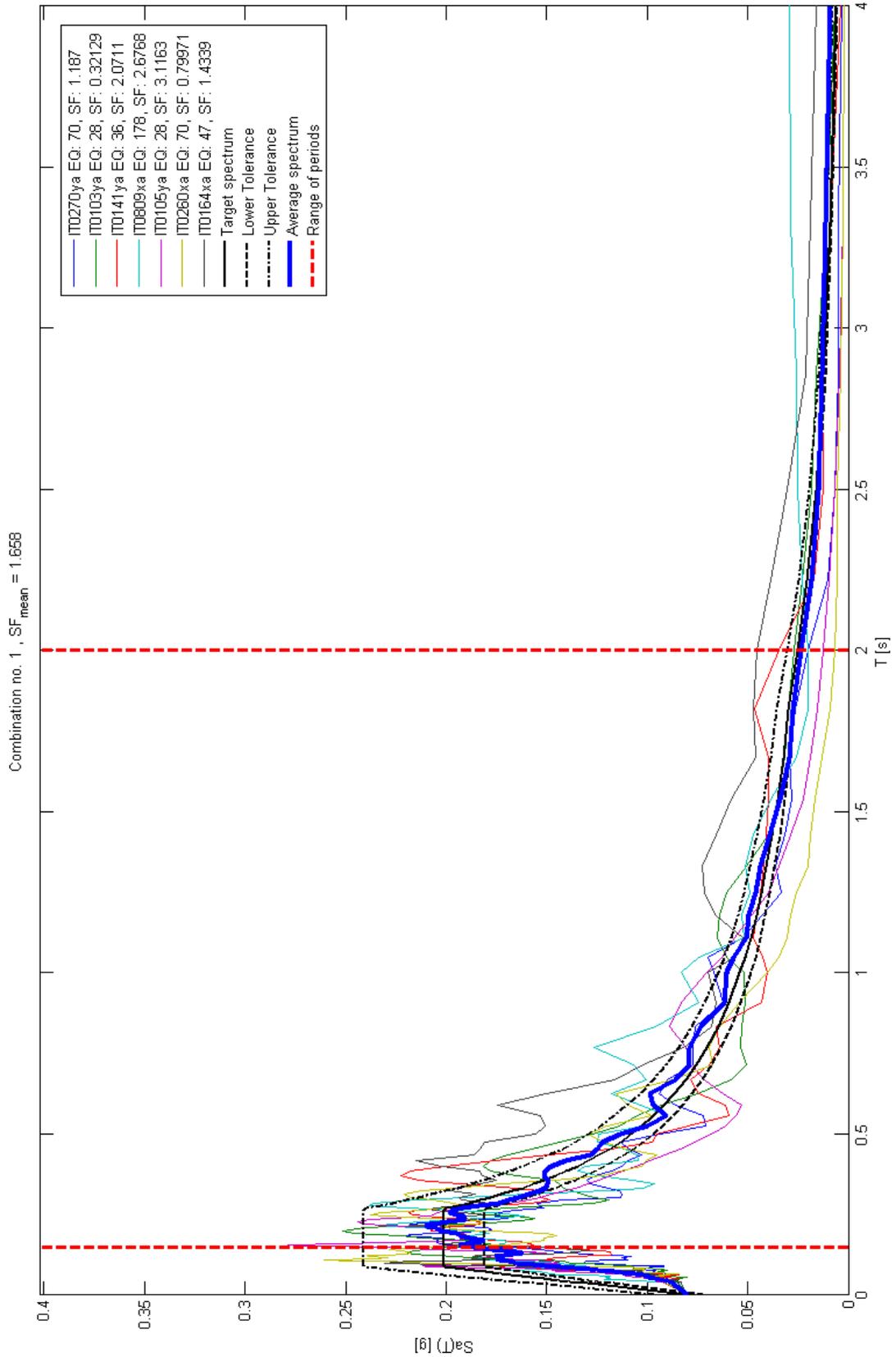
Waveform ID	Earthquake ID	Earthquake Name	Mw	Epic. Dist. [km]	PGA_X [m/s <sup>2</sup> ]	Scale Fac. [SF]
270xa	70	val comino earthquake	5.9	27.0005	0.63325	4.280
141ya	36	val nerina	5.8	39.4547	0.34504	7.135
103ya	28	friuli earthquake 4th shock	5.9	16.4207	1.2852	1.107
103xa	28	friuli earthquake 4th shock	5.9	16.4207	1.2852	2.109
813xa	178	l'aquila mainshock	6.3	22.3479	0.61371	4.417
164xa	47	irpinia earthquake	6.9	23.7807	0.54875	4.940
134xa	35	patti gulf earthquake	6	35.9987	0.31304	8.659

Nelle immagini seguenti sono riportati, per ciascun stato limite, gli pseudo-spettri di accelerazione afflitti dal relativo fattore di scala riportato nelle tabelle precedenti (SF), lo spettro medio e lo spettro di riferimento da normativa con le relative fasce di accettabilità:

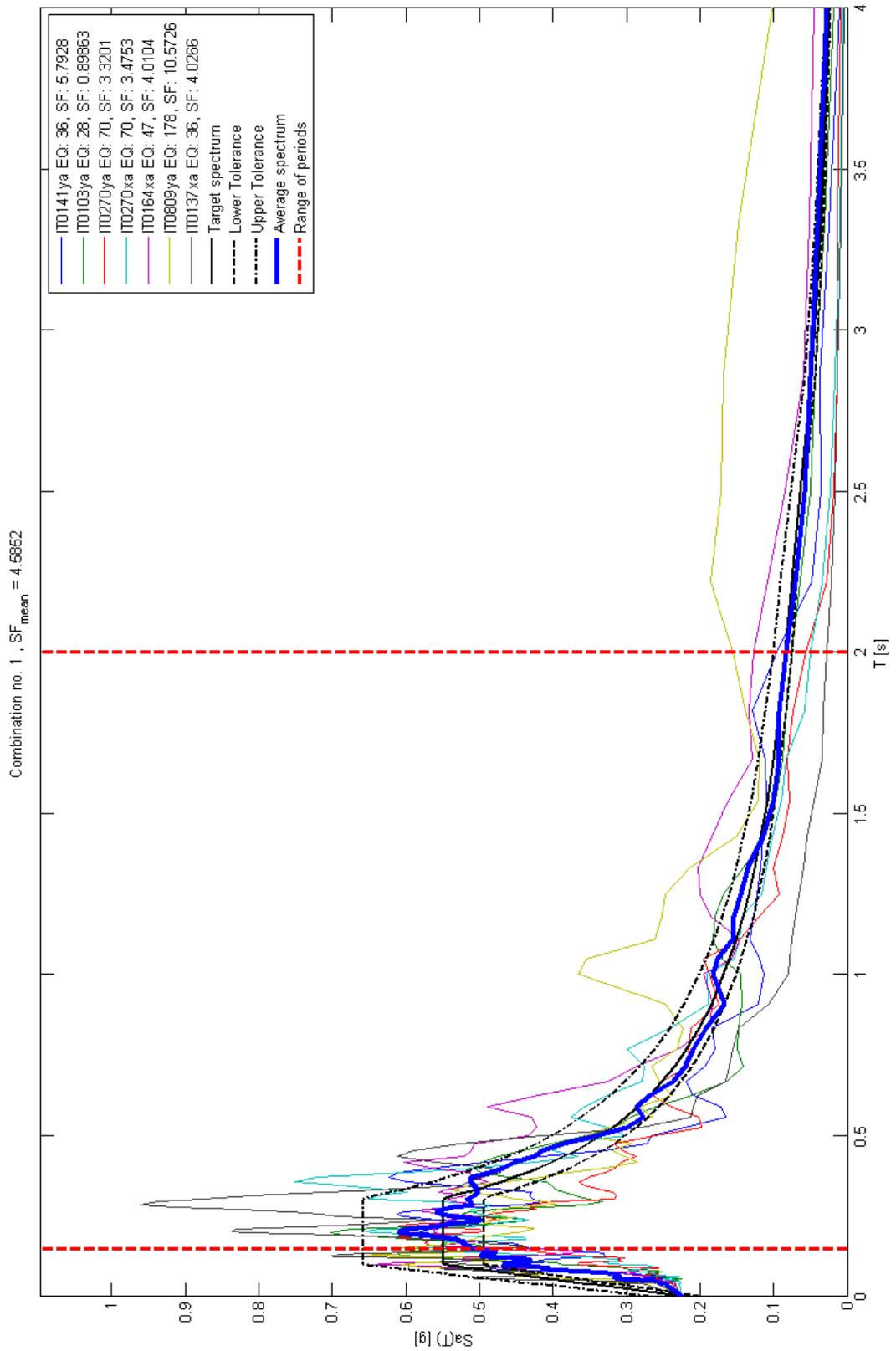
Stato limite di operatività - SLO



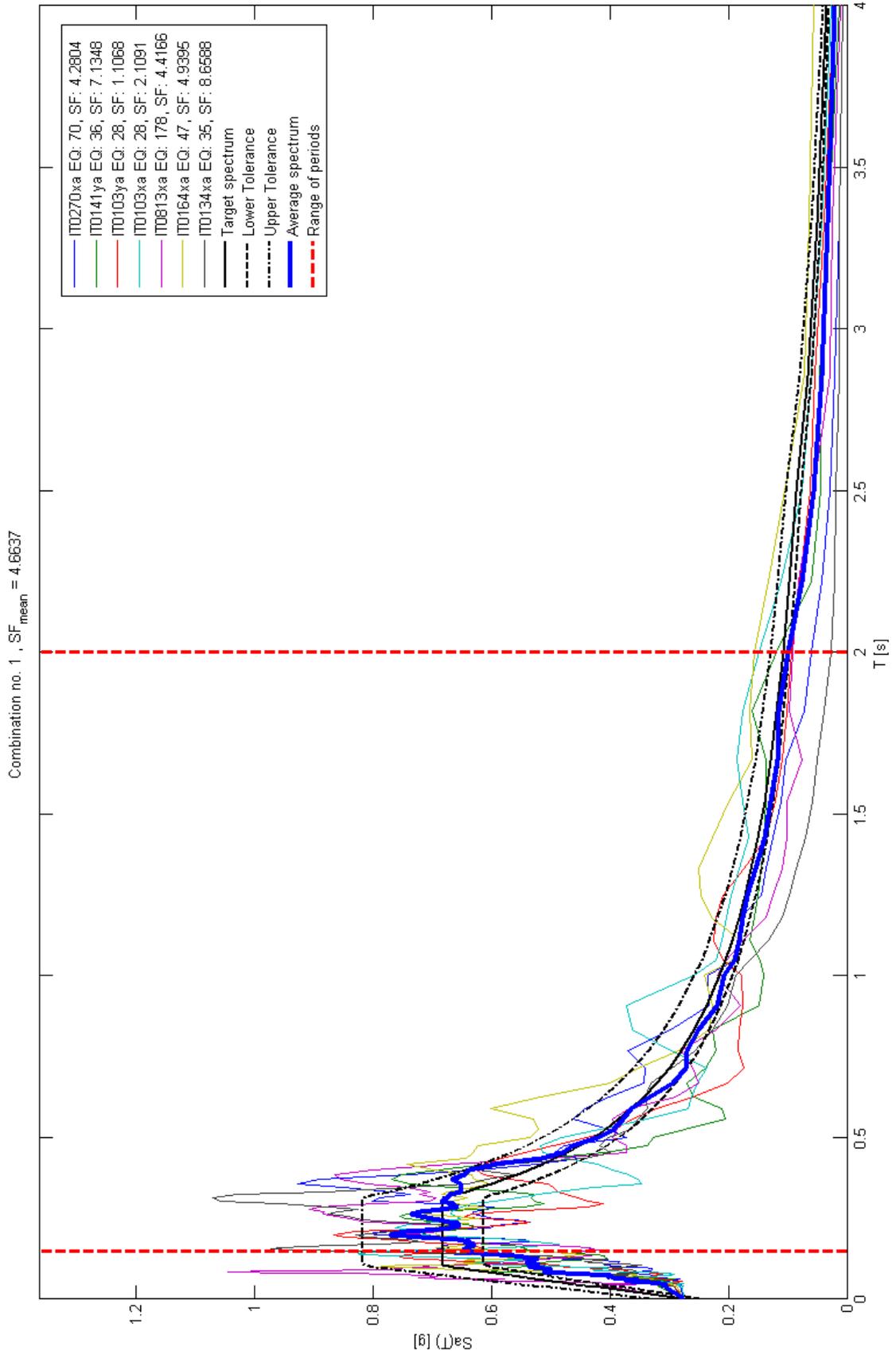
Stato limite di danno - SLD



Stato limite di salvaguardia della vita - SLV



Stato limite di collasso - SLC



### 5.11.1 Selezione dell'input sismico per il confronto tra lo stato di fatto e lo stato di progetto

Al fine di limitare l'onere computazionale dovuto all'elaborazione degli accelerogrammi da parte del software di calcolo, nel presente progetto di Fattibilità tecnica ed economica è stato considerato nelle analisi sismiche il solo accelerogramma 7 dello stato limite di collasso, rappresentato nella figura sottostante.

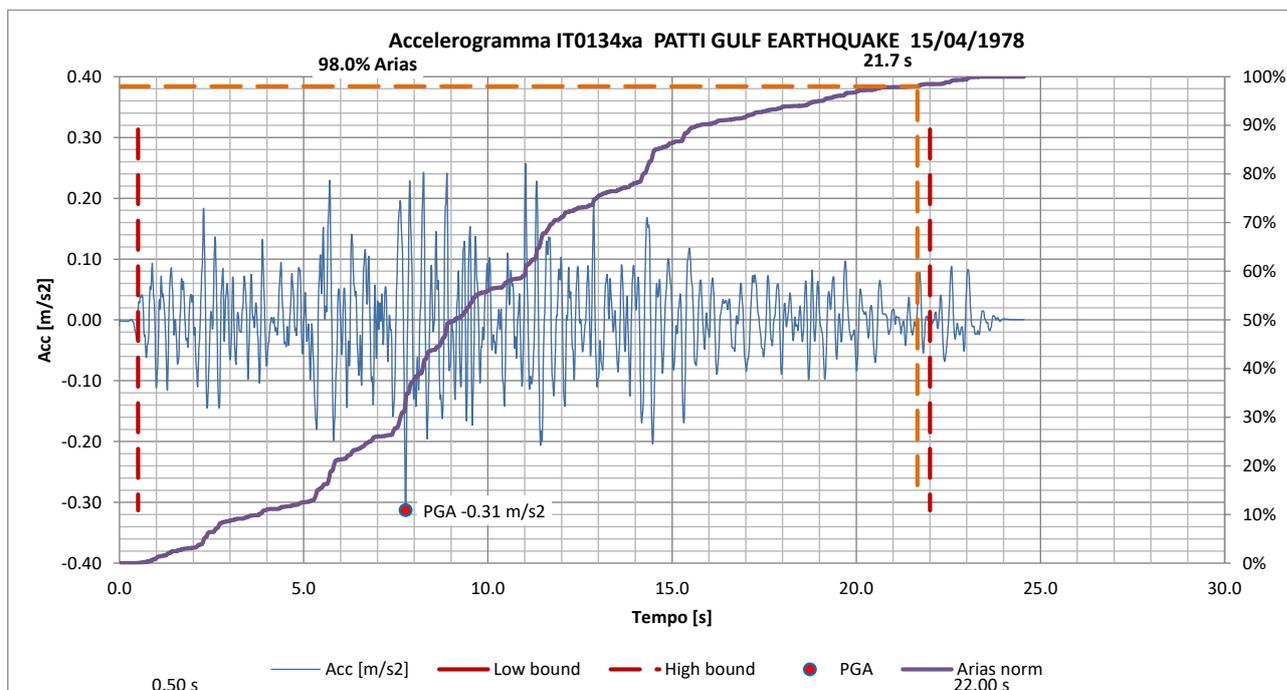


Figura 5-17 - Accelerogramma 7 – SLC – Registrazione non scalata

Sulla scorta dei risultati ottenuti all'interno del documento [D13] “*Verifica della sicurezza statica, sismica ed idraulica della Diga di Cerventosa*” (Chiarini Associati, 2015), basato sui medesimi accelerogrammi di progetto, si evince come l'accelerogramma 7 costituisca l'input sismico di maggior impegno per le membrature e possa essere considerato nel dimensionamento preliminare delle membrature in c.a. della struttura di monte.

## 5.12 Modelli all'equilibrio limite – modellazione e risultati

### 5.12.1 Criteri di modellazione

Come già introdotto nei paragrafi precedenti, le analisi all'equilibrio limite sono state adottate per la verifica di stabilità del paramento di valle, confrontando i risultati ottenuti per lo stato attuale con quanto ottenuto per lo stato di progetto.

Nel seguito sono rappresentati i modelli di calcolo per gli stati attuali e di progetto:

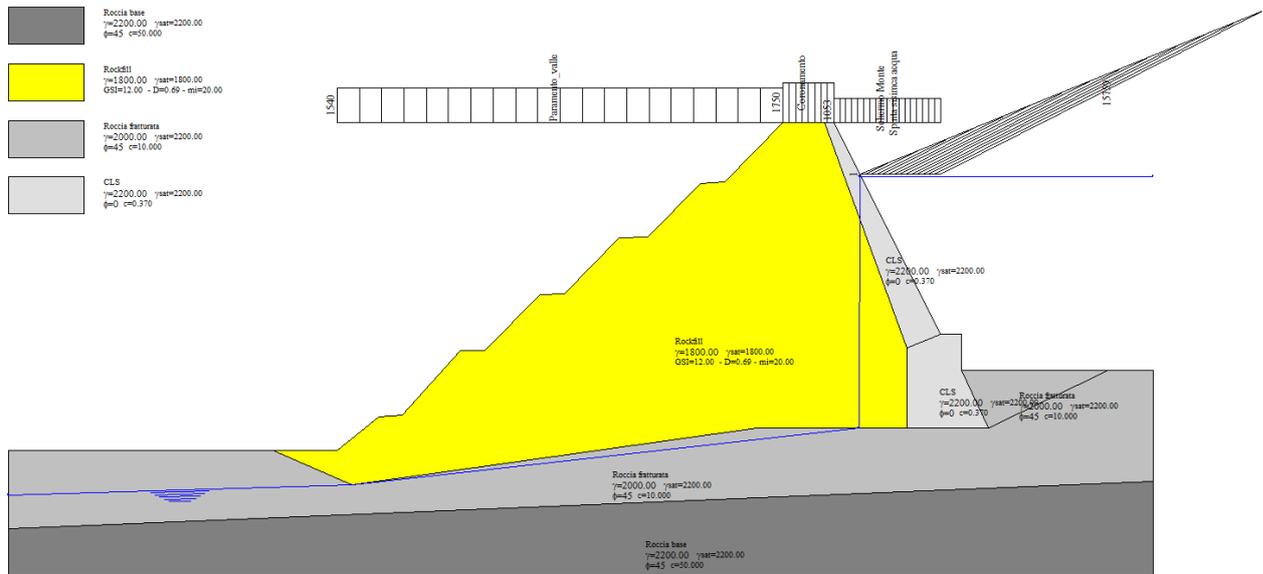


Figura 5-18 Modello LEM di stato attuale - STAP12

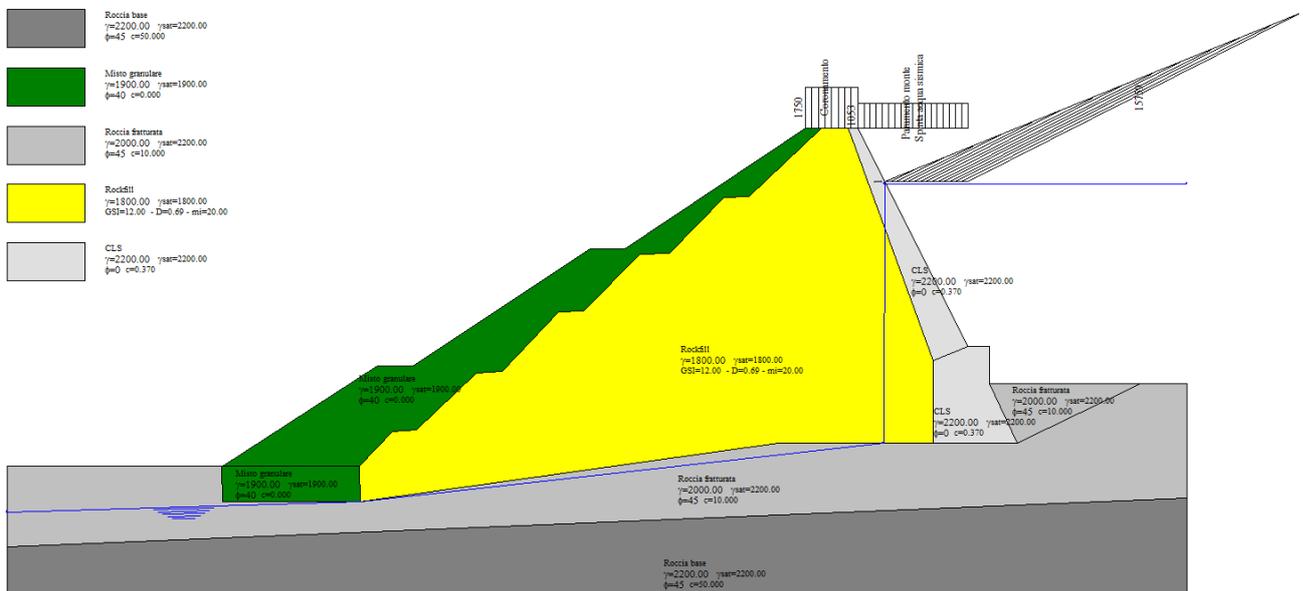


Figura 5-19 Modello LEM di stato di progetto - STAP12

In entrambi i casi la falda è stata posta ad una profondità tale da non influenzare le verifiche di stabilità così come effettivamente riscontrato dai monitoraggi.

Nei modelli sono presenti anche i carichi esterni descritti ai paragrafi precedenti e costituiti da:

1. Rivestimento del paramento di valle (1540 kN/m) - presente solo nella configurazione di stato attuale
2. Rivestimento del paramento di monte (1053 kN/m)
3. Rivestimento carrabile del coronamento (1750 kN/m)

Inoltre è stato considerato agente sul modello anche il carico dovuto alla spinta idrostatica dell'acqua ed alla sua azione inerziale. Procedendo a favore di sicurezza è stata presa in considerazione la spinta dovuta ad un sisma SLC.

Come sarà visibile dai risultati successivi, anche nello stato di progetto le superfici di scorrimento critico non interferiscono con le porzioni inferiori dello schermo di monte, dove è presente il ringrosso in c.a., che di conseguenza non è stato incluso nella modellazione.

### 5.12.2 Azioni sismiche di progetto

L'effetto delle azioni sismiche è stato inserito a modello attraverso l'introduzione di azioni statiche equivalenti verticali e orizzontali, applicate al baricentro di ogni striscia di discretizzazione, e pari a:

$$F_h = k_h W \text{ e } F_v = k_v W$$

$$\text{Con } k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g} \text{ e } k_v = \pm 0.5 k_h$$

L'accelerazione massima attesa al suolo  $a_{max} = S_s S_T a_g$

- **$a_g$**  rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido,
- **$S_s$**  è un coefficiente di amplificazione stratigrafica pari a 1.0 per il terreno di classe A presente in sito
- **$S_T$**  è un coefficiente di amplificazione topografica, pari a 1.2 nel caso in esame. Il coefficiente, presente a tabella Tab.3.2.V delle NTC2018 è pari a 1.4 in corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza superiore a 30°. La stessa norma prevede l'interpolazione lineare dello stesso verso il valore unitario alla base del pendio. Nelle analisi è stato considerato quindi un valore medio dello stesso pari a 1.2.
- **$\beta_s$**  è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima a cui è possibile assegnare un valore tratto dalla tabella Tab.7.11.I delle NTC2018 pari a 0.30 per il sisma SLC ( $a_g = 0.228g$ ) e pari a 0.27 per il sisma SLV ( $a_g = 0.185g$ )

di conseguenza i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali sono:

Sisma		SLV	SLC
Coefficiente orizzontale	$k_h$	5.99%	8.21 %
Coefficiente verticale	$k_v$	$\pm 2.99\%$	$\pm 4.10\%$

### 5.12.3 Combinazioni di verifica e coefficienti di sicurezza

Le azioni esterne, sono state combinate secondo l'approccio di normativa ovvero considerando l'Approccio 1 – combinazione 2 (A2+M2+R2) della NTC2018 e NTC2008

In questo senso si ha:

	Coefficiente $\gamma_f$	A2
Carichi permanenti G1	$\gamma_{G1}$	1.0
Carichi variabili Q	$\gamma_Q$	1.3

	Coefficiente $\gamma_f$	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.25
Coesione drenata	$\gamma_{c'}$	1.25
Coesione non drenata	$\gamma_{cu}$	1.4
Peso di volume	$\gamma_V$	1.0

Le resistenze di progetto devono poi essere ridotte del coefficiente  $\gamma_R$  pari a 1.2 nel caso di verifiche con serbatoio pieno.



### 5.12.5 Sisma SLC

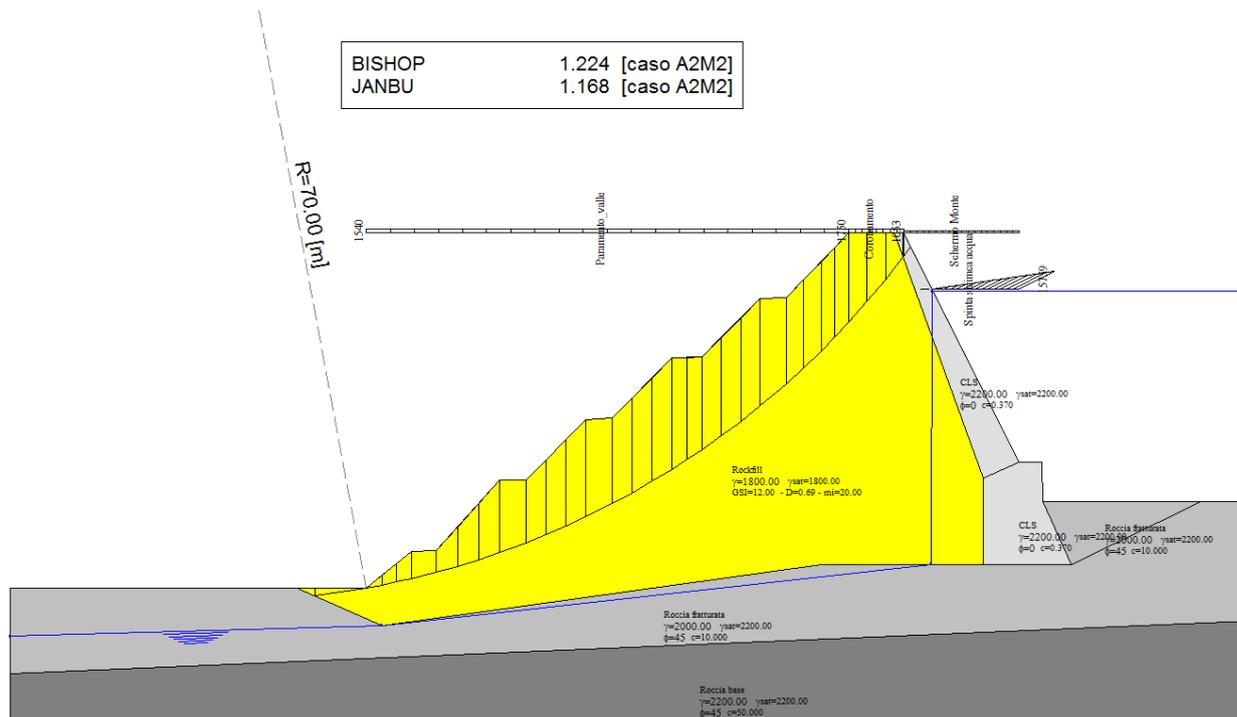


Figura 5-22 Modello LEM stato attuale – Sisma SLC

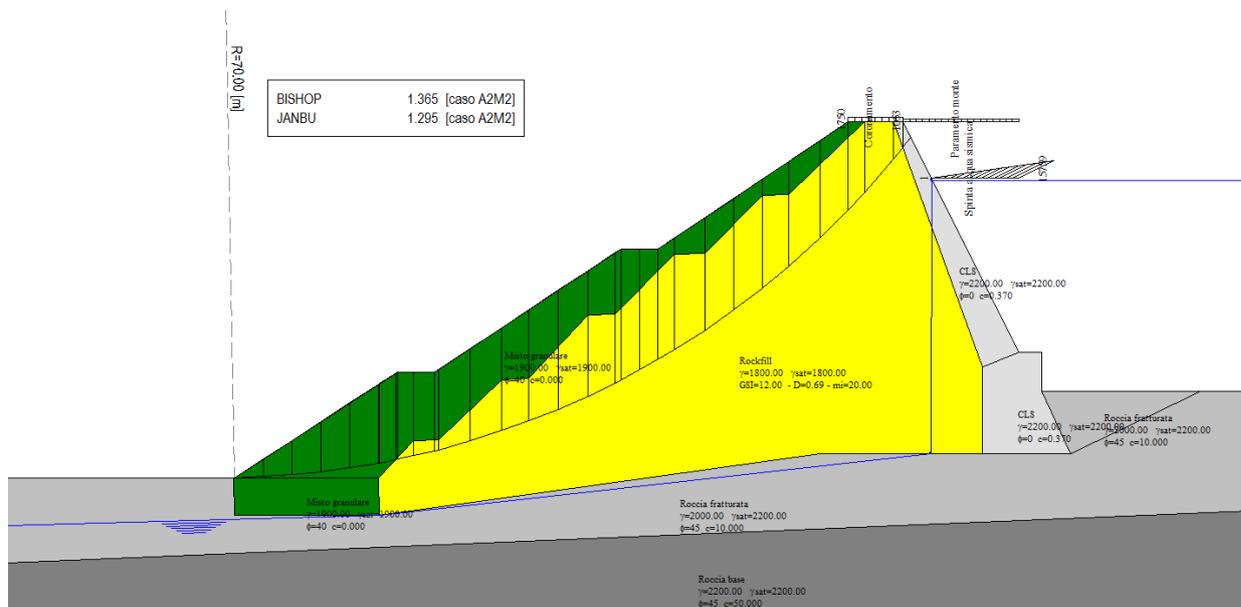


Figura 5-23 Modello LEM stato di progetto – Sisma SLC

### 5.12.6 Confronto delle verifiche di stabilità del paramento di valle

Nella tabella seguente sono riassunti i coefficienti di sicurezza rispetto alla stabilità del paramento di valle, calcolati in condizioni attuali e di progetto. Sono riportati i valori ottenuti adottando gli usuali metodi di Bishop e Janbu. Il metodo di Bishop è stato adottato per ragioni di semplicità del calcolo ed affidabilità numerica, il metodo di Janbu è stato adottato perché consente di considerare le azioni orizzontali interstriscia con maggior precisione generando risultati maggiormente prudentiali.

### Confronto dei coefficienti di sicurezza del paramento di valle in condizioni attuali e di progetto

Configurazione	Metodo	Sisma	
		SLV	SLC
Attuale	Bishop	1.274	1.224
	Janbu	1.216	1.168
Di progetto	Bishop	1.395 (+9.5%)	1.338 (+9.3%)
	Janbu	1.355 (+11%)	1.295 (+10.8%)

Dalla tabella è possibile osservare che in condizioni attuali, per il sisma SLC, si riscontra un coefficiente di sicurezza pari a 1.168, inferiore al valore minimo di 1.2 e pertanto insufficiente. Per un sisma SLV lo stesso coefficiente diviene pari a 1.216, di poco superiore al minimo.

In condizioni di progetto, il coefficiente di sicurezza aumenta di circa il 10% consentendo di ottenere un valore dello stesso superiore a 1.3 con sisma SLV e pressoché pari a 1.3 con un sisma SLC.

## 5.13 Modelli agli elementi finiti, modellazione e risultati

### 5.13.1 Analisi di accrescimento (*staged construction*)

La presenza nel modello di materiali a comportamento fortemente non lineare, come quelli geotecnici, determina una forte dipendenza dei risultati dalla storia tensionale. Al fine quindi di disporre di un modello il più aderente possibile alla realtà, prima di procedere con le analisi statiche e sismiche di normativa sono state simulate le fasi di accrescimento del modello adottando il metodo di “staged construction”.

Durante questa tipologia di analisi i differenti “cluster” che compongono la geometria della diga vengono progressivamente attivati, secondo un ordine logico che rispetti le reali fasi costruttive. Nel caso della diga di Cerventosa il processo costruttivo è stato simulato considerando la realizzazione di strati successivi di rilevato e contestuale paramento di monte per uno spessore di circa 2.7m per fase, producendo in totale 11 step intermedi di costruzione.

Poiché il modello costitutivo adottato per il materiale rockfill prevede la “zonazione” di questo in 5 categorie (vedi paragrafo 5.6), da “rockfill 1” a “rockfill 5”, caratterizzate da precisi range della pressione di confinamento  $\sigma_3$ , il materiale assegnato ai cluster di

elementi varia in funzione degli sforzi effettivamente riscontrati in un determinato step di realizzazione.

La fase di accrescimento conduce il modello di calcolo dapprima alla configurazione di stato di fatto dello sbarramento

### DELLA DIGA DI CERVENTOSA

Nelle immagini seguenti viene mostrata l'evoluzione della mesh durante le fasi costruttive.

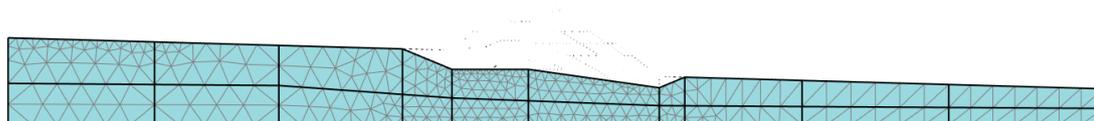


Figura 5-24 - Analisi di accrescimento - Fase iniziale

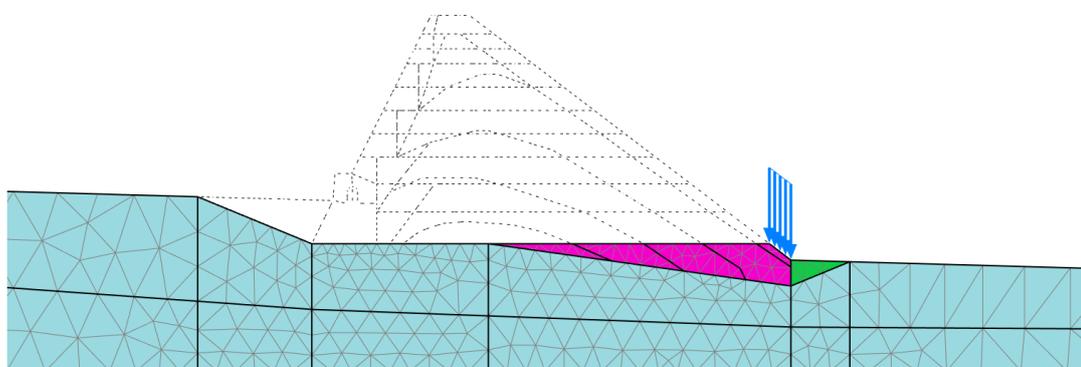


Figura 5-25 - Analisi di accrescimento - Fase 1

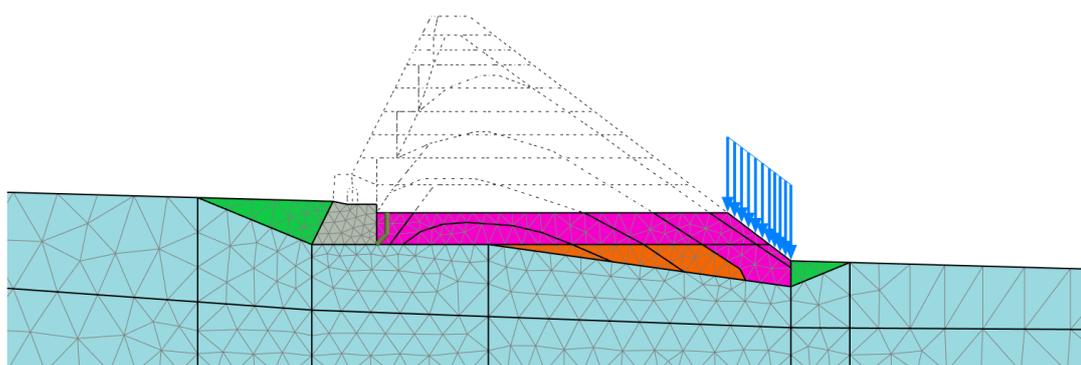


Figura 5-26 - Analisi di accrescimento - Fase 2

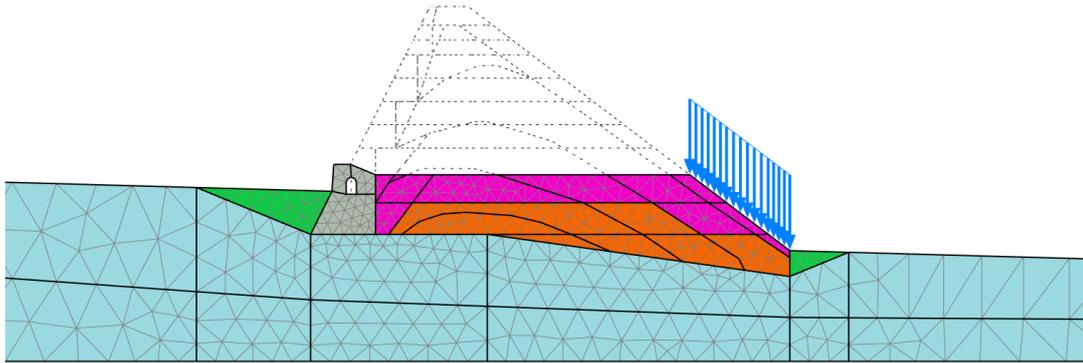


Figura 5-27 - Analisi di accrescimento - Fase 3

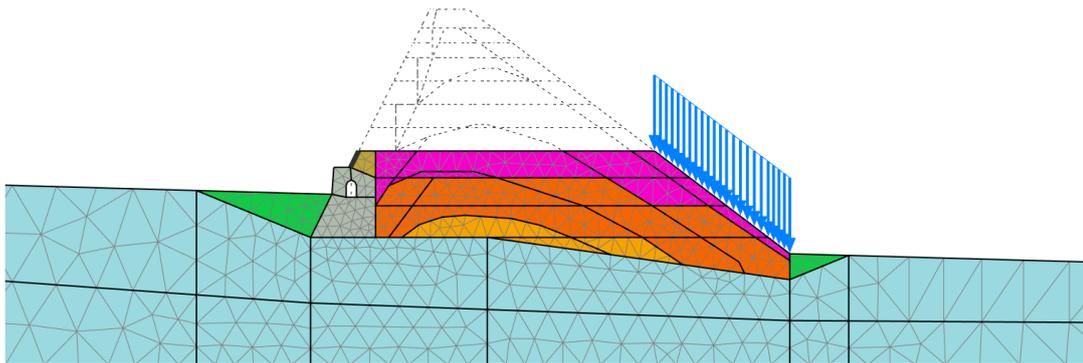


Figura 5-28 - Analisi di accrescimento - Fase 4

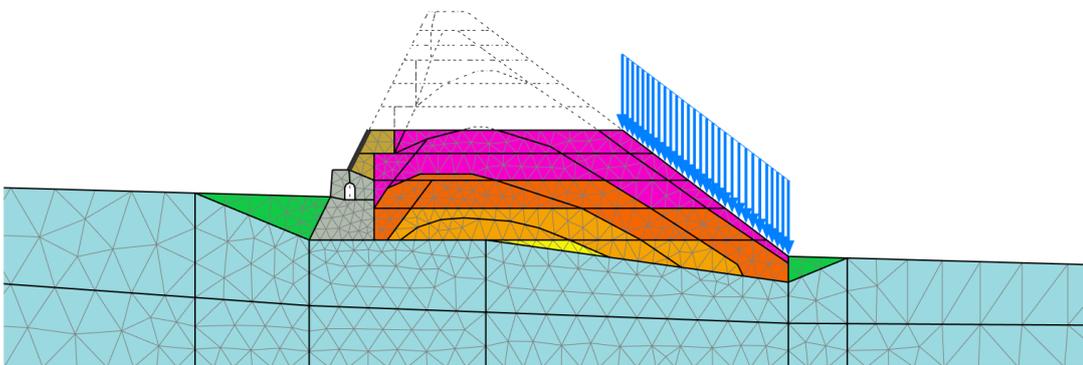


Figura 5-29 - Analisi di accrescimento - Fase 5

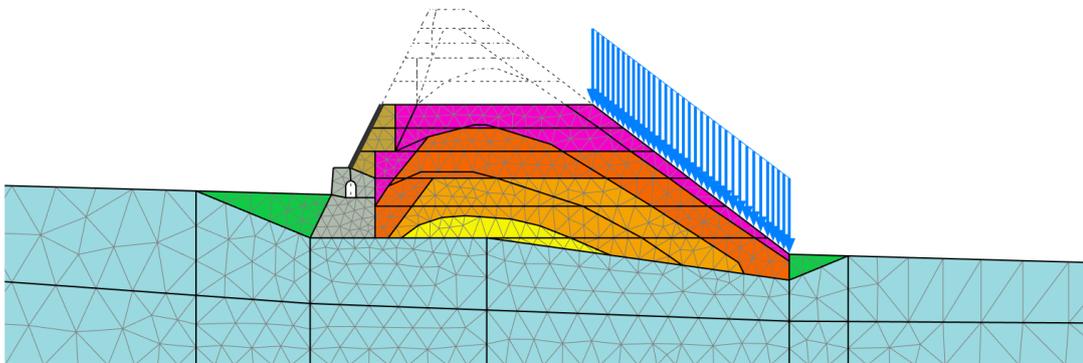


Figura 5-30 - Analisi di accrescimento - Fase 6

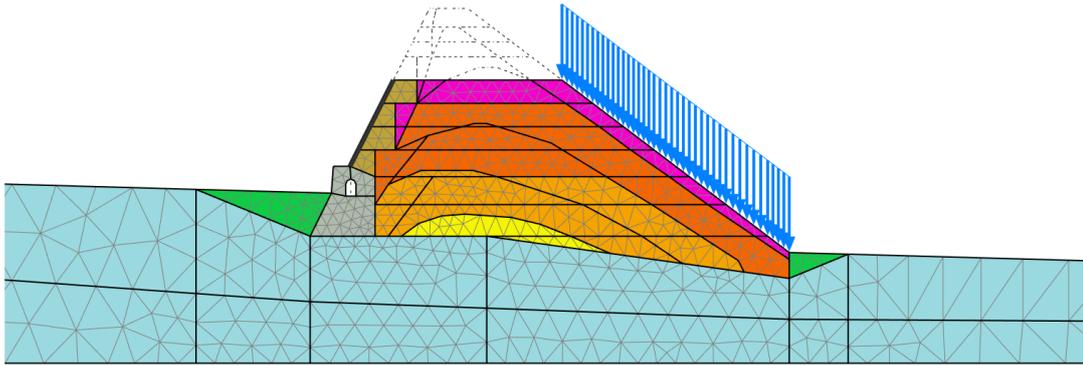


Figura 5-31 - Analisi di accrescimento - Fase 7

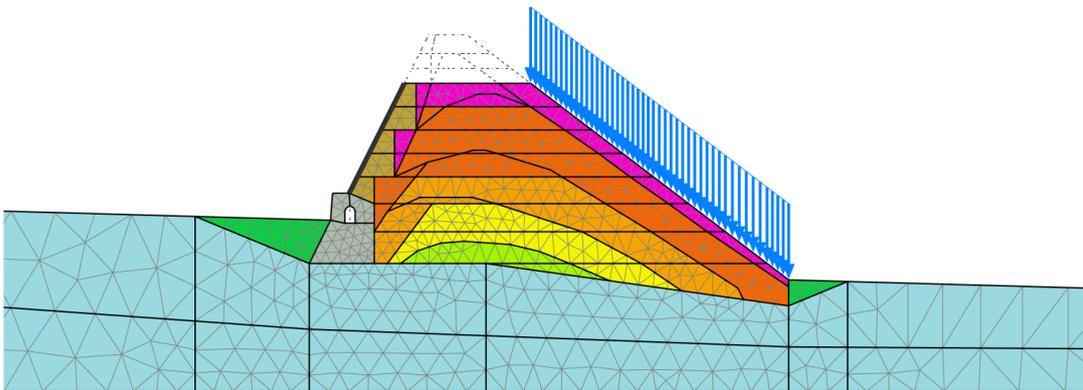


Figura 5-32 - Analisi di accrescimento - Fase 8

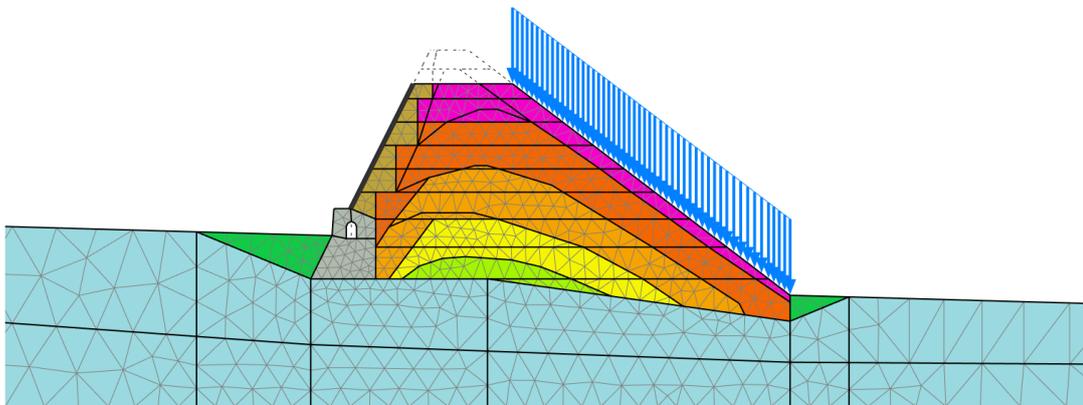


Figura 5-33 - Analisi di accrescimento - Fase 9

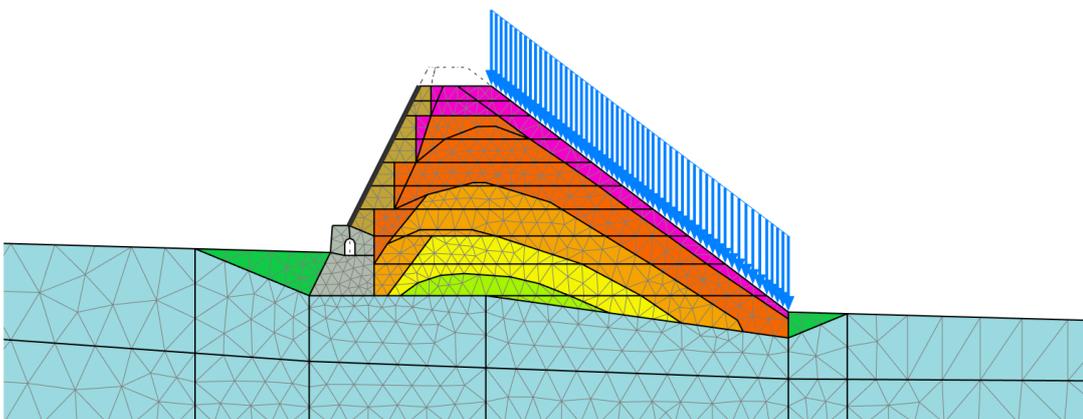


Figura 5-34 - Analisi di accrescimento - Fase 10

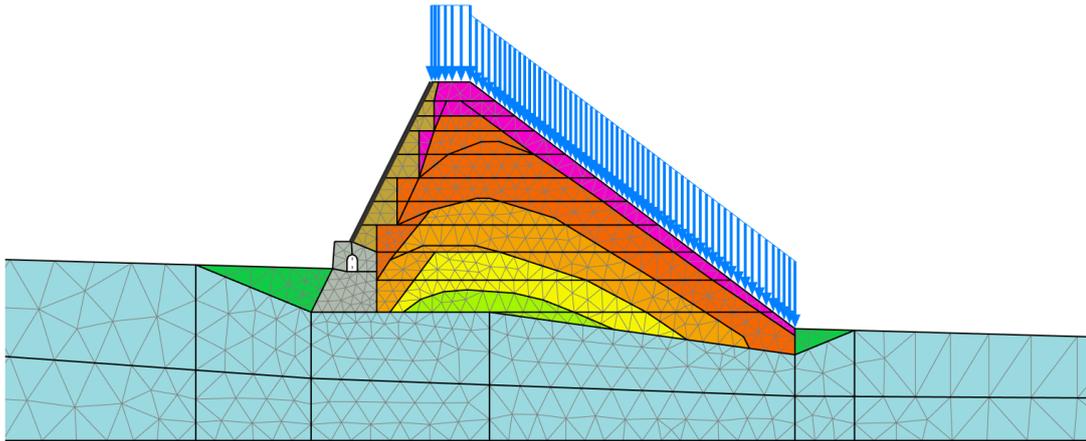


Figura 5-35 - Analisi di accrescimento - Fase 11 – Stato attuale

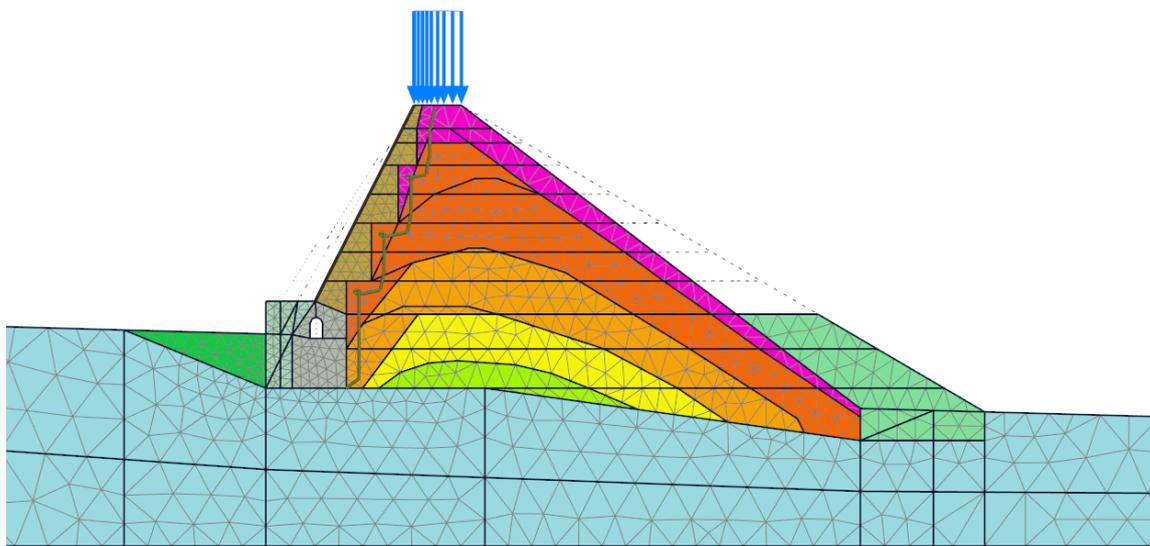


Figura 5-36 - Analisi di accrescimento - Fase 14 – fase di progetto intermedia

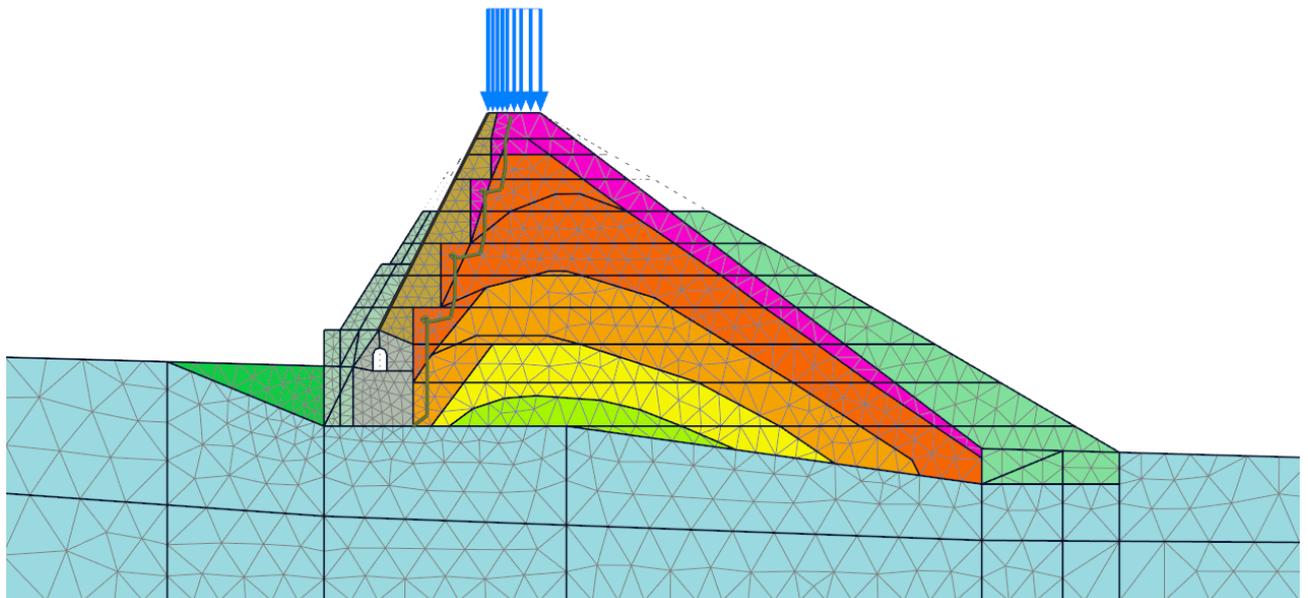


Figura 5-37 - Analisi di accrescimento - Fase 15 – fase di progetto intermedia

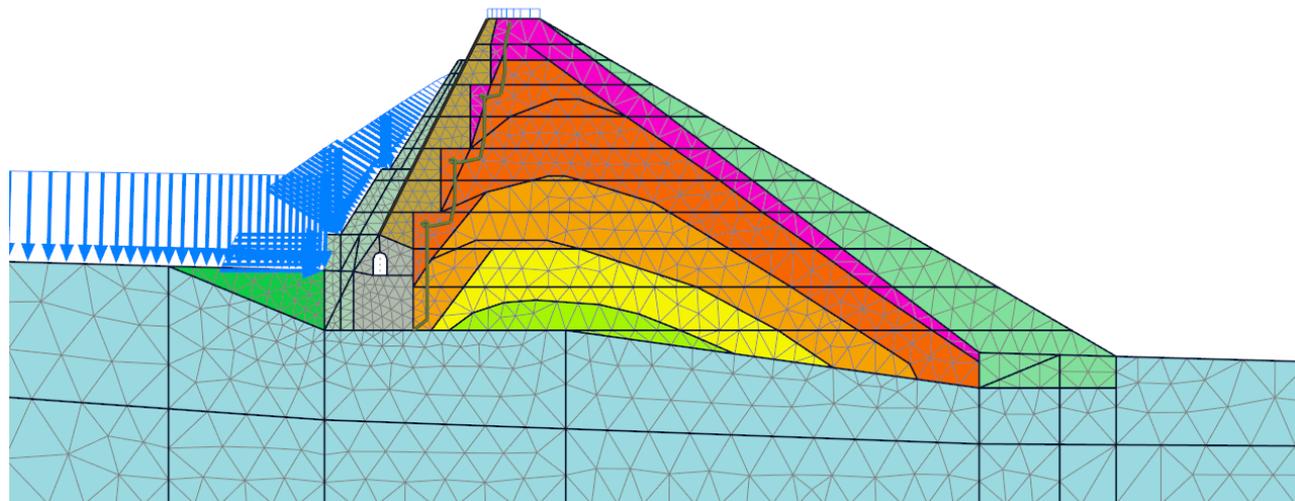
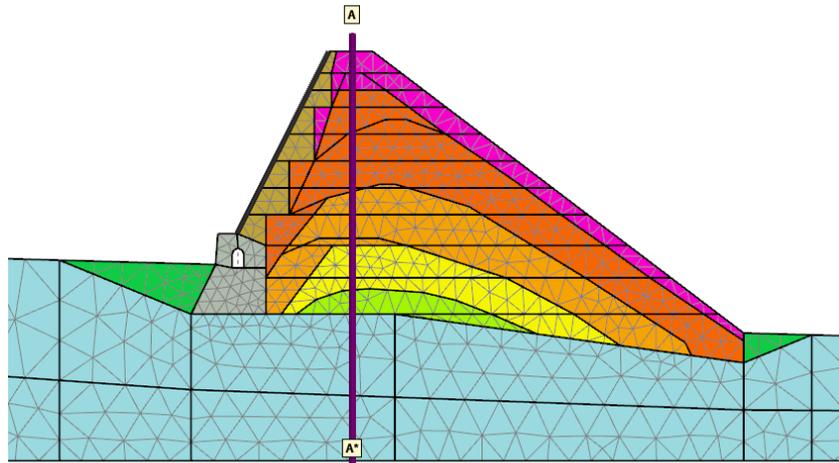
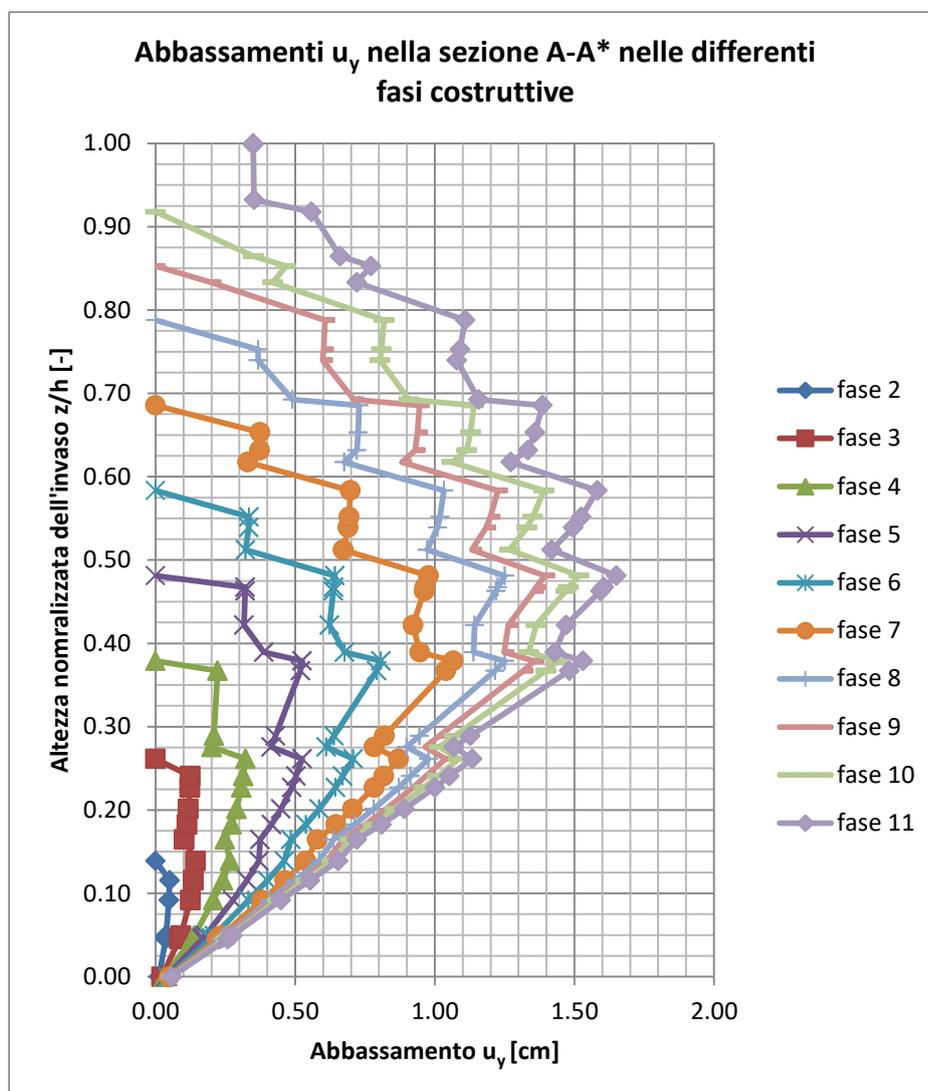


Figura 5-38 - Analisi di accrescimento - Fase 12 – configurazione di progetto finale

Nei calcoli effettuati per costruzioni a più fasi, gli elementi che sono passati da inattivi ad attivi sono, per impostazione predefinita, pre-deformati al fine di ottenere un campo di spostamenti continuo al confine tra i nuovi elementi e gli elementi già presenti nello step di simulazione. Tuttavia in alcune applicazioni, come la costruzione per fasi di dighe e argini, questo accorgimento numerico porta a rappresentare situazioni indesiderate, visualizzando a fine costruzione un abbassamento maggiore di quello effettivamente verificatosi.

Nel caso in esame, è possibile ovviare a tale problema ignorando la pre-deformazione degli elementi. In questo modo, l'assestamento dell'ultimo strato di materiale sarà limitato e l'abbassamento più elevato si verificherà, con elevata probabilità, circa al centro del corpo della diga.

Nella figura seguente sono rappresentati gli abbassamenti  $u_y$  letti nel modello lungo la sezione verticale A-A\* del rilevato, depurati degli spostamenti verticali spuri appena descritti. Si noti come i risultati visualizzati formino profili discontinui, ma complessivamente l'involuppo che ne deriva è più aderente alla realtà.

Figura 5-39 - Sezione A-A\* per l'estrazione degli abbassamenti  $u_y$ Figura 5-40 – Abbassamenti  $u_y$  nelle fasi costruttive sulla sezione A-A\* depurati dell'effetto di interpolazione numerica degli spostamenti nelle fasi di accrescimento

Occorre ricordare però come gli abbassamenti visualizzati nel grafico (pari al massimo a circa 1.65cm) siano da considerarsi come deformazioni istantanee dello

scheletro solido della diga, e come esse non tengano conto degli importanti fenomeni di assestamento cui lo sbarramento è andato incontro durante gli anni, a partire dalla costruzione dell'opera.

È stato riscontrato però, durante l'esecuzione dei lavori di realizzazione della piastra di ancoraggio della torre di presa, un distaccamento del rockfill sottostante lo zoccolo carrabile di coronamento pari, nella sezione mediana della diga, a circa 30cm. Tale cavità è interpretabile come effetto dell'assestamento per frantumazione del rockfill.

Un'analisi bibliografica circa gli abbassamenti registrati in dighe di dimensioni simili indicano valori dell'assestamento verticale finali compresi fra lo 0.4% ed il 2.7% dell'altezza dello sbarramento (Creager et al.). In altre pubblicazioni (Lawton e Lester) i valori dell'assestamento finale sono correlati all'altezza dello sbarramento attraverso la relazione:

$$Sv = 10^{-3}H^{3/2}$$

Le relazioni summenzionate per una altezza del corpo diga in mezzeria di circa 26.5m portano a cedimenti attesi decimetrici (fra 10 e 30 cm) compatibili con i valori osservati.

## 5.14 Analisi dinamiche

### 5.14.1 Stati limite analizzati e metodologia di verifica

Scopo del presente modello ad elementi finiti è la valutazione dello stato di impegno statico presente all'interno del paramento di monte durante ed al termine della sollecitazione sismica, oltre che una stima delle deformazioni residue attese.

Rispetto ai modelli di equilibrio limite, l'analisi FEM è in grado di riprodurre lo stato tenso-deformativo delle strutture e dei terreni coinvolti dall'azione sismica. In particolare la configurazione di progetto presuppone la realizzazione di un manufatto in c.a. adagiato sull'esistente manto impermeabile di monte.

L'analisi è quindi in grado di valutare l'effettivo grado di impegno dello stesso e consentirne un pre-dimensionamento in termini di sezione e di incidenza minima di armatura.

Inoltre la stessa analisi consente di verificare l'eventuale danneggiamento delle strutture esistenti, dovuto all'interazione con le nuove porzioni.

La verifica delle porzioni strutturali è stata condotta assegnando al modello FEM i parametri caratteristici dei materiali, così come descritti nei paragrafi introduttivi. I pesi permanenti portati assegnati ai paramenti di monte ed alla sommità dello sbarramento

sono stati fattorizzati ad 1,0, (anche se la loro influenza sul comportamento globale della struttura è trascurabile).

Al fine di limitare l'impegno computazionale, e nell'ottica di verificare l'impegno statico per la porzione in c.a., è stato analizzato il solo caso dello stato limite di collasso SLC ed in particolare del solo accelerogramma 7.

Detta nuova porzione di rinforzo a monte in c.a. è stata modellata attraverso un modello costitutivo elastico lineare. È quindi necessario verificarne a posteriori l'impegno statico in termini di caratteristiche di sollecitazione sulla sezione controllando in particolare la compatibilità delle stesse con l'armatura metallica prevista a progetto.

### 5.14.2 Risultati delle analisi allo stato limite di collasso (SLC)

#### 5.14.2.1 Configurazione attuale - Condizione di massima regolazione

A titolo di confronto nelle figure seguenti sono illustrati in termini di massimi spostamenti ed accelerazioni gli stati deformativi del corpo diga successivi all'applicazione dell'accelerogramma 7 di progetto.

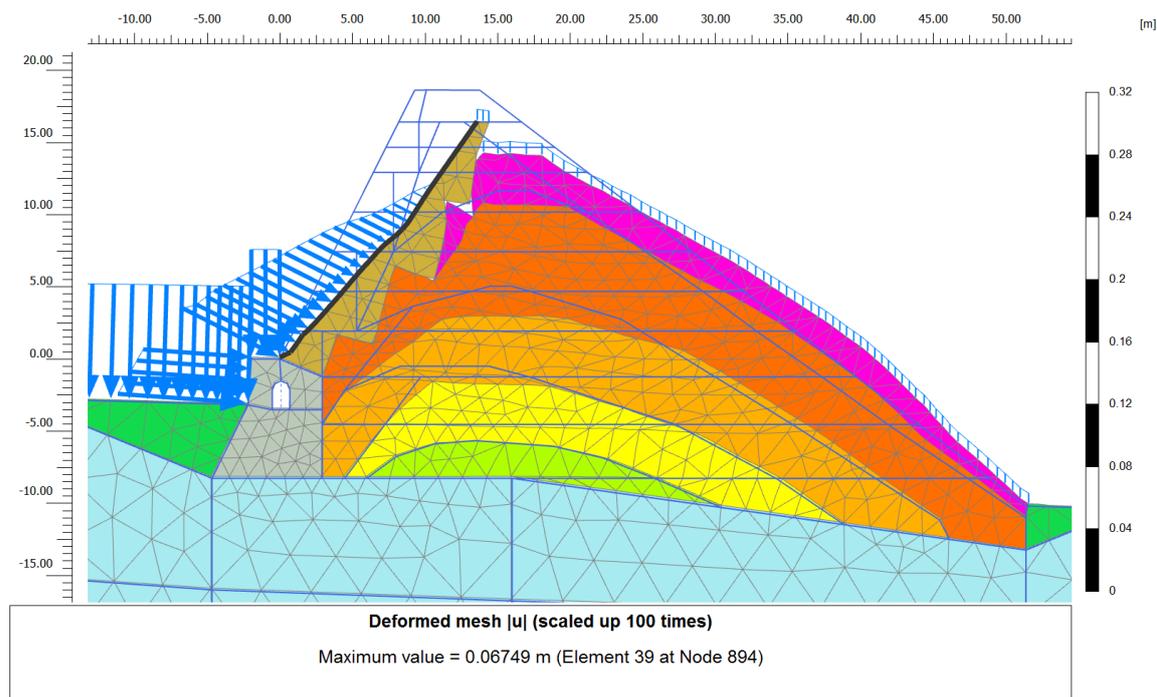


Figura 5-41 - Sisma SLC –Accelerogramma 7 - Condizione di massima Regolazione – Mesh deformata (x100)

INTERVENTI PER L'INCREMENTO DELLA SICUREZZA DELLA DIGA DI CERVENTOSA

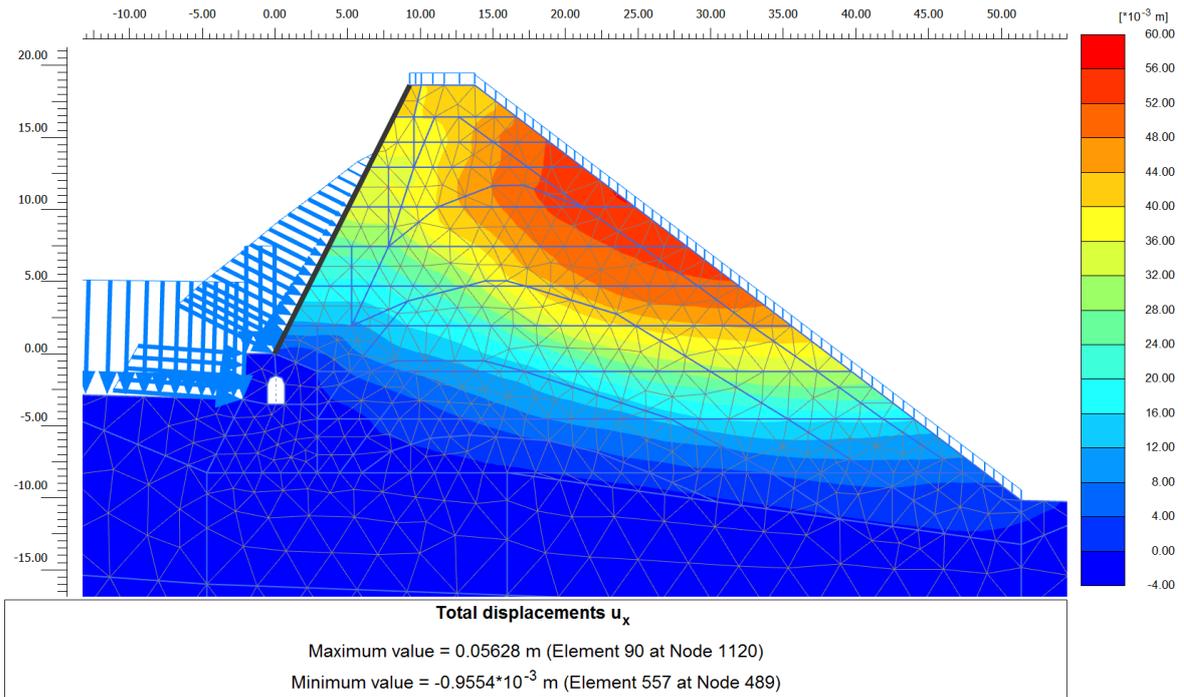


Figura 5-42 - Sisma SLC –Accelerogramma 7 - Condizione di massima Regolazione – Spostamenti  $u_x$

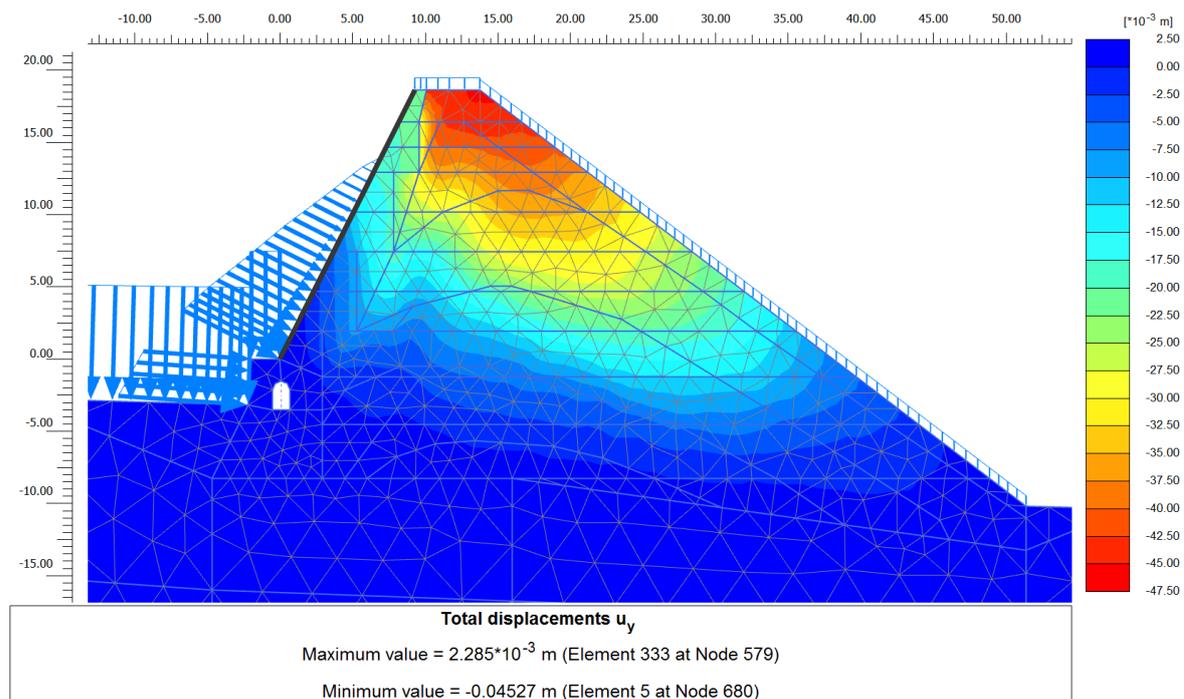


Figura 5-43 - Sisma SLC –Accelerogramma 7 - Condizione di massima Regolazione – Spostamenti  $u_y$

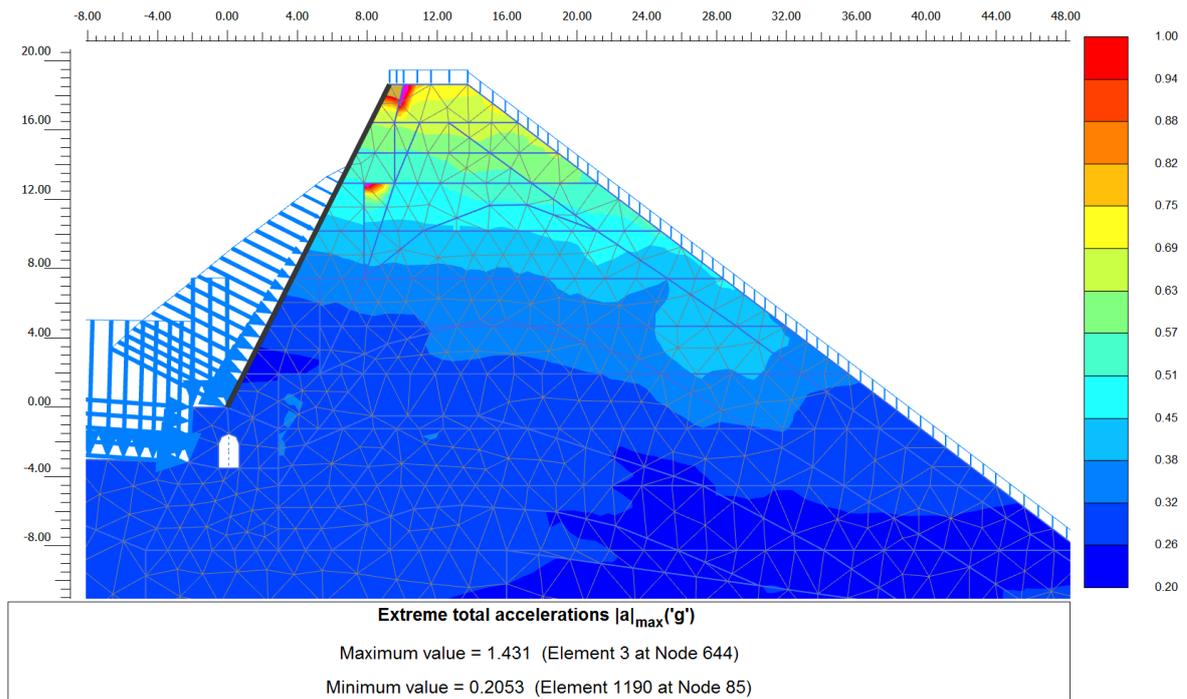


Figura 5-44 - Sisma SLC –Accelerogramma 7 - Condizione di massima Regolazione – massima Accelerazione registrata



Figura 5-45 - Sisma SLC –Accelerogramma 7 - Condizione di massima Regolazione – Spostamento schermo impermeabile (amplificato x100)

Si riporta inoltre lo spostamento orizzontale durante il sisma del coronamento, sia per la componente orizzontale (Figura 5-46) che per la componente verticale (Figura 5-47).

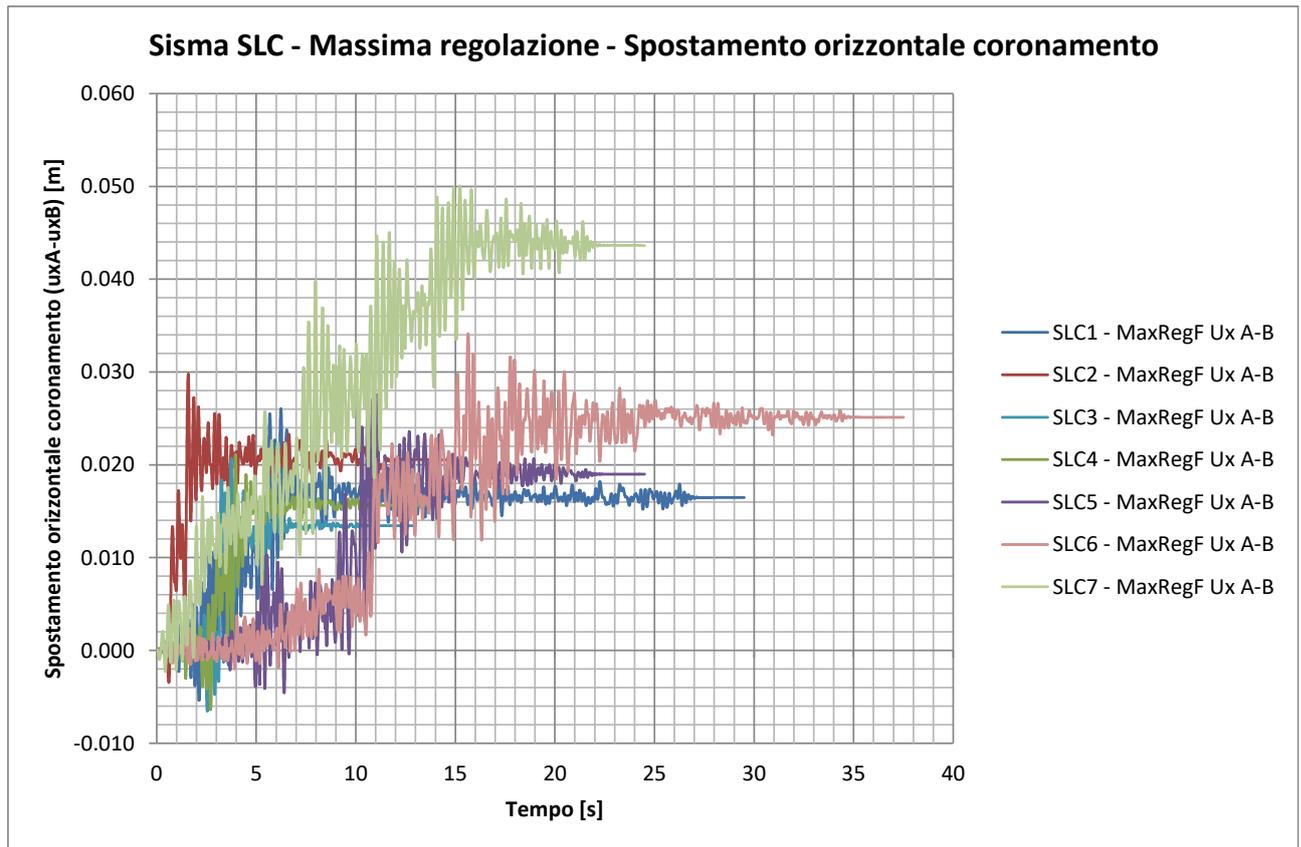


Figura 5-46

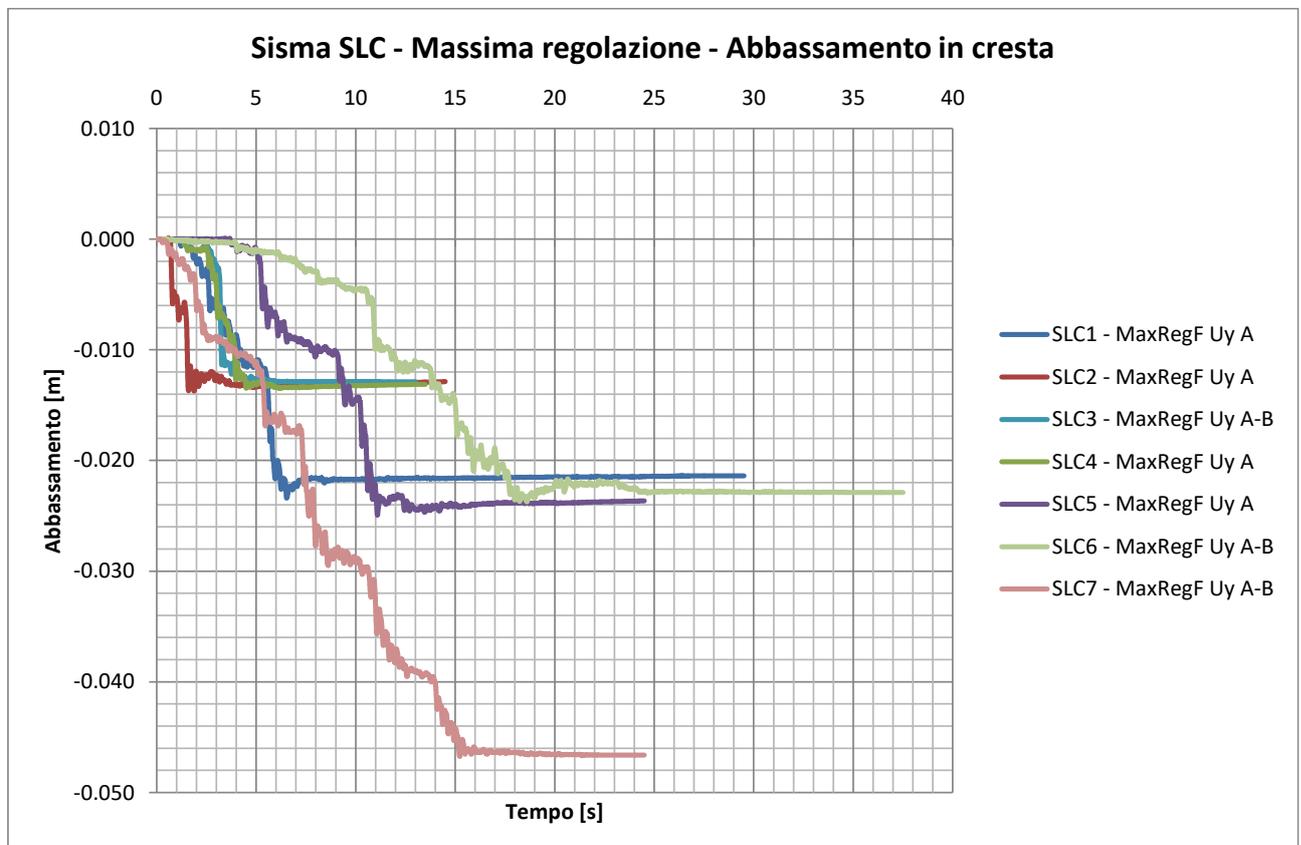


Figura 5-47

### 5.14.3 Configurazione di progetto - Condizione di massima regolazione

Di seguito sono illustrati i medesimi output presentati al paragrafo precedente, ovvero lo stato deformativo del corpo diga a seguito dell'applicazione dell'accelerogramma 7 e le massime accelerazioni riscontrate durante il suo svolgimento.

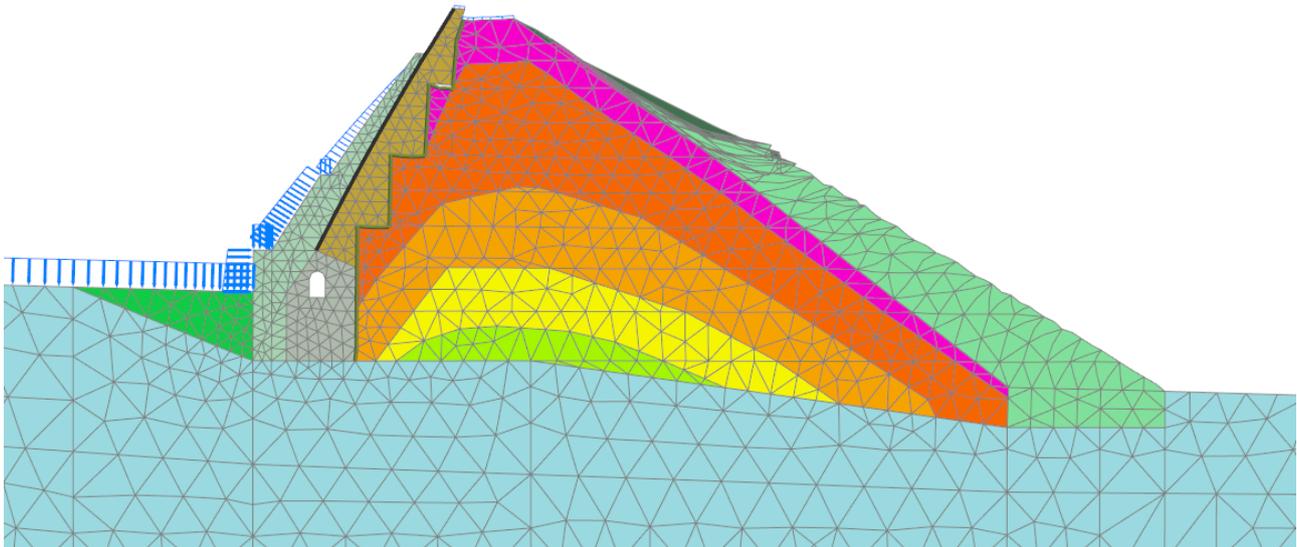


Figura 5-48 Analisi FEM - Configurazione di progetto - Deformata residua – SLC – accelerogramma 7

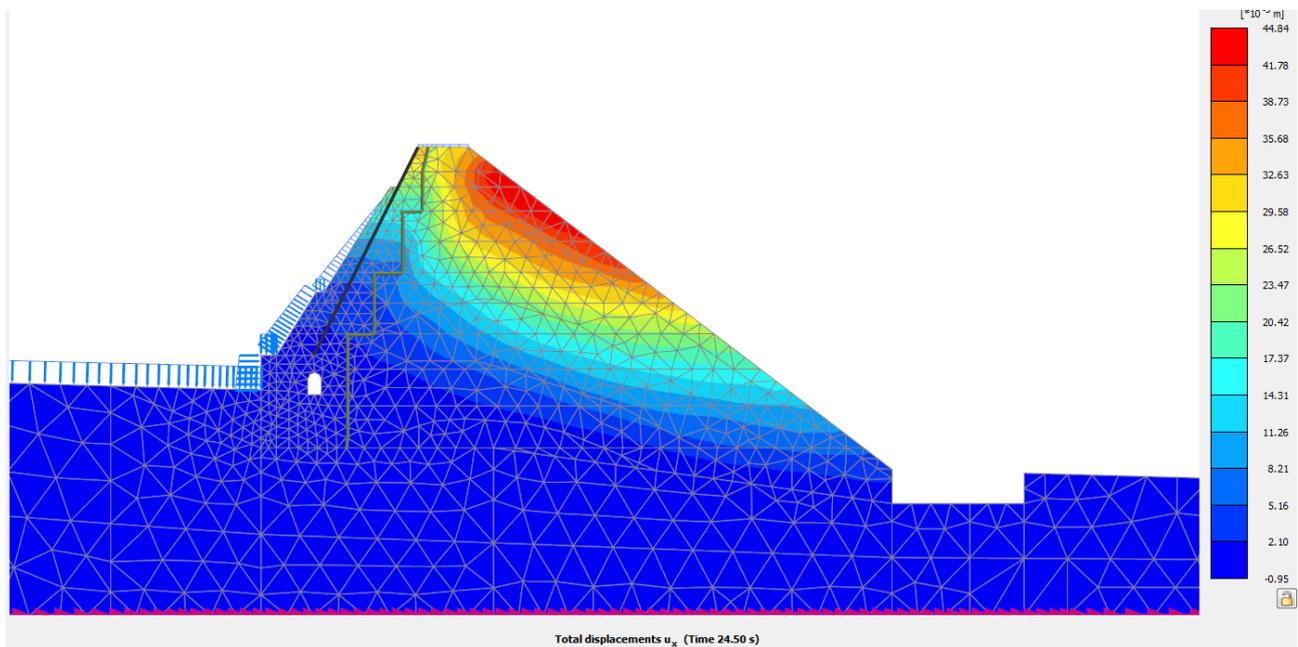


Figura 5-49 Analisi FEM - Configurazione di progetto – Spostamenti  $u_x$  [m] residui – SLC – accelerogramma 7

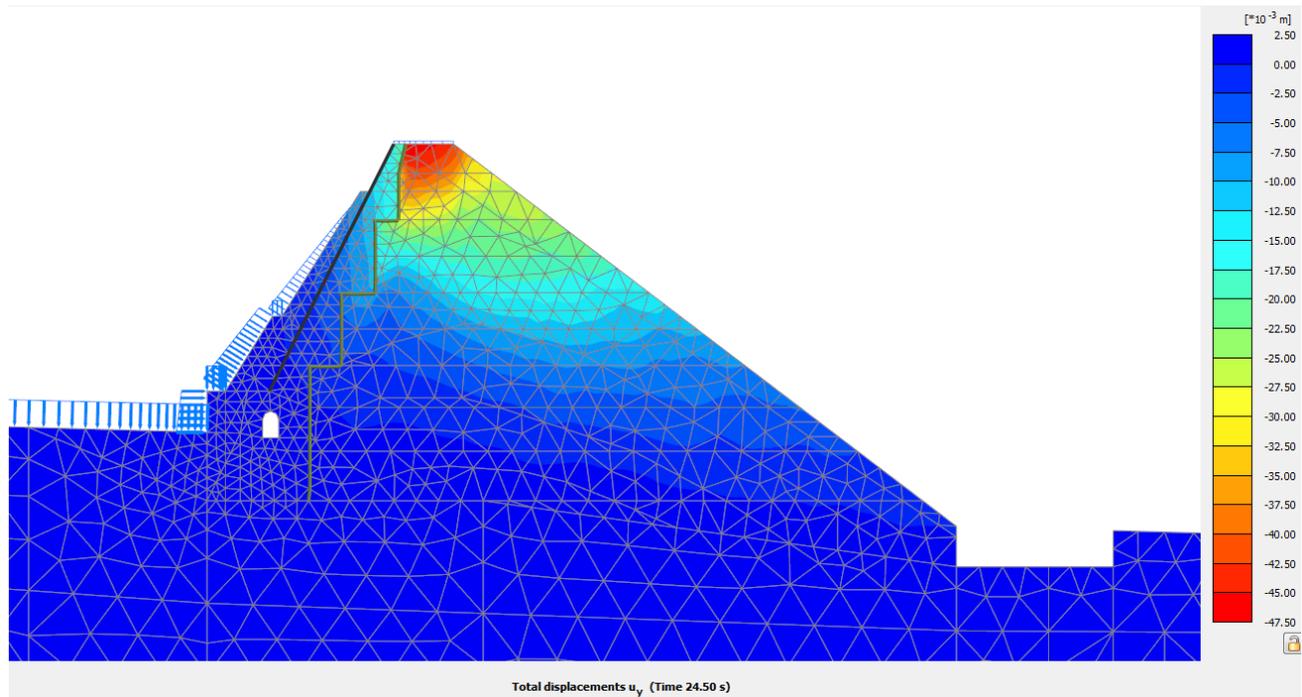
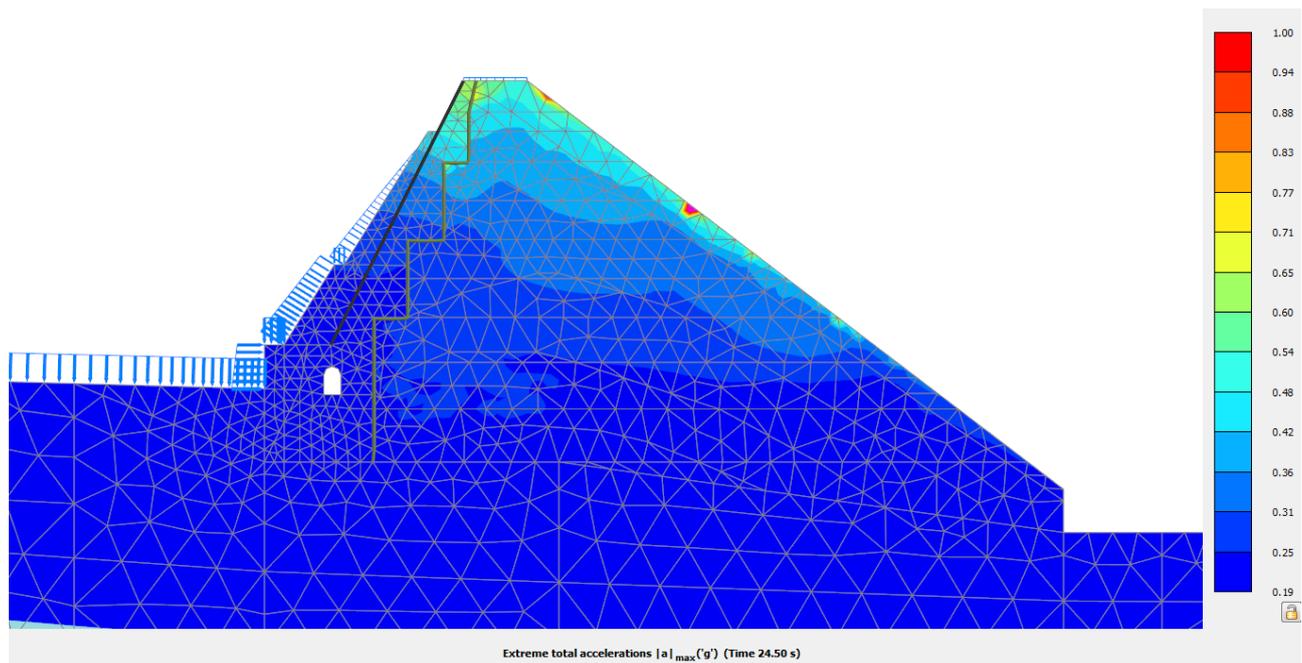
Figura 5-50 Analisi FEM - Configurazione di progetto – Spostamenti  $u_y$  [m] residui – SLC – accelerogramma 7

Figura 5-51 Analisi FEM - Configurazione di progetto – Accelerazioni massime [g] – SLC – accelerogramma 7

Nell'immagine seguente è riportato lo spostamento residuo del rivestimento di monte originale, amplificato di un fattore 100.

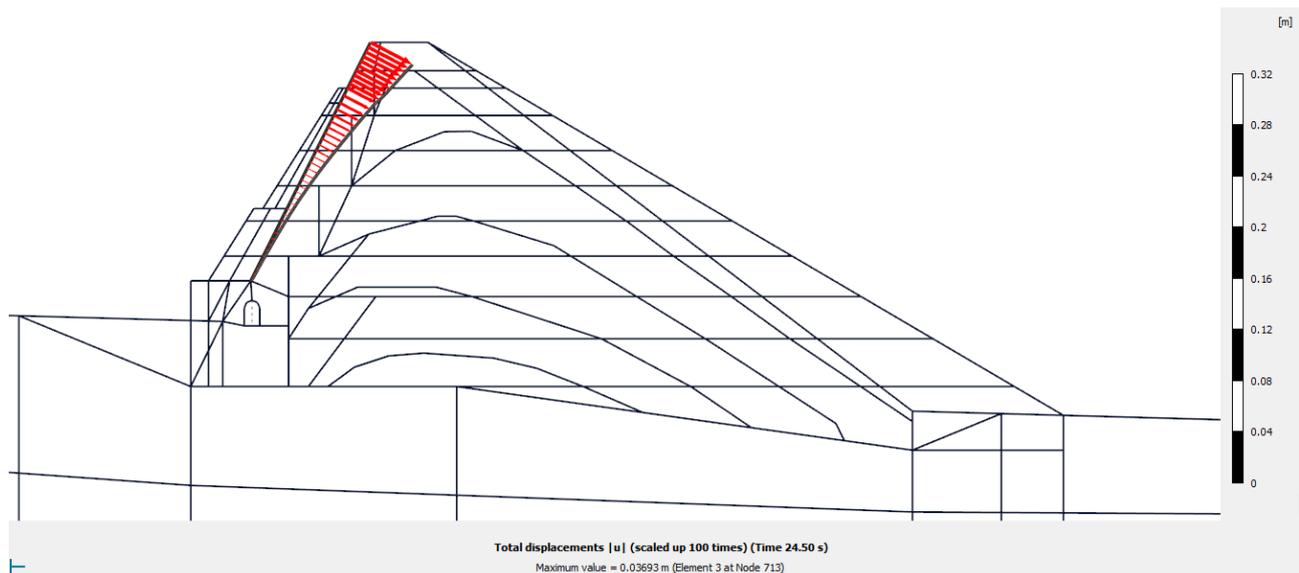


Figura 5-52 Analisi FEM - Configurazione di progetto – Spostamento schermo di monte originale – SLC – accelerogramma 7

Nell'immagine seguente è riportato l'andamento del momento flettente residuo individuato in corrispondenza del nuovo schermo di monte, ottenuto per integrazione degli sforzi presenti all'interno degli elementi

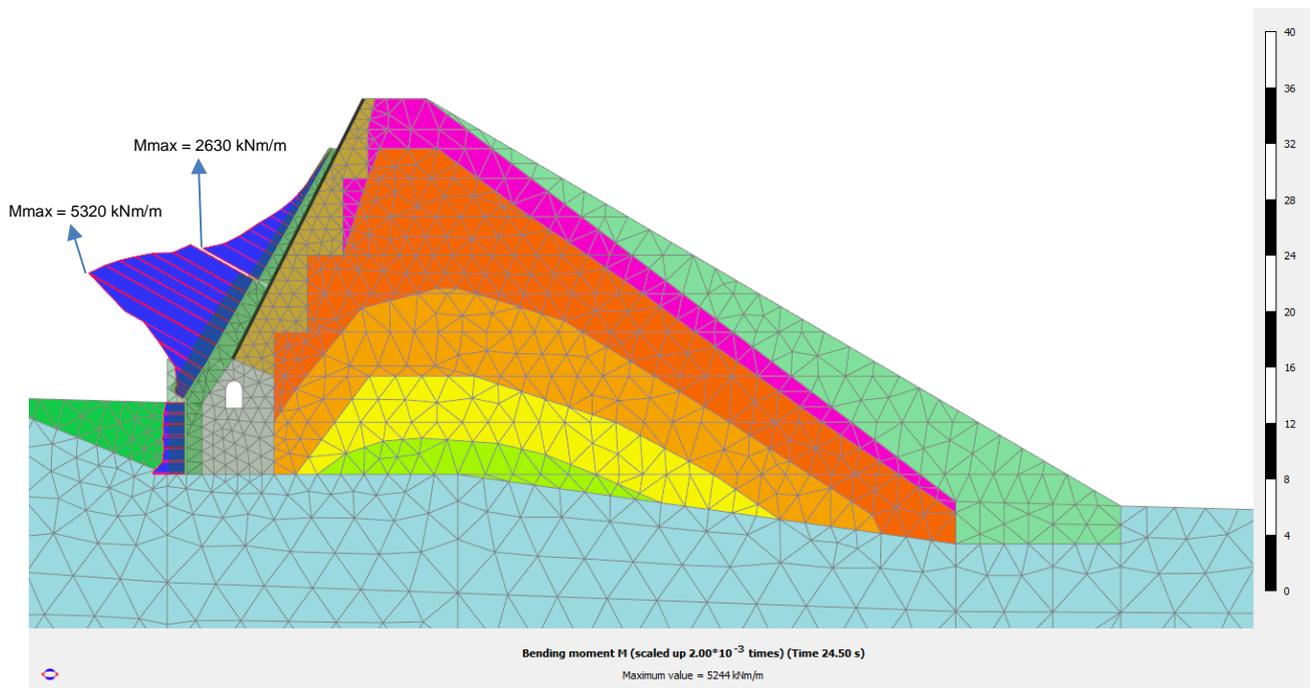


Figura 5-53 Analisi FEM - Configurazione di progetto – Momento flettente sullo schermo di progetto – SLC – accelerogramma 7

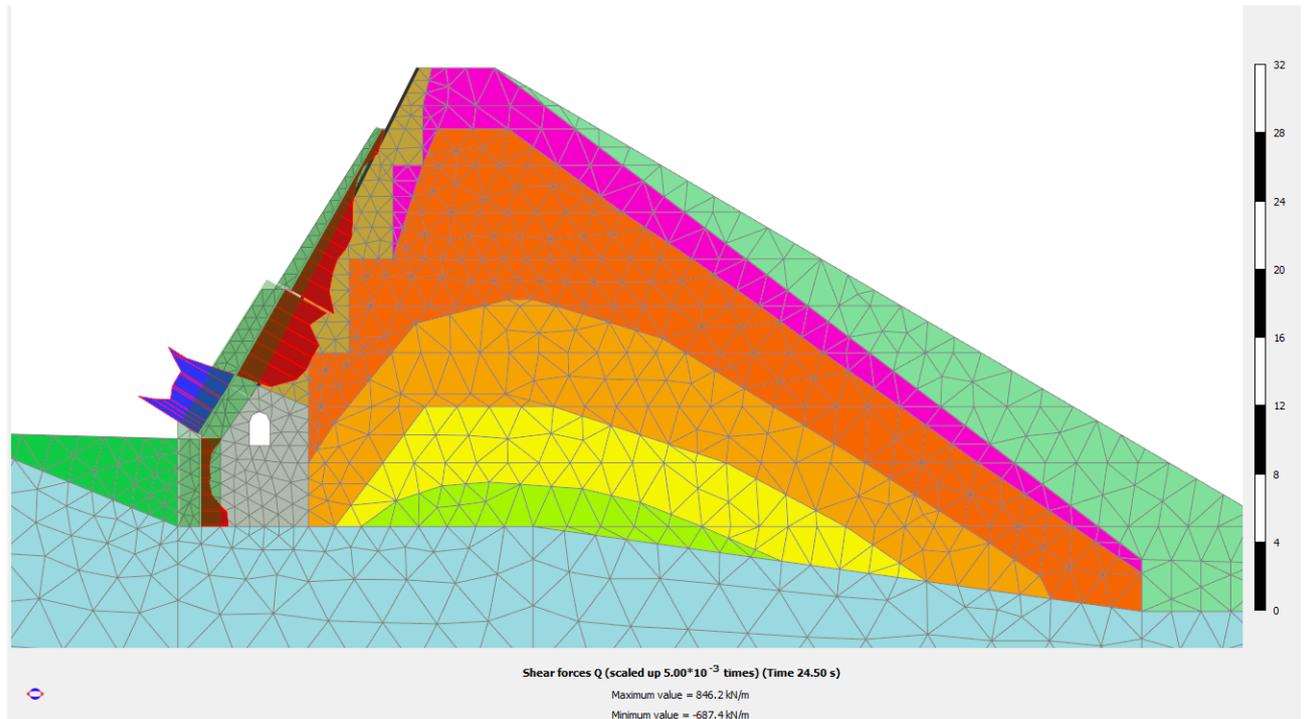


Figura 5-54 Analisi FEM - Configurazione di progetto – Taglio sullo schermo di progetto – SLC – accelerogramma 7

In corrispondenza delle sezioni di massimo sono stati estratti anche i valori delle caratteristiche di sollecitazione durante lo svolgersi del sisma, riportate nei diagrammi seguenti:

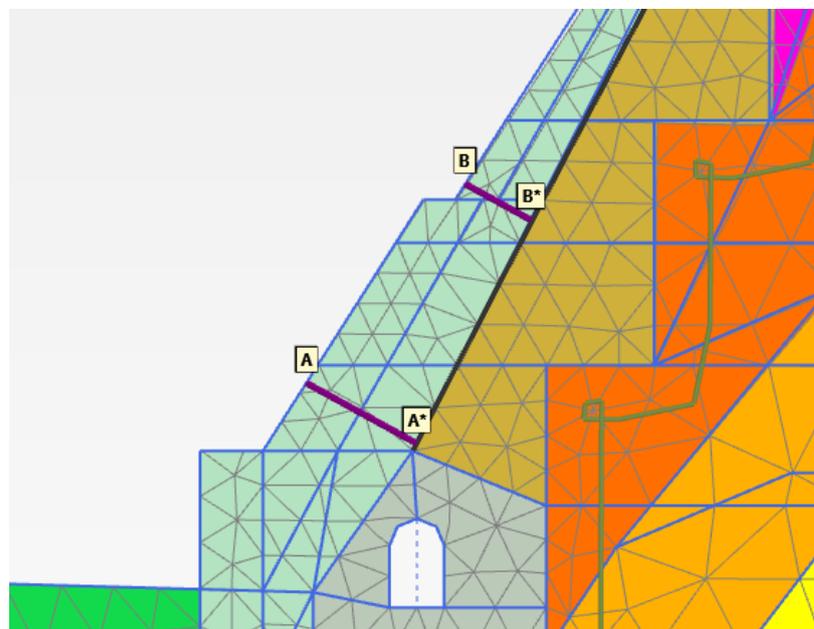
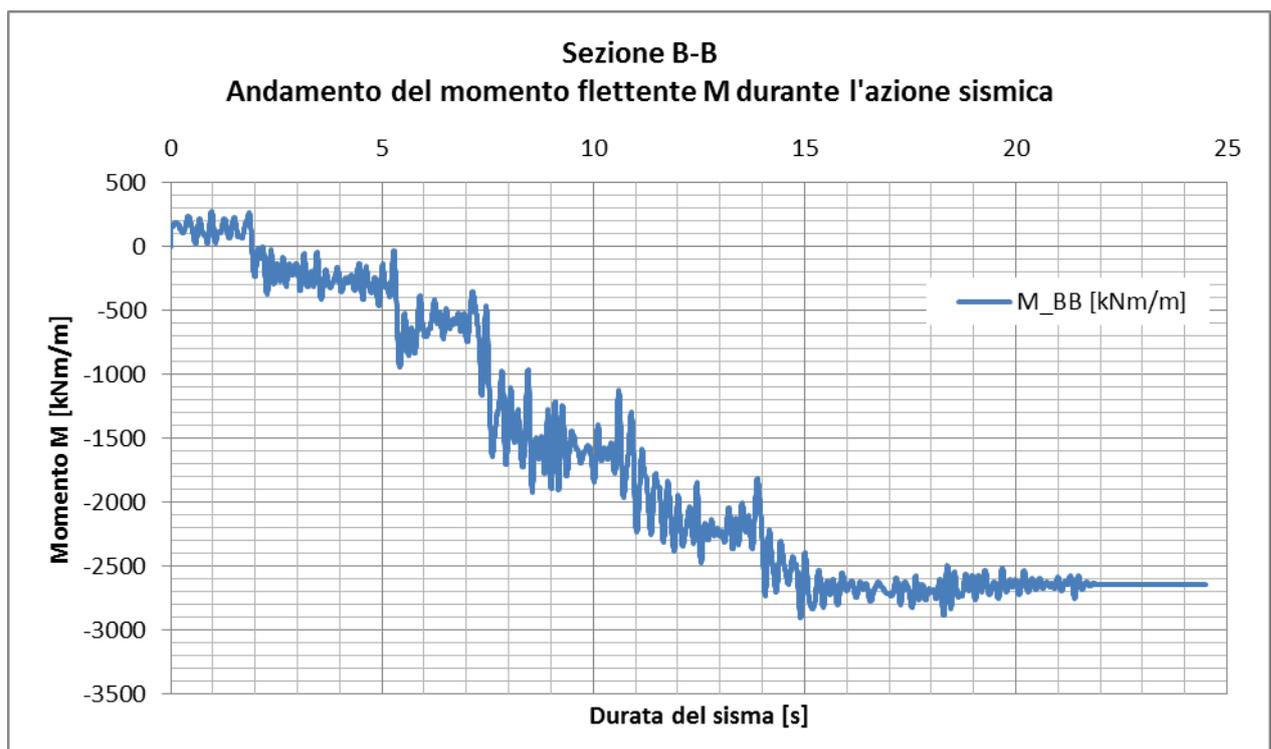
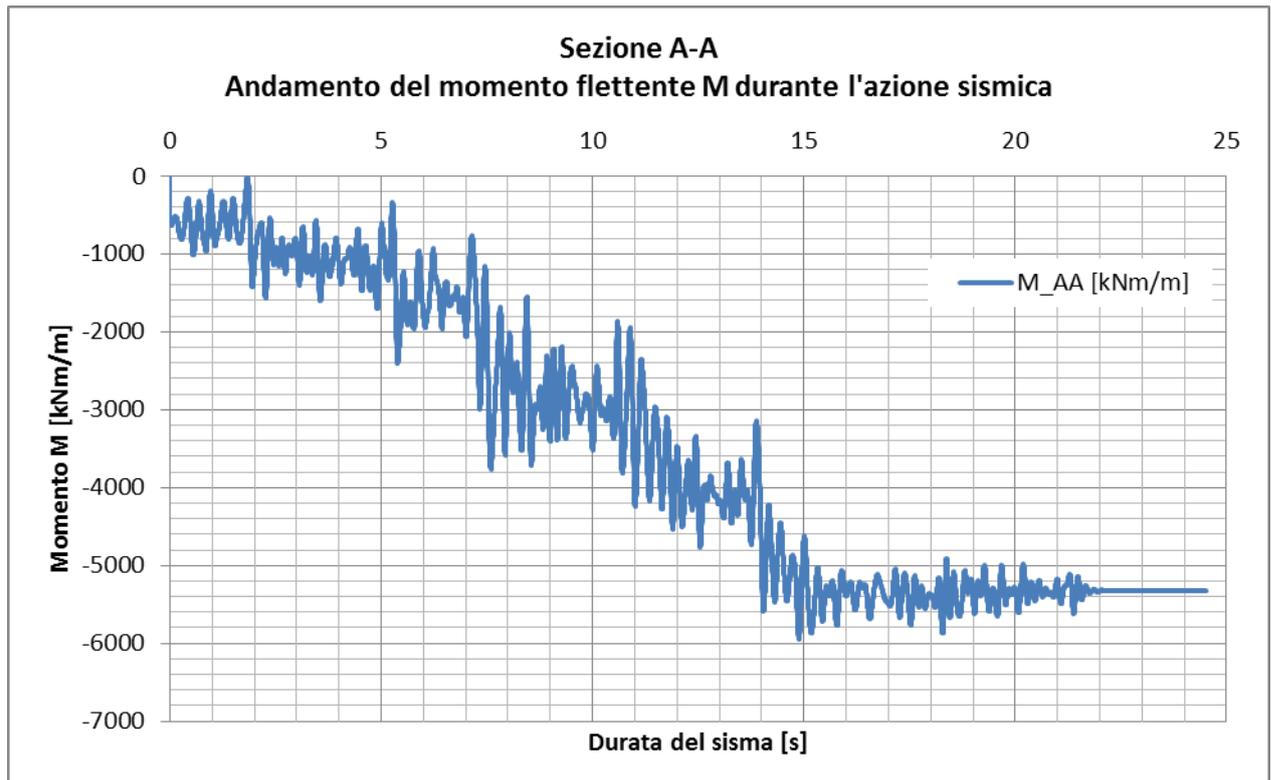


Figura 5-55 Analisi FEM - Configurazione di progetto – posizione delle sezioni di individuazione delle caratteristiche di sollecitazione



Si noti come i diagrammi del momento flettente durante il sisma confermano che l'azione va ad aumentare con lo svolgersi dell'evento, a seguito del progressivo addensamento del terreno a tergo.

#### 5.14.4 Sintesi delle analisi numeriche allo stato limite di collasso

Dal confronto fra gli esiti delle analisi numeriche per l'accelerogramma 7 SLC emerge come il corpo diga sia soggetto a spostamenti orizzontali residui minori (44.8mm contro 60.0 mm  $u_{x,max}$ ) e parimenti spostamenti residui verticali non dissimili e pari in entrambe le simulazioni ad un cedimento di circa 47 mm.

L'accelerazione massima registrata in corrispondenza del coronamento invece si riduce passando da circa  $a_{max}=0.75$  g in condizioni attuali a circa  $a_{max}=0.55-0.60$  g in condizioni di progetto.

Il modello in configurazione di progetto mostra la comparsa di cedimenti localizzati nella porzione superiore dello strato di riporto superficiale in misto di cava compattato. Tali cedimenti possono però essere imputati a difficoltà di convergenza locale del modello ed alla necessità di raffinare localmente la modellazione. Gli elementi sono difatti eccessivamente distorti e la semplificazione in sede di modellazione ha portato a spessori non congrui di materiale proprio nella porzione alta soggetta ad instabilità.

Non si assiste più alla presenza di meccanismi di danneggiamento del paramento in muratura originale.

#### 5.14.5 Verifica strutturale dell'intervento sullo schermo di monte

Le azioni di verifica per le sezioni A-A e B-B individuate sono pari a:

Sezione	Momento flettente $M_{Sd}$	Azione assiale $N_{Sd}$	Taglio $T_{Sd}$
	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
A-A	5320	650	680
B-B	2630	650	584

Ipotizzando per la sezione A-A e per la sezione B-B una armatura corrente verticale costituita da un doppio strato di barre di armatura  $\Phi 26$ mm disposte a passo 20cm, si ottengono le seguenti resistenze:

Sezione	Momento resistente $M_{Rd}$	Taglio resistente in assenza di arm. $T_{Rd,1}$	Taglio resistente con staffe $T_{Rd,2}$
	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
A-A	5420	750	2307
B-B	3140	567	1365

La resistenza al taglio in presenza di armatura specifica è stata stimata ipotizzando la presenza di staffe di diametro  $\Phi 12\text{mm}$  con passo trasversale pari a 20cm e passo verticale pari a 40cm.

Dal pre-dimensionamento qui riportato risulta che la sezione sia quindi compatibile con le azioni ivi presenti in una condizione di sicuro sovradimensionamento. Le successive fasi progettuali premetteranno una più precisa definizione delle azioni di verifica e per conseguenza delle armature necessarie.

## 6 CRONOPROGRAMMA DEI LAVORI

Così come evidenziato nello specifico elaborato allegato (tavola T04), le lavorazioni previste nel presente progetto richiedono un tempo complessivo di esecuzione delle varie fasi pari a 480 giorni naturali e consecutivi.

## 7 QUADRO ECONOMICO

### Progetto FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

#### A) LAVORI :

a1) Importo delle opere in progetto	1,550,000.00
a2) Costi della sicurezza (non soggetti a ribasso d'asta)	50,000.00
<b>a3) Importo totale dei lavori</b>	<b>1,600,000.00</b>

#### B) SOMME A DISPOSIZIONE :

b1) Spese tecniche e rilievi	300,000.00
b2) Indennizzi per espropri, servitù e occupazioni temporanee	-
b3) Imprevisti e arrotondamenti [5% dell'importo totale dei lavori a3)]	80,000.00
b4) Saggi e indagini	20,000.00
<b>b5) Totale somme a disposizione</b>	<b>400,000.00</b>

#### C) SOMMANO IMPORTO TOTALE DEI LAVORI DI PROGETTO E SOMME A DISPOSIZIONE a3)+b7)

**2,000,000.00**

#### D) ONERI FISCALI :

c1) I.V.A. su lavori ed oneri per la sicurezza [10% di (a.3+b.3)]	168,000.00
c2) I.V.A. sulle prestazioni a fattura [22% di (b.1+b.4)]	70,400.00
<b>c3) Totale oneri fiscali</b>	<b>238,400.00</b>

## 8 BIBLIOGRAFIA

- Gruppo di lavoro Microzonazione Sismica. (2008). *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*. Roma: Conferenza delle Regioni e delle Province autonome - Dipartimento della protezione civile.
- Arredi, F. (1980). *Costruzioni idrauliche*. Torino: UTET.
- Benz, T. (2006). *Small-strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*, Ph.d. thesis. Stuttgart: Stuttgart Universität.
- Brinkgreve, R., Kappert, P., & Bonnier, P. (2007). Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. *NUMOG*, (p. 732-742).
- Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., & W.M., S. (2015). *PLAXIS Material Models Manual*. An Delft: PLAXIS bv.
- Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., & W.M., S. (2015). *PLAXIS Scientific Manual*. An Delft: PLAXIS bv.
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., & Bell, G. (2005). *Geotechnical engineering of dams*. London: Taylor & Francis.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion*.
- Iervolino, I., Galasso, C., & E., C. (2009). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8:339-362.
- Jappelli, R., & Silvestri, T. (2005). Rassegna dei materiali sciolti adoperati nelle dighe costruite in Italia nel periodo 1950-1975. In *Questioni di Ingegneria Geotecnica* (p. Tomo II, pp. 429-524). Benevento: Hevelius.
- Kuhlmeyer, R., & Lysmer, J. (1999). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the soil mechanics and foundation division*, 421-427.
- Kutzner, C. (1997). *Earth and rockfill dams - Principles of design and construction*. Rotterdam: A.A. Balkema.
- Paoliani, P., Antognoni, A., Catalano, A., Chieppa, V., De Sortis, A., Di Pasquale, G., . . . Vocaturo, E. (1997). La sicurezza delle dighe in esercizio. *Ingegneria sismica*, XIV(2), 3-20.
- Santos, J., & Correia, A. (2001). Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil. *Proceedings 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, (p. Vol 1, 267-270). Istanbul.
- Schnabel, P., Lysmer, J., & Seed, H. (1972). *Shake: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*.

Vucetic, M., & Dorby, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic responses. *Journal of geotechnical engineering*, 117.