



MEDITERRANEA DELLE ACQUE spa
GENOVA

DIGA DI BADANA
INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA

PROGETTO DEFINITIVO
Mod. M.INF. DIGHEIDREL Div. V 20/9/2013

VOL. 3A



RELAZIONE GEOLOGICA-GEOMECCANICA



SEMBENELLI
CONSULTING

**MEDITERRANEA DELLE ACQUE spa
GENOVA**

DIGA DI BADANA

INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA

**PROGETTO DEFINITIVO
Mod. M.INF. DIGHEIDREL Div. V 20/9/2013**

VOL. 3A

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOMECCANICA

Redatto D. Gualco, G. Sembenelli

Approvato P. Sembenelli

Documento F:\1EDIT\BADE\REL\...\Vol 3\R140512-Vol 3A.docx

Data: 12 maggio 2014



STRUTTURA DEL DOCUMENTO

Questo è il **Volume 3A** del **Progetto Definitivo** degli interventi di manutenzione straordinaria che si rendono necessari sulla diga di Badana, uno degli invasi a servizio dell'acquedotto di Genova, in seguito ai dissesti prodottisi nel febbraio 2006.

Il dossier completo del **Progetto Definitivo** è stato redatto in ottemperanza all'Art. 33 del D.P.R. 207/2010 e recepisce le modifiche M.INF. DIGHEIDREL Div. V 20/9/2013. Gli elaborati sviluppati da SC comprendono i seguenti Volumi:

VOL 1 - Relazione Descrittiva

VOL 2 - Elaborati Grafici

VOL 3 - Relazioni Tecniche e Specialistiche

3A - Relazione Geologica e Geomeccanica

3B - Relazione Idrologica

3C - Relazione Idraulica

3D - Studio di Filtrazione

VOL 4 - Calcoli Strutturali

VOL 5 - Specifiche Tecniche

VOL 6 - Computo Metrico Estimativo

VOL 7 - Elenco Prezzi Unitari e Analisi Prezzi

VOL 8 - Cronoprogramma



INDICE

1	OGGETTO E SCOPO	6
---	-----------------------	---

PARTE 1 – AMMASSO ROCCIOSO

2	GEOLOGIA GENERALE DELL'AREA	8
---	-----------------------------------	---

3	LITOLOGIA E GEOLOGIA STRUTTURALE	11
---	--	----

3.1	Premessa	11
3.2	Unità del Gruppo di Voltri	11
3.2.1	<i>Serpentiniti Milonitiche ad Antigorite</i>	11
3.2.2	<i>Peridotiti Serpentinizzate dell'Unità Erro-Tobbio</i>	11
3.3	Depositi Post-Orogenici del Bacino Terziario Piemontese	12
3.3.1	<i>Brecce di Costa Cravara</i>	12

4	INDAGINE 1997	13
---	---------------------	----

4.1	Estensione delle Indagini	13
4.2	Rilievi Geologici di Superficie	13
4.3	Sondaggi e Prove in Foro	13
4.4	Prove di Laboratorio	14
4.5	Risultati	14
4.6	Resistenza al Taglio lungo le Superfici di Discontinuità	16
4.7	Condizioni Idrogeologiche e Permeabilità dell'Ammasso Roccioso	17

5	INDAGINE 2000	22
---	---------------------	----

5.1	Estensione delle Indagini	22
5.2	Rilievi Geologici di Superficie	22
5.3	Sondaggi e Prove in Foro	22
5.4	Prove di Laboratorio	23
5.5	Risultati	23
5.6	Determinazione dei Parametri per la Classificazione dell'Ammasso Roccioso	25
5.7	Valutazione Complessiva delle Caratteristiche dei Giunti e delle Discontinuità	26
5.8	Permeabilità dell'Ammasso Roccioso	27

6	INDAGINE 2007	29
---	---------------------	----

6.1	Estensione delle Indagini	29
6.2	Rilievi Geologici di Superficie	29
6.3	Sondaggi e Prove in Foro	30
6.4	Prove di Laboratorio	31



6.5	Risultati	31
6.6	Determinazione dei Parametri per la Classificazione dell'Ammasso Roccioso	33
6.7	Valutazione Complessiva delle Caratteristiche dei Giunti e delle Discontinuità	35
6.8	Permeabilità dell'Ammasso Roccioso	36
7	INDAGINE 2013.....	42
7.1	Estensione delle Indagini	42
7.2	Rilievi Geologici di Superficie	42
7.3	Risultati	42
8	SINTESI COMPLESSIVA DEI RISULTATI.....	44
8.1	Procedimento di Sintesi	44
8.2	Rilievi Complementari	44
8.2.1	<i>Geologia Tecnica</i>	44
8.2.2	<i>Discontinuità</i>	46
8.3	Caratteristiche Meccaniche delle Carote	46
8.4	Caratteristiche Geotecniche dell'Ammasso Roccioso	46
8.4.1	<i>Resistenza e Modulo della Massa Rocciosa</i>	46
8.4.2	<i>Permeabilità</i>	47
8.5	Caratteristiche di Resistenza dei Giunti	47
9	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	56

PARTE 2 – CORPO DIGA

1	CONSIDERAZIONI GENERALI.....	58
2	INDAGINE 2000.....	59
2.1	Estensione delle Indagini	59
2.2	Sondaggi	59
2.3	Prove di Laboratorio	59
2.4	Risultati	60
3	INDAGINE 2007.....	64
3.1	Estensione delle Indagini	64
3.1.1	<i>Monitoraggio Descrittivo all'Interno del Cunicolo</i>	64
3.1.2	<i>Sondaggi e Prove in Foro</i>	64
3.1.3	<i>Tomografia Sonica</i>	65
3.1.4	<i>Prove di Laboratorio sulla Muratura</i>	66
3.1.5	<i>Prove di Laboratorio sul Pietrame della Muratura</i>	66
3.1.6	<i>Prove di Laboratorio sulla Malta</i>	66
3.1.7	<i>Prove all'Interno del Cunicolo</i>	67
3.2	Risultati	68
3.2.1	<i>Monitoraggio Descrittivo all'Interno del Cunicolo</i>	68



3.2.2	<i>Prove in Foro</i>	68	
3.2.3	<i>Tomografia Sonica</i>	69	
3.2.4	<i>Prove di Laboratorio sulla Muratura</i>	70	
3.2.5	<i>Prove di Laboratorio sul Pietrame della Muratura</i>	70	
3.2.6	<i>Prove di Laboratorio sulla Malta</i>	71	
3.2.7	<i>Prove all'Interno del Cunicolo</i>	71	
4	INDAGINE 2013.....		78
4.1	Estensione delle Indagini		78
4.2	Indagini Eseguite		78
4.2.1	<i>Sondaggi e Prove in Foro</i>	78	
4.2.2	<i>Misura delle Velocità Sismiche e Tomografia</i>	79	
4.2.3	<i>Prove di Laboratorio sulla Muratura</i>	79	
4.2.4	<i>Prove in Situ sul Giunto Muratura-Calcestruzzo</i>	79	
4.2.5	<i>Prove di Laboratorio sulle Miscele di Calcestruzzo</i>	80	
4.3	Risultati		82
4.3.1	<i>Prove in Foro</i>	82	
4.3.2	<i>Prove di Laboratorio sulla Muratura</i>	83	
4.3.3	<i>Prove di Laboratorio per la Qualificazione del Calcestruzzo</i>	84	
4.3.4	<i>Prove in Situ sul Giunto Muratura-Calcestruzzo</i>	84	
5	SINTESI COMPLESSIVA DEI RISULTATI.....		117
5.1	Commento Generale		117
5.2	Muratura		117
5.3	Giunto Calcestruzzo-Muratura		118
	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....		119



1 OGGETTO E SCOPO

La presente relazione sviluppa alcune tematiche relative alla diga di Badana e alla zona circostante la diga e il bacino:

- l'assetto geolitologico e strutturale con la definizione delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso di fondazione;
- le indagini sul corpo della diga con la definizione delle caratteristiche della muratura di pietrame di cui è costituita.

I dati geologici di base sono stati ottenuti mediante quattro differenti campagne di indagine eseguite tra il 1997 e il 2013. Nelle varie campagne di indagini sono stati eseguiti dettagliati rilievi geologico-strutturali, indagini geognostiche e geomeccaniche, mediante sondaggi a carotaggio continuo, con prove in foro e prelievo di campioni successivamente utilizzati per prove di laboratorio.

I dati di base relativi al corpo diga sono stati ottenuti mediante tre differenti campagne eseguite tra il 2000 e il 2013 e costituite da sondaggi a carotaggio continuo, con prove in foro e prelievo di campioni successivamente utilizzati per prove di laboratorio, prove geomeccaniche nel cunicolo di fondo, indagini geofisiche, prove di taglio in sito in grande scala per la qualificazione del contatto calcestruzzo-muratura.

Le due ultime indagini, condotte da G.E.T. nel 2007 e nel 2012-2013, sono in particolare state eseguite per la redazione del Progetto Preliminare e del Progetto Definitivo.

Nel presente documento sono richiamati e commentati i risultati delle indagini eseguite. Per la completa presentazione delle attività di indagine e la descrizione dettagliata dei risultati si rimanda ai Rapporti Finali di indagine (vedi Documentazione di Riferimento).

Al fine di una più chiara esposizione, il Volume è suddiviso in 2 parti:

- la *Parte 1*, è dedicata alla caratterizzazione geotecnica e geomeccanica dell'ammasso roccioso della fondazione e delle sponde;
- la *Parte 2*, è dedicata alla caratterizzazione della muratura della diga esistente.



PARTE 1 – AMMASSO ROCCIOSO

2 GEOLOGIA GENERALE DELL'AREA

Il comprensorio degli sbarramenti artificiali del Gorzente si imposta in prossimità dello spartiacque tirrenico-padano ed è caratterizzato da una morfologia molto differente tra i due versanti: maturo quello padano e abrupto quello tirrenico, in ragione delle grandi strutture distensive disposte NW-SE, che hanno rigetti dell'ordine degli ettometri e sono legate alla formazione del margine continentale plio-quadernario.

Importanti lineazioni strutturali disposte E-W e NW-SE si riscontrano anche nel versante padano, dove predomina una morfologia molto matura specialmente nelle parti sommitali dei versanti; perciò, a una quota generalmente superiore agli 800 m s.l.m., si osservano forme evolute, caratterizzate dalla presenza di vallecole a fondo concavo e a bassa energia del rilievo mentre, al di sotto dell'isopisa degli 800 m, si riscontrano forme erosive legate alla predominante azione delle acque incanalate. Si osserva pertanto un'inversione del rilievo con forme più mature in quota rispetto a forme legate a un modellamento più recente nelle parti di fondovalle.

Tale situazione, evidentemente legata all'innalzamento plio-quadernario del margine continentale, ha consentito il mantenimento di forme relitte riferite al prevalente modellamento periglaciale delle zone in quota; tali forme risultano pertanto collegate a un contesto morfoclimatico differente da quello attuale, in cui l'adeguamento a un nuovo livello di base ha innescato fenomeni di erosione regressiva che sono evidenziati nella carta geomorfologia da una scarpata di degradazione che individua la quota a cui è arrivato il modellamento delle acque incanalate che hanno dato origine a forme incise ed ereditate.

In questo contesto, si può affermare che gli sbarramenti hanno interrotto, o comunque notevolmente rallentato, il ciclo erosivo in atto e in tal senso si evidenzia come siano quasi completamente assenti significativi fenomeni gravitativi di versante, sempre legati a un'azione erosiva superficiale. Infatti, sono presenti coni e fasce di detrito superficiale di versante di spessore ridotto e in prevalenza ubicati in corrispondenza di zone milonitizzate. Non sono state individuate zone sede di movimenti franosi profondi. Si notano infine localizzati fenomeni di erosione selettiva che mettono generalmente in evidenza picchi o torrioni isolati di metagabbri filoniani di ridotta estensione tra le rocce verdi.

L'idrografia di superficie lungo i versanti appare elementare, caratterizzata da aste del I e II ordine, mentre le aste di fondovalle, pur di limitata estensione, appaiono più mature con meandri incassati in roccia e depositi alluvionali terrazzati di modesta estensione.



La copertura vegetale è prevalentemente costituita da prato cespugliato e arbustato, essendo la presenza di conifere dovuta a rimboschimenti artificiali.

L'area del lago di Badana interessa terreni appartenenti al settore nord orientale del Gruppo di Voltri, in parte ricoperti in discordanza da depositi di breccie di pertinenza del Bacino Terziario Piemontese; l'area in esame è pertanto caratterizzata da elementi tettonico-strutturali differenti.

Il Gruppo di Voltri è un sistema composto di falde metamorfiche, situato in posizione interna rispetto all'arco alpino occidentale, dove si appilano unità originate in diversi ambienti della litosfera: crosta oceanica e relativi sedimenti pelagici (Unità ofiolitiche del Monte Beigua, Ponzema e Voltri-Rossiglione), sedimenti di fossa, di margine continentale e frammenti di mantello superiore sottocontinentale (Unità Erro-Tobbio).

Le unità del Gruppo di Voltri, che hanno partecipato all'evoluzione alpina, sono fortemente deformate e metamorfosate. In esse sono ben visibili i caratteri strutturali di almeno due fasi deformative principali, oltre a una o più fasi tardive. In particolare, l'area esaminata è dominata, relativamente alle strutture a grande scala, da numerose faglie di scorrimento suborizzontali, successivamente interessate da faglie con andamento prevalente N-S.

Queste faglie di scorrimento concorrono a formare il Gruppo di Voltri e comprendono l'Unità Voltri-Rossiglione (calcescisti e metavulcaniti mesozoiche di alta pressione) e la sovrastante Unità del Beigua (serpentiniti e metagabbri eclogitici), a sua volta ricoperta dalle peridotiti dell'Unità Erro-Tobbio.

Sulla base della differente storia delle peridotiti dell'Unità Erro-Tobbio rispetto alle sottostanti unità, si pensa che le Unità Voltri-Rossiglione e Beigua rappresentino la crosta oceanica smembrata e subdotta del bacino ligure-piemontese dove le peridotiti stesse sono interpretate come materiale del mantello superiore derivante dalla zona di subduzione.

Le unità tettoniche del Gruppo di Voltri sono ricoperte in discordanza dai terreni basali della serie del Bacino Terziario dove i primi sedimenti marini, depositatisi durante una fase trasgressiva iniziata a partire dall'Oligocene Inferiore, sono costituiti da conglomerati e/o arenarie grossolane (Formazione di Molare).

Le formazioni del Bacino Terziario Piemontese interessano marginalmente l'area del Gorzente perché affiorano soltanto in una zona circoscritta all'apice del lago di Badana. Infatti, occasionalmente e per zone di limitata estensione, si sono conservati depositi, sempre discordanti sul substrato, di età eocenica terminale-oligocenica basale, costituiti da breccie continentali.

Le breccie del Bacino di Costa Cravara affioranti nell'area, depositate in depressioni prodotte e mantenute dall'attività tettonica al termine dell'orogenesi alpina a partire dall'Oligocene



Inferiore, rappresentano i depositi basali del Bacino Terziario Piemontese. Tali depositi ricoprono in discordanza, e quindi “saldano”, il substrato rappresentato dai terreni del Gruppo di Voltri. L’assetto strutturale delle breccie è estremamente semplificato e rappresentato da un’amplissima monoclinale (direzione ENE-WSW, inclinazione 10-20°). Questa struttura è interrotta solo localmente da faglie subverticali di entità limitata ascrivibili alla neotettonica plio-quadernaria che si esplica essenzialmente attraverso movimenti verticali e basculamenti.

3 LITOLOGIA E GEOLOGIA STRUTTURALE

3.1 Premessa

Il Torrente Badana è impostato su di un alto strutturale originato da un substrato a netta prevalenza ofiolitica (lherzoliti e peridotiti) con una lineazione tettonica principale (faglia) orientata circa E-W. La testa della valle risulta troncata dall'erosione regressiva delle aste torrentizie a vergenza tirrenica, mettendo in evidenza il ruolo preminente dell'erosione differenziale che ha inciso i terreni sedimentari oligocenici di natura flyshoide.

L'area circostante il bacino è caratterizzata, in generale, da versanti prevalentemente in roccia o con copertura detritica molto sottile, di acclività medio-alta. Nel corso dei rilievi non sono stati osservati fenomeni di dissesto, attivi o quiescenti, di rilievo.

Sulla base delle osservazioni e dei rilievi di campagna, sono stati riconosciuti e classificati i diversi litotipi presenti nell'area. Premesso che spesso la precisa distinzione sul terreno è tutt'altro che agevole, è stato possibile identificare i litotipi descritti nel seguito.

3.2 Unità del Gruppo di Voltri

3.2.1 *Serpentiniti Milonitiche ad Antigorite*

Le serpentiniti dell'Unità Erro-Tobbio, che affiorano nell'area del Gorzente, sono interessate da un basso numero di fasi deformative e da una scistosità poco intensa. Esse affiorano lungo la sponda orientale del lago e, limitatamente ad alcuni tratti, lungo la sponda sud occidentale.

3.2.2 *Peridotiti Serpentinizzate dell'Unità Erro-Tobbio*

Sono rocce ultrafemiche a struttura e tessitura tettoniche, costituite prevalentemente da lherzoliti a spinello e plagioclasio con hazburgiti subordinate e corpi dunitici. Sia hazburgiti che duniti, materiali molto refrattari, contengono comunemente bande di pirossenite a spinello. Le lherzoliti di questa unità rappresentano rocce del mantello superiore che hanno subito processi di fusione molto modesti e localizzati prima di risalire a livelli più superficiali.

Le tessiture sono sia granulari, sia foliate, queste ultime visibili sull'affioramento poiché ben evidenziate dagli ortopirosseni in rilievo sulla superficie per effetto dell'alterazione selettiva.

Le peridotiti tettoniche affiorano diffusamente nella parte settentrionale del comparto del Gorzente. L'assetto tettonico dell'area, a livello di faglie principali, è caratterizzato da una struttura con andamento ENE-OSO che taglia il bacino di Badana poco a monte della diga.



3.3 Depositi Post-Orogenici del Bacino Terziario Piemontese

3.3.1 Breccie di Costa Cravara

Questa formazione, di età eocenica, è costituita da depositi continentali di breccie, essenzialmente monogeniche, costituite prevalentemente da serpentiniti e, solo localmente, da altre rocce verdi. I clasti sono spigolosi, di colore rosso bruno e a granulometria estremamente variabile (da centimetrica a plurimetrica). La matrice è comunemente composta di materiale fine della stessa natura dei clasti. La litologia dei clasti riflette quella del substrato ed evidenzia un trasporto molto ridotto.

Gli affioramenti più estesi sono limitati alla zona apicale del bacino di Badana.



4 INDAGINE 1997

4.1 Estensione delle Indagini

La zona della diga e dell'invaso è stata oggetto di dettagliate indagini relativamente agli aspetti geologici, geognostici e geomeccanici, finalizzati sia a un inquadramento generale dell'assetto geologico e strutturale del sito, sia alla caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso principalmente nell'intorno della sezione di imposta della diga.

Le attività di indagine sono costituite in:

- rilievi geologici di superficie;
- sondaggi a carotaggio continuo con prove sismiche e di permeabilità in foro;
- prove geomeccaniche di laboratorio.

4.2 Rilievi Geologici di Superficie

Il rilevamento geo-strutturale di superficie ha riguardato i principali affioramenti rocciosi diffusi sia nell'intorno della sezione di imposta della diga, sia lungo le sponde del bacino. In ciascuna delle 27 stazioni di rilevamento, corrispondenti ad altrettanti affioramenti, sono state effettuate numerose misure relative alla giacitura dei piani di discontinuità della roccia e altrettante osservazioni sullo stato dei giunti. Per ciascuna zona rilevata è stata compilata una scheda con tutte le informazioni riguardanti le condizioni dei giunti e sono stati raccolti campioni dei principali litotipi affioranti per ricavare provini da sottoporre alle prove geomeccaniche di laboratorio.

4.3 Sondaggi e Prove in Foro

Sono stati perforati complessivamente 3 sondaggi a carotaggio continuo (S1, S2, S3) con asse verticale, della lunghezza di 25 m, due dei quali (S1, S2) ubicati al piede di valle della diga, il terzo (S3) posizionato sulla spalla destra della diga, circa alla quota del coronamento. La spalla sinistra non è stata investigata in quanto non raggiungibile con una sonda.

Nei fori S1 e S3 sono state successivamente installate delle canne piezometriche in PVC, del diametro di 2", fenestrate e fasciate con geotessile nella parte terminale, cementate nel tratto sommitale per la rilevazione del livello di falda.

Nei fori S2 e S3 sono state eseguite, 3 per ciascun foro, prove di permeabilità a gradini di pressione (Lugeon). Esse sono state effettuate in avanzamento, con schema a otturatore singolo, su tratte di foro di 3 m a partire da 7 m di profondità. Le pressioni di immissione dell'acqua sono



state selezionate pari, rispettivamente, al 35, 70 e 110% del carico litostatico efficace agente alla mezzera della sezione di prova.

Nel foro S2 è stata eseguita una prospezione geofisica di tipo down-hole per integrare, attraverso la misura della velocità di propagazione delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde S), le conoscenze relative all'ammasso roccioso nel volume circostante.

4.4 Prove di Laboratorio

Gli spezzoni di carote prescelti tra quelli recuperati nel corso dei sondaggi e quelli ottenuti per carotaggio in laboratorio dai campioni provenienti dagli affioramenti sono stati utilizzati per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della roccia integra. I campioni sono stati selezionati in modo da rappresentare tutte le condizioni della roccia, sia in profondità, sia esposta.

Sono state eseguite le seguenti prove:

- n. 24 determinazioni del peso dell'unità di volume (γ);
- n. 24 prove di resistenza alla compressione monoassiale (19 carote di sondaggio + 5 carote da affioramenti) su provini strumentati con estensimetri elettrici per la registrazione delle deformazioni assiali e radiali e conseguente determinazione del modulo di elasticità (E) e del coefficiente di Poisson (ν);
- n. 5 prove di resistenza a trazione indiretta (brasiliiana);
- n. 19 determinazioni della velocità sonica in provini cilindrici.

4.5 Risultati

I litotipi ultrafemici (peridotiti, peridotiti serpentizzate e serpentinoscisti antigoritici), descritti nel Cap. 3, mostrano un complesso sistema di discontinuità formato da più famiglie di fratture originatesi in conseguenza degli eventi deformativi succedutisi nel corso di una storia geologica molto complessa e articolata. Infatti, dopo una prima fase di deformazioni profonde, duttili, le rocce subiscono ulteriori fasi deformative (tettoniche) di tipo fragile.

Sono state individuate 4 famiglie di discontinuità, tutte caratterizzate da inclinazione elevata, spesso subverticale; le direzioni medie indicative della giacitura di ciascun set di fratture sono le seguenti:

- F1: direzione NE;
- F2: direzione EO;
- F3: direzione ESE;
- F4: direzione SSE.

I piani di fratturazione associati alla scistosità evidenziano due orientazioni preferenziali singolarmente omogenee e distinte, rispettivamente, per il fianco sinistro e destro della valle,



nell'intorno della sezione di imposta della diga. Nel primo caso si tratta di piani con immersione media 250°N e inclinazione da moderata ($20\text{-}30^{\circ}$) a suborizzontale, mentre nel secondo di piani con immersione media 150°N e inclinazione compresa in prevalenza tra 20° e 50° , con frequenza maggiore nell'intorno di 30° .

La posizione reciproca e la forma dei gruppi di poli dei piani sulle due sponde del torrente consente di individuare un'ampia piega anticlinale con curvatura piuttosto aperta e fianchi asimmetrici, il cui nucleo è stato successivamente eroso dal torrente. A questa piega può essere probabilmente ricondotto il complesso sistema multiplo di fratture con sistematica inclinazione da elevata a subverticale rilevato nell'intorno della diga.

La maggior parte dei valori del peso di volume unitario γ risultano al limite inferiore dell'intervallo di variabilità tipico per questi litotipi. Si osservano alcuni valori decisamente bassi, in particolare relativi ai campioni superficiali, dovuti a un maggior grado di alterazione della roccia. I valori variano tra un minimo di 24.39 kN/m^3 e un massimo di 28.56 kN/m^3 con un valore medio di 26.30 kN/m^3 .

I valori della resistenza a compressione monoassiale sono molto variabili. Tale variabilità riflette le differenti condizioni di fratturazione rappresentate da ciascun provino: quelli costituiti da roccia integra o con giunti serrati e ricristallizzati hanno fornito valori compresi tra 60 e 120 MPa (valore medio 85.6 MPa), mentre nel caso di rotture verificatesi lungo superfici di debolezza costituite da giunti leggermente alterati si sono registrati valori minori e compresi tra 20 e 50 MPa (valore medio 32 MPa). In questo caso il valore è influenzato dall'inclinazione del giunto rispetto a quella di applicazione del carico. Infine, nel caso di giunti più alterati, la resistenza risulta dell'ordine di 10 MPa. La roccia superficiale fornisce invece dei valori compresi tra 60 e 100 MPa (valore medio 73 MPa); non differisce quindi sostanzialmente dalla resistenza della roccia integra in condizioni sub-superficiali.

I valori della resistenza a trazione indiretta sono compresi tra 8.3 e 17.15 MPa e quindi il rapporto tra tensione di rottura a compressione e a trazione varia tra 4 e 7, minore dell'intervallo tipico riportato in letteratura di 8-16. In generale, la variabilità del rapporto è notevole e la prova brasiliana tende a sovrastimare la resistenza.

I moduli di deformabilità calcolati nel tratto rettilineo della curva sforzi-deformazioni risultano compresi tra 40 e 140 GPa, con la frequenza più elevata nell'intervallo 60-80 GPa.

Il coefficiente di Poisson è in prevalenza compreso tra i valori di 0.30 e 0.40.

Le misure di velocità sonica, relative alle sole onde longitudinali (V_p), forniscono valori compresi tra 5 000 e 7 000 m/s, superiori, come prevedibile, alle velocità medie dell'ammasso determinate in campagna.

L'ammasso roccioso è stato classificato mediante il sistema empirico RMR₈₉ (Rock Mass Rating system: Bieniawski, 1989) che consente di definire le caratteristiche dell'ammasso mediante un indice di qualità derivante dalla valutazione di una serie di parametri standardizzati. Tali parametri sono stati determinati sulla base delle osservazioni, delle misure e delle prove di laboratorio descritte in precedenza; la geofisica in foro ha fornito ulteriori elementi di conoscenza. Nel caso rappresentativo delle condizioni dell'ammasso superficiale, RMR₈₉ vale 46 e la qualità dell'ammasso è di conseguenza valutata di Classe III (roccia di qualità discreta); si osserva che il valore calcolato si colloca in prossimità del limite inferiore della classe, pari a 41. Nel caso rappresentativo delle condizioni dell'ammasso a profondità limitate, RMR₈₉ vale 56: la qualità dell'ammasso è sempre di Classe III ma il valore è prossimo al limite superiore della classe, pari a 60.

4.6 Resistenza al Taglio lungo le Superfici di Discontinuità

La resistenza al taglio sulla superficie di un giunto dipende dall'angolo di attrito di base, dalla scabrezza delle superfici di contatto, dal loro grado di alterazione e dalla tensione normale agente su di esse.

Noti i suddetti parametri, è possibile calcolare la resistenza mediante la relazione empirica formulata da Barton (1973) sulla base di numerose osservazioni sperimentali. Definiti uno o più inviluppi di rottura nel piano τ - σ , è possibile determinare il valore dell'angolo di attrito caratteristico del piano di discontinuità all'interno dell'intervallo di tensione σ_n prescelto. Per applicare la relazione, sono state assunte le condizioni descritte nel seguito.

Condizioni idrauliche: la maggior parte dei giunti superficiali è risultata asciutta ma si sono considerati prudenzialmente bagnati per tenere conto dei periodi piovosi. I giunti profondi sono sotto falda e quindi saturi.

Angolo di attrito di base: si sono considerate le condizioni più sfavorevoli emerse nel corso del rilievo, cioè la diffusa presenza sulle superfici di discontinuità di patine di minerali talcosi e del serpentino, che portano ai seguenti valori:

- giunti con talco asciutti: $\phi_b = 22^\circ$;
- giunti con talco bagnati: $\phi_b = 20^\circ$;
- giunti con serpentino asciutti: $\phi_b = 27^\circ$;
- giunti con serpentino bagnati: $\phi_b = 25^\circ$.

Resistenza a compressione del giunto: è stata stimata mediante numerose misure puntuali con il martello di Schmidt sulle pareti dei giunti. Considerata la notevole dispersione, paiono ragionevoli i seguenti valori:

- giunti prevalentemente alterati (roccia esposta): JCS = 20 MPa;
- giunti da leggermente a moderatamente alterati (roccia esposta e carote): JCS = 50 MPa.



Scabrezza dei giunti: i giunti si presentano prevalentemente privi di asperità o con asperità poco pronunciate, quindi il valore di scabrezza medio è pari a 5.

Stato tensionale: le situazioni superficiali sono caratterizzate da bassi valori di tensione, mentre la roccia in fondazione è sottoposta a tensioni relativamente più elevate. I valori considerati sono compresi tra 0.1 e 1.6 MPa.

4.7 Condizioni Idrogeologiche e Permeabilità dell'Ammasso Roccioso

I piezometri indicano la presenza di una falda non in pressione: al momento dell'esecuzione delle indagini, il livello statico della piezometrica risultava a 0.60 e 1.50 m dal p.c. al piede della diga e sulla spalla, rispettivamente.

L'ammasso è intensamente fratturato, pertanto la circolazione in ambito sub-superficiale è condizionata dallo stato delle fratture e dalla giacitura delle diverse famiglie di discontinuità. Lo schema semplificato del complesso sistema di fratturazione può essere ricondotto essenzialmente a una serie di piani di discontinuità impostati secondo la scistosità con inclinazione prevalentemente moderata (da suborizzontali a 30°) intersecati da più famiglie di piani di fratturazione indotta dalla tettonica con diversa orientazione e inclinazione prevalentemente subverticale.

Considerando i risultati delle prove di permeabilità Lugeon effettuate, è possibile osservare quanto segue:

- lungo la verticale di sondaggio S2, nel complesso la permeabilità della roccia di fondazione è da bassa a moderata;
- lungo la verticale di sondaggio S3, l'ammasso roccioso risulta intensamente fratturato, con giunti da moderatamente aperti a localmente aperti, con materiale di riempimento. Sono presenti alternanze di livelli poco permeabili e livelli permeabili, come già evidenziato dall'osservazione delle carote e dall'andamento dei valori di RQD.

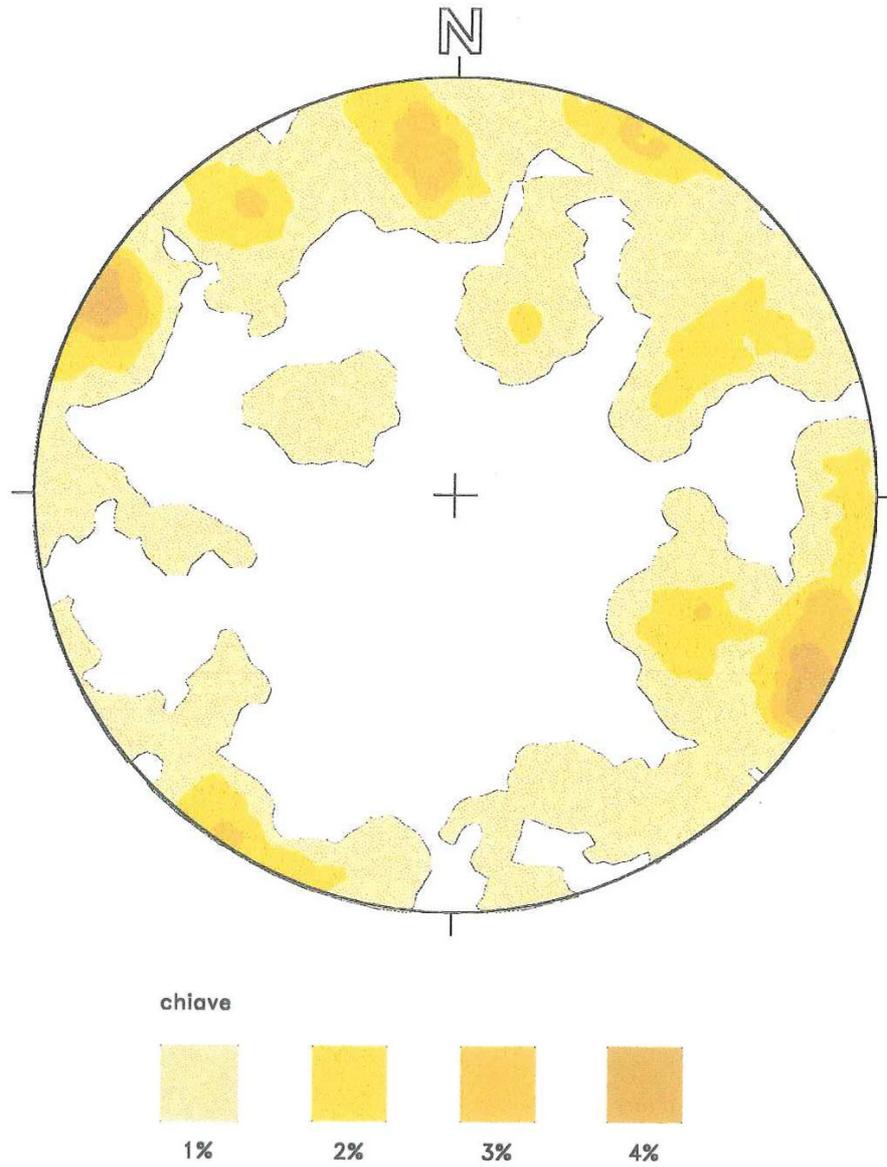


Fig. 4/1 – Diga di Badana. Densità dei poli dei piani di fratturazione.

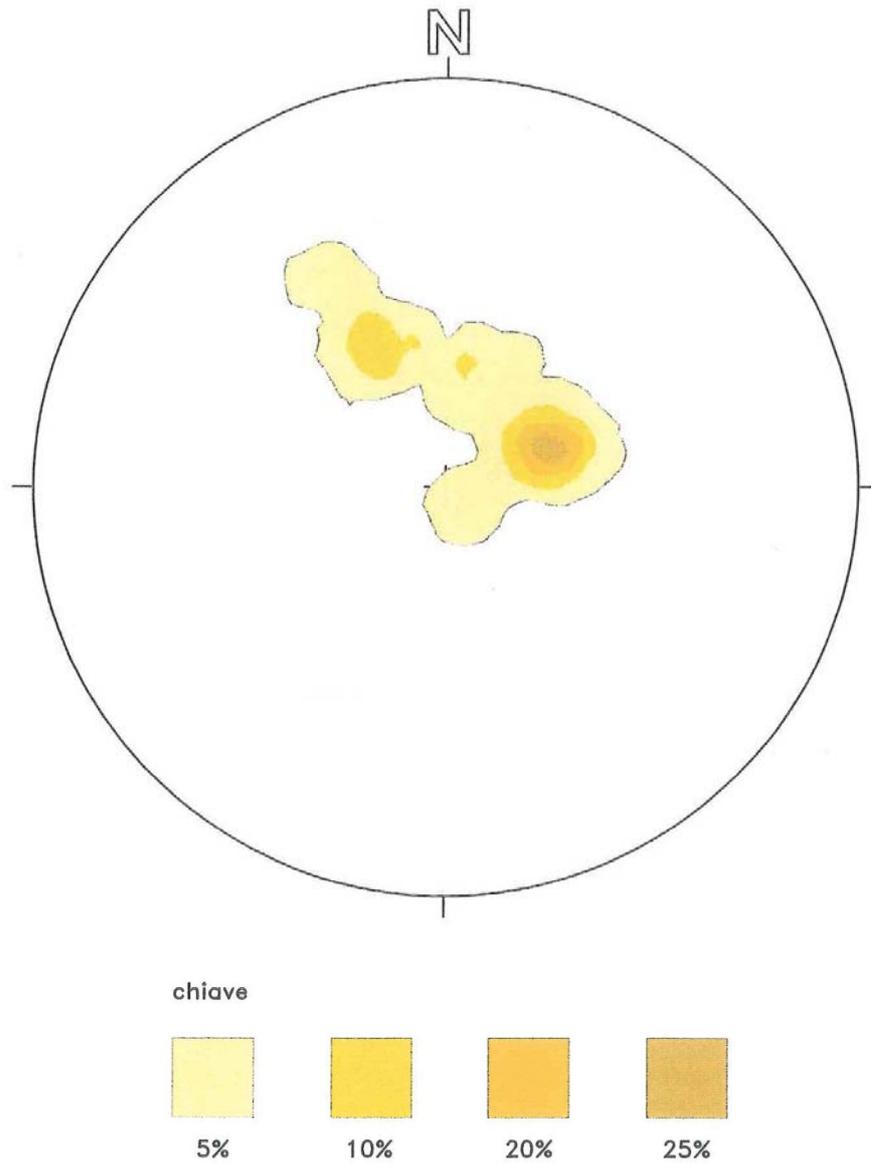


Fig. 4/2 – Diga di Badana. Densità dei poli dei piani di scistosità.

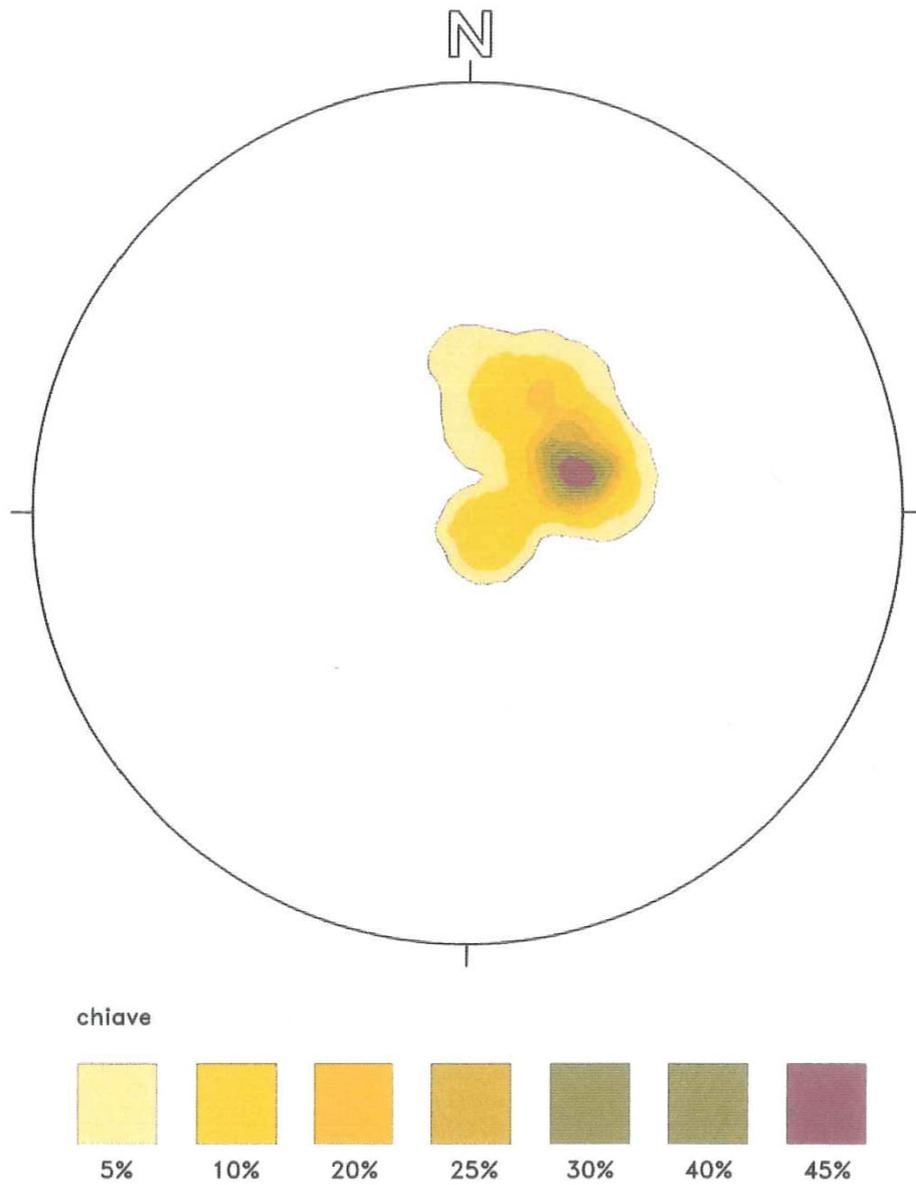


Fig. 4/3 – Diga di Badana. Densità dei poli dei piani di scistosità sulla spalla sinistra della diga.

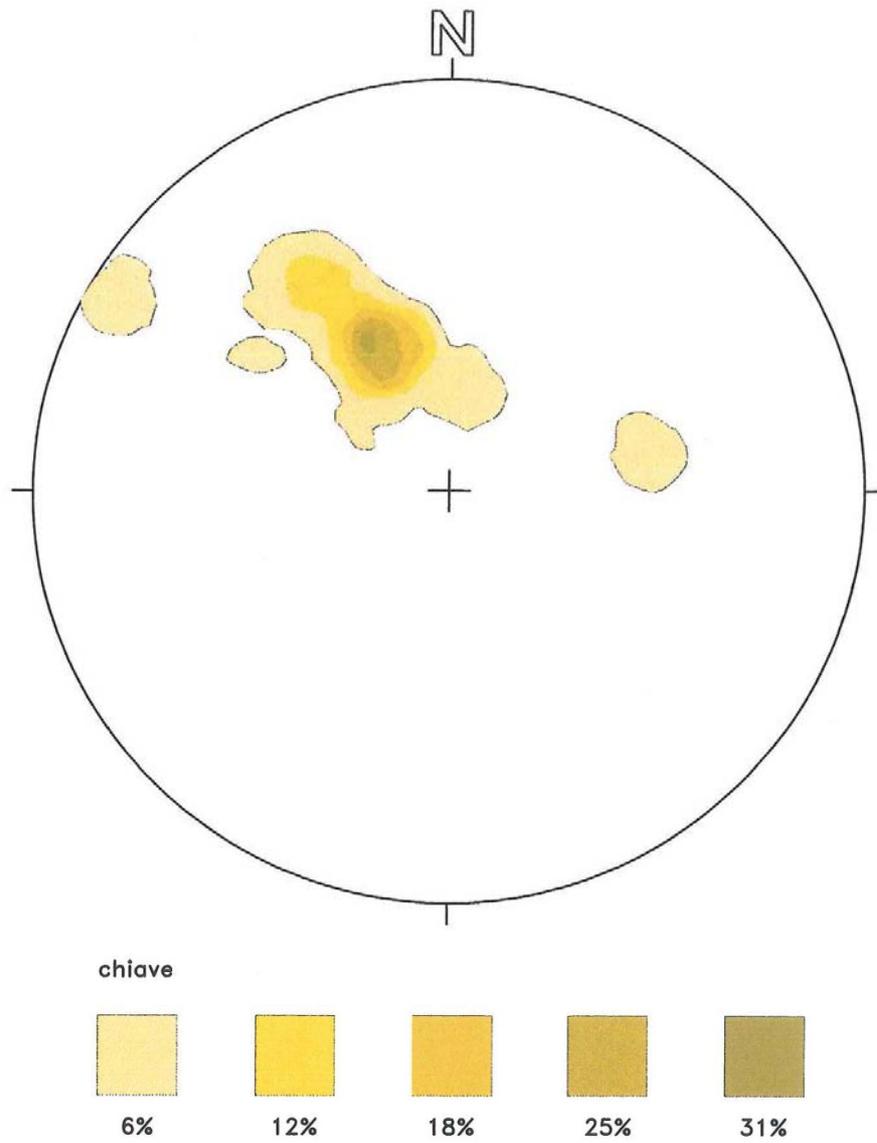


Fig. 4/4 – Diga di Badana. Densità dei poli dei piani di scistosità sulla spalla destra della diga.



5 INDAGINE 2000

5.1 Estensione delle Indagini

La zona della diga e dell'invaso è stata oggetto di dettagliate indagini relativamente agli aspetti geologici, geognostici e geomeccanici, finalizzati sia a un inquadramento generale dell'assetto geologico e strutturale del sito, sia alla caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso principalmente nell'intorno della sezione di imposta della diga.

Lo studio costituisce una parte di uno più esteso, relativo alle tre dighe del sistema del Gorzente e alle due della Lavagnina.

Le attività di indagine sono costituite di:

- rilievi geologici di superficie;
- sondaggi a carotaggio continuo con prove sismiche e di permeabilità in foro;
- prove geomeccaniche di laboratorio.

5.2 Rilievi Geologici di Superficie

Particolare attenzione è stata posta nel rilevamento geo-strutturale di superficie dei principali affioramenti rocciosi diffusi sia nell'intorno della sezione di imposta della diga, sia in altre zone ritenute significative. In ciascuna delle 28 stazioni di rilevamento, corrispondenti ad altrettanti affioramenti, sono state effettuate le misure relative alla giacitura dei piani di discontinuità e le osservazioni sullo stato dei giunti. Sono stati inoltre raccolti alcuni campioni dei principali litotipi affioranti da cui sono state ricavate delle sezioni sottili successivamente studiate al microscopio ottico per una caratterizzazione dal punto di vista mineralogico e petrografico.

5.3 Sondaggi e Prove in Foro

Le indagini geognostiche sono consistite in 6 perforazioni a carotaggio continuo, con asse verticale, che hanno interessato il corpo diga e l'ammasso roccioso di fondazione per profondità variabili tra circa 10 e 17 m al di sotto del piano di fondazione. Di queste, 4 (SBa-1, SBa-2, Sba-3, SBa-4) sono ubicate sul coronamento della diga e hanno lunghezza variabile tra 34 e 68.5 m, e 2 (SBa-ch1, SBa-ch2) al piede di valle di lunghezza pari a 20 m. Il diametro della perforazione è pari a 131 mm nel corpo diga e 101 mm nell'ammasso roccioso.

I dettagli relativi al corpo diga sono riportati separatamente nella *Parte 2* della presente Relazione.



Nel corso delle 4 perforazioni sul coronamento, sono state eseguite prove di permeabilità a gradini di pressione (Lugeon). Esse sono state effettuate in avanzamento, soltanto nella roccia di fondazione, con schema a otturatore singolo, su tratte di foro di 3 m. Le pressioni di immissione dell'acqua sono state selezionate pari, rispettivamente, al 35, 70 e 110% del carico litostatico efficace agente alla mezzera della sezione di prova.

Nella coppia di fori al piede di valle della diga sono state eseguite prospezioni geosismiche tipo cross-hole per integrare, attraverso la misura della velocità di propagazione delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde S), le conoscenze relative all'ammasso roccioso di fondazione.

In 2 fori sul coronamento (SBa-1, SBa-2) è stata poi installata una coppia di piezometri elettrici, collegati ad apposite centraline di acquisizione dati; negli altri 2 (SBa-3, SBa-4) un piezometro tradizionale a tubo aperto, costituito da un tubo microfessurato del diametro di 38 mm.

5.4 Prove di Laboratorio

Gli spezzoni di carote prescelti tra quelli recuperati nel corso dei sondaggi e quelli ottenuti per carotaggio in laboratorio dai campioni provenienti dagli affioramenti sono stati utilizzati per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della roccia integra. I campioni sono stati selezionati in modo da rappresentare tutte le condizioni della roccia, sia in profondità, sia esposta.

Sono state eseguite le seguenti prove:

- n. 13 determinazioni del peso dell'unità di volume γ ;
- n. 14 prove di resistenza alla compressione monoassiale, di cui 7 su provini strumentati con estensimetri elettrici per la registrazione delle deformazioni assiali e radiali e conseguente determinazione del modulo di elasticità E e del coefficiente di Poisson ν ;
- n. 4 prove di resistenza alla compressione triassiale;
- n. 5 prove di resistenza a trazione indiretta (brasiliana);
- n. 14 misure (7 diametrali + 7 assiali) dell'indice di punzonamento (point load test);
- n. 4 determinazioni della velocità sonica in provini cilindrici.

5.5 Risultati

Effettuando una sintesi delle giaciture relative a ciascuna famiglia di piani si può definire, per ciascuna di esse, un intervallo entro il quale ricade circa il 75% delle misure effettuate. Si sono quindi identificati i seguenti set di fratture:

- F1: direzione di immersione tra 40° e 70°, inclinazione tra 60° e subverticale;
- F2: direzione di immersione tra 100° e 125°, inclinazione tra 45° e subverticale;
- F3: direzione di immersione nell'intorno di Sud, inclinazione tra 50° e 70°;
- F4: direzione di immersione tra 340° e Nord, inclinazione tra 50° e subverticale;



- S (scistosità): direzione di immersione tra 150° e 160°, inclinazione tra 60° e subverticale.

I valori del peso di volume unitario γ variano tra un minimo di 24.92 kN/m³ e un massimo di 28.25 kN/m³ con un valore medio di 26.75 kN/m³.

I valori della resistenza a compressione monoassiale sono molto variabili: tale variabilità riflette le differenti condizioni di fratturazione rappresentate da ciascun provino. La resistenza varia tra 33 e 166 MPa con un valore medio di 74.4 MPa.

I valori della resistenza a trazione indiretta sono compresi tra 9.68 e 16.29 MPa con un valore medio di 10.9 MPa. In generale, la variabilità del rapporto è notevole e la prova brasiliana tende a sovrastimare la resistenza.

Il valore di resistenza al punzonamento corretto I_{S50} varia tra 1.4 e 9.0 MPa con un valore medio di 4.5 MPa. Tale valore è stato correlato con la resistenza a compressione monoassiale, secondo l'espressione empirica seguente:

$$C_0 = (20 \div 24) I_{S50}$$

I valori che si ottengono dalla correlazione sono in discreto accordo con i risultati delle prove di compressione; i valori medi risultano infatti pari a 90.7 MPa (C_{020}) e 108.9 MPa (C_{024}).

I moduli di deformabilità, misurati in corrispondenza di un valore della tensione assiale applicata pari al 50% di quella di rottura, risultano compresi tra 21 e 79 GPa, con valore medio pari a circa 50 GPa.

Il coefficiente di Poisson, compreso tra 0.25 e 0.30 tra 1 e 5 m, passa successivamente a un valore costante di circa 0.20.

Le misure di velocità sonica, relative alle sole onde longitudinali (V_p) dalle prove cross-hole, forniscono valori compresi tra 3 800 e 4 700 m/s. Nel tratto iniziale, fino a circa 3 m di profondità, le basse velocità misurate sono relative allo strato superficiale costituito da terreni sciolti che ricoprono un limitato spessore di muratura, unghia interrata del paramento di valle. Una volta passati nell'ammasso roccioso, le V_p salgono rapidamente a valori dell'ordine di 4000 m/s, si mantengono circa costanti fino a circa 15 m di profondità per poi aumentare fino a circa 4700 m/s. I valori sono compatibili con un ammasso roccioso di qualità da discreta a buona, seppur fratturato.

L'ammasso roccioso è stato classificato mediante il sistema empirico RMR₈₉ (Rock Mass Rating system: Bieniawski, 1989) che consente di definire le caratteristiche dell'ammasso mediante un indice di qualità derivante dalla valutazione di una serie di parametri standardizzati. Tali

parametri sono stati determinati sulla base delle osservazioni, delle misure e delle prove di laboratorio descritte in precedenza; la geofisica in foro ha fornito ulteriori elementi di conoscenza. Nel caso rappresentativo delle condizioni dell'ammasso esposto in affioramento, RMR_{89} vale 38 e la qualità dell'ammasso è di conseguenza valutata di Classe IV (roccia di qualità scadente); si osserva che il valore calcolato si colloca in prossimità del limite superiore della classe, pari a 40. Nel caso rappresentativo delle condizioni dell'ammasso in profondità, RMR_{89} vale 62: la qualità dell'ammasso è quindi di Classe II (roccia di qualità buona) ma il valore è prossimo al limite inferiore della classe, pari a 61.

5.6 Determinazione dei Parametri per la Classificazione dell'Ammasso Roccioso

Per la classificazione dell'ammasso roccioso sono stati adottati i valori dei parametri di seguito descritti.

Resistenza della roccia integra: essa è stata determinata mediante numerose prove di compressione monoassiale (roccia di fondazione) o tramite sclerometro (roccia in affioramento) che hanno fornito i seguenti risultati:

- roccia di fondazione: 50-100 MPa rating = 7;
- roccia in affioramento: 25-50 MPa rating = 4.

Rock Quality Designation (RQD):

- RQD = 25-50% (valore prevalente) rating = 8;
- RQD < 25% (alcune situazioni) rating = 3.

Spaziatura dei giunti: essa rientra nella classe 200-600 mm (discontinuità frequenti), alla quale corrisponde un rating di 10.

Condizioni dei giunti: il punteggio complessivo deriva dalla somma di diverse valutazioni:

- persistenza: da bassa a media rating = 0-1;
- apertura: giunti da aperti a chiusi rating = 2-5;
- scabrezza: giunti da lisci a leggermente scabri rating = 1-3;
- riempimento: materiale non plastico o nessun riempimento rating = 4-6;
- alterazione: giunti moderatamente o leggermente alterati rating = 2-4.

La somma dei vari contributi oscilla tra 9 e 19.

Condizioni idrauliche:

- giunto asciutto rating = 15;



- giunto umido rating = 10.

5.7 Valutazione Complessiva delle Caratteristiche dei Giunti e delle Discontinuità

Morfologia (scala metrica): i giunti con morfologia discontinua sono presenti con frequenza elevata. Ad essi è associata una percentuale significativa di superfici ondulate.

Scabrezza (scala decimetrica): predominano giunti lisci o quasi lisci (JRC 2-4) con percentuali subordinate di giunti leggermente scabri (JRC 4-6).

Persistenza: è prevalentemente media (3-10 m) e alta (10-20 m). Limitatamente ai giunti di frattura, si osserva una percentuale significativa con persistenza bassa (1-3 m).

Apertura: sono stati osservati giunti chiusi (< 0.1 mm) o leggermente aperti (0.1-1 mm). In tutti i casi, i giunti molto aperti sono rappresentati da valori percentuali inferiori. L'osservazione delle carote di roccia, prelevate nel corso delle perforazioni, indica una decisa prevalenza di giunti chiusi o leggermente aperti, con un'alta percentuale di giunti suturati da ricristallizzazioni associate a fenomeni di riequilibrio metamorfica. In alcuni casi, sono presenti, in particolare in prossimità della superficie e in concomitanza di livelli di roccia più alterata, giunti aperti o molto aperti con patine e/o riempimenti di minerali del gruppo delle cloriti.

Alterazione: i giunti esposti sono in prevalenza da moderatamente alterati ad alterati. La roccia profonda mostra giunti in prevalenza quasi freschi o poco alterati (patine di ossidazione). Fanno eccezione gli strati, peraltro limitati, di maggior alterazione dove sono spesso presenti patine di talco e minerali cloritici.

Materiale di riempimento: in affioramento, le discontinuità non presentano generalmente materiale di riempimento, in pochi casi esso è costituito da terreni non plastici (sabbiosi o sabbioso-limosi). Nei giunti della roccia profonda, il riempimento è generalmente costituito da bande millimetriche di minerali cristallini.

Condizioni idrauliche: nel corso dei rilievi, i giunti sono risultati in prevalenza asciutti ma è certo che, a seguito di periodi di pioggia intensa e/o prolungata, la maggior parte di essi si presenti umida e con stillicidio. I giunti della roccia profonda sono saturi in quanto sotto falda e non si può escludere che, in alcuni casi, l'acqua nei giunti sia in pressione.

Resistenza della roccia adiacente i giunti (JCS): le misure puntuali effettuate con sclerometro sulle superfici esposte sono caratterizzate da una dispersione piuttosto elevata ma si sono comunque registrati pochi valori inferiori a 25 MPa.



5.8 Permeabilità dell'Ammasso Roccioso

Le permeabilità misurate nella roccia di fondazione sono in genere minori di 1 UL ($k = 0.6 \cdot 10^{-7}$ m/s) anche in presenza di roccia fratturata o molto fratturata. Fa eccezione una zona localizzata al piede della diga, sul lato sinistro, dove si registra, tra 27 e 30 m di profondità dal coronamento, un assorbimento di 10 UL, pari a una permeabilità di circa $6 \cdot 10^{-7}$ m/s. Tale comportamento è collegato a condizioni particolari della fratturazione e del grado di alterazione della roccia.

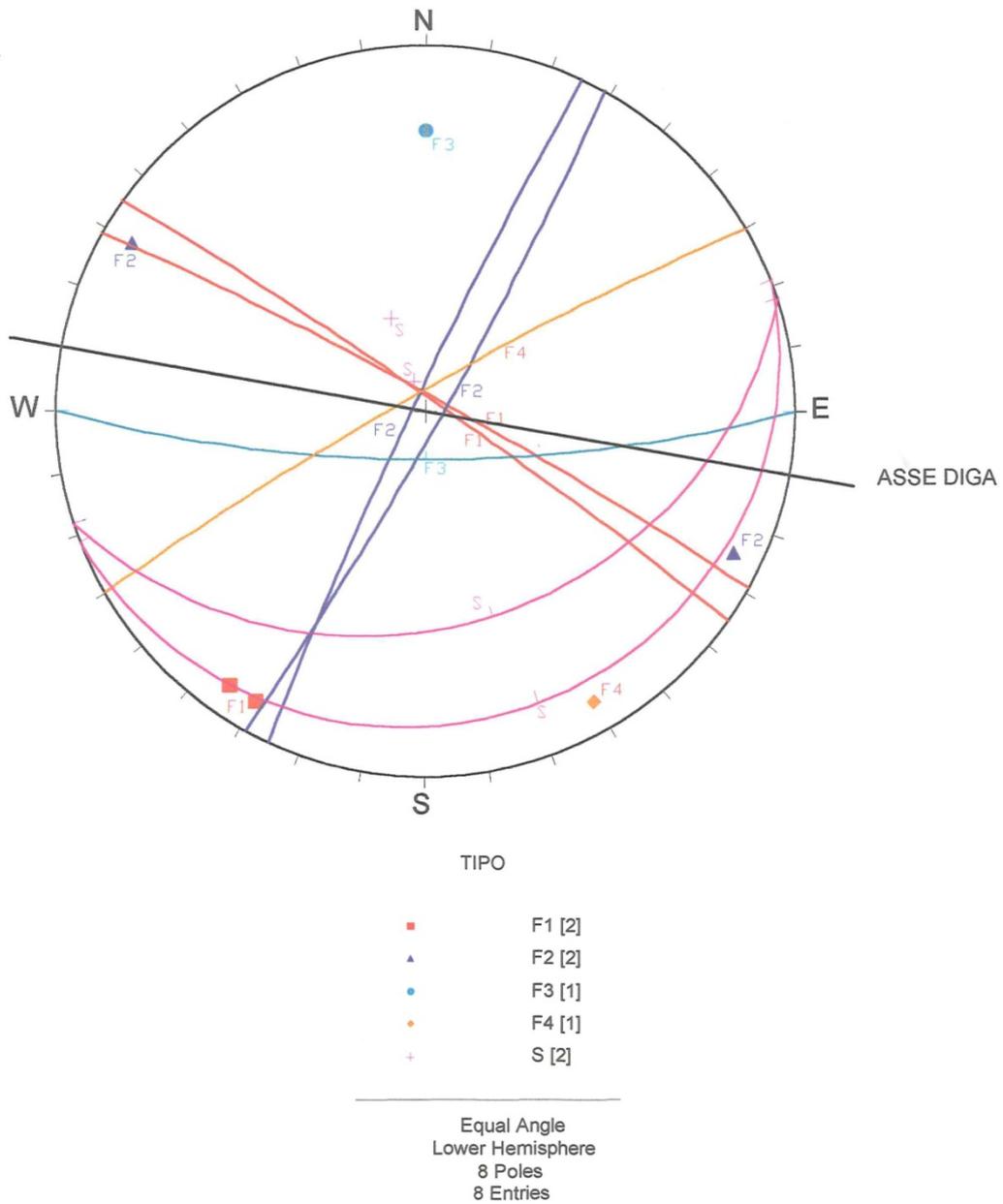


Fig 5/1 – Diga di Badana. Poli e tracce dei piani medi o dei valori limite di giacitura rispetto al piano verticale passante per l'asse diga.



6 INDAGINE 2007

6.1 Estensione delle Indagini

La zona della diga e dell'invaso è stata oggetto di dettagliate indagini relativamente agli aspetti geologici, geognostici e geomeccanici, finalizzati sia a un inquadramento generale dell'assetto geologico e strutturale del sito, sia alla caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso principalmente nell'intorno della sezione di imposta della diga.

Le attività di indagine sono costituite di:

- rilievi geologici di superficie;
- sondaggi a carotaggio continuo con prove sismiche, radar e di permeabilità in foro;
- prove geomeccaniche di laboratorio.

6.2 Rilievi Geologici di Superficie

Particolare attenzione è stata posta nel rilevamento geo-strutturale di superficie dei principali affioramenti rocciosi presenti al contorno delle spalle della diga e sui versanti immediatamente a monte e a valle della stessa. In ciascuna delle 25 stazioni di rilevamento sono state effettuate le misure relative alla giacitura dei piani di discontinuità e le osservazioni sullo stato dei giunti, per un totale di 500 osservazioni.

Le grandezze osservate sono le seguenti:

- orientazione dei piani di discontinuità;
- morfologia dei giunti a scala metrica;
- morfologia dei giunti a scala decimetrica (rugosità);
- spaziatura dei giunti;
- persistenza (continuità) dei giunti;
- stato di alterazione delle pareti dei giunti;
- apertura dei giunti;
- presenza e natura del materiale di riempimento delle fratture;
- condizioni idrauliche;
- resistenza della roccia adiacente la superficie dei giunti, ottenuta mediante misure con sclerometro.

Gli altri parametri necessari per l'applicazione del sistema di classificazione, cioè RQD e resistenza a compressione non confinata (UCS), sono stati determinati dall'esame delle carote e dalle prove di laboratorio.



La classificazione dell'ammasso roccioso è stata effettuata, sia per la roccia in affioramento che per la roccia in profondità, secondo il criterio stabilito dalla classificazione geomeccanica RMR, che consente a sua volta di definire il parametro GSI per la riduzione dei parametri di resistenza alla scala dell'ammasso in funzione delle condizioni geologiche.

6.3 Sondaggi e Prove in Foro

Le indagini geognostiche sono consistite in 10 perforazioni a carotaggio continuo, con asse verticale, che hanno interessato il corpo diga e l'ammasso roccioso di fondazione per profondità variabili tra circa 6 e 20 m al di sotto del piano di fondazione. Di queste, 7 (BH1, BH2, BH3, BH4, BH6, BH7, BH8) sono ubicate sul coronamento della diga, 2 (BH9, BH10) sul paramento di valle, circa a metà altezza, e 1 (BH11) all'interno del cunicolo di fondo, a circa 12 m dall'ingresso di valle. Il diametro della perforazione è variabile nei diversi fori e pari a 101, 122, 127 o 131 mm.

I dettagli relativi al corpo diga sono riportati separatamente nella *Parte 2* della presente relazione.

Nel corso di 8 perforazioni (escluse BH10 e BH11), sono state eseguite prove di permeabilità a gradini di pressione (Lugeon). Esse sono state effettuate in risalita, con schema a otturatore doppio, su tratte di foro di 3 m. Le pressioni di immissione dell'acqua sono state selezionate pari, rispettivamente, al 35, 70 e 110% del carico litostatico efficace agente alla mezzeria della sezione di prova.

In due coppie di fori sul coronamento (BH3-BH4 e BH6-BH7) sono state eseguite prove sismiche di tipo cross-hole, in configurazione tradizionale con acquisizione di onde di taglio (V_s). I fori in oggetto sono stati preventivamente strumentati con tubi inclinometrici in PVC di diametro interno 80 mm, provvisti di scanalature-guida che consentono di effettuare, oltre alla prospezione stessa, misure di controllo della verticalità con conseguente correzione della distanza foro-foro alle varie quote di misura. Ipotizzando un valore medio del coefficiente di Poisson per il corpo diga e per l'ammasso roccioso, è inoltre possibile effettuare una stima della velocità delle onde di compressione (V_p). L'esecuzione di una seconda prova cross-hole, che consiste nell'acquisizione delle onde P in modalità tomografica, ha permesso di calcolare con precisione i valori del coefficiente di Poisson alle diverse profondità nella muratura. In un foro viene calata una catena di sensori (idrofoni) equispaziati o il geofono triassiale, nell'altro vengono effettuate le energizzazioni attraverso detonatori o esploditori da foro; in configurazione cross-hole, le energizzazioni vengono effettuate in corrispondenza delle profondità alle quali, nell'altro foro, sono posizionati i ricevitori: il numero di stazioni di energizzazione corrisponde al numero di sensori attivi in foro.

Nella coppia di fori sul paramento di valle (BH9 e BH10) e in due coppie sul paramento (BH3-BH4 e BH6-BH7) è stato eseguito un rilievo geofisico di tipo georadar in foro (GPR) mediante antenna (di trasmissione e ricezione del segnale) con frequenza nominale di 300 MHz e finestra



temporale di 100 ns. Esso ha permesso l'individuazione dello stato fessurativo o di dissoluzione all'interno del corpo diga in un intorno di circa 4 m del foro. La rappresentazione dei dati acquisiti avviene normalmente su un diagramma tempi-ampiezze; spostando l'antenna e accostando i diversi diagrammi per i successivi segnali, si ottengono delle sezioni georadar, dette radargrammi, in cui le ampiezze di riflessione sono rappresentate in funzione del tempo di andata e ritorno e della posizione dell'antenna lungo il profilo di acquisizione. Un oggetto di forma e dimensioni tali da provocare la diffrazione del segnale presenta nel radargramma una risposta dalla caratteristica forma a iperbole rovesciata, detta iperbole di diffrazione; in tal caso è possibile, per via grafica, stimare la profondità dell'oggetto che l'ha prodotta e la velocità di propagazione del mezzo.

6.4 Prove di Laboratorio

Gli spezzoni di carote prescelti tra quelli recuperati nel corso dei sondaggi e quelli ottenuti per carotaggio in laboratorio dai campioni provenienti dagli affioramenti sono stati utilizzati per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della roccia integra di fondazione. I campioni sono stati selezionati in modo da rappresentare tutte le condizioni della roccia, sia in profondità, sia esposta.

Sono state eseguite le seguenti prove:

- determinazione del peso dell'unità di volume γ ;
- prova di resistenza alla compressione monoassiale.

Un quadro riassuntivo dettagliato delle prove, con relative quantità, è fornito nella Tab. 6/1.

6.5 Risultati

In sponda destra, la distribuzione dei poli di piani di fratturazione e, in numero minore, di scistosità (282 misure complessive) evidenzia l'assenza di cluster ben definiti con giaciture distribuite in tutti i quadranti. Applicando la correzione di Terzaghi, è possibile definire la presenza di almeno 4 sistemi di fratturazione principali, uno dei quali include la scistosità, più altre fratture disperse. I piani di discontinuità presentano inclinazioni alquanto variabili, in prevalenza medio-alte, con direzioni di immersione medie, come di seguito riportato:

- F1: direzione SW;
- F2: direzione WNW;
- F3: direzione SSE;
- F4: direzione NNE.

La situazione in sponda sinistra appare differente rispetto alla destra: le 263 misure evidenziano una netta e distinta concentrazione dei piani di scistosità. E' possibile individuare 5 sistemi (4 set di fratture + la scistosità), oltre a fratture disperse; anche in questo caso la dispersione dei valori



di inclinazione dei piani è notevole, pur prevalendo valori di inclinazione medio-alti, ad eccezione della scistosità che evidenzia angoli bassi, come riportato di seguito:

- F1: direzione SW;
- F2: direzione WNW;
- F3: direzione S-SSE;
- F4: direzione ESE.

L'ammasso roccioso è stato classificato mediante il sistema empirico RMR₈₉ (Rock Mass Rating system: Bieniawski, 1989) che consente di definire le caratteristiche dell'ammasso mediante un indice di qualità derivante dalla valutazione di una serie di parametri standardizzati. Tali parametri sono stati determinati sulla base delle osservazioni, delle misure e delle prove di laboratorio descritte in precedenza; la geofisica in foro ha fornito ulteriori elementi di conoscenza. I valori di RMR₈₉ (corretto) relativi all'ammasso in affioramento e in fondazione non differiscono in modo sostanziale: il limite inferiore varia tra 31 (roccia affiorante) e 34 (roccia in fondazione), valori indicativi di un ammasso scadente (Classe IV), mentre il limite superiore varia tra 71 (roccia affiorante) e 61 (roccia in fondazione), valori indicativi di un ammasso di buona qualità (Classe II). La differenza di punteggio, a favore della roccia in affioramento, è data dalle condizioni idrauliche: non considerando tale parametro, le condizioni medie dell'ammasso sono spostate verso il limite superiore e, complessivamente, l'ammasso risulta di qualità discreta (Classe II).

Poiché RMR è calcolato secondo la classificazione del 1989, allora $GSI = RMR - 5$. Quindi, per le condizioni di ammasso più favorevoli e ricorrenti, $GSI = 64$ (roccia di fondazione) e $GSI = 61$ (roccia in affioramento). Per le condizioni di ammasso più sfavorevoli, $GSI = 37$ (roccia di fondazione) e $GSI = 34$ (roccia in affioramento). Valori di GSI nell'intorno di 60 sono associati a una massa rocciosa "parzialmente disturbata, moderatamente alterata, costituita da blocchi angolari originati dall'intersezione di quattro o più sistemi di fratture, saldamente interconnessi tra di loro, con giunti da lisci a scabri, di qualità nel complesso buona o discreta".

I valori del peso di volume unitario γ variano tra un minimo di 25 kN/m³ e un massimo di 27 kN/m³, con un valore medio di 26 kN/m³.

I valori della resistenza a compressione monoassiale sono molto variabili: tale variabilità riflette le differenti condizioni di fratturazione rappresentate da ciascun provino. La resistenza varia tra 20 e 100 MPa; il 47% dei valori è compreso nell'intervallo 50-100 MPa, mentre il 32% ricade nell'intervallo 25-50 MPa.

Le prove cross-hole eseguite nella coppia di fori BH6-BH7 individuano perfettamente il passaggio alla roccia a partire dalla profondità di 37 m: le condizioni geomeccaniche del



substrato decadono sensibilmente al di sotto della profondità di 45 m; esso torna ad essere in condizioni buone-ottime a fine prova (52-53 m).

Anche quelle eseguite nella coppia di fori BH3-BH4 individuano chiaramente il passaggio alla roccia a partire dalla profondità di 45 m e la cui interfaccia superiore immerge da BH3 verso BH4. Le condizioni geomeccaniche del substrato paiono mediamente più scadenti dal lato di BH4 fino alla profondità di 52 m, al di sotto della quale le velocità risultano elevate (qualità buone-ottime) fino a 53.5 m. Da tale profondità fino a fine prova (55 m) le velocità tornano ad essere tipiche di condizioni geomeccaniche intermedie.

Le prove radar effettuate nei fori sul paramento (BH9 e BH10) evidenziano una zona di forte ampiezza di riflessione a circa 20 m di profondità, in coincidenza probabilmente con il substrato roccioso alterato al di sotto della fondazione del corpo diga.

6.6 Determinazione dei Parametri per la Classificazione dell'Ammasso Roccioso

Per la classificazione dell'ammasso roccioso sono stati adottati i valori dei parametri di seguito descritti. Ai singoli elementi di valutazione sono stati attribuiti tre valori riferiti, rispettivamente, alle condizioni migliori e peggiori riscontrate nell'ammasso roccioso e alle condizioni prevalenti in modo da definire un campo di variabilità della qualità dell'ammasso piuttosto che una definizione unica.

Resistenza della roccia integra: essa è stata determinata mediante numerose prove di compressione monoassiale senza distinguere tra la roccia affiorante e quella in fondazione:

- roccia di qualità migliore (prevalente): 50-100 MPa rating = 7;
- roccia di qualità inferiore (occasionale): 25-50 MPa rating = 4.

Rock Quality Designation (RQD):

- RQD = 75-90% (caso migliore) rating = 17;
- RQD = 25-50% (caso sfavorevole) rating = 8;
- RQD = 50-75% (caso prevalente) rating = 13.

Spaziatura dei giunti:

- 200-600 mm (prevalente) rating = 10;
- 60-200 mm (occasionale) rating = 8.



Condizioni dei giunti: il punteggio complessivo deriva dalla somma di diverse valutazioni:

- persistenza: gli stessi valori sono riferiti sia alle condizioni in affioramento, sia in fondazione in quanto dall'esame delle carote non è possibile definire la persistenza delle discontinuità.

favorevole (< 1m)	rating = 6
sfavorevole (3-10 m)	rating = 2
prevalente (< 1 m)	rating = 6;

- apertura:

in affioramento	favorevole (< 1 mm)	rating = 4
	sfavorevole (>5 mm)	rating = 0
	prevalente (>5 mm)	rating = 0
in fondazione	favorevole (< 1 mm)	rating = 4
	sfavorevole (1-5 mm)	rating = 1
	prevalente (1-5 mm)	rating = 1;

- scabrezza:

in affioramento	favorevole (scabri)	rating = 5
	sfavorevole (lisci)	rating = 1
	prevalente (lisci)	rating = 1
in fondazione	favorevole (mod. scabri)	rating = 3
	sfavorevole (lisci)	rating = 1
	prevalente (lisci)	rating = 1;

- riempimento:

in affioramento	favorevole (assente/minimo)	rating = 6
	sfavorevole (plastico > 5 mm)	rating = 0
	prevalente (assente/minimo)	rating = 4*

* sottratti 2 punti per la presenza, subordinata ma significativa di giunti con riempimento plastico < 5 mm

in fondazione	favorevole (sabb. < 5 mm)	rating = 4
	sfavorevole (talco < 5 mm)	rating = 2
	prevalente (talco < 5 mm)	rating = 2*

* untuoso, scivoloso al tatto, assimilato a materiale plastico;

- alterazione: gli stessi valori sono riferiti sia alle condizioni in affioramento, sia in fondazione:

favorevole (mod. alterati)	rating = 3
sfavorevole (alterati)	rating = 1
prevalente	rating = 2*

* la ricorrenza percentuale delle due condizioni è praticamente equivalente, si attribuisce quindi un punteggio intermedio;



Materiale di riempimento:

- in affioramento: le discontinuità sono prive di riempimento o con riempimento cristallino che sigilla i lembi (46%) oppure presentano un riempimento costituito da materiale leggermente plastico, spesso talcoso o clorotico, untuoso al tatto (48%);
- in fondazione: è diffusa la presenza di materiale di riempimento delle discontinuità aperte: patine e vene di minerali talcosi e cloritici (60%), riempimenti detritici di natura sabbiosa o sabbioso-limosa (20%), vene di minerali di ricristallizzazione (20%).

Condizioni idrauliche:

- in affioramento: il 75% dei giunti si è presentato asciutto;
- in fondazione: tutte le discontinuità sono da considerarsi bagnate.

Spaziatura:

- in affioramento: la frequenza è principalmente compresa nella classe 200-600 mm (50%), pur essendo significativa la percentuale di giunti nella classe 60-200 mm;
- in fondazione: la frequenza è principalmente compresa nella classe 200-600 mm (44%), mentre percentuali subordinate ma significative ricadono sia nella classe 60-200 mm (28%), sia 0.6-2 m (23%).

Resistenza della roccia adiacente i giunti:

- in affioramento: le misure con sclerometro, successivamente convertite in valori di resistenza a compressione, portano a valori di UCS < 10 MPa (oltre 40%), compresi tra 10 e 20 MPa (circa 20%) e compresi tra 20 e 40 MPa (16%);
- in fondazione: le misure con sclerometro riflettono i risultati ottenuti sugli affioramenti: il 95% delle misure indica valori di UCS equivalenti inferiori a 50 MPa.

6.8 Permeabilità dell'Ammasso Roccioso

Per quanto riguarda la permeabilità, le prove Lugeon effettuate evidenziano assorbimenti generalmente modesti (< 5 UL) salvo in alcune tratte di foro in cui essi sono più consistenti, fino a circa 50 UL. In particolare:

- sondaggio BH1: gli assorbimenti sono sempre > 10 UL nel tratto in roccia, con una punta di 16 UL tra 12.5 e 14.5 m di profondità, in prossimità del contatto con la muratura;
- sondaggio BH6: l'assorbimento è molto elevato (40-50 UL) in due tratte di prova, al contatto tra muratura e roccia di fondazione;
- sondaggio BH7: gli assorbimenti sono in genere più elevati che nel tratto in muratura, con punte di 12 UL.



Tab. 6/1 – Diga di Badana. Quadro riassuntivo delle prove di laboratorio effettuate.

Sondaggio	L _{tot} (m)	L _{roc} (m)	Prove Lugeon	Campioni	γ	UCS	E	σ_{traz}	V _{son}
BH 1	28	15.2	7	1	1	1	-	-	-
BH 2	45	15.8	7	2	2	2	-	-	-
BH 3	60	15.3	6	2	2	2	-	-	-
BH 4	59.7	12.55	5	2	2	2	-	-	-
BH 6	70	31	13	3	3	3	-	-	-
BH 7	54	16.7	8	1	1	1	-	-	-
BH 8	35	18.7	9	1	1	1	-	-	-
BH 9	40	19	10	-	-	-	-	-	-
BH 10	18	-	-	-	-	-	-	-	-
BH 11	10	6.4	-	-	-	-	-	-	-
TOTALE	419.7	150.65	65	12	12	12	-	-	-

L_{roc}: lunghezza del tratto di sondaggio in roccia

γ : misura del peso di volume

UCS: prova di resistenza a compressione monoassiale non confinata

E: misura del modulo di elasticità

σ_{traz} : prova di resistenza a trazione indiretta (brasiliana)

V_{son}: misura della velocità sonica



Fig. 6/1 – Diga di Badana. Ammasso roccioso in spalla destra (stazione 2).



Fig. 6/2 – Diga di Badana. Ammasso roccioso in spalla sinistra (stazione 18).

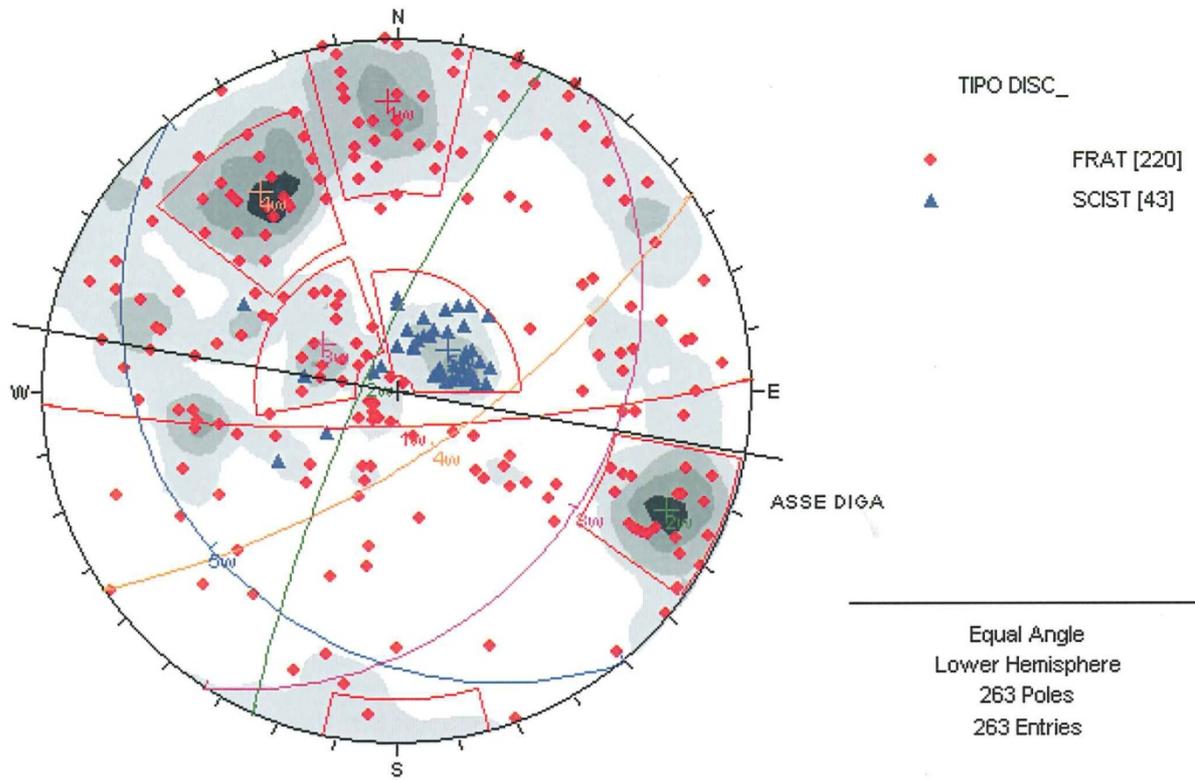


Fig. 6/3 – Diga di Badana. Sovrapposizione dei poli e delle aree di iso-densità in sponda sinistra. Sono riportati i cluster più significativi (con correzione di Terzaghi) e le tracce dei rispettivi piani medi.

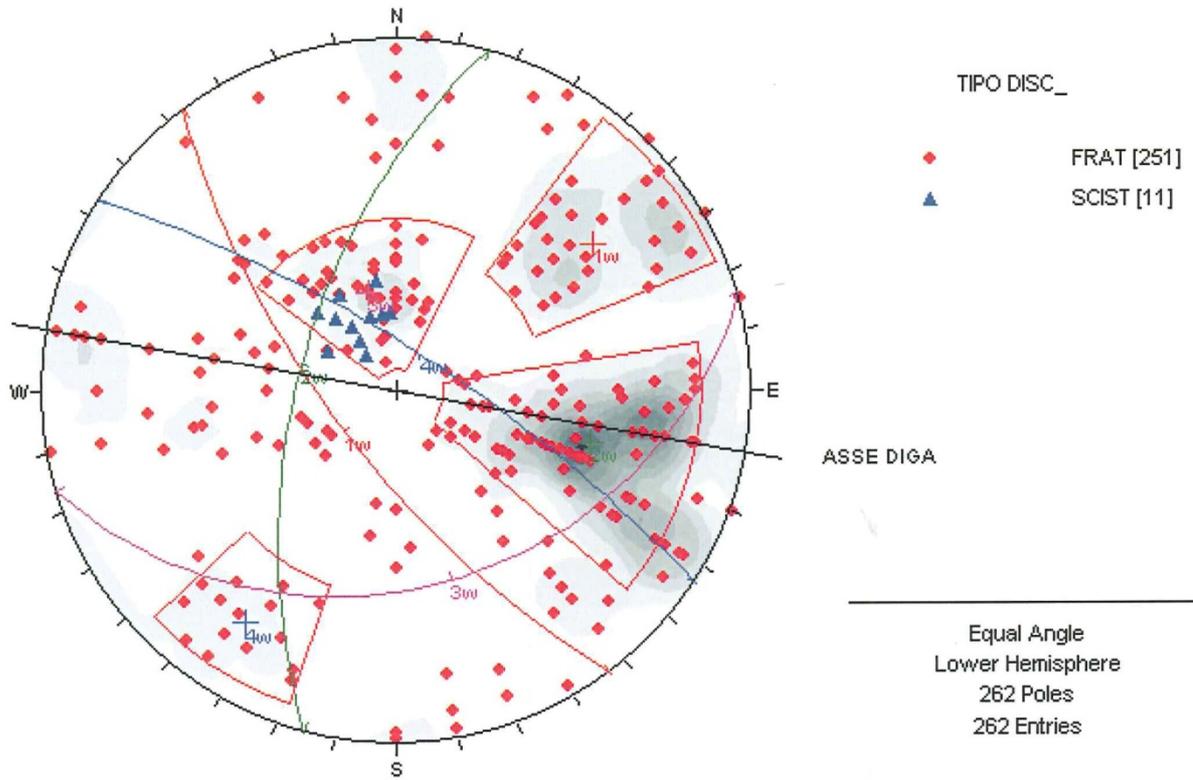


Fig. 6/4 – Diga di Badana. Sovrapposizione dei poli e delle aree di iso-densità in sponda destra. Sono riportati i cluster più significativi (con correzione di Terzaghi) e le tracce dei rispettivi piani medi.



7 INDAGINE 2013

7.1 Estensione delle Indagini

Le attività di indagine si sono limitate a:

- rilievi geologici di superficie nella zona della spalla sinistra, sopra il canale di sfioro.

Tali attività, che costituiscono un approfondimento di quanto già eseguito nella fase precedente, sono state suggerite da una richiesta di approfondimento inclusa nel Voto 190/11 del CSLPP.

7.2 Rilievi Geologici di Superficie

Il rilevamento geo-strutturale di superficie è stato eseguito sulla porzione di spalla sinistra che sta al di sopra della quota di coronamento. Sono state considerate 4 zone di rilevamento, 2 alla base della parete e 2 calate verticali ai lati.

Le grandezze osservate sono le seguenti:

- orientazione dei piani di discontinuità;
- morfologia dei giunti a scala metrica;
- morfologia dei giunti a scala decimetrica (rugosità);
- spaziatura dei giunti;
- persistenza (continuità) dei giunti;
- stato di alterazione delle pareti dei giunti;
- apertura dei giunti;
- presenza e natura del materiale di riempimento delle fratture;
- condizioni idrauliche.

Come attività complementari per la determinazione della resistenza, sono state seguite determinazioni indirette della resistenza della roccia, mediante Martello di Schmidt.

7.3 Risultati

I risultati sono riassunti in Fig. 7/1. La distribuzione dei giunti sostanzialmente conferma quanto rilevato nelle precedenti campagne.

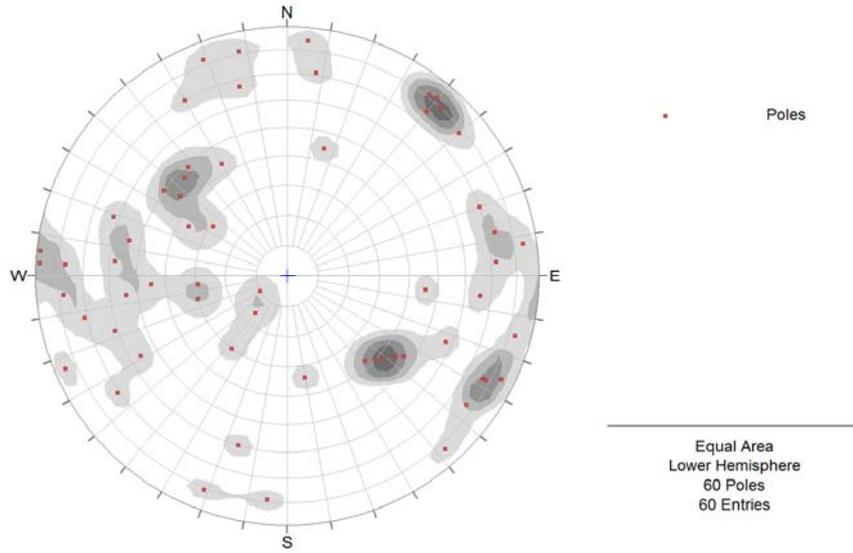


Fig. 7/1 – Diga di Badana. Indagine 2013. Rilievo geomeccanico della spalla sinistra sopra la quota di coronamento.



8 SINTESI COMPLESSIVA DEI RISULTATI

8.1 Procedimento di Sintesi

Al fine di sintetizzare i risultati delle indagini eseguite e di finalizzarli alla definizione delle proprietà da assegnare alla fondazione della Diga di Badana, i dati disponibili sono stati completati con osservazioni e rilievi aggiuntivi eseguiti direttamente nella zona della diga, nel periodo 2006-2008.

Il procedimento di sintesi ha incluso:

- a) analisi dei dati disponibili;
- b) rilievo geomeccanico complementare di aree ristrette lungo il contatto diga-fondazione;
- c) identificazione di eventuali differenze locali delle caratteristiche medie, con conseguente zonizzazione della fondazione.

8.2 Rilievi Complementari

8.2.1 Geologia Tecnica

Le indagini precedenti, riassunte in forma schematica nella Tab. 8/1, hanno posto l'accento su una variazione delle proprietà meccaniche, con la profondità, assumendo che, in generale, la roccia superficiale abbia caratteristiche inferiori, rispetto a quella più profonda. Dalla medesima tabella tuttavia, si evince che in diversi casi la variabilità dei parametri di uno stessa tipologia di materiale è maggiore di quella tra tipologie diverse. Alla stessa conclusione si può giungere analizzando i dati di resistenza delle singole verticali di indagine o ad esempio il profilo delle velocità di propagazione delle onde P e S, ottenuto con la prova Cross-hole, tra i sondaggi BH6 e BH7 (Fig. 8/1).

Per meglio chiarire questo aspetto, sono state condotte ispezioni e rilievi mirati, che hanno consentito di evidenziare 3 differenti condizioni della roccia, in prossimità della diga. Tali condizioni possono essere descritte schematicamente come segue:

- A) roccia in blocchi di dimensioni non inferiori a $0.5-1 \text{ m}^3$, di colore verde-nerastro, in profondità, e rosso ruggine, nelle superfici esposte. Le superfici di discontinuità sono in genere planari e relativamente ruvide. Questa tipologia di roccia è visibile in sponda sinistra sopra l'attuale coronamento e lungo tutta la parete sinistra dello sfioratore, interrompendosi alla sua quota di sbocco, e in destra in una fascia che taglia diagonalmente la diga, passando tra le derivazioni 3 e 4;



- B) roccia fratturata suddivisa in blocchi di dimensione inferiore a 1 m^3 , di colore verde-grigiastro. Anche in questo caso l'esposizione agli agenti atmosferici porta a una ossidazione di colore rosso-giallastro delle superfici. Le discontinuità si presentano spesso ondulate e lisce. Questa roccia si trova nella zona di centro valle, dalla linea di contatto con la roccia A, in destra, fino allo sfioratore, in sinistra. Riappare 5-10 m sopra la spalla destra della diga;
- C) roccia molto fratturata e con evidenti separazioni lungo piani di scistosità, di colore verdastro o, più frequentemente rosso-giallastro, a causa dell'alterazione. Le discontinuità presentano superficie al tatto talcosa. Questa tipologia di roccia è visibile al contatto con la spalla destra a quota coronamento, in una fascia che taglia diagonalmente la pendice dall'alto, a valle, al basso, a monte, e in sponda sinistra, a monte della diga.

In sponda sinistra, esiste una valletta laterale che sfocia in corrispondenza dell'imbocco dello sfioratore e che costituisce il punto di separazione tra la roccia A), a valle, la roccia B), circa nella valletta stessa, e la roccia C) a monte, una trentina di metri dal paramento della diga.

Sono stati analizzate più in dettaglio le 5 zone indicate nel Dis. BADE-3021, che rappresentano condizioni tipiche della roccia sopra descritta:

- 1) in sinistra, sopra il coronamento: roccia A con GSI = 65;
- 2) in destra, lungo la pista di accesso al coronamento: roccia A con GSI = 65;
- 3) in sinistra a valle diga: roccia B con GSI = 50;
- 4) in destra a valle diga, approssimativamente sotto le Edicole 3 e 4: roccia B con GSI = 50;
- 5) in destra, circa in corrispondenza dell'asse diga e poco a monte, lungo la pista di accesso al coronamento, e sotto le edicole 1 e 2 a valle: roccia C con GSI = 25.

I valori di GSI sono stati determinati sulla base della Fig. 8/2. Mettendo a confronto i risultati delle 3 indagini descritte nella presente Relazione (1997, 2000, 2007 e 2013), non si osservano differenze sostanziali nei parametri misurati: la classificazione RMR dell'ammasso roccioso fatta nel 2000 lo poneva in Classe II ma vicino al limite inferiore, e quindi alla Classe III, assegnata dall'indagine 2007. In pratica, i valori qui determinati non sono in contrasto con quelli ricavati nelle precedenti campagne di indagine, ma sono piuttosto raggruppati, per zone a caratteristiche relativamente omogenee.

8.2.2 Discontinuità

Nei punti di osservazione sopra indicati, sono stati rilevati le discontinuità presenti nella roccia, che possono essere riassunte come segue:

- 1) 10 famiglie di discontinuità (xx=inclinazione, yy=immersione, con 000° = immersione verso Nord): 85/000-180, 35/050, 85/070-250, 20/110, 55/110, 85/140-320, 50/140, 35/280, 45/310-320, 60/350;
- 2) 4 famiglie di discontinuità: 85/090 (- 270), 70/135, 25/275, 80/325;
- 3) 6 famiglie di discontinuità: 85/000-180, 70/090, 25/110, 60/140, 80/230, 15/270;
- 4) 6 famiglie di discontinuità: 60/060, 80/150, 25/150 (possibile contatto), 70-80/200-220, 80/270, 50/300;
- 5) 6 famiglie di discontinuità: (50-80)/050, 80/(160-180), 60/160 (possibile contatto), 25/(160-180), (40-60)/(240-260), 30/280.

È pensabile che al punto 1) siano stati osservati più giunti grazie alla particolare esposizione dei fronti.

8.3 Caratteristiche Meccaniche delle Carote

Il peso di volume unitario γ è variabile tra 25 e 27 kN/m³ e può essere assunto mediamente pari a 26 kN/m³.

La resistenza a compressione monoassiale su provino cilindrico è variabile tra 10 e 170 MPa, riflettendo le condizioni di variabilità dell'ammasso. Per il 47% dei campioni, la resistenza a compressione è compresa nell'intervallo 50-100 MPa. È pensabile, in base alle osservazioni fatte, che la roccia C abbia caratteristiche di resistenza al limite inferiore del campo di valori ottenuti. Possiamo assegnare come riferimento valori di resistenza pari a 85, 65 e 45 MPa, alla roccia A, B e C, rispettivamente.

I valori rappresentativi del modulo di elasticità e del coefficiente di Poisson, valutati nelle varie indagini, sono $E = 50-80$ GPa e 0.3, rispettivamente.

8.4 Caratteristiche Geotecniche dell'Ammasso Roccioso

8.4.1 Resistenza e Modulo della Massa Rocciosa

La resistenza e il modulo dell'ammasso roccioso sono stati stimati a partire dai dati geomeccanici e dai risultati delle prove di laboratorio, in base alla trattazione di Hoek-Brown, con il programma Roclab di Rocscience, Canada. I risultati sono espressi in forma sintetica nelle Fig. 8/3, 8/4 e 8/5.

Va osservato che:

- a) il parametro MR per la definizione del modulo è stato calibrato sulla base dei risultati ottenuti sulle carote, ossia assumendo GSI = 100 (materiale integro) e il modulo pari al valore medio ricavato sulle carote;
- b) i parametri di Mohr-Coulomb sono stati ricavati con riferimento alla pressione efficace media che si presume esistere sotto la diga, nelle varie fasce di contatto con i tre tipi di roccia;
- c) il parametro D è stato assunto con valore 0, sul fondo, e progressivamente crescente sulle sponde, fino a 0.25, per simulare un certo detensionamento della parte superficiale delle pendici.

I valori adottati per le 3 tipologie di roccia riscontrate in sito sono riassunti in Tab. 8/2.

8.4.2 Permeabilità

La permeabilità è generalmente bassa (assorbimenti < 5 UL), salvo in alcune tratte di foro dove si raggiungono anche assorbimenti di 40-50 UL.

8.5 Caratteristiche di Resistenza dei Giunti

La resistenza lungo le superfici dei giunti è stata stimata con la relazione di Barton-Bandis, assumendo come sforzo normale la pressione media attesa sotto l'impronta della diga:

$$\tau = \sigma_n * \tan(\phi_r + JRC \log (JCS/\sigma_n)) = \sigma_n * \tan(\phi_r + \Delta\phi_r)$$

$$\text{con } \Delta\phi_r = JRC \log (JCS/\sigma_n)$$

Dove:

- τ = resistenza lungo la discontinuità;
- σ_n = pressione normale sulla discontinuità;
- ϕ_r = angolo d'attrito residuo, assunto pari a 20°, per le superfici talcose (es. Roccia C), e 25°, per le superfici meno alterate;
- JRC = Coefficiente di rugosità del giunto assunto pari a 10, per le superfici talcose (es. Roccia C), 12 e 14, per le superfici ruvide e meno alterate (rispettivamente roccia B ed A).
- JCS = resistenza a compressione delle pareti del giunto (assunta 20 MPa, per la roccia C, 35 MPa per la roccia B e 50 MPa per la roccia A).



Sostituendo tali valori si ottiene:

- per giunti a bassa resistenza, tipicamente della roccia C: $\Delta\phi_r = 10 \log (20/0.4) = 17^\circ$
- per giunti di buona resistenza, tipicamente della roccia B: $\Delta\phi_r = 12 \log (35/1.2) = 17^\circ$
- per giunti di buona resistenza, tipicamente della roccia A: $\Delta\phi_r = 14 \log (50/0.8) = 25^\circ$

In pratica la resistenza frizionale dei giunti è pari a:

- per giunti a bassa resistenza, tipicamente della roccia C: $\phi_r + \Delta\phi_r = 20 + 17 = 37^\circ$
- per giunti di buona resistenza tipicamente della roccia B: $\phi_r + \Delta\phi_r = 25 + 17 = 42^\circ$
- per giunti di buona resistenza tipicamente della roccia A: $\phi_r + \Delta\phi_r = 25 + 25 = 50^\circ$



Tab. 8/1 – Diga di Badana. Sintesi dei risultati ottenuti nelle indagini di caratterizzazione della roccia di fondazione

	Tipologia roccia	Peso unitario roccia integra kN/m ³	Resistenza a compressione monoassiale σ_{ci} MPa	Resistenza a Trazione MPa	Modulo di Elasticità GPa	Coefficiente di Poisson	RQD	GSI	RMR ₈₉	RMR _{base}
Indagine	Roccia superficiale	25,5	73	12,5	47	0,30	-	-	-	46
1997	Roccia profonda	27	85	12,5	90	0,30	-	-	-	56
Indagine	Ammasso esposto in affioramento	24,92 min	25-50	9,68 min	21 min	0,20-0,30	< 25% pegg.	-	38	-
2000	Ammasso in profondità	28,25 max	50-100	16,29 max	79 max	0.20	25-50% preval	-	62	-
Indagine	Roccia affiorante	25 min	25-50 peggiore	-	-	-	25-50% pegg.	34-61	31-71	-
2007	Roccia in fondazione	27 max	50-100 migliore	-	-	-	75-90% migl.	37-64	34-61	-



Tab. 8/2 – Diga di Badana. Parametri di resistenza della roccia di fondazione

Roccia	γ kN/m ³	GSI	σ_{ci} MPa	Em MPa	σ_{cm} MPa	c MPa	ϕ °
A	26	65	85	15 000	31	1.20	65
B	26	50	65	9 000	18	0.80	60
C	26	25	45	800	7	0.27	52

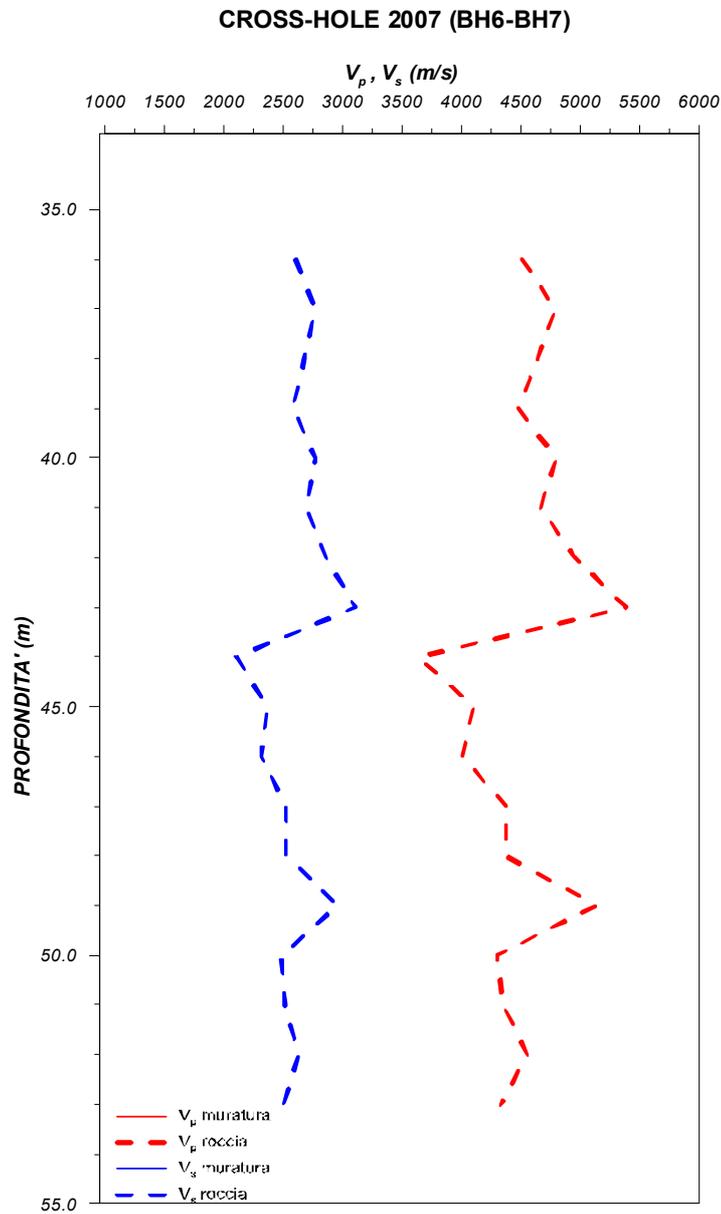


Fig. 8/1 – Diga di Badana. Classificazione dell'ammasso roccioso. La prova Cross-hole tra i sondaggi BH6 e 7, perforati dal coronamento tra centro diga e la sponda destra, indica che la qualità della roccia è relativamente uniforme con la profondità. Lo scarto che fanno le curve tra 43 e 44 m di profondità è presumibilmente legato al passaggio tra la roccia A (sopra) e B (sotto).

Roccia tipo A

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 85 MPa
 GSI = 65 $m_i = 25$ Disturbance factor (D) = 0
 intact modulus (Ei) = 23375 MPa
 modulus ratio (MR) = 275

Hoek-Brown Criterion

$m_b = 7.163$ $s = 0.0205$ $a = 0.502$

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 1.238 MPa friction angle = 65.24 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.243 MPa
 uniaxial compressive strength = 12.068 MPa
 global strength = 31.393 MPa
 deformation modulus = 14766.44 MPa

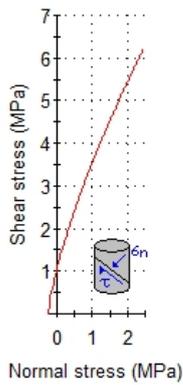
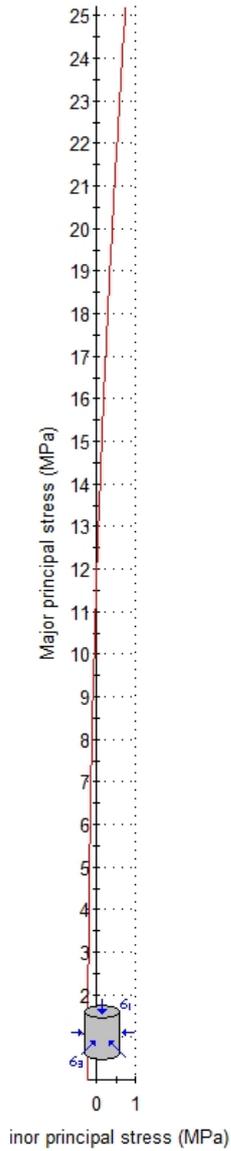


Fig. 8/3 – Diga di Badana. Caratterizzazione dell'ammasso roccioso in base alla trattazione di Hoek. Roccia A.

Roccia tipo B

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 65 MPa
 GSI = 50 m_i = 30 Disturbance factor (D) = 0
 intact modulus (E_i) = 26000 MPa
 modulus ratio (MR) = 400

Hoek-Brown Criterion

m_b = 5.030 s = 0.0039 a = 0.506

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.789 MPa friction angle = 59.90 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.050 MPa
 uniaxial compressive strength = 3.915 MPa
 global strength = 19.333 MPa
 deformation modulus = 7986.83 MPa

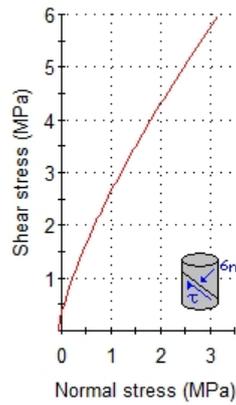
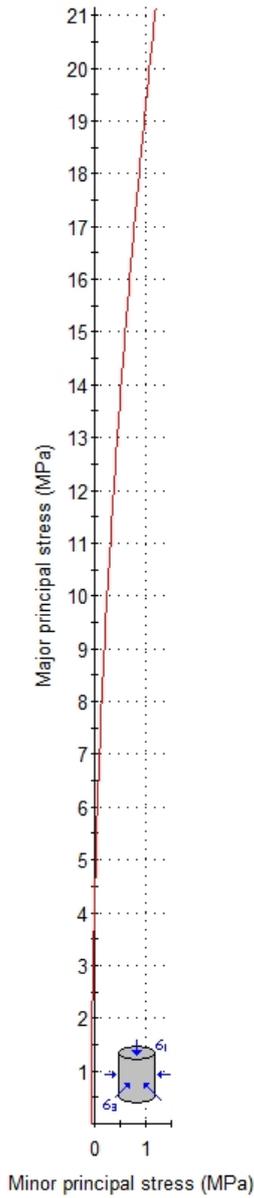
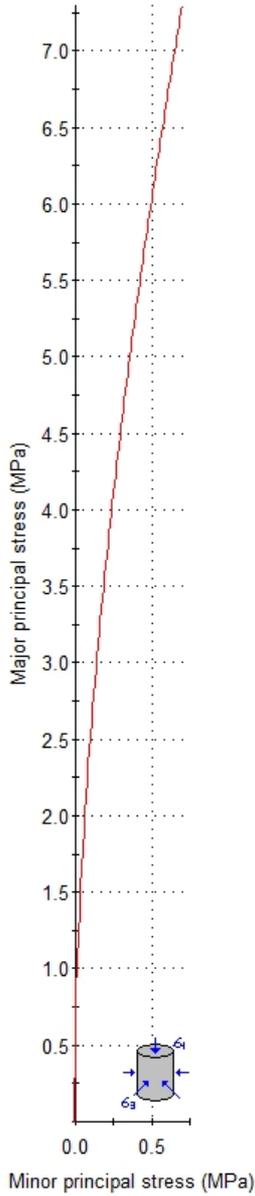


Fig. 8/4 – Diga di Badana. Caratterizzazione dell'ammasso roccioso in base alla trattazione di Hoek. Roccia B.

Roccia tipo C



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 45 MPa
 GSI = 25 m_i = 25 Disturbance factor (D) = 0
 intact modulus (E_i) = 15975 MPa
 modulus ratio (MR) = 355

Hoek-Brown Criterion

m_b = 1.717 s = 0.0002 a = 0.531

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.279 MPa friction angle = 52.51 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.006 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.538 MPa
 global strength = 6.959 MPa
 deformation modulus = 956.19 MPa

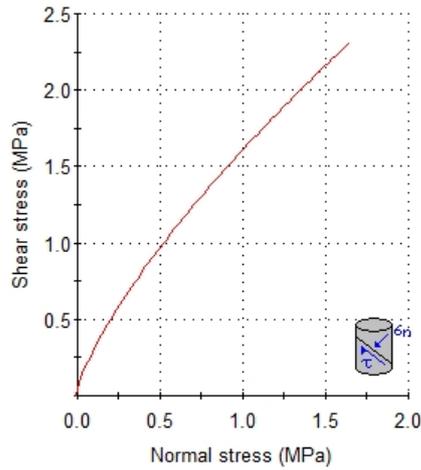


Fig. 8/5 – Diga di Badana. Caratterizzazione dell'ammasso roccioso in base alla trattazione di Hoek. Roccia C.



9 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Bieniawski, Z.T., 1989. “Engineering rock mass classification”. J. Wiley and sons, New York.

G.E.T. S.r.l., 1997. “Studio dell’assetto geologico, strutturale, idrogeologico e delle caratteristiche geomeccaniche relative all’ammasso roccioso che ospita la diga del Lago di Badana”. Relazione Tecnica per Acquedotto De Ferrari Galliera S.p.A..

G.E.T. S.r.l., 2007. “Interventi urgenti per la messa in sicurezza della Diga di Badana - Studi geologici, indagini geognostiche e prove geotecniche”. Relazione Finale per Mediterranea delle Acque S.p.A..

Università di Genova, 2000. “Studio sulle condizioni statiche e funzionali di cinque opere di sbarramento con riferimento alle caratteristiche strutturali delle dighe stesse e alle caratteristiche geomeccaniche dell’ammasso roccioso che costituisce il sedime” . Convenzione 280/99 DISEG-Acquedotto De Ferrari Galliera S.p.A..

PARTE 2 – CORPO DIGA



1 CONSIDERAZIONI GENERALI

Una stima qualitativa dello stato del corpo diga è stata effettuata sulla base dell'osservazione delle carote estratte nel corso delle perforazioni. Oltre agli schemi valutativi usualmente applicati ai terreni e alle rocce, sono state effettuate le stime dei seguenti parametri:

- indice RQD;
- percentuale di legante;
- dimensioni medie prevalenti dei clasti lapidei.

Con i valori dell'indice RQD non può essere utilizzato lo stesso criterio di giudizio normalmente applicato ai materiali lapidei. Nel caso di materiali eterogenei quali la muratura esaminata, posta in opera circa un secolo fa, con metodologie di produzione e controlli non paragonabili agli attuali, l'integrità degli spezzoni di carota dipende dalla quantità e qualità del legante, dalla sua adesione agli elementi lapidei e dai processi di degrado che si sono sicuramente verificati nel corso del tempo. Quindi, nei tratti in cui predominano elementi lapidei sani, i valori di RQD sono elevati, mentre dove la percentuale di malta è più elevata, essi decadono rapidamente.

La percentuale di legante è intesa come la parte costituita da malta rispetto al volume totale di materiale recuperato in un tratto di perforazione.

Con il terzo parametro sopra elencato, sono state espresse le dimensioni medie (in cm) della componente rocciosa presente nel tratto di foro considerato. La qualità dell'inerte utilizzato per la costruzione è mediamente buona o molto buona, essendo le fonti di materiale cave di rocce ultrafemiche massicce. Tali litologie, quando non presentino struttura scistosa e variazioni mineralogiche per effetto di processi metamorfici, sono poco sensibili a fenomeni di alterazione, tranne che per sottili zone esposte, hanno elevato peso di volume unitario e ottima resistenza meccanica.



2 INDAGINE 2000

2.1 Estensione delle Indagini

Il corpo della diga è stato oggetto di dettagliate indagini finalizzate sia a una valutazione generale dello stato dei materiali e della diga nel suo complesso, sia alla caratterizzazione meccanica della malta utilizzata come legante e della muratura nel suo complesso. I sondaggi hanno inoltre permesso l'identificazione dell'altezza reale della diga, almeno nelle sezioni interessate dalle perforazioni.

Le attività di indagine sono costituite di:

- rilievi visivi e/o topografici delle discontinuità o delle zone di degradazione;
- sondaggi a carotaggio continuo;
- prove meccaniche di laboratorio.

2.2 Sondaggi

Le indagini sul corpo diga sono consistite in 4 perforazioni a carotaggio continuo (SBa-1, SBa-2, Sba-3, SBa-4) con asse verticale su tutta l'altezza, proseguiti oltre il piano di fondazione. Il diametro della perforazione è pari a 131 mm nel corpo diga e 101 mm nell'ammasso roccioso.

2.3 Prove di Laboratorio

Gli spezzoni di carote prescelti tra quelli recuperati nel corso dei sondaggi sono stati utilizzati per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura. I campioni sono stati selezionati in modo da rappresentare tutte le condizioni della muratura, sia in termini di integrità, sia di percentuale di legante; non si sono scelti campioni interamente costituiti da matrice lapidea, nonostante tale situazione fosse ricorrente lungo le verticali di sondaggio.

Sono state eseguite le seguenti prove:

- n. 27 determinazioni del peso dell'unità di volume γ ;
- n. 9 prove di resistenza alla compressione monoassiale;
- n. 27 determinazioni della porosità media;
- n. 13 misure della percentuale in peso di legante: misura diretta dei pesi delle diverse parti mediante disgregazione meccanica dell'intero campione.

È stata poi valutata la percentuale in volume facendo riferimento alle misure effettuate e ai valori medi del peso dell'unità di volume della matrice lapidea; la percentuale stimata è stata poi



confrontata, a parità di quota di prelievo, con quella indicata nelle stratigrafie di sondaggio sulla base di una stima visiva della carota prelevata.

Va osservato che le procedure di prelievo e di trasporto dei campioni, seppur molto accurate, hanno in qualche modo arrecato disturbo alle carote prelevate: il problema più ricorrente è consistito nel distacco al contatto tra matrice e legante che ha impedito l'esecuzione di prove meccaniche significative.

2.4 Risultati

I sondaggi, due nella sezione mediana di massima altezza e due sulle spalle, hanno permesso prima di tutto l'identificazione dell'altezza reale della diga. Si è osservato che i clasti di pietrame inglobati sono di dimensione variabile e si sono incontrati spesso blocchi fino al metro; tutti sono di natura analoga a quella costituente l'ammasso roccioso. La malta è costituita probabilmente anche con pozzolana e la parte legante è significativa.

Lo stato di conservazione della muratura è in generale buono: essa si è presentata prevalentemente sana in tutte le perforazioni eseguite ma, in alcune zone localizzate, si è evidenziata una relativa degradazione che potrebbe però essere stata accentuata dall'inevitabile disturbo delle operazioni di perforazione.

Più in dettaglio, si può osservare quanto segue:

- RQD: l'esame complessivo dei valori indica una netta prevalenza di percentuali di recupero modificato comprese tra 20 e 40. Nella parte bassa delle verticali Sba-1 e Sba-2 prevalgono valori inferiori al 20%, valore che si riscontra solo localmente nei sondaggi Sba-3 e Sba-4;
- percentuale di legante: in media è compresa tra il 40 e il 60%;
- dimensione dei clasti: sono costituiti da peridotite sostanzialmente sana, con dimensioni comprese tra 5 e 10 cm. Nella massa sono costantemente presenti blocchi con almeno una dimensione compresa tra 30 e 50 cm.

I valori del peso di volume unitario γ variano tra un minimo di 18.12 kN/m³ e un massimo di 26.88 kN/m³, con un valore medio significativo di circa 22.0 kN/m³.

I valori della resistenza a compressione monoassiale sono molto variabili: tale variabilità riflette le differenti condizioni della muratura rappresentate da ciascun provino. La resistenza varia tra 4 e 24 MPa, con un valore medio rappresentativo di 9.2 MPa. Le rotture sono avvenute sia all'interno della malta, sia all'interno della roccia, a conferma della mutua interazione tra le due componenti; in alcuni casi si è avuta la rottura al contatto.



Data la natura eterogenea e irregolare dei campioni, non è stato possibile disporre sul campione stesso degli strumenti per la misura delle deformazioni: non è quindi noto il diagramma sforzi-deformazioni da cui ricavare i parametri di deformabilità.

La porosità dei campioni varia tra il 3.5% e il 34% ed è correlabile con bassa dispersione al peso dell'unità di volume γ .

La percentuale di legante (in peso) della muratura varia tra il 24% e il 78% ed è anch'essa correlabile con bassa dispersione al peso dell'unità di volume γ .



Fig. 2/1 – Diga di Badana. Esempio di rottura all'interno dei clasti lapidei dopo una prova di compressione monoassiale.



Fig. 2/2 – Diga di Badana. Esempio di rottura per distacco all'interfaccia roccia-malta dopo una prova di compressione monoassiale.

3 INDAGINE 2007

3.1 Estensione delle Indagini

In seguito agli eventi del febbraio 2006, descritti in dettaglio nella Relazione Descrittiva (Vol. 1), si sono rese necessarie nuove attività di studio e indagine sulla muratura, nel contesto degli interventi di messa in sicurezza, primo fra tutti il cunicolo esplorativo realizzato tra luglio e ottobre 2006.

I paragrafi seguenti illustrano in dettaglio le attività svolte.

3.1.1 Monitoraggio Descrittivo all'Interno del Cunicolo

Durante lo scavo sono state rilevate in dettaglio le pareti con una cadenza compresa tra 2.5 e i 4 m; sono stati eseguiti i seguenti rilievi:

- litologia del pietrame (dimensioni, posa, condizioni);
- condizioni della malta (consistenza, presenza di efflorescenze, adesione alle pietre);
- presenza di zone umide e/o stillicidi;
- campionamento sistematico della muratura e della malta;
- documentazione fotografica delle pareti e della volta.

Sono state valutate le percentuali (in volume) della malta a diverse progressive dall'analisi delle fotografie della superficie del cunicolo: il metodo è approssimativo ma, interessando superfici relativamente grandi, si ritiene abbia fornito stime significative.

3.1.2 Sondaggi e Prove in Foro

Le indagini geognostiche sono consistite in 9 perforazioni a carotaggio continuo, con asse verticale, che hanno interessato il corpo diga su tutta la verticale. Di queste, 7 (BH1, BH2, BH3, BH4, BH6, BH7, BH8) sono ubicate sul coronamento della diga e 2 (BH9, BH10) sul paramento di valle, circa a metà altezza. Il diametro della perforazione è variabile nei diversi fori e pari a 101, 122, 127 o 131 mm.

Nel corso di 8 perforazioni (escluso BH10), sono state eseguite prove di permeabilità a gradini di pressione (Lugeon). Esse sono state effettuate in risalita, con schema a otturatore doppio, su tratte di foro di 3 m. Le pressioni di immissione dell'acqua sono state selezionate pari, rispettivamente, al 35, 70 e 110% del carico litostatico efficace agente alla mezzera della sezione di prova.

In due coppie di fori sul coronamento (BH3-BH4 e BH6-BH7) sono state eseguite prove sismiche di tipo cross-hole, in configurazione tradizionale con acquisizione di onde di taglio (V_S). I fori in

oggetto sono stati preventivamente strumentati con tubi inclinometrici in PVC di diametro interno 80 mm, provvisti di scanalature-guida che consentono di effettuare, oltre alla prospezione stessa, misure di controllo della verticalità con conseguente correzione della distanza foro-foro alle varie quote di misura. Ipotizzando un valore medio del coefficiente di Poisson per il corpo diga e per l'ammasso roccioso, è inoltre possibile effettuare una stima della velocità delle onde di compressione (V_p). L'esecuzione di una seconda prova cross-hole, che consiste nell'acquisizione delle onde P in modalità tomografica, ha permesso di calcolare con precisione i valori del coefficiente di Poisson alle diverse profondità nella muratura. In un foro viene calata una catena di sensori (idrofoni) equispaziati o il geofono triassiale, nell'altro vengono effettuate le energizzazioni attraverso detonatori o esploditori da foro; in configurazione cross-hole, le energizzazioni vengono effettuate in corrispondenza delle profondità alle quali, nell'altro foro, sono posizionati i ricevitori: il numero di stazioni di energizzazione corrisponde al numero di sensori attivi in foro.

Nella coppia di fori sul paramento di valle (BH9 e BH10) e in due coppie sul paramento (BH3-BH4 e BH6-BH7) è stato eseguito un rilievo geofisico di tipo georadar in foro (GPR) mediante antenna (di trasmissione e ricezione del segnale) con frequenza nominale di 300 MHz e finestra temporale di 100 ns. Esso ha permesso l'individuazione dello stato fessurativo o di dissoluzione all'interno del corpo diga in un intorno di circa 4 m del foro. La rappresentazione dei dati acquisiti avviene normalmente su un diagramma tempi-ampiezze; spostando l'antenna e accostando i diversi diagrammi per i successivi segnali, si ottengono delle sezioni georadar, dette radargrammi, in cui le ampiezze di riflessione sono rappresentate in funzione del tempo di andata e ritorno e della posizione dell'antenna lungo il profilo di acquisizione. Un oggetto di forma e dimensioni tali da provocare la diffrazione del segnale presenta nel radargramma una risposta dalla caratteristica forma a iperbole rovesciata, detta iperbole di diffrazione; in tal caso è possibile, per via grafica, stimare la profondità dell'oggetto che l'ha prodotta e la velocità di propagazione del mezzo.

3.1.3 Tomografia Sonica

E' stata utilizzata la tecnica sismica in trasparenza per ottenere 2 sezioni tomografiche del corpo della diga, una in corrispondenza del cunicolo di fondo diga (Sez. SIS 1) e una spostata di circa 25 m verso la sponda sinistra (Sez. SIS 2): tale metodologia consente di evidenziare eventuali variazioni di velocità delle onde di compressione P, causate dalla presenza di lesioni e/o ammaloramenti all'interno del corpo diga.

Sono state eseguite misure con energizzazione su un paramento e ricezione sul paramento opposto e all'interno del cunicolo, sfruttando le onde dirette di primo arrivo. L'acquisizione dei dati è avvenuta secondo le seguenti modalità:

- *sorgente meccanica*: mazza battente da 4 kg applicata direttamente sul corpo diga;

- *sistema di trigger piezoelettrico*: collegato alla sorgente meccanica e in grado di temporizzare con precisione il segnale registrato rispetto alla sollecitazione fornita;
- *sistema di ricevitori*: posizionati sul paramento o all'interno del cunicolo con interasse 1 m.

E' stata impostata una finestra temporale (record length) di 0.12 s e un intervallo di campionamento per la digitalizzazione del segnale (sample rate) pari a 0.125 ms (frequenza di aliasing 2200 MHz).

3.1.4 Prove di Laboratorio sulla Muratura

I campioni di muratura rappresentano la miscela calce-sabbia-ghiaia fine che “lega” il pietrame di dimensioni da pluricentriche a pluridecimetriche.

Sui campioni prelevati dai carotaggi sono state eseguite le seguenti prove:

- determinazioni del peso dell'unità di volume γ ;
- prove di resistenza alla compressione monoassiale, alcune delle quali su provini strumentati con estensimetri elettrici per la registrazione delle deformazioni assiali e radiali e conseguente determinazione del modulo di elasticità E;
- determinazioni della velocità sonica in provini cilindrici.

Un quadro riassuntivo dettagliato delle prove, con relative quantità, è fornito nella Tab. 3/1.

3.1.5 Prove di Laboratorio sul Pietrame della Muratura

I campioni di pietrame rappresentano lo scheletro lapideo della muratura e sono costituiti da elementi con dimensioni variabili da ghiaia grossolana (7-10 cm) fino a blocchi (40-50 cm circa) di litologia ultrafemica (peridotiti).

Sui campioni prelevati dai carotaggi sono state eseguite le seguenti prove:

- determinazioni del peso dell'unità di volume γ ;
- prove di resistenza alla compressione monoassiale, alcune delle quali su provini strumentati con estensimetri elettrici per la registrazione delle deformazioni assiali e radiali e conseguente determinazione del modulo di elasticità E;
- prove di resistenza a trazione indiretta (brasileana).

Un quadro riassuntivo dettagliato delle prove, con relative quantità, è fornito nella Tab. 3/2.

3.1.6 Prove di Laboratorio sulla Malta

I 12 campioni di malta, prelevati durante l'esecuzione del cunicolo ogni 5 m circa di scavo, sono stati sottoposti a prove meccaniche e chimiche.



Le prove meccaniche hanno portato alla determinazione dei seguenti parametri meccanici:

- peso di volume secco;
- assorbimento in acqua;
- porosità;
- resistenza a rottura a compressione monoassiale;
- modulo di elasticità secante a rottura;
- modulo di elasticità secante al 50% della rottura.

Le prove chimiche hanno valutato:

- percentuale di perdita al fuoco;
- percentuale di CaO libera;
- percentuale di SiO₂;
- percentuale di Al₂O₃;
- percentuale di Fe₂O₃;
- percentuale di CaO;
- percentuale di MgO;
- percentuale di SO₃;
- percentuale di Na₂O;
- percentuale di K₂O;
- percentuale di SrO;
- percentuale di Mn₂O₃;
- percentuale di P₂O₅;
- percentuale di TiO₂.

3.1.7 Prove all'Interno del Cunicolo

All'interno del cunicolo sono state eseguite prove geomeccaniche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche di deformabilità in sito del corpo diga; la sezione di prova è ubicata a circa 30 m dall'imbocco lato valle.

Sono state eseguite 3 coppie di prove costituite da una prova di ripristino tensionale mediante martinetto piatto singolo di grande dimensione e una prova di carico con martinetto doppio; entrambe hanno compreso 2 cicli completi di carico e scarico. La prima modalità consente di misurare il livello tensionale all'interno del corpo diga, la seconda di determinare le caratteristiche meccaniche del materiale indagato attraverso la misura delle deformazioni causate da una compressione monoassiale confinata ottenuta dalla pressurizzazione di due martinetti paralleli. Le pressioni sono corrette con i coefficienti dipendenti dalla geometria del taglio e dalle caratteristiche del martinetto.

I punti di misura si trovano, guardando il cunicolo da valle verso monte, sul piedritto di sinistra a circa 80 cm da terra (punto P1, tagli orizzontali), sul piedritto di destra a circa 30 cm da terra (punto P2, tagli verticali) e in chiave (punto P3, tagli verticali paralleli all'asse del cunicolo).

3.2 Risultati

3.2.1 Monitoraggio Descrittivo all'Interno del Cunicolo

La litologia del pietrame appare costante e monotona, costituita da frammenti dell'ammasso roccioso circostante. I clasti, che hanno dimensione variabile tra circa 10 e 50 cm, appaiono in condizioni da sane a leggermente alterate, con segni di ossidazione in superficie. Dalle osservazioni è possibile individuare le riprese di costruzione.

La frazione inerte della malta di calce è costituita da una sabbia da media a grossolana con un'alta percentuale di litologia appartenente al gruppo delle rocce verdi. Il valore percentuale medio rilevato della malta è pari circa al 39%.

Le pareti presentano condizioni di umidità diffusa, alcune sacche di acqua e stillicidi diffusi.

Tra le progressive 7.00 e 10.70 si rileva una significativa discontinuità nel corpo diga che genera un apparente dislocamento orizzontale verso valle di una sua porzione; la frattura ha aperture comprese tra 5 e 15 cm, con apparente tendenza a restringersi verso l'alto. La discontinuità ha un'inclinazione verso monte compresa tra 40° e 45°, con direzione di immersione di circa 340°, misurabile fino alla volta, dove essa sembra verticalizzarsi con un angolo (misurabile nei primi 50 cm all'interno) di circa 65°, con direzione di immersione di circa 355°. In alcuni punti sono presenti concrezioni carbonatiche, probabilmente derivate dalla permeazione attraverso il corpo diga e piccole tasche con depositi concentrati di calce.

Un'immagine della frattura sulla parete destra del cunicolo è visibile in Fig. 3/1.

3.2.2 Prove in Foro

Le prove Lugeon effettuate evidenziano assorbimenti generalmente modesti (< 5 UL) salvo in alcune tratte di foro in cui essi sono più consistenti, fino a circa 50 UL. In particolare:

- sondaggio BH1: gli assorbimenti sono sempre > 10 UL nel tratto in muratura, con punte di 28 e 38 UL tra 6.5 e 10.5 m di profondità, in prossimità del contatto con la roccia di fondazione;
- sondaggio BH2: l'assorbimento è pari a 12 UL nel primo tratto di prova (7.5-9.5 m) e si riporta successivamente su valori inferiori;
- sondaggio BH6: l'assorbimento è molto elevato (40-50 UL) in due tratte di prova, al contatto tra muratura e roccia di fondazione.

Le prove cross-hole effettuate nella coppia di fori BH6-BH7 mostrano:



- valori di velocità medio-basse nei primi 5 m dal coronamento;
- condizioni fisico-meccaniche relativamente scadenti con presenza di fratture e fessurazioni intorno alla profondità di 10 m, nell'intervallo 18-22 m, 25-28 m e alla profondità di 35 m; si individua perfettamente il passaggio alla roccia a partire da 37 m.

Quelle effettuate nella coppia di fori BH3-BH4 mostrano:

- valori di velocità medio-basse nei primi 6 m dal coronamento (specie in BH4);
- condizioni fisico-meccaniche relativamente scadenti con presenza di fratture e fessurazioni e con probabile alterazione del legante tra 8 e 15 m (in particolare in BH3) e nell'intervallo 19-28 m (maggiormente estese anche in orizzontale). Anche in questo caso si individua chiaramente il passaggio alla roccia a partire da 45 m.

Le principali anomalie che si riscontrano sui radargrammi derivanti dalle prove radar effettuate nei fori sul paramento (BH9 e BH10) sono relative a:

- passaggio dal mezzo insaturo a quello saturo (con riduzione dell'ampiezza di riflessione), corrispondente al livello d'acqua presente nel foro;
- alcune zone a elevata ampiezza di riflessione all'interno del corpo diga, correlabili con zone fessurate/fratturate o con dissoluzione parziale del legante e conseguente presenza di vuoti millimetrici o centimetrici.

Quelle che si riscontrano invece per i fori sul coronamento (BH3, BH4, BH6, BH7) sono relative a:

- passaggio dal mezzo insaturo a quello saturo (con riduzione dell'ampiezza di riflessione), corrispondente al livello d'acqua presente nel foro, livello molto variabile tra i vari fori;
- alcune zone a elevata ampiezza di riflessione all'interno del corpo diga, correlabili con zone fessurate/fratturate o con dissoluzione parziale del legante e conseguente presenza di vuoti millimetrici o centimetrici;
- una zona di forte ampiezza di riflessione, particolarmente evidente nel foro BH7 tra circa 32 e 37 m di profondità e nel foro BH4 tra 41 e 46 m di profondità.

3.2.3 Tomografia Sonica

Per entrambe le sezioni investigate, la disposizione geofonica adottata ha consentito una copertura completa e omogenea della porzione del corpo diga.

L'elaborazione dei dati è stata realizzata mediante il metodo SIRT che, tramite inversione numerica dei dati di velocità di primo arrivo, fornisce un modello tomografico delle velocità nella sezione indagata. Si osserva una notevole similitudine tra i due modelli, con una scala delle

velocità delle onde di compressione compresa, ad eccezione dei valori estremi, tra 2000 e 4000 m/s.

I modelli evidenziano la presenza di un corpo basale, verso il paramento di monte, a velocità medio-alta (> 3000 m/s), con una zona localizzata sul paramento di monte (tra quota 680 e 684 m s.l.m.) con valori molto elevati (4000 m/s). La zona del paramento di valle e parte di quello di monte (sopra quota 688 m s.l.m.) è invece caratterizzata da valori di V_p decisamente più bassi (2200-3000 m/s).

Le due sezioni tomografiche sono riportate nelle Figg. 3/2 e 3/3.

3.2.4 Prove di Laboratorio sulla Muratura

I valori del peso di volume unitario γ variano tra un minimo di 19 kN/m^3 e un massimo di 23 kN/m^3 . La maggior parte dei valori (68%) è concentrata nell'intervallo 20-22 kN/m^3 , con un valore medio significativo pari a $21.2 \pm 1.2 \text{ kN/m}^3$.

I valori della resistenza a compressione monoassiale sono molto variabili: tale variabilità riflette le differenti condizioni della muratura rappresentate da ciascun provino. Essi variano tra 2 e 15 MPa; il 58% dei valori ricade nell'intervallo 5-10 MPa, mentre il 37% è inferiore a 5 MPa, con un valore medio rappresentativo di 6.0 ± 3.0 MPa.

Data la natura eterogenea e irregolare dei campioni, non è stato sempre possibile, o comunque efficace, disporre sul campione stesso degli strumenti per la misura delle deformazioni: i valori del modulo di elasticità (secante a rottura) sono quindi dispersi in un intervallo piuttosto ampio, compreso tra 0.7 e 3.0 GPa.

3.2.5 Prove di Laboratorio sul Pietrame della Muratura

Le prove, condotte su carote rappresentative dei singoli blocchi, ovvero non contenenti livelli di malta, hanno fornito i risultati di seguito descritti.

I valori del peso di volume unitario γ variano tra un minimo di 23 kN/m^3 e un massimo di 29 kN/m^3 . La maggior parte dei valori (58%) è concentrata nell'intervallo 26-28 kN/m^3 , con un valore medio significativo pari a $26.8 \pm 1.5 \text{ kN/m}^3$. I (pochi) valori più bassi sono riferiti a elementi costituiti da roccia degradata/alterata.

I valori della resistenza a compressione monoassiale sono molto variabili e compresi tra 20 e 120 MPa; si osserva però che oltre il 60% dei valori ricade nell'intervallo 50-100 MPa, mentre il 26% in quello 30-50 MPa, con un valore medio rappresentativo di 64 ± 24 MPa. Tali valori sono sostanzialmente in linea con le caratteristiche tipiche medie di questa roccia.



La resistenza a trazione indiretta è compresa tra 2 e 11 MPa, con un valore medio pari a 6.2 ± 2.8 MPa.

I valori del modulo di elasticità (secante a rottura) sono dispersi in un intervallo piuttosto ampio, compreso tra 10 e 300 GPa ma la maggior parte di essi è compresa tra 40 e 200 GPa.

3.2.6 Prove di Laboratorio sulla Malta

Il peso dell'unità di volume secco γ varia tra 15 kN/m^3 e 20 kN/m^3 con elevata porosità (25-45%) e assorbimento in acqua (in prevalenza 10-18%).

I valori di resistenza a compressione monoassiale sono, nel complesso, modesti e variano tra 0.5 MPa e poco più di 2.5 MPa, con la maggior parte dei valori inferiori a 2.0 MPa e deformazione massima a rottura compresa tra 0.26 e 1.82%.

Per i dettagli dell'analisi chimica si rimanda alla Relazione Specialistica di G.E.T. S.r.l.; una sintesi dei risultati è invece riportata in Tab. 3/3.

3.2.7 Prove all'Interno del Cunicolo

Le prove di martinetto singolo hanno evidenziato la presenza di valori della pressione di ripristino pari a 5.6 bar, su una parete in direzione verticale, 1.1 bar, sulla parete opposta, nel piano perpendicolare all'asse del cunicolo, e circa 0 bar, in calotta nel piano verticale parallelo all'asse del cunicolo. Tale distribuzione suggerisce che:

- a) La zona della calotta sia completamente detensionata
- b) Il rapporto tra le tensioni principali sia circa $k = \sigma_h / \sigma_v = 0.20$.

I corrispondenti valori di modulo sono risultati pari a 5.8-6.7 GPa, in direzione verticale su una parete, 3.3-4.8 GPa, nel piano perpendicolare all'asse del cunicolo, sulla parete opposta, e circa 0.7-1.5 GPa, in calotta nel piano verticale parallelo all'asse del cunicolo. Valori nell'ordine di 1 GPa appaiono pertanto legati a una zona di completo detensionamento.

Le prove di martinetto doppio hanno fornito valori del modulo elastico significativamente più alti, ossia 23-27, 20-24 e 7-9 GPa, sui due lati e in calotta rispettivamente. E' pensabile che tale differenza sia legata alla resistenza e rigidità addizionali disponibili per il fatto che il blocco isolato all'interno della muratura e su cui agiscono i martinetti abbia 3 lati vincolati (2 laterali e quello di fondo).



Tab. 3/1 – Diga di Badana. Quadro riassuntivo delle prove di laboratorio effettuate sulla muratura.

Sondaggio	L _{tot} (m)	L _{mur} (m)	Prove Lugeon	Campioni	γ	UCS	E	σ_{traz}	v _{son}
BH 1	28	12.8	4	2	2	2	2	-	2
BH 2	45	29.2	11	6	6	6	5	-	6
BH 3	60	44.7	17	6	6	6	5	-	6
BH 4	59.7	47.15	18	6	6	5	5	-	6
BH 6	70	39	11	6	6	4	4	-	6
BH 7	54	37.3	11	7	6	7	5	-	-
BH 8	35	16.3	2	7	7	5	5	-	6
BH 9	40	21	8	-	-	-	-	-	-
BH 10	18	18	-	-	-	-	-	-	-
BH 11	10	3.6	-	-	-	-	-	-	-
TOTALE	419.7	269.05	82	40	39	35	31	-	32

L_{mur}: lunghezza del tratto di sondaggio in muratura

γ : misura del peso di volume

UCS: prova di resistenza a compressione monoassiale non confinata

E: misura del modulo di elasticità

σ_{traz} : prova di resistenza a trazione indiretta (brasiliana)

v_{son}: misura della velocità sonica

Tab. 3/2 – Diga di Badana. Quadro riassuntivo delle prove di laboratorio effettuate sul pietrame costituente la muratura.

Sondaggio	L _{tot} (m)	L _{mur} (m)	Prove Lugeon	Campioni	γ	UCS	E	σ_{traz}	v _{son}
BH 1	28	12.8	4	6	6	2	2	4	-
BH 2	45	29.2	11	9	9	5	6	4	-
BH 3	60	44.7	17	9	9	5	6	4	-
BH 4	59.7	47.15	18	10	10	6	-	4	-
BH 6	70	39	11	8	8	4	-	4	-
BH 7	54	37.3	11	9	9	5	-	4	-
BH 8	35	16.3	2	9	9	5	-	4	-
BH 9	40	21	8	-	-	-	-	-	-
BH 10	18	18	-	-	-	-	-	-	-
BH 11	10	3.6	-	-	-	-	-	-	-
TOTALE	419.7	269.05	82	60	60	32	14	28	-

L_{mur}: lunghezza del tratto di sondaggio in muratura

γ : misura del peso di volume

UCS: prova di resistenza a compressione monoassiale non confinata

E: misura del modulo di elasticità

σ_{traz} : prova di resistenza a trazione indiretta (brasiliana)

v_{son}: misura della velocità sonica



Tab. 3/3 – Diga di Badana. Quadro riassuntivo delle prove chimiche effettuate sulla malta.

Parametro	Progressiva campioni				
	5	15	25	30	40
Perdita al fuoco	13.66	13.56	14.59	15.32	13.32
SiO ₂	39.72	42.44	37.41	38.61	38.57
Al ₂ O ₃	7.38	8.68	6.42	8.43	7.38
Fe ₂ O ₃	7.17	6.48	8.05	6.27	8.28
CaO totale	10.52	10.98	9.4	14.1	8.71
CaO libera	0.63	0.7	0.7	0.41	0.59
MgO	19.6	15.38	22.46	14.61	21.67
SO ₃	0.08	0.1	0.09	0.1	0.1
Na ₂ O	0.48	0.65	0.24	0.73	0.52
K ₂ O	0.61	0.91	0.63	0.97	0.59
SrO	< 0.03	< 0.03	< 0.03	0.03	< 0.03
Mn ₂ O ₃	0.17	0.14	0.16	0.14	0.19
P ₂ O ₅	0.14	0.12	0.14	0.15	0.15
TiO ₂	0.37	0.41	0.29	0.4	0.32



Fig. 3/1 – Diga di Badana. Frattura in parete sinistra nel cunicolo di fondo diga.

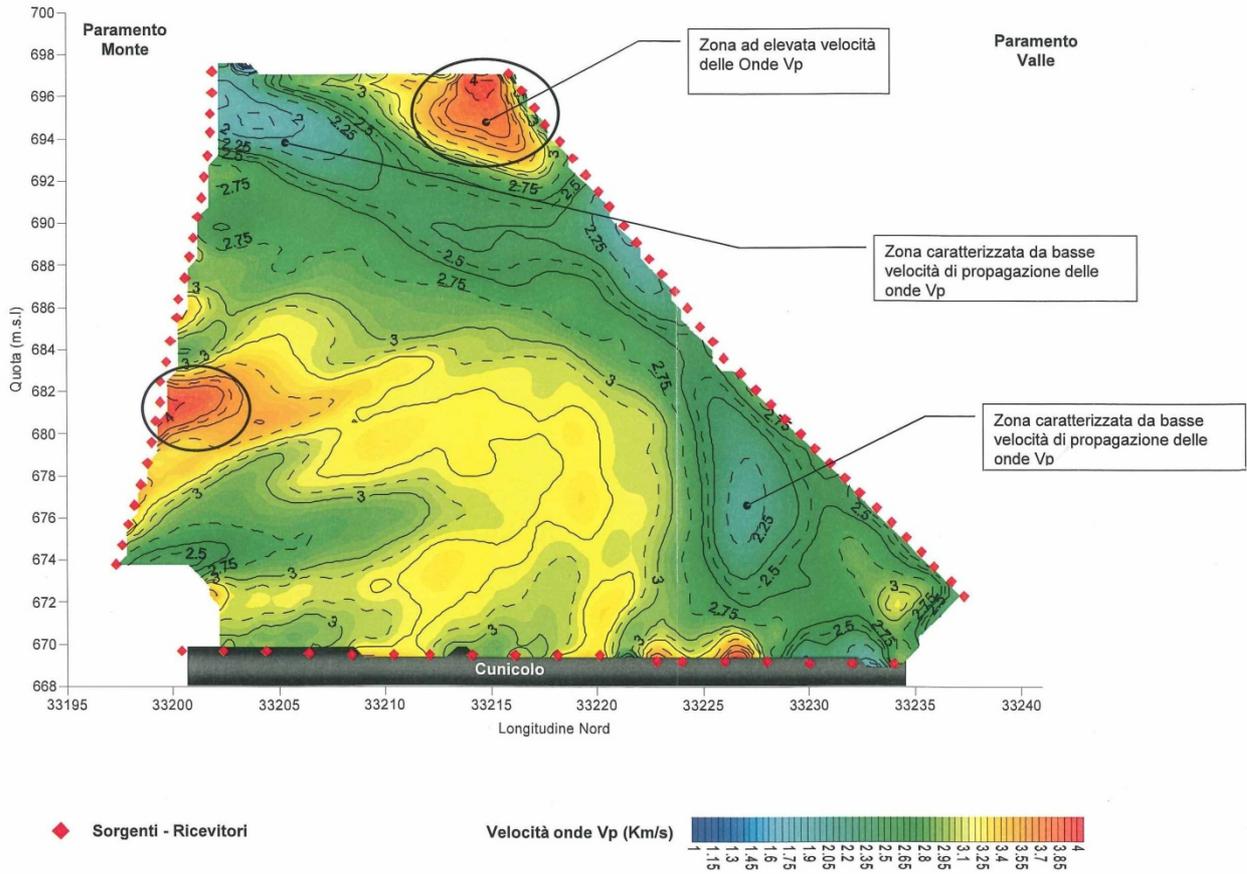


Fig. 3/2 – Diga di Badana. Sezione tomografica SIS1.

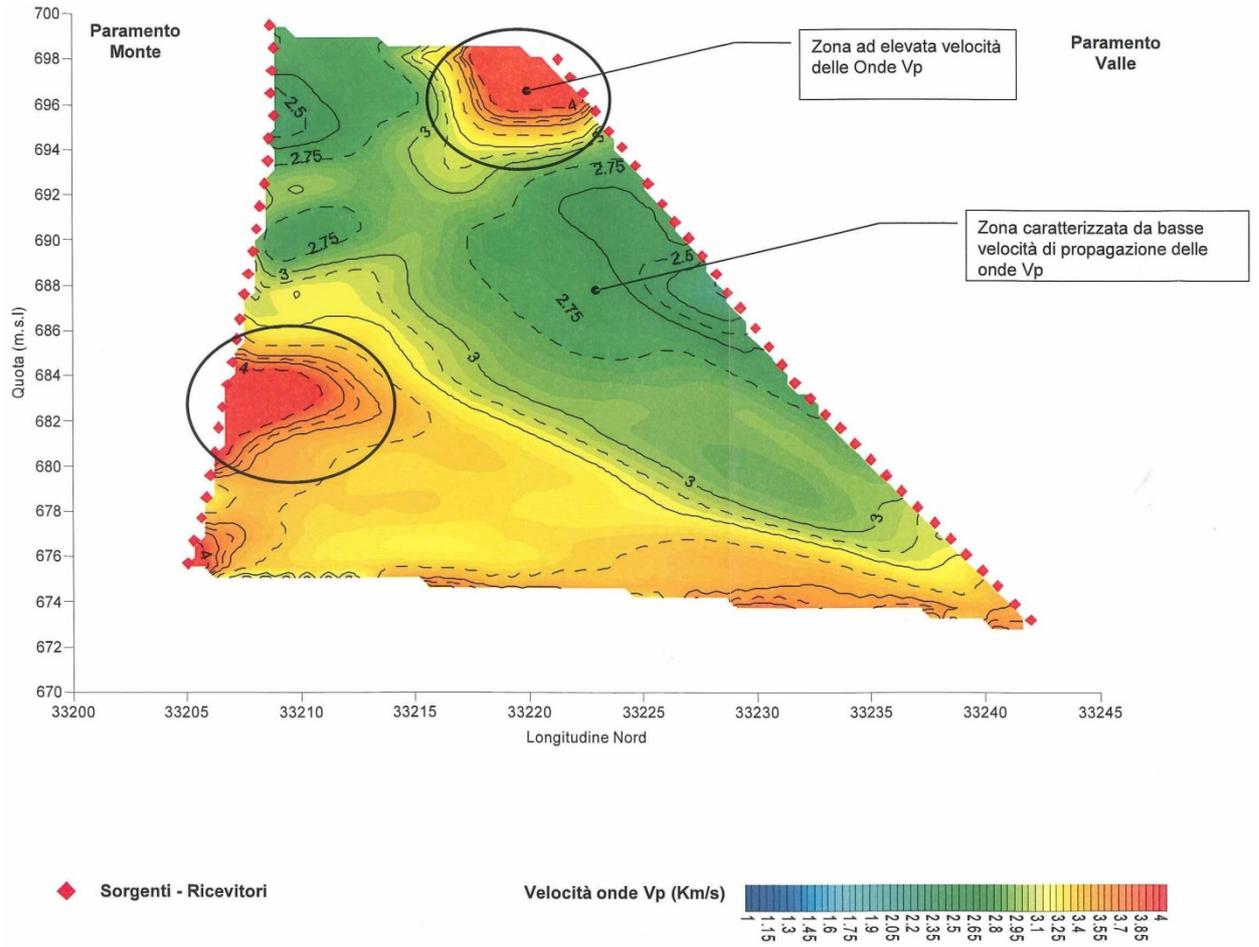


Fig. 3/3 – Diga di Badana. Sezione tomografica SIS2.



4 INDAGINE 2013

4.1 Estensione delle Indagini

In seguito ai commenti ricevuti dal Voto 190/11 del CSLLPP, si sono rese necessarie ulteriori attività di studio e indagine sulla muratura, che sono state eseguite nel periodo inverno 2012-estate 2013.

Dette attività hanno compreso:

- perforazione di fori di sondaggio, con carotaggio continuo e esecuzione di ripresa televisiva in foro, prove dilatometriche, prove di permeabilità Lugeon, installazione di rivestimento per prove cross-holes;
- esecuzione di prove cross-hole, down-hole e restituzione mediante tomografia delle velocità delle onde S e P;
- esecuzione di prove di laboratorio su provini prelevati dalle carote;
- esecuzione di prove di taglio in situ, per indagare il contatto tra calcestruzzo nuovo e muratura esistente;
- esecuzione di prove per la qualificazione preliminare di potenziali miscele di calcestruzzo.

I paragrafi seguenti illustrano in dettaglio le attività di questa fase di indagine.

4.2 Indagini Eseguite

4.2.1 Sondaggi e Prove in Foro

Le indagini hanno compreso 15 perforazioni a carotaggio continuo, con asse verticale, che hanno interessato il corpo diga su tutta la verticale, a partire dal coronamento. I sondaggi sono stati identificati con le sigle da S1/013 a S15/013. La Tab. 4/1 presenta la lista dei sondaggi con le relative profondità. Ciascun foro è stato completato con la ripresa televisiva delle pareti e successivamente attrezzato con tubo di tipo inclino metrico per l'esecuzione di prove cross-hole e down-hole.

Nel corso delle perforazioni, sono state eseguite 51 prove di permeabilità di tipo Lugeon. Esse sono state effettuate in risalita, con otturatore doppio, su tratte di foro di 1 m.

Sono state inoltre eseguite 105 prove dilatometriche non dilatometro Dilaroc Telemac da 95 mm di diametro.

4.2.2 Misura delle Velocità Sismiche e Tomografia

Sono state eseguite prove sismiche di tipo cross-hole (14) e down-hole (15), per la determinazione della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) e di compressione (V_p).

La restituzione delle velocità è avvenuta mediante tomografia nel piano mediano della diga, basata sui risultati cross-hole. Le prove down-hole sono state impiegate per migliorare la qualità e la confidenza dei dati rilevati.

4.2.3 Prove di Laboratorio sulla Muratura

Sui 67 provini prelevati dai carotaggi sono state eseguite le seguenti prove:

- determinazioni del peso dell'unità di volume γ ;
- prove di resistenza alla compressione monoassiale;
- prove di resistenza a trazione;
- determinazione del contenuto percentuale di malta;
- misure di velocità delle onde di compressione V_p .

4.2.4 Prove in Situ sul Giunto Muratura-Calcestruzzo

Sono state eseguite 2 prove di taglio per misurare la resistenza del giunto tra calcestruzzo e muratura esistente. Le prove sono state realizzate costruendo 2 blocchi di calcestruzzo, gettati direttamente sulla superficie orizzontale della muratura, all'interno di una nicchia, ricavata al piede di valle della diga. Prima del getto, a superficie regolarizzata della muratura è stata ripulita con getto di aria in pressione e acqua, come si trattasse del giunto reale che si realizzerà per la diga.

I 2 blocchi hanno dimensione 70x70x50 cm e sono stati realizzati con 2 diverse miscele di calcestruzzo, ossia con miscela basata su cemento ferrico-pozzolatico tipo IV, per la Prova 1, e su cemento III/A, per la Prova 2. Le miscele sono state qualificate con prove di compressione a 7, 14 e 28 gg di maturazione.

Ciascuna prova è stata realizzata applicando una pressione verticale di 3 bar e una azione orizzontale crescente nel tempo. Il contrasto per la forza orizzontale è stato trovato nella parete che chiude la nicchia verso monte. Sono stati monitorati gli spostamenti orizzontali e verticali, nonché le forze applicate dai martinetti nelle due direzioni. Le prove sono state eseguite al ventottesimo giorno di maturazione.

Una volta raggiunta la rottura di picco, è proseguita l'applicazione del carico fino al limite di capacità della strumentazione installata. Successivamente, i trasduttori di spostamento sono stati riposizionati ed è stata eseguita una seconda fase di rottura, al fine di definire condizioni di resistenza post-picco.

4.2.5 Prove di Laboratorio sulle Miscele di Calcestruzzo

È stata eseguita una serie di prove di qualificazione delle miscele, per raccogliere dei dati di riferimento, da utilizzare nelle fasi successive di messa a punto degli impasti, e per ottenere alcune indicazioni preliminari sui parametri da usare nelle analisi deformazionali della diga.

Sono state definite 2+2 miscele base, con i seguenti requisiti:

- *Cemento*: gruppo 1) cemento ferrico-pozzolánico classe 325, dosato a 200 e a 300 kg/m³, con eventuali filler; gruppo 2) cemento d’altoforno tipo IIIA, classe 325, dosato a 200 e a 300 kg/m³, con eventuali filler;
- *Aggregato* proveniente dalle potenziali zone di cava, calcareo e/o peridotitico, con granulometria continua e dimensione dell’aggregato massimo 50-75 mm;
- *Resistenza* cilindrica caratteristica a 28 gg $f_{ck28} = 15-20$ MPa.

Sulle miscele così preparate, sono state previste le seguenti prove:

- *Prove di resistenza* e modulo nel tempo a 7, 15, 28 e 90 gg. Ogni punto prova comporta la rottura di almeno 3 provini. Nel caso si eseguano più 2 gruppi di prove (tipi di miscele), sui provini dei gruppi eccedenti verranno eseguite solo le prove a 28 e 90 gg;
- *Prove di taglio in piccola scala (laboratorio)* sul contatto muratura calcestruzzo con diversi tipi di calcestruzzo, incluso quello che verrà usato per la prova in sito. La base sarà la testa di spezzoni di carota debitamente preparati su cui verrà gettato un provino di calcestruzzo, avente lo stesso diametro della carota. Le prove verranno eseguite in una apposita scatola di taglio, in cui il piano di scorrimento sia impostato all’altezza della interfaccia tra i due materiali;
- *Prove di compatibilità chimica* tra leganti del calcestruzzo per i rinfianchi rispetto alla muratura esistente, ossia per definire quale composizione (portland, ferrico pozzolanico o altro) sia più adatta a essere accoppiata alla calce idraulica usata per la muratura e di cui si conosce la composizione. I provini verranno preparati come indicato al punto precedente. Tali prove consistono in una serie di trattamenti (termici o con agenti chimici) per produrre un invecchiamento accelerato della zona di contatto, ossia per promuovere e accelerare l’eventuale interazione tra calcestruzzo nuovo e muratura esistente. Il livello di deterioramento verrà definito in base ai risultati di prove di resistenza a taglio, oltre che rispetto all’analisi visiva. Le prove dovranno essere eseguite almeno sui provini di composizione uguale a quelli di cui al punto precedente.



Per le prove di compatibilità chimica calce idraulica/calcestruzzo, si ricerca una stima qualitativa di possibili reazioni avverse tra la malta di calce idraulica della muratura esistente e il calcestruzzo nuovo che verrà in contatto con essa. Si utilizzeranno procedure di maturazione/invecchiamento accelerati, prese in prestito dalle prove per la misura della reattività alcali aggregati. Ciò non implica alcuna assunzione sul tipo di reazione atteso né che ci debba necessariamente essere una reazione.

Saranno eseguite 2 tipologie di prova, come segue:

- a) prove sul contatto malta esistente/calcestruzzo nuovo, eseguite a partire da carote di muratura;
- b) prove di compatibilità malta/calcestruzzo su provini di calcestruzzo che inglobasse frazioni di malta parzialmente o integralmente disgregata.

Provini tipo a) Si formeranno spezzoni di carota approssimativamente alti 1 diametro con una estremità rettificata e l'altra grossolanamente regolarizzata e pulita come se si dovesse realizzare il giunto muratura/calcestruzzo in sito. I provini saranno scelti in modo che almeno il 50% della superficie di contatto sia occupata da malta.

Si completerà il provino con un getto di calcestruzzo di altezza 1 diametro, in modo che l'altezza complessiva diventi 2 diametri. Il calcestruzzo sarà gettato sulla superficie regolarizzata, precedentemente preparata con inclusa umidificazione.

Si utilizzeranno calcestruzzi formati con cemento ferrico-pozzolanico e calcestruzzi con cemento d'altoforno, dosato a 200 e 300 kg/m³. L'inerte massimo sarà 25 mm. Per ciascuna miscela saranno messi da parte 3 provini in calcestruzzo puro, da usare come riferimento. Il diametro massimo sarà lo stesso impiegato nelle miscele dei provini b).

Si prepareranno 4 serie da 3 provini ciascuna, cambiando tipo di cemento e dosaggio.

Provini tipo b) Si formeranno provini di calcestruzzo ottenuto miscelando 10-20% di malta frantumata ai componenti normalmente utilizzati. Le dimensioni saranno quelle di un provino cilindrico standard, a meno di indicazioni specifiche della norma di riferimento della prova seguita.

Tutta la malta da aggiungere sarà disgregata inizialmente, in modo che tutti i provini siano realizzati con lo stesso preparato iniziale. Indicativamente la malta disgregata avrà diametro massimo 5 mm.



Per quanto riguarda gli altri componenti del calcestruzzo, il diametro massimo sarà di 25 mm e la quantità di inerte sabbioso debitamente ridotta per compensare l'aggiunta di malta disgregata. Il diametro massimo sarà lo stesso impiegato nelle miscele dei provini a).

Come visto al punto precedente, si utilizzeranno calcestruzzi formati con cemento ferrico-pozzolatico e calcestruzzi con cemento d'altoforno, dosato a 200 e 300 kg/m³.

Si prepareranno 4 serie da 4 provini ciascuna, cambiando tipo di cemento e dosaggio.

Prova La procedura di prova sarà secondo la norma UNI-ENV-197-1, che riguarda la determinazione della reattività alcali-aggregati.

Alla fine del periodo di maturazione, ciascun provino sarà esaminato in modo approfondito, per rilevare eventuali punti di debolezza, saranno eseguite le misure per rilevare eventuali variazioni delle dimensioni, e analisi di sezioni sottili nelle zone di contatto tra malta e calcestruzzo (per i provini a) o lungo la superficie dei noduli di malta (per i provini b).

Saranno eseguite prove convenzionali di resistenza e per la determinazione del modulo a 7, 14, 28, 90 e 180 giorni di maturazione, prove di aumento adiabatico di temperatura e prove per la determinazione dei parametri termici delle miscele.

Alla data di redazione del presente rapporto, le prove di compatibilità chimica tra calcestruzzo e le malte del corpo diga non sono ancora state completate.

4.3 Risultati

4.3.1 Prove in Foro

Le prove Lugeon effettuate hanno interessato sia la muratura che il contatto muratura fondazione. I risultati, presentati in forma sintetica in Tab. 4/2, evidenziano assorbimenti generalmente alti, con valori più frequenti compresi nell'intervallo UL = 8-18 e solo il 20% dei casi con valori inferiori a 5 UL. La lunghezza delle tratte di prova è stata in genere compresa nell'intervallo da 0.5 a 2 m, ossia piuttosto corta.

I valori più alti (> 50 UL) sono stati riscontrati nella parte bassa e profonda della diga (S07/013 e S09/013 a profondità 40 m) e nelle sezioni intermedie in spalla sinistra (S10/013 e S11/013). Sempre in spalla sinistra, nella sua parte alta, si sono riscontrati forti assorbimenti, superiori a 30 UL, al contatto muratura-fondazione.

Le velocità delle onde P e S, ricavata dalle prove cross-hole, è risultata nell'intervallo $V_p = 1650-2500$ m/s e $V_s = 900-1400$ m/s, rispettivamente. La corrispondente restituzione tomografica nel piano dei sondaggi (piano mediano lungo l'asse della diga) è presentata in Fig. 4/2. Solo le onde P evidenziano due zone a velocità relativamente più bassa, estesa a tutta la sezione diga, in

corrispondenza del sondaggio S09/013 e del sondaggio S03/013. Per la parte rimanente, le velocità tendono a salire con la profondità dal coronamento.

Non si osservano relazioni particolari tra alta permeabilità e velocità di propagazione delle onde sismiche.

I risultati delle prove dilatometriche, ottenuti con elaborazione standard e con coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$, sono stati presentati in termini di modulo (carico, scarico e ricarico), come riassunto in Tab. 4/3. Ai fini dell'analisi della muratura si considerano i soli moduli di ricarico, in quanto si assume che quello determinato sul carico iniziale sia in qualche misura affetto da disturbi legati alla posa del dilatometro e al suo primo contatto con le pareti del foro.

I valori mediamente ottenuti per il modulo di ricarico sono nell'ordine di $E = 1500$ MPa. Da tale determinazione sono stati eliminati i valori inferiori a 800 MPa, chiaramente affetti da problemi di posizionamento/contatto con le pareti del foro. Tali valori sono bassi rispetto a quelli ottenibili con martinetto piatto, disposto verticalmente sulla parete laterale del cunicolo.

Una nuova analisi, eseguita sul ramo rettilineo o rettificato della curva di ricarico con coefficiente di Poisson $\nu = 0.39$ porta a $E = 3000$ MPa, come illustrato in Fig. 4/3. Nella Figura non compaiono i dati dei provini prelevati nei primi 5 m (che corrispondono alla porzione di diga che verrà demolita) e sempre quelli inferiori a 800 MPa e superiori a 15000 MPa.

4.3.2 Prove di Laboratorio sulla Muratura

I risultati delle prove di laboratorio sono riassunti sinteticamente nella Tab. 4/4 e nelle Figure da 4/4 a 4/14.

I valori del peso di volume unitario γ variano tra un minimo di 19 kN/m^3 e un massimo di 26 kN/m^3 . La maggior parte dei valori è concentrata nell'intervallo $21\text{-}23 \text{ kN/m}^3$, con un valore medio pari a $22.2 \pm 1.2 \text{ kN/m}^3$. I risultati sono diagrammati in Fig. 4/4.

La percentuale di malta nei provini è risultata mediamente pari al 48%, con valori variabili da 20 a 80%, come diagrammato in Fig 4/5. Questi valori appaiono superiori a quelli rilevati direttamente sulla muratura nella precedente campagna di indagini e che si attestavano attorno a 34-38%. Tale differenza può essere attribuita all'effetto scala dei provini di laboratorio, relativamente piccoli rispetto alle dimensioni dei blocchi.

Come illustra la Fig. 4/6, non appare evidente una correlazione tra percentuale di malta e peso di volume. Una certa dipendenza traspare, nonostante l'ampia dispersione, sia per il peso di volume che per la percentuale di malta, con la velocità di propagazione delle onde di compressione P (Fig. 4/7).

I valori della resistenza a compressione monoassiale variano tra 2 e 30 MPa, con prevalenza dei valori compresa nell'intervallo 4-9 MPa, mentre quelli a trazione risultano variabili da 0.5 a 4.2 MPa, con prevalenza nell'intervallo 0.6-1.3 MPa. Come indicato nelle Fig. 4/8 e 4/9, non appare una dipendenza significativa dalla profondità, anche se i valori più alti vengono riscontrati nei primi 20-30 m.

Un legame più stretto appare esistere tra resistenza e peso di volume o tra resistenza e percentuale di malta, come si evince dalle Figure 4/10 e 4/11.

Tenuto conto dell'istogramma effettivo dei risultati, che è asimmetrico essendo troncato verso lo zero, i dati sono stati elaborati con legge di distribuzione lognormale, come indicato nelle Fig. 4/12 e 4/13. In base alla curva di probabilità cumulativa si ottengono i valori caratteristici di resistenza, che risultano $f_{ck} = 3200$ kPa, in compressione, e $f_{tk} = 570$ kPa, in trazione.

Con riferimento ai valori caratteristici, il rapporto tra resistenza a trazione e compressione vale $1/R = 0.18 \cong 1/6$. La Fig. 4/14 illustra l'andamento della resistenza a trazione e del rapporto $1/R$ in funzione della resistenza a compressione.

Tenuto conto del fatto che le caratteristiche di resistenza calano con l'aumentare della percentuale di malta e che la percentuale di malta valutata in scala reale sulla muratura risulta 34-38%, ossia inferiore a quella mediamente riscontrata nei provini di laboratorio, è pensabile che le misure di laboratorio tendano a sottostimare l'effettivo valore delle caratteristiche meccaniche.

4.3.3 Prove di Laboratorio per la Qualificazione del Calcestruzzo

Le 4 miscele analizzate hanno offerto i valori di resistenza riassunti in Tab. 4/5. La resistenza cubica media a 28 giorni di maturazione è risultata pari a 35.5 MPa e 17-19 MPa, per dosaggio a 300 e 200 kg di cemento a metro cubo. Meno evidente è risultato l'effetto del diverso tipo di cemento.

Il prelievo eseguito sull'impasto del blocco in calcestruzzo della Prova di taglio in situ 2 ha mostrato valori di resistenza anomali (alti) rispetto alla media degli altri risultati.

Le misure di innalzamento adiabatico della temperatura durante l'idratazione e la presa del calcestruzzo hanno offerto valori nell'ordine di 6-7°C e 3°C, in funzione del dosaggio del cemento a 300 o 200 kg/m³ rispettivamente. Anche in questo caso l'effetto del diverso cemento appare impercettibile.

4.3.4 Prove in Situ sul Giunto Muratura-Calcestruzzo

Le prove di resistenza al taglio del giunto calcestruzzo-muratura sono presentate in forma sintetica nelle Figure da 4/15 a 4/17.



Il picco di resistenza è risultato nell'ordine di 1.1 e 1.3 MPa, nella Prova 1 e 2, rispettivamente. Ciò potrebbe essere legato alla maggiore resistenza del calcestruzzo usato per la Prova 2. Gli spostamenti a rottura sono risultati di 1 e 2 mm, rispettivamente nelle 2 prove.

Nel secondo ciclo di taglio, valori di resistenza assimilabili alla residua sono stati ottenuti solo nella prima prova (1.2 bar, con variazione volumetrica nulla), in virtù delle maggiori deformazioni applicate e di una minore scabrezza del contatto. Nella Prova 2, anche alle massime deformazioni, gli spostamenti verticali indicano che si è in piena dilatanza e quindi lontani da condizioni residue.

Nel piano di Mohr (Fig. 4/17), si ottiene $c = 20$ kPa e $\phi = 74.6^\circ$, in condizioni di picco, e $c = 10$ kPa e $\phi = 52.7^\circ$, in condizioni post picco. Anche questi ultimi valori sono ampiamente sopra $\phi = 45^\circ$, a indicare che, nel campo di deformazioni indagato, vere e proprie condizioni di resistenza residua non si stabiliscono.

Il modulo di reazione tangenziale (azione radente) rilevabile con le misure fatte porta a valori nell'ordine di $K_s = 1100-1700$ MPa/m, nel campo di misura da 0 a 10-12 bar (da 0 a 1-1.2 MPa) e $K_s = 1600-2700$ MPa/m, nel campo di misura da 0 a 8-10 bar (da 0 a 0.8-1 MPa).



Tab 4/1 – Diga di Badana. Sondaggi eseguiti.

Sondaggio	Profondità (m)
S1/013	15
S2/013	15
S3/013	20
S4/013	20
S5/013	30
S6/013	40
S7/013	50
S8/013	46
S9/013	50
S10/013	40
S11/013	30
S12/013	20
S13/013	20
S14/013	15
S15/013	15



Tab 4/2 – Diga di Badana. Risultati delle prove Lugeon (2 pagine)

SONDAGGIO	PROFONDITA [m]	LUNGHEZZA	
		TRATTA [m]	PERMEABILITA [UL]
S1	7.30	1.00	0
S1	14.50	1.00	0
S2	7.00	1.00	4
S2	14.65	0.70	0
S3	7.00	1.00	6.5
S3	14.55	0.90	21
S3	19.00	1.00	8
S4	7.00	1.10	1
S4	14.55	0.90	3.5
S5	7.00	1.10	9
S5	14.60	1.00	12
S5	23.50	1.00	3
S6			
S7	7.25	1.50	16
S7	15.45	1.90	8.5
S7	24.00	2.00	13
S7	31.25	1.50	3
S7	40.00	2.00	29
S7	47.55	2.10	19
S8	8.00	2.00	2.5
S8	15.00	2.00	0
S8	23.00	2.00	4
S8	32.00	2.00	17
S8	39.00	2.00	6
S9	7.00	1.00	11
S9	15.05	1.10	16
S9	23.00	1.00	5
S9	31.00	1.00	10
S9	39.05	1.10	33
S9	47.00	1.00	15
S10	7.00	1.00	8
S10	15.00	1.00	5
S10	23.05	1.10	3
S10	31.00	1.00	5



Tab 4/2 – Diga di Badana. Risultati delle prove Lugeon (2 pagine)

SONDAGGIO	PROFONDITA [m]	LUNGHEZZA	PERMEABILITA [UL]
		TRATTA [m]	
S10	39.00	1.00	9
S11	7.00	1.00	49
S11	15.05	1.10	12
S11	23.00	1.00	7
S12	6.75	0.50	4
S12	15.00	1.00	13
S13	6.95	0.90	6
S13	15.05	1.10	5
S13	19.00	1.00	12
S14	6.75	0.50	0
S14	14.75	0.50	6
S15	7.00	1.00	5
S15	14.75	0.50	0



Tab 4/3 - Diga di Badana. Risultati delle misure di modulo da prove dilatometriche in foro nella muratura del corpo diga (4 pagine)

PROVA	PROF.PROVA (m)	Modulo di deformazione (MPa)	Modulo elastico (MPa)	Modulo di ricarico (MPa)
S1D1	2.5	180	2066	990
S1D2	7.0	619	1863	1572
S1D3	11.0	850	3544	3249
S1D4	14.5	836	3110	2665
S2D1	2.5	483	2904	1734
S2D2	7.0	667	2624	2258
S2D3	11.5	270	4752	3024
S2D4	14.5	682	2134	1910
S3D1	2.5	181	396	364
S3D2	7.0	423	880	808
S3D3	11.5	668	4881	3885
S3D4	14.5	229	2007	1586
S3D5	19.0	547	1882	1717
S4D1	2.5	130	298	266
S4D2	7.0	130	298	266
S4D3	11.0	700	2811	2362
S4D4	14.5	765	2604	2359
S4D5	19.0	615	10561	7908
S5D1	2.5	202	541	456
S5D2	7.0	147	318	265
S5D3	11.5	170	1592	990
S5D4	14.5	371	988	913
S5D5	19.0	243	6116	3614
S5D6	23.5	334	1239	1052
S5D7	26.5	119	3110	1588
S6D1	3.0	229	1163	995
S6D2	7.0	1055	3744	2481
S6D3	11.0	727	3744	2481
S6D4	15.0	667	5475	3463
S6D5	19.0	284	708	604
S6D6	23.0	331	781	694
S6D7	27.0	342	1338	1120
S6D8	30.5	15	19	18



Tab 4/3 - Diga di Badana. Risultati delle misure di modulo da prove dilatometriche in foro nella muratura del corpo diga (4 pagine)

PROVA	PROF.PROVA (m)	Modulo di deformazione (MPa)	Modulo elastico (MPa)	Modulo di ricarico (MPa)
S6D9	35.0	508	1528	1212
S6D10	39.0	1307	3054	2459
S7D1	3.0	154	519	401
S7D2	7.0	177	499	438
S7D3	11.0	267	1022	771
S7D4	15.0	804	6364	4853
S7D5	19.0	330	1237	1131
S7D6	23.0	95	749	661
S7D7	27.0	311	1223	1031
S7D8	31.0	177	1691	1389
S7D9	35.0	577	1519	1293
S7D10	39.0	402	3488	1822
S7D11	43.0	280	787	715
S7D12	47.0	952	4254	3471
S8D1	3.2	450	1000	818
S8D2	7.0	276	779	692
S8D3	11.0	658	3427	2553
S8D4	15.0	1029	2574	2364
S8D5	19.0	1499	6978	6026
S8D6	23.0	842	1584	1491
S8D7	27.0	382	1346	1202
S8D8	31.5	737	5252	4400
S8D9	35.0	443	1856	1617
S8D10	38.5	82	2384	1677
S8D11	43.0	731	3949	3248
S9D1	3.0	273	2561	1894
S9D2	7.0	222	691	630
S9D3	11.0	513	1753	1439
S9D4	15.0	221	577	517
S9D5	19.0	372	726	664
S9D6	23.0	101	1240	1097
S9D7	27.0	118	2132	1353
S9D8	31.0	450	1445	1229



Tab 4/3 - Diga di Badana. Risultati delle misure di modulo da prove dilatometriche in foro nella muratura del corpo diga (4 pagine)

PROVA	PROF.PROVA (m)	Modulo di deformazione (MPa)	Modulo elastico (MPa)	Modulo di ricarico (MPa)
S9D9	35.0	318	5789	5045
S9D10	39.0	639	1166	1043
S9D11	43.0	241	877	824
S9D12	47.0	182	701	652
S10D1	3.0	109	252	204
S10D2	7.0	177	305	242
S10D3	11.0	230	721	574
S10D4	15.0	196	677	554
S10D5	19.0	226	1400	1175
S10D6	23.0	266	1563	1384
S10D7	26.5	357	2015	1796
S10D8	31.0	176	665	594
S10D9	35.0	145	2592	2091
S10D10	39.0	1293	2386	1992
S11D1	3.0	144	385	347
S11D2	7.0	5086	7266	6059
S11D3	11.0	487	1322	1110
S11D4	15.0	313	1186	937
S11D5	19.0	299	797	755
S11D6	23.0	259	724	628
S11D7	27.0	123	877	657
S12D1	3.0	237	595	487
S12D2	7.0	144	904	883
S12D3	11.0	160	329	295
S12D4	15.0	340	1000	860
S12D5	19.0	215	696	647
S13D1	3.0	391	917	796
S13D2	7.5	473	2668	4578
S13D3	11.0	298	5045	4099
S13D4	14.5	177	370	318
S13D5	19.0	467	898	813
S14D1	2.8	193	1983	1290
S14D2	7.0	301	1443	1226



Tab 4/3 - Diga di Badana. Risultati delle misure di modulo da prove dilatometriche in foro nella muratura del corpo diga (4 pagine)

PROVA	PROF.PROVA (m)	Modulo di deformazione (MPa)	Modulo elastico (MPa)	Modulo di ricarico (MPa)
S14D3	11.0	213	609	545
S14D4	14.5	643	2108	1965
S15D1	2.5	156	907	485
S15D2	7.0	632	2472	2032
S15D3	11.0	216	3876	2979
S15D4	14.5	878	2710	2353



Tab 4/4 – Diga di Badana. Risultati delle prove di laboratorio su provini prelevati dalle carote di muratura (7 pagine).

Sondaggio	Profondità (m)	Resistenza Compressione (MPa)	Resistenza Trazione (MPa)	Peso di volume (kN/m ³)	V _p (m/s)	Porosità (-)	% di malta (%)
S1	0.00 - 0.20		0.95	21.70		0.24	54
S1	0.55-0.75	5.57		21.48	2132	0.24	56
S1	0.55-0.75	4.60		21.62	1854	0.24	44
S1	4.00 - 4.40		1.06	21.25		0.25	58
S1	4.00 - 4.40	19.90		25.20	1896	0.11	21
S1	4.00 - 4.40	29.80		25.80		0.09	15
S1	4.85 - 5.00	5.23		21.15	2397	0.26	59
S1	4.85 - 5.00	3.25		21.60	2185	0.24	44
S1	8.65-8.90	4.11		21.32	2525	0.25	57
S1	8.65-8.90		1.39	21.57		0.24	55
S1	9.35-9.45	8.43		21.71	2891	0.24	54
S1	9.35-9.45		2.11	22.00		0.23	51
S1	12.70 - 13.00		2.21	24.25		0.15	30
S1	12.70 - 13.00	2.80		21.23	1990	0.25	58
S1	12.70 - 13.00	2.80		22.22	1990	0.22	49
S2	1.00-1.40	9.11		20.20	3015	0.29	68
S2	1.00-1.40		1.26	21.03		0.26	60
S2	4.15 - 4.60	4.00		22.14	2419	0.22	50
S2	4.15 - 4.60		4.06	24.12		0.15	31
S2	4.15 - 4.60	6.88		22.37	2327	0.21	47
S2	5.00 - 5.50		1.29	21.71		0.24	54
S2	5.00-5.70	6.36		23.06	2466	0.19	41
S2	7.20-7.50	6.75		22.96	2065	0.19	30
S2	8.30-8.70	11.02		22.33	2980	0.22	48
S2	8.30-8.70	8.25		22.27	2802	0.22	48
S2	10.00-10.30	5.24		22.24	2641	0.22	49
S2	10.00-10.30		2.12	21.29		0.25	58
S2	12.40 - 12.70		0.89	21.38		0.25	57
S2	12.40 - 12.70	5.80		22.31	2710	0.22	48
S3	3.50-3.80		0.63	22.17		0.22	49
S3	3.50-3.80	9.99		24.00	3108	0.16	32
S3	5.10 - 5.30		0.92	22.81		0.20	43
S3	5.10	8.23		23.80	3012	0.16	34
S3	7.40-7.80	11.34		23.22	3122	0.18	39
S3	15.35	14.86		23.85	2696	0.16	33
S3	13.00-13.40		0.50	21.60		0.24	55



Tab 4/4 – Diga di Badana. Risultati delle prove di laboratorio su provini prelevati dalle carote di muratura (7 pagine).

Sondaggio	Profondità (m)	Resistenza Compressione (MPa)	Resistenza Trazione (MPa)	Peso di volume (kN/m ³)	V _p (m/s)	Porosità (-)	% di malta (%)
S3	13.00-13.40	6.67		23.93	4158	0.16	33
S3	15.35 - 15.60		0.85	22.52		0.21	46
S3	19.15-19.45	10.09		23.96	3651	0.16	32
S3	19.15-19.45		0.52	23.22		0.18	39
S3	19.15-19.45	8.98		22.35		0.21	48
S4	0.70-1.00	7.58		21.87	3021	0.23	52
S4	3.00 - 3.40		2.00	24.51		0.14	27
S4	3.00 - 3.40	3.29		21.57	1994	0.24	55
S4	8.15-8.55	7.90	.	21.57	2650	0.24	55
S4	9.50 - 9.75		1.39	22.00		0.23	51
S4	9.50 - 9.75	4.39		21.57	2301	0.24	55
S4	12.25-12.60	9.96		21.25	3178	0.25	58
S4	12.25-12.60		1.81	21.77		0.23	53
S4	15.35-15.70		0.83	22.42		0.21	47
S4	15.35-15.70	7.22		23.31	2844	0.18	39
S4	17.60-18.00	5.44		22.67	2419	0.20	45
S5	2.40-2.60		0.73	20.77		0.27	63
S5	2.40-2.60	9.33		23.81	2369	0.16	34
S5	3.00-3.40	5.66		21.12	1996	0.26	59
S5	8.40-9.00		1.63	22.19		0.22	49
S5	8.40-9.00	13.38		23.81	3125	0.16	34
S5	10.25-10.50	7.12	.	22.78	2746	0.20	44
S5	10.25-10.50			22.61	3003	0.21	45
S5	12.30-12.55		1.32	20.31		0.29	67
S5	12.30-12.55	7.70		25.05	2122	0.12	22
S5	17.75-18.00	4.22		21.15	2365	0.26	59
S5	20.30-20.50	3.94		21.99	2638	0.23	51
S5	20.30-20.50		1.96	20.31	1951	0.29	67
S5	25.00-25.15	5.66		22.63	2870	0.20	45
S5	29.20-29.60	6.70		23.81		0.16	22
S5	29.20-29.60		2.60	22.15		0.22	50
S5	29.20-29.60	3.90		20.53	1933	0.28	65
S6	1.35 - 1.70	4.42		22.36	2363	0.21	48
S6	1.35 - 1.70	5.26		22.54	2412	0.21	35
S6	8.40 - 8.90	5.24		20.36	2011	0.28	67
S6	1.35 - 1.70	4.90		21.50	1899	0.24	45
S6	17.00 - 17.35	7.82	.	23.38	3128	0.18	38
S6	25.50 -	9.81		22.87	3058	0.20	43



Tab 4/4 – Diga di Badana. Risultati delle prove di laboratorio su provini prelevati dalle carote di muratura (7 pagine).

Sondaggio	Profondità (m)	Resistenza Compressione (MPa)	Resistenza Trazione (MPa)	Peso di volume (kN/m ³)	V _p (m/s)	Porosità (-)	% di malta (%)
	25.80						
S6	33.55 - 33.88	3.99		20.36	2074	0.28	67
S6	39.75-40.40	4.40		21.10	1859	0.26	60
S6	39.75-40.40	5.64		21.85	1989	0.23	42
S7	2.60-2.85	11.07		23.41		0.18	38
S7	2.60-2.85		1.06	22.26		0.22	49
S7	5.20-5.55			21.72	2167	0.24	54
S7	5.20-5.55		0.98	20.95		0.26	61
S7	8.40-8.90	5.92		21.54	1492	0.24	55
S7	8.40-8.90	7.28		22.67		0.20	45
S7	12.35-12.80			21.51	1758	0.24	56
S7	12.35-12.80		0.51	20.98		0.26	61
S7	17.20-17.60	5.00		20.79	2672	0.27	62
S7	19.50 - 19.75	11.19		23.11		0.19	41
S7	24.35-24.80	6.70		21.92		0.23	52
S7	24.35-24.80	7.11		21.80		0.23	42
S7	33.35-33.90		1.12	21.37		0.25	57
S7	33.35-33.90	5.81		22.02		0.23	51
S7	35.50 - 35.75	10.87		23.55		0.17	36
S7	35.50 - 35.75		1.06	23.62		0.17	36
S7	41.00-41.30	6.37		22.30		0.22	48
S7	41.00-41.30		0.80	22.22		0.22	49
S7	48.00-48.20	8.28		22.33		0.22	48
S7	49.40-49.60	4.50		22.49		0.21	46
S8	1.30-1.60		1.28	22.57		0.21	46
S8	1.30-1.60	2.64		19.23	1781	0.32	77
S8	3.00-3.55	15.39		22.82		0.20	43
S8	8.30-8.60	8.65		23.99		0.16	32
S8	11.40-11.60	6.79		23.11		0.19	40
S8	11.60-12.00		1.07	20.55		0.28	65
S8	11.60-12.00	17.50		24.20	2521	0.15	30
S8	11.60-12.00	8.34		22.10	3220	0.22	50
S8	13.20-13.65	4.62		21.01		0.26	60
S8	17.00-17.50	8.48		23.84	2312	0.16	34
S8	17.00-17.50		2.18	22.77		0.20	44
S8	20.00-20.25	3.04		22.63		0.20	45
S8	21.37-21.85	5.50		23.06	3887	0.19	41



Tab 4/4 – Diga di Badana. Risultati delle prove di laboratorio su provini prelevati dalle carote di muratura (7 pagine).

Sondaggio	Profondità (m)	Resistenza Compressione (MPa)	Resistenza Trazione (MPa)	Peso di volume (kN/m ³)	V _p (m/s)	Porosità (-)	% di malta (%)
S8	21.37-21.85		1.14	22.21		0.22	49
S8	24.30 - 25.00	8.78		24.86		0.13	24
S8	29.20-29.65	11.08		23.54	3154	0.17	36
S8	32.00-32.30	4.16		19.00		0.33	80
S8	37.00-37.40	3.78		23.08	2516	0.19	41
S8	37.00-37.40		1.66	24.10		0.15	31
S8	41.25-41.45	7.64		22.29		0.22	48
S8	45.45-45.85		0.78	20.64		0.27	64
S8	45.45-45.85	4.75		23.92	3765	0.16	33
S9	4.70-5.00		1.51	19.41		0.32	76
S9	4.70-5.00	3.96		21.90	1676	0.23	52
S9	8.00 - 8.60	7.47		21.42	2396	0.25	57
S9	8.00 - 8.60		1.11	22.06		0.22	50
S9	8.00 - 8.60	6.90		21.90		0.23	41
S9	16.00 - 16.25	5.39		21.65	2452	0.24	54
S9	16.00 - 16.25		1.04	21.79		0.23	53
S9	21.40 - 21.70	5.71		21.76	2876	0.24	53
S9	29.00 - 29.50	10.92		24.70	3028	0.13	25
S9	29.00 - 29.50		1.77	23.40		0.18	38
S9	39.60 - 40.00	5.99		22.30	2814	0.22	48
S9	39.60 - 40.00	8.10		22.65		0.20	34
S10	1.20-1.50			22.71	1545	0.20	44
S10	1.20-1.50		0.78	22.14		0.22	50
S10	5.00-5.50	10.21		20.52	2689	0.28	65
S10	5.00-5.50	6.80		21.05		0.26	50
S10	7.70-8.20		0.67	20.88		0.27	62
S10	7.70-8.20			21.84	835	0.23	53
S10	13.20-13.40	6.38		22.85	1598	0.20	43
S10	17.70 - 18.00		1.00	20.83		0.27	62
S10	17.70 - 18.00	7.11		21.50		0.24	45
S10	20.50-20.75	5.42		22.66	1602	0.20	45
S10	21.15-21.40		2.09	23.95		0.16	32



Tab 4/4 – Diga di Badana. Risultati delle prove di laboratorio su provini prelevati dalle carote di muratura (7 pagine).

Sondaggio	Profondità (m)	Resistenza Compressione (MPa)	Resistenza Trazione (MPa)	Peso di volume (kN/m ³)	V _p (m/s)	Porosità (-)	% di malta (%)
S10	21.15-21.40	5.49		22.50		0.21	35
S10	21.40 - 21.55	5.47		22.57	1987	0.21	46
S10	25.00-25.20	6.94		22.74	2357	0.20	44
S10	29.00-29.20		0.87	20.70		0.27	63
S10	29.00-29.20	19.59		23.81	2519	0.16	34
S10	33.60-33.85	7.41		22.03	2084	0.23	51
S10	33.60-33.85		1.22	21.55		0.24	55
S11	1.60-1.80	5.06		18.93	2017	0.33	80
S11	1.60-1.80		0.67	20.25		0.29	68
S11	5.25-5.85		0.71	20.97		0.26	61
S11	5.25-5.85	2.20		23.01	886	0.19	41
S11	12.60-13.00	16.72		22.98	4015	0.19	42
S11	12.60-13.00		1.16	21.37		0.25	57
S11	17.80-18.00	4.57		20.94	2161	0.26	61
S11	17.80-18.00		0.67	20.83		0.27	62
S11	21.60-22.00	4.20		21.33	2203	0.25	57
S11	21.60-22.00	5.11		21.56		0.24	44
S11	27.55-27.90		0.82	20.54		0.28	65
S11	27.55-27.90	20.82		23.15	3174	0.19	40
S11	29.00-29.35	4.19		21.61	1978	0.24	55
S12	1.00-1.30	6.30		21.31	3012	0.25	58
S12	1.00-1.30		0.98	22.27		0.22	48
S12	3.10-3.30	5.89		22.60		0.21	34
S12	5.50-5.85		1.51	23.06		0.19	41
S12	5.50-5.85			25.05	2416	0.12	22
S12	8.00-8.35	10.66		22.41	3895	0.21	47
S12	8.00-8.35		0.71	21.18		0.26	59
S12	13.00-13.40		0.87	24.18		0.15	30
S12	13.00-13.40	4.97		22.61	1948	0.21	45
S12	16.75-17.00	11.59		23.85	3665	0.16	33
S12	16.75-17.00		0.74	22.16		0.22	49
S12	19.00-19.20		0.58	20.30		0.29	67
S12	19.00-19.20	3.31		21.82	938	0.23	53
S12	19.40-19.60	6.50		21.69	2027	0.24	54
S13	1.10-1.30	2.20		21.52	1669	0.24	56
S13	1.10-1.30		0.80	22.37		0.21	48
S13	3.20-3.35			20.05	2077	0.30	70
S13	3.40-3.70	7.70		22.46	3204	0.21	47
S13	3.40-3.70		1.17	22.61		0.21	45



Tab 4/4 – Diga di Badana. Risultati delle prove di laboratorio su provini prelevati dalle carote di muratura (7 pagine).

Sondaggio	Profondità (m)	Resistenza Compressione (MPa)	Resistenza Trazione (MPa)	Peso di volume (kN/m ³)	V _p (m/s)	Porosità (-)	% di malta (%)
S13	7.25-7.60		1.11	20.07		0.29	69
S13	7.25-7.60			21.42	1699	0.25	57
S13	8.80-9.00	3.32		20.15	1598	0.29	69
S13	17.60-17.90	5.91		23.39	2369	0.18	38
S13	17.60-17.90		1.34	23.06		0.19	41
S13	19.20-19.40	4.44		19.95	2211	0.30	70
S14	1.00-1.20	7.42		22.54	3026	0.21	46
S14	1.00-1.20		1.02	22.43		0.21	47
S14	5.30-5.55		0.75	22.25		0.22	49
S14	5.30-5.55			24.15	3887	0.15	31
S14	5.30-5.55	6.08		22.28	2701	0.22	48
S14	8.00-8.35	9.51		23.46	2896	0.18	37
S14	8.00-8.35		1.44	22.47		0.21	47
S14	13.60-13.95		0.82	21.04		0.26	60
S14	13.60-13.95	7.67		21.81	1953	0.23	53
S14	13.60-13.95	6.84		21.70	2020	0.24	54
S15	0.30-0.50	5.36		21.25	2563	0.25	58
S15	0.30-0.50		1.31	21.31		0.25	58
S15	3.25-3.55	5.74		22.89	2690	0.20	43
S15	5.00-5.40		1.56	20.07		0.29	69
S15	5.00-5.40	7.74		23.64	2979	0.17	35
S15	5.00-5.40	5.86		21.40	3125	0.25	57
S15	9.40-9.90	4.35		22.53	2412	0.21	46
S15	9.40-9.90		0.94	22.43		0.21	47
S15	11.50-11.75		0.73	20.15		0.29	69
S15	11.50-11.75			21.86	1338	0.23	52
S15	11.50-11.75	5.40		21.16	2801	0.26	59

Tabella 4/5 – Diga di Badana. Risultati delle prove di laboratorio su provini di calcestruzzo.

Tipo prova	Tipo di cemento	dosaggio cemento kg/m ³	Resistenza a			
			7 gg MPa	14 gg MPa	28 gg MPa	90 gg MPa
Qualificazione	IV/B (P-V)	300	25.8	30.2	35.5	43.5
	IV/B (P-V)	200	11.2	16.1	16.8	22.4
	III/A	300	26.6	30.0	35.4	42.7
	III/A	200	12.9	16.0	19.0	22.6
In situ	IV/B (P-V)	200	11.7	15.1	18.8	23.4
	III/A	200	23.0	28.4	30.6	38.3

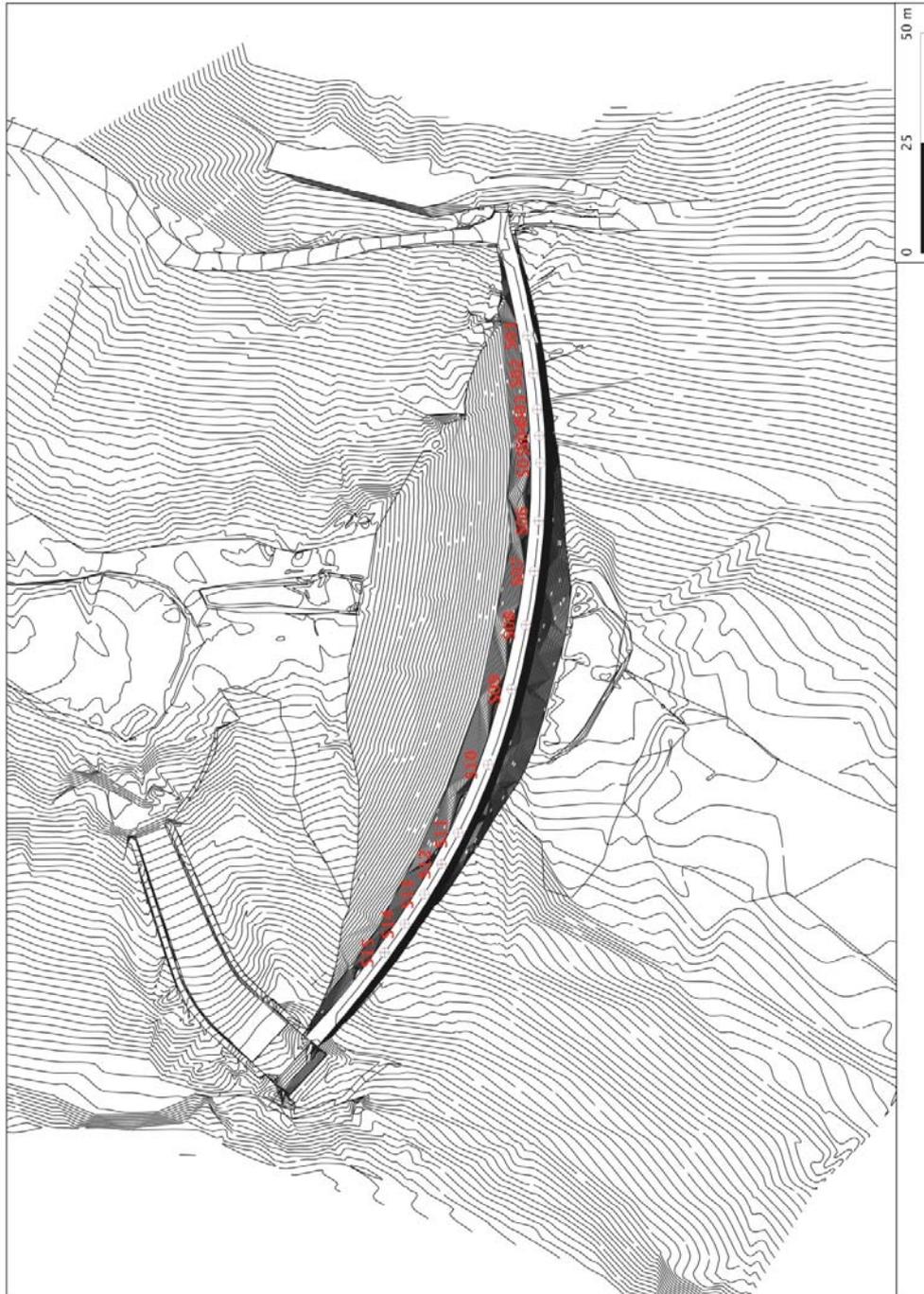


Fig. 4/1 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Ubicazione delle perforazioni.

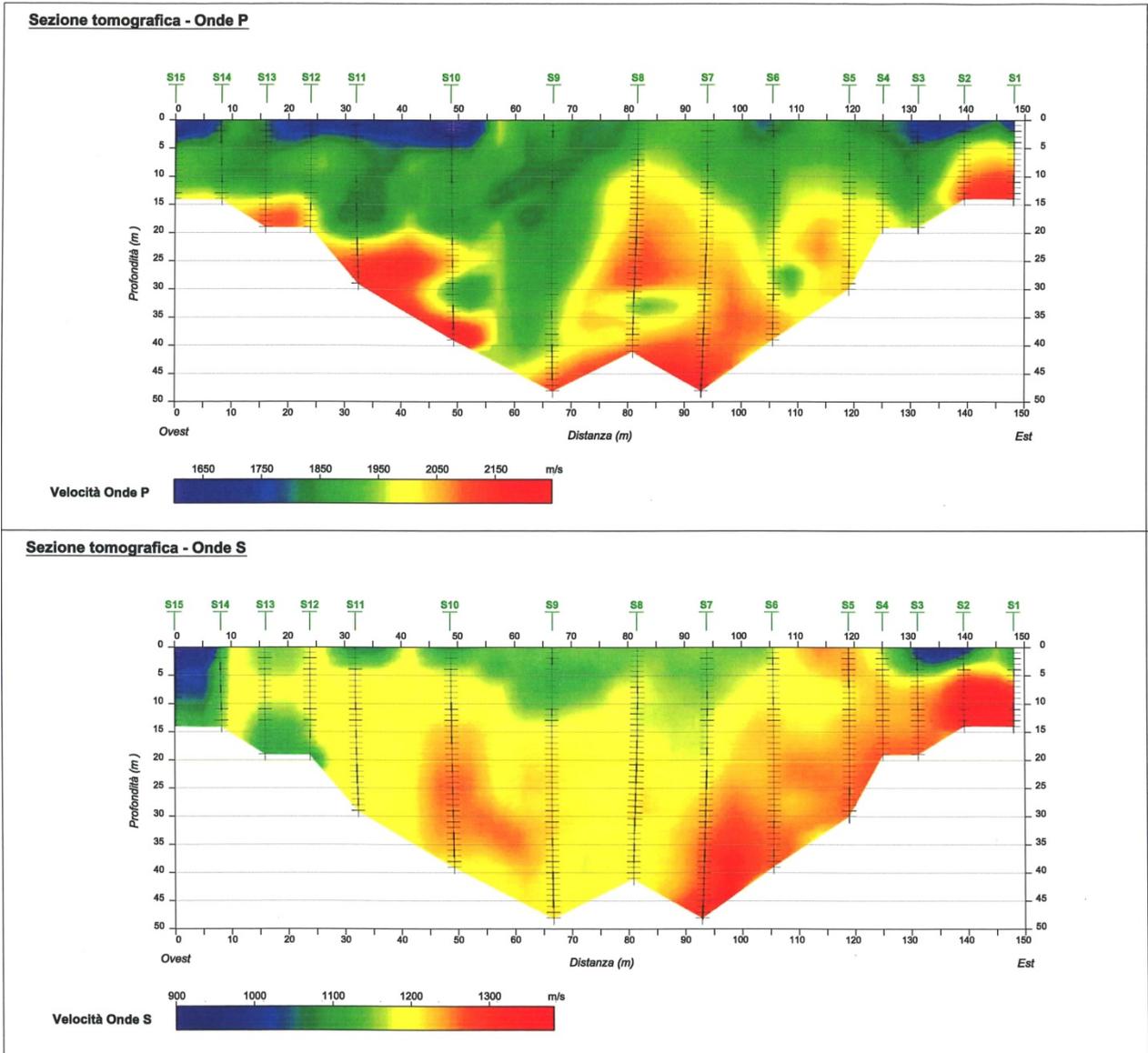


Fig. 4/2 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Tomografia delle velocità sismiche V_p e V_s nel piano assiale della diga (vista da monte).

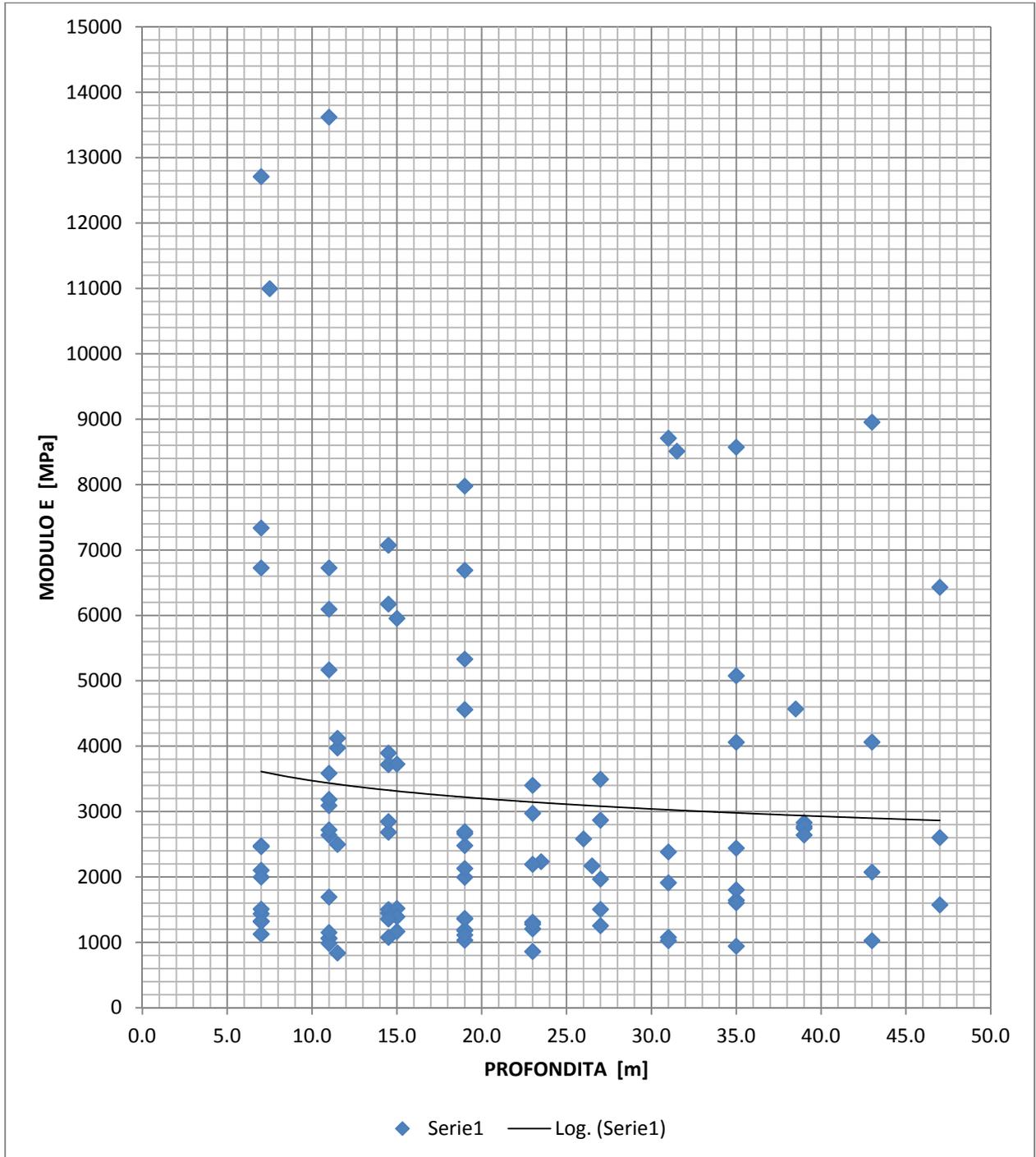


Fig. 4/3 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Prove dilatometriche. Rielaborazione dei dati dilatometrici

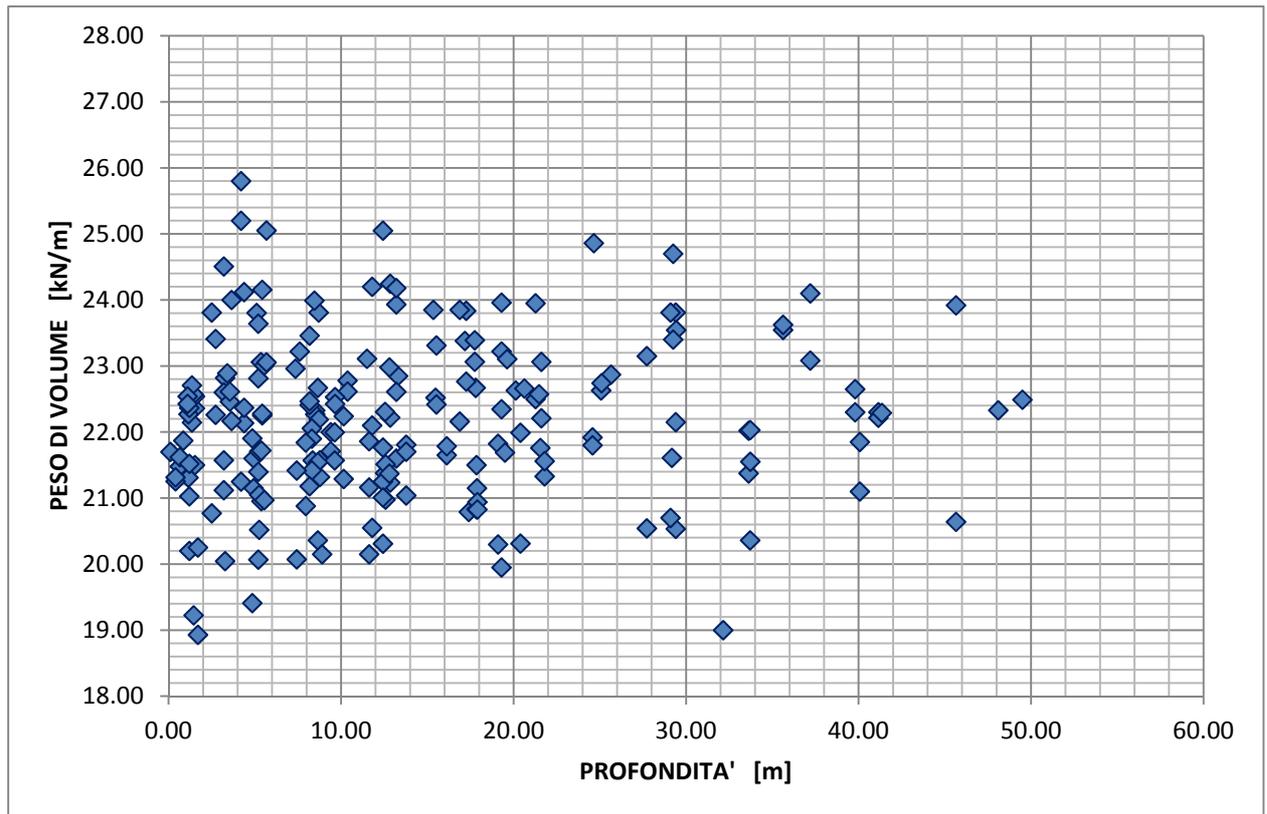


Fig. 4/4 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Indagine di laboratorio. Peso di volume in relazione alla profondità.

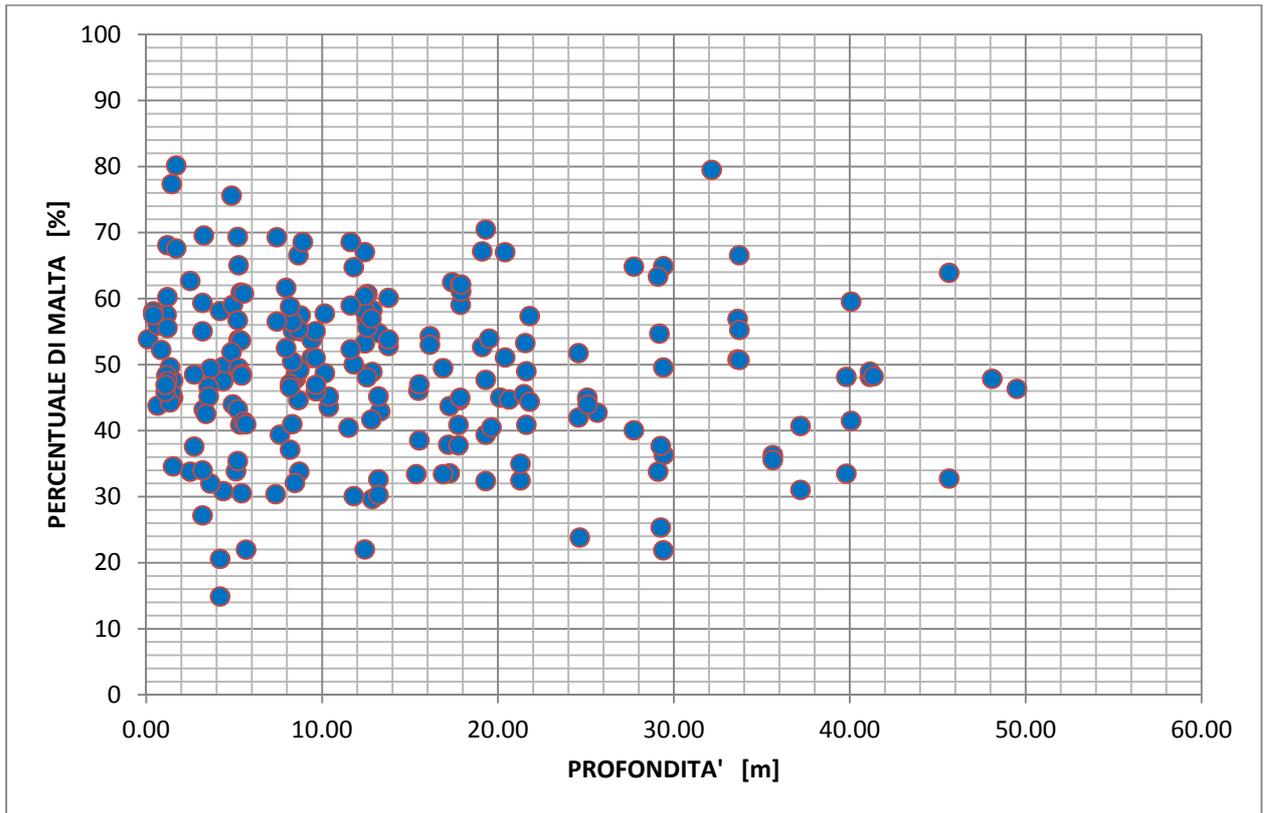


Fig. 4/5 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Indagine di laboratorio. Percentuale di malta in relazione alla profondità.

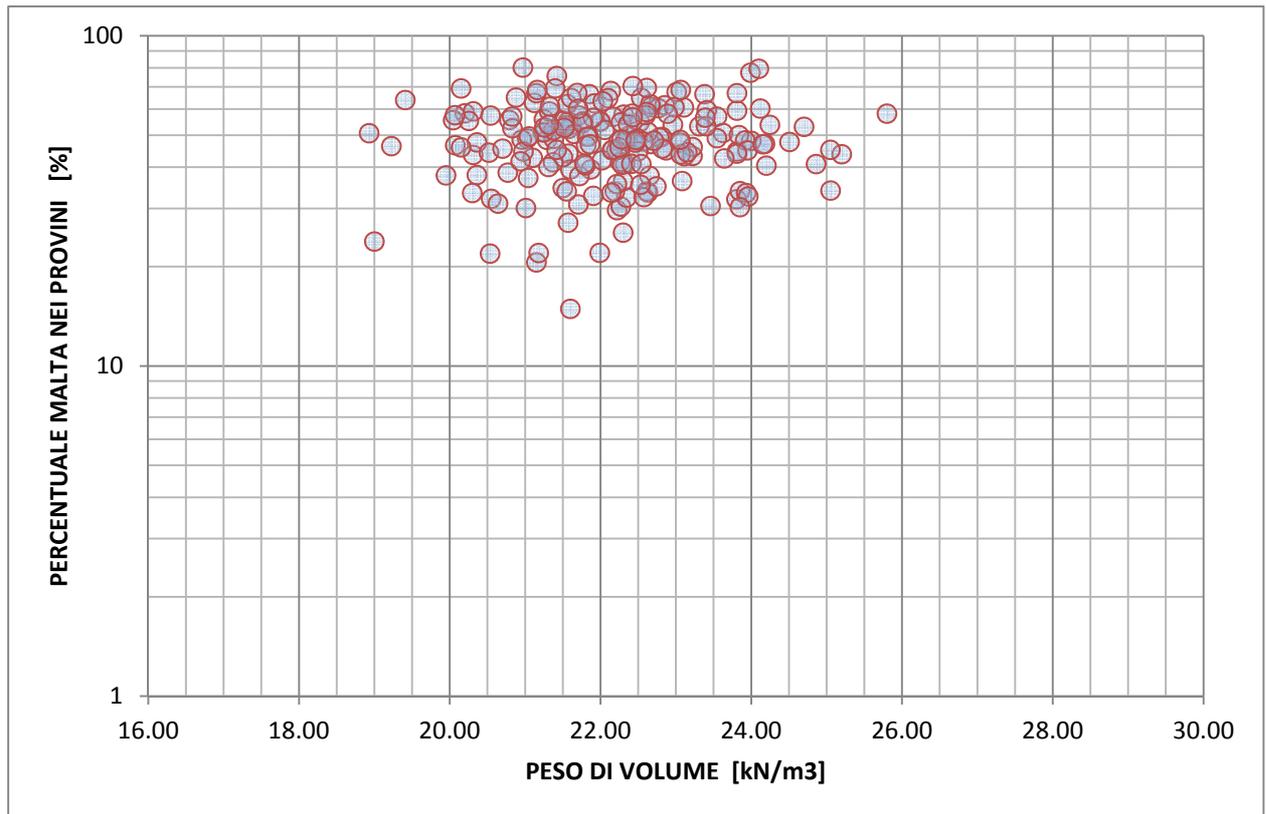


Fig. 4/6 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Indagine di laboratorio. Percentuale di malta in relazione al peso di volume.

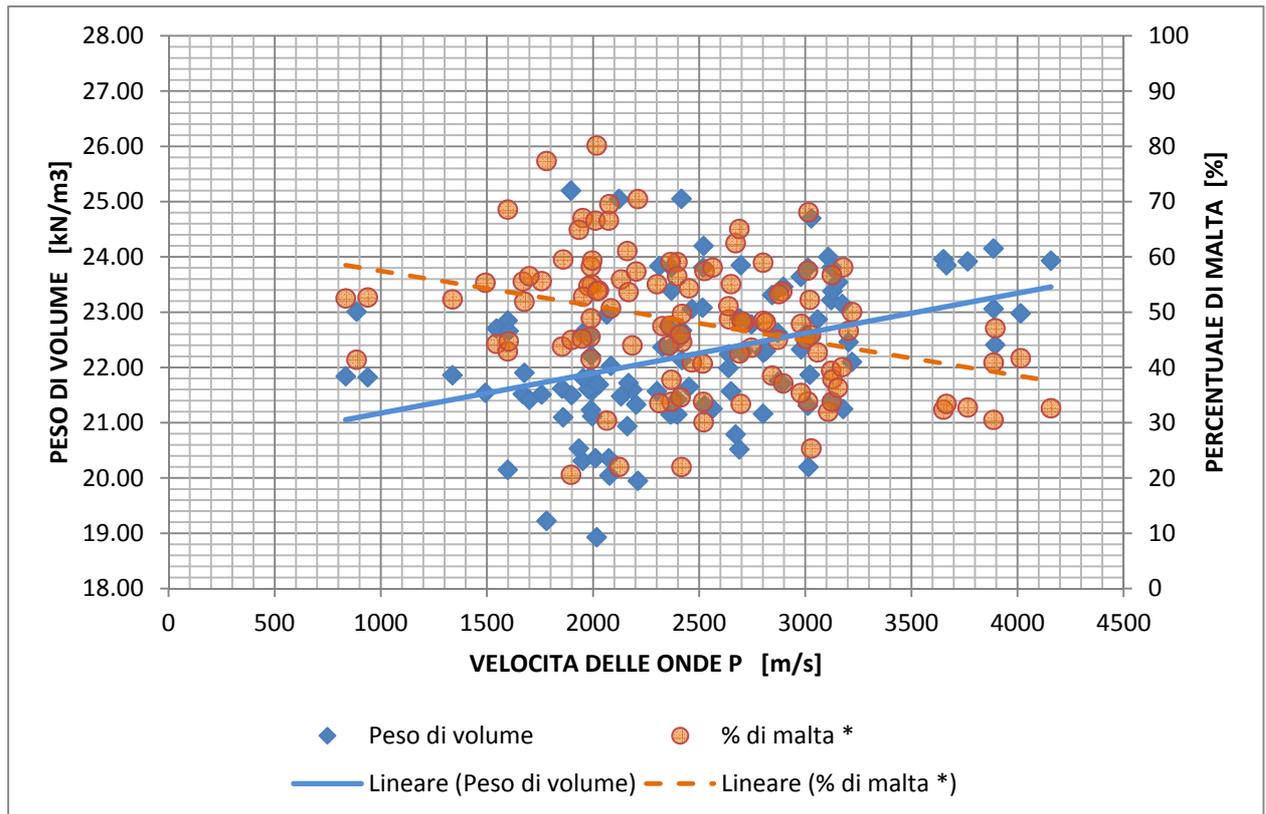


Fig. 4/7 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Indagine di laboratorio. Peso di volume e percentuale di malta in relazione alla velocità di propagazione delle onde P.

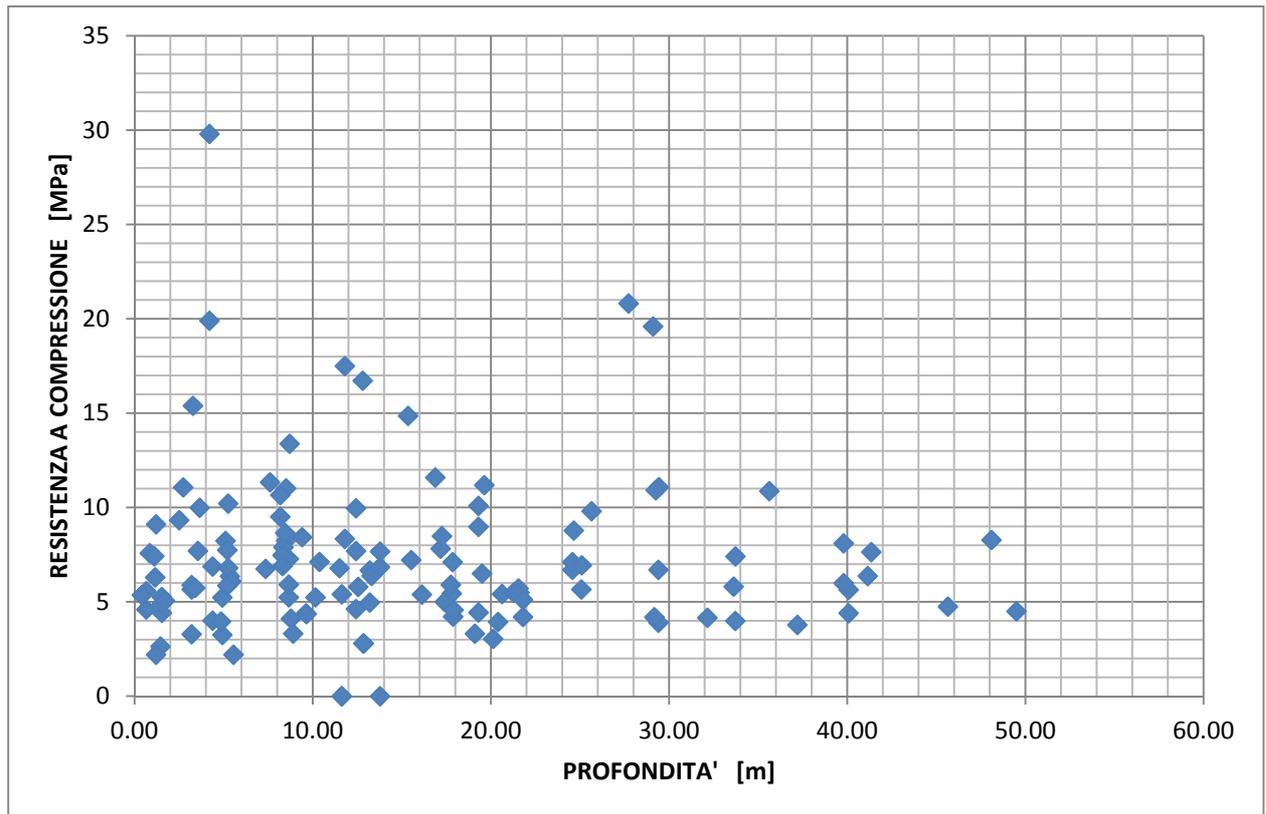
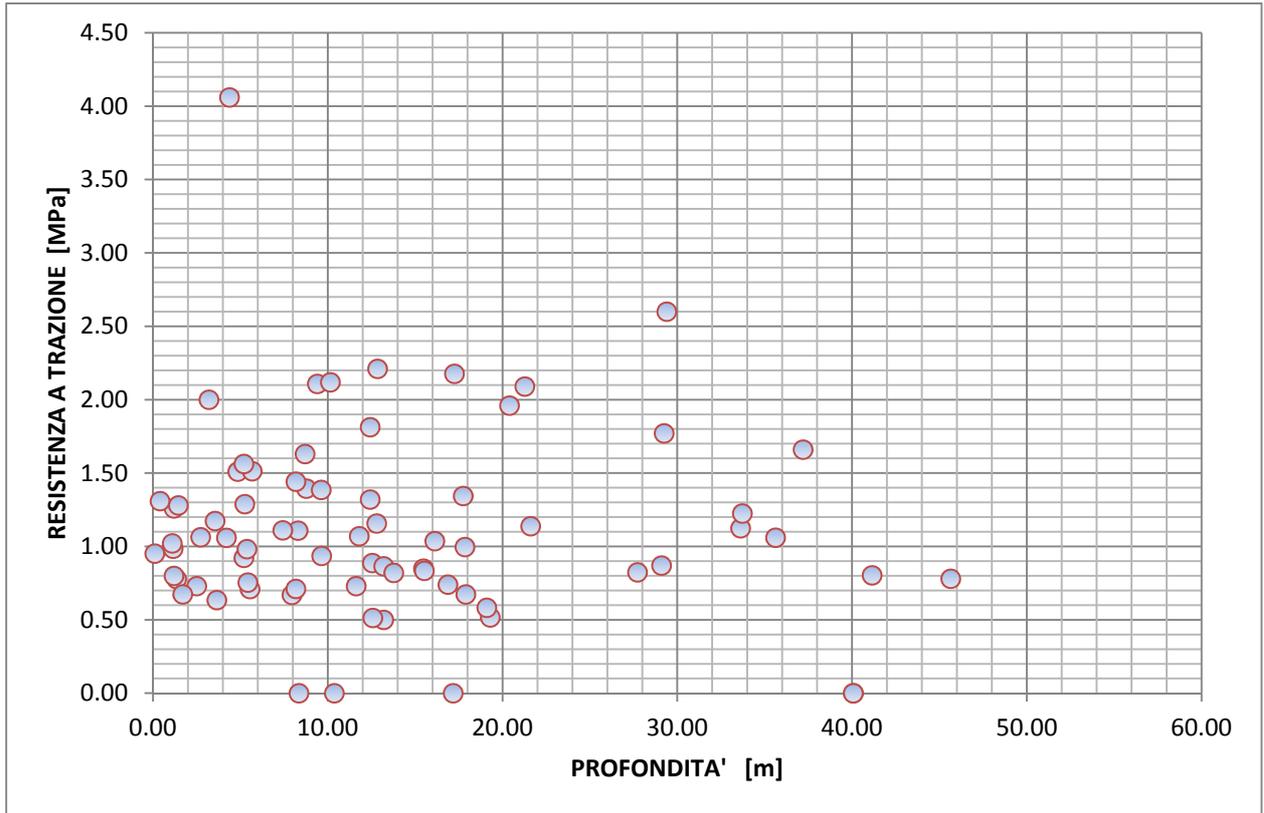


Fig. 4/8 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Indagine di laboratorio. Risultati delle prove di resistenza a compressione sui provini prelevati dalle carote di muratura



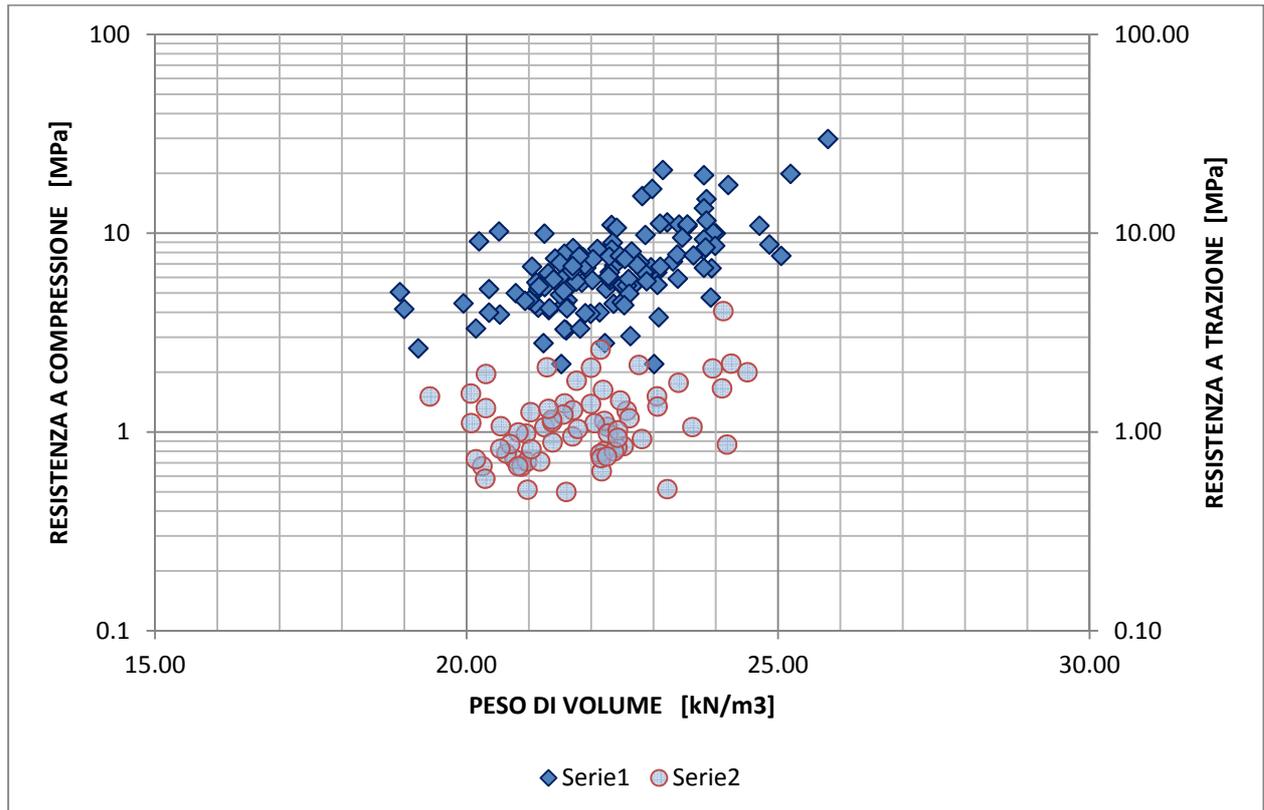


Fig. 4/10 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Indagine di laboratorio. Prove di resistenza a compressione e trazione. Relazione tra resistenza e peso di volume dei provini.

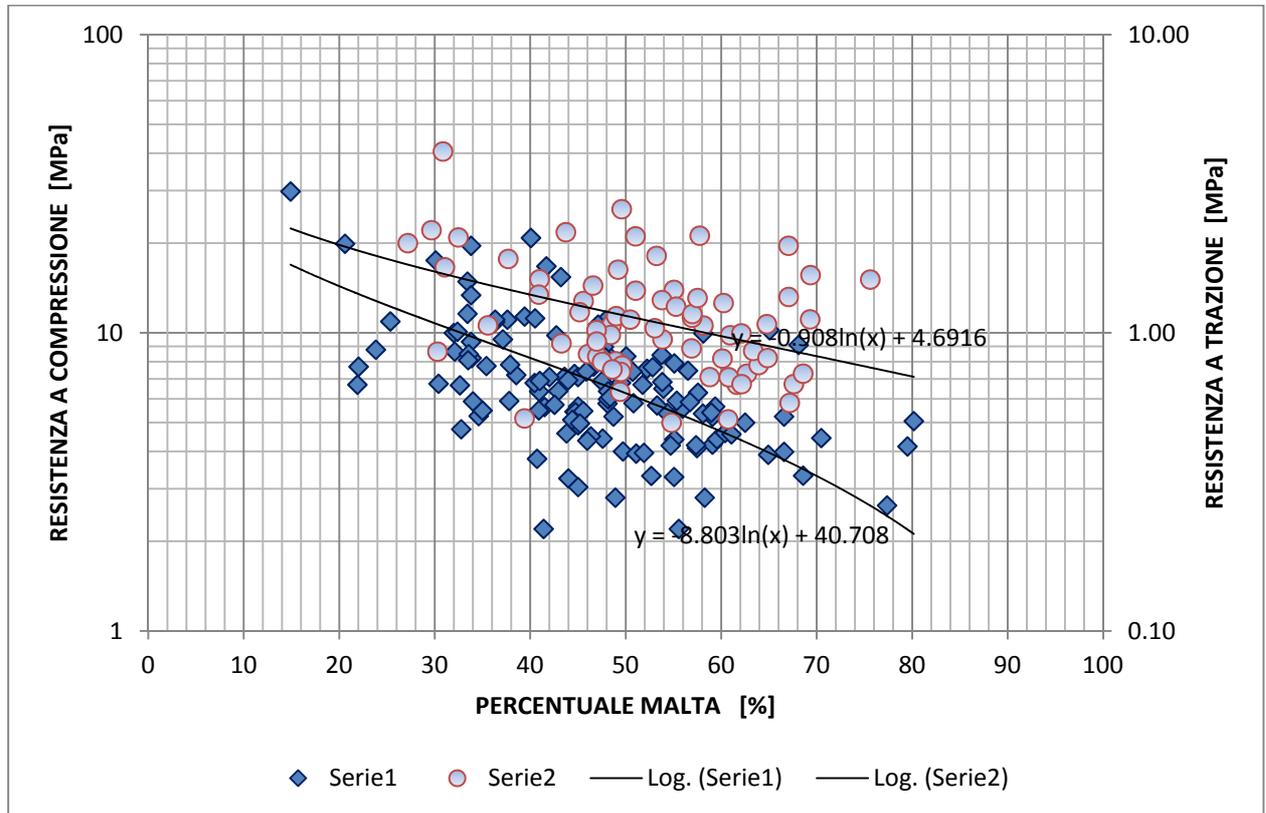


Fig. 4/11 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Indagine di laboratorio. Prove di resistenza a compressione e trazione. Relazione tra resistenza e contenuto di malta nei provini.

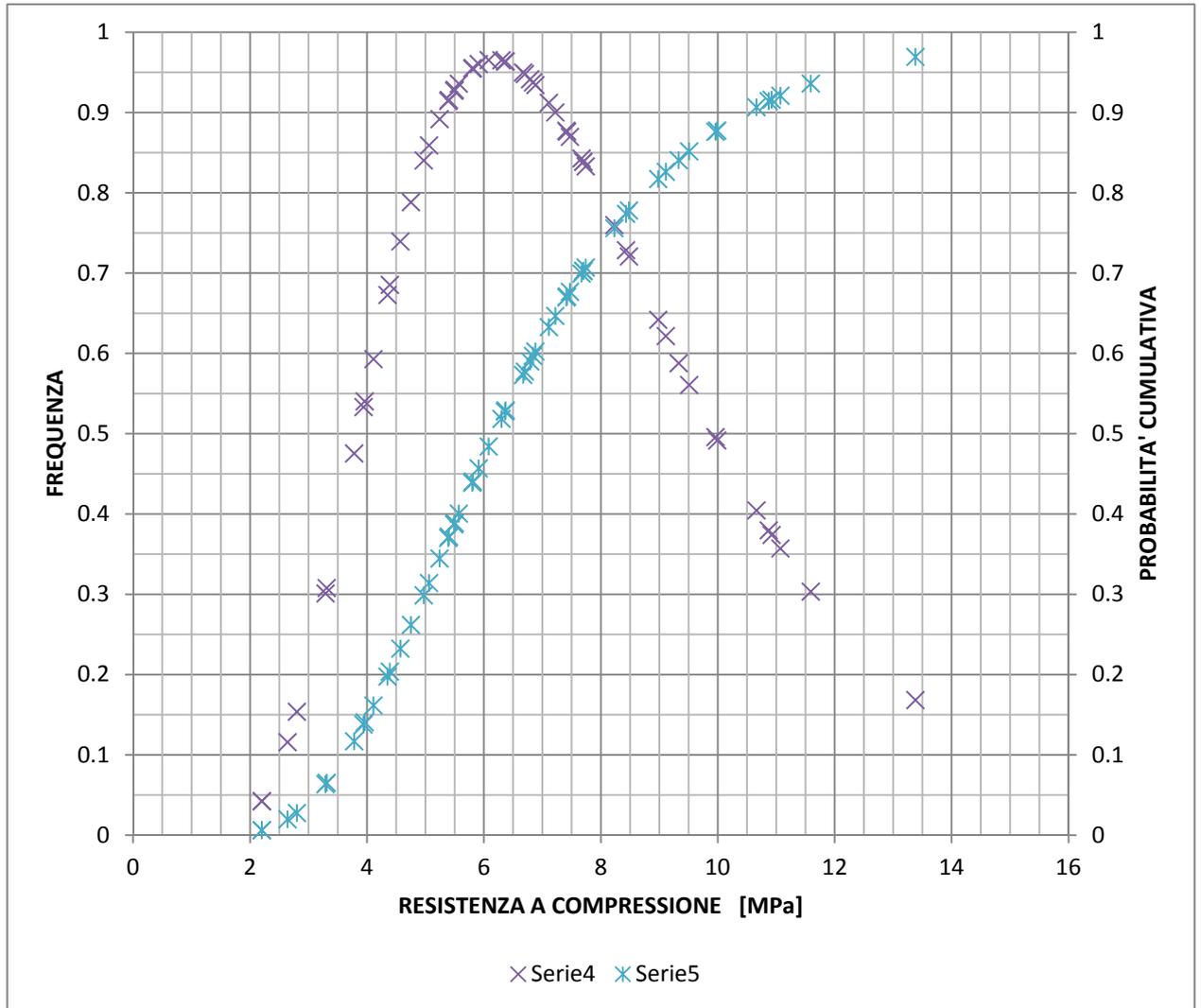


Fig. 4/12 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Indagine di laboratorio. Prove di resistenza a compressione. Distribuzione lognormale dei risultati e probabilità cumulativa

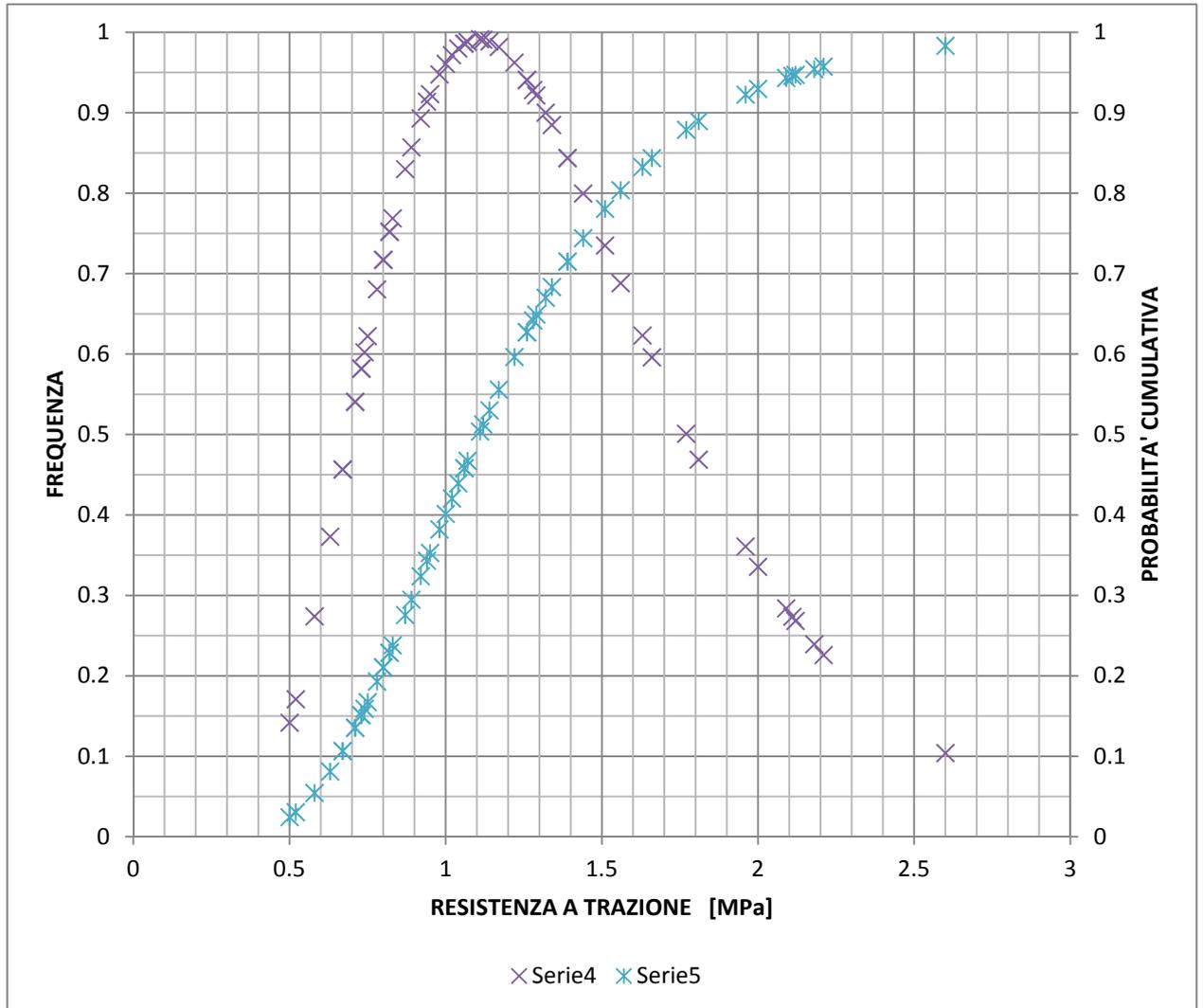


Fig. 4/13 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Indagine di laboratorio. Prove di resistenza a trazione. Distribuzione lognormale dei risultati e probabilità cumulativa.

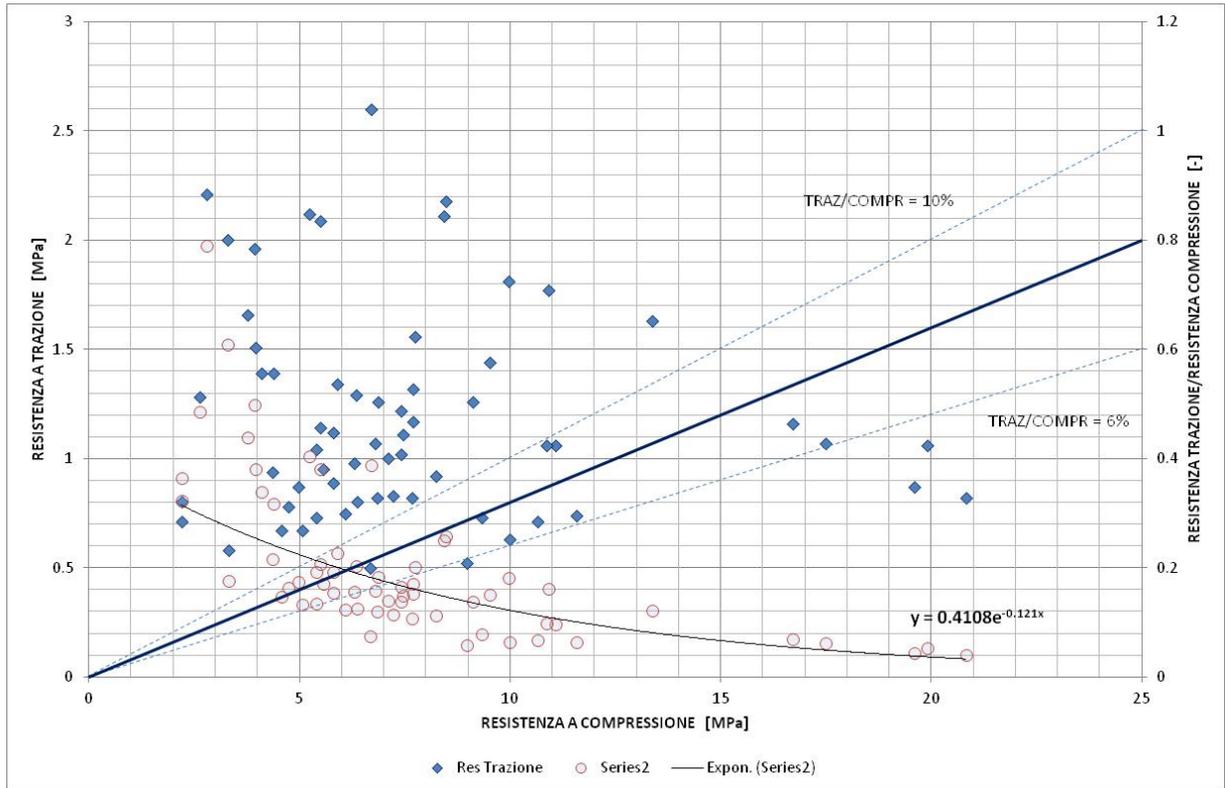


Fig. 4/14 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Indagine di laboratorio. Prove di resistenza a compressione e trazione. Relazione tra resistenza a trazione e resistenza a compressione

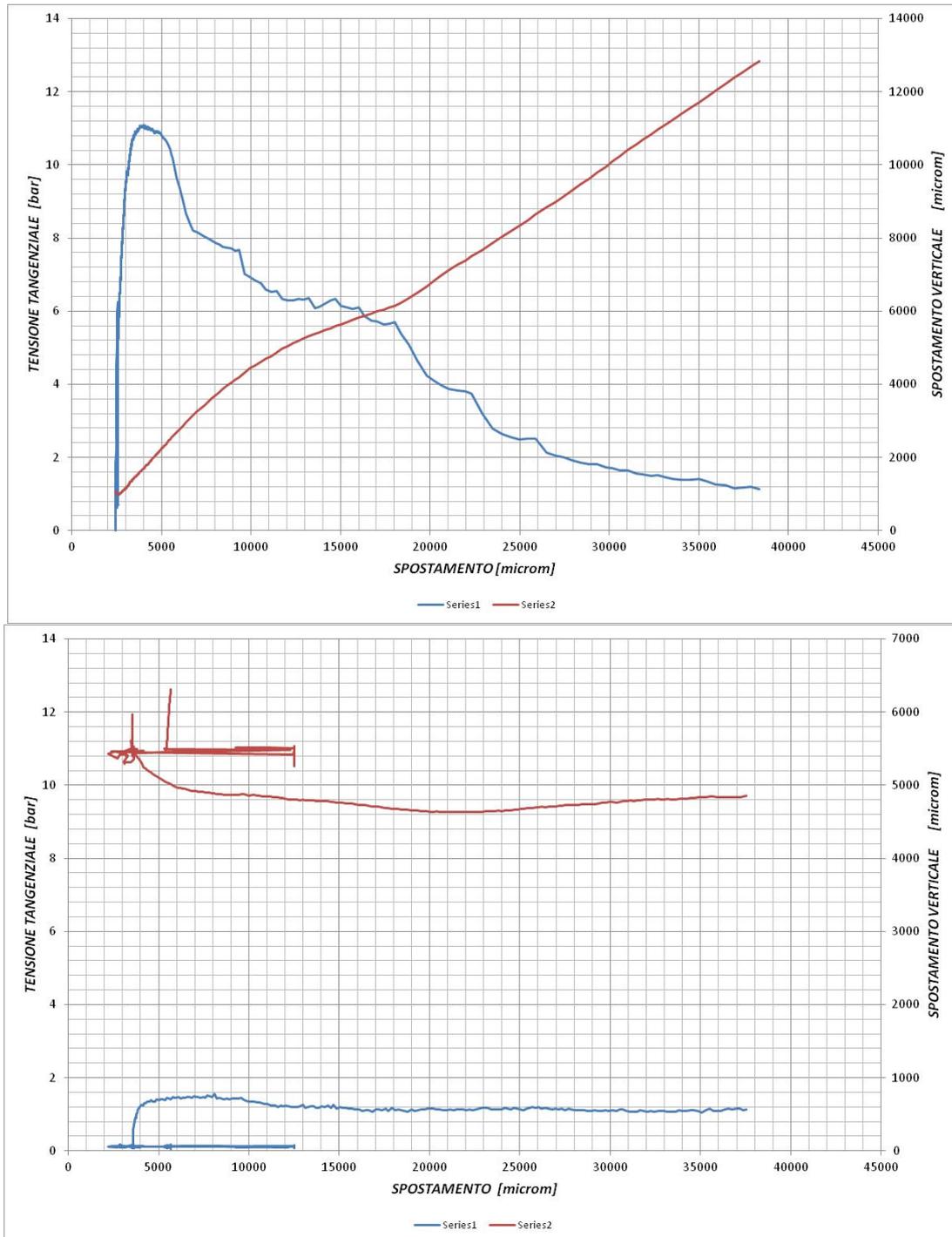


Fig. 4/15 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Prove di Taglio in Sito sul contatto calcestruzzo muratura. Risultati della Prova 1 (Fase di rottura iniziale, sopra, e fase di taglio post-picco sotto).

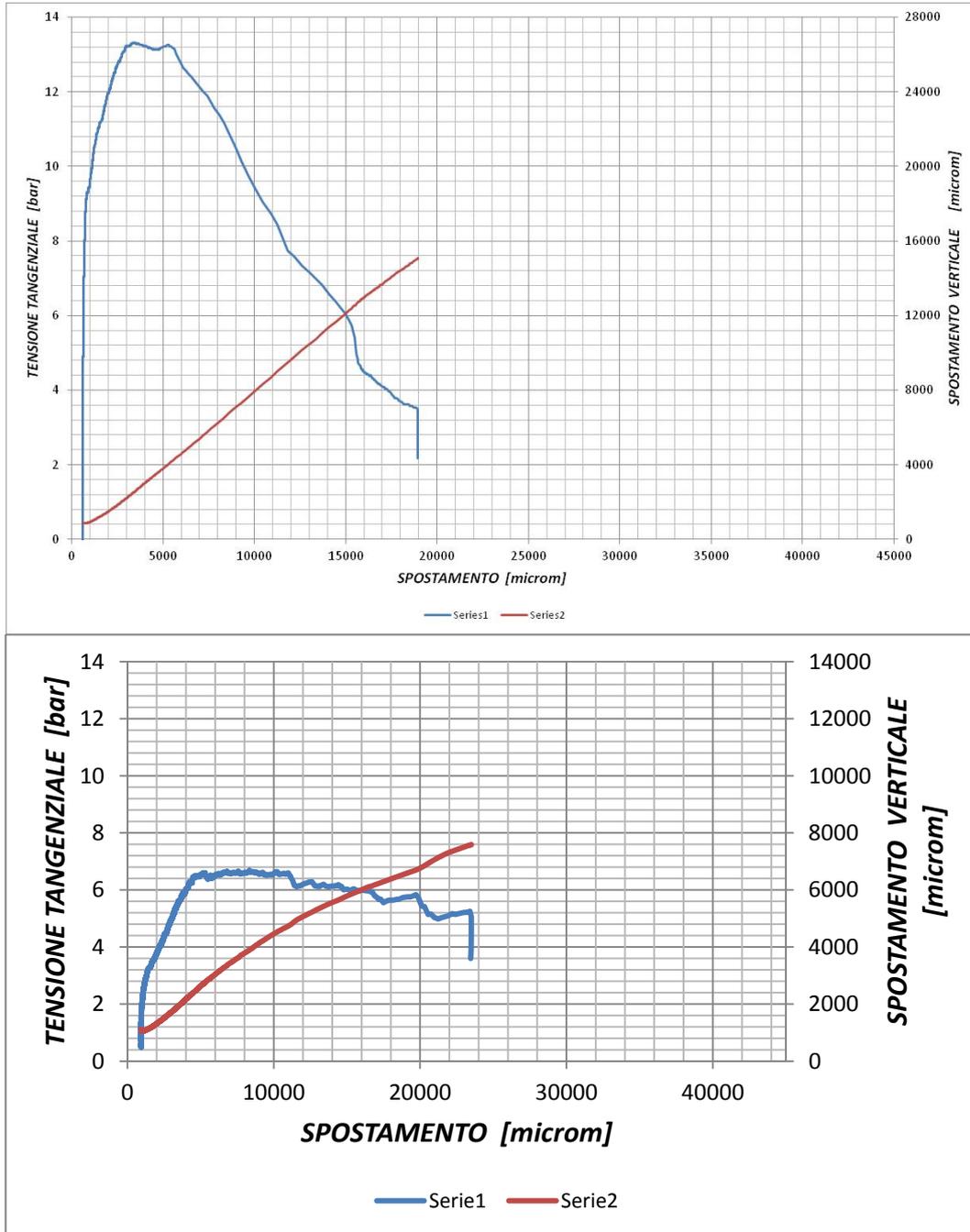


Fig. 4/16 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Prove di Taglio in Sito sul contatto calcestruzzo muratura. Risultati della Prova 2 (Fase di rottura iniziale, sopra, e fase di taglio post-picco sotto).

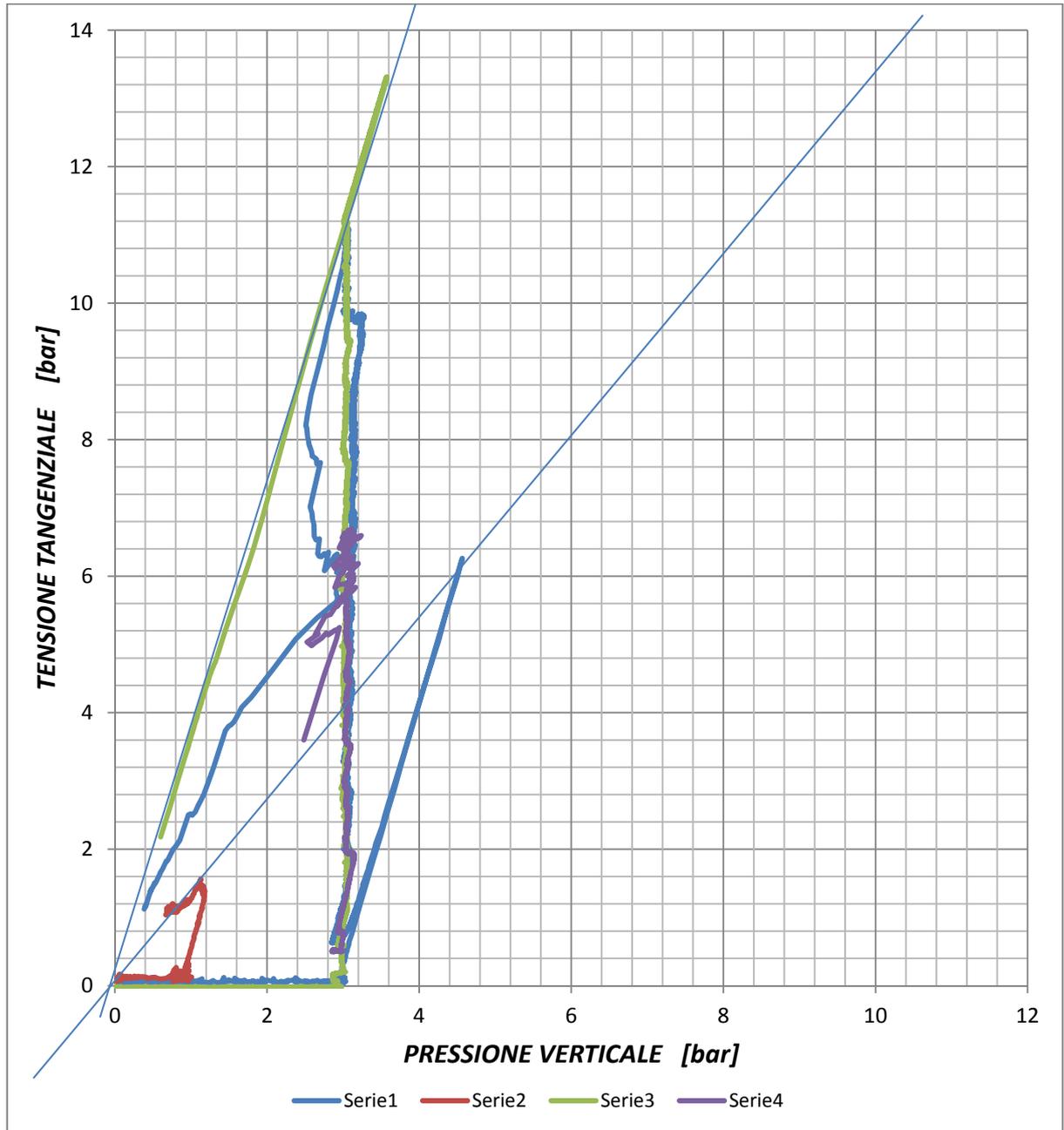


Fig. 4/17 – Diga di Badana. Indagini 2012-2013. Prove di Taglio in Sito sul contatto calcestruzzo muratura. Diagramma di Mohr con Percorso Tensionale delle Prove 1 (Series 1 e 2) e 2 (Series 3 e 4)

5 SINTESI COMPLESSIVA DEI RISULTATI

5.1 Commento Generale

Mettendo a confronto i risultati delle 3 indagini descritte nella presente Relazione (2000, 2007 e 2013), non si osservano differenze sostanziali nei parametri misurati, salvo riguardo la percentuale di legante, che risultava molto variabile nella prima indagine (24-78%), come in quella di laboratorio del 2013, mentre la rilevazione dalle fotografie delle pareti del cunicolo permette di valutare la percentuale di malta al 39%. La permeabilità Lugeon, inoltre, risulta sensibilmente più elevata nell'indagine 2013.

In generale, le differenze sulle proprietà meccaniche sono presumibilmente dovute a un significativo a effetto scala, che deriva dal legame tra dimensioni relativamente ridotte dei provini o del volume interessato dalla prova, rispetto alle dimensioni medie degli inerti (blocchi) della muratura.

5.2 Muratura

L'accurato monitoraggio all'interno del cunicolo ha evidenziato come il pietrame della muratura sia sano o leggermente alterato e la percentuale di calce sia mediamente pari al 39%; è stata inoltre osservata e rilevata la discontinuità del corpo diga.

Il dato saliente di tutte le prove sulla muratura è la grande dispersione dei risultati, presumibilmente dovuta all'incidenza della malta, rispetto alla bresenza e dimensione del pietrame.

La muratura ha un peso di volume medio pari a 22 kN/m^3 , con resistenze a compressione e trazione mediamente attorno a 6.0 MPa e 1.1 MPa, rispettivamente. I valori del modulo di elasticità sono molto dispersi in funzione anche del tipo di determinazione. Le prove dilatometriche indicano valori nell'intervallo 1-14 GPa (orizzontale con confinamento), con media 3 GPa. A partire dalle velocità sismiche più basse, si stimano moduli nell'ordine di 5 GPa (media tra orizzontale e verticale del modulo confinato). Tali valori sono dello stesso ordine dei valori ottenuti con martinetto piatto di grandi dimensioni (modulo confinato orizzontale e verticale).

Il pietrame della muratura ha un peso di volume medio pari a 26.8 kN/m^3 , mentre la resistenza a compressione monoassiale ricade nell'intervallo 50-100 MPa e quella a trazione indiretta è pari a 6.2 MPa. Anche i valori del modulo sono dispersi nell'intervallo 40-200 GPa.



La malta ha un peso di volume secco variabile tra 15 e 20 kN/m³, con elevata porosità (25-45%) e assorbimento in acqua. La resistenza a compressione monoassiale è modesta (< 2.0 MPa).

La permeabilità del corpo diga è in genere da bassa, con assorbimenti inferiori a 5 UL, a media, con assorbimenti nell'intervallo 5-10 UL. Diverse tratte di foro hanno tuttavia mostrato valori di permeabilità molto elevata, nell'ordine di 40-50 UL.

Le prove geofisiche (Cross-hole e GPR) individuano abbastanza chiaramente le zone degradate o fessurate. La tomografia sonica conferma le evidenze riscontrate: la zona del paramento di valle è infatti caratterizzata da valori di V_p decisamente bassi.

5.3 Giunto Calcestruzzo-Muratura

È stato indagato il giunto tra calcestruzzo e muratura per poter avere una evidenza fisica del suo comportamento, sia dal punto di vista meccanico che chimico.

Le prove meccaniche in sito hanno fornito valori di resistenza a taglio nell'ordine di 1.1-1.3 MPa, con rigidità al taglio (modulo di reazione tangenziale) nell'ordine di $K_s = 1100-1700$ MPa/m, nel campo di misura da 0 a 10-12 bar (da 0 a 1-1.2 MPa) e $K_s = 1600-2700$ MPa/m, nel campo di misura da 0 a 8-10 bar (da 0 a 0.8-1 MPa).

Le prove per l'esame della compatibilità chimica tra calcestruzzo e malte di calce idraulica sono tuttora in corso e se ne potrà tenere in conto pienamente nello sviluppo della progettazione esecutiva. In linea di principio, non dovrebbero esserci motivi di incompatibilità, salvo il caso in cui siano presenti nella muratura particolari sostanze potenzialmente reattive, sinora mai dichiarate o rilevate.



6 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Edilcontrol, 2013. “Mix design calcestruzzo – Manutenzione straordinaria Diga di Badana”. Relazione Finale per Mediterranea delle Acque S.p.A..

Edilcontrol, 2013. “Mix design calcestruzzo: impasti in cantiere – Manutenzione straordinaria Diga di Badana”. Relazione Finale per Mediterranea delle Acque S.p.A..

G.E.T. S.r.l., 2007. “Interventi urgenti per la messa in sicurezza della Diga di Badana - Studi geologici, indagini geognostiche e prove geotecniche”. Relazione Finale per Mediterranea delle Acque S.p.A..

Sial.tec Engineering S.r.l., 2013. “Diga di Badana (AL) – Prove di taglio su giunti calcestruzzo-calce idraulica”. Relazione Finale per Mediterranea delle Acque S.p.A..

Università di Genova, 2000. “Studio sulle condizioni statiche e funzionali di cinque opere di sbarramento con riferimento alle caratteristiche strutturali delle dighe stesse e alle caratteristiche geomeccaniche dell’ammasso roccioso che costituisce il sedime”. Convenzione 280/99 DISEG-Acquedotto De Ferrari Galliera S.p.A..