

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO DEFINITIVO

RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE VAL LEMME Relazione generale

GENERAL CONTRACTOR	ITALFERR S.p.A.	
Consorzio Cociv Project Manager Ing. E. Pagani Data: 15/10/2015		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 0	D	C V	R G	D P 0 4 0 0	0 0 1	E

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
E00	Prima emissione	Foltran <i>Enrico Foltran</i>	15/10/2015	Panizza <i>[Signature]</i>	15/10/2015	A.Mancarella <i>[Signature]</i>	15/10/2015	

n. Elab.:	File: A301-00-D-CV-RG-DP04-00-001-E00
-----------	---------------------------------------

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 3 di 79

INDICE

1.	GENERALITÀ	4
2.	ELENCO ELABORATI	9
3.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	12
4.	LO STATO DEI LUOGHI.....	14
5.	TOPOGRAFIA DEL SITO	21
6.	CENNI DI IDROLOGIA	21
7.	MODELLAZIONE IDRAULICA.....	23
8.	ANALISI GEOTECNICA DEGLI INTERVENTI.....	25
8.1	Inquadramento geologico	25
8.2	Caratterizzazione geotecnica del sito.....	26
8.3	Caratterizzazione geotecnica del materiale di scavo e del materiale di riempimento delle terre rinforzate	29
8.4	Verifiche di stabilità globale	31
	Caratteristiche dei materiali impiegati (rinforzi e terreno di riempimento).....	31
	Ipotesi di calcolo.....	34
9.	ANALISI GEOMECCANICA DEL FRONTE DI CAVA.....	39
10.	DESCRIZIONE DI DETTAGLIO DELL'INTERVENTO	40
10.1	Finalità	40
10.2	Vincoli progettuali	40
10.3	Drenaggio di fondo	40
10.4	Drenaggi suborizzontali	44
10.4.1	Dreni sub orizzontali con scarico sulle banche.....	44
10.4.2	Dreni sub orizzontali con scarico a tergo delle terre armate	45
10.5	Regimazione superficiale delle acque	46
10.5.1	Descrizione	46
10.5.2	Sistema compluvio centrale – Descrizione generale	47
10.5.3	Sistema compluvio nord – Descrizione generale.....	55
10.5.4	Sistema compluvio sud – Descrizione generale	61
10.6	Interventi strutturali sul t. Lemme	69
10.7	Opere di protezione contro la caduta massi	71
10.8	Accesso al deposito e viabilità.....	74
10.9	Monitoraggi e manutenzioni.....	79

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 4 di 79

1. GENERALITÀ

Nell'ambito dei lavori di costruzione della tratta A.V./A.C. Milano-Genova "Terzo valico dei Giovi" è prevista la riqualificazione ambientale della cava ex-Cementir che si trova in sinistra orografica al t. Lemme in comune di Voltaggio, Provincia di Alessandria, in Val Lemme. Tale area si presenta oggi caratterizzata da una gradonata artificiale dell'altezza complessiva di circa 150 m, risultante dal precedente esercizio dell'attività di cava.

Nelle immediate vicinanze della cava, e in particolare in sponda destra al Lemme, una "finestra" laterale andrà ad intercettare il tracciato in progetto in corrispondenza della galleria ferroviaria in progetto, consentendo l'evacuazione di materiale di smarino. Il presente adeguamento del progetto definitivo prevede lo stoccaggio di un volume di smarino stimabile in 1.600.000 mc, quindi 300.000 mc in più di smarino rispetto a quanto previsto dal progetto definitivo, di volume pari a 1.300.000 mc. L'incremento di volume sarà disposto nella porzione sud del deposito (da sez. 0 a sez. 10), mediante incremento dell'altezza del deposito, ottenuto per innalzamento della terra armata sul fronte lato t. Lemme (incremento di altezza pari a 8 m), lasciando immutata la posizione planimetrica del piede abbancamento.

Nel dettaglio, si evidenziano le seguenti modifiche rispetto al precedente Progetto Definitivo:

1. il materiale di apporto (smarino) verrà disposto secondo un profilo inclinato caratterizzato da una successione di scarpate con pendenza di 26° rispetto all'orizzontale nelle sezioni da 0 a 10, pendenza di 22.5° nelle sezioni da 11 a 22. Nel precedente Progetto Definitivo le scarpate avevano tutte pendenza 22.5°;
2. sono stati eliminati i gabbiodren, a collettamento delle acque di infiltrazione lungo le banche. I dreni suborizzontali all'interno dell'abbancamento scaricheranno nelle canalette ad U in legname poste lunghe le banche;
3. è previsto il ricollocamento delle barriere paramassi più basse, interferenti col corpo del deposito, con traslazione a quota superiore.

Il materiale di apporto (smarino), costituito da materiali sciolti incoerenti, verrà disposto secondo un profilo inclinato caratterizzato da una successione di scarpate con pendenza di 26° rispetto all'orizzontale nelle sezioni da 0 a 10, pendenza di 22.5° nelle sezioni da 11 a 22. Le scarpate sono intervallate da berme di larghezza pari a 3 m. Per l'abbancamento, si prevede di compattare il materiale di apporto al 90% del peso di volume risultante dalle prove di compattazione Proctor standard eseguite sui campioni di smarino; per le terre armate il livello di compattazione è pari al 95%.

Il terreno di fondazione nell'area di cava, in base alle analisi condotte, risulta invece costituito da uno strato superficiale di spessore variabile composto da materiali di riporto e da argillite; al di sotto di questo strato di materiale sciolto si trova il substrato roccioso. La determinazione dello spessore della coltre superficiale (ovvero della quota del tetto del bedrock) risulta di fondamentale importanza ai fini delle verifiche di stabilità del pendio e, più in generale, del dimensionamento delle opere.

Le analisi condotte in sito (sismica a rifrazione e sondaggi) hanno consentito di ricostruire la stratigrafia dell'area di intervento, ma soprattutto hanno evidenziato alcune singolarità geolitologiche

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale Foglio 5 di 79

dei terreni di fondazione, con particolare riferimento alla variabilità dello spessore della coltre superficiale (che in alcuni casi supera i 10 m) e la differente natura del substrato roccioso (costituito, a seconda delle zone, da calcare compatto o da argillite più o meno fratturata).

Infatti, se dalle prime indagini condotte nel 2004 e nel 2005 (nell'ambito della stesura del progetto definitivo) era stato ragionevolmente ipotizzato che il substrato roccioso fosse costituito prevalentemente da calcare (la cui presenza è stata rilevata nei sondaggi condotti nel 2005), l'integrazione di indagine eseguita nel 2012 ha evidenziato, in corrispondenza del tracciato del piede dell'opera, la presenza di un substrato roccioso di differente natura (costituito da argillite più o meno fratturata). Pertanto, il calcare, rilevato nell'ambito della prima campagna di indagini, sembra essere presente nella zona di monte, mentre in prossimità della sponda del torrente Lemme è stata appunto rilevata la presenza di un substrato costituito prevalentemente da argillite.

Al fine di definire un modello geotecnico affidabile, sono state eseguite pertanto ulteriori indagini geognostiche integrative consistenti in

- N.5 stendimenti sismici a rifrazione, di cui uno longitudinale al piede delle terre rinforzate lato t. Lemme e 4 trasversali;
- n.6 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con esecuzione di prove vane test e prove point load.

I risultati delle indagini sono riportati in allegato.

L'osservazione dei testimoni dei sondaggi ha permesso di confermare la presenza di un substrato roccioso costituito da alternanze di calcari grigi a grana e durezza media più o meno fratturati e argilliti grigio scuro nerastre con vario grado di fatturazione e laminazioni mediamente inclinate tra 70 e 90° (subverticali).

I risultati di tutte le indagini sono stati utilizzati per la ricostruzione di un modello geotecnico del terreno affidandosi zona per zona ai risultati più cautelativi ottenuti per tomografie e/o sondaggi.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica del bedrock inoltre si è ritenuto cautelativamente corretto individuare i parametri di resistenza dei livelli ad argilliti caratterizzati da minore resistenza rispetto ai calcari. Non è possibile infatti eseguire una zonizzazione dell'area per individuare la prevalenza di una litologia rispetto all'altra.

Negli elaborati del profilo geotecnico e delle sezioni geotecniche è riportato il livello del bedrock così come ricostruito sulla base delle indagini sopra descritte.

Rispetto alla prima versione del progetto definitivo (redatta nel 2005), in fase di progettazione esecutiva, con l'obiettivo di minimizzare l'impatto ambientale delle opere, sono state introdotte alcune modifiche sostanziali al progetto originario.

Si riportano le prescrizioni Cipe relative al DP04 e le conseguenti azione sviluppate in ottemperanza, nel seguito descritte dettagliatamente.

- *“Per quanto concerne la ex-cava Cementir di Voltaggio, in fase di progettazione esecutiva il soggetto aggiudicatore dovrà verificare che gli interventi di cui al progetto definitivo non alterino le attuali condizioni di stabilità dell'area interessata dall'abbancamento. La progettazione esecutiva dovrà altresì considerare la necessità che i tratti spondali del Torrente Lemme conservino un maggiore grado di naturalità e coerenza con la morfologia esistente: l'impostazione dell'intera opera di riporto materiale e di recupero ambientale dovrà*

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 6 di 79

fare stretto riferimento alla morfologia originaria del sito per trarne impostazioni e profili ad essa coerenti; in particolare sia tenuta in stretta considerazione l'esigenza della riconferma o del recupero nella naturalità del contesto fluviale. La scelta delle essenze arbustive ed arboree da impiegarsi nel recupero ambientale e nella costituzione delle formazioni boscate dovrà fare stretto riferimento alle essenze locali."

- Le condizioni di stabilità del fronte di cava sono state oggetto di studio geologico e geomeccanico della parete, comprensivo di rilevamento geostrutturale di tutto il fronte di cava, esecuzione di 14 stendimenti geostrutturali, rilevamento dei massi instabili, analisi fotogrammetrica del vicino accoppiata ad un rilievo mediante laser scanner, calcoli di verifica di stabilità all'equilibrio limite e simulazioni numeriche della traiettoria dei massi. Sono stati dimensionati gli interventi di disaggio leggero e pesante, le barriere paramassi, i monitoraggi del fronte e il vallo di accumulo di valle per la eventuale trattenuta di materiali provenienti da frane e toppling. E' stata garantita la conservazione della naturalità dell'ambiente fluviale e della morfologia originale mediante arretramento del fronte di abbancamento. La geometria prevista per l'abbancamento riproduce inoltre la morfologia originaria. La scogliera in sponda sinistra al t. Lemme è stata ridotta a un breve tratto, ad esterno curva, in corrispondenza del quale il t. Lemme si avvicina maggiormente all'abbancamento. Le verifiche idrauliche del t. Lemme, in condizioni attuali e di progetto, sono state condotte in condizioni di severa cautela, utilizzando le portate con tempo di ritorno 500 anni del Sottoprogetto SP 1.4 – Attività di Pianificazione del Bacino del Fiume Po – Rete idrografica minore naturale e artificiale – Monografia del Torrente Lemme, redatto nell'ottobre 2002 dall'Autorità di Bacino del Fiume Po.

Analogamente a quanto già previsto nel progetto definitivo del 2005, al fine di contenere il volume di riempimento mantenendo pendenze contenute del materiale riportato, è prevista la realizzazione di un'opera di sostegno (in terra rinforzata) al piede del rilevato.

In ragione dell'arretramento del piede dell'opera previsto nel progetto definitivo, l'altezza della terra rinforzata lato Lemme (comprensiva del vallo paramassi posto in sommità) risulta in alcuni tratti superiore ai 20 m (quindi ben superiore ai 6 m previsti nel progetto definitivo del 2005).

Inoltre, nell'area a Nord verrà realizzata una vasca di accumulo di volume complessivo pari a circa 110.000 m³, avente lo scopo di contenere il materiale che potrebbe arrivare a valle qualora si manifestassero fenomeni di frana del versante. Al fine di garantire un'adeguata capacità di accumulo della vasca, le pareti dell'opera sono state anch'esse realizzate con muri di sostegno in terra rinforzata, caratterizzati da altezze particolarmente rilevanti (in alcuni tratti superiori ai 30 m).

Al fine di garantire una maggiore stabilità dell'opera di sostegno in terra rinforzata lato t. Lemme, a maggior tutela nei confronti di una eventuale frana del materiale di abbancamento ed occlusione dell'alveo del Lemme, si è previsto l'approfondimento del piano di fondazione dell'opera di sostegno in terra rinforzata fino ad intercettare il tetto del substrato roccioso (di seguito indicato come "bedrock").

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 7 di 79

Come accennato precedentemente, l'andamento plano-altimetrico dell'area di deposito è stato studiato in modo da ricreare, per quanto possibile, la geometria del versante precedente alla coltivazione della cava, così come è stato possibile rintracciarla dall'esame della cartografia storica. L'intero ammasso è stato quindi suddiviso in tre bacini scolanti, ricalcando la presenza degli originari impluvi che caratterizzavano il versante.

Al piede del riempimento di progetto, in sinistra idrografica del Torrente Lemme, verrà realizzato un breve tratto di scogliera in massi di cava, avente una lunghezza di circa 400 m, disposto ad esterno curva dove l'azione erosiva del torrente è più intensa e nel tratto in cui il t. Lemme si avvicina di più al deposito.

Particolare cura è stata posta nel dimensionamento delle canalette e dei fossi di guardia per il drenaggio delle acque superficiali, prevedendo vasche di decantazione con la finalità sia di ridurre l'energia delle acque che di contenere il trasporto di materiale fine nel Torrente Lemme in caso di eventi di forte intensità e di breve durata. Il ricorso ad eventuali sistemi di biofiltrazione non è stato ritenuto necessario visto che non si prevede il dilavamento di carichi organici.

Per la progettazione delle opere si è fatto riferimento alle soluzioni di ingegneria naturalistica al fine di contenere l'impatto delle opere, valutando in particolare le soluzioni di intervento proposte nella pubblicazione della Regione Piemonte, Direzioni Ambiente e Opere Pubbliche, intitolata "Interventi di sistemazione del territorio con tecniche di Ingegneria Naturalistica" (2004).

Al fine di garantire la sicurezza del versante di cava attuale sia in fase di esecuzione del deposito che in fase di esercizio, il progetto prevede interventi di disgaggio leggero e pesante dei blocchi instabili, predisposizione di ulteriori mire di monitoraggio nei punti più sensibili, l'installazione di reti paramassi di altezza pari a 4.00 e 5.00 m ai piedi del versante di cava, immediatamente a monte dell'abbancamento di progetto. La vasca di accumulo lato Nord da 110.000 m³ descritta precedentemente e il vallo paramassi in testa alla terra rinforzata, al piede del deposito, garantiscono da cadute di materiale, nel lungo periodo, nel torrente Lemme.

Nel progetto sono stati curati in modo particolare gli aspetti relativi all'accessibilità al versante per le necessarie operazioni di manutenzione delle opere.

Nel seguito sono descritti dettagliatamente gli interventi di progetto previsti.

In merito alla normativa tecnica da applicare per il calcolo delle strutture, si evidenzia che il presente progetto è stato sviluppato applicando le seguenti normative:

- D.M. 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione (pubblicato sulla G.U. n° 127 del 01/06/1988);
- D.M. 16/01/1996: Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche (pubblicato sulla G.U. n° 29 del 05/02/1996);
- Circolare 4 Luglio 1996 n. 156 AA.GG./STC.: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16.01.1996;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale	Foglio 8 di 79

- O.P.C.M. n°3274 e relativi allegati del 20/03/2003 : Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica (pubblicato sul supplemento alla G.U. n° 105 del 08 /05/2003).
 Quest'ultima normativa è stata applicata per la definizione della categoria sismica dei luoghi.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 9 di 79

2. ELENCO ELABORATI

All.

Oggetto

A301-00-D-CV	C3	DP	04	0	0	001	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Corografia
A301-00-D-CV	P3	DP	04	0	0	001	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Bacino imbrifero
A301-00-D-CV	PZ	DP	04	0	0	001	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Confronto Planimetria di Progetto
A301-00-D-CV	P7	DP	04	0	0	011	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria fotografica
A301-00-D-CV	P7	DP	04	0	0	001	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria di Progetto
A301-00-D-CV	P8	DP	04	0	0	001	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria di Progetto. Dettaglio Nord
A301-00-D-CV	P8	DP	04	0	0	002	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria di Progetto. Dettaglio Sud
A301-00-D-CV	PZ	DP	04	0	0	027	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria di tracciamento
A301-00-D-CV	RB	DP	04	0	0	001	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Relazione geotecnica
A301-00-D-CV	P7	DP	04	0	0	003	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria sondaggi e tomografie
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	046	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni geotecniche
A301-00-D-CV	FZ	DP	04	0	0	019	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Profilo geotecnico al piede terre rinforzate
A301-00-D-CV	RG	DP	04	0	0	001	E01	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Relazione generale
A301-00-D-CV	CL	DP	04	0	0	002	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Relazione di calcolo
A301-00-D-CV	RI	DP	04	0	0	002	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Relazione idraulica abbancamento
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	001	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 1/10
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	002	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 2/10
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	003	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 3/10
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	004	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 4/10
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	005	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 5/10
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	006	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 6/10
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	007	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 7/10
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	008	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 8/10
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	009	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 9/10
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	010	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Sezioni trasversali abbancamento 10/10
A301-00-D-CV	A7	DP	04	0	0	001	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria e sezioni fasi lavorative abbancamento
A301-00-D-CV	P7	DP	04	0	0	004	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Planimetria fasi lavorative pre-abbancamento
A301-00-D-CV	PZ	DP	04	0	0	022	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Planimetria 1/2
A301-00-D-CV	PZ	DP	04	0	0	023	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Planimetria 2/2
A301-00-D-CV	PZ	DP	04	0	0	005	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Dreno di fondo - Planimetria
A301-00-D-CV	FZ	DP	04	0	0	002	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Dreno di fondo - Profilo
A301-00-D-CV	AZ	DP	04	0	0	002	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Dreno di fondo - Disegno d'insieme e fasi lavorative
A301-00-D-CV	PZ	DP	04	0	0	006	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Dreno di fondo - Tracciamento
A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	004	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Dreno di fondo - Particolari costruttivi e sezione tipologica
A301-00-D-CV	PZ	DP	04	0	0	008	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Visioni prospettiche del modello tridimensionale dello stato attuale
A301-00-D-CV	RG	DP	04	0	0	002	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Rilievo laser-scanner: relazione tecnica
A301-00-D-CV	G7	DP	04	0	0	001	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Carta geologica - geomorfologica
A301-00-D-CV	FZ	DP	04	0	0	001	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Profili geologici lungo le sezioni di verifica di stabilità
A301-00-D-CV	PZ	DP	04	0	0	009	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Indicazioni degli interventi di messa in sicurezza del versante
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	028	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Tipologia (sezioni) degli interventi
A301-00-D-CV	PZ	DP	04	0	0	010	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Ubicazione degli interventi
A301-00-D-CV	PZ	DP	04	0	0	011	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Criteri di scelta degli interventi
A301-00-D-CV	CL	DP	04	0	0	001	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Relazione di calcolo delle verifiche di stabilità e della traiettoria di caduta dei blocchi
A301-00-D-CV	PZ	DP	04	0	0	013	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Pianta
A301-00-D-CV	FZ	DP	04	0	0	004	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Profilo 1/5
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	030	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 1/8
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	031	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 2/8
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	032	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 3/8
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	033	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 4/8
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	034	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 5/8
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	035	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 6/8
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	036	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 7/8
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	037	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Sezioni 8/8
A301-00-D-CV	AZ	DP	04	0	0	004	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Disegno d'insieme e fasi lavorative
A301-00-D-CV	PZ	DP	04	0	0	014	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Tracciamento
A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	005	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Particolari costruttivi
A301-00-D-CV	PZ	DP	04	0	0	015	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Viabilità di accesso abbancamento - Planimetria e tracciamento
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	038	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali lato nord e vasca di sedimentazione di valle - Sezioni trasversali
A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	014	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali lato nord e vasca di

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 10 di 79

A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	015	E00	sedimentazione di valle - Carpenterie e armature 1/2
A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	017	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali lato nord e vasca di sedimentazione di valle - Carpenterie e armature 2/2
A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	018	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Vasca Vi0 - Carpenteria e armatura
A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	019	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Vasca Vi1 - Carpenteria e armatura
A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	020	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Vasche Vi2-Vi3-Vi4 -Vi5-Vi6 - Carpenteria e armatura
A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	022	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Vasca Vi7 - Carpenteria e armatura
A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	024	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Vasche Vs1-Vs2 - Carpenteria e armatura
A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	025	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Vasca Vs0 e scatolare sotto viabilità - Carpenteria e armatura
A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	026	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Vasca Vs3 - Carpenteria e armatura
A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	027	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Vasche Vs4 -Vs5 - Vs6 - Vs7 - Carpenteria e armatura
A301-00-D-CV	FZ	DP	04	0	0	005	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Vasca Vs8 Carpenteria e armatura
A301-00-D-CV	FZ	DP	04	0	0	006	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Profilo colatore sud e tracciamento
A301-00-D-CV	FZ	DP	04	0	0	007	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Profilo colatore intermedio e tracciamento
A301-00-D-CV	FZ	DP	04	0	0	008	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Profilo colatore nord e tracciamento
A301-00-D-CV	AZ	DP	04	0	0	010	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Colatore intermedio – Geometria, profili e tabelle output modello HEC-RAS
A301-00-D-CV	AZ	DP	04	0	0	011	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Colatore nord – Geometria, profili e tabelle output modello HEC-RAS
A301-00-D-CV	AZ	DP	04	0	0	012	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Colatore sud – Geometria, profili e tabelle output modello HEC-RAS
A301-00-D-CV	FZ	DP	04	0	0	008	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Drenaggi e smaltimenti acque superficiali banche – Profili 2/3
A301-00-D-CV	FZ	DP	04	0	0	010	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Drenaggi e smaltimenti acque superficiali banche – Profili 1/3
A301-00-D-CV	FZ	DP	04	0	0	011	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Viabilità di accesso abbancamento - Profilo
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	048	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Viabilità di accesso abbancamento - Sezioni trasversali
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	049	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Viabilità di accesso abbancamento - Sezioni tipo e particolari costruttivi
A301-00-D-CV	AZ	DP	04	0	0	007	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Viabilità di accesso abbancamento - Disegno d'insieme opere d'arte
A301-00-D-CV	PZ	DP	04	0	0	026	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Viabilità pista lungo le banche - Planimetria e tracciamento
A301-00-D-CV	FZ	DP	04	0	0	018	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Viabilità pista lungo le banche - Profili
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	050	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Viabilità pista lungo le banche - Sezioni trasversali
A301-00-D-CV	WZ	DP	04	0	0	051	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Viabilità pista lungo le banche - Sezioni tipo e particolari costruttivi
A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	013	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Vasche Vn1-Vn8 - Carpenteria e armatura
A301-00-D-CV	LZ	DP	04	0	0	001	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali lato nord e vasca di sedimentazione di valle - Planimetria e profilo
A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	009	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Smaltimenti acque superficiali - Particolari costruttivi
A301-00-D-CV	P7	DP	04	0	0	005	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Indagini integrative - Planimetria allineamenti geofisici
A301-00-D-CV	RH	DP	04	0	0	002	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Specifiche rifrazione - Prospezioni sismiche
A301-00-D-CV	RI	DP	04	0	0	003	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Relazione idraulica scogliera
A301-00-D-CV	RM	DP	04	0	0	001	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Confronto tra Progetto Definitivo e PDAP
A301-00-D-CV	P7	DP	04	0	0	006	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Modello idraulico HEC-RAS T.Lemme – Planimetria aree di esondazione TR=200 anni
A301-00-D-CV	P7	DP	04	0	0	007	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Modello idraulico HEC-RAS T.Lemme – Planimetria aree di esondazione TR=500 anni
A301-00-D-CV	RO	DP	04	0	0	001	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Piano di Manutenzione
A301-00-D-CV	RO	DP	04	0	0	003	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme – Protocolli operativi DSS.
A301-00-D-CV	P7	DP	04	0	0	010	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Specifiche rifrazione - Sezioni paramassi
A301-00-D-CV	AZ	DP	04	0	0	013	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Planimetria ubicazione barriere paramassi
A301-00-D-CV	AZ	DP	04	0	0	013	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Drenaggi suborizzontali profondi. Disegno d'insieme
A301-00-D-CV	RG	DP	04	0	0	004	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Relazione descrittiva integrazioni Regione Piemonte Prot. 3593DB1400 del 22 gennaio 2014
A301-00-D-CV	P7	DP	04	0	0	012	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Modello idraulico HEC-RAS T.Lemme – Planimetria aree di esondazione
A301-00-D-CV	P7	DP	04	0	0	013	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Modello idraulico HEC-RAS T.Lemme – Planimetria sovrapposizione catastale
A301-00-D-CV	P7	DP	04	0	0	014	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Modello idraulico HEC-RAS T.Lemme – Planimetria aree di esondazione - Esondazione su viabilità provinciale (Q=140 mc/s) - Stato Attuale
A301-00-D-CV	P7	DP	04	0	0	015	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Modello idraulico HEC-RAS T.Lemme – Planimetria aree di esondazione - Esondazione su viabilità provinciale (Q=140 mc/s) - Stato di Progetto
A301-00-D-CV	P7	DP	04	0	0	016	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Modello idraulico HEC-RAS T.Lemme – Planimetria aree di esondazione - Esondazione su cantiere (Q=200 mc/s) - Stato Attuale
A301-00-D-CV	P7	DP	04	0	0	016	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Modello idraulico HEC-RAS T.Lemme – Planimetria aree di esondazione - Esondazione su cantiere (Q=200 mc/s) - Stato di Progetto
A301-00-D-CV	AZ	DP	04	0	0	014	E00	Riqualficazione Ambientale Val Lemme - Confronto tra Progetto Definitivo e PDAP



A301-00-D-CV	BZ	DP	04	0	0	029	E00	con incremento di volume - planimetria e sezione
A301-00-D-CV	F9	DP	04	0	0	001	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - canale ad "U" banca zero - Carpenteria e armatura
A301-00-D-CV	F9	DP	04	0	0	002	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Profilo 2/5
A301-00-D-CV	F9	DP	04	0	0	003	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Profilo 3/5
A301-00-D-CV	F9	DP	04	0	0	004	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Profilo 4/5
A301-00-D-CV	FZ	DP	04	0	0	020	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Profilo 5/5
A301-00-D-CV	CL	DP	04	0	0	004	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Drenaggi e smaltimenti acque superficiali banche – Profili 3/3
A301-00-D-CV	AZ	DP	04	0	0	015	E00	Riqualificazione Ambientale Val Lemme - Terra rinforzata - Relazione di calcolo
								Riqualificazione Ambientale Val Lemme – Monitoraggio abbancamento – Planimetria e sezioni

3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il sito di intervento è posto in prossimità della località di Voltaggio, in Provincia di Alessandria, sul Torrente Lemme, come rappresentato nella figura seguente sulla base della CTR della Regione Piemonte e nella successiva ripresa aerofotografica relativa all'area di deposito del materiale.

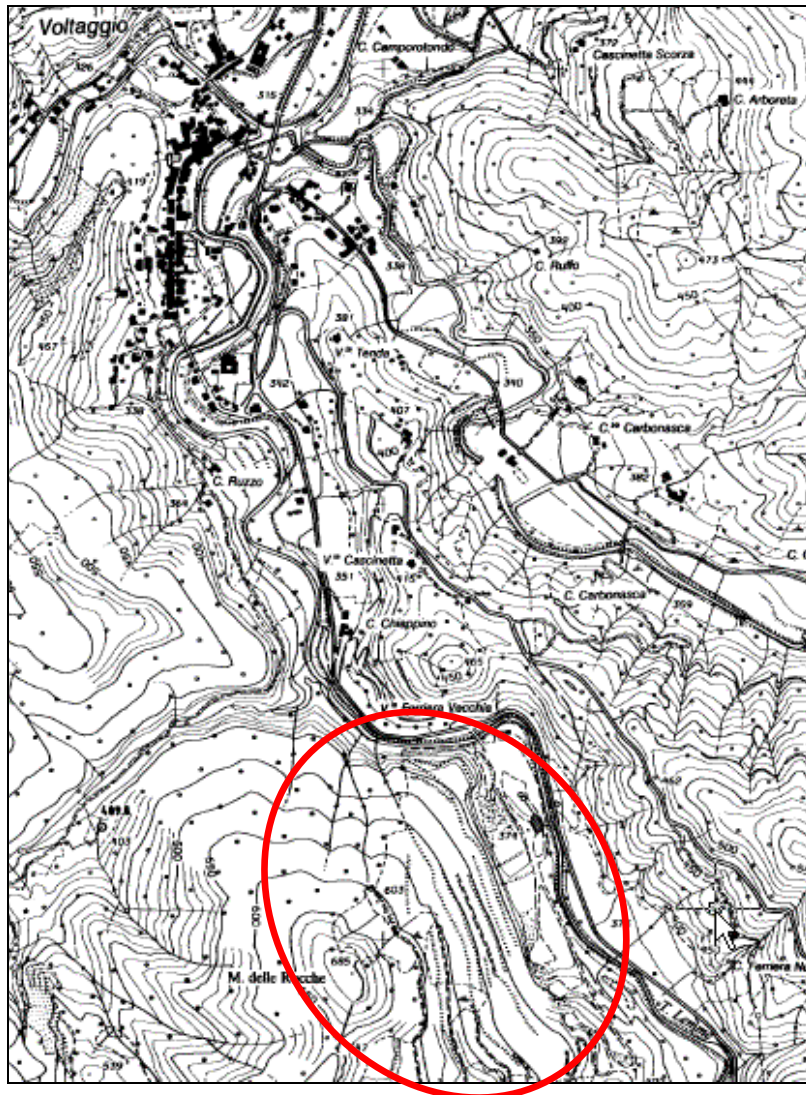


Figura 1 - Localizzazione del sito di intervento sulla base della CTR della Regione Piemonte



Figura 2 – Ripresa aerofotografica dell'area di deposito del materiale

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 14 di 79

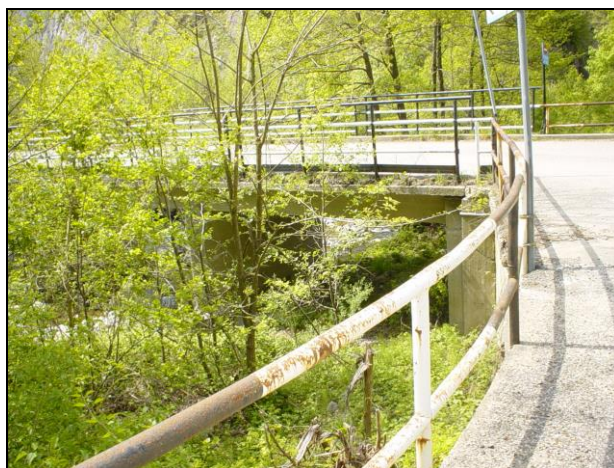
4. LO STATO DEI LUOGHI

Si riporta nel seguito la documentazione fotografica relativa al sopralluogo effettuato al fine di individuare in via definitiva le caratteristiche dell'intervento di riqualifica ambientale.

Chi percorre la SP 160 provenendo dall'abitato di Voltaggio, trova alla propria destra il ponticello di attraversamento del Lemme (foto 1 e 2) che consente l'accesso all'area di cantiere Cociv e che rappresenta altresì la via di ingresso all'area di cava.



Fotografia 1.



Fotografia 2.

Tale area si sviluppa totalmente in sinistra orografica al t. Lemme per uno sviluppo lineare di circa 600 m ed una profondità variabile da 130 m a 220 m. Risultano immediatamente visibili in primo piano accumuli artificiali provenienti da scarti di attività di cava (foto 3); sullo sfondo incombe il versante est del monte delle Rocche, gradonato per un'altezza di circa 150 m (foto 4, 5 e 6).



Fotografia 3.

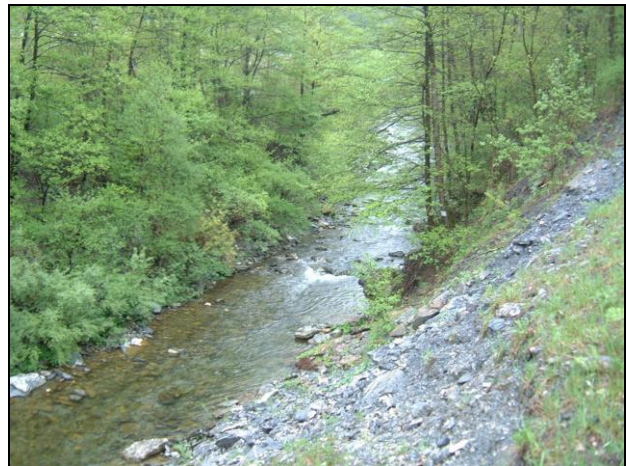


Fotografia 4.

*Fotografia 5.**Fotografia 6.*

I rilievi artificiali inizialmente si sviluppano in posizione arretrata rispetto al torrente quindi, in corrispondenza di una piccola cabina di trasformazione, si allineano sulla sponda sinistra del Lemme.

Tali accumuli raggiungono altezze ragguardevoli, dell'ordine di 15 m rispetto alla quota di fondo alveo, e presentano un'inclinazione molto pronunciata; tale stato di fatto, aggravato dalle scadenti caratteristiche del materiale e da fenomeni di scalzamento al piede dovuti al Lemme, è causa di franamenti diffusi testimoniati dalle numerose nicchie di distacco osservate (foto 7, 8 e 9).

*Fotografia 7.**Fotografia 8.*

*Fotografia 9.**Fotografia 10.*

Nel settore più a monte dell'area di cava, in corrispondenza della depressione compresa tra il fronte storico dell'attività di cava e gli accumuli artificiali correnti lungo la sponda sinistra, si trova un bacino di ristagno con quota di fondo prossima a quella del Lemme, alimentato da un piccolo rigagnolo (foto 10). Tenuto conto della vegetazione di canne che vi prolifera è probabile che detto ristagno sia di tipo permanente e non legato ad eventi meteorologici stagionali.

Dalla sommità del rilievo laterale al bacino di ristagno si gode della migliore panoramica dell'area di cava (foto 11, 12, 13, 14 e 15) e della finestra aperta sul versante opposto per le operazioni di smaltimento del materiale di smarino (foto 16).

*Fotografia 11.**Fotografia 12.*

*Fotografia 13.**Fotografia 14.**Fotografia 15.**Fotografia 16.*

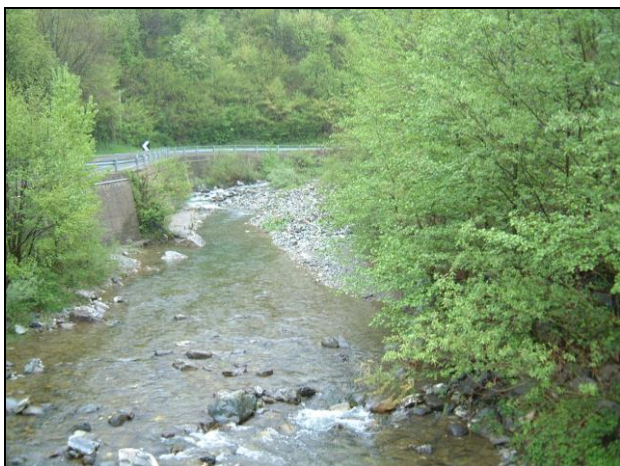
Dal medesimo punto di vista sono osservabili locali interventi di bioingegneria realizzati per stabilizzare fenomeni di scorrimento superficiali (foto 17 e 18).

*Fotografia 17.**Fotografia 18.*

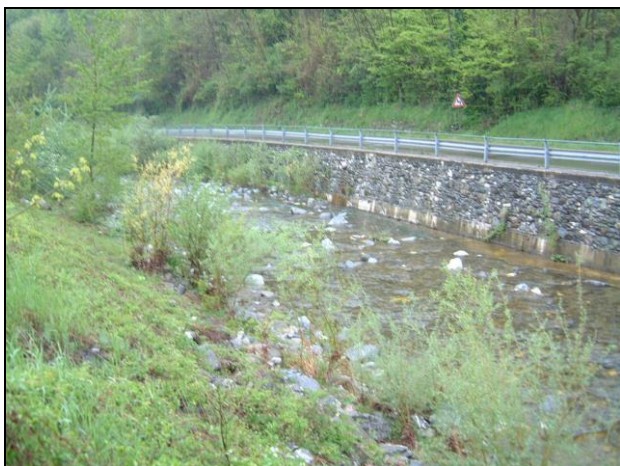
Procedendo ancora più a monte lungo la strada che, salendo di quota, consentiva l'accesso ai terrazzamenti di coltivazione della cava si giunge su rilievi che sono stati evidentemente rimaneggiati e pesantemente interessati da ricariche di materiale di risulta delle lavorazioni (foto 19 e 20); tali rilievi, già allontanatisi dalla sponda del Lemme, non risultano più direttamente interessati da fenomeni di scalzamento al piede.

*Fotografia 19.**Fotografia 20.*

Ritornando all'inizio del percorso effettuato fino al ponte di accesso alla cava e percorrendo la Strada Provinciale 160 che corre in destra al Lemme è possibile osservare la brusca ansa sinistra del torrente che precede immediatamente il ponte (foto 21 e 22).

*Fotografia 21.**Fotografia 22.*

La Strada Provinciale prosegue più a monte realizzando con le proprie opere di sostegno in c.a. la sponda destra del Lemme (foto 23 e 24).

*Fotografia 23.**Fotografia 24.*

Procedendo ancora verso monte si trova una piccola traversa con opera di derivazione di un canale in condizioni di abbandono (foto 25 e 26). Immediatamente a valle il muro di sostegno alla SP. 160 appare scalzato (foto 27).



Fotografia 25.



Fotografia 26.

Una volta superata la traversa, la Strada Provinciale si allontana dalla linea di sponda del Lemme e prosegue a mezza costa senza particolari opere di sostegno di valle (foto 28).



Fotografia 27.



Fotografia 28.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale

Foglio
21 di 79

5. TOPOGRAFIA DEL SITO

La topografia del sito è nota a mezzo di un accurato rilievo di dettaglio effettuato appositamente per il progetto che ha consentito di rilevare un congruo numero di punti quotati.

Operando su tali dati di base e con il supporto delle informazioni deducibili dalla Carta Tecnica Regionale e dai sopralluoghi in sito, è stata ricostruita la geometria complessiva del terreno per mezzo di una modellazione tridimensionale su supporto informatico.

6. CENNI DI IDROLOGIA

Il bacino imbrifero del torrente Lemme, con sezione di chiusura in prossimità di V.la Ferriera Vecchia, si estende per una superficie di 18.60 kmq; l'asse del bacino è orientato in direzione Sud Est - Nord Ovest; lo spartiacque dei tributari di destra orografica tocca in successione il P.so La Bocchetta, il M. Poggio, il M. Calvo, il M. Cavetti, l'abitato di Fraconalto, il Bric Albergorosso. Lo spartiacque degli affluenti di sinistra tocca il M. Lecco, il M. Taccone, il M. delle Figne, il Bric Tavolin, il Bric della Croce e il M. delle Rocche.

La lunghezza dell'asta principale è di circa 6.1 km e la pendenza media è 0.065. L'altitudine massima è di 1172 m. s.l.m., la sezione di chiusura è a 357.73 m s.l.m. e l'altezza media del bacino è di 615 m s.l.m.

Lo studio di riferimento per il tratto oggetto di intervento, come pure del resto dell'asta, è il Sottoprogetto SP 1.4 – Attività di Pianificazione del Bacino del Fiume Po – Rete idrografica minore naturale e artificiale – Monografia del Torrente Lemme, redatto nell'ottobre 2002 dall'Autorità di Bacino del Fiume Po.

Lo studio SP1.4 valuta, utilizzando diverse metodologie idrologiche di correlazione afflussi-deflussi, le portate in corrispondenza di quattro sezioni di chiusura: immediatamente a monte dell'abitato di Voltaggio (sez.64 di riferimento SP1.4), a valle di Gavi (sez.26), a Francavilla Bisio (sez.9) ed in immissione in Orba (sez.1).

La sezione di Voltaggio, pur trovandosi molto a valle rispetto all'area oggetto di intervento, è da considerarsi come sezione di riferimento; il valore di portata risulterà cautelativo, a favore di sicurezza.

Dopo una serie di valutazioni, lo studio riporta (in Tabella 16) i valori delle portate al colmo di piena di riferimento per assegnato tempo di ritorno; la sezione 64 è quella relativa a Voltaggio.

Portata [m ³ /s]	Sezioni di Chiusura			
	1	9	26	64
Q(20)	513	408	370	152
Q(100)	747	592	532	217
Q(200)	839	666	599	244
Q(500)	949	753	676	276

Tabella 1 – Portate al colmo di piena del t. Lemme per assegnato tempo di ritorno (Tabella 16-SP1.4)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 22 di 79

Per la sezione di Voltaggio le portate di riferimento sono: 152 m³/s per tempo di ritorno 20 anni, 217 m³/s per tempo di ritorno 100 anni, 244 m³/s per tempo di ritorno 200 anni, 276 m³/s per tempo di ritorno 500 anni.

La modellazione idraulica del t. Lemme è stata sviluppata utilizzando, come portata di riferimento, la portata cinquecentennale, indicata dallo studio SP 1.4, pari a 276 m³/s.

L'analisi idrologica dei sistemi di drenaggio del deposito per tempo di ritorno 20 anni, in analogia con quanto previsto nel progetto definitivo, è condotta utilizzando, come precipitazione di riferimento, le piogge di forte intensità e breve durata (inferiore all'ora) della stazione pluviometrica di Gavi, in quanto i tempi di corrivazione delle canalette, dei fossi di guardia e dei compluvi risultano essere frazioni di ora.

Il numero di registrazioni riportate dagli Annali Idrologici alla Tabella V per la stazione di Gavi dal 1951 al 1991 è di 6 per piogge di durata 10 minuti, di 9 per 15 minuti, di 7 per 30 minuti e di 4 per 45 minuti.

Stazioni pluviometriche prossime alla stazione di Gavi (Lavezze, Lavagnina) hanno un numero di registrazioni di poco superiore a Gavi ma comunque insufficiente a costituire un campione rappresentativo su cui impostare una trattazione probabilistica.

Si è comunque condotta una elaborazione delle registrazioni di Gavi con trattazione probabilistica secondo il metodo di Gumbel, come riportato in allegato.

I parametri a e n della curva di possibilità pluviometrica per piogge di durata inferiore all'ora così ottenuti risultano, per le ragioni appena discusse, di scarsa attendibilità.

Nella seguente tabella si riportano tali parametri confrontati con quelli per piogge di durata superiore all'ora forniti dal P.A.I., per il tempo di ritorno di 20 anni. Si osserva che il parametro a non è coincidente e che il parametro n per durate inferiori all'ora è minore di quello per durate orarie.

	<i>Piogge di durata inferiore all'ora</i>	<i>Piogge di durata superiore all'ora</i>
	<i>Gumbel</i>	<i>PAI</i>
<i>a</i>	43.31	63.48
<i>n</i>	0.316	0.401

Tabella 2 – Confronto parametri a e n per Tr = 20 anni

Si è allora proceduto riportando su grafico bilogaritmico h – t (altezza di pioggia – durata) le registrazioni delle piogge di forte intensità e breve durata della stazione di Gavi. Si è poi costruita la retta che passa per l'altezza di pioggia a = 63.48 mm e durata di un'ora (PAI per Tr = 20 anni) e che risulta superiore alle registrazioni di pioggia riportate. I parametri della curva di possibilità pluviometrica per piogge di forte intensità e breve durata con Tr = 20 anni così ottenuti sono:

$$a = 63.48 \text{ mm}$$

$$n = 0.5779$$

La determinazione delle portate al colmo, insistenti sui vari tratti della rete di drenaggio in progetto, è stata effettuata mediante il metodo cinematico, secondo la formula di Turazza.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale	Foglio 23 di 79

La valutazione del tempo di corrivazione viene effettuata utilizzando le formule empiriche di Ventura, Pasini e Pezzoli.

Il tempo di corrivazione adottato è quello medio fornito dalle tre formule empiriche.

7. MODELLAZIONE IDRAULICA

E' stato utilizzato il codice di calcolo HEC-RAS e si è scelto di condurre un'analisi monodimensionale del deflusso del t. Lemme.

Il torrente Lemme è stato schematizzato nella zona di interesse utilizzando il modello digitale del terreno ricavato dal rilievo topografico (Figura 4), mediante 32 sezioni trasversali.

L'inserimento dei coefficienti di scabrezza di *Manning* per completare la geometria dello stato attuale e di progetto ha condotto allo sviluppo delle modellazioni idrauliche con le seguenti scabrezze :

- Coefficiente K_s di Strickler pari a $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il fondo alveo e pari a $10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le sponde e le golene.

Tali scabrezze sono motivate dal grado di cautela ricercato dai progettisti nel dimensionamento delle opere d'arte. Si è inoltre voluto tenere in conto, per mezzo della scabrezza, del contributo, in termini di incremento di livelli liquidi, dei fenomeni di trasporto solido e di flottante, significativi per eventi estremi quali quelli oggetto di modellazione. Risulta infine evidente che l'impegno complessivo della geometria del canale, dal punto di vista delle scabrezze, risulta considerevole per portate di questa entità.

Si sono effettuate le simulazioni sopra descritte in moto stazionario per il tempo di ritorno di 500 anni. Per ogni sezione sono stati determinati:

- i livelli idrici di piena;
- la velocità media di deflusso in alveo;
- il numero di Froude.

Lo stato di progetto prevede l'introduzione in ogni sezione dell'opera di difesa sinistra in massi.

Il dimensionamento del sistema di deflusso principale interessante i compluvi nord, intermedio e sud è stato condotto mediante modello Hec Ras, a riprodurre la geometria di progetto sollecitata da una portata di progetto avente tempo di ritorno 20 anni.

Si rimanda alla relazione idraulica per gli approfondimenti e i dettagli dei risultati.

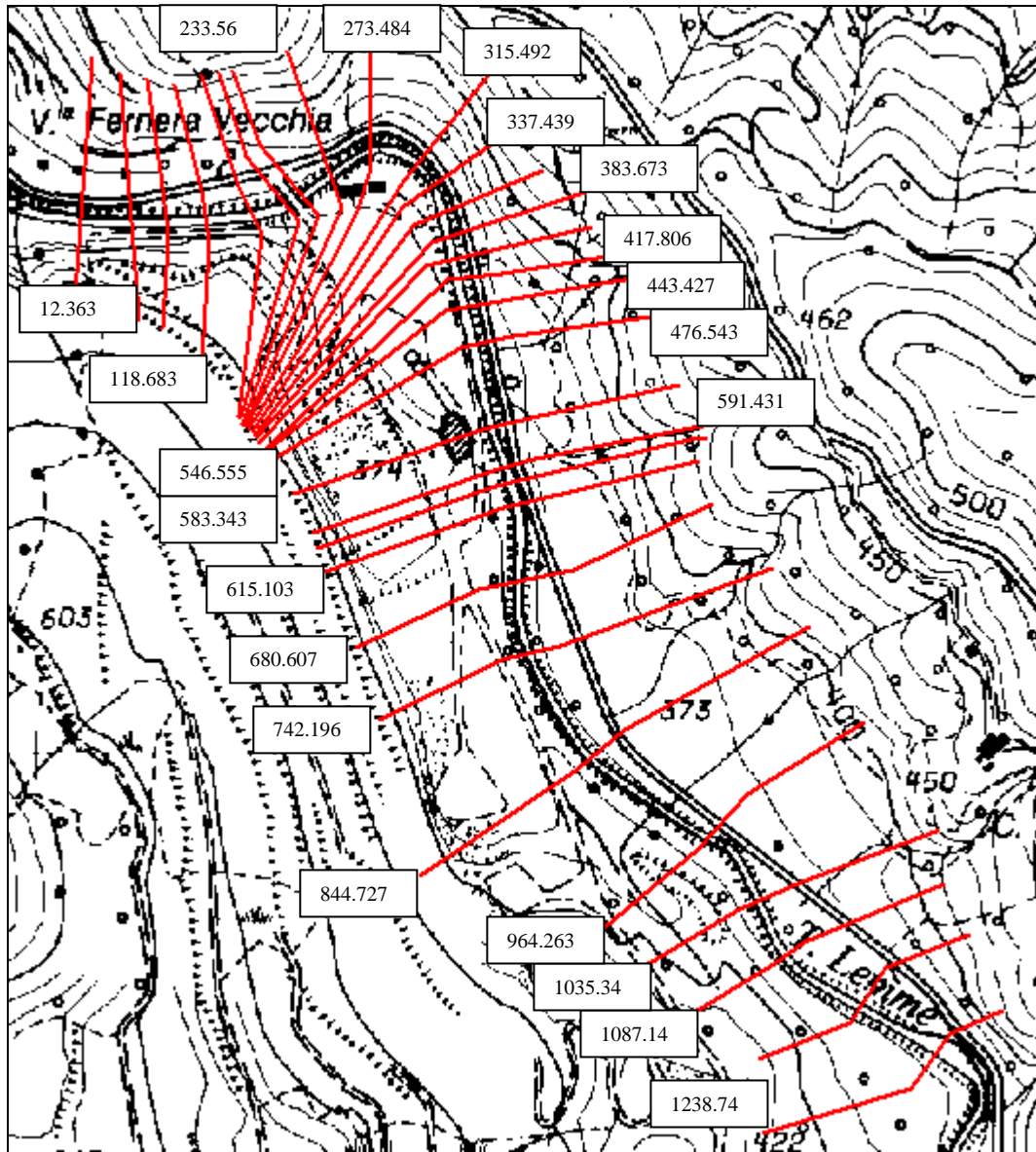


Figura 3 - Sezioni trasversali modello

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 25 di 79

8. ANALISI GEOTECNICA DEGLI INTERVENTI

8.1 Inquadramento geologico

Dal punto di vista litologico, nell'area che interessa esclusivamente la cava di Voltaggio, si ritrova la seguente successione litologica:

- Ultrabasiti
- Metabasiti
- Diaspri
- Calcari di Voltaggio
- Argille a palombini del Passo della Bocchetta.

La cava veniva sfruttata esclusivamente per estrarre i Calcari di Voltaggio; si tratta di depositi di calcari e calcari arenacei macrocristallini di colore da grigio a grigio scuro stratificati, laminati dal clivaggio tettonico soprattutto in corrispondenza dei giunti più argillosi e degli strati più sottili. La facies di tali calcari varia con una riduzione di spessore degli strati corrispondenti ad un aumento delle percentuali di minerali micacei. L'età di questi depositi è compresa tra il Giurassico superiore e il Cretaceo inferiore.

Dal punto di vista geostrutturale nell'area di cava sono visibili le diverse fasi deformative, di tipo duttile e di tipo fragile. Esse sono state rilevate dettagliatamente all'interno della zona di indagine: sono state distinte differenti fasi di deformazione e sono state studiate le probabili relazioni di precedenza.

Nella zona in questione è stato rilevato come i Calcari di Voltaggio abbiano una stratificazione subverticale con immersione grossomodo ad Est. La stratificazione è stata interessata quindi da un grande evento plicativo, che ha formato presso la cava in oggetto dei blandi piegamenti con dei piani assiali suborizzontali o di poco immergenti verso Ovest.

Tali deformazioni di tipo duttile sarebbero successivamente state interessate da nuove e complesse fasi deformative, accompagnate da pieghe e fratture. Sono stati riconosciuti almeno un sistema di deformazione duttile, con formazioni di pieghe ad immersione e inclinazione variabile, e almeno due successivi sistemi di fratturazione.

Il primo di questi sistemi è stato riscontrato in tutta l'area di indagine e riconosciuto per le numerose faglie e fratture con inclinazione media di 70° circa, e per la loro immersione intorno ai 120°-130° Nord. Il secondo sistema invece, probabilmente successivo al primo evento fragile e meno evidente del primo (soprattutto a grande scala), ha un'immersione media di 180°-200° e un'inclinazione di 70°-80°.

Infine si sono osservate nei calcari di Voltaggio delle strutture minori, di tipo fragile, riconoscibili da fratture di tensione centimetriche di forma sigmoidale (tensione di gashes) e da un clivaggio frequente di tipo "crenulation cleavage" e di tipo "strani slip cleavage".

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 26 di 79

8.2 Caratterizzazione geotecnica del sito

La caratterizzazione geotecnica del sito è stata effettuata sulla base dei dati disponibili e sulla base dei risultati delle indagini geotecniche e geofisiche eseguite nell'ambito della progettazione definitiva (indagini 2004 e 2005) ed esecutiva (indagini 2012 e 2013) dell'intervento di cui in oggetto.

Nel 2004 e nel 2005, in fase di progettazione definitiva, sono stati eseguiti complessivamente 8 sondaggi, di cui 3 mediante perforazione a distruzione di nucleo (S2, S3, S4) e 5 a carotaggio continuo (S5, SS4, SS8 e SS11). È stata inoltre condotta un'indagine geofisica, consistente in 5 stendimenti sismici a rifrazione (riportati in allegato).

Nell'agosto 2012, in ragione delle modifiche introdotte al progetto definitivo (riguardanti principalmente l'arretramento del piede dell'opera rispetto alla sponda del torrente Lemme), sono stati eseguiti alcuni sondaggi integrativi al fine di caratterizzare con maggiore definizione i terreni di fondazione al piede del pendio artificiale, in corrispondenza del tracciato previsto per l'opera di sostegno in terra rinforzata.

Nel corso del 2013 al fine di definire un modello geotecnico affidabile del terreno in sito è stata eseguita una ulteriore campagna di indagini geognostiche consistenti in n.6 sondaggi a carotaggio continuo e n.5 indagini sismiche a rifrazione.

L'ubicazione dei sondaggi e il tracciato delle tomografie è rappresentata nell'elaborato grafico A301-00-D-CV-P7-DP-04-0-0-003-E00 (Planimetria sondaggi e tomografie), mentre la sovrapposizione tra sezioni di progetto, stratigrafie e tomografie è rappresentata nelle tavole A301-00-D-CV-WZ-DP-04-0-0-046-E00 (Sezioni geotecniche) e A301-00-D-CV-FZ-DP-04-0-0-019-E00 (Profili geotecnici). Le stratigrafie dei sondaggi sono riportate in allegato alla presente relazione.

In prima analisi (cfr. modello geotecnico dei terreni di fondazione definito nell'ambito del progetto definitivo del 2005), sulla base dei risultati dell'indagine geofisica è stato possibile stimare la profondità del bedrock, variabile lungo lo sviluppo dell'area di indagine. Le stratigrafie dei sondaggi a carotaggio continuo S5 (campagna di indagini 2004) e SS4, SS8, SS11 (campagna di indagini 2005) hanno, quindi, consentito di integrare i dati geofisici per quanto riguarda l'individuazione della quota del tetto del substrato roccioso.

In base ai risultati di questa prima campagna di indagini è stato costruito un modello geotecnico del terreno di fondazione, in cui è stato identificato lo spessore della coltre superficiale costituita da materiali di riporto e argillite e il tetto del substrato roccioso, che risultava costituito da calcare compatto di colore grigio chiaro di media durezza (cfr. stratigrafie sondaggi SS4, SS8, SS11). Solamente nel sondaggio S5 (spinto fino a 12 m) non era stato intercettato il substrato roccioso calcareo; al contrario al di sotto del cappellaccio di alterazione (a profondità di circa 10 m da piano campagna) era stato rinvenuto uno strato di argillite grigio scuro molto fratturata. Tale singolarità era stata attribuita alla posizione del sondaggio, che è stato eseguito nel tratto di monte (a sud), in una zona dove probabilmente le attività di cava si erano spinte più in profondità.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale	Foglio 27 di 79

I sondaggi integrativi eseguiti nel 2012 lungo il tracciato del piede del pendio artificiale previsto nel progetto definitivo hanno portato alla luce alcune singolarità geolitologiche dei terreni di fondazione. Le indagini hanno infatti evidenziato che la profondità relativa del tetto del substrato roccioso è fortemente variabile all'interno dell'area di intervento; in alcune zone, infatti, la copertura superficiale presenta spessori piuttosto elevati (superiori ai 10 m).

Inoltre, se dalle prime indagini condotte nel 2004 e nel 2005 era stato ragionevolmente ipotizzato che il substrato roccioso fosse costituito prevalentemente da calcare, l'integrazione di indagine eseguita nel 2012 ha evidenziato, in corrispondenza del piede del rilevato, la presenza di un substrato roccioso di differente natura (costituito da argillite più o meno fratturata). Pertanto, fu ragionevole presumere che il calcare, rilevato nell'ambito della prima campagna di indagini, fosse presente nella zona di monte (lato versante), mentre nell'area di cava più prossima all'alveo del Lemme fosse presente un substrato costituito prevalentemente da argillite.

In fase di progettazione definitiva, la stratigrafia era stata sostanzialmente ricostruita sulla base dell'interpretazione delle indagini sismiche a rifrazione; in particolare era stato utilizzato il criterio (confortato da dati di letteratura) di identificare la linea di separazione tra coltre superficiale e bedrock con l'isolinea corrispondente alla velocità di 2000 m/s (velocità caratteristica delle onde P di compressione su rocce di natura calcarea). Tale schematizzazione era stata successivamente validata confrontando, ove possibile, l'andamento delle tomografie con le stratigrafie dei sondaggi a carotaggio continuo e confermando sostanzialmente l'attendibilità del metodo.

Tale criterio, invece, non risulta confermato confrontando le tomografie con i sondaggi eseguiti nel 2012; infatti, la differente natura del substrato roccioso (argillite) e il suo più o meno elevato grado di fratturazione non consentono di ottenere risultati attendibili dall'interpretazione delle tomografie (l'argillite è caratterizzata mediamente da valori più bassi delle velocità delle onde P rispetto al calcare e non si ottiene una netta discriminazione con la copertura soprastante).

Per i motivi sopra esposti e per definire un modello geotecnico attendibile a supporto della progettazione esecutiva, sono stati eseguiti nel 2013 indagini sismiche a rifrazione e sondaggi geognostici a carotaggio continuo, ubicati nelle aree dove si avevano le maggiori incertezze per la ricostruzione del modello stesso.

L'osservazione dei testimoni dei sondaggi ha permesso di confermare la presenza di un substrato roccioso costituito da alternanze di calcari grigi a grana e durezza media più o meno fratturati e argilliti grigio scuro nerastre con vario grado di fratturazione e laminazioni mediamente inclinate tra 70 e 90° (subverticali).

I risultati di tutte le indagini sono stati utilizzati per la ricostruzione di un modello geotecnico del terreno affidandosi zona per zona ai risultati più cautelativi ottenuti per tomografie e/o sondaggi.

Il terreno di copertura è costituito da terreno di riporto e/o terreno rimaneggiato dalle precedenti lavorazioni di cava, passante in argille limose con clasti calcarei e blocchi calcarei localmente alterati e limi sabbiosi. Per la caratterizzazione di questo materiale si è fatto riferimento alle prove SPT eseguite nelle precedenti campagne geognostiche; i valori di SPT sono molto dispersi per cui gli stessi sono stati elaborati con il metodo della covarianza.

Il valore caratteristico della distribuzione dei valori NSPT è pari a 22.

valore medio	deviaz. Standard	COV (coeff. variaz)
30.3077	17.301	0.5708613
valore caratteristico		
21.657		

Secondo la correlazione Road Bridge Specification si ottiene quindi un valore dell'angolo di attrito $\varphi=33^\circ$.

Su una serie di campioni significativi sono state inoltre eseguite prove vane test al fine di valutare l'entità della coesione.

I valori ottenuti dai vane test sono stati trattati mediante il metodo di Student per ottenere il valore caratteristico della distribuzione, come riportato nella seguente tabella (valori espressi in kg/cm^2).

Il valore caratteristico ricavato è pari a

valore medio	Deviazione standard
0.510	0.210
Numero dati	Student
21	1.725
Valore caratteristico	
0.429	

Il materiale di copertura del bedrock è stato quindi caratterizzato con i seguenti parametri di resistenza:

$$\varphi=33^\circ$$

$$c_u= 42 \text{ kPa.}$$

Sulla base di dati bibliografici si è inoltre assegnato un peso di volume saturo pari a 22kN/m^3 .

Le indagini geognostiche ed i rilievi in sito hanno permesso di riscontrare la presenza di un substrato roccioso variabile localmente da calcari prevalenti ad argilliti prevalenti sino ad alternanze di livelli ad argilliti e livelli a calcari anche piuttosto fratturati. In particolare tale situazione è emersa proprio lungo lo sviluppo del corpo in terre rinforzate da realizzarsi al piede dell'abbancamento del materiale di smarino, in cui si è rilevato come in alcuni punti (verticali di sondaggio a carotaggio continuo) siano prevalenti le argilliti ed in altri i calcari. La ricostruzione del modello geotecnico cautelativamente è stata quindi rivista considerando la presenza di argilliti lungo tutto lo sviluppo del corpo delle terre rinforzate (le argilliti rispetto ai calcari sono caratterizzate da minori parametri di resistenza geomeccanica). I parametri di resistenza del bedrock sono stati quindi rivisti integrando le vecchie campagne di indagini con n.6 sondaggi geognostici a carotaggio continuo; in particolare

sulle cassette catalogatrici di questi ultimi è stato eseguito un rilievo in piccola scala dei sistemi di discontinuità e sono stati valutati i parametri necessari a caratterizzare l'ammasso secondo il metodo di Beniaowski. I sistemi di discontinuità in piccola scala ben rispecchiano quanto osservabile direttamente in sito nelle aree di emergenza del substrato e già rilevato nella relazione del 1980 "progetto di variante al piano di coltivazione della cava di Voltaggio - Relazione di stabilità" a cura del Dott. Foglino.

Il bedrock costituito da alternanze di calcari ed argilliti fratturati, ricade in Classe IV (si veda la relazione geotecnica per i dettagli della trattazione); i parametri di resistenza assegnati, sono quindi i seguenti:

Classe Beniaowsky	Angolo d'attrito interno φ [°]	Coesione ammasso roccioso C_u [KPa]	Peso di volume saturo γ_s [KN/m ³]
IV (molto scadente)	20	150	23.00

8.3 Caratterizzazione geotecnica del materiale di scavo e del materiale di riempimento delle terre rinforzate

Le caratteristiche del materiale di scavo previste nel Progetto definitivo, sulla base delle prove di laboratorio (prove granulometriche, limiti di Atterberg, prove Proctor Standard e prove di taglio) eseguite nel 2004 e 2005 da due diversi laboratori, avevano permesso di ricavare i seguenti parametri:

	Angolo d'attrito interno φ [°]	Coesione [KPa]	Peso di volume saturo γ_s [KN/m ³]
Smarino	25	-	20.83
Terre rinforzate	28	-	21.98

Si evidenzia che i valori sopra definiti tenevano conto che per l'abbancamento si prevedeva un compattamento delle bancate per garantire il raggiungimento del 90% del Proctor Standard, per le terre armate un compattamento del 95%.

Nel mese di dicembre 2013 è stato eseguito un rilevato di prova su materiale di smarino.

Sono stati inoltre prelevati campioni per eseguire prove di laboratorio ed in particolare prove Proctor Standard da confrontarsi con i valori in sito, determinati a loro volta con prove con volumometro a sabbia e prove di densità con metodo della buca e riempimento con acqua (ASTM D5030). Infine sono state eseguite analisi granulometriche e prove di taglio sia in sito con scatola grande sia in laboratorio.

Si riportano nella tabella seguente i parametri della prova di taglio diretto. Si faccia riferimento all'allegato 1 per i tabulati delle prove di taglio diretto da laboratorio.

Prova di taglio diretto		
<i>Metodo</i>	<i>Angolo di resistenza al taglio φ'</i> (°)	<i>Coesione efficace c'</i> (kPa)
Scatola di Casagrande	33	48
Scatola grande	38	0.2

Dalle prove condotte, tenendo conto che per il materiale da abbancare verrà eseguito un compattamento delle bancate per garantire il raggiungimento del 90% del Proctor Standard e per quello da utilizzare per le terre rinforzate un compattamento del 95%, si sono desunti i seguenti risultati:

Smarino $\gamma_s = 20.83 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 30^\circ$

Riempimento terre rinforzate $\gamma_s = 21.99 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 33^\circ$

I valori di peso di volume ben concordano con quanto già ricavato tra il 2004 e il 2005 su alcuni campioni prova. Si hanno invece valori di resistenza del materiale in termini di angolo di attrito, leggermente superiori a quanto valutato in laboratorio con le prove del 2005. Si evidenzia tuttavia che le prove di taglio hanno evidenziato un valore minimo di coesione che cautelativamente nei calcoli è stato però trascurato.

Riassumendo si assegneranno allo smarino e al riempimento delle terre rinforzate i seguenti parametri geotecnici:

	Angolo d'attrito interno φ [°]	Coesione [KPa]	Peso di volume saturo γ_s [KN/m ³]
Smarino	30	-	20.83
Terre rinforzate	33	-	21.99

8.4 Verifiche di stabilità globale

Caratteristiche dei materiali impiegati (rinforzi e terreno di riempimento)

Per la realizzazione dell'opera di sostegno in terra rinforzata è stato previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- Pannelli in rete metallica elettrosaldata per paramento rinverdibile (compresi i ganci);
 Tipo B450C $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$ $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Materiali polimerici di rinforzo del terreno: armature in fibre di poliestere rivestite in polietilene a bassa densità. Resistenza iniziale a rottura: 37,5 - 50,0 - 65,0 kN.
 Allungamento a rottura: 12%.

Il paramento tipo delle strutture in progetto è costituito da pannelli di rete metallica elettrosaldata all'interno dei quali è stesa una biostuoia rinforzata da una retina plastica, risvoltata sui piani orizzontali, adatta a ricevere l'idrosemina necessaria al rinverdimento.

Nelle zone di prevista esondazione del torrente, la biostuoia è sostituita da un geotessuto posto all'interno del rilevato, con funzione di separazione tra materiale da rilevato e materiale lapideo (pezzatura 80-150 mm) da collocare internamente a ridosso del pannello in rete elettrosaldata.

Questa tipologia di sezione viene adottata anche nelle zone dove sono previste porzioni di muro in terra rinforzata a paramento verticale, sempre lungo torrente Lemme.

Invece, nei tratti di muro interrati che verranno ricoperti esternamente con terreno da rilevato, poiché non serve l'idrosemina, la biostuoia verrà sostituita con geotessuto da montare subito a ridosso ed internamente al pannello.

Durante il montaggio dei muri in terra rinforzata, si procederà alla stesa dei tubi microforati del diametro di 100 mm, con pendenza del 3%, disposti a quinconce con interasse orizzontale di 2,00 metri, ed interasse verticale pari a $0,66 \times 2 = 1,32$ metri; la lunghezza sarà pari alla lunghezza dei rinforzi.

Il materiale utilizzato nel presente progetto per la realizzazione delle terre rinforzate è il medesimo utilizzato per la formazione del rilevato, ovvero lo smarino proveniente dalle attività di scavo della galleria. Nel materiale destinato alla formazione della terra armata non dovranno essere presenti

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 32 di 79

elementi di dimensione superiore a 10 cm; inoltre, almeno il 50% del materiale dovrà avere dimensione inferiore a 5 cm e rientrare in classe A1/A2/A3.

Il terreno di riempimento sarà idoneo quando la percentuale passante al setaccio da 80 μ (0,08 mm.), secondo l'analisi granulometrica, è inferiore al 15%.

I terreni con percentuale passante vaglio da 80 μ superiore al 15% potranno essere accettati se:

1) la percentuale di passante al vaglio di 15 μ (0,015 mm) della prova per sedimentazione è inferiore al 10 %;

2) la percentuale di passante al vaglio di 15 μ (0,015 mm) della prova per sedimentazione rimane compresa tra il 10 % e il 20 % e l'angolo di attrito interno, misurato con prove di taglio su campioni saturi, è superiore a 25°. Per tutti i muri in terra rinforzata del sito di deposito DP04, lo spessore degli strati di terreno sarà di 0,36 m. + 0,30 m. per uno spessore finale di 0,66 m. (Tali spessori si intendono per strato finito di terreno compattato, con le ovvie tolleranze esecutive)

La granulometria deve essere tale da permettere un grado di costipamento non inferiore al 95% della prova Proctor Standard; le porzioni di terra armata in fondazione saranno realizzate senza l'impiego di casseri.

Il valore di attività degli ioni (pH) misurato sull'acqua del campione di terra saturato sarà compreso tra 2 e 9 per i rinforzi polimerici.

Criteri di progettazione

Per la valutazione della sicurezza delle opere in terra armata si adottano i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego di coefficienti parziali di sicurezza.

Le verifiche di sicurezza, sia esterne che interne alla struttura in terra armata, sono condotte nel rispetto della condizione generale del metodo agli Stati Limite Ultimi :

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto prodotto dalle combinazioni di azioni di progetto, mentre R_d è il valore della resistenza di progetto dei materiali valutata in base ai valori nominali delle grandezze interessate.

Le azioni di calcolo vanno determinate applicando i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle grandezze interessate, secondo determinate combinazioni, delle quali si riporta la "fondamentale":

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

e quella "sismica": $E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 1 e la Combinazione 2 (A2 M2 R2) per le verifiche di tipo geotecnico (GEO); per la verifica a ribaltamento, facendo essa parte dello stato limite ultimo di equilibrio di corpo rigido (EQU), si sono adottati i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I di Normativa ed i coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Nella successiva tabella, in grassetto, sono rappresentati i coefficienti parziali presi in considerazione per le verifiche dei muri in terra rinforzata.

TABELLA DEI COEFFICIENTI PARZIALI

		EFFETTO	Simbolo e valore per Terra Armata Programma Talren 4	VALORE secondo N.T.C. 14-01-08			
				EQU	STR (A1) (M1)	GEO (A2) (M2)	(R1) (R2) (R3)
AZIONI γ^F	<i>CARICHI PERMANENTI</i> γ_G	Favorevole		0,9	1,0	1,0	
		Sfavorevole		1,1	1,3	1,0	
	<i>CARICHI VARIABILI</i> γ_Q	Favorevole		0,0	0,0	0,0	
		Sfavorevole	$\Gamma_Q = 1,30$	1,5	1,5	1,3	
PARAMETRI TERRENO γ^M	Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'$	$\Gamma_{\phi} = 1,25$		1,0	1,25	
	Coesione efficace	c'	$\Gamma_{c'} = 1,25$		1,0	1,25	
	Coesione non drenata	c_u	$\Gamma_{c_u} = 1,40$		1,0	1,4	
	Peso dell'unità di volume	γ	$\Gamma_{s1} = 1,00$		1,0	1,0	
RESISTENZE γ^R	Capacità portante della fondazione		$\Gamma_{pl} = 1,00$				1,0
							1,0
							1,4
	Scorrimento						1,0
							1,0
						1,1	
COEFFIC. DI SICUREZZA PARZIALI	<i>TRAZIONE NEI RINFORZI</i>		$\Gamma_{aban} = 1,13$ (*)				
	<i>ATTRITO RINFORZO/TERRENO</i>		$\Gamma_{qsba} = 1,00$	$(\mu^* = 0,8 \tan \phi')$			

(*) Vedere paragrafo dedicato alla resistenza dei rinforzi.

In caso di calcolo sismico, i coefficienti parziali per le azioni γ^F (γ_G e γ_Q) sono pari ad 1,00.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 34 di 79

Il programma di calcolo adottato nelle verifiche delle sezioni dei muri in terra rinforzata (Talren 4) effettua le verifiche di rottura ed aderenza degli elementi di rinforzo del terreno.

CALCOLO DELLE OPERE IN PROGETTO

La relazione geotecnica approfondisce la verifica geotecnica del deposito in progetto.

Le sezioni del deposito in generale sono formate da singoli muri sovrapposti denominati con le lettere da "A" a "H" a partire dall'alto, con esclusione della duna.

Le porzioni di muri a quote assolute più basse sono interessate dalle piene del torrente Lemme; nelle verifiche quindi si è tenuto in conto il livello idrico relativo alla piena cinquecentesimale del torrente.

La pendenza di tutti i singoli muri è pari a 70° sull'orizzontale.

Data la ricorrente similitudine funzionale e geometrica delle singole sezioni, onde evitare inutili ripetizioni di verifiche, nella redazione della relazione geotecnica si sono esaminate nel dettaglio la Sezione 5 (di maggiore altezza) considerata come sezione campione valida per le sezioni simili, verificata nei singoli muri componenti e nelle condizioni statiche e sismiche. Le altre sezioni non assimilabili alla precedente, sono state verificate in aggiunta.

Quindi, le sezioni verificate e considerate rappresentative del tratto in argomento, sono elencate di seguito:

- La sezione 2 - Muro "C".
- La sezione 5 nei suoi singoli muri componenti: muro "A", muro "B", muro "C", muro "D", muro "E", muro "F" e muro Duna.
- La sezione 10 – Muro "D".

Ulteriore oggetto di questa relazione di calcolo è anche il tratto di muro nella zona della vasca di accumulo; qui non è presente la duna paramassi ma i singoli muri alti 5,00 m. sono egualmente arretrati di 2,50 metri; vengono denominati con i numeri da "1" a "8", a partire dall'alto; quello più basso è di altezza variabile.

La relazione di calcolo esamina quindi anche le seguenti sezioni:

- **Zona torrente Lemme:**

- La sezione 15 – Muro "C"
- La sezione 17 – Muro "B"
- La sezione 21 – Muri "B" della DUNA, coincidenti con i muri "2" lato vasca di accumulo.

- **Zona vasca di accumulo:**

- La sezione 13 nei suoi singoli muri: muro "1", muro "2", muro "3", muro "4", muro "5", muro "6", muro "7" e muro "8",
- La sezione 18 – Muro di base "5".

Ipotesi di calcolo

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale		Foglio 35 di 79

Il dimensionamento delle strutture in progetto è stato eseguito con riferimento a quanto riportato nella seguente tabella. Per le altezze delle sezioni di calcolo si rimanda ai relativi tabulati della relazione geotecnica ed alle tavole di progetto.

CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA	VITA NOMINALE V_N		50 ANNI OPERA PERMANENTE (120 anni per i rinforzi in poliestere)		
	SOTTOCLASSE (per T.A.) Livello di sicurezza		ORDINARIO		
	AMBIENTE DI ESERCIZIO		A SECCO (localmente acqua dolce al piede muro)		
CARATTERISTICHE DEI COMPONENTI STRUTTURALI	TIPO DI PARAMENTO		PANNELLI IN RETE ELETTRISALDATA		
	INCLINAZ. PARAMENTO		70°		
	TIPO DI RINFORZI		Polimerici: GeoStrap5 da 37,5 - 50,0 - 65,0 kN		
AZIONI PERMANENTI (G) (Dati geotecnici)	TERRA ARMATA		$\gamma_1 = 21,99$ kN/mc	$\varphi_1 = 33^\circ$	$c_1 = 0$ kPa
	RILEVATO A TERGO		$\gamma_2 = 20,83$ kN/mc	$\varphi_2 = 30^\circ$	$c_2 = 0$ kPa
	FONDAZIONE (Bedrock)		$\gamma_3 = 23$ kN/mc	$\varphi_3 = 22^\circ$	$c_3 = 150$ kPa
AZIONI VARIABILI (Q)		Sovraccarico stradale $q = 20$ kPa (Caso Statico) Sovraccarico stradale $q = 0$ kPa (Caso Sismico)			
AZIONE SISMICA (E)	CLASSE D'USO		CLASSE IV Coefficiente d'uso $C_U = 2,0$		
	PERIODO DI RIFERIM.		$V_R = V_N \times C_U = 100$ anni		
	PERICOLOSITA' SISMICA		Stato Limite: ULTIMO : SLV Accelerazione orizzontale al suolo $a_g = 0,116 \cdot g$ Categoria di sottosuolo: C $S_S = 1,50$ Categoria topografica: T1 $S_T = 1,00$ Coefficiente di sottosuolo $S = S_S \cdot S_T = 1,50$ Coefficiente di acceleraz. verticale $m = a_{vg}/a_g = 0,5$ Coefficiente di riduzione $\beta_m = 1/r = 0,24$		
	COEFFIC. SISMICI	Orizzontale	$k_h = S \cdot a_g/g \cdot \beta_m = 1,50 \cdot 0,116 \cdot 0,24 = 0,04$		
Verticale		$k_v = +/- 0,5 \cdot k_h = 0,5 \cdot 0,04 = +/- 0,02$			

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale

Foglio
36 di 79

Resistenza dei rinforzi:

Per i rinforzi in materiale polimerico la resistenza di calcolo dei rinforzi viene valutata a partire da questa espressione:

$$T_r = R_{F_{id}} * R_{F_d} * R_{F_{cr}} * T_{lim} / \gamma_{Mt}$$

$R_{F_{id}}$ = coefficiente che tiene conto del danneggiamento durante il montaggio;

R_{F_d} = coefficiente di degradazione di origine chimica o biochimica nel tempo;

$R_{F_{cr}}$ = coefficiente che tiene conto del fenomeno di “creep” o “fluage”;

T_{lim} = resistenza nominale iniziale a rottura del rinforzo;

γ_{Mt} = 1,25 coefficiente parziale di sicurezza sulla rottura del rinforzo.

I coefficienti $R_{F_{id}}$, R_{F_d} , $R_{F_{cr}}$ dipendono generalmente dal tipo di terreno, dalla temperatura media annua di esercizio e dalla vita di servizio della struttura.

Nel caso in esame si ha:

- $R_{F_{id}} = 0,95$
- $R_{F_d} = 0,91$
- $R_{F_{cr}} = 0,64$ nelle verifiche statiche;
- $R_{F_{cr}} = 1,00$ nelle verifiche sismiche.

Poiché per ogni singolo attacco vi sono due rinforzi del terreno, il coefficiente di sicurezza sui rinforzi $\Gamma_{aban} = 1,13$ scaturisce dall'applicazione dei precedenti coefficienti, per il caso statico:

$$(0,95 * 0,91 * 0,64) / 1,25 = 0,4426 * 2 = 0,8852 \quad \text{Quindi } \Gamma_{aban} = 1 / 0,8852 = 1,13$$

Nel caso sismico, si ha:

$$(0,95 * 0,91 * 1,00) / 1,25 = 0,6916 * 2 = 1,3832 \quad \text{Quindi } \Gamma_{aban} = 1 / 1,3832 = 0,72$$

Riepilogo dei risultati

TABELLE RIEPILOGATIVE DEI COEFFICIENTI MINIMI DI SICUREZZA "FS"

Programma Talren 4

(Verifica stabilità interna, statica e sismica - Metodo Stati Limite Ultimi SLV)

Muri lato Torrente Lemme	FS (caso statico)	FS (caso sismico)
Sezione 2		
Muro "C"	1,17	1,28
Sezione 5		
Muro "A"	1,48	1,70
Muro "B"	1,36	1,50
Muro "C"	1,24	1,36
Muro "D"	1,19	1,31
Muro "E"	1,19	1,25
Muro "F"	1,14	1,16
Muro Duna Paramassi	1,50	1,82
Sezione 10		
Muro "D"	1,20	1,32
Sezione 15		
Muro "C"	1,28	1,37
Sezione 17		
Muro "B"	1,25	1,32
Sezione 21		
Muro "B"	1,38	1,86
Muri lato vasca di accumulo	FS (caso statico)	FS (caso sismico)
Sezione 13		
Muro "1"	1,72	1,96
Muro "2"	1,38	1,62
Muro "3"	1,28	1,43
Muro "4"	1,20	1,35
Muro "5"	1,15	1,28
Muro "6"	1,12	1,22
Muro "7"	1,13	1,25
Muro "8"	1,10	1,22
Sezione 18		
Muro "5"	1,15	1,33
VALORI RICHIESTI	> 1,00	> 1,00

TABELLE RIEPILOGATIVE DEI COEFFICIENTI MINIMI DI SICUREZZA "FS"

Programma Talren 4

(Verifica stabilità esterna, statica e sismica - Metodo Stati Limite Ultimi SLV)

Muri lato Torrente Lemme	FS (caso statico)	FS (caso sismico)
Sezione 2	1,79	1,59
Sezione 5	1,56	1,40
Sezione 10	1,86	1,65
VALORIRICHIESTI	>1,00	>1,00

TABELLE RIEPILOGATIVE DEI COEFFICIENTI MINIMI DI SICUREZZA

Programma Talren 4

(Verifica stabilità esterna, statica e sismica - Metodo Stati Limite Ultimi SLV)

Muri lato Torrente Lemme	FS (caso statico)	FS (caso sismico)
Sezione 15	1,70	1,53
Sezione 17	1,48	1,43
Sezione 21	3,95	3,27
VALORIRICHIESTI	>1,00	>1,00

TABELLE RIEPILOGATIVE DEI COEFFICIENTI MINIMI DI SICUREZZA

Programma Talren 4

(Verifica stabilità esterna, statica e sismica - Metodo Stati Limite Ultimi SLV)

Muri lato vasca di accumulo	FS (caso statico)	FS (caso sismico)
Sezione 13	1,42	1,32
Sezione 18	1,49	1,39
VALORIRICHIESTI	>1,00	>1,00

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale</p>	<p>Foglio 39 di 79</p>

9. ANALISI GEOMECCANICA DEL FRONTE DI CAVA

Un accurato studio geologico e geomeccanico della parete ha compreso il rilevamento geostrutturale di tutto il fronte di cava, l'esecuzione di 14 stendimenti geostrutturali, il rilevamento dei massi instabili, l'analisi fotogrammetrica del vicino accoppiata ad un rilievo mediante laser scanner, i calcoli di verifica di stabilità all'equilibrio limite e le simulazioni numeriche della traiettoria dei massi.

Il presente progetto consiste essenzialmente in:

- una riprofilatura del rilevato di smarino previsto in fase di progetto definitivo allo scopo di creare dei valli di contenimento per le eventuali cadute di blocchi di grande dimensioni dalle pareti del versante roccioso;
- disaggio leggero e pesante di blocchi in parete;
- interventi di tipo passivo (barriere paramassi ad alto assorbimento di energia);
- monitoraggio topografico di alcuni blocchi instabili.

La soluzione adottata si prefigge l'obiettivo di soddisfare i seguenti criteri in ordine di importanza:

- sicurezza a lungo termine con minima manutenzione;
- sicurezza nel corso di realizzazione delle opere.

Per gli interventi previsti si faccia riferimento al capitolo dedicato, nel seguito.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 40 di 79

10. DESCRIZIONE DI DETTAGLIO DELL'INTERVENTO

10.1 Finalità

Gli obiettivi posti alla base del progetto di riqualificazione ambientale della cava sono:

- ❑ rinaturalizzazione del sito e rimozione, per quanto possibile, dei segni di attività estrattiva sul territorio;
- ❑ utilizzo del materiale di smarino proveniente dagli scavi;
- ❑ recupero della morfologia originaria del versante sulla base della cartografia storica dell'area.

10.2 Vincoli progettuali

Tenuto conto degli obiettivi posti a base dell'attività di progettazione si è dovuto tenere conto dei vincoli seguenti:

- ❑ vincoli geologico-tecnici;
- ❑ vincoli idraulici.

I *vincoli geologico-tecnici* sono principalmente rappresentati dalla necessità di realizzare una sistemazione in rilevato del materiale di smarino che risulti stabile anche nelle condizioni statiche e idrauliche più sfavorevoli; tenuto conto dei dati geotecnici dei materiali provenienti dagli scavi è stata definita la gradonatura tipica del versante caratterizzata da un'alternanza di berme e di scarpate; tale profilatura di pendio è risultata stabile nei confronti dei possibili cinematismi di rottura di tipo locale.

I *vincoli idraulici* riguardano in particolare le problematiche seguenti:

- ❑ definizione delle quote della piena di riferimento del t. Lemme ai fini della definizione geometrica delle opere di protezione di sponda; i livelli idrici di piena risultano altresì significativi ai fini della previsione delle condizioni di carico idraulico sul pendio;
- ❑ necessità di prevedere opere di captazione delle acque di infiltrazione al fine di contenere i carichi idraulici;
- ❑ necessità di prevedere un sistema di drenaggio delle acque superficiali al fine di prevenire fenomeni di ruscellamento delle scarpate.

10.3 Drenaggio di fondo

Il drenaggio di fondo verrà realizzato mediante la posa di uno strato drenante in ghiaia confinato entro un geotessile con funzione di separazione e filtrazione. All'interno dello strato di ghiaia sarà

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 41 di 79

posata una tubazione in PVC SN8 (lato abbancamento) e SN16 (zona vallo) a diametro variabile microforata per agevolare il deflusso dei drenaggi verso il T. Lemme.

Le tubazioni di drenaggio profondo verranno posate nei punti depressi della topografia attuale che coincidono grosso modo con il centro della golena in sponda sinistra Lemme; nei tratti interni all'abbancamento in cui il piano campagna pende verso il Lemme è stata prevista la posa di tubazione drenante anche al piede delle terre armate in progetto.

A partire da monte, verranno realizzate tre linee di drenaggio: quella principale, immediatamente a valle della sezione 2 e le due secondarie ubicate rispettivamente in una incisione secondaria del piano campagna attuale e a tergo delle terre armate (con partenza rispettivamente in corrispondenza delle sezioni 3 e 4). Le tubazioni di drenaggio utilizzate per le tre linee sono in PVC SN8 micro fessurato con diametri esterni DN 400e 500 mm.

A valle della sezione 7, fino alla sezione 13 compresa, il drenaggio di fondo dell'abbancamento prevede una sola linea, quella principale armata con tubazione in PVC SN8 DN 500-630 mm.

In corrispondenza della sezione 14 è prevista la posa di una tubazione in PVC micro fessurata DN 630 mm SN8 anche a tergo delle terre armate in quanto il piano campagna presenta un alto tra la depressione a centro golena e il T. Lemme con pendenza del terreno al piede delle terre armate verso il torrente stesso. Dalla sezione 18, in corrispondenza del pozzetto D3, la tubazione necessita di un aumento di rigidità anulare con passaggio dalla classe di resistenza da SN8 a SN16 per via della presenza del vallo di accumulo a monte dell'abbancamento.

La tubazione drenante principale, a centro golena, dalla sezione 13 in poi (in corrispondenza del pozzetto A10), passa anch'essa ad un grado di rigidità anulare superiore, ovvero da SN8 a SN16, sempre per far fronte alle possibili sollecitazioni ulteriori cui verrebbe sottoposta nella zona del vallo di accumulo in caso di frana.

Dalla sezione 20, in corrispondenza del pozzetto A12, fino allo scarico nella vasca di sedimentazione, la tubazione drenante è una sola in PVC micro fessurato DN800 mm SN16.

Risulta quindi evidente la maggior esposizione alle sollecitazioni esterne del tratto di tubazione drenante ubicata all'interno del vallo paramassi posto nel settore nord dell'abbancamento; per sopperire a tale criticità sono state adottate sostanzialmente quattro soluzioni:

- realizzazione di una terra armata in sommità della trincea drenante che contiene la tubazione micro fessurata con geogriglie ad alta resistenza;
- aumento delle caratteristiche di rigidità anulare della tubazione (da SN8 si passa a SN16);
- in corrispondenza della sez. 10, è stata prevista una tubazione di riserva che consente di derivare le portate del dreno attraverso le terre armate lato Lemme. Allo stato attuale la derivazione si arresta in un pozzetto di controllo al piede delle terre armate in prossimità della sponda del Lemme, ma, in caso di necessità, il pozzetto potrebbe essere utilizzato per una derivazione verso l'alveo del torrente;
- la trincea drenante contenente la tubazione micro fessurata verrà realizzata con un'ampiezza a piano campagna sovradimensionata rispetto al necessario per consentire un migliore apporto dei deflussi superficiali interessanti la vasca al suo interno; questa soluzione consente quindi lo smaltimento delle acque meteoriche che si accumulano nella vasca e permette, in caso di caduta

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 42 di 79

della frana, di mantenere la capacità di smaltimento del dreno per mezzo della trincea drenante esterna alla tubazione, sfruttando i vuoti all'interno della trincea stessa.

Durante la realizzazione dell'abbancamento del materiale di smarino, nell'intervallo di tempo occorrente al materiale di deposito per raggiungere la quota della testa terre armate in sponda sinistra al t. Lemme, il drenaggio di fondo e i drenaggi sub orizzontali profondi con tubazioni di recapito longitudinali a tergo terre armate rappresentano i due sistemi di scarico delle acque meteoriche insistenti sull'area di cava. L'area scolante in fase di realizzazione risulta esclusivamente quella di fondo cava, escludendo i contributi di precipitazione del versante di cava, raccolti da apposito e temporaneo fosso di guardia, e i contributi del versante a monte dell'intervento progettuale, deviati nel t. Lemme prima di coinvolgere l'abbancamento. Il funzionamento idraulico della trincea drenante come ricettore di scarico delle acque meteoriche è limitato al tempo necessario per realizzare la copertura della trincea col materiale di abbancamento. Successivamente, la bassa permeabilità del materiale di deposito riduce pesantemente gli afflussi idrici alla trincea, mentre la progressiva realizzazione delle banche con i relativi drenaggi orizzontali e superficiali ridurrà conseguentemente la superficie di infiltrazione. La verifica idraulica è quindi condotta nelle condizioni più sfavorevoli, ossia quelle relative alle prime fasi di lavorazione, nell'ipotesi di piogge direttamente insistenti sui drenaggi.

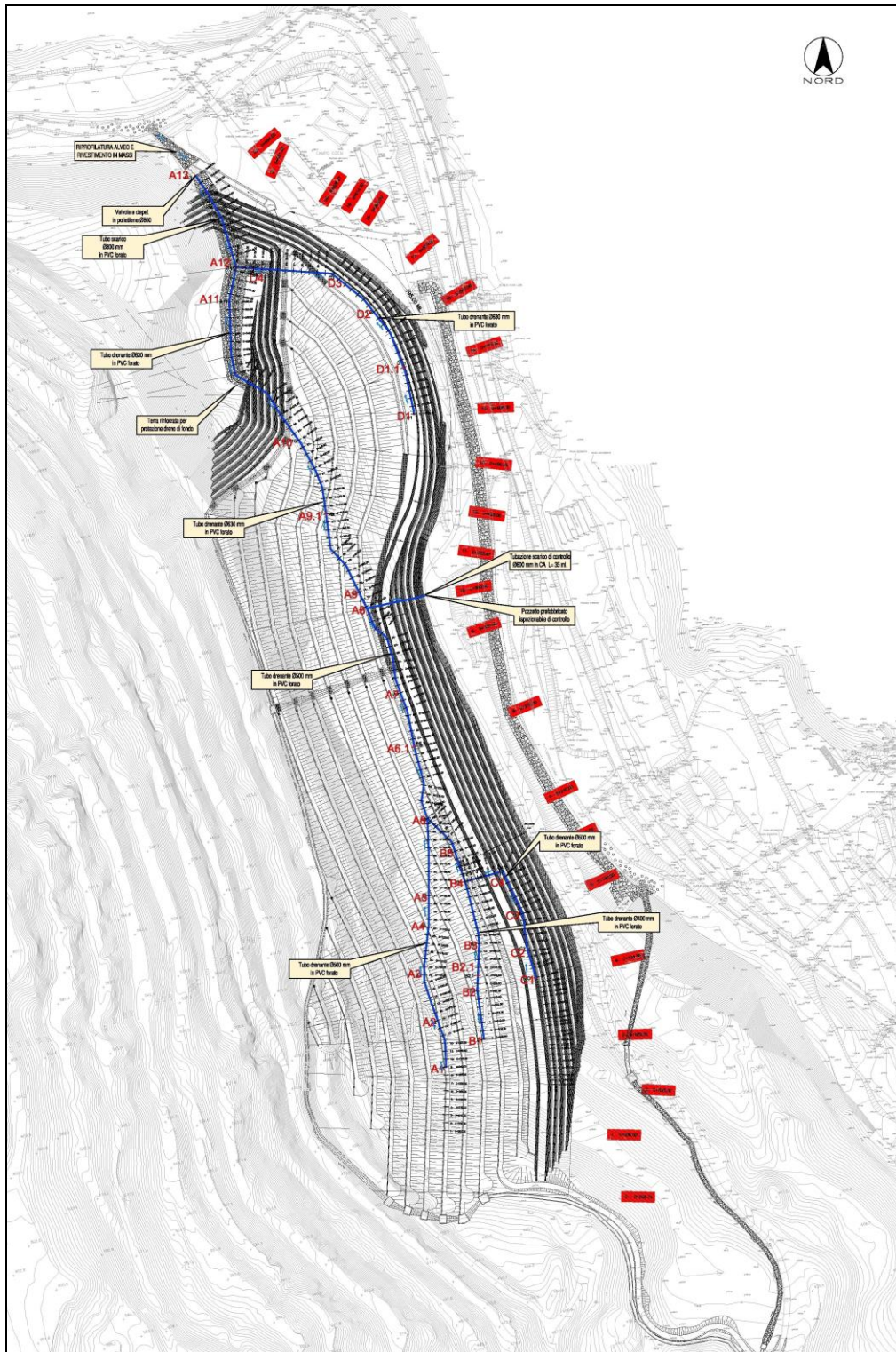


Figura 4 - Dreno di fondo. Planimetria

10.4 Drenaggi suborizzontali

10.4.1 Dreni sub orizzontali con scarico sulle banche

Il drenaggio delle acque d'infiltrazione dal fronte della sistemazione di rilevato è previsto mediante drenaggi suborizzontali disposti in corrispondenza di ogni berma, con scarico diretto all'interno delle canalette ad U in legname disposte lungo le banche, al piede delle scarpate delle singole banche del deposito.

I dreni presentano le caratteristiche seguenti:

- lunghezza = 50 m;
- interasse = 10 m;
- tubo drenante in HDPE diametro 200 mm microfessurato con struttura a doppia parete e piede d'appoggio corrugato all'esterno e liscio internamente, avvolto con calza di telo geotessile in polipropilene di peso 140 gr/mq.

La verifica idraulica dei dreni è condotta nelle condizioni più gravose, corrispondenti alla fase di realizzazione dell'abbancamento, durante la quale i dreni sono disposti lungo la banca ma non ancora interrati e quindi soggetti all'azione diretta degli eventi meteorici.

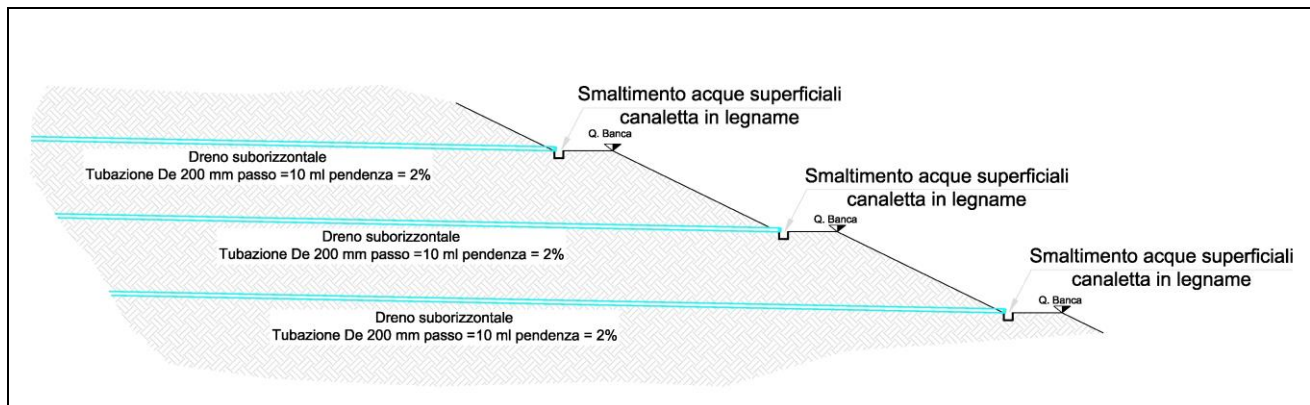


Figura 5 - Disposizione dreni suborizzontali

In fase di esercizio le condizioni idrauliche dei dreni sono meno impegnative, in quanto il materiale risulta abbancato e i dreni ricoperti; la permeabilità del materiale di smarino proveniente dallo scavo della galleria risulta molto bassa, e quindi l'infiltrazione delle acque all'interno dell'ammasso è molto lenta, non significativa per la determinazione di diametro e interasse dei dreni.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale Foglio 45 di 79

10.4.2 Dreni sub orizzontali con scarico a tergo delle terre armate

Il drenaggio delle acque d'infiltrazione del rilevato durante le prime fasi di abbancamento, fino al raggiungimento della testa delle terre armate, è previsto mediante drenaggi sub orizzontali disposti in corrispondenza del piede di ogni ordine di terra armata, recapitanti in corrispondenza di tubazioni longitudinali a tergo terra armata.

I dreni presentano le caratteristiche seguenti:

- lunghezza = variabile;
- interasse = 10 m;
- tubo drenante in HDPE diametro 200 mm microfessurato con struttura a doppia parete e piede d'appoggio corrugato all'esterno e liscio internamente, avvolto con calza di telo geotessile in polipropilene di peso 140 gr/mq.

Come sopra anticipato, lo scarico di tali dreni avviene in tubazioni longitudinali in PVC SN8 di diametro variabile ubicate a tergo delle terre armate. Tra le sezioni 2 e 3, gli ordini delle tubazioni sono 2 sovrapposti verticalmente. Tra la 3 e la 4 gli ordini sono 3, sempre sovrapposti verticalmente. Dalla sezione 4 alla 9 gli ordini diventano 4; tra la 9 e la 10 gli ordini di tubazioni sovrapposte sono 3 mentre dalla sezione 10 fino al pozzetto di confluenza e salto Vn0 esiste una sola tubazione di raccolta e scarico.

Le tubazioni di scarico in PVC del secondo, terzo e quarto ordine (in termini di profondità), scaricano direttamente nel materasso di ghiaia di fondo, come anche i drenaggi sub orizzontali profondi presenti tra le sezioni 10 e 13.

Relativamente alle tubazioni in PVC di scarico a tergo delle terre armate occorre sottolineare che sono previste 3 tipologie di diametro DN400, 500 e 800 in dipendenza dal bacino idrografico di riferimento (vedi anali afflussi-deflussi in Allegato 3 della relazione idraulica) e dalla pendenza minima longitudinale del piede della terra armata di riferimento. I cambi di diametro si verificano in corrispondenza delle sezioni 7 e 9. Il bacino di riferimento è stato individuato in base alla quota di abbancamento nel momento della posa dello specifico dreno suborizzontale; esso risulta quindi parzializzato rispetto all'occupazione dell'abbancamento in condizioni finali.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 46 di 79

10.5 Regimazione superficiale delle acque

10.5.1 Descrizione

Le acque superficiali interessanti il deposito del materiale di smarino della galleria sono smaltite da tre compluvi principali di progetto, posizionati all'estremo sud dell'abbancamento (Sistema sud), al centro di esso, nei pressi della sezione 9 di progetto (Compluvio centrale), e all'estremo nord di esso (Compluvio nord).

Il sistema di drenaggio superficiale risulta composto dalle seguenti tipologie di manufatti:

- i fossi di guardia, in legname e pietrame, disposti in testa al deposito di smarino e destinati a raccogliere le acque meteoriche scolanti lungo il fronte di cava;
- le vasche di sedimentazione, in c.a. gettate in opera con rivestimento in massi, che regolano l'immissione delle acque scaricate dai fossi di guardia all'interno dei compluvi, con abbattimento della velocità della corrente e deposizione del materiale in sospensione;
- le canalette, in legname a sezione rettangolare, disposte lungo le banche, con pendenza pari alla pendenza della banca, dimensionate per raccogliere le acque meteoriche scolanti lungo la singola banca e la successiva scarpata del deposito;
- i canali con manufatto scatolare ad U con griglia superiore carrabile, in c.a. gettati in opera, necessari per veicolare i deflussi in caso di spazi limitati;
- i pozzetti di decantazione in c.a. prefabbricati, disposti lungo le banche in corrispondenza dello scarico delle canalette nei compluvi;
- le vasche di calma, in c.a. gettate in opera con rivestimento in massi, localizzate lungo i compluvi all'intersezione con le banche, che agiscono da vasca di salto e dissipatore di energia e provocano il rallentamento della corrente lungo il compluvio. La continuità della viabilità è garantita da griglie tipo Orsogrill carrabili e rimovibili per manutenzione;
- la vasca di sedimentazione di valle, posizionata a valle dei compluvi nord e intermedio, immediatamente a monte dello scarico nel torrente Lemme, da realizzarsi in c.a. gettata in opera con rivestimento in massi, con setti trasversali alla direzione della corrente per il contenimento del materiale di deposito e la sedimentazione.

10.5.2 Sistema compluvio centrale – Descrizione generale

Il sistema di drenaggio associato al compluvio centrale è evidenziato in Figura 6.

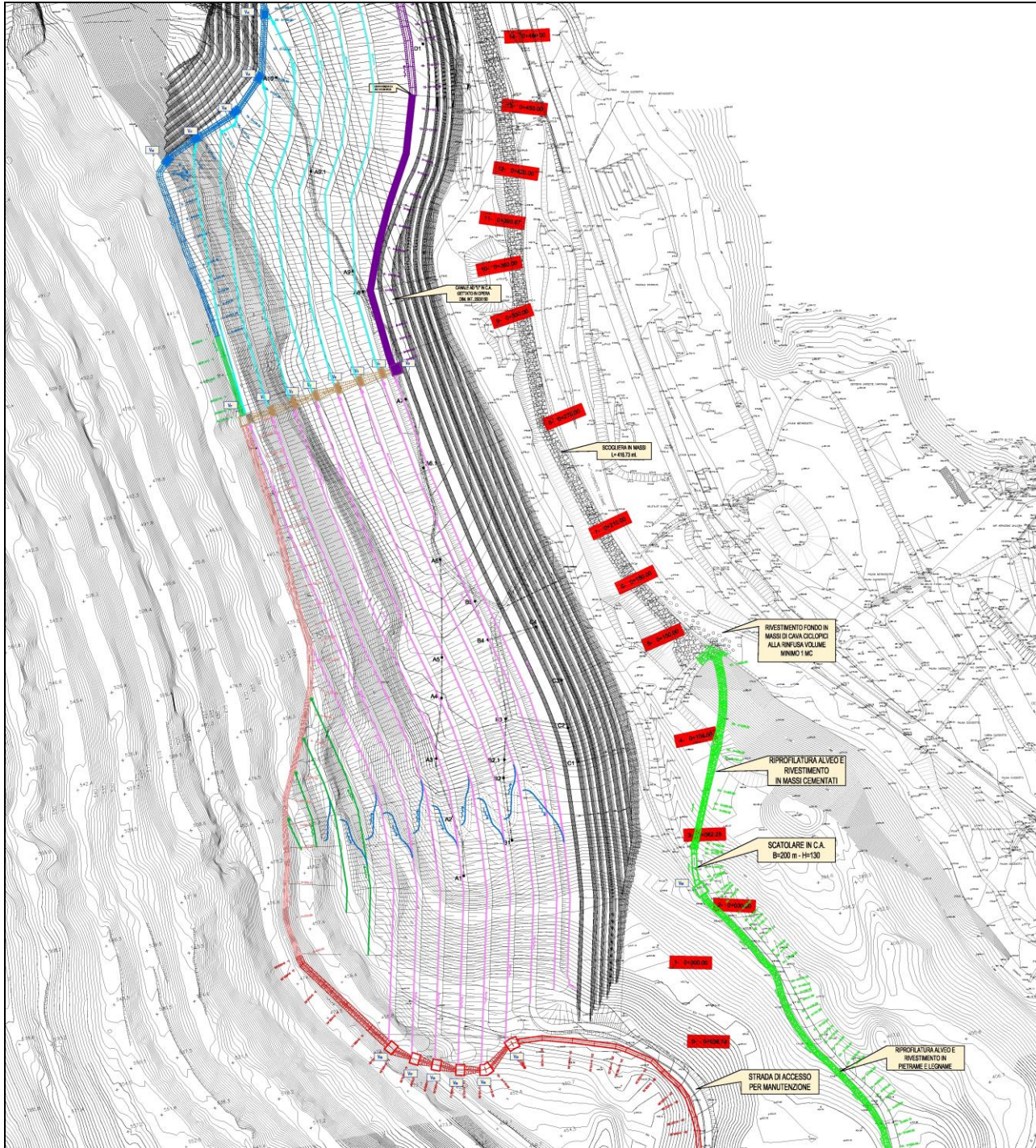


Figura 6 – Compluvio centrale – Schema drenaggio

Un sistema di canalette ad U in legname (in magenta e verde in Figura 6), collocate al piede di ogni scarpata compresa fra una banca e l'altra, ha la funzione di drenare le acque piovane che insistono sull'abbancamento, nella porzione a sud del compluvio in oggetto; le canalette (Figura 7) hanno base 40 cm ed altezza 35 cm, dalla banca 0 alla banca 8, mentre hanno base 30 cm ed altezza 30 cm dalla banca 9 alla 12.

Il drenaggio avviene in direzione Sud-Nord, seguendo la pendenza delle banche.

Immediatamente a monte dello scarico in compluvio centrale, è previsto un pozzetto di decantazione in c.a. prefabbricato, a base quadrata di lato 80 cm (Figura 8).

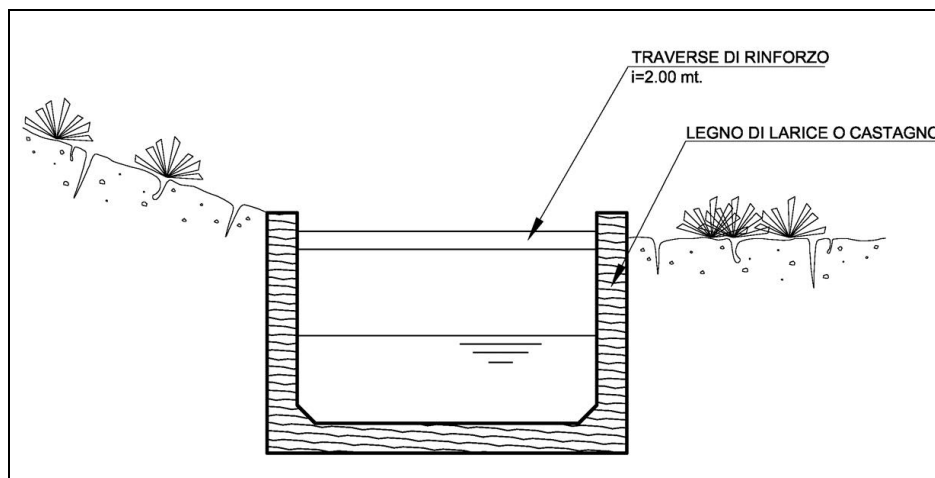


Figura 7 – Compluvio centrale – Canaletta ad U in legname

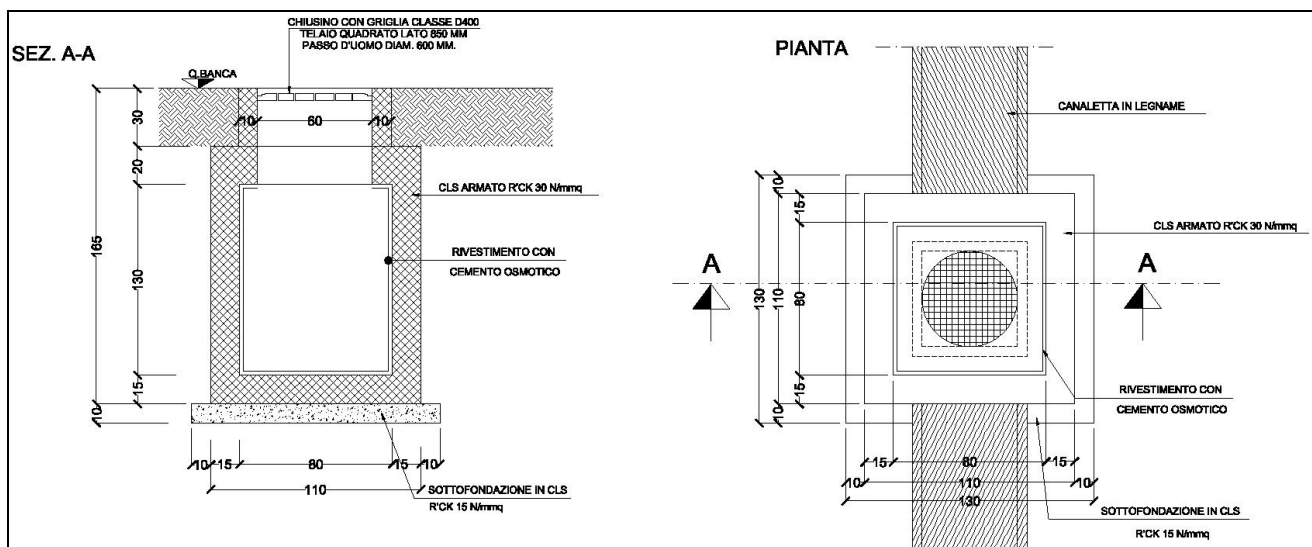


Figura 8 – Compluvio centrale – Pozzetto di decantazione in c.a. prefabbricato

Due fossi di guardia a sezione trapezia, in legname e pietrame (in arancione e verde in Figura 6), posti immediatamente a monte dell'abbancamento, al suo estremo ovest, drenano, per la porzione che su di loro insiste, i contributi di ruscellamento provenienti dal versante, prima che raggiungano l'abbancamento.

Essi sono realizzati in legname e pietrame, secondo le tecniche di ingegneria naturalistica (Figura 9).

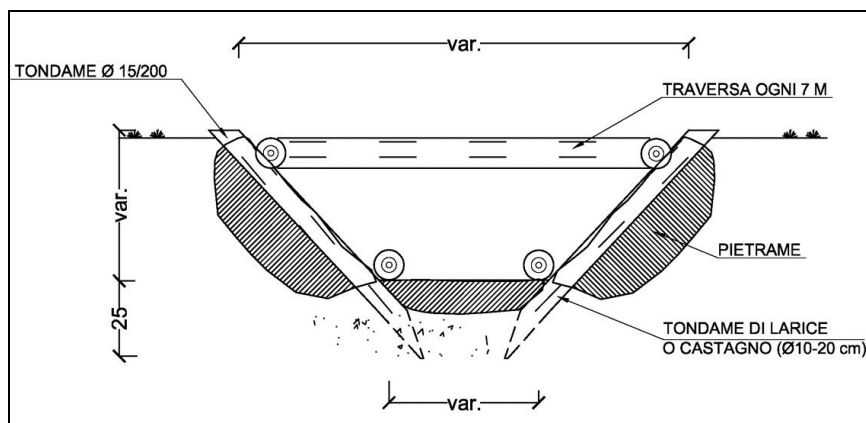


Figura 9 – Canale in legname pietrame

Il fosso proveniente da nord (verde) è lungo circa 40 m ed ha sezione trapezia, con base minore 100 cm, base maggiore compresa tra 200 e 222 cm, altezza compresa tra 100 e 122 cm e pendenza sponde 2/1.

Il fosso proveniente da Sud (arancione) è lungo circa 269 m ed ha sezione trapezia, con base minore 110 cm, base maggiore compresa tra 220 e 324 cm, altezza compresa tra 110 e 215 cm, e pendenza sponde 2/1, (tratto tra le sezioni di progetto 1 e 3 e tra le sezioni 5 e 9); in corrispondenza della sezione 4 il fosso presenta sezione trapezia, con base minore 110 cm, base maggiore 260 cm, altezza 150 cm, e pendenza sponde 2/1.

A valle della sezione 9 il fosso di guardia ha base minore 150 cm, base maggiore compresa tra 270 e 392 cm, altezza compresa tra 120 e 242 cm e pendenza sponde 2/1.

I due fossi confluiscono nella vasca V_i7 (Figura 10, Figura 11), da cui diparte il compluvio centrale rappresentato in planimetria in marrone (Figura 6).

CARPENTERIA - PIANTA

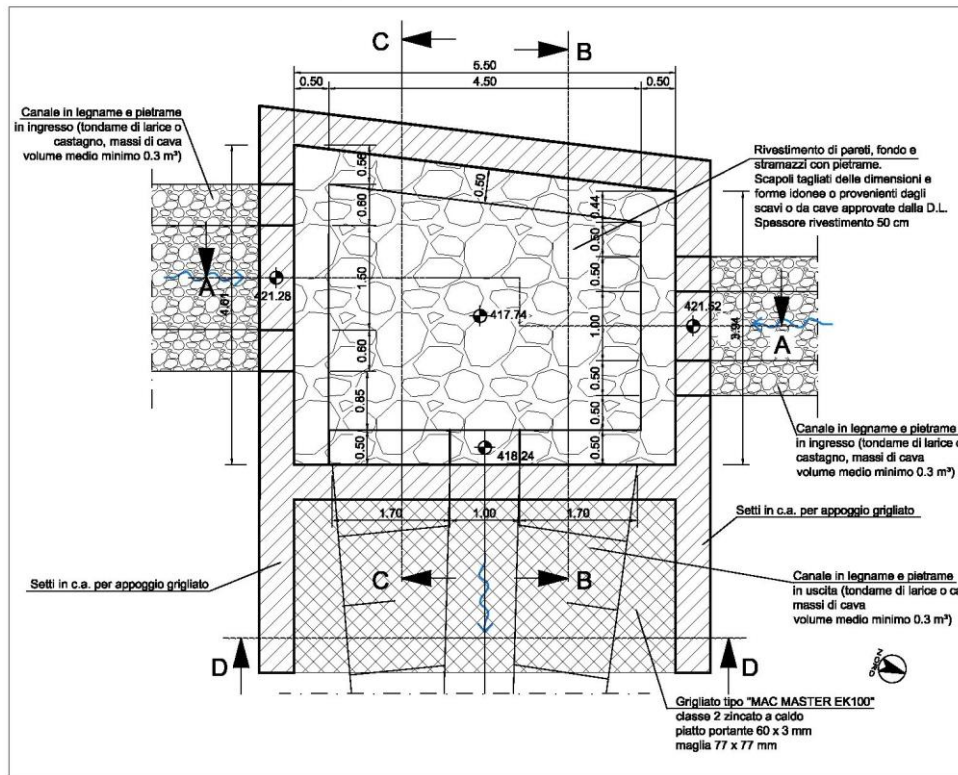


Figura 10 – Compluvio centrale – Vasca Vi7 - pianta

CARPENTERIA - SEZIONE C-C

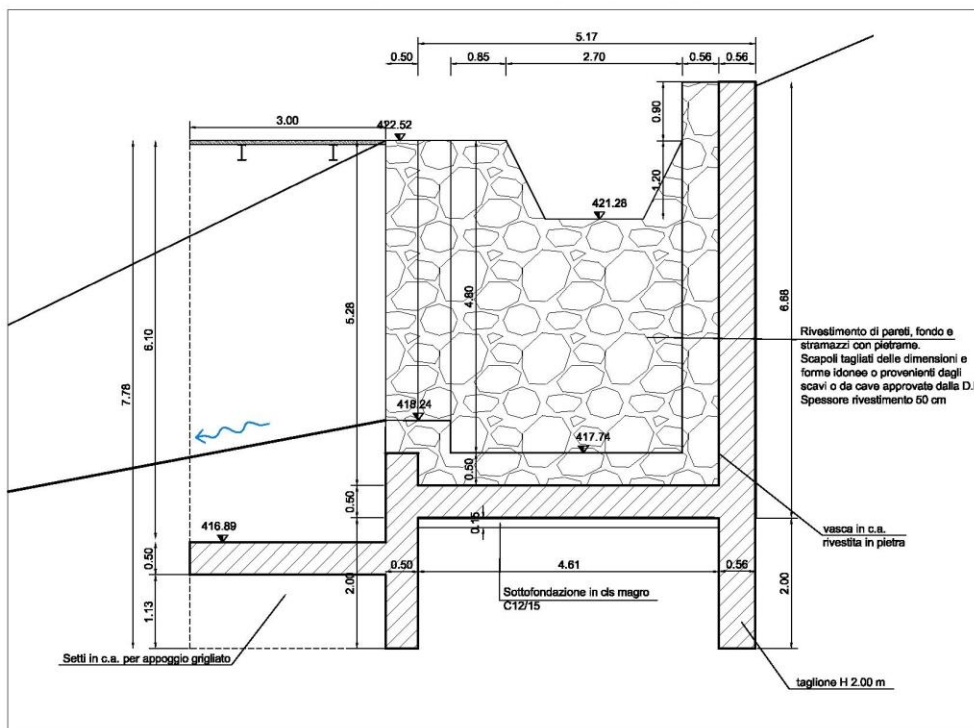


Figura 11 – Compluvio centrale – Vasca Vi7 - sezione

Tale compluvio discende trasversalmente all'abbancamento e raccoglie le acque provenienti dalle canalette.

In corrispondenza di ogni banca è presente una vasca, in c.a. gettata in opera, che assume funzione di salto, al fine di ridurre la pendenza della porzione di canale a valle di esso e quindi la velocità della corrente, e di sedimentazione.

Le vasche, denominate Vi6, Vi5, Vi4, Vi3, Vi2 (Figura 12, Figura 13) hanno dimensione planimetrica interna, a filo rivestimento in pietrame, pari a 200 cm x 450 cm (esterna 400x650): la vasca Vi1 ha dimensione planimetrica interna, sempre a filo rivestimento in pietrame, di 200 cm x 500 cm (esterna 400x700). Il salto coperto all'interno della vasca Vi1 è di 0.96 m, mentre è di 2.4 m in corrispondenza delle altre vasche.

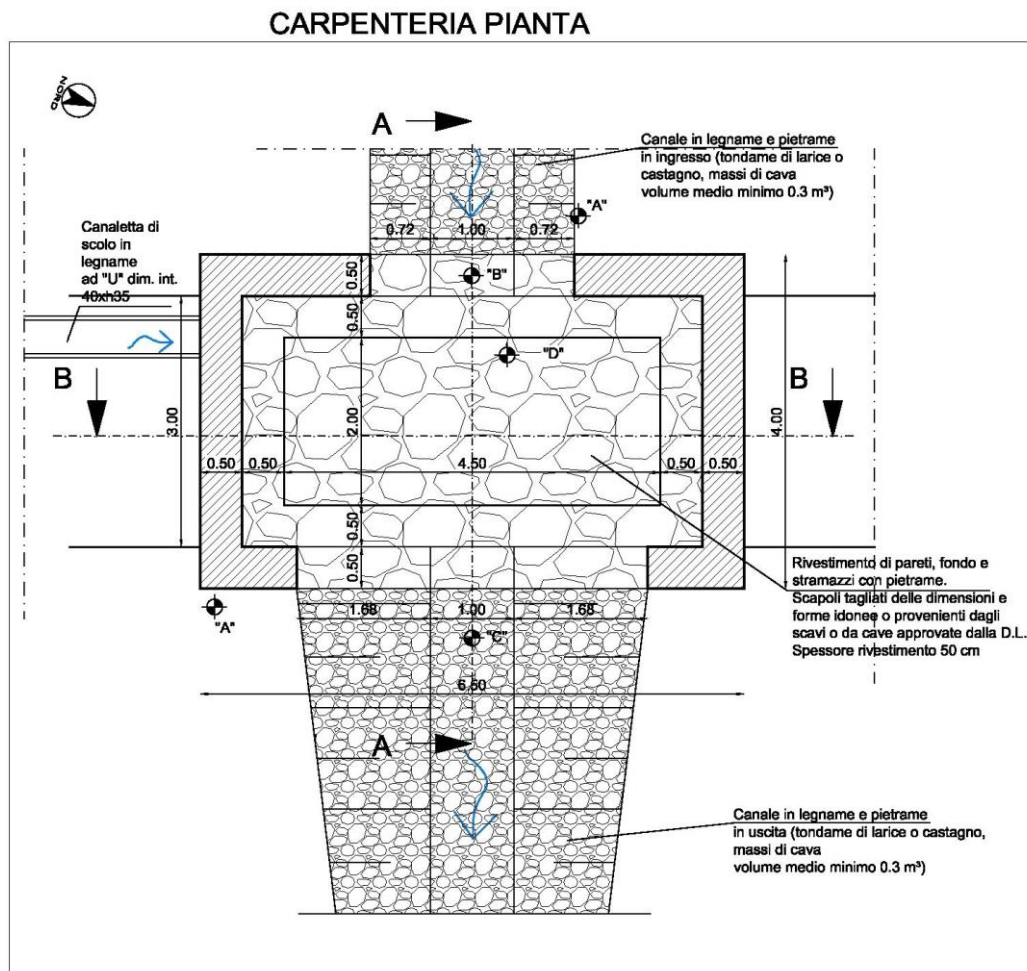


Figura 12 – Compluvio centrale – Vasca tipo Vi2-3-4-5-6 - pianta

CARPENTERIA SEZIONE A-A

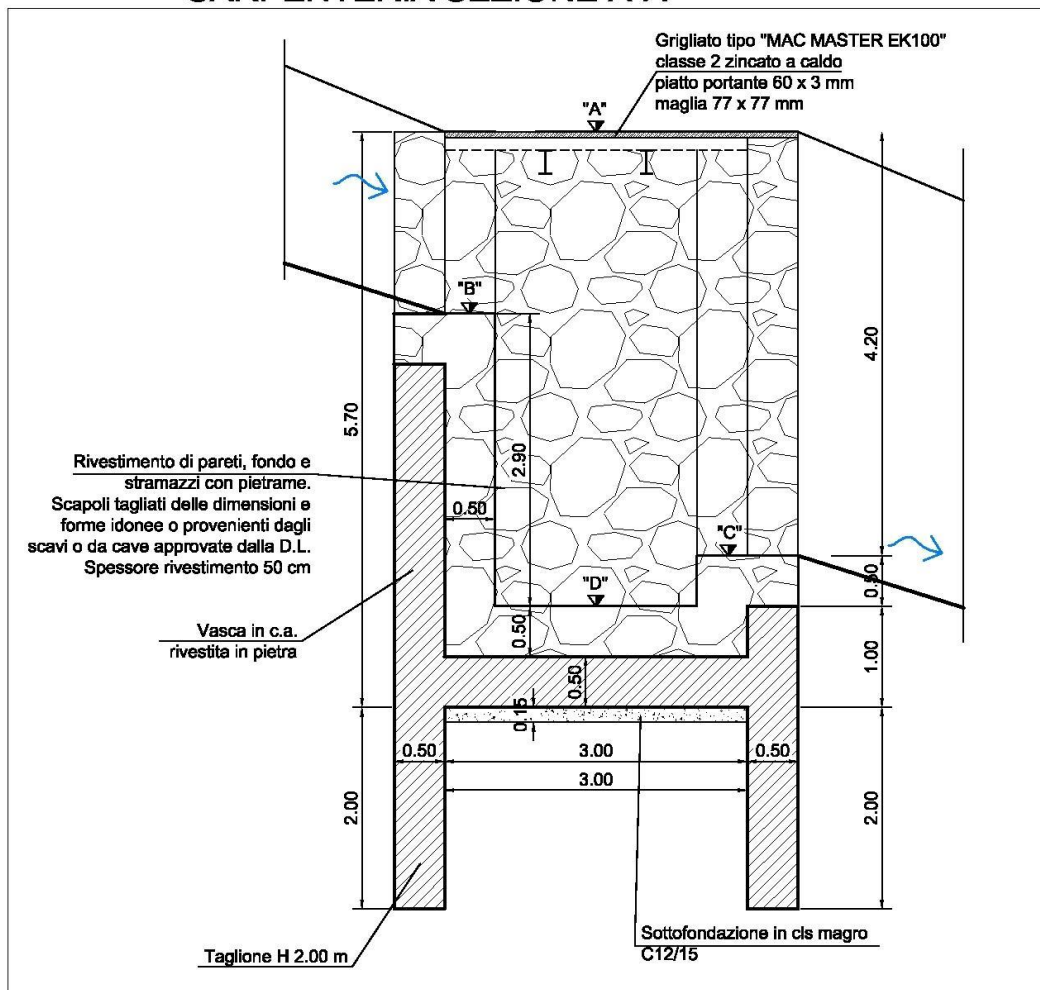


Figura 13 – Compluvio centrale – Vasca tipo Vi2-3-4-5-6 - sezione

La vasca finale V_{i0}, collocata sulla banca più bassa (banca 0), presenta dimensioni planimetriche interne, a filo rivestimento in pietrame, di 400 cm x 450 cm (esterna 600x650) e raccorda il canale trapezio discendente dalle banche con il canale ad U in c.a. di scarico che si sviluppa lungo la stessa banca, verso Nord.

Tutte le vasche sono più profonde di 50 cm rispetto al fondo fosso in uscita, al fine di ottenere un volume di sedimentazione.

I canali di collegamento fra le vasche V_{i7} e V_{i0} sono realizzati in legname e pietrame ed hanno sezione trapezia con pendenza sponde 2.5/1 ed altezza variabile.

Il canale in entrata alle vasche V_{i6}, V_{i5}, V_{i4}, V_{i3}, V_{i2} e V_{i1} ha base minore 100 cm, base maggiore 244 cm, altezza 180 cm. Il canale in entrata alla vasca V_{i0} ha base minore 110 cm, base maggiore 262 cm, altezza 190 cm. Infine i canali in entrata alla vasca V_{i7} presentano, quello sud, base minore

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 53 di 79

150 cm, base maggiore 270 cm, altezza 120 cm mentre quello nord base minore 100 cm, base maggiore 200 cm, altezza 100 cm.

Il canale in uscita dalla vasca V_{i7} ha base minore 100 cm, base maggiore 440 cm, altezza 424 cm. Il canale in uscita dalle vasche V_{i6}- V_{i5}- V_{i4}- V_{i3}- V_{i2} ha base minore 100 cm, base maggiore 436 cm, altezza 420 cm. Il canale in uscita dalla vasca V_{i1} ha base minore 100 cm, base maggiore 320 cm, altezza 276 cm. Il canale ad U in uscita dalla vasca V_{i0} presenta sezione rettangolare di base 250 cm ed altezza 180 cm.

A valle della vasca V_{i0}, lungo la banca più bassa, per 136 m, si sviluppa un canale ad U in c.a. gettato in opera (Figura 14), con base a filo rivestimento in pietrame, pari a 250 cm ed altezza minima di 150 cm, coperto da un grigliato carrabile tipo Orso grill sorretto da profilati rimuovibili per esigenza manutentive (in magenta in Figura 6).

CANALE A "U" LUNGO LA BANCA 0 SEZ.1-14 e 27-30

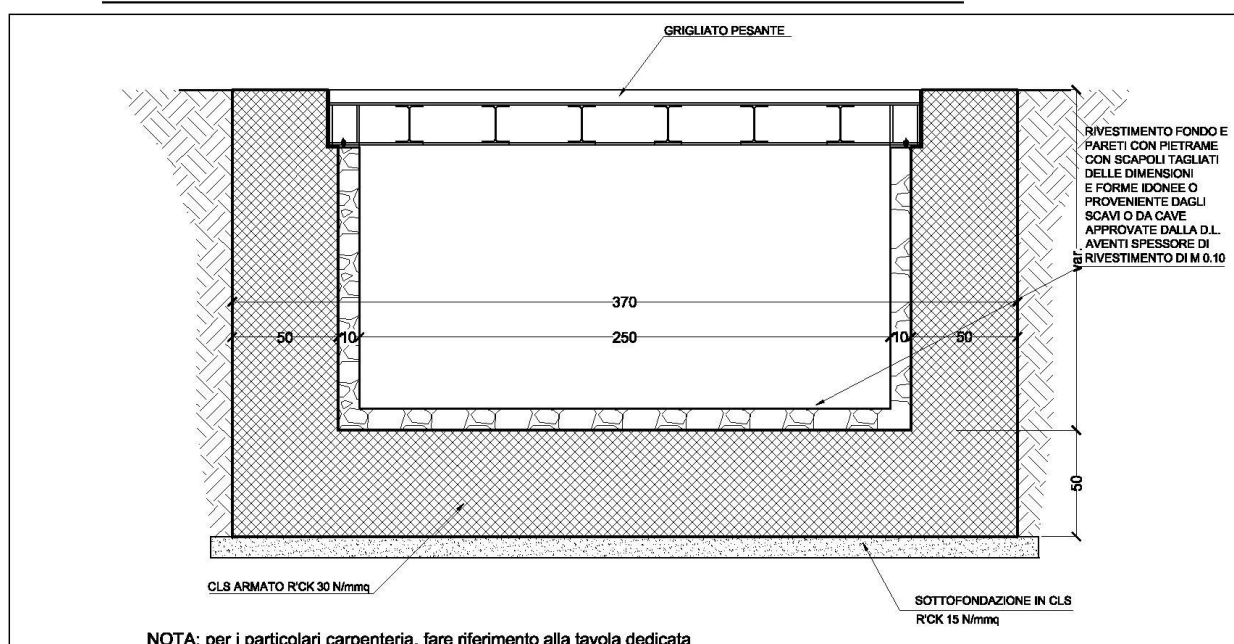


Figura 14 – Compluvio centrale – Canale ad U in c.a. con griglia di copertura carrabile - sezione

A valle di esso, per 123 m, si sviluppa un canale di sezione trapezia in legname e pietrame (in magenta in Figura 6) con base minore 200 cm, base maggiore minima 380 cm e altezza minima 180 cm, pendenza sponde 2/1.

Due tratti di raccordo, lunghi 10 m collegano il fosso trapezio all'uscita dal canale a U ed all'entrata nel successivo tratto di canale; la sezione in testata ai canali ha base minore 250 cm, base maggiore 400 e altezza minima 150 cm, pendenza sponde 2/1.

A valle del canale trapezio si diparte nuovamente un canale ad U in c.a., con base a filo rivestimento in pietrame di 250 cm ed altezza minima di 150 cm, in c.a., coperto da un grigliato carrabile, che si sviluppa fino al pozzetto di confluenza e salto V_{n0} (Figura 15).

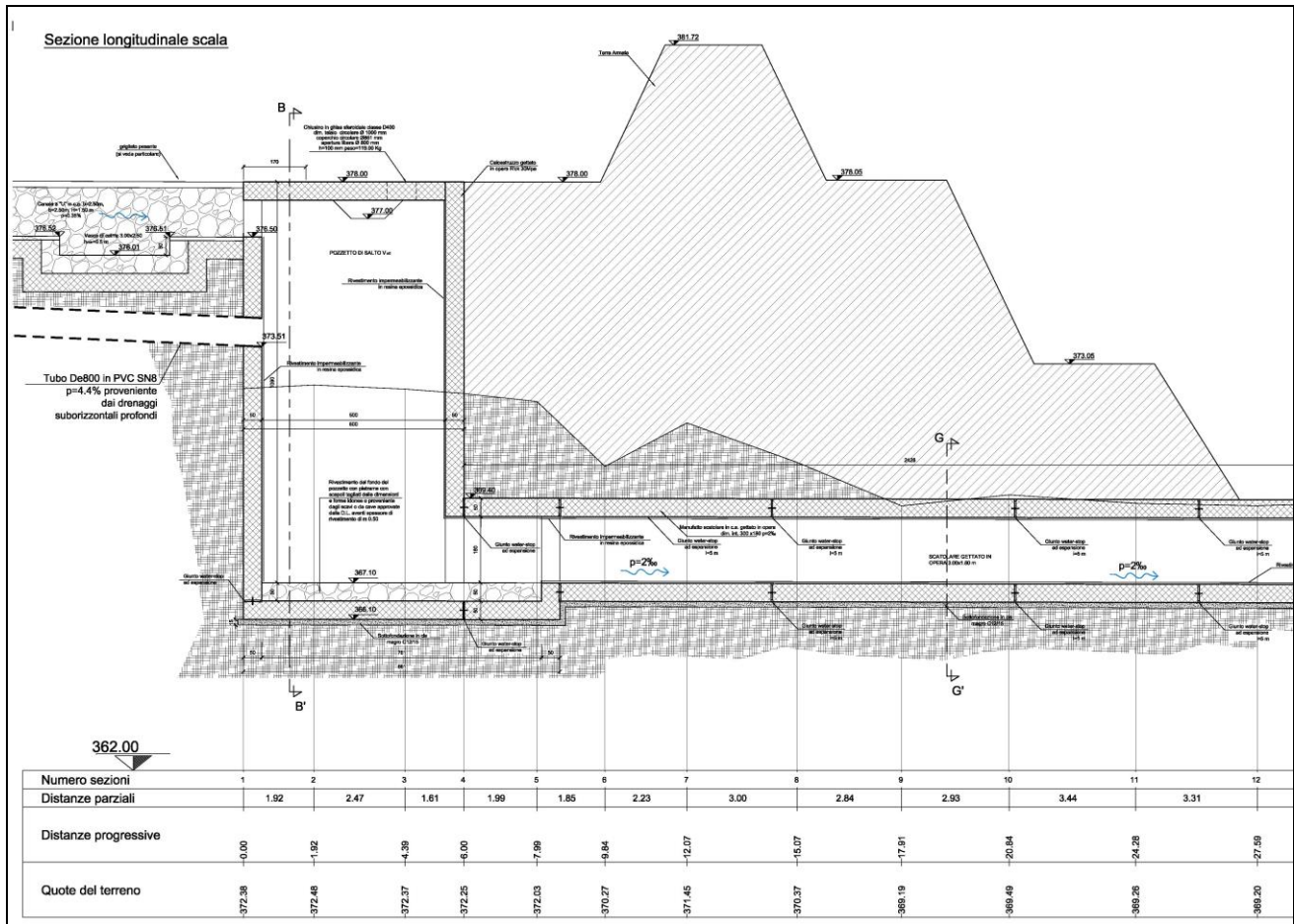


Figura 15 – Compluvio centrale – Vasca Vn0

Dalla vasca V_{n0} l'acqua viene veicolata verso il recettore finale attraverso un canale che verrà descritto nel paragrafo del compluvio nord.

10.5.3 Sistema compluvio nord – Descrizione generale

Il sistema di drenaggio associato al compluvio nord è evidenziato in Figura 16

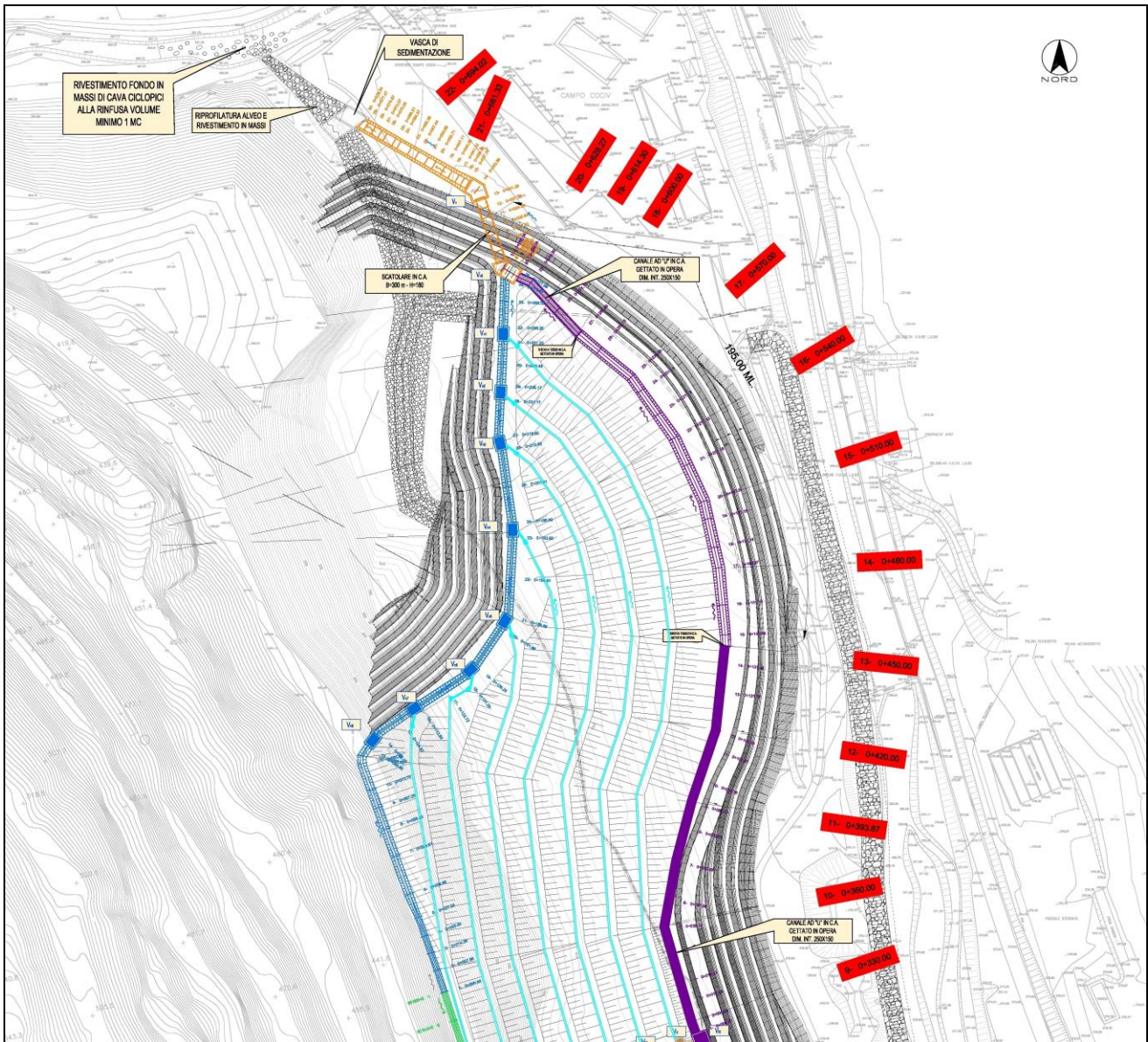


Figura 16 – Compluvio nord – Schema drenaggio

Un sistema di canalette ad U in legname (in azzurro), collocate al piede di ogni scarpata, compresa fra una banca e l'altra, ha la funzione di drenare le acque piovane che insistono sull'abbancamento, nella porzione a sud del compluvio in oggetto; le canalette hanno base 50 cm ed altezza 35 cm.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale	Foglio 56 di 79

Il drenaggio avviene in direzione Sud-Nord, seguendo la pendenza delle banche. Immediatamente a monte dello scarico in compluvio centrale, è prevista una vaschetta di sedimentazione in legname e pietrame, a base quadrata di lato 100 cm.

Un fosso di guardia in legname e pietrame, rappresentato in Figura 16 in blu, posto immediatamente a monte dell'abbancamento, al suo estremo ovest, drena, per la porzione che su di esso insiste, i contributi di ruscellamento provenienti dal versante, prima che raggiungano l'abbancamento.

Esso è realizzato secondo le tecniche di ingegneria naturalistica.

Il fosso è lungo circa 90 m ed ha sezione trapezia, con base minore 100 cm, base maggiore compresa tra 200 e 326 cm, altezza compresa tra 100 e 226 cm e pendenza sponde 2/1 sino alla sezione 5 e base minore 90 cm, base maggiore compresa tra 290 e 522 cm, altezza compresa tra 100 e 216 cm e pendenza sponde 1/1 a valle della sezione 13.

Tale compluvio discende lungo l'estremo nord dell'abbancamento, seguendone l'andamento e raccoglie le acque provenienti dalle canalette.

In corrispondenza di ogni banca è presente una vasca, in c.a. gettata in opera con rivestimento in massi, che assume funzione di vasca di salto, al fine di ridurre la pendenza della porzione di canale a valle di esso, e di sedimentazione.

I pozzetti, dal V_n1 al V_n8, hanno dimensione planimetrica interna, a filo rivestimento in pietrame, pari a 300 cm x 400 cm (esterne 500x600). Il salto coperto all'interno della vasca varia tra 50 e 140 cm.

Le vasche sono più profonde di 50 cm rispetto al fondo fosso in uscita, al fine di ottenere un volume di sedimentazione.

A fine linea l'acqua affluisce nella vasca di salto Vn0.

I canali di collegamento fra le vasche dalla V_{n8} alla V_{n0} sono realizzati in legname e pietrame ed hanno sezione trapezia con base minore 90 cm, base maggiore 290 cm, altezza 100 cm e pendenza sponde 1/1.

La vasca V_{n0}, realizzata in c.a., è finalizzata a coprire il salto fra la quota della banca 0 e il piano campagna a Nord delle terre rinforzate in progetto. Essa ha dimensione planimetrica interna 500 cm x 500 cm ed è alta 1090 cm (Figura 19).

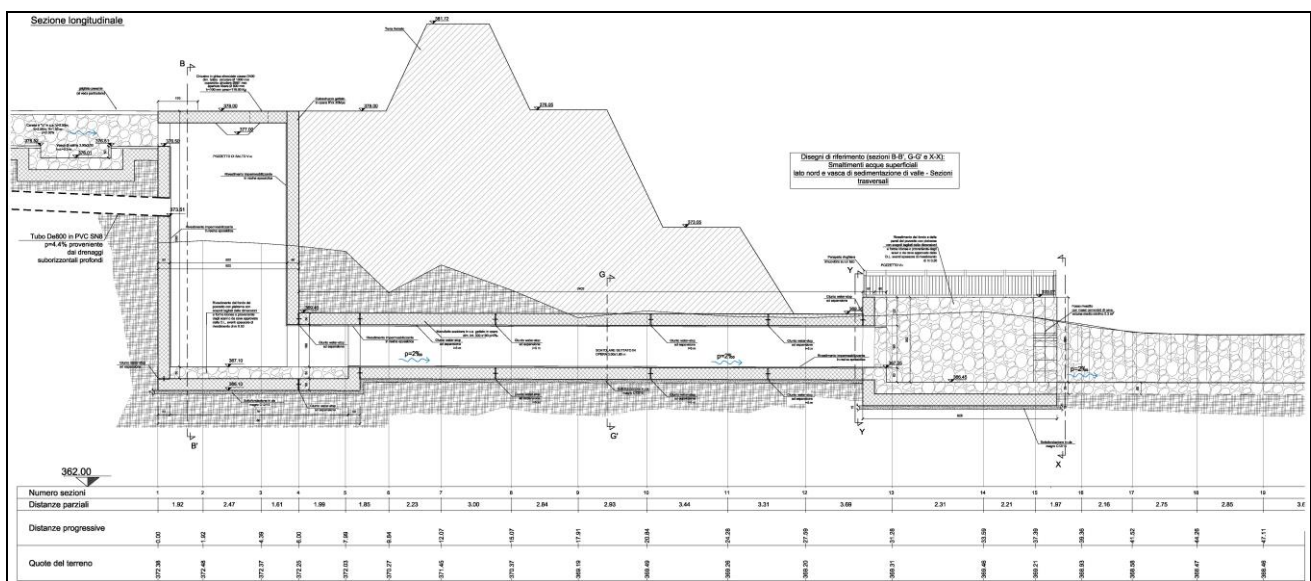


Figura 19 – Compluvio nord – Vasca Vn0 e canale di scarico – tratto 1

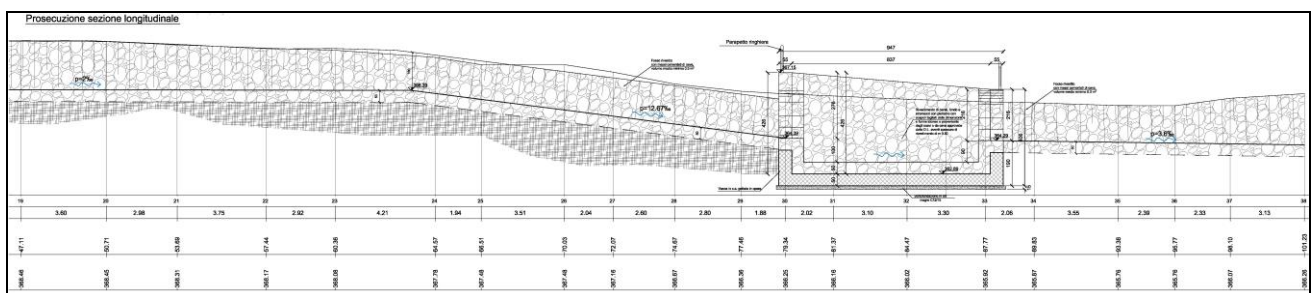


Figura 20 – Compluvio nord – Vasca Vv e canale di scarico – tratto 2

Dal suo fondo, si diparte un canale chiuso in c.a. gettato in opera a sezione rettangolare avente dimensioni interne 300 cm x 180 cm (Figura 21), che si sviluppa per 25 m circa, sottopassando le terre rinforzate, e veicola l'acqua fino alla vasca Vv; quest'ultima ha dimensioni di base interne, a filo rivestimento in pietrame, pari a 500 cm x 630 cm ed altezza 362 cm.

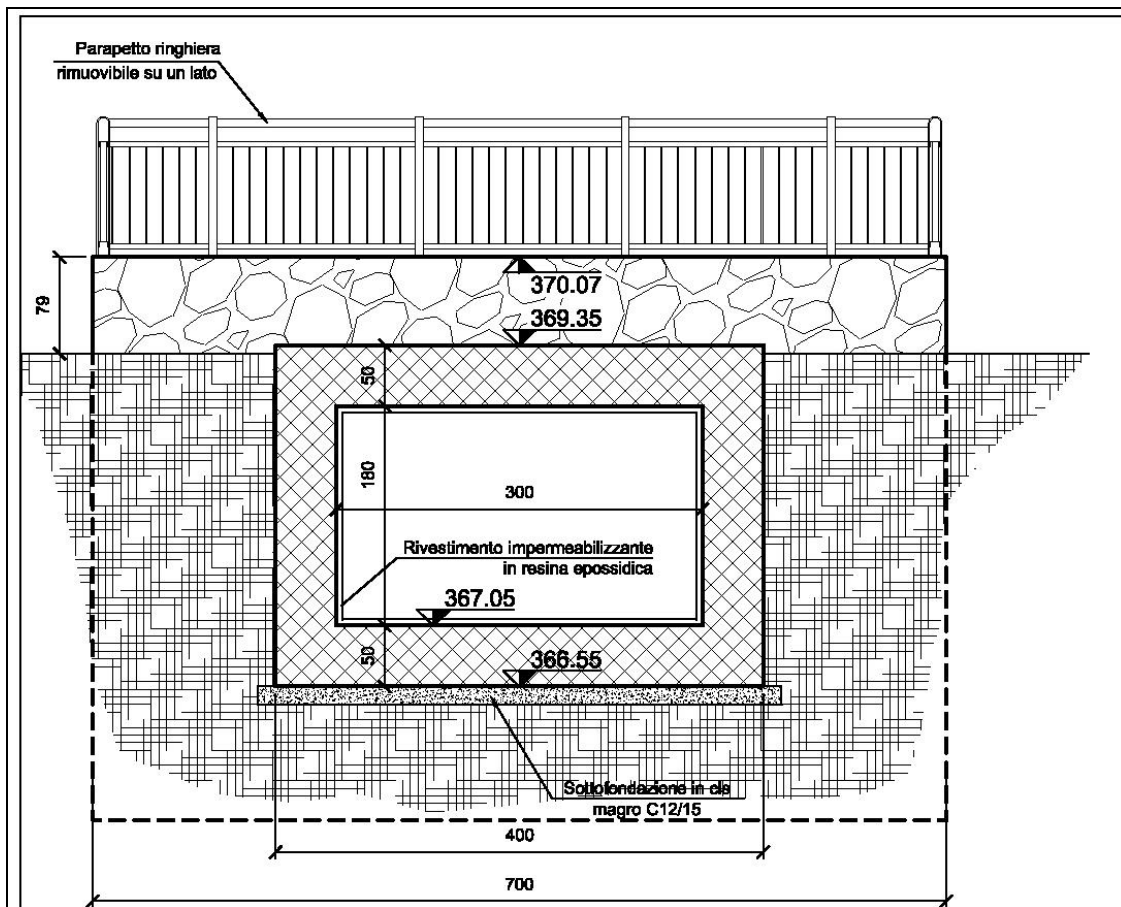


Figura 21 – Compluvio nord – Canale in c.a. gettato in opera

Dalla vasca V_v parte un canale rivestito in massi cementati che si sviluppa per 43 m circa con sezione trapezia, avente base minore 300 cm, base maggiore compresa tra 460 e 600 cm, altezza compresa tra 160 e 300 cm, pendenza sponde 2/1; l'altezza è variabile in funzione della posizione del fondo rispetto al p.c.

Tale canale entra nella vasca di sedimentazione finale (Figura 22, Figura 23, Figura 24), dalla quale spicca il canale terminale, rivestito in massi cementati, di scarico verso il recettore finale, Torrente Lemme. La vasca trattiene l'ultimo contributo di materiale in sospensione, al netto delle quantità di materiale in trasporto solido già intrappolate dal ridondante sistema di sedimentazione delle vasche di monte, al fine di garantire che lo scarico in t. Lemme sia privo di torbidità prodotta dal materiale dell'abbancamento.

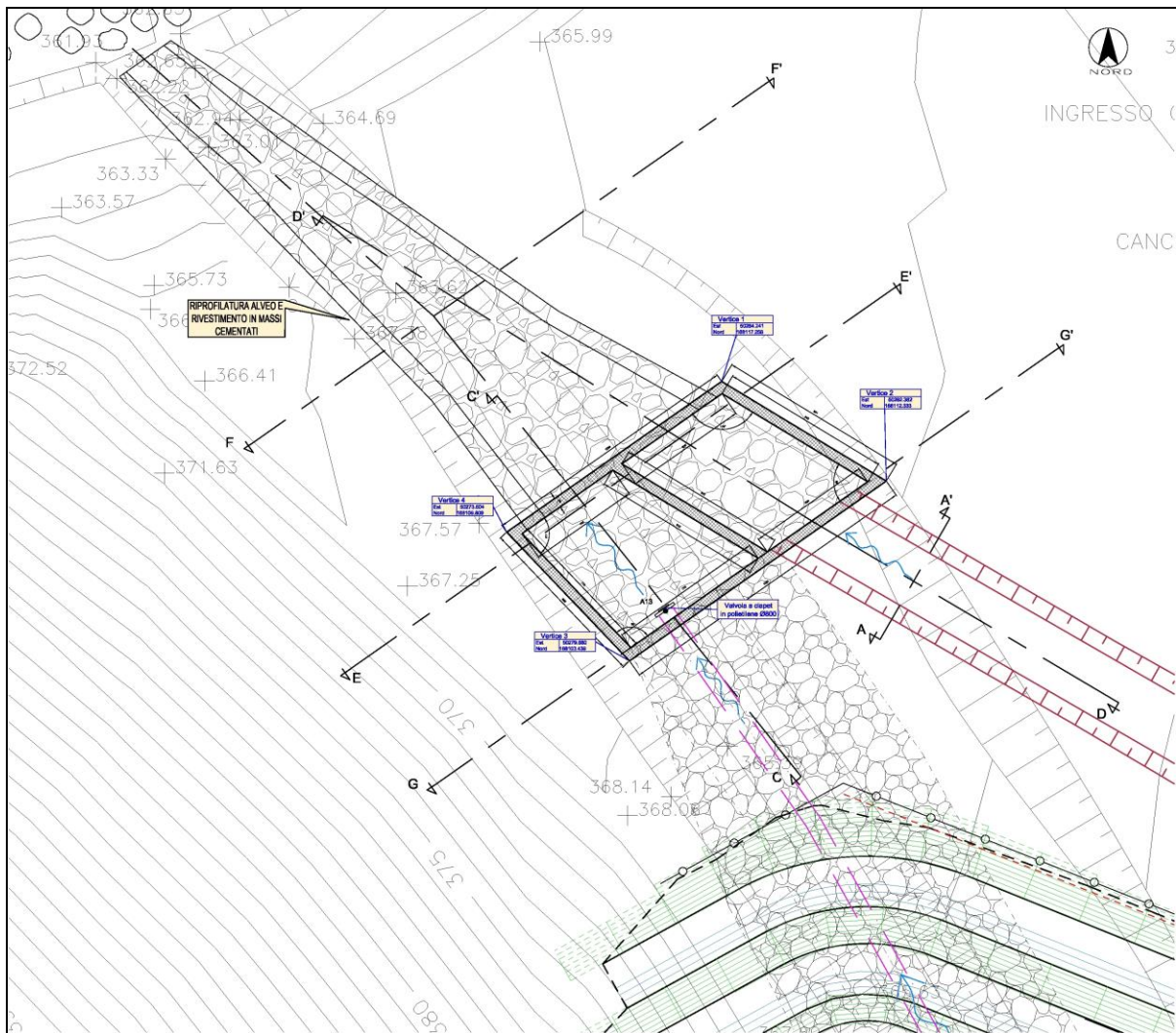


Figura 22 – Compluvio nord – Vasca di sedimentazione -

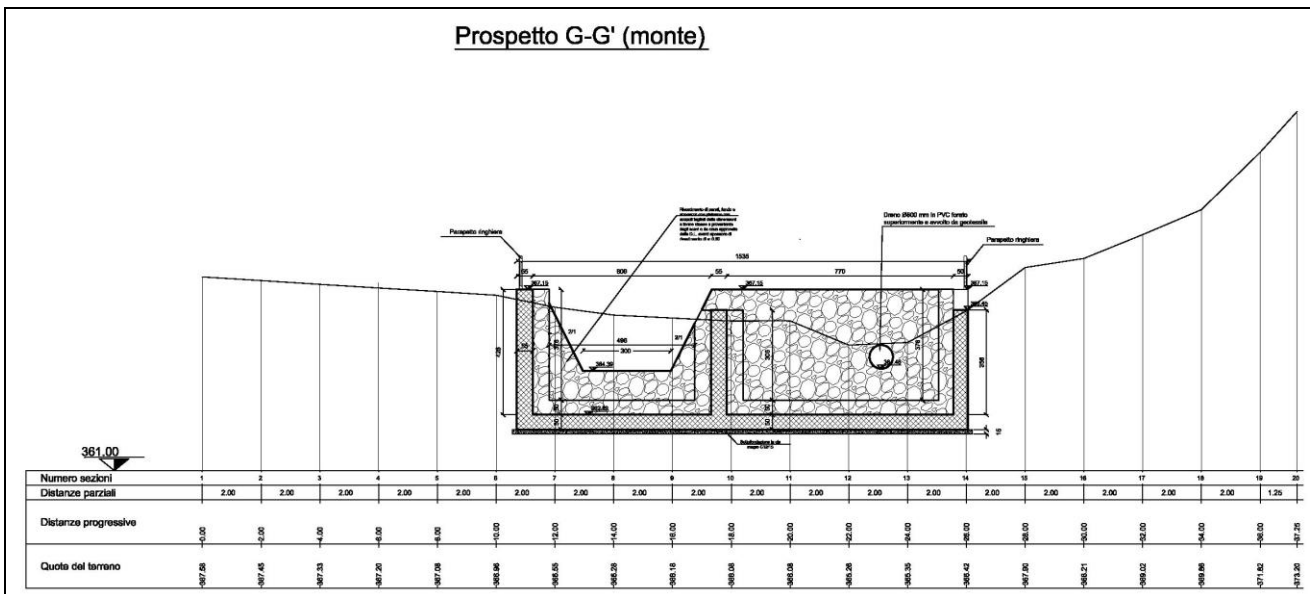


Figura 23 – Compluvio nord – Vasca di sedimentazione - sezione

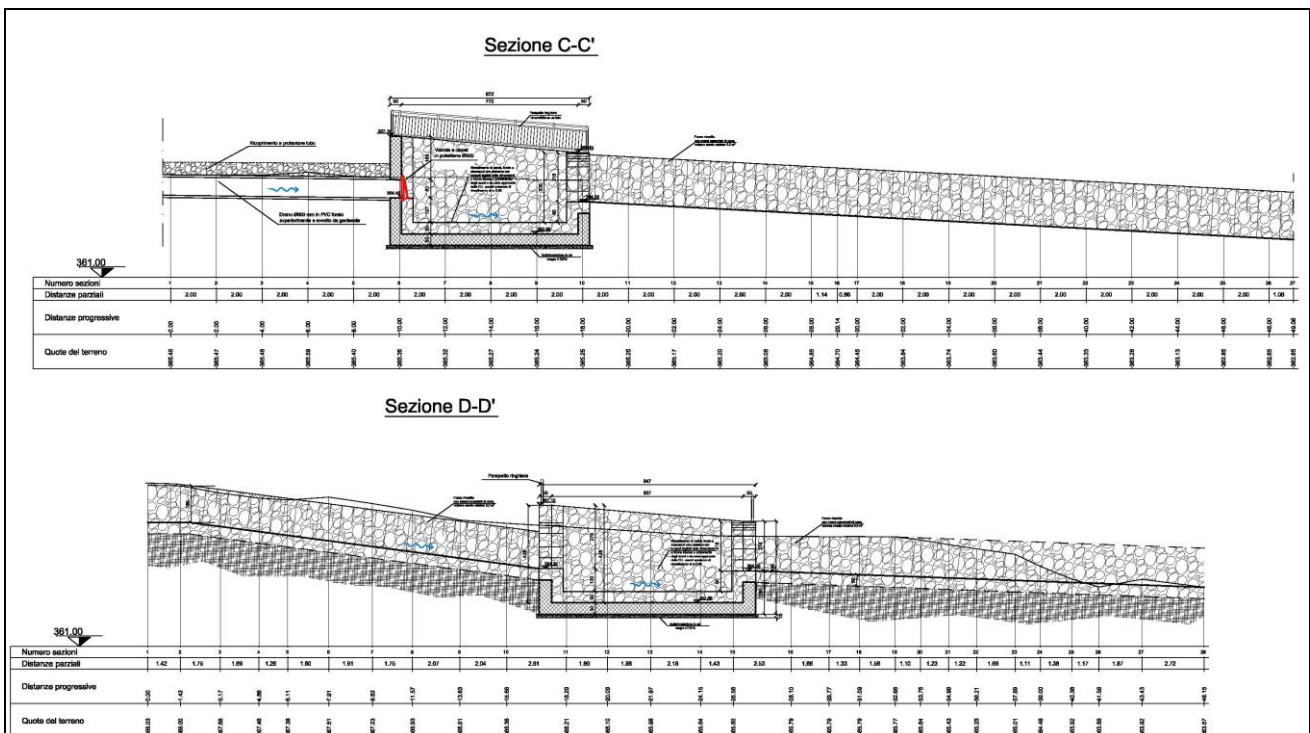


Figura 24 – Compluvio nord – Vasca di sedimentazione - sezione

10.5.4 Sistema compluvio sud – Descrizione generale

Il sistema di drenaggio associato al compluvio sud è evidenziato in Figura 25.

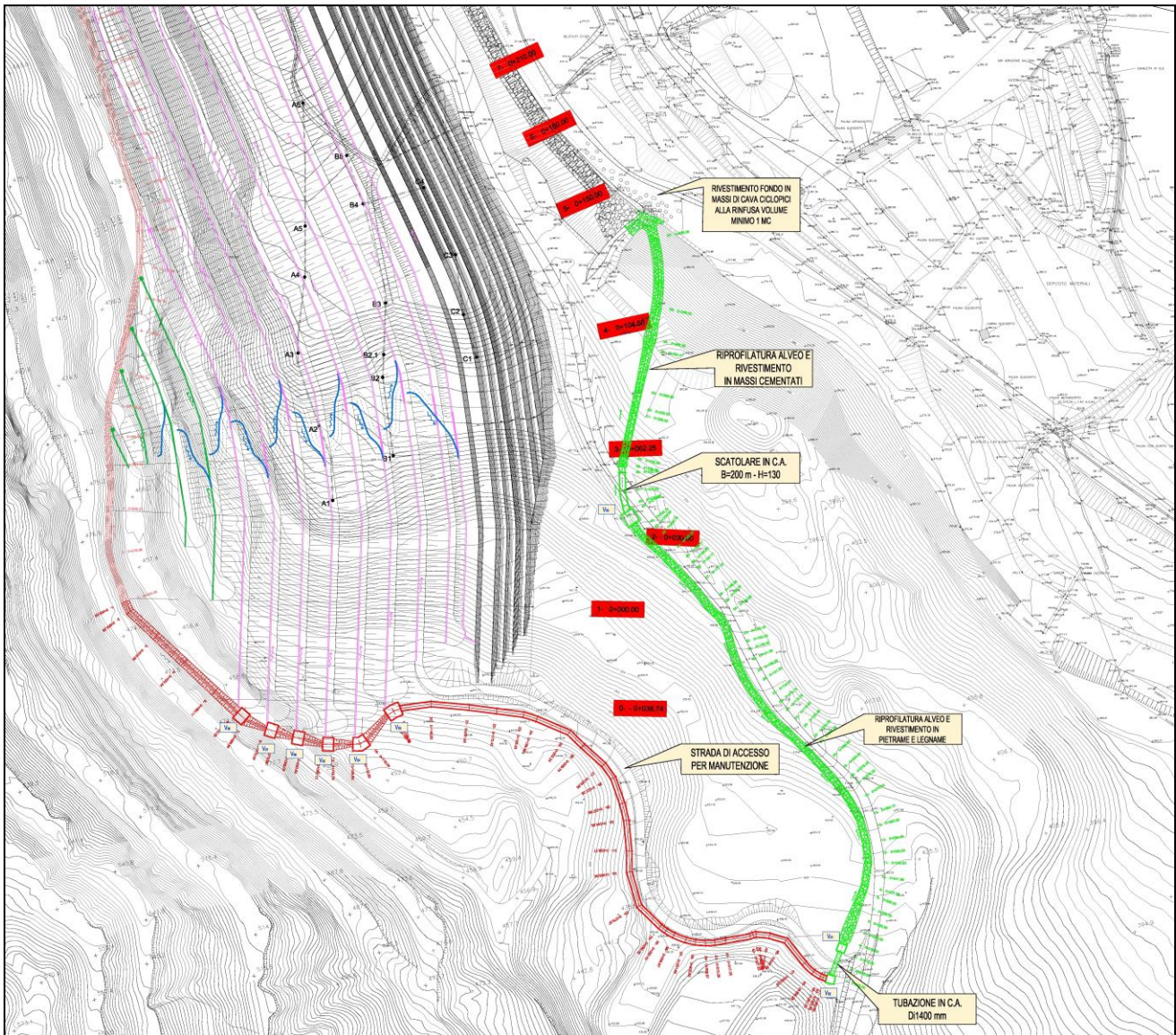


Figura 25 – Compluvio sud– Schema drenaggio

Il fosso di guardia rappresentato in rosso in Figura 25, posto immediatamente a monte dell'abbancamento, al suo estremo sud-ovest, drena, per la porzione che su di esso insiste, i contributi di ruscellamento provenienti dal versante, prima che raggiungano l'abbancamento. E esso è realizzato in legname e pietrame, secondo le tecniche di ingegneria naturalistica.

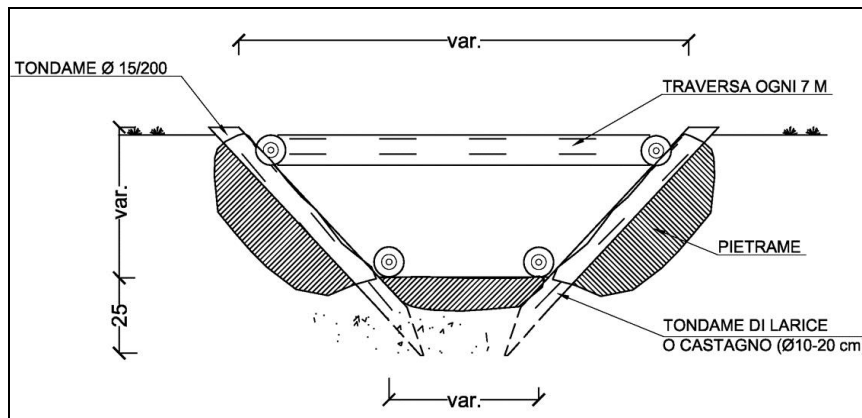


Figura 26 – Canale in legname pietrame

Il fosso è lungo circa 62 m ed ha sezione trapezia, con base minore 100 cm, base maggiore 400 cm, altezza 150 cm e pendenza sponde 1/1.

Il fosso affluisce nella vasca V_s8, da cui diparte un canale discendente lungo il versante che si sviluppa in cinque salti, fino alla vasca V_s3 (in rosso).

Tale canale segue l'andamento dell'abbancamento, lungo il suo estremo sud, tra le banche 8 e 3.

In corrispondenza di ogni banca è presente una vasca, in c.a. gettata in opera e rivestita in massi, che assume funzione di pozzetto di salto, al fine di ridurre la pendenza longitudinale del canale e la velocità della corrente, oltre a consentire la sedimentazione al suo interno.

Le vasche V_s8, V_s7, V_s6, V_s5, V_s4 e V_s3 presentano larghezza interna, a filo rivestimento in pietrame, pari a 500 cm (esterna 700) e lunghezza variabile. Il salto coperto all'interno dei pozzetti varia tra 50 e 250 cm.

Le vasche sono più profonde di 50 cm rispetto al fondo fosso in uscita, al fine di ottenere un volume di sedimentazione.

CARPENTERIA - PIANTA

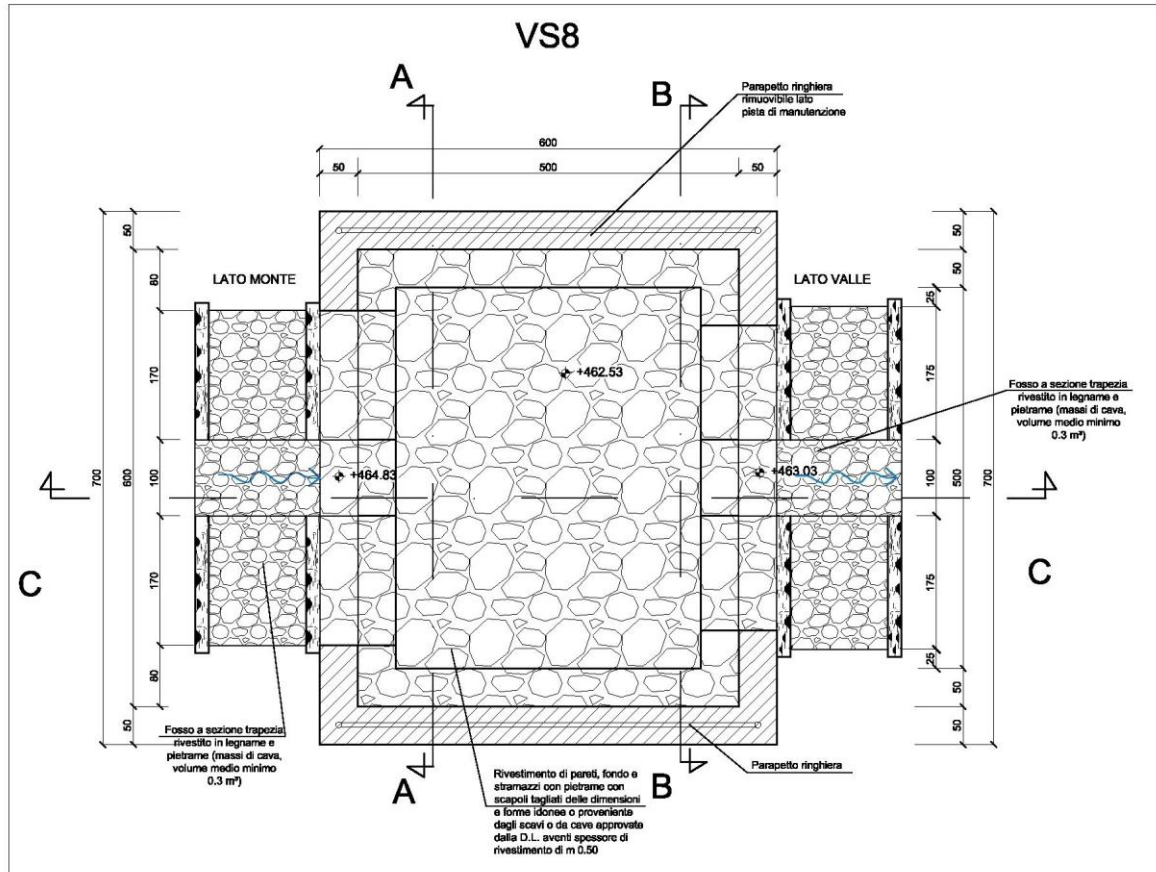


Figura 27 – Vasca tipo compluvio sud – pianta

CARPENTERIA - SEZIONE C-C

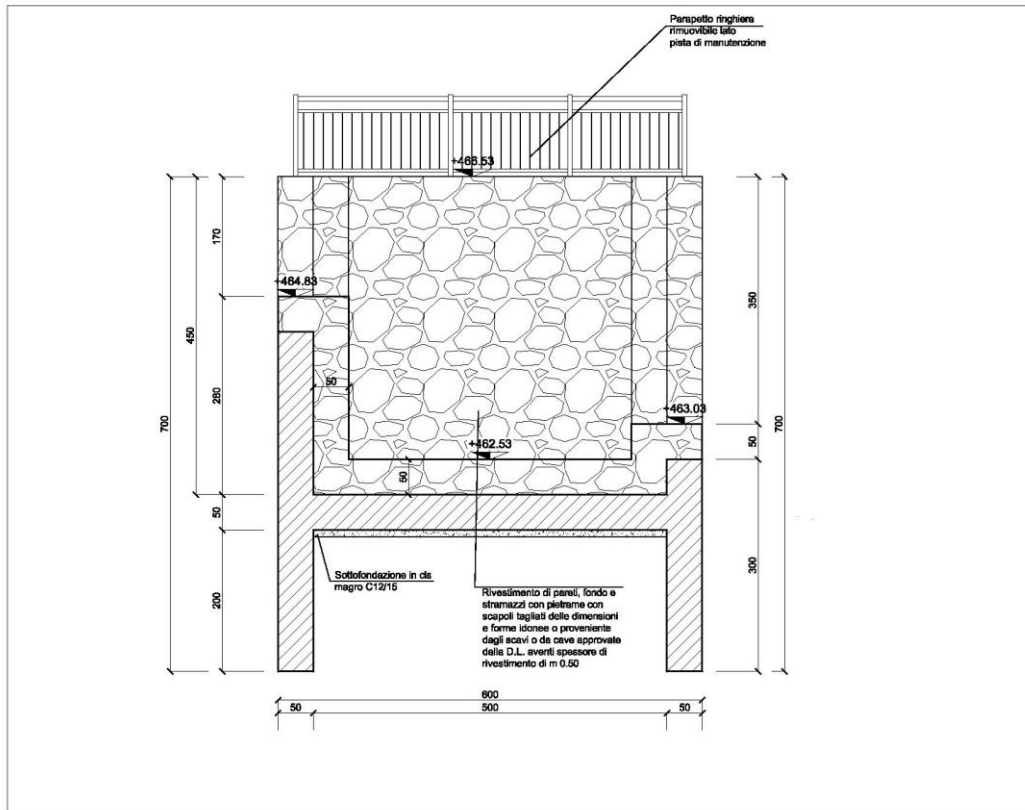


Figura 28 – Vasca tipo compluvio sud – sezione

Il canale in entrata da V_{s8} ha base minore 100 cm, base maggiore 440 cm, altezza 170 cm e pendenza sponde 1/1. Il canale in uscita da V_{s8} ha base minore 100 cm, base maggiore 450 cm, altezza 350 cm e pendenza sponde 2/1.

I canali in entrata in V_{s7} , V_{s6} , V_{s5} , V_{s4} e V_{s3} hanno base minore 100 cm, base maggiore 200 cm, altezza 100 cm e pendenza sponde 2/1.

I canali in uscita da V_{s4} , V_{s5} , V_{s6} e V_{s7} hanno base minore 100 cm, base maggiore 450 cm, altezza 350 cm e pendenza sponde 2/1.

Dalla vasca V_{s3} , si diparte un canale a U in c.a. (in rosso), rivestito in pietra, largo alla base 180 cm e con altezza variabile.

Il canale si sviluppa, per 252 m, lungo il lato di monte della strada di accesso per manutenzione e raccoglie le acque di versante che su di esso insistono, e termina nel pozzetto in c.a. V_{s2} , avente dimensioni interne, a filo rivestimento in pietrame, pari a 300 cm x 300 cm.

Dal pozzetto V_{s2} , una tubazione Di1400 in c.a.v. (in verde in Figura 25) sottopassa la viabilità e conduce le acque nel pozzetto V_{s1} , avente le stesse caratteristiche del pozzetto V_{s1} .

CARPENTERIA Vs0 -SEZIONE A-A

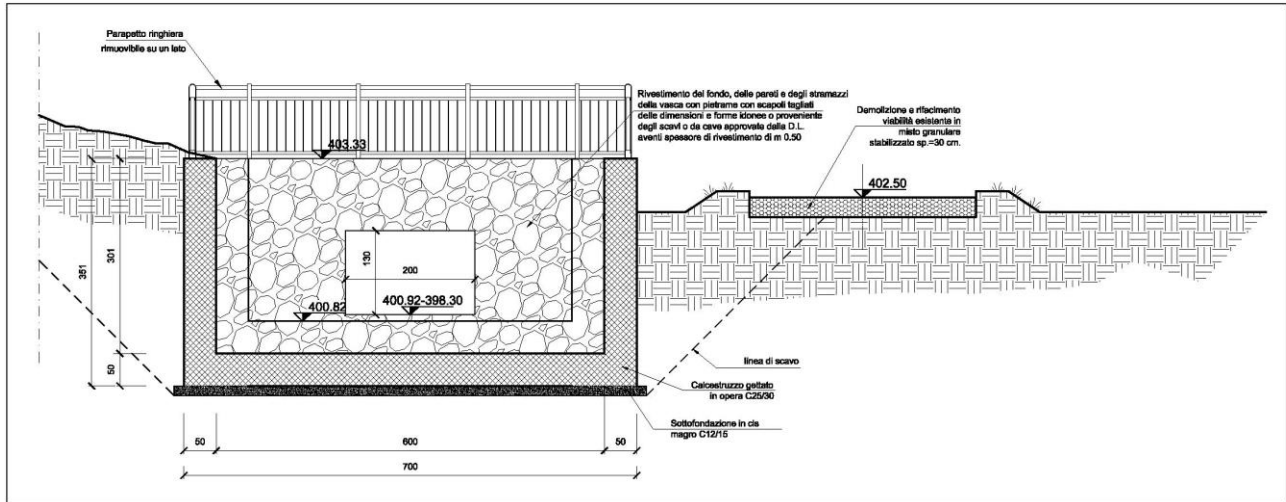


Figura 32 – Sistema compluvio sud – Vasca Vs0 – sezione A-A

CARPENTERIA Vs0 -SEZIONE B-B

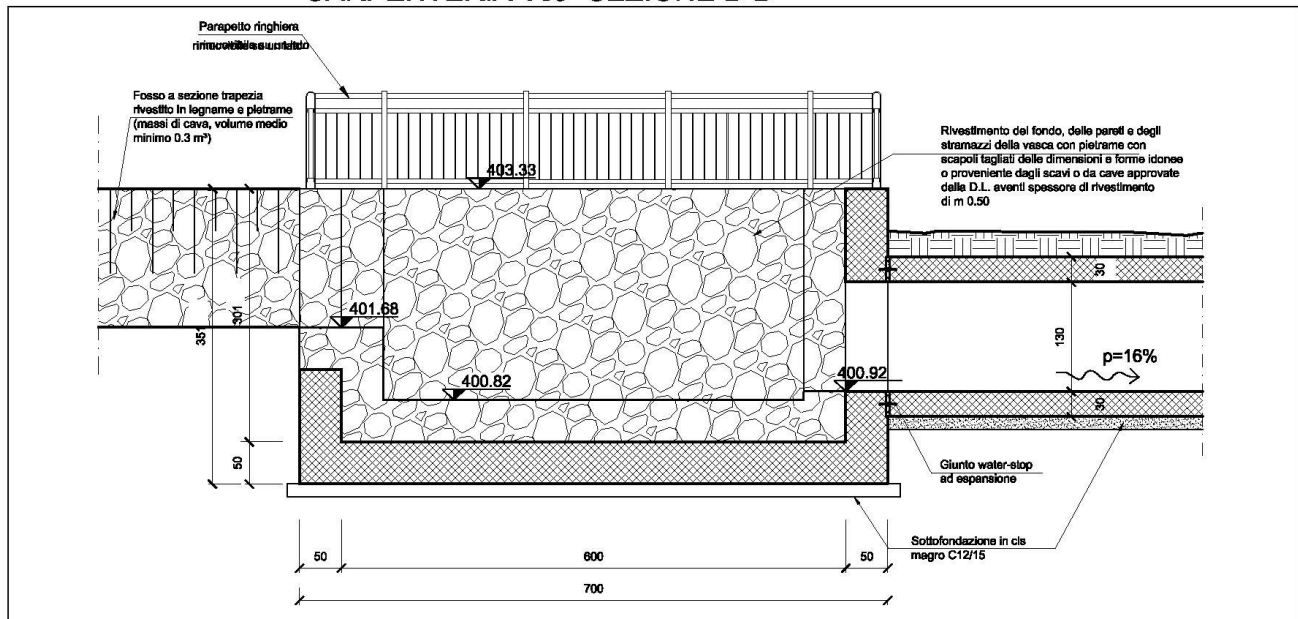


Figura 33 – Sistema compluvio sud – Vasca Vs0 – sezione B-B

L'ultimo tratto del colatore Sud si sviluppa dal pozzetto Vs0; esso è costituito da un manufatto scatolare in c.a., con base 200 cm ed altezza 130 cm (in verde in Figura 25), si sviluppa per circa 16 m al di sotto della viabilità esistente, fino a scaricare in golena sinistra del Torrente Lemme con un canale trapezio (in verde in Figura 25), rivestito in massi cementati, di lunghezza pari a circa 94 m. La sezione corrente minima ha base minore 200 cm, base maggiore compresa tra 300 e 600 cm, altezza compresa tra 100 e 400 cm e pendenza sponde 2/1.

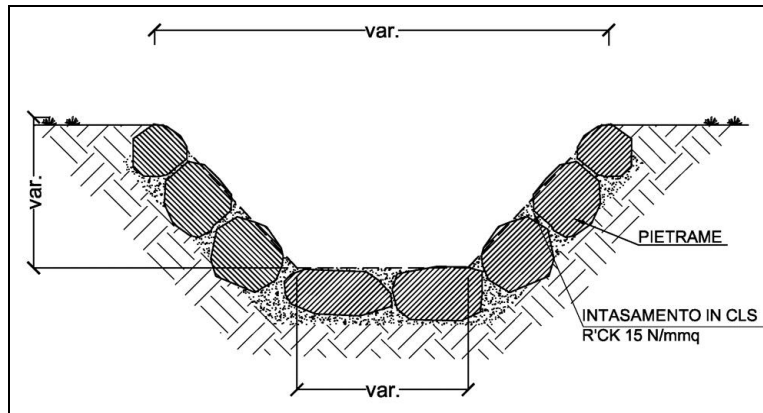


Figura 34 – Sistema compluvio sud – Sezione in massi cementati

10.6 Interventi strutturali sul t. Lemme

La scogliera in massi prevista in sponda sinistra al t. Lemme a protezione dell'abbancamento di progetto, per il tratto ad esterno curva in maggiore prossimità al deposito, va a rivestire la sponda sinistra per uno sviluppo complessivo di circa 410 m e piegare alle due estremità, ad immorsarsi nel versante esistente. Il tracciato planimetrico è riportato nella seguente Figura 35.

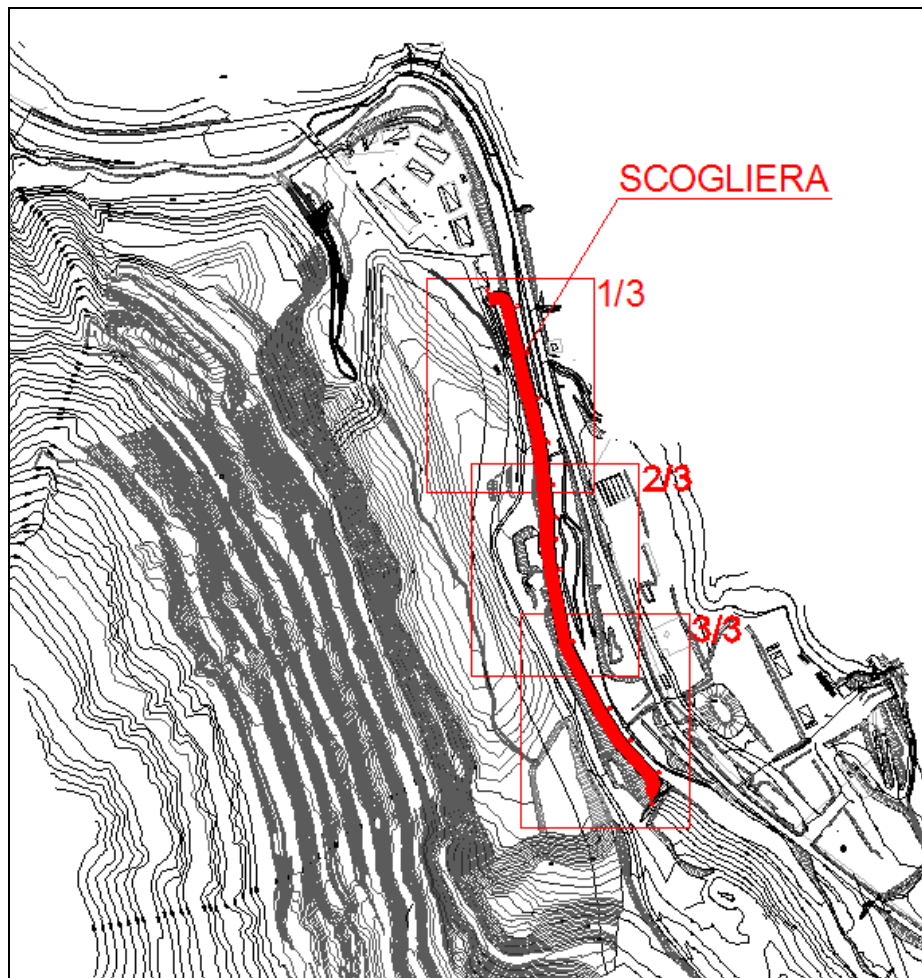


Figura 35 – Scogliera. Tracciato di progetto

La sezione tipo prevista è conforme al Manuale di Ingegneria naturalistica della Regione Piemonte 'Interventi di sistemazione del territorio con tecniche di Ingegneria Naturalistica' del 2003. La fondazione e l'elevazione sono realizzati in massi intasati in terra agraria al fine di favorire l'attecchimento di essenze autoctone. La fondazione della scogliera è immorsata 1 m sotto il fondo alveo, in accordo con le verifiche di scalzamento riportate nella relazione idraulica.

Le scogliere saranno integralmente fasciate mediante teli geotessili ottenuti tramite agugliatura a fibra lunga (≥ 60 mm) di polipropilene puro:

- peso 400 g/mq;
- resistenza a trazione media ≥ 18 KN/m;
- sovrapposizione dei teli minima 10 cm.

10.7 Opere di protezione contro la caduta massi

Immediatamente a valle delle pareti rocciose e al di sotto di un'area ove sono stati previsti fenomeni di toppling, è prevista la realizzazione di una vasca di accumulo in grado di garantire la sicurezza a valle della stessa qualora si manifestassero fenomeni di frana.

Si riporta nella figura seguente l'indicazione dell'estensione dell'area interessata dalla realizzazione della vasca di accumulo.

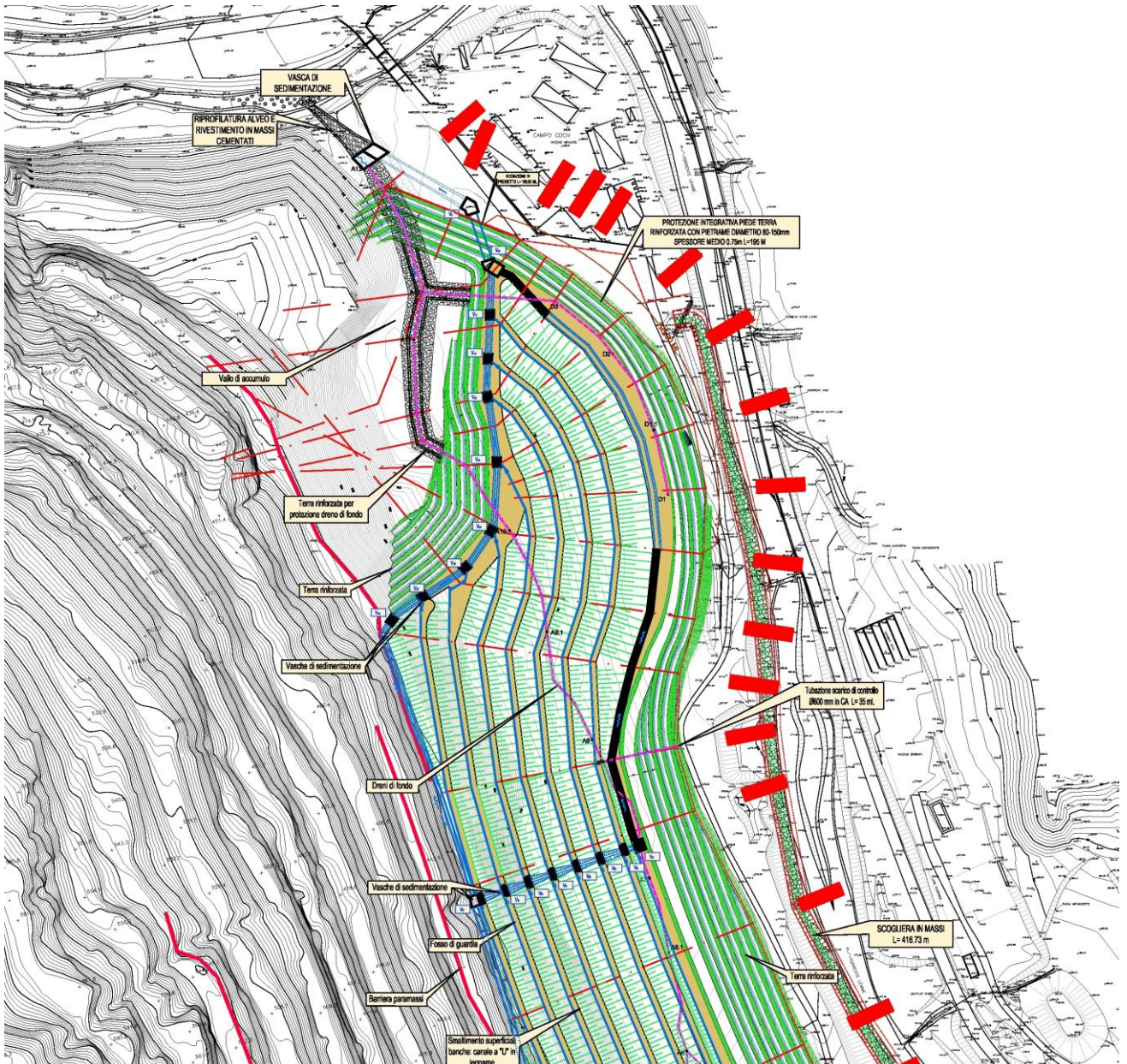


Figura 36 - Planimetria con ubicazione della vasca di accumulo

Si prevede di gradonare e di armare la scarpata di valle della vasca di accumulo al fine di contenere le spinte del materiale di smarino. La profondità della vasca è di circa 20 m e la sua capacità di accumulo è di circa 110.000 m³, in grado di contenere le volumetrie della frana planare in roccia e

della zona caratterizzata da fenomeni con toppling diffuso. Nella figura seguente si riporta uno schema tipologico della vasca di accumulo.

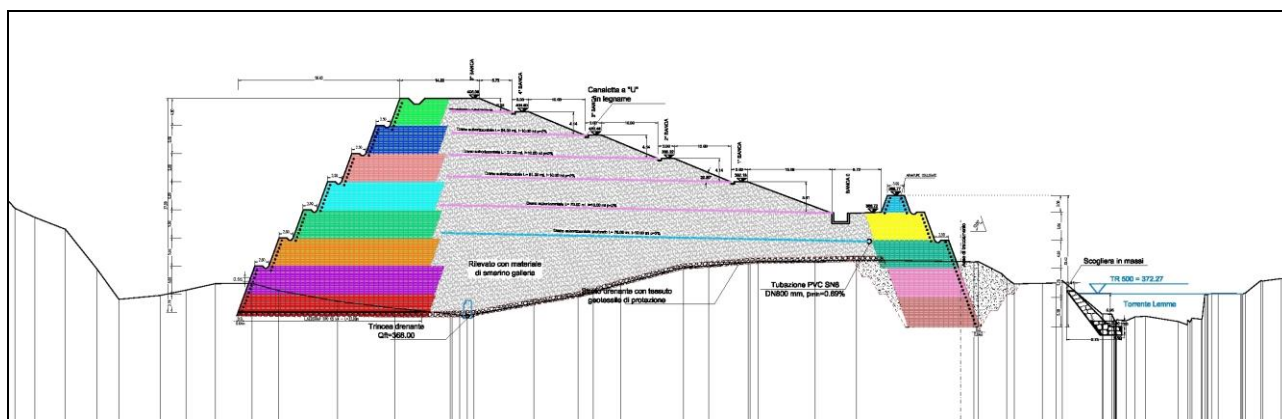


Figura 37 - Schema tipologico della vasca di accumulo

L'adozione del rilevato paramassi a valle del materiale di riempimento e della vasca di contenimento a valle delle pareti rocciose è pertanto una soluzione in grado di ridurre al minimo il rischio legato all'evoluzione di fenomeni franosi anche di notevole entità

La sicurezza nel corso della costruzione è garantita dalla messa in opera di:

- Reti paramassi ad alto assorbimento di energia.
- Disgaggio pesante di blocchi instabili (circa 1600 m³)
- Disgaggio leggero di settori con presenza di massi instabili (volume generalmente inferiore ad 1 m³).

Si evidenzia che, rispetto al progetto definitivo, l'incremento di volume del deposito per un quantitativo pari a 300.000 mc ha comportato la ricollocazione dei due allineamenti di reti paramassi posti a quote più basse: la rete denominata RP1, di altezza 4 m, passa da quota media 455-458 mslm a quota media 475 mslm; la rete denominata RP3, di altezza 5 m, per il tratto a sud di lunghezza pari a 220 m, passa da quota media 420 mslm a quota media 440 mslm; il tratto nord della rete paramassi RP3 e la rete paramassi RP2 restano invariati.

È inoltre prevista la posa in opera di prismi ottici per il monitoraggio di alcuni blocchi. Nel corso del presente lavoro sono stati posizionati 7 miniprismi per il monitoraggio della frana n. 1.

Si riportano le specifiche tecniche delle barriere previste.

Le barriere paramassi saranno del tipo ad elevato assorbimento di energia, deformabile, prodotta in regime di qualità ISO 9001 e in possesso di BTE (Benestare Tecnico europeo) e di marchio CE,

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 73 di 79

certificata, a seguito di prove in vera grandezza “crash test”, secondo le modalità di prova indicate dalla Linea Guida Europea ETAG 027.

Le barriere sono di classe 5 (cinque) con assorbimento di energia non inferiore a 2.000 kJ.

Ogni barriera è sostanzialmente costituita da:

- Montanti in acciaio tubolare, HEA, HEB, IPE, dotati di cerniera ed elementi passafune, posti ad interasse compreso fra 7 e 13 m.
- Controventi di monte, di testa, funi longitudinali superiori e inferiori, funi di collegamento in funi di acciaio ad anima metallica con classe di resistenza non inferiore a 1770 N/mm² muniti di cappio, dispositivi dissipatori, grilli, manicotti di chiusura e relativa morsetteria a cavallotto.
- Fondazioni costituite da barre, micropali, ancoraggi in fune muniti di redancia e sistema di protezione anticorrosiva, dimensionate in base alle risultanze delle prove sperimentali.
- Struttura di contenimento costituita da rete metallica con orditura a maglia quadra, esagonale, romboidale o ad anelli concatenati o altra configurazione, posti in opera tra le campate, uniti con idonei elementi di giunzione al fine di rendere omogenea tutta la struttura in caso di sollecitazione da impatto. Alla rete principale è sovrapposta una rete a maglia esagonale tipo 8x10 a doppia torsione con filo Ø mm 2,2.
- Dissipatori di energia realizzati con elementi tubolari, asole, freni o altri dispositivi, caratterizzati da modalità di funzionamento basato su sollecitazione o deformazione di materiali comunque idonei a non danneggiare le funi di acciaio.

La barriera è sostenuta in posizione dai soli montanti, dai controventi laterali e dai controventi monte.

La barriera paramassi deve rispettare le seguenti caratteristiche tecniche e prestazionali:

- superare n° 1 (una) prova di impatto con energia maggiore o uguale al 100% (M.E.L.: Maximum Energy Level) della classe nominale di resistenza, trattenendo il blocco di prova, senza rotture o danni sostanziali ai componenti principali del sistema;
- superare n° 2 (due) prove di impatto eseguite in successione, senza effettuare riparazioni, con energia maggiore o uguale ad 1/3 (S.E.L.: Service Energy Level) della classe nominale di resistenza, trattenendo il blocco di prova, senza danni sostanziali ai componenti principali del sistema.

Dovranno inoltre essere garantiti i seguenti requisiti:

- superare una prova di impatto con piccoli corpi di lancio (almeno 3 (tre)) con energia cinetica totale all’impatto non inferiore a 3,50 kJ al fine di verificare la resistenza alla perforazione della rete;
- l’altezza residua della barriera dopo le prove sopradescritte non deve essere inferiore al 70% dell’altezza nominale;
- la deformata massima nelle prove M.E.L. e S.E.L. non deve essere superiore a 5,50 metri;
- le prove “crash test”, considerato anche quanto previsto dalle Linee Guida Europee ETAG 027, dovranno essere effettuate secondo le seguenti modalità e prescrizioni, i cui dati dovranno essere riportati nel certificato delle prove:
 - gli impatti durante i “crash test” devono avvenire per caduta libera del blocco di prova e senza interazioni dello stesso con il terreno o altri vincoli;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 74 di 79

- la velocità del blocco di prova non può essere inferiore a 25 m/s, rilevata mediante idonea strumentazione (attrezzatura video o apparecchiature similari)
- la deformata massima dovrà essere rilevata durante la prova al momento della massima estensione della rete, mediante idonea strumentazione (attrezzatura video o altri sistemi equivalenti)
- dovranno essere rilevati, mediante celle di carico, le forze agenti sulle fondazioni:

Tutti i materiali e/o componenti devono essere nuovi di fabbrica ed accompagnati da certificazione di origine e dichiarazioni di conformità, secondo le normative UNI EN 10025 o UNI EN 10219 (montanti in acciaio), UNI EN ISO 12385-4 (funi d'acciaio), UNI EN 10264-2 (zincatura funi).

La seguente documentazione dovrà essere preventivamente sottoposta per approvazione alla D.L.:

- BTE (Benestare Tecnico Europeo) completo in ogni sua parte, inclusi allegati;
- Certificato di Conformità CE;
- manuale di montaggio;
- manuale di manutenzione;
- relazione di calcolo delle fondazioni;
- certificato relativo alla prova di impatto con piccoli corpi di lancio, rilasciato da Laboratori o Istituti di Prova Ufficiali autorizzati secondo D.P.R. 380/2001 Art. 59 (Legge n.1086/1971 Art. 20).

Il certificato dovrà comprendere una specifica dichiarazione relativa al corretto funzionamento della barriera e dovrà essere privo di condizioni e/o riserve.

10.8 Accesso al deposito e viabilità

Il progetto prevede la realizzazione di una viabilità sud di accesso al deposito, fiancheggiata lateralmente lato monte da una canale ad U in c.a. rivestita in massi per le parti esposte, in grado di raccogliere i contributi delle acque meteoriche provenienti dal fronte di cava.

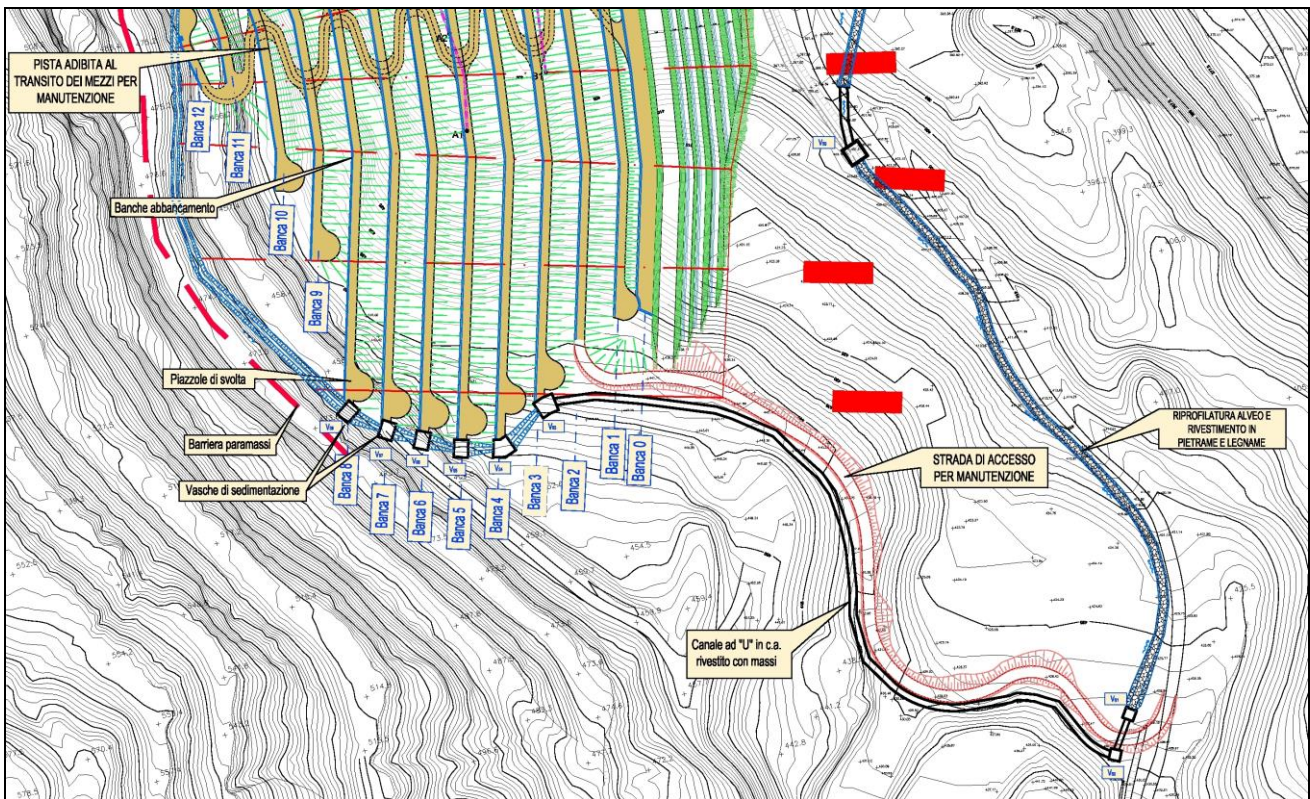


Figura 38 – Viabilità di accesso abbacamento – Planimetria

La strada di accesso, di larghezza 3.50 m con 2 arginelli laterali di larghezza 50 cm, è costituita da un pacchetto di pavimentazione in misto granulare stabilizzato avente spessore 30 cm e geotessile del peso di 200-300 gr/mq a contatto col terreno in posto.

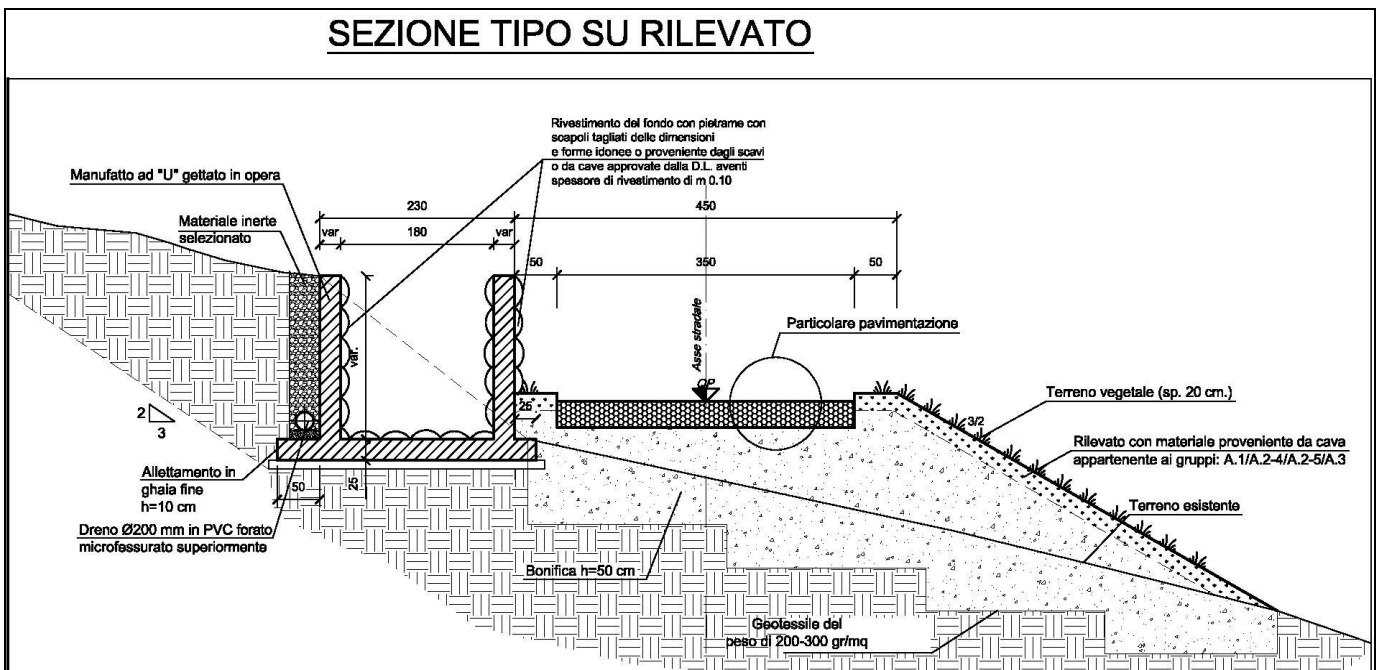


Figura 39 – Viabilità di accesso abbacamento – Sezione tipo

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 76 di 79

La viabilità di accesso all'abbancamento si innesta sulla banca 2, per poi consentire, tramite la pista a tornanti, di raggiungere tutte le restanti banche del deposito. La pista a tornanti ha larghezza 3 m ed il pacchetto di pavimentazione è costituito da misto granulare stabilizzato di spessore 30 cm con sottostante geotessile del peso di 200-300 g/mq. Al termine di ciascuna berma, una piazzola di svolta consente la percorrenza delle banche in entrambe le direzioni. La percorribilità delle banche, in corrispondenza delle vasche dei compluvi principali, è garantita dalla copertura delle vasche stesse con un grigliato metallico tipo orso grill, sorretto da profilati metallici rimuovibili in caso di manutenzione.

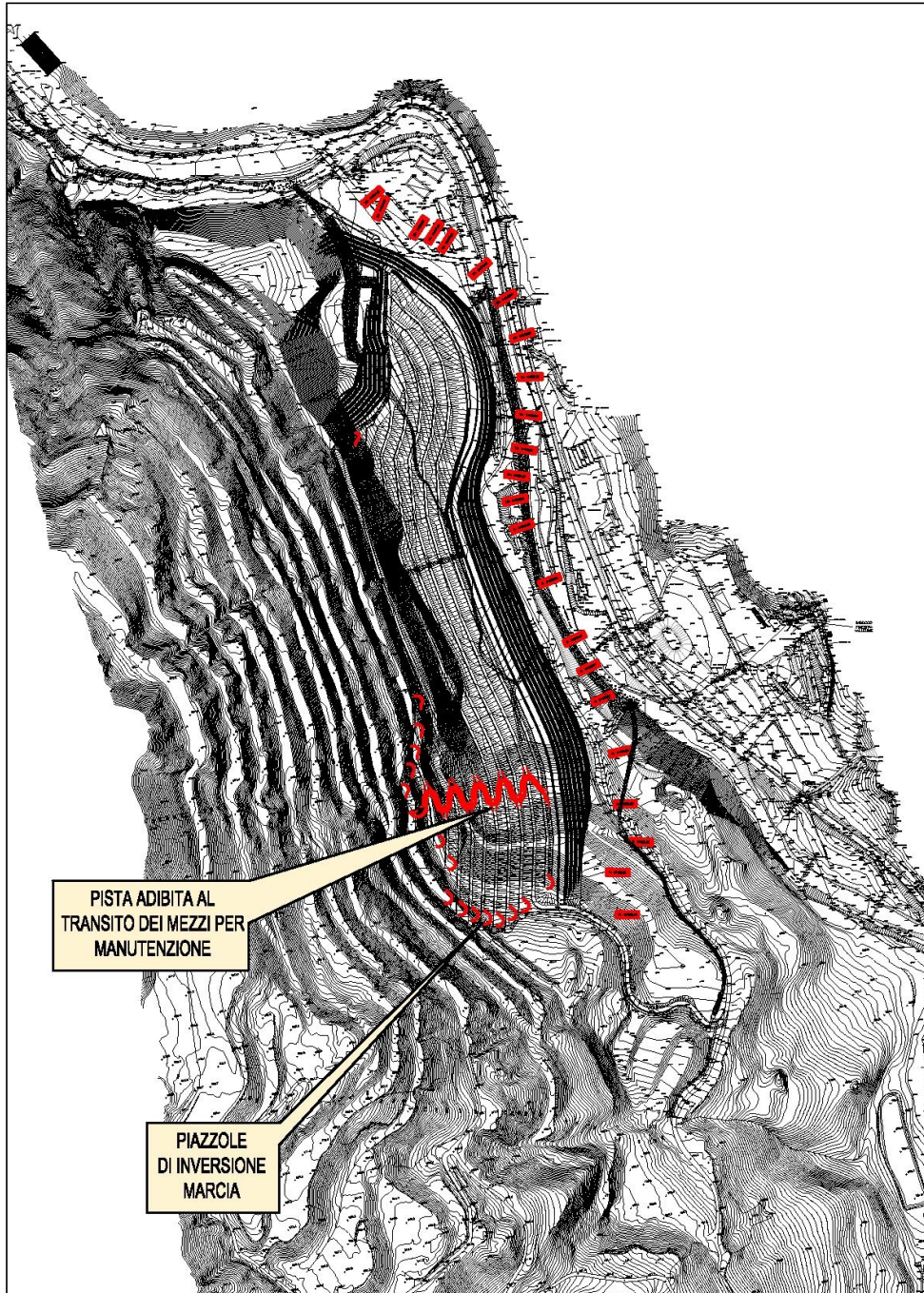


Figura 40 – Viabilità pista lungo le banche – Planimetria

La continuità di deflusso delle canalette ad U in legname lungo le banche è permessa, in corrispondenza della pista a tornanti, da brevi tratti di canali ad U in c.a. con griglia carrabile superiore. I tagli della pista a tornanti sul profilo di abbancamento sono consentiti da un'opera di sostegno costituita da una doppia palificata di muretti in legname e pietrame, rinverdita con talee, di larghezza di 1,20 m.

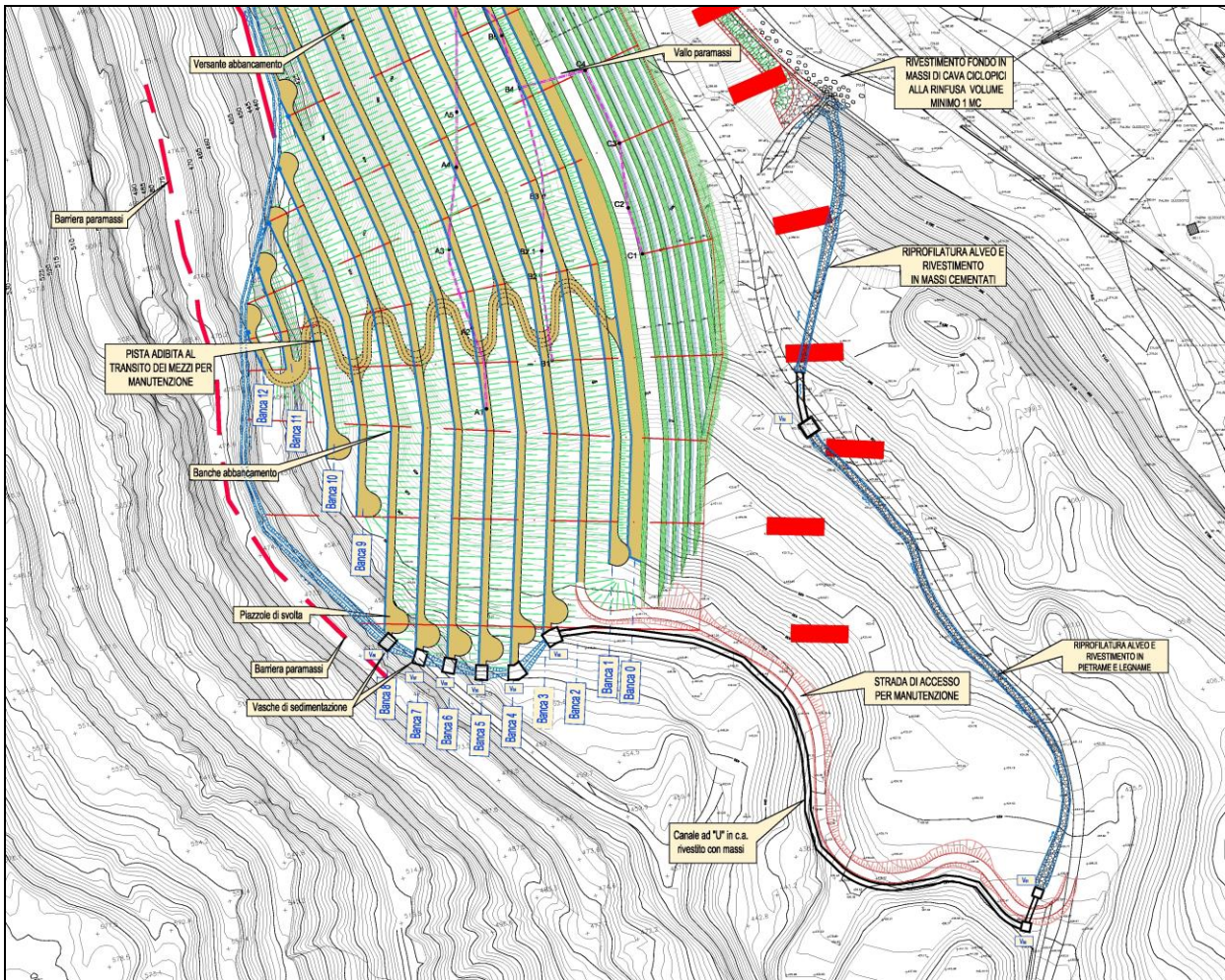


Figura 41 – Viabilità pista lungo le banche – Planimetria

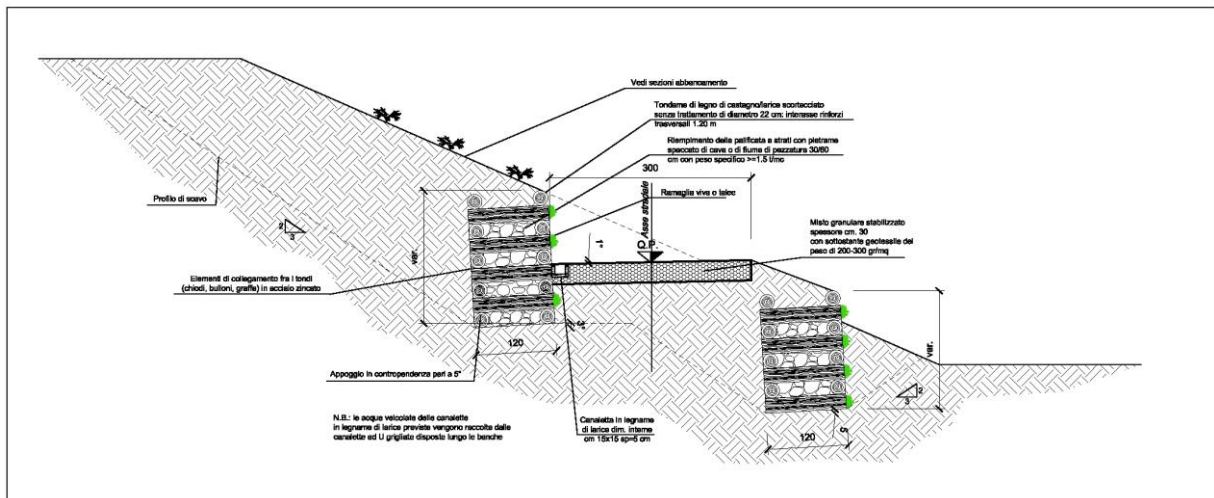


Figura 42 – Viabilità pista lungo le banche – Sezione tipo

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RG DP04 00 001 E00 Relazione Generale
	Foglio 79 di 79

10.9 Monitoraggi e manutenzioni

Il monitoraggio strutturale del deposito avviene mediante installazione di piezometri e inclinometri; tali strumenti consentono di verificare rispettivamente:

- l'eventuale presenza di acqua (permettendo la misura delle pressioni neutre);
- i movimenti laterali nel tempo.

Complessivamente si prevede l'installazione di 3 piezometri e 3 inclinometri distribuiti sul corpo del deposito; tali punti di monitoraggio verranno posizionati durante la fase di abbancamento nelle porzioni ultimate, in modo tale da poter effettuare delle correlazioni di carattere idrogeologico e strutturale già durante la fase di abbancamento.

Gli inclinometri e i piezometri saranno spinti ad una profondità tale da monitorare l'intera potenza del deposito, raggiungendo, pertanto, i terreni di fondazione calcareo-dolomitici.

I tre piezometri saranno abbinati, a coppie, coi relativi inclinometri, secondo la seguente disposizione e lunghezza:

PIEZOMETRI:

Sez. 4 - 5° banca - L=45 m

Sez. 9 - 2°banca - L=30 m

Sez. 13 - 5° banca - L=40 m

INCLINOMETRI:

Sez. 4 - 5° banca - L=45 m

Sez. 9 - 2°banca - L=30 m

Sez. 13 - 5° banca - L=40 m.

Le misurazioni dovranno essere effettuate secondo la seguente cadenza temporale:

- primo anno: misurazioni trimestrali;
- secondo/terzo anno: misurazioni semestrali;
- quarto/quinto/sesto anno: misurazioni annuali.