

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 idraulica abbancamento

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 I	D P 0 4 0 0	0 0 2	E

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
E00	Prima emissione	Foltran <i>Dario 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-RI-DP04-00-002-E00

CUP: F81H92000000008

INDICE

1.	Premessa	4
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3.	IL SITO DI INTERVENTO	9
3.1	Inquadramento geografico	9
3.2	Topografia del sito	10
3.3	Disposizione di progetto deposito di smarino	11
4.	DIMENSIONAMENTO DRENAGGI SUPERFICIALI	14
4.1	Descrizione	14
4.2	Analisi idrologica reti di drenaggio	15
4.3	Analisi idraulica reti di drenaggio	17
4.3.1	Analisi idraulica canalette	17
4.3.2	Analisi idraulica compluvi principali	18
4.3.3	Franchi idraulici	18
4.4	Sistema compluvio centrale	18
4.4.1	Descrizione generale	18
4.4.2	Dimensionamento canalette lungo banche	23
4.4.3	Dimensionamento linea di drenaggio principale compluvio centrale	26
4.5	Sistema compluvio nord	33
4.5.1	Descrizione generale	33
4.5.2	Dimensionamento canalette lungo banche	36
4.5.3	Dimensionamento linea di drenaggio principale compluvio nord	41
4.5.4	Verifica in moto uniforme scatolare tra le vasche Vn0 e Vv	48
4.6	Sistema compluvio sud	50
4.6.1	Descrizione generale	50
4.6.2	Dimensionamento linea di drenaggio principale compluvio sud	53
4.6.3	Verifica in moto uniforme tubazioni	58
4.7	Verifica protezione fondo e sponde t. Lemme allo scarico Fosso drenante sud	59
4.8	Protezione al piede terra rinforzata con gabbionata	62
5.	DIMENSIONAMENTO DRENAGGI SUBORIZZONTALI	65
5.1	Dreni sub orizzontali con scarico sulle banche	65
5.1.1	Descrizione	65
5.2	Dreni sub orizzontali con scarico a tergo delle terre armate	66
5.2.1	Descrizione	66
5.3	Analisi idrologica e idraulica del transitorio. Verifica canalette ad U in legname lungo le banche, di recapito dei dreni suborizzontali	66
5.4	Analisi idrologica e idraulica dreni suborizzontali	75
6.	DIMENSIONAMENTO DRENAGGI DI FONDO	82
6.1	Descrizione drenaggio di fondo	82
6.2	Analisi idrologica e idraulica per il dimensionamento dei drenaggi di fondo	83

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento</p>	<p>Foglio 3 di 149</p>

ALLEGATI

Allegato 1: Piogge di durata inferiore all'ora – Stazione pluviometrica di Gavi

Allegato 2: Descrizione modello HEC-RAS

Allegato 3: Trasformazione afflussi-deflussi per il dimensionamento delle tubazioni di scarico dei dreni sub orizzontali profondi a tergo delle terre armate (Tr = 20 anni)

Allegato 4: Trasformazione afflussi-deflussi per il dimensionamento del drenaggio di fondo (Tr = 20 anni)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento Foglio 4 di 149

1. PREMESSA

I lavori di riqualificazione ambientale Cementir, nell'ambito della realizzazione della tratta A.V./A.C. Milano – Genova Terzo Valico dei Giovi, prevedono il deposito in sponda sinistra al torrente Lemme del materiale proveniente dallo smarino della nuova galleria dell'Alta Velocità.

Tale deposito si sviluppa alla base del fronte di cava esistente ed è contenuto al piede da una struttura in terra rinforzata, la quale verrà protetta dall'azione idrodinamica delle acque del Torrente Lemme tramite una scogliera in massi di cava di lunghezza pari a 417 m, collocata in sponda sinistra ad esterno curva, nel tratto in cui il t. Lemme maggiormente si avvicina al fronte di abbancamento.

Il materiale di apporto (smarino), per un volume complessivo di 1.600.000 m³, 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.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento idraulico dei sistemi di drenaggio superficiale e profondo dell'abbancamento.

Si riporta una rapida descrizione delle principali opere idrauliche presenti, più dettagliatamente descritte nel seguito e nella relazione generale.

Il sistema di drenaggio del deposito è organizzato in drenaggi superficiali e drenaggi di profondità. Il sistema di raccolta delle acque di precipitazione che insistono sul deposito in progetto, denominato *drenaggio superficiale*, è costituito da

- fossi di guardia che intercettano e convogliano le acque provenienti dalla parte alta del fronte di cava;
- canalette in legname di forma rettangolare poste al piede delle scarpate delle singole banche del deposito, con scorrimento in direzione longitudinale all'ammasso, da Sud verso Nord;
- tre linee di drenaggio principali, trasversali all'ammasso, definite "compluvio centrale", "compluvio nord" e "compluvio sud", che veicolano le acque verso il recettore finale, il T. Lemme;
- vasca di sedimentazione di valle, di raccolta e calma anche delle acque di drenaggio suborizzontale e di fondo, posta immediatamente a monte dello scarico nel recettore finale, T. Lemme.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento</p>	<p>Foglio 5 di 149</p>

Il compluvio nord si sviluppa all'altezza dell'estremo nord dell'ammasso e raccoglie le acque provenienti dalle canalette lungo le banche, dal compluvio centrale (prog. 323.00) fino al fronte nord del deposito, scaricandole nel pozzetto di confluenza V_{n0} . In corrispondenza del pozzetto V_{n0} (pozzetto di salto) l'acqua sottopassa le terre rinforzate di contenimento del deposito tramite un canale interrato che si sviluppa fino al pozzetto V_v , collocato a piano campagna; da lì le acque superficiali vengono trasferite alla vasca terminale di sedimentazione e, a valle di essa, al canale di scarico in T.Lemme.

Il compluvio centrale si trova all'altezza della sezione 9 di progetto, alla progressiva 323.00 m, e raccoglie le acque provenienti dalle canalette a Sud di esso, dalla prog. 0 alla 323.00 stessa; all'altezza della banca più bassa (banca 0), l'acqua viene veicolata verso Nord lungo la banca 0 attraverso due porzioni di canale ad U in c.a. con grigliato carrabile superiormente e da un tratto a sezione trapezia in legname e pietrame, fino al pozzetto di confluenza V_{n0} .

Al compluvio centrale ed al compluvio nord afferiscono anche le acque provenienti dai fossi di guardia in testa al deposito, i quali raccolgono le acque che ruscellano lungo il fronte di cava.

All'estremo sud del deposito, è presente un terzo sistema di raccolta, denominato compluvio sud, che ha il compito di drenare le acque del fronte di cava provenienti da Sud e Sud-Ovest, prima che intercettino il deposito in progetto, e di smaltire le acque a monte della viabilità di accesso in progetto. Il compluvio presenta quindi, da monte verso valle, canali trapezi in legname e pietrame, canali a U in c.a. rivestiti in massi, tubazioni di sottopasso alla viabilità di accesso, a veicolare le acque verso un canale terminale trapezio che scarica l'acqua in golena sinistra del T. Lemme.

I compluvi ed i fossi di guardia sono realizzati in legname e pietrame, secondo le tecniche a minimo impatto ambientale dell'ingegneria naturalistica, riportate nel manuale di Ingegneria Naturalistica della Regione Piemonte; i canali terminali di scarico nel t. Lemme sono rivestiti in massi cementati; i tratti di canale ad U della banca 0 saranno realizzati in c.a. coperti da un grigliato carrabile tipo Orso grill. Le parti in c.a. esposte saranno rivestite in massi.

Tutte le dimensioni e caratteristiche dei singoli tratti verranno analizzate e descritte dettagliatamente nei singoli capitoli dedicati.

Al fine di trattenere le frazioni fini in sospensione, veicolate dal sistema di drenaggio superficiale, saranno previsti:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento	Foglio 6 di 149

- pozzetti di decantazione in c.a. posizionati lungo le canalette ad U delle banche, immediatamente a monte dello scarico nei compluvi;
- vasche di sedimentazione in c.a. gettate in opera e rivestite in massi cementati lungo i compluvi ed al termine delle linee di drenaggio;
- vasca di sedimentazione di valle, a monte dello scarico nel T. Lemme.

Le vasche di calma, localizzate lungo i compluvi all'intersezione con le banche, agiscono, inoltre, da dissipatori di energia e provocano il rallentamento della corrente lungo di essi.

I drenaggi di profondità fanno capo a due sistemi di drenaggio distinti:

- drenaggio delle acque di infiltrazione del deposito;
- drenaggio profondo del fondo cava.

Il *drenaggio delle acque d'infiltrazione dal fronte del deposito di progetto* è realizzato mediante drenaggi suborizzontali microfessurati disposti perpendicolarmente a ciascuna berma, all'altezza del piede di ciascun versante, con scarico diretto nelle canalette ad U in legname disposte lungo le banche di forma rettangolare poste al piede delle scarpate delle singole banche del deposito.

I dreni avranno le caratteristiche seguenti:

- diametro di perforazione = 300 mm;
- 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.

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 di questo strato di ghiaia, che verrà posato sul profilo del terreno attuale dal piede del versante all'opera di contenimento lato Lemme, saranno collocate più linee di tubazioni drenanti; queste ultime percorreranno i punti più depressi della topografia attuale e, dal momento che la zona più depressa si trova nella zona centrale della cava, a valle di questa zona i dreni verranno collocati in trincea (rispetto al piano campagna attuale) per defluire a gravità nel t. Lemme.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento</p>	<p>Foglio 7 di 149</p>

Le tubazioni all'interno dello strato di ghiaia attraversano il versante dell'abbancamento sotto il piano di fondazione, e rimangono in trincea fino allo sbocco nella vasca di sedimentazione.

L'assenza di materiale di natura organica esclude l'utilizzo di vasche di biofiltrazione.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento</p>	<p>Foglio 8 di 149</p>

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la redazione del presente progetto sono state applicate 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;

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.

Si evidenzia inoltre che, per ragioni di cautela, tutti i dimensionamenti del progetto sono stati sviluppati applicando, in parallelo al D.M.1996, anche il D.M. 14/01/2008.

3. IL SITO DI INTERVENTO

3.1 Inquadramento geografico

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

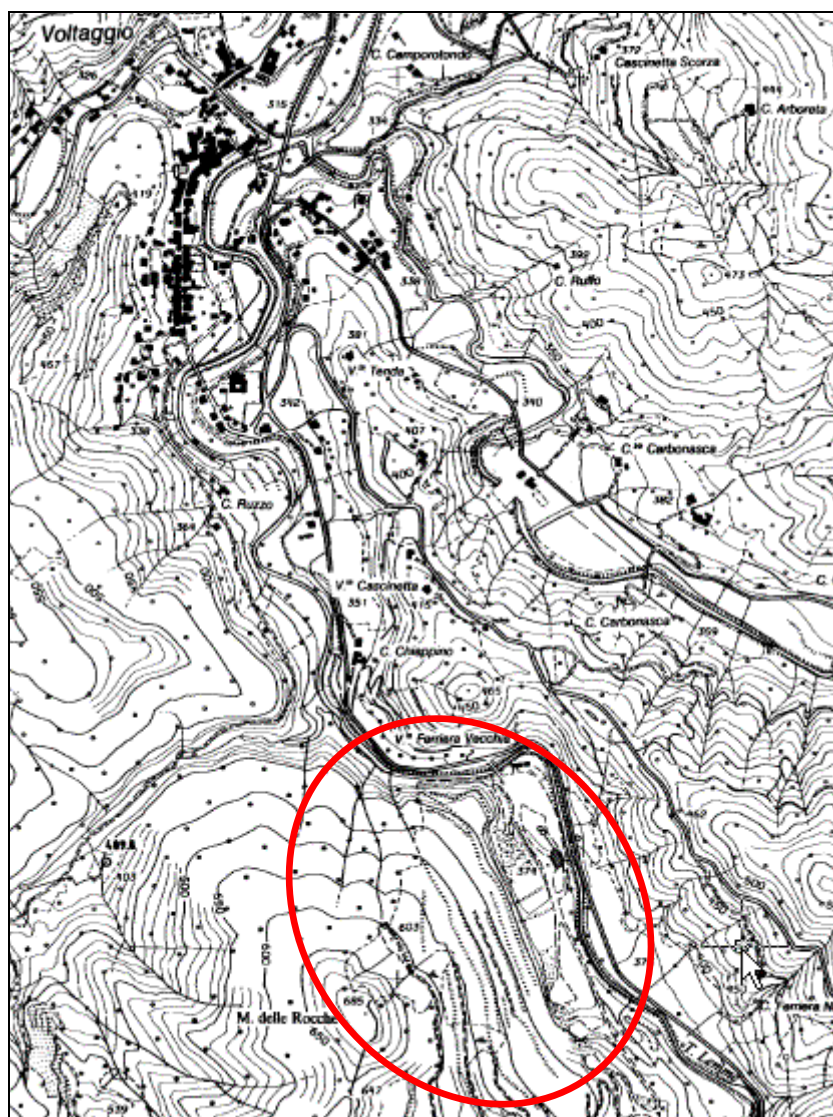


Figura 1 – Localizzazione del sito di intervento su base CTR della Regione Piemonte



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

3.2 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 (DEM) del terreno per mezzo di una modellazione tridimensionale su supporto informatico

Nella **Figura 3** è riportato il modello digitale del terreno ricostruito dal rilievo appoggiato sulla CTR.

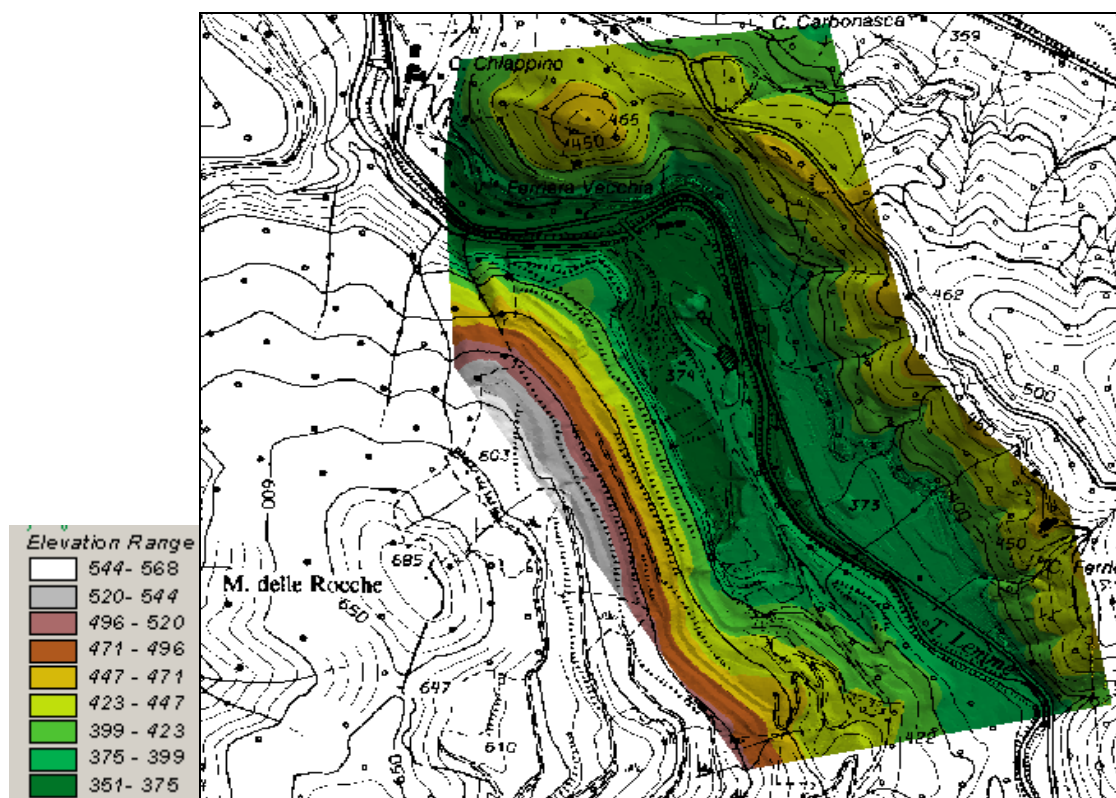


Figura 3 – Modello digitale del terreno sovrapposto su base CTR georeferenziata

3.3 Disposizione di progetto deposito di smarino

Il deposito in sponda sinistra al torrente Lemme del materiale proveniente dallo smarino della nuova galleria dell'alta velocità sarà disposto in modo da riprodurre quanto più possibile la sistemazione originaria del versante, precedente alla realizzazione della cava.

La **Figura 4** riporta la carta IGM in scala 1:25000 del 1955 relativa all'area di deposito (in rosso le sezioni della modellazione idraulica); la figura 5 riporta la sistemazione di progetto del deposito. È possibile osservare la similarità tra la disposizione di progetto e quella naturale del 1955, anche in termini di riproduzione dei compluvi principali nord, centrale e sud.

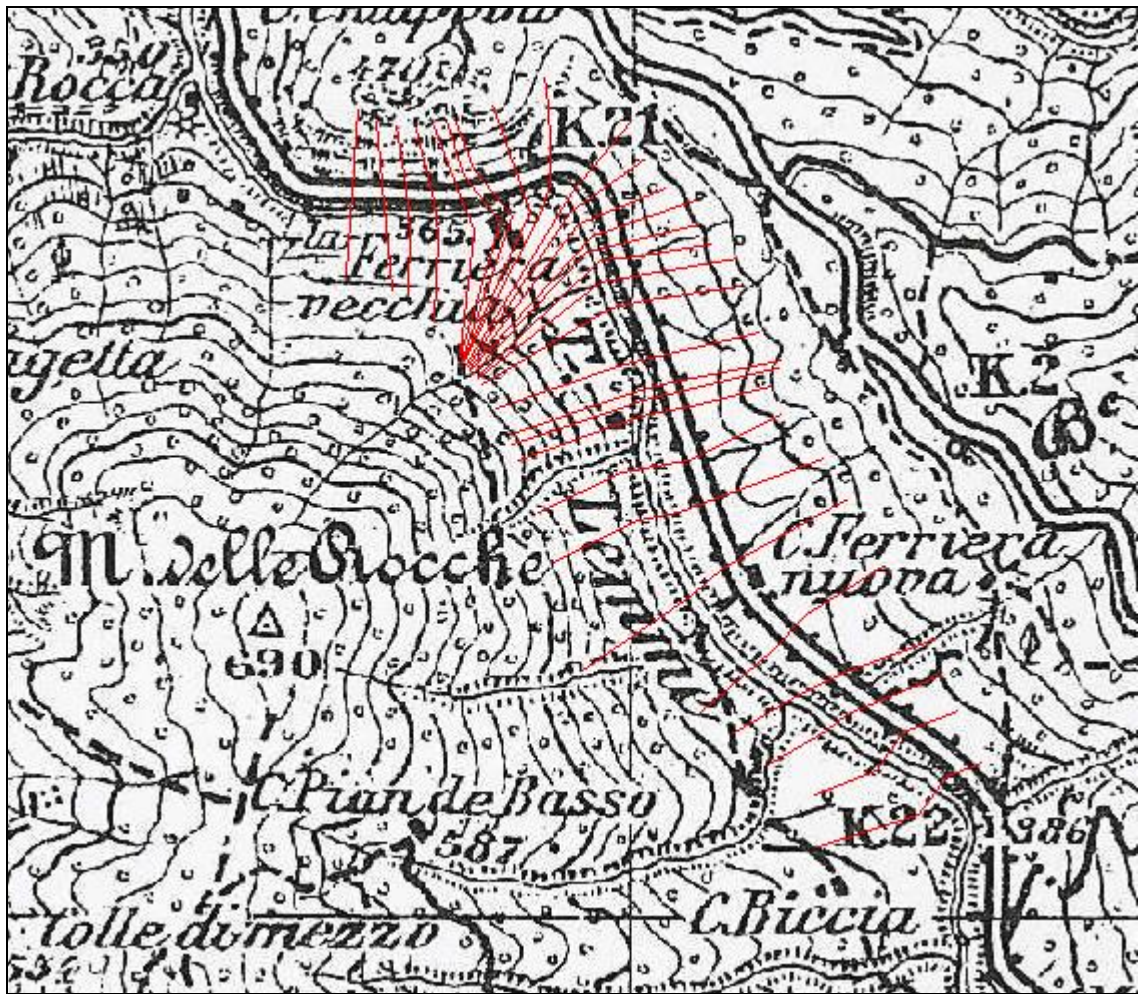


Figura 4 – Carta IGM scala 1:25000. Disposizione originaria versante

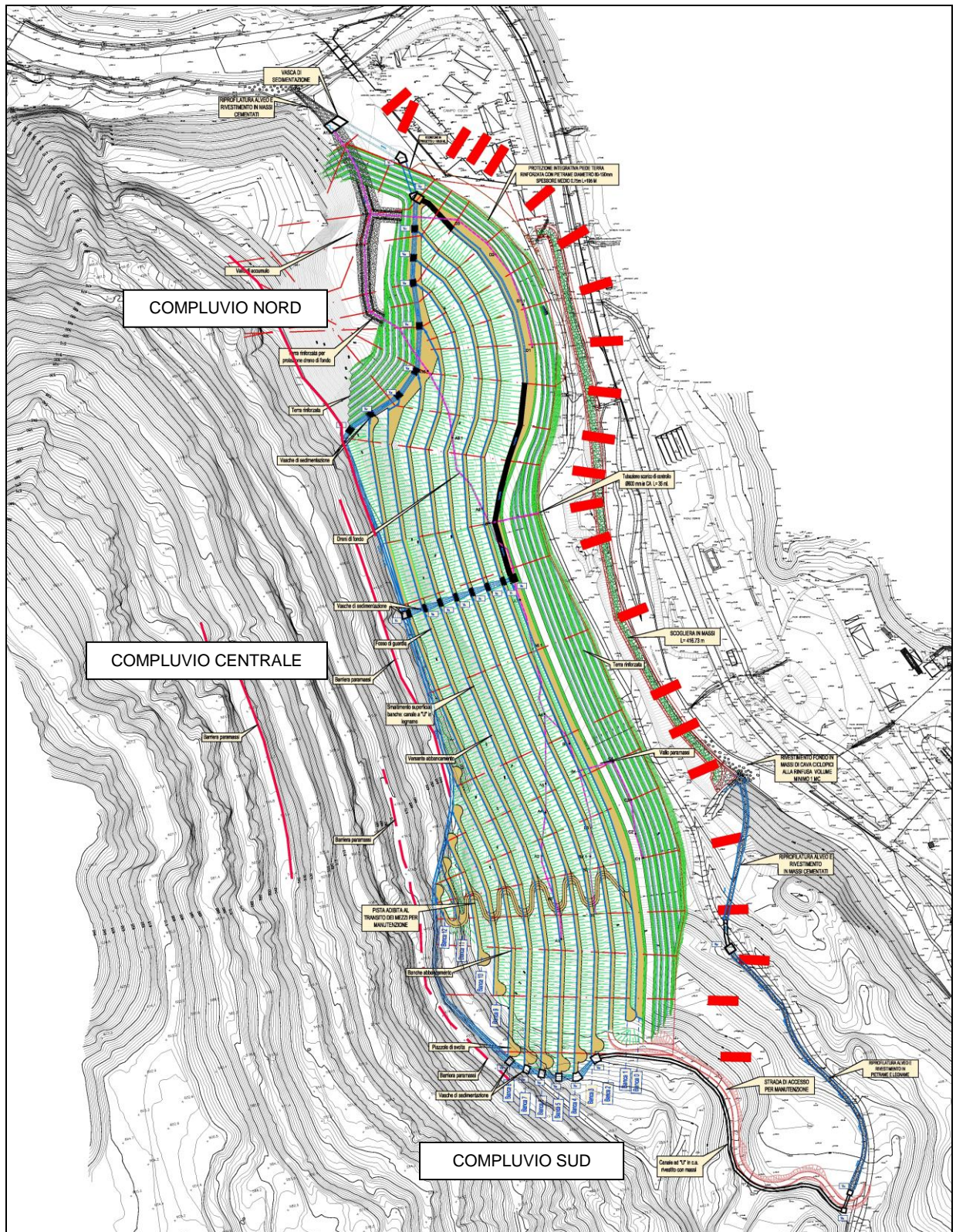


Figura 5 – Disposizione di progetto deposito di smarino

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento Foglio 14 di 149

4. DIMENSIONAMENTO DRENAGGI SUPERFICIALI

4.1 Descrizione

Il drenaggio superficiale del deposito è affidato a tre sistemi di smaltimento chiamati compluvi principali, finalizzati al collettamento dell'acqua meteorica ruscellante sull'abbancamento stesso e lungo il fronte di cava a monte.

I tre compluvi sono 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 e rivestite per le parti esterne esposte da 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 longitudinale 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 in c.a. gettato in opera e grigliato superiore carrabile, utilizzati in condizioni di difficoltosa percorribilità delle banche per insufficiente spazio trasversale tra il canale longitudinale e la scarpata di valle;
- i pozzetti di decantazione in c.a. prefabbricati, disposti immediatamente a monte dello scarico delle canalette in legname nei compluvi;
- le vasche di calma, in c.a. gettate in opera e rivestite per le parti esterne esposte da 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 grigliati tipo Orso grill carrabili e rimovibili per manutenzione;
- la vasca di sedimentazione di valle, posizionata allo scarico dei compluvi nord e intermedio, immediatamente a monte del torrente Lemme, da realizzarsi in c.a. gettata in opera e rivestita per le parti esterne esposte da massi, con setti trasversali alla direzione della

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento
	Foglio 15 di 149

corrente per il contenimento e deposito del materiale in sospensione, costituente l'ultimo presidio a garantire la sedimentazione.

Nei successivi paragrafi si descriveranno nel dettaglio tutte le reti di drenaggio previste, suddivise per compluvio.

Si analizzeranno le condizioni di afflusso dei singoli tratti, le loro caratteristiche, le soluzioni progettuali previste per lo smaltimento, i materiali costituenti, le tecniche realizzative, il dimensionamento delle opere.

Si rimanda a tali paragrafi per ogni approfondimento, oltre che alle tavole progettuali relative ai drenaggi superficiali.

4.2 Analisi idrologica reti di drenaggio

L'analisi idrologica dei drenaggi superficiali 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 1 – Confronto parametri a e n per Tr = 20 anni

Si è allora proceduto riportando su grafico bilogarithmico 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:

$$Q = \frac{c \cdot h \cdot S}{3.6 \cdot t_c}$$

dove:

S = superficie del bacino (km²);

c = coefficiente di deflusso in piena del bacino valutato in base a considerazioni derivanti dalla conoscenza diretta del bacino e dalle indicazioni di letteratura; nel caso in esame è stato adottato a favore di sicurezza un valore del coefficiente di deflusso medio pari a 0.8, ad esclusione delle canalette a U in legname lungo le banche, per le quali si è assunto un coefficiente c=1 perché esse raccolgono anche i drenaggi sub-orizzontali ;

h = altezza massima di precipitazione di assegnato tempo di ritorno per una durata pari al tempo di corrivazione del bacino (mm);

t_c = tempo di corrivazione del bacino (ore).

La valutazione del tempo di corrivazione viene effettuata utilizzando le seguenti formule empiriche:

Ventura: $t_c = 0.0053 \sqrt{\frac{S}{i}}$

Pasini: $t_c = \frac{0.0045}{\sqrt{i}} \sqrt[3]{SL}$

Pezzoli: $t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i}}$

con:

i = pendenza media asta principale;

L = lunghezza dell'asta principale (Km);

S = superficie del bacino (km²);

t_c = tempo di corrivazione (giorni).

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

4.3 Analisi idraulica reti di drenaggio

4.3.1 Analisi idraulica canalette

Date le condizioni di sezione rettangolare costante e pendenza del fondo variabile con gradualità, il deflusso lungo le canalette di raccolta posizionate longitudinalmente alle banche è stato studiato assumendo l'ipotesi di moto uniforme, secondo la formulazione di Chezy:

$$Q = k_s i_f^{0.5} A^{5/3} B^{-2/3}$$

dove:

Q = portata;

k_s = coefficiente di scabrezza secondo Strickler;

i_f = pendenza media del fondo;

A = area della sezione;

B = contorno bagnato della sezione.

Le canalette previste sono completamente in legno, pertanto è stato assunto un coefficiente di scabrezza pari a 65 m^{1/3}/s.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento	Foglio 18 di 149

4.3.2 Analisi idraulica compluvi principali

Al fine di realizzare una corretta progettazione dei tre sistemi di smaltimento principali sud, centrale e nord, è stato costruito per ciascuno di essi un modello idraulico in moto permanente col software HEC-RAS, al fine di simulare realisticamente le condizioni idrauliche di lavoro.

I tre sistemi sono stati modellati secondo le loro effettive caratteristiche geometriche e costruttive (materiali di progetto), in tre distinte geometrie RAS.

Le portate entranti sono state inserite lungo lo sviluppo dei vari rami previsti, secondo le effettive caratteristiche di afferenza in essi.

Come condizioni al contorno, è stata imposta, a monte e valle, la pendenza motrice, come corrispondente alla pendenza del fondo.

I coefficienti di scabrezza utilizzati per le varie tipologie previste sono:

- Canale in legname e pietrame: $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$;
- Canale rivestito con massi intasati/cementati: $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$;
- Canale in c.a. rivestito in pietra: $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$;
- Canale in c.a.: $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$;
- Tombinatura in c.a.: $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

4.3.3 Franchi idraulici

Tutti i sistemi di drenaggio previsti, ad esclusione delle canalette in legname ad U lungo le banche per le quali il franco è ridotto a alcuni centimetri, sono stati progettati considerando un franco idraulico minimo di 10 cm, rispetto al livello relativo alla portata con tempo di ritorno 20 anni, in linea con quanto previsto nel Progetto Definitivo.

4.4 **Sistema compluvio centrale**

4.4.1 Descrizione generale

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

Un sistema di canalette ad U in legname longitudinali a ciascuna banca (in azzurro), collocate al piede di ogni scarpata compresa fra una banca e l'altra, ha la funzione di drenare le acque piovane

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento
	Foglio 19 di 149

che insistono sull'abbancamento, per la porzione a sud del compluvio in oggetto; le canalette ad U raccolgono anche il contributo delle acque di infiltrazione del deposito proveniente dai drenaggi sub-orizzontali posti all'interno del deposito stesso.

Le canalette 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, in quanto convoglianti le acque di un bacino di minore estensione. 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.

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

Il fosso proveniente da nord (arancione) 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 (magenta) 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 di guardia confluiscono nella vasca Vi7, da cui diparte il compluvio centrale (in rosso), trasversalmente all'abbancamento, a raccoglie le acque provenienti dalle canalette.

Lungo il compluvio, in corrispondenza di ogni banca è presente una vasca, in c.a. gettata in opera rivestita in massi, 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 e Vi2, 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 2.40 m in corrispondenza delle

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento
	Foglio 20 di 149

altre vasche.

La vasca finale Vi0, collocata sulla banca più bassa (banca 0), ha dimensioni planimetriche interne, a filo rivestimento in pietrame, pari a 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, in direzione Nord.

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

Il compluvio centrale è quindi costituito da canali di collegamento fra i pozzetti dal Vi7 al Vi0 realizzati in legname e pietrame, di sezione trasversale trapezia con pendenza sponde 2.5/1 ed altezza variabile.

Il canale in entrata alle vasche Vi6, Vi5, Vi4, Vi3, Vi2 e Vi1 ha base minore 100 cm, base maggiore 244 cm, altezza 180 cm. Il canale in entrata alla vasca Vi0 ha base minore 110 cm, base maggiore 262 cm, altezza 190 cm. Infine i canali in entrata alla vasca Vi7 presentano, quello sud, base minore 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 Vi7 ha base minore 100 cm, base maggiore 440 cm, altezza 424 cm. Il canale in uscita dalle vasche Vi6-Vi5-Vi4-Vi3-Vi2 ha base minore 100 cm, base maggiore 436 cm, altezza 420 cm. Il canale in uscita dalla vasca Vi1 ha base minore 100 cm, base maggiore 320 cm, altezza 276 cm. Il canale ad U in uscita dalla vasca Vi0 presenta sezione rettangolare di base 250 cm ed altezza 180 cm.

A valle della vasca Vi0, lungo la banca più bassa, per 136 m, si sviluppa un canale ad U in c.a. gettato in opera, con base a filo rivestimento in pietrame, pari a 250 cm ed altezza minima di 150 cm, coperto da un grigliato carrabile tipo Orsogrill sorretto da profilati rimuovibili per esigenza manutentive (in verde in figura).

In corrispondenza delle sezioni 5, 6, 7 e 8 di progetto del canale è prevista la realizzazione di quattro salti di fondo del canale stesso, in c.a. gettati in opera rivestiti in massi, al fine di ridurre la pendenza del canale e quindi la velocità della corrente, e di favorire la sedimentazione del materiale in sospensione.

I salti di fondo sopracitati presentano dimensione planimetrica interna 250 cm x 400 cm. Il salto coperto all'interno delle prime tre vasche è di 2.0 m mentre quello coperto per la quarta è di 1.0 m.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento	Foglio 21 di 149

A valle di esso, per 123 m, si sviluppa un canale di sezione trapezia in legname e pietrame (in blu) 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 (in verde in figura), che si sviluppa fino al pozzetto di confluenza e salto Vn0.

Dal pozzetto Vn0 l'acqua viene veicolata verso il recettore finale attraverso un canale che verrà descritto in § 4.5.

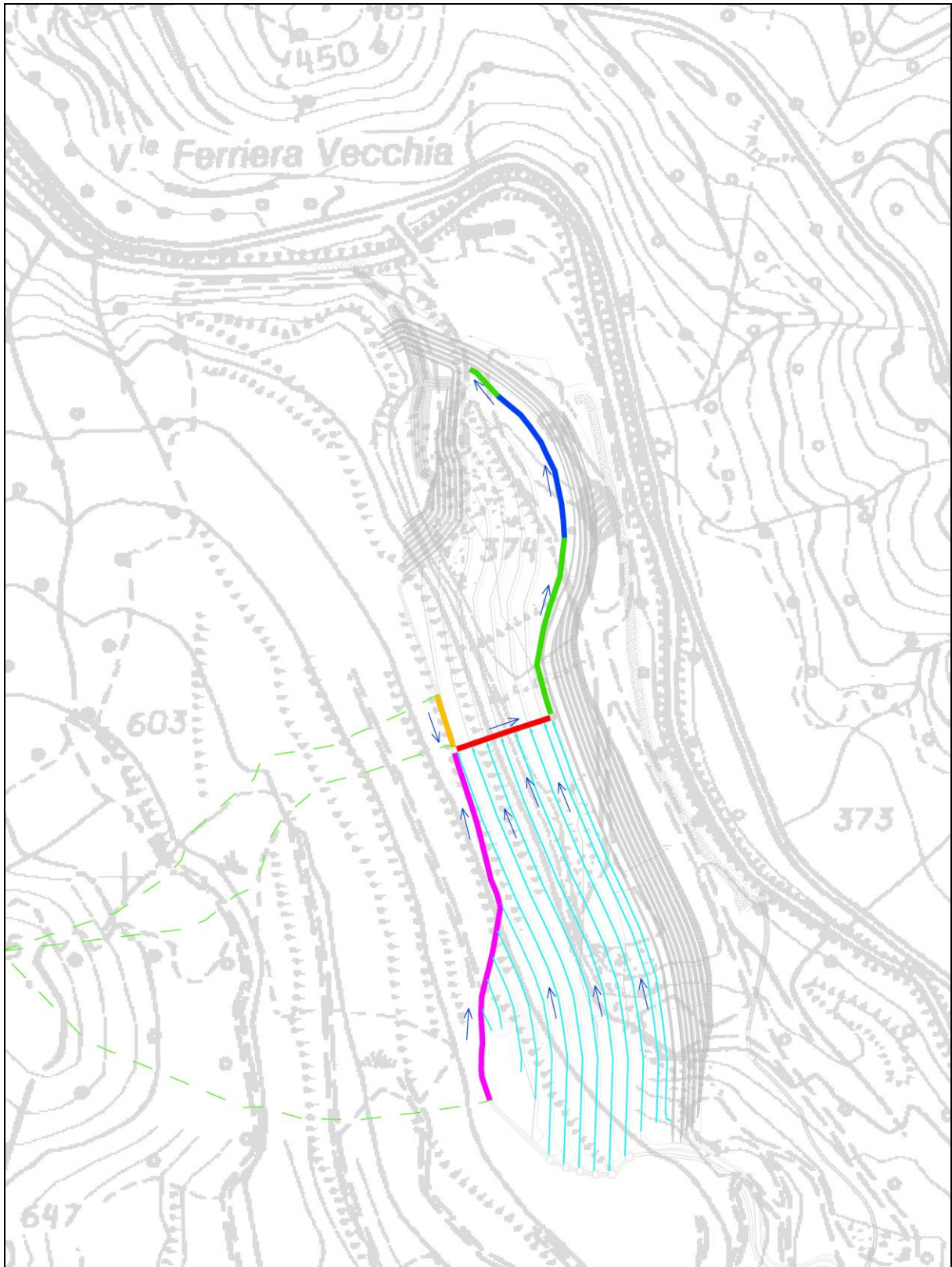


Figura 6 – Compluvio centrale – Schema drenaggio

4.4.2 Dimensionamento canalette lungo banche

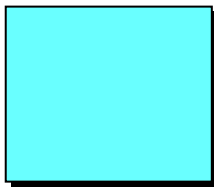
Le canalette lungo le banche sono state dimensionate in moto uniforme secondo quanto descritto in §4.3.1.

Il calcolo è stato eseguito, a favore di sicurezza, considerando le canalette che drenano la banca 9, come rappresentativa delle banche corte (quella con bacino di maggior superficie a fronte di canale a U 30x30), e la banca 1, come rappresentativa delle banche lunghe (quella con bacino di maggior superficie a fronte di canale a U 40x35), e introducendo nel calcolo come valore di pendenza quello minimo di tutto il tratto.

Afflussi Banca 9 - Analisi idrologica				
Dati				
S [km²]	0.00196	L [km]	0.132	i_m(-) 0.214
T [anni]	20			
Parametri pluviometrici				
	a	63.48	n	0.5779
	c	1.0		
Formulazioni	T_c [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]	
<i>Ventura</i>	0.012	0.22	4.97	
<i>Pasini</i>	0.015	0.20	5.58	
<i>Pezzoli</i>	0.016	0.20	5.75	
Portata media affl.		0.21	m³/s	

VERIFICA IDRAULICA CANALETTA RETTANGOLARE - BANCA 9

Base rettangolo (D): **0.30** m
 Altezza rettangolo (H): **0.30** m
 Coefficiente di scabrezza: **65** m^{1/3}/s
 Pendenza del fondo: **6.4** %



D

H

Tirante idraulico [m]	Sezione bagnata [m ²]	Perimetro bagnato [m]	Portata [m ³ /s]	Velocità [m/s]
0.00	0.00	0.00	0.0002	0.00
0.03	0.01	0.36	0.0127	1.41
0.06	0.02	0.42	0.0362	2.01
0.09	0.03	0.48	0.0652	2.41
0.12	0.04	0.54	0.0973	2.70
0.15	0.05	0.60	0.1316	2.92
0.18	0.05	0.66	0.1674	3.10
0.21	0.06	0.72	0.2042	3.24
0.24	0.07	0.78	0.2418	3.36
0.27	0.08	0.84	0.2801	3.46
0.30	0.09	0.90	0.3188	3.54

Portata di progetto = 208.91 l/s

TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.21 m
VELOCITA' =	3.26 m/s
GRADO DI RIEMPIMENTO =	71 %

La portata di competenza della banca 9 defluisce con franco 9 cm lungo la canaletta 30 cm x 30 cm e con velocità 3.26 m/s.

Afflussi Banca 1 - Analisi idrologica			
Dati			
S [km ²]	0.00387	L [km]	0.317
T [anni]	20	i _m (-)	0.125
Parametri pluviometrici			
a	63.48	n	0.5779
c	1		
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m ³ /s]	h pioggia [mm]
Ventura	0.022	0.34	7.07
Pasini	0.033	0.29	8.81
Pezzoli	0.049	0.24	11.16
Portata media affl.		0.29	m³/s

VERIFICA IDRAULICA CANALETTA RETTANGOLARE - BANCA 1

Base rettangolo (D): **0.40** m
 Altezza rettangolo (H): **0.35** m
 Coefficiente di scabrezza: **65** m^{1/3}/s
 Pendenza del fondo: **4.4** %



D

H

Tirante idraulico [m]	Sezione bagnata [m ²]	Perimetro bagnato [m]	Portata [m ³ /s]	Velocità [m/s]
0.00	0.00	0.00	0.0001	0.00
0.04	0.01	0.47	0.0183	1.31
0.07	0.03	0.54	0.0531	1.90
0.11	0.04	0.61	0.0962	2.29
0.14	0.06	0.68	0.1445	2.58
0.18	0.07	0.75	0.1964	2.81
0.21	0.08	0.82	0.2507	2.99
0.25	0.10	0.89	0.3070	3.13
0.28	0.11	0.96	0.3646	3.26
0.32	0.13	1.03	0.4233	3.36
0.35	0.14	1.10	0.4830	3.45

Portata di progetto = 290.44 l/s

TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.23 m
VELOCITA' =	3.09 m/s
GRADO DI RIEMPIMENTO =	67 %

La portata di competenza della banca 1 defluisce con franco 12 cm lungo la canaletta 40 cm x 35 cm e con una velocità di 3.09 m/s.

4.4.3 Dimensionamento linea di drenaggio principale compluvio centrale

Per il dimensionamento della linea di drenaggio principale, comprendente i due fossi di guardia ad ovest dell'abbancamento, il compluvio centrale discendente da esso e il canale terminale lungo la banca 0, si è sviluppato un modello idraulico monodimensionale avente la geometria di progetto, come descritto in § 4.4.1 e nelle tavole dedicate, facendo ricorso al software di modellazione idraulica HEC-RAS. La geometria schematica RAS è riportata in **Figura 7**.

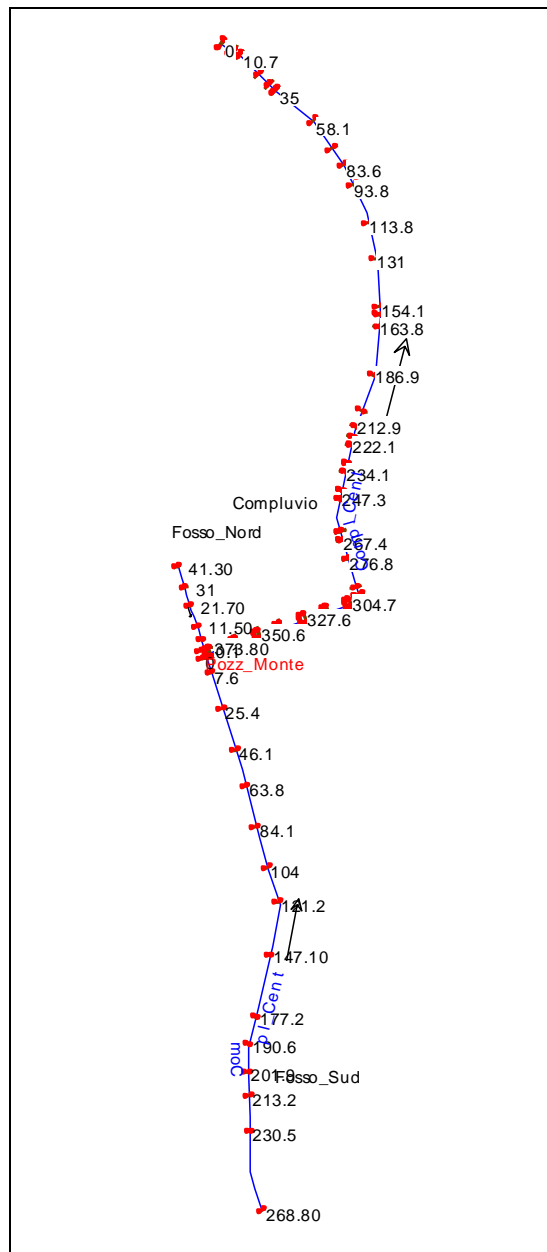


Figura 7 – Compluvio centrale – Geometria RAS

Lungo i tratti corrispondenti ai fossi di guardia sono state interpolate sezioni ogni 3 m, non riportate in figura per chiarezza.

Le portate entranti, di competenza dei singoli tratti, calcolate per tempo di ritorno 20 anni, sono state inserite nel modello all'inizio del ramo sud e del ramo nord.

I bacini di competenza dei due fossi di guardia a Ovest dell'abbancamento sono stati riportati in **Figura 6** (in verde chiaro tratteggiato).

Afflussi Fosso di guardia proveniente da Nord - Analisi idrologica				
Dati				
S [km²]	0.010672	L [km]	0.4	i_m (-) 0.5
T [anni]	20			
Parametri pluviometrici				
a	63.48	n	0.5779	
c	0.8			
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]	
<i>Ventura</i>	0.019	0.81	6.34	
<i>Pasini</i>	0.025	0.72	7.49	
<i>Pezzoli</i>	0.031	0.65	8.54	
Portata media affl.		0.73	m³/s	

Afflussi Fosso di guardia proveniente da Sud - Sez 1-9 (Sezioni Colatore) - Analisi idrologica				
Dati				
S [km²]	0.024391	L [km]	0.4	i_m (-) 0.5
T [anni]	20			
Parametri pluviometrici				
a	63.48	n	0.5779	
c	0.8			
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]	
<i>Ventura</i>	0.028	1.55	8.06	
<i>Pasini</i>	0.033	1.46	8.78	
<i>Pezzoli</i>	0.031	1.49	8.54	
Portata media affl.		1.50	m³/s	

Afflussi Fosso di guardia proveniente da Sud - Sez 1-24 (Sezioni Colatore) - Analisi idrologica				
Dati				
S [km²]	0.060894	L [km]	0.4	i_m (-) 0.5
T [anni]	20			

Parametri pluviometrici			
a	63.48	n	0.5779
c	0.8		
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]
<i>Ventura</i>	0.044	3.20	10.49
<i>Pasini</i>	0.044	3.20	10.48
<i>Pezzoli</i>	0.031	3.72	8.54
Portata media affl.		3.37	m³/s

Afflussi Compluvio centrale trasversale abbancamento (Sezione di chiusura vasca Vi0)- Analisi idrologica			
Dati			
S [km²]	0.103987	L [km]	0.42 i_m (-)
T [anni]	20		0.55
Parametri pluviometrici			
a	63.48	n	0.5779
c	0.86		
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]
<i>Ventura</i>	0.055	5.37	11.92
<i>Pasini</i>	0.051	5.54	11.41
<i>Pezzoli</i>	0.031	6.84	8.55
Portata media affl.		5.91	m³/s

Afflussi da banca 0 verso canale a valle vasca Vi0 - Analisi idrologica			
Dati			
S [km²]	0.0038	L [km]	0.315 i_m (-)
T [anni]	20		0.125
Parametri pluviometrici			
a	63.48	n	0.5779
c	1		
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]
<i>Ventura</i>	0.022	0.33	7.03
<i>Pasini</i>	0.032	0.29	8.75
<i>Pezzoli</i>	0.049	0.24	11.11
Portata media affl.		0.29	m³/s

In testa al fosso di guardia proveniente da Nord, verso la vasca Vi7, la portata utilizzata è pari a $0.73 \text{ m}^3/\text{s}$.

In testa al fosso di guardia proveniente da Sud, verso il pozzetto Vi7, la portata utilizzata è pari a $1.50 \text{ m}^3/\text{s}$, fino alla sezione 9 di progetto, e $3.37 \text{ m}^3/\text{s}$, a valle di essa.

Nel tratto di compluvio centrale fra i pozzetti Vi7 e Vi0, la portata utilizzata è pari a $5.91 \text{ m}^3/\text{s}$; a valle del pozzetto Vi0, lungo il canale, fino al pozzetto Vn0, la portata è pari a $6.20 \text{ m}^3/\text{s}$.

Il modello restituisce i risultati riportati in **Tabella 2**, **Tabella 3** e **Tabella 4** ed i profili da **Figura 8** a **Figura 10**; le velocità sono contenute entro i 4.69 m/s , in corrispondenza dei tratti più pendenti, compatibilmente con le soluzioni progettuali previste; il franco idraulico rispetto alle sponde, è 10 cm minimo.

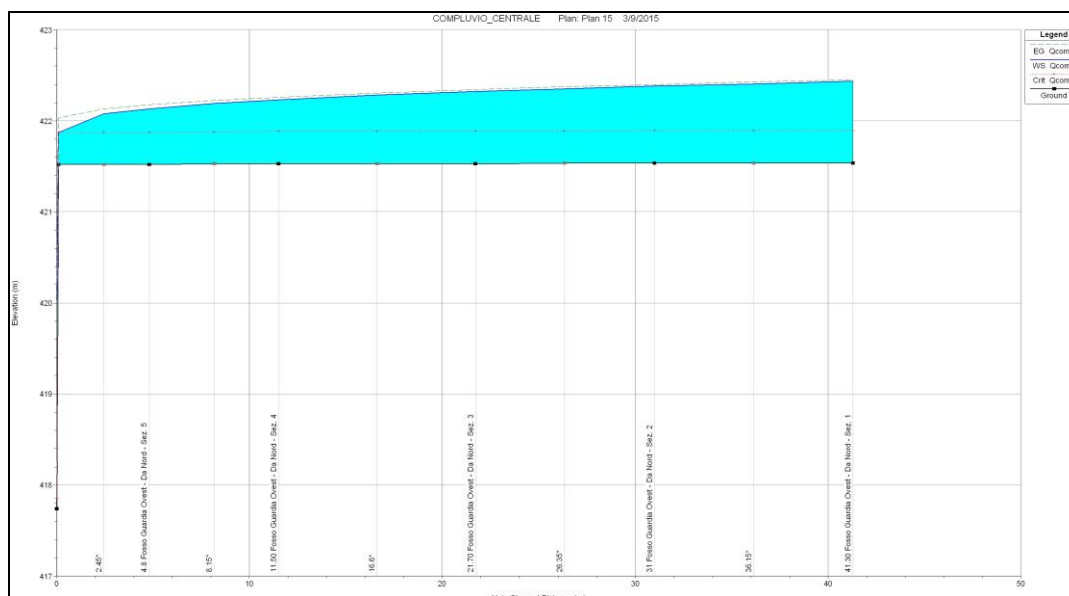


Figura 8 – Complotto Centrale - Fosso guardia da Nord – Profilo RAS

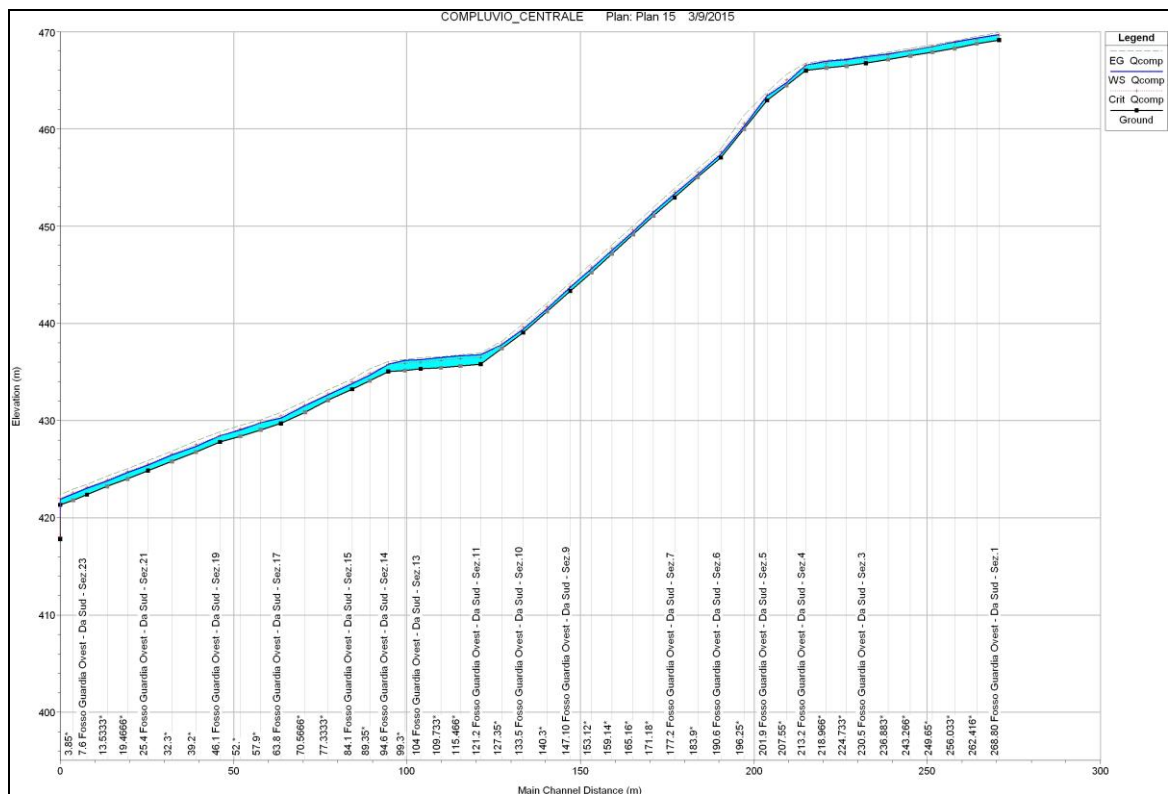


Figura 9 – Compluvio Centrale - Fosso guardia da Sud – Profilo RAS

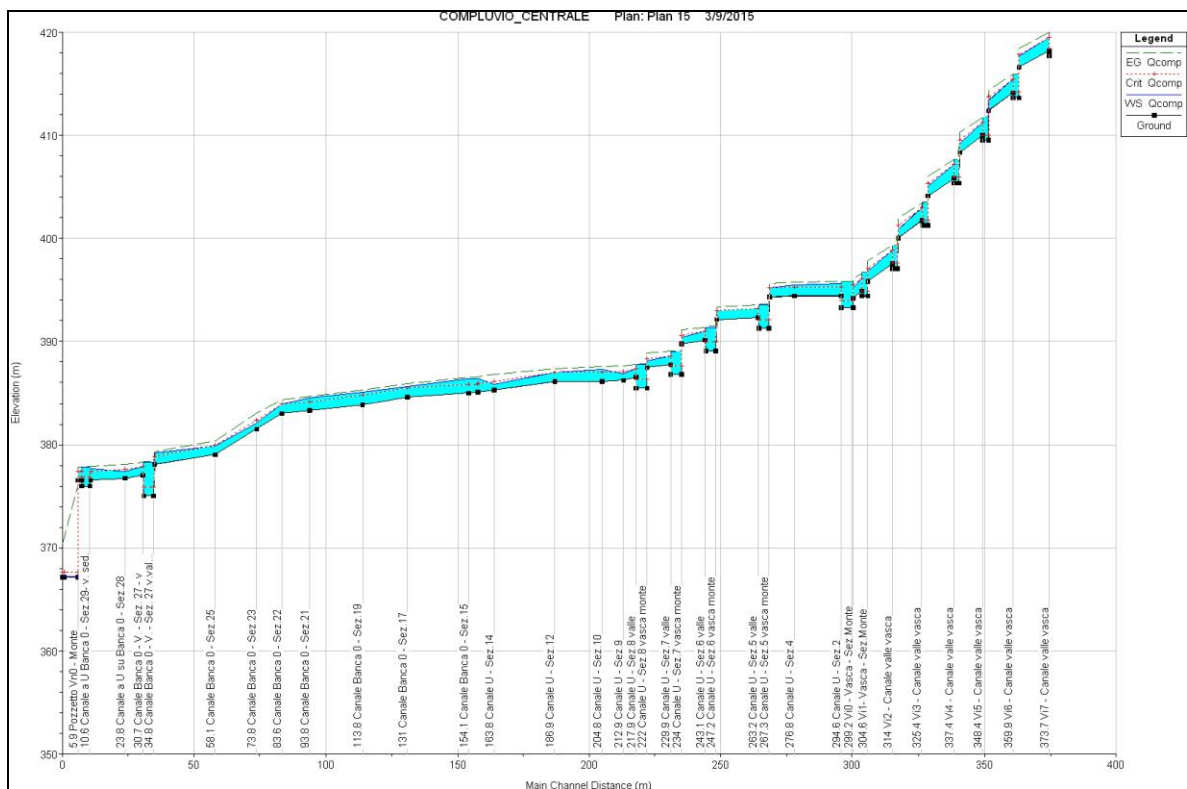


Figura 10 – Compluvio Centrale Fosso Centrale e Fosso Banca 0 – Profilo RAS

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento
	Foglio 33 di 149

4.5 Sistema compluvio nord

4.5.1 Descrizione generale

Il sistema di drenaggio associato al compluvio nord è evidenziato planimetricamente in Figura 11. 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. Il drenaggio avviene in direzione Sud-Nord, seguendo la pendenza delle banche. Immediatamente a monte dello scarico nel compluvio nord, è prevista la disposizione di un pozzetto di sedimentazione in c.a. prefabbricato, a base quadrata di lato 80 cm.

Un fosso di guardia in legname e pietrame (in arancione), 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.

Il fosso di guardia 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.

Il fosso affluisce nel pozzetto Vn8, da cui si diparte il compluvio nord (in rosso).

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 pietrame delle parti esposte, che assume funzione di pozzetto di salto, al fine di ridurre la pendenza della porzione di canale a valle di esso e quindi la velocità, e di sedimentazione.

I pozzetti, dal Vn1 al Vn8, hanno dimensione planimetrica interna, a filo rivestimento in pietrame, pari a 300 cm x 400 cm (esterne 500x600). Il salto coperto all'interno del pozzetto 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 nel pozzetto di salto Vn0.

Lungo il compluvio nord, i canali di collegamento fra i pozzetti dal Vn8 al Vn0 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.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento</p>	<p>Foglio 34 di 149</p>

Il pozzetto Vn0 è un pozzetto in c.a. gettato in opera, finalizzato a coprire il salto fra la quota della banca 0 e il piano campagna a Nord delle terre armate in progetto. Esso ha dimensioni planimetriche interne 500 cm x 500 cm ed è alto 1090 cm.

Dal suo fondo, si diparte un canale chiuso in c.a. gettato in opera (in verde) a sezione rettangolare di dimensioni interne 300 cm x 180 cm, che si sviluppa per 25 m circa, sottopassando le terre rinforzate, a veicolare le acque fino al vasca Vv; quest'ultima, in c.a gettata in opera, ha dimensioni di base interne, a filo rivestimento in pietrame, pari a 500 cm x 630 cm ed altezza 362 cm. La vasca è rivestita con massi cementati ed è dotata di parapetto di protezione.

Da esso si diparte un canale (in blu) rivestito in massi cementati che si sviluppa per 43 m circa, di 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, dalla quale si diparte il canale terminale, rivestito in massi cementati, di scarico verso il recettore finale, Torrente Lemme.

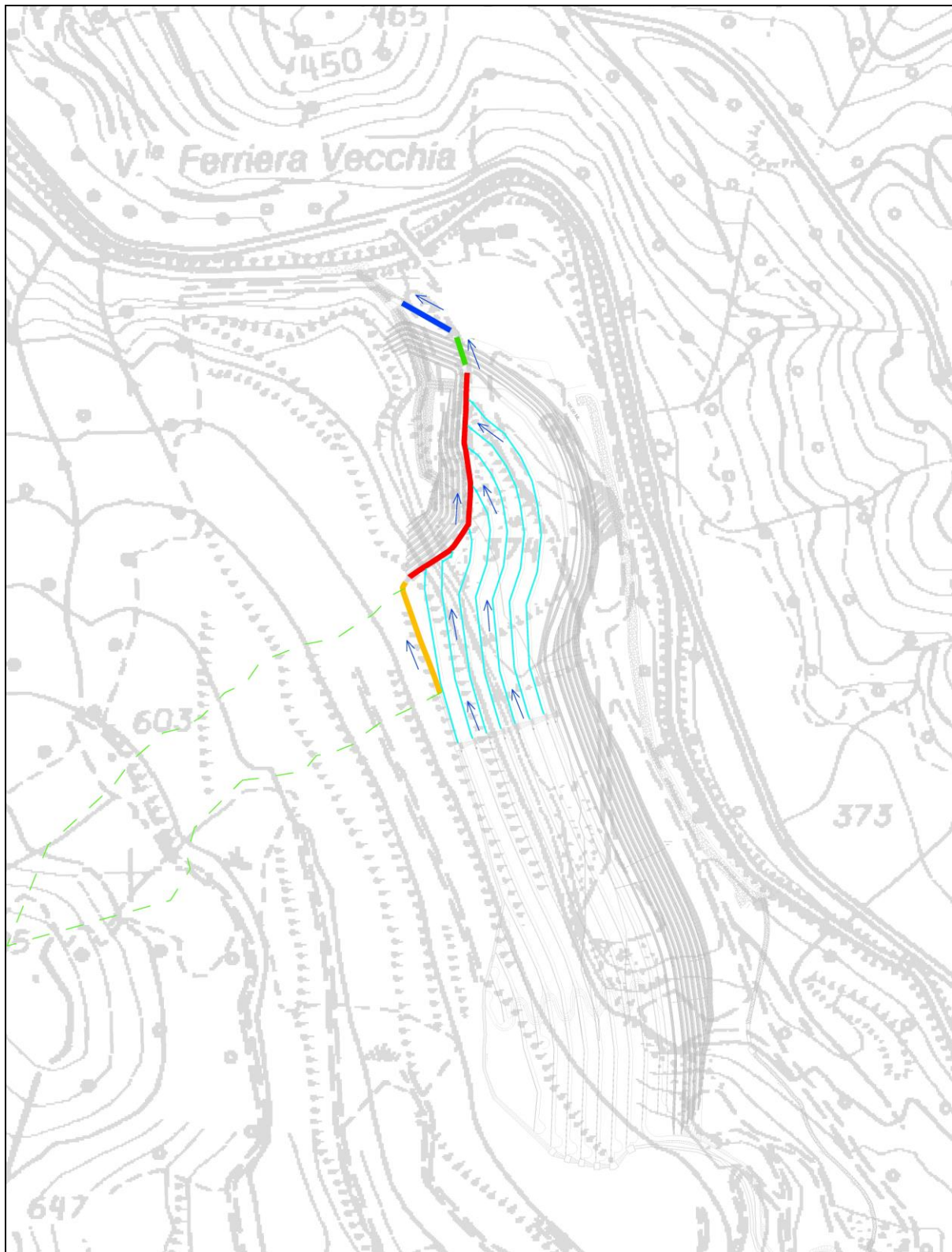


Figura 11 – Compluvio nord – Schema drenaggio

4.5.2 Dimensionamento canalette lungo banche

Le canalette lungo le banche sono state dimensionate ipotizzando condizioni di moto uniforme, secondo quanto descritto in §4.3.1.

Il calcolo è stato eseguito, a favore di sicurezza, considerando le canalette che drenano la banca 7, come rappresentativa delle banche corte (sezione a U 50x35), e la banca 1, come rappresentativa delle banche lunghe (sezione a U 50x35); è stato introdotto cautelativamente nel calcolo il valore di pendenza minimo di tutto il tratto.

Afflussi Banca 1 - sez.9-12 (Sezioni di progetto deposito) - Analisi idrologica			
Dati			
S [km²]	0.0015	L [km]	0.118
T [anni]	20	i_m (-)	0.037
Parametri pluviometrici			
a	63.48	n	0.5779
c	1		
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]
<i>Ventura</i>	0.025	0.12	7.61
<i>Pasini</i>	0.031	0.11	8.58
<i>Pezzoli</i>	0.034	0.11	8.92
Portata media affl.		0.12	m³/s

VERIFICA IDRAULICA CANALETTA RETTANGOLARE - BANCA 1 - SEZ- 9-12

Base rettangolo (D): **0.50** m
 Altezza rettangolo (H): **0.35** m
 Coefficiente di scabrezza: **65** m^{1/3}/s
 Pendenza del fondo: **0.25** %



D

H

Tirante idraulico [m]	Sezione bagnata [m ²]	Perimetro bagnato [m]	Portata [m ³ /s]	Velocità [m/s]
0.00	0.00	0.00	0.0000	0.00
0.04	0.02	0.57	0.0056	0.32
0.07	0.04	0.64	0.0164	0.47
0.11	0.05	0.71	0.0301	0.57
0.14	0.07	0.78	0.0456	0.65
0.18	0.09	0.85	0.0625	0.71
0.21	0.11	0.92	0.0803	0.76
0.25	0.12	0.99	0.0989	0.81
0.28	0.14	1.06	0.1180	0.84
0.32	0.16	1.13	0.1376	0.87
0.35	0.18	1.20	0.1576	0.90

Portata di progetto = 116.64 l/s

TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.28 m
VELOCITA' =	0.84 m/s
GRADO DI RIEMPIMENTO =	79 %

La portata di competenza della banca 1 nel tratto compreso tra le sezioni 9 e 12 considerate defluisce con franco 7 cm lungo la canaletta 50 cm x 35 cm e con una velocità di 0.84 m/s.

Afflussi Banca 1 - sez.12-16 (Sezioni di progetto deposito) - Analisi idrologica					
Dati					
S [km ²]	0.00266	L [km]	0.207	i _m (-)	0.035
T [anni]	20				
Parametri pluviometrici					
a	63.48	n	0.5779		
c	1				
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m ³ /s]	h pioggia [mm]		
Ventura	0.035	0.19	9.16		
Pasini	0.047	0.17	10.89		
Pezzoli	0.061	0.15	12.60		
Portata media affl.	0.17 m³/s				

VERIFICA IDRAULICA CANALETTA RETTANGOLARE - BANCA 1 - SEZ- 12-16

Base rettangolo (D): **0.50** m
 Altezza rettangolo (H): **0.35** m
 Coefficiente di scabrezza: **65** m^{1/3}/s
 Pendenza del fondo: **0.67** %



D

H

Tirante idraulico [m]	Sezione bagnata [m ²]	Perimetro bagnato [m]	Portata [m ³ /s]	Velocità [m/s]
0.00	0.00	0.00	0.0001	0.00
0.04	0.02	0.57	0.0091	0.52
0.07	0.04	0.64	0.0268	0.77
0.11	0.05	0.71	0.0492	0.94
0.14	0.07	0.78	0.0747	1.07
0.18	0.09	0.85	0.1023	1.17
0.21	0.11	0.92	0.1314	1.25
0.25	0.12	0.99	0.1618	1.32
0.28	0.14	1.06	0.1932	1.38
0.32	0.16	1.13	0.2253	1.43
0.35	0.18	1.20	0.2580	1.47

Portata di progetto = 171.59 l/s

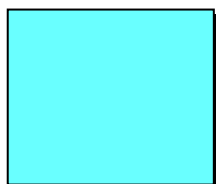
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.26 m
VELOCITA' =	1.34 m/s
GRADO DI RIEMPIMENTO =	73 %

La portata di competenza della banca 1 nel tratto compreso tra le sezioni 12 e 16 considerate defluisce con franco 9 cm lungo la canaletta 50 cm x 35 cm e con una velocità di 1.34 m/s.

Afflussi Banca 1 - sez.16-19 (Sezioni di progetto deposito)- Analisi idrologica					
Dati					
S [km ²]	0.00336	L [km]	0.265	i _m (-)	0.058
T [anni]	20				
Parametri pluviometrici					
a	63.48	n	0.5779		
c	1				
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m ³ /s]	h pioggia [mm]		
Ventura	0.031	0.26	8.45		
Pasini	0.043	0.22	10.30		
Pezzoli	0.060	0.19	12.53		
Portata media affl.	0.23 m ³ /s				

VERIFICA IDRAULICA CANALETTA RETTANGOLARE - BANCA 1 - SEZ- 16-19

Base rettangolo (D): **0.50** m
 Altezza rettangolo (H): **0.35** m
 Coefficiente di scabrezza: **65** m^{1/3}/s
 Pendenza del fondo: **7.3** %



D

H

Tirante idraulico [m]	Sezione bagnata [m ²]	Perimetro bagnato [m]	Portata [m ³ /s]	Velocità [m/s]
0.00	0.00	0.00	0.0002	0.00
0.04	0.02	0.57	0.0301	1.72
0.07	0.04	0.64	0.0886	2.53
0.11	0.05	0.71	0.1624	3.09
0.14	0.07	0.78	0.2464	3.52
0.18	0.09	0.85	0.3375	3.86
0.21	0.11	0.92	0.4339	4.13
0.25	0.12	0.99	0.5342	4.36
0.28	0.14	1.06	0.6377	4.55
0.32	0.16	1.13	0.7436	4.72
0.35	0.18	1.20	0.8515	4.87

Portata di progetto = 225.52 l/s

TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.13 m
VELOCITA' =	3.43 m/s
GRADO DI RIEMPIMENTO =	38 %

La portata di competenza della banca 1 nel tratto compreso tra le sezioni 16 e 19 considerate defluisce con franco 22 cm lungo la canaletta 50 cm x 35 cm e con una velocità di 3.43 m/s.

Afflussi Banca 7 - Analisi idrologica			
Dati			
S [km ²]	0.00085	L [km]	0.141
T [anni]	20	i _m (-)	0.044
Parametri pluviometrici			
a	63.48	n	0.5779
c	1		
Formulazioni			
Tc [ore]	Q[m ³ /s]	h pioggia [mm]	
Ventura	0.018	0.08	6.16
Pasini	0.025	0.07	7.59
Pezzoli	0.037	0.06	9.44
Portata media affl.		0.07	m³/s

VERIFICA IDRAULICA CANALETTA RETTANGOLARE - BANCA 7

Base rettangolo (D): **0.50** m
 Altezza rettangolo (H): **0.35** m
 Coefficiente di scabrezza: **65** m^{1/3}/s
 Pendenza del fondo: **0.2** %



D

H

Tirante idraulico [m]	Sezione bagnata [m ²]	Perimetro bagnato [m]	Portata [m ³ /s]	Velocità [m/s]
0.00	0.00	0.00	0.0000	0.00
0.04	0.02	0.57	0.0050	0.29
0.07	0.04	0.64	0.0147	0.42
0.11	0.05	0.71	0.0269	0.51
0.14	0.07	0.78	0.0408	0.58
0.18	0.09	0.85	0.0559	0.64
0.21	0.11	0.92	0.0718	0.68
0.25	0.12	0.99	0.0884	0.72
0.28	0.14	1.06	0.1055	0.75
0.32	0.16	1.13	0.1231	0.78
0.35	0.18	1.20	0.1409	0.81

Portata di progetto = 70.89 l/s

TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.21 m
VELOCITA' =	0.68 m/s
GRADO DI RIEMPIMENTO =	59 %

La portata di competenza della banca 7 defluisce con franco 14 cm lungo la canaletta 50 cm x 35 cm e con una velocità di 0.68 m/s.

4.5.3 Dimensionamento linea di drenaggio principale compluvio nord

Per il dimensionamento della linea di drenaggio principale, comprendente il fosso di guardia ad ovest dell'abbancamento, il compluvio nord discendente da esso, al suo estremo nord, ed il canale terminale fino alla vasca di sedimentazione finale, si è ricorso al software di modellazione idraulica HEC-RAS. La geometria schematica RAS è riportata in Figura 12.

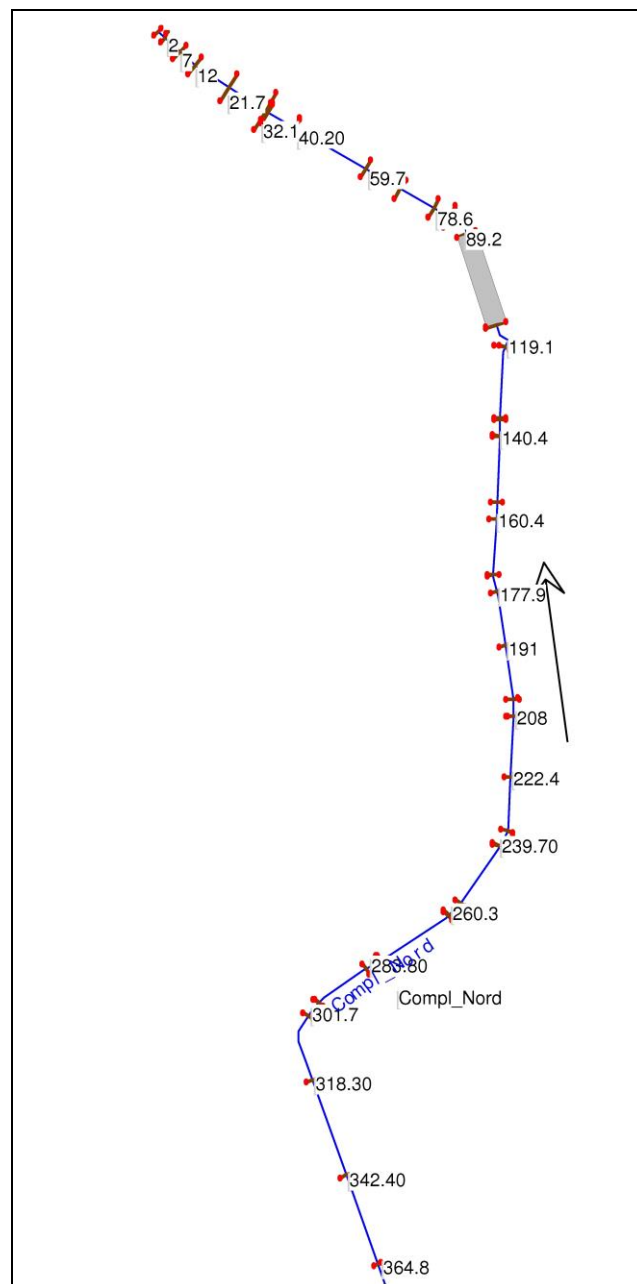


Figura 12 – Compluvio nord – Geometria RAS

Le portate entranti, di competenza dei singoli tratti, calcolate per tempo di ritorno 20 anni, sono state inserite nel modello all'inizio di ogni tratto.

Il bacino di competenza del fosso di guardia a Ovest dell'abbancamento è stato riportato in Figura 11 (in verde chiaro tratteggiato).

Afflussi vasca Vn8 - Analisi idrologica					
Dati					
S [km²]	0.027663	L [km]	0.4	i_m (-)	0.66
T [anni]	20				
Parametri pluviometrici					
a	63.48	n	0.5779		
c	0.8				
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]		
<i>Ventura</i>	0.026	1.82	7.71		
<i>Pasini</i>	0.030	1.72	8.31		
<i>Pezzoli</i>	0.027	1.79	7.89		
Portata media affl.	1.78 m³/s				

Afflussi vasca Vn7 - Analisi idrologica					
Dati					
S [km²]	0.028510	L [km]	0.41	i_m (-)	0.65
T [anni]	20				
Parametri pluviometrici					
a	63.48	n	0.5779		
c	0.81				
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]		
<i>Ventura</i>	0.027	1.87	7.81		
<i>Pasini</i>	0.030	1.77	8.43		
<i>Pezzoli</i>	0.028	1.83	8.03		
Portata media affl.	1.83 m³/s				

Afflussi vasca Vn6 - Analisi idrologica					
Dati					
S [km²]	0.030241	L [km]	0.425	i_m (-)	0.64
T [anni]	20				
Parametri pluviometrici					
a	63.48	n	0.5779		
c	0.82				

Formulazioni	Tc [ore]	Q[m ³ /s]	h pioggia [mm]
Ventura	0.028	1.98	7.98
Pasini	0.032	1.87	8.63
Pezzoli	0.029	1.94	8.24
Portata media affl.		1.93 m³/s	

Afflussi vasca Vn5 - Analisi idrologica				
Dati				
S [km ²]	0.032318	L [km]	0.438	i _m (-) 0.63
T [anni]	20			
Parametri pluviometrici				
a	63.48	n	0.5779	
c	0.83			
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m ³ /s]	h pioggia [mm]	
Ventura	0.029	2.11	8.17	
Pasini	0.033	2.00	8.83	
Pezzoli	0.030	2.06	8.42	
Portata media affl.		2.06 m³/s		

Afflussi vasca Vn4 - Analisi idrologica				
Dati				
S [km ²]	0.034613	L [km]	0.45	i _m (-) 0.63
T [anni]	20			
Parametri pluviometrici				
a	63.48	n	0.5779	
c	0.84			
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m ³ /s]	h pioggia [mm]	
Ventura	0.030	2.26	8.34	
Pasini	0.034	2.14	8.99	
Pezzoli	0.031	2.22	8.56	
Portata media affl.		2.20 m³/s		

Afflussi vasca Vn3 - Analisi idrologica				
Dati				
S [km ²]	0.037359	L [km]	0.464	i _m (-) 0.63
T [anni]	20			
Parametri pluviometrici				
a	63.48	n	0.5779	

	c	0.85	
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]
<i>Ventura</i>	0.031	2.43	8.52
<i>Pasini</i>	0.035	2.30	9.18
<i>Pezzoli</i>	0.032	2.39	8.71
Portata media affl.		2.38	m³/s

Afflussi vasca Vn2 - Analisi idrologica				
Dati				
S [km²]	0.040216	L [km]	0.477	i_m (-) 0.62
T [anni]	20			
Parametri pluviometrici				
	a	63.48	n	0.5779
	c	0.86		
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]	
<i>Ventura</i>	0.032	2.60	8.75	
<i>Pasini</i>	0.037	2.47	9.40	
<i>Pezzoli</i>	0.033	2.57	8.89	
Portata media affl.		2.55	m³/s	

Afflussi vasca Vn1 - Analisi idrologica				
Dati				
S [km²]	0.043545	L [km]	0.477	i_m (-) 0.62
T [anni]	20			
Parametri pluviometrici				
	a	63.48	n	0.5779
	c	0.87		
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]	
<i>Ventura</i>	0.034	2.80	8.95	
<i>Pasini</i>	0.038	2.67	9.55	
<i>Pezzoli</i>	0.033	2.82	8.89	
Portata media affl.		2.76	m³/s	

In testa al fosso di guardia proveniente da Sud, verso la vasca Vn8, la portata utilizzata è pari a 1.78 m³/s.

Nel tratto di compluvio nord fra le vasche Vn8 e Vn0, la portata utilizzata incrementa fino a 2.55 m³/s.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento</p>	<p>Foglio 45 di 149</p>

Nel tratto finale, tra la vasca di confluenza Vn0 e la vasca di sedimentazione finale, la portata utilizzata è pari a 8.96 m³/s considerando il contributo del canale di scarico lungo la banca 0 proveniente dal compluvio centrale.

Il modello restituisce i risultati riportati in **Tabella 5** ed i profili; le velocità sono contenute entro i 4.27 m/s nel tratto di fosso rivestito con legname e pietrame e 5.98 m/s nel tratto rivestito con massi cementati, compatibilmente con le soluzioni progettuali previste; il franco idraulico rispetto alle sponde è 10 cm minimo.

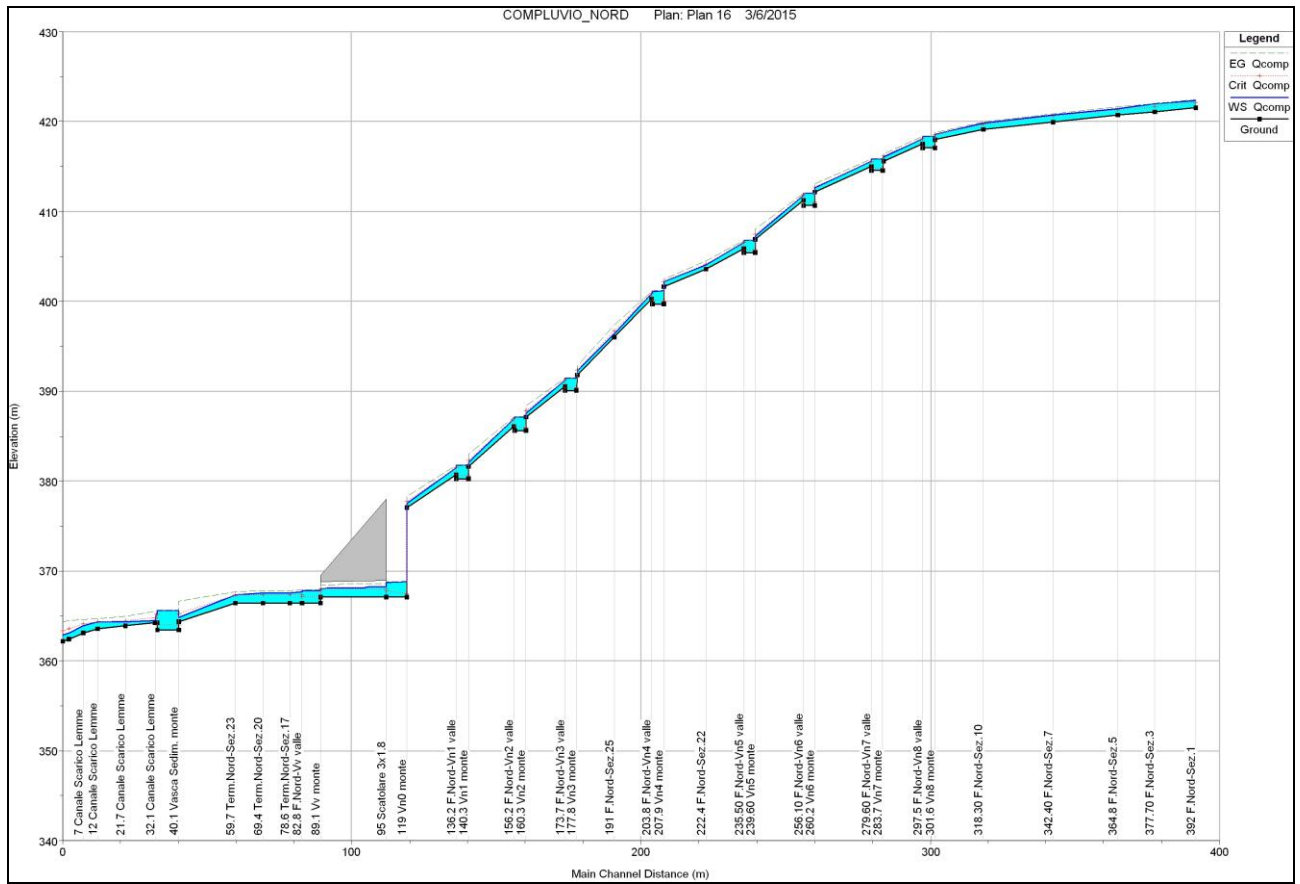


Figura 13 – Compluvio Nord – Profilo RAS

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento	Foglio 48 di 149

4.5.4 Verifica in moto uniforme scatolare tra le vasche Vn0 e Vy

In corrispondenza dello scatolare 300 cm x 180 cm, presente al termine della linea del compluvio, è stata realizzata anche la verifica in moto uniforme della capacità di smaltimento della sezione.

La portata di riferimento nel tratto, pari a 8.96 m³/s, è smaltita dalla sezione con grado di riempimento pari al 77%, corrispondente ad un tirante di circa 1.39 m; tale valore è compatibile con quanto calcolato con il modello RAS.

VERIFICA IDRAULICA SCATOLARE 300x180 - COMPLUVIO NORD

La sezione è schematizzata come un canale chiuso di forma assimilabile alla sottostante figura (rettangolo sovrastato da semicerchio).

Quando il tirante idraulico sarà contenuto all'interno della sezione ($\leq H$) la scala di deflusso avrà andamento pressochè rettilineo.

Quando supererà il valore H l'andamento evolverà in curvilineo. Per questo motivo, per un tirante maggiore di H , si è diminuito il passo dell'analisi Tirante-Portata rispetto al caso di tirante minore di H .

Base rettangolo (D): **3.00** m

Altezza rettangolo (H): **1.80** m

Coefficiente di scabrezza: **60** $m^{1/3}/s$

Pendenza del fondo: **0.2** %



D

H

Tirante idraulico [m]	Sezione bagnata [m ²]	Perimetro bagnato [m]	Portata [m ³ /s]	Velocità [m/s]
0.00	0.00	0.00	0.0000	0.00
0.18	0.54	3.36	0.4283	0.79
0.36	1.08	3.72	1.2706	1.18
0.54	1.62	4.08	2.3483	1.45
0.72	2.16	4.44	3.5851	1.66
0.90	2.70	4.80	4.9368	1.83
1.08	3.24	5.16	6.3749	1.97
1.26	3.78	5.52	7.8800	2.08
1.44	4.32	5.88	9.4382	2.18
1.62	4.86	6.24	11.0392	2.27
1.80	5.40	6.60	9.8736	1.83

Portata di progetto = 8960.00 l/s

TIRANTE IDRAULICO (m) =

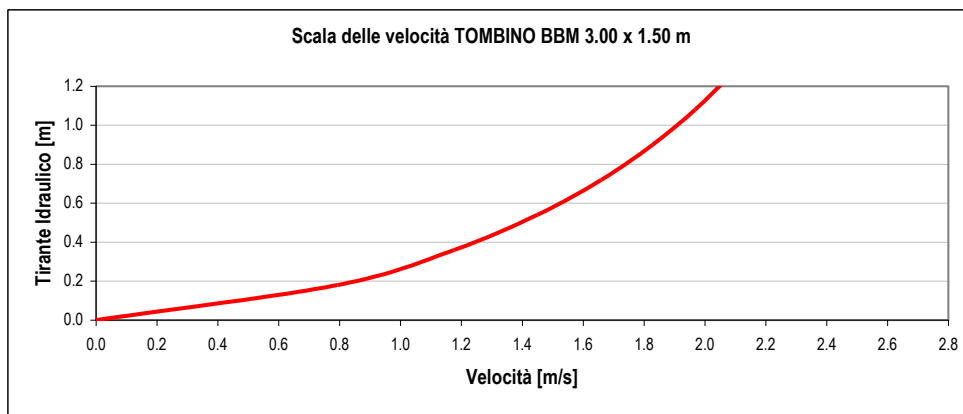
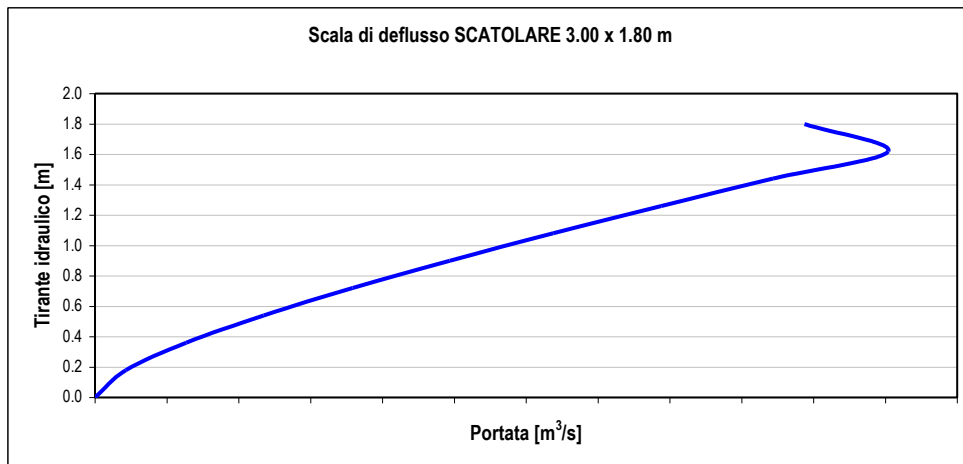
1.39 m

VELOCITA' =

2.16 m/s

GRADO DI RIEMPIMENTO =

77 %



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento Foglio 50 di 149

4.6 Sistema compluvio sud

4.6.1 Descrizione generale

Il sistema di drenaggio associato al compluvio sud è evidenziato in Figura 14.

Il fosso di guardia (in arancione), 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.

Esso è realizzato in legname e pietrame, secondo le tecniche di ingegneria naturalistica.

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 Vs8, da cui diparte un canale discendente lungo il versante che si sviluppa in cinque salti, fino alla vasca Vs3 (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 della porzione di canale a valle di esso e la velocità della corrente, oltre a consentire la sedimentazione al suo interno.

Le vasche Vs8, Vs7, Vs6, Vs5, Vs4 e Vs3 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.

Il canale in entrata da Vs8 ha base minore 100 cm, base maggiore 440 cm, altezza 170 cm e pendenza sponde 1/1. Il canale in uscita da Vs8 ha base minore 100 cm, base maggiore 450 cm, altezza 350 cm e pendenza sponde 2/1.

I canali in entrata in Vs7, Vs6, Vs5, Vs4 e Vs3 hanno base minore 100 cm, base maggiore 200 cm, altezza 100 cm e pendenza sponde 2/1.

I canali in uscita da Vs4, Vs5, Vs6 e Vs7 hanno base minore 100 cm, base maggiore 450 cm, altezza 350 cm e pendenza sponde 2/1.

Dalla vasca Vs3, si diparte un canale a U in c.a. (in blu), 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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento</p>	<p>Foglio 51 di 149</p>

raccoglie le acque di versante che su di esso insistono, e termina nel pozzetto in c.a. Vs2, avente dimensioni interne, a filo rivestimento in pietrame, pari a 300 cm x 300 cm.

Dal pozzetto Vs2, una tubazione Di1400 in c.a.v. (in viola) sottopassa la viabilità e conduce le acque nel pozzetto Vs1, avente le stesse caratteristiche del pozzetto Vs2.

Dal pozzetto Vs1 e fino al pozzetto Vs0, si sviluppa un canale in legname e pietrame avente sezione variabile, con sezione minima di base minore 200 cm, base maggiore compresa tra 300 e 468 cm, altezza compresa tra 100 e 268 cm e pendenza sponde 2/1.

L'ultimo tratto del colatore Sud si sviluppa a valle del pozzetto Vs0; esso è costituito da un manufatto scatolare in c.a., con base 200 cm ed altezza 130 cm (in marrone), 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 azzurro), 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.

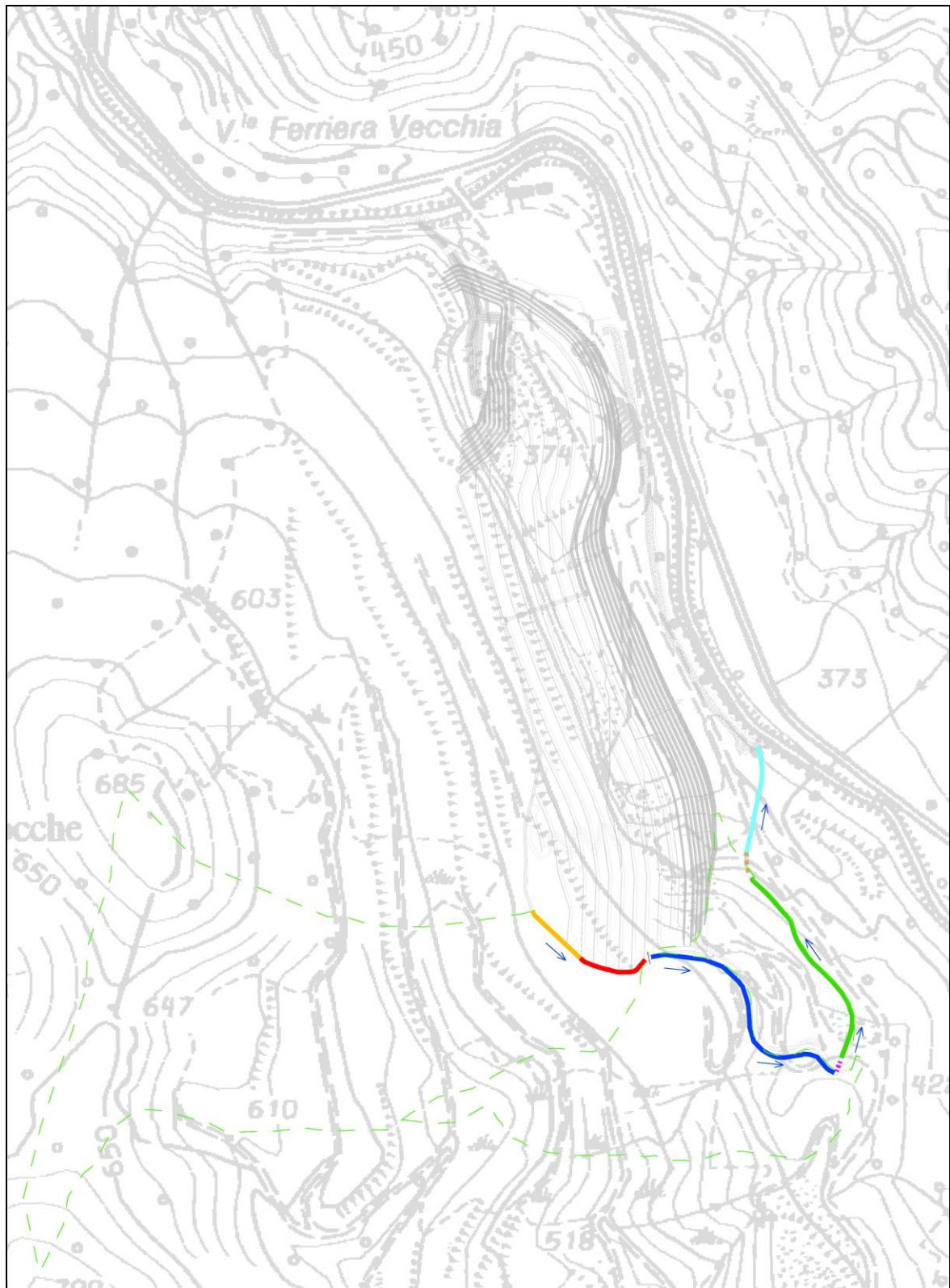


Figura 14 – Sistema pluviometrico sud – Schema drenaggio

4.6.2 Dimensionamento linea di drenaggio principale compluvio sud

La geometria schematica RAS è riportata in Figura 15.

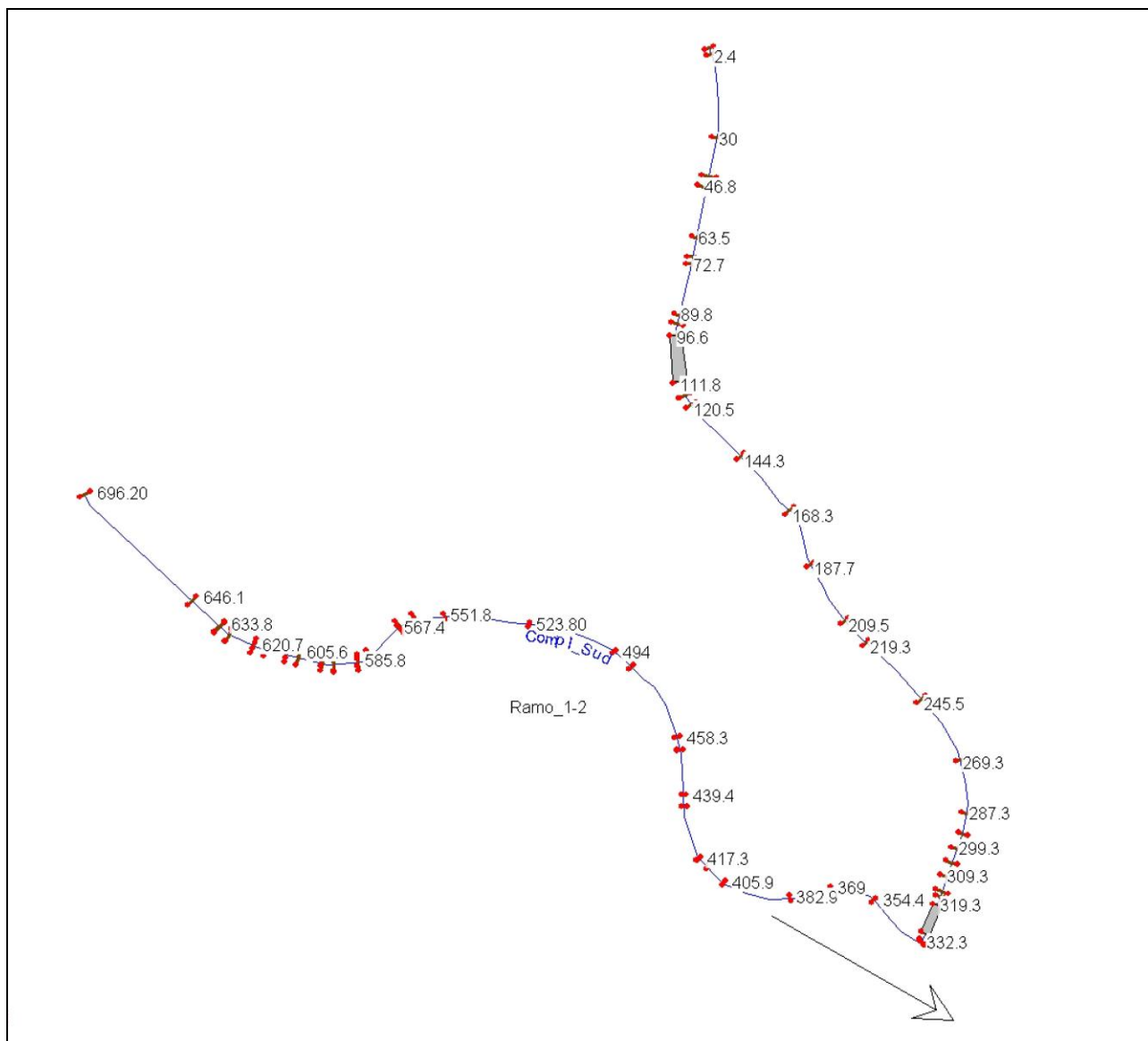


Figura 15 – Sistema compluvio sud – Geometria RAS

Le portate entranti, di competenza dei singoli tratti, calcolate per tempo di ritorno 20 anni, sono state inserite nel modello all'inizio di ogni tratto.

Il bacino di competenza del fosso di guardia dell'abbancamento e del canale a monte della strada di accesso sono stati riportati in **Figura 14** (in verde chiaro tratteggiato).

Afflussi - Tratto fosso di guardia e compluvio discendente banche alte (sezione di chiusura Vs3)- Analisi idrologica				
Dati				
S [km²]	0.097700	L [km]	0.58	i_m (-) 0.41
T [anni]	20			
Parametri pluviometrici				
	a	63.48	n	0.5779
	c	0.8		
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]	
<i>Ventura</i>	0.062	4.45	12.74	
<i>Pasini</i>	0.065	4.38	13.06	
<i>Pezzoli</i>	0.050	4.89	11.22	
Portata media affl.	4.57		m³/s	

Afflussi - Tratto monte viabilità di accesso (sezione di chiusura Vs2)- Analisi idrologica				
Dati				
S [km²]	0.137530	L [km]	0.7	i_m (-) 0.35
T [anni]	20			
Parametri pluviometrici				
	a	63.48	n	0.5779
	c	0.8		
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]	
<i>Ventura</i>	0.080	5.64	14.72	
<i>Pasini</i>	0.084	5.53	15.13	
<i>Pezzoli</i>	0.065	6.15	13.09	
Portata media affl.	5.77		m³/s	

Afflussi - Tratto valle viabilità di accesso (sezione di chiusura scarico t. Lemme) - Analisi idrologica				
Dati				
S [km²]	0.152530	L [km]	0.8	i_m (-) 0.36
T [anni]	20			
Parametri pluviometrici				
	a	63.48	n	0.5779
	c	0.8		

Formulazioni	Tc [ore]	Q[m³/s]	h pioggia [mm]
<i>Ventura</i>	0.083	6.16	15.04
<i>Pasini</i>	0.089	5.97	15.71
<i>Pezzoli</i>	0.073	6.48	14.02
Portata media affl.		6.20	m³/s

In testa al fosso di guardia proveniente da Nord, fino al pozzetto Vs3, la portata utilizzata è pari a 4.57 m³/s; nel tratto fra i pozzetti Vs3 e Vs2, la portata utilizzata è 5.77 m³/s. Nel tratto finale, tra il pozzetto di confluenza Vs2 e lo scarico finale, la portata utilizzata è pari a 6.2 m³/s.

Il modello restituisce i risultati riportati in Tabella 6 ed il profilo che segue; le velocità nel tratto in legname pietrame sono contenute entro i 4.83 m/s, nei tratti più pendenti, compatibilmente con le soluzioni progettuali previste. Nel canale ad U rivestito in massi cementati le velocità arrivano a 7.40 m/s, mentre nel tratto terminale di scarico nel t. Lemme le velocità arrivano a 10.49 m/s.

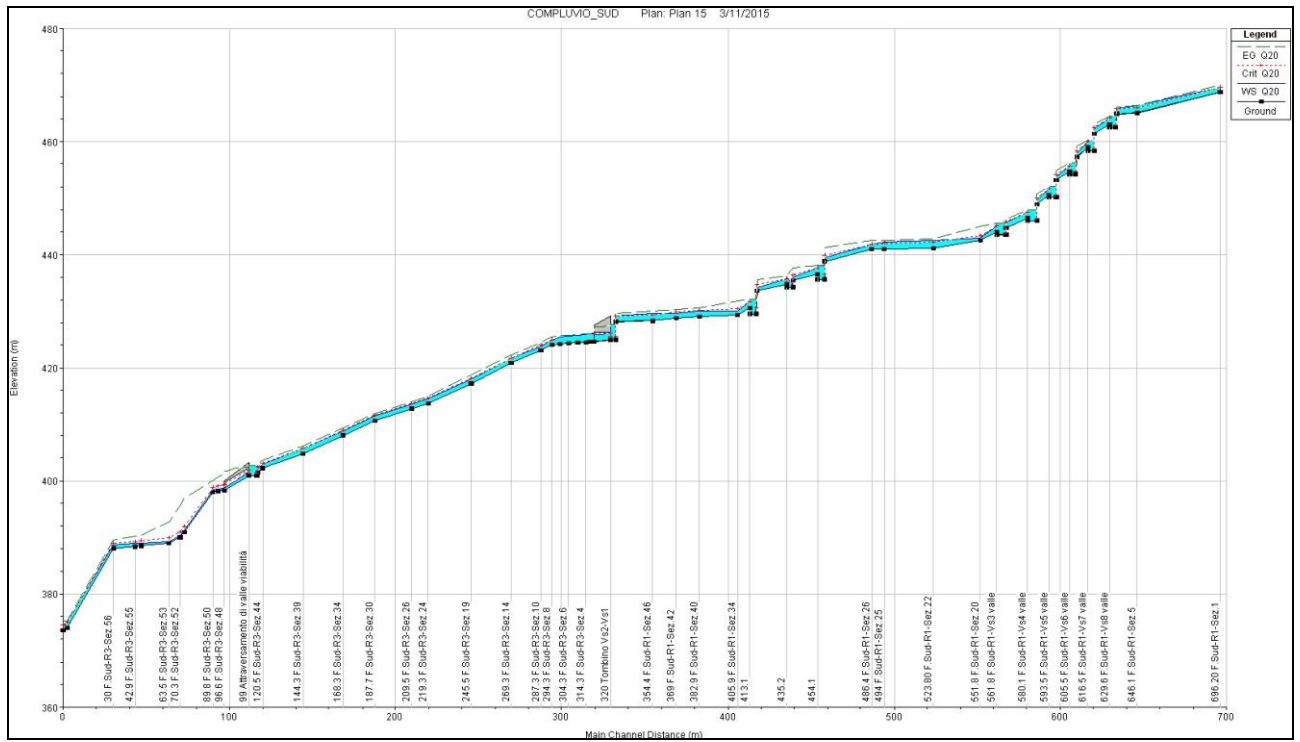


Figura 16 – Compluvio Sud – Profilo RAS

4.6.3 Verifica in moto uniforme tubazioni

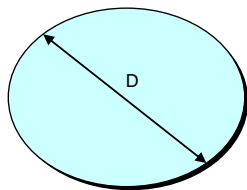
In corrispondenza delle tubazioni, presenti lungo le linee del compluvio, è stata realizzata anche la verifica in moto uniforme della capacità di smaltimento della sezione.

Per quanto riguarda la tubazione $V_{s2}-V_{s1}$ in cls Di1400, la portata di riferimento nel tratto, pari a $5.77 \text{ m}^3/\text{s}$, è smaltita dalla sezione con grado di riempimento pari al 89%, corrispondente ad un tirante di circa 125 cm; tale valore è compatibile con quanto calcolato con il modello RAS.

VERIFICA IDRAULICA TUBAZIONE COLATORE RAMO SUD - VS2-VS1

Tubazione in c.a. - DN 1400

Pendenza tubazione i_t	0.014
Coefficiente di scabrezza $k_s \text{ (m}^{1/3}\text{/s)}$	60
D tubazione (m)	1.400
velocità corrente $v \text{ (m/s)}$	3.971

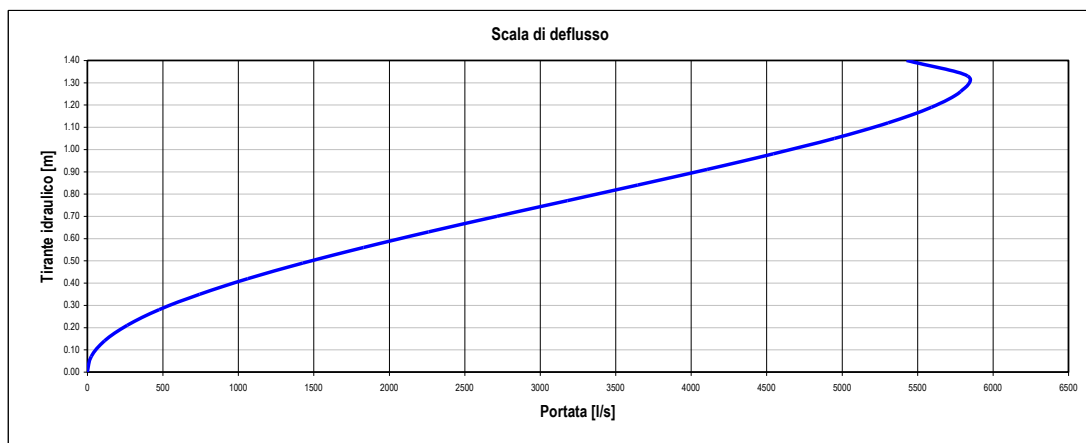


Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m ²)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.07	0.03	0.63	0.05	0.91	26.06
0.10	0.14	0.08	0.90	0.09	1.41	113.32
0.15	0.21	0.14	1.11	0.13	1.82	263.83
0.20	0.28	0.22	1.30	0.17	2.17	475.30
0.25	0.35	0.30	1.47	0.21	2.47	743.48
0.30	0.42	0.39	1.62	0.24	2.74	1062.89
0.35	0.49	0.48	1.77	0.27	2.97	1427.13
0.40	0.56	0.58	1.92	0.30	3.18	1829.03
0.45	0.63	0.67	2.06	0.33	3.36	2260.75
0.50	0.70	0.77	2.20	0.35	3.53	2713.79
0.55	0.77	0.87	2.34	0.37	3.66	3179.00
0.60	0.84	0.96	2.48	0.39	3.78	3646.47
0.65	0.91	1.06	2.63	0.40	3.88	4105.47
0.70	0.98	1.15	2.78	0.41	3.95	4544.18
0.75	1.05	1.24	2.93	0.42	4.00	4949.29
0.80	1.12	1.32	3.10	0.43	4.02	5305.28
0.85	1.19	1.39	3.28	0.42	4.01	5592.80
0.90	1.26	1.46	3.50	0.42	3.96	5784.71
0.95	1.33	1.51	3.77	0.40	3.86	5832.02
1.00	1.40	1.54	4.40	0.35	3.53	5427.58

Portata di progetto = 5770.00 l/s

TIRANTE IDRAULICO (m) = 1.25 m

GRADO DI RIEMPIMENTO = 89 %



Per quanto riguarda lo scatolare sotto la viabilità, a valle del pozzetto V_{s0} in cls di dimensioni interne 200 cm x 130 cm, la portata di riferimento nel tratto, pari a $6.2 \text{ m}^3/\text{s}$, è smaltita dalla sezione con grado di riempimento pari al 25%, corrispondente ad un tirante di circa 33 cm; tale valore è compatibile con quanto calcolato con il modello RAS.

VERIFICA IDRAULICA SCATOLARE 200x130 - COMPLUVIO SUD

Base rettangolo (D): **2.00** m
 Altezza rettangolo (H): **1.30** m
 Coefficiente di scabrezza: **60** $\text{m}^{1/3}/\text{s}$
 Pendenza del fondo: **17.2** %



D

H

Tirante idraulico [m]	Sezione bagnata [m ²]	Perimetro bagnato [m]	Portata [m ³ /s]	Velocità [m/s]
0.00	0.00	0.00	0.0002	0.00
0.13	0.26	2.26	1.5304	5.89
0.26	0.52	2.52	4.5184	8.69
0.39	0.78	2.78	8.3185	10.66
0.52	1.04	3.04	12.6587	12.17
0.65	1.30	3.30	17.3838	13.37
0.78	1.56	3.56	22.3953	14.36
0.91	1.82	3.82	27.6265	15.18
1.04	2.08	4.08	33.0304	15.88
1.17	2.34	4.34	38.5729	16.48
1.30	2.60	6.60	34.7676	13.37

Portata di progetto = 6200.00 l/s

TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.32 m
VELOCITA' =	9.68 m/s
GRADO DI RIEMPIMENTO =	25 %

4.7 Verifica protezione fondo e sponde t. Lemme allo scarico Fosso drenante sud

In corrispondenza della confluenza del Fosso drenante sud in Torrente Lemme, viste le velocità previste in tale tratto, si intende proteggere il fondo alveo del t. Lemme con massi ciclopici posati alla rinfusa, aventi un volume minimo pari a 1 m^3 , in linea con le indicazioni della Regione Piemonte Opere Pubbliche Settore Difesa del Suolo, cautelativo rispetto alla velocità massima dell'acqua che si verifica nel tratto di interesse del T.Lemme, pari a 5 m/s.

Tale lavorazione si estende per circa 30 m a valle e 20 a monte dell'immissione e interessa la completezza dell'alveo e le sponde. L'affondamento dell'intervento è di circa 1 m al di sotto del piano dell'alveo (Figura 17).

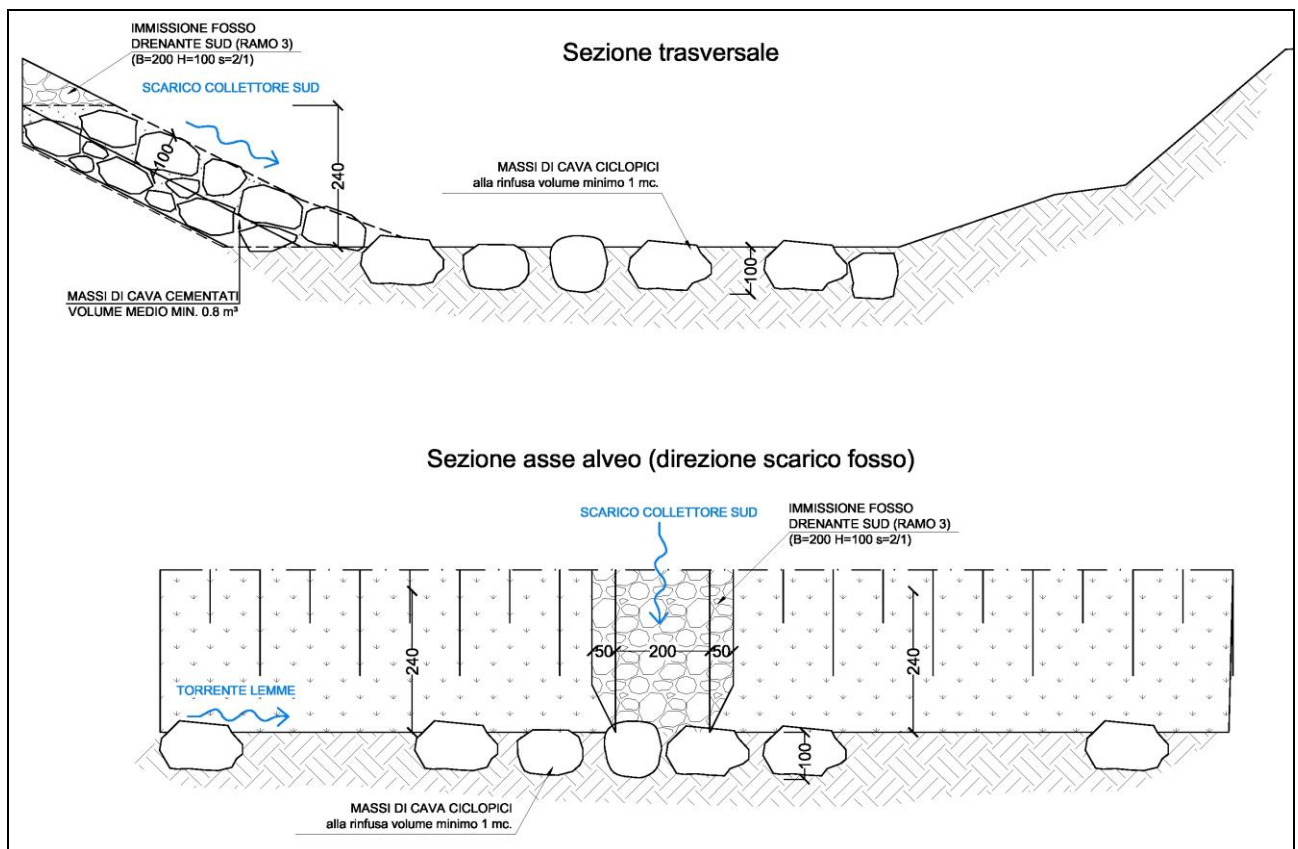


Figura 17 – Sezione trasversale (sopra) e longitudinale (sotto) t. Lemme, in corrispondenza dello scarico Fosso drenante sud

Le formule di uso più comune, derivate dagli studi di Shields sul trasporto solido, definiscono la velocità critica v_{cr} che dà luogo al moto in funzione del diametro equivalente d della particella immersa nella corrente secondo la seguente espressione:

$$v_{cr} = k \cdot d^{0.5}$$

con v_{cr} espresso in m/s e d in metri.

Il coefficiente k assume valori variabili fra 4 e 8; nella comune pratica progettuale¹ si assume per $k=5$.

Assumendo come velocità critica la velocità della corrente e risolvendo l'espressione secondo d , si ottiene la dimensione minima del masso da utilizzare nel caso esaminato.

¹ L. Da Deppo-C. Datei-P. Salandin: Sistemazione dei corsi d'acqua, Cortina edizioni, Padova 1997.



La velocità che interessa è quella al fondo: nel caso in cui il battente idrico sia molto maggiore della dimensione del materiale la velocità al fondo può essere assunta pari al 75% della velocità media; nel caso in cui invece la dimensione del materiale sia confrontabile con la profondità della corrente è bene assumere come velocità al fondo la velocità media.

Si è assunto un valore di velocità pari alla massima che si verifica nel tratto interessato.

Nel tratto terminale del compluvio sud la velocità massima, secondo la simulazione RAS per TR=20 anni, è pari a 4.6 m/s circa; il dimensionamento dei massi di protezione è quindi sviluppato per la massima velocità del t. Lemme, pari a 5 m/s. Si è assunto cautelativamente un volume minimo dei massi di 1 m³.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento Foglio 62 di 149

4.8 Protezione al piede terra rinforzata con gabbionata

Le planimetrie degli allagamenti (cfr.tavole allegate al presente progetto: DP04 - A301-00-D-CV-P7-DP04-00-006-E00 Planimetria aree di esondazione TR=200 anni, DP04 - A301-00-D-CV-P7-DP04-00-007-E00 Planimetria aree di esondazione TR=500 anni) determinati dagli eventi di piena del T. Lemme per tempo di ritorno 200 e 500 anni, evidenziano un tratto, compreso tra le sezioni di progetto dell'abbancamento 14 e 21, lungo il quale l'acqua riesce a raggiungere il piede della terra rinforzata.

In questo tratto, lungo circa 195 m, si prevede la realizzazione di una protezione del piede delle terre rinforzate svolta da un pannello in rete elettrosaldata e da pietrame interno di diametro 80-150 mm e spessore medio 0.75 m, mentre la funzione antisvuotamento e filtrazione dei materiali fini è garantita dal geotessuto largo 2 metri posto all'interno, all'interfaccia tra il pietrame ed il terreno da rilevato (riempimento di smarino).

Si sottolinea che i tiranti idrici che si verificano contro le protezioni delle terre rinforzate, sono contenuti in generale entro 1 m, con un locale tratto con livelli fino a 1.4 m; la velocità in golena, nel tratto interessato, è inferiore a 0.75 m/s.

La sezione tipo dell'intervento è riportata in Figura 18. Si faccia riferimento alle tavole allegate per ogni dettaglio in merito.

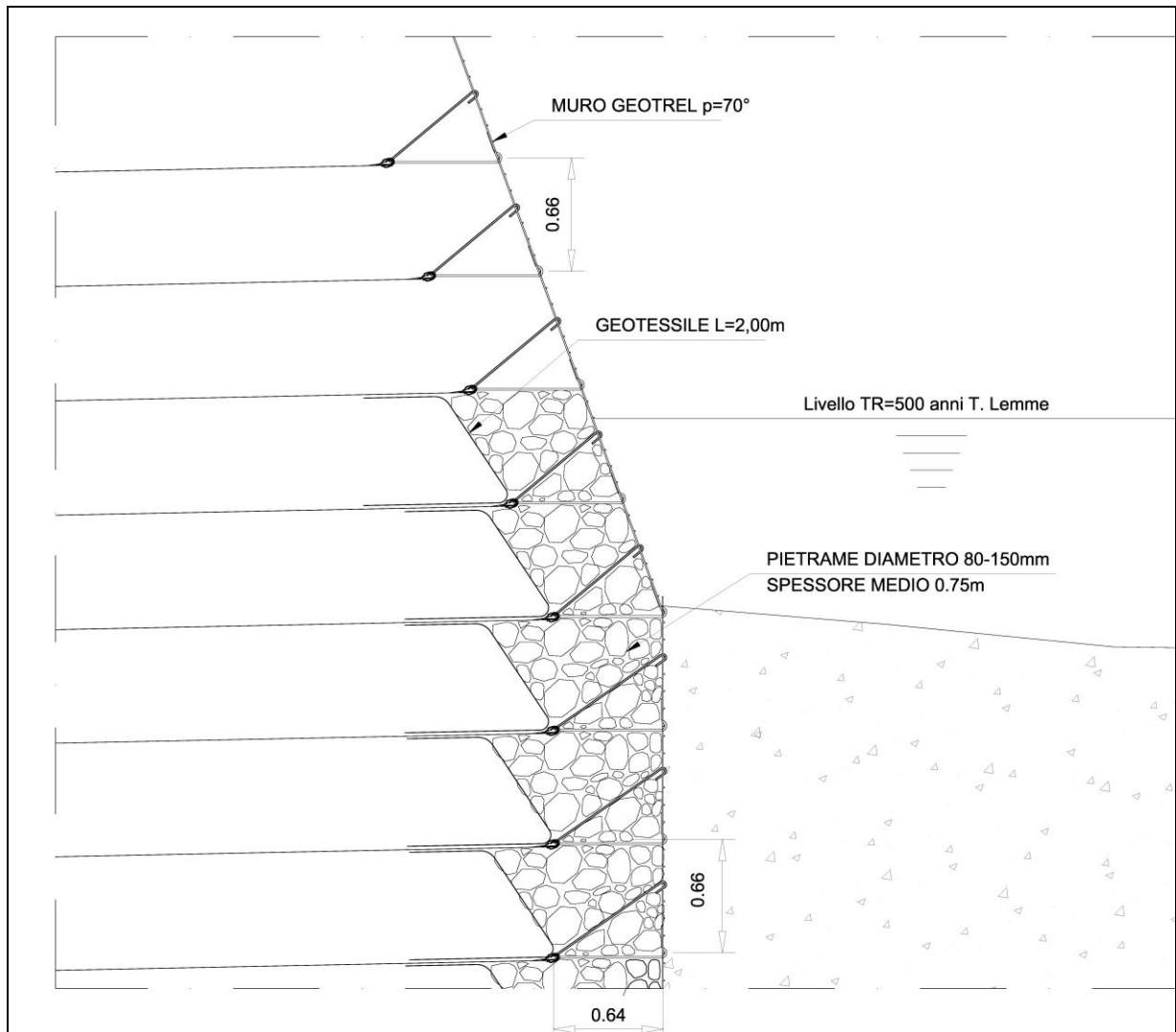


Figura 18 – Sezione tipo protezione al piede delle terre rinforzate

In ottemperanza alla seguente nota Cipe:

“Per quanto concerne la ex-cava Cementir di Voltaggio, in fase di progettazione definitiva 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 definitiva 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 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”, si evidenzia che la scogliera in sponda sinistra al t. Lemme è stata ridotta a un breve tratto (lunghezza di circa 400 m a fronte degli 800 m del progetto definitivo), all'esterno curva del corso d'acqua, in corrispondenza del quale il t. Lemme si avvicina maggiormente all'abbancamento. La definizione della lunghezza della scogliera è quindi il risultato dell'involuppo di due valutazioni geometriche: l'estensione del tratto del t. Lemme a esterno curva lato abbancamento e l'estensione del tratto di abbancamento più prossimo al t. Lemme.

5. DIMENSIONAMENTO DRENAGGI SUBORIZZONTALI

5.1 Dreni sub orizzontali con scarico sulle banche

5.1.1 Descrizione

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 di forma rettangolare, poste 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 di un evento meteorico ipotizzato con tempo di ritorno 1 anno, come meglio precisato nel seguito; per tale evento essi devono essere in grado di smaltire l'acqua meteorica scolante sulla propria area di competenza.

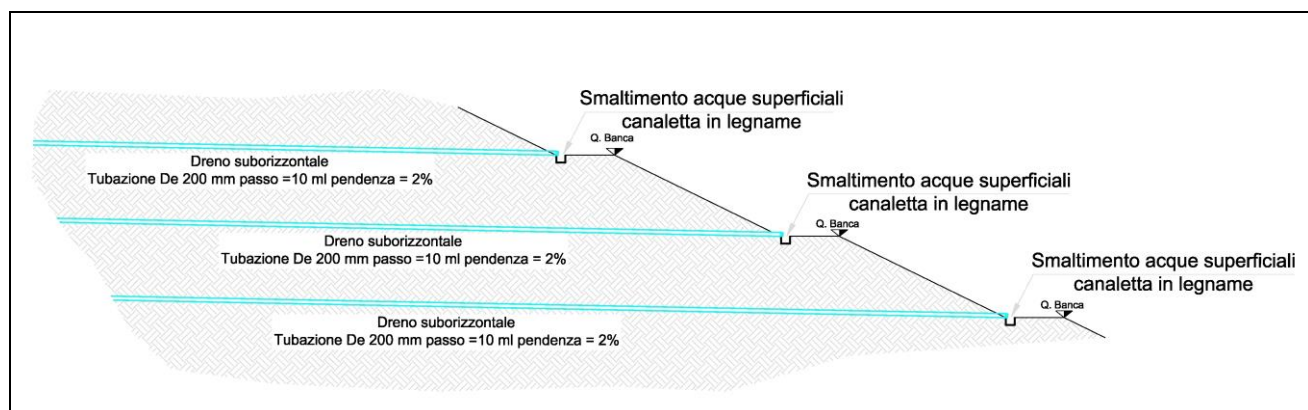


Figura 19 – Disposizione dreni suborizzontali

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento
	Foglio 66 di 149

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.

5.2 Dreni sub orizzontali con scarico a tergo delle terre armate

5.2.1 Descrizione

Il drenaggio delle acque d'infiltrazione del rilevato posto a tergo della terra armata, non recapitante quindi sul fronte del deposito ma a tergo delle terre armate, è previsto mediante drenaggi sub orizzontali aventi le seguenti caratteristiche:

- 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.

Lo scarico di tali dreni avviene in tubazioni in PVC SN8 di diametro variabile ubicate a tergo delle terre armate e posizionate parallelamente al fronte, in direzione sud-nord. Tra le sezioni di progetto 2 e 3 gli ordini delle tubazioni longitudinali risultano in numero di 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 sono 3 mentre dalla sezione 10 fino al pozzetto di confluenza e salto P22 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.

5.3 Analisi idrologica e idraulica del transitorio. Verifica canalette ad U in legname lungo le banche, di recapito dei dreni suborizzontali

La verifica idraulica delle canalette ad U in legname lungo le banche è condotta nelle condizioni transitorie, 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 di un evento meteorico ipotizzato con il tempo di ritorno dell'evento associato alla fase provvisoria.

Il tempo di ritorno dell'evento associato alla fase provvisoria usualmente si calcola come il tempo di ritorno avente lo stesso rischio dell'opera di progetto a vita intera. Dato un tempo di vita dell'opera generale (N_{og}), in questo caso inteso come tempo di vita delle canalette in legname lungo le banche e assunto pari a 20 anni, e un tempo di ritorno dell'evento di piena di progetto fissato a 20 anni (TR_{og}), si può calcolare il rischio di superamento (R_{og}) della portata ventennale in 20 anni di servizio dell'opera generale secondo la seguente formula:

$$R_{og} = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR_{og}}\right)^{N_{og}} = 1 - \left(1 - \frac{1}{20}\right)^{20} = 0.642$$

con R_{og} il rischio di superamento dell'evento associato al tempo di ritorno T_{Rog} (pari a 20 anni) in N_{og} anni (pari a 20 anni).

Per la posa e copertura di un singolo livello di dreni sub-orizzontali, transitorio nel quale i dreni del singolo livello sono esposti direttamente agli eventi pluviometrici, si ipotizza per estrema cautela una durata di lavorazioni di 6 mesi, durante la quale l'opera provvisoria sarà attiva; eseguendo il calcolo a ritroso, noto il tempo di vita dell'opera provvisoria ($N_{op} = 6 \text{ mesi} = 0,50 \text{ anni}$), si va a calcolare il tempo di ritorno della portata che risulta avere lo stesso rischio di superamento dell'opera generale.

$$0.642 = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR_{op}}\right)^{N_{op}} = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR_{op}}\right)^{0,5}$$

Il tempo di ritorno (TR_{op}) per il progetto di una singola canaletta in legname è pari a 1.15, quindi assimilabile a un anno.

Tramite una regressione logaritmica dei parametri pluviometrici della stazione di Gavi è possibile risalire ai parametri associati al tempo di ritorno Tr 1 anno.

Nello specifico si riporta il processo di interpolazione utilizzato e applicato alla stazione di Gavi:

	a Tr20	n Tr20	a Tr100	n Tr100	a Tr200	n Tr200	a Tr500	n Tr500
Gavi	63.48	0.401	85.67	0.397	95.13	0.396	107.64	0.394

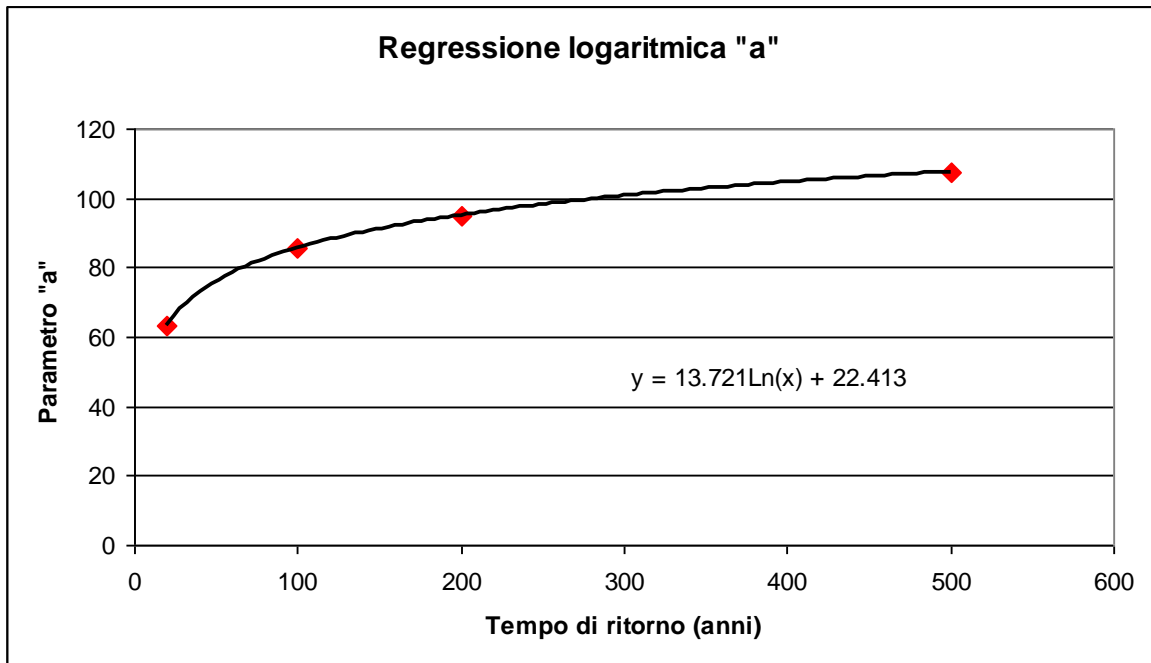


Figura 20 – Regressione "a"

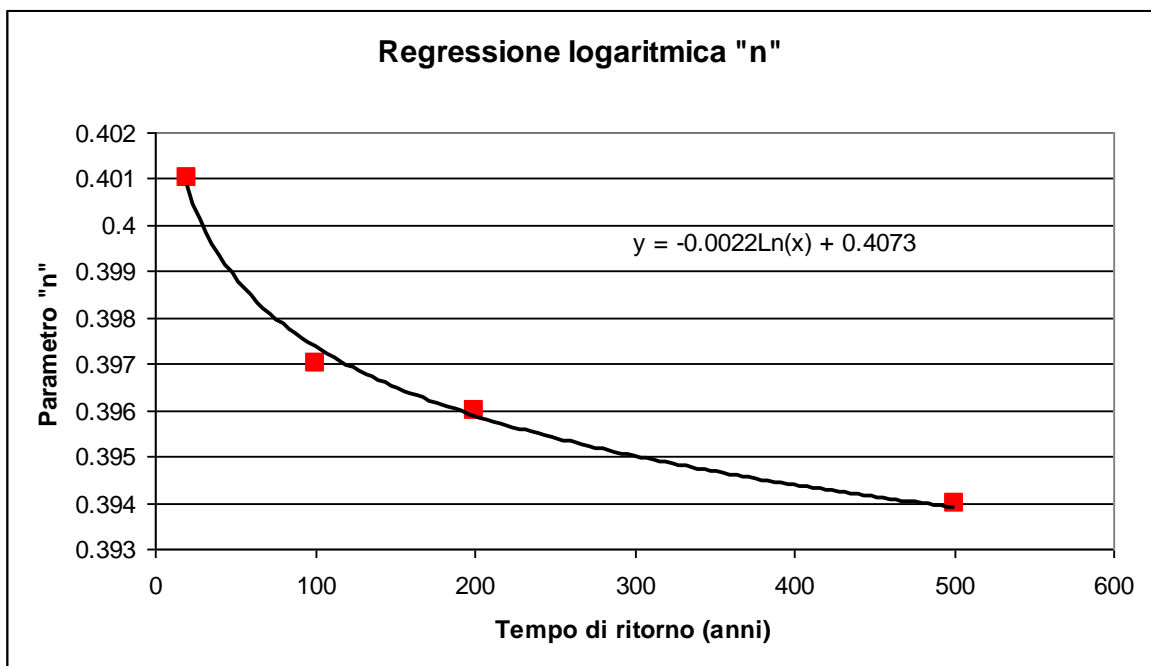


Figura 21 – Regressione "n"

Parametri curva di possibilità climatica	Gavi
a ($T_R = 1$ anni)	22.41
n ($T_R = 1$ anni)	0.407

Tabella 7 – Determinazione parametri di progetto “a” ed “n” per $T_R = 1$ anno

I parametri della curva di possibilità climatica assunti in progetto per la verifica del drenaggio profondo in fase transitoria sono pertanto:

$$a = 22.41 \text{ mm}$$

$$n = 0.407$$

Si è provveduto quindi ad effettuare una comparazione tra le altezze di pioggia risultanti dalla curve di possibilità climatica per eventi di pioggia rispettivamente superiori (parametri stazione di Gavi calcolati in precedenza) e inferiori all’ora.

Per determinare i parametri “a” ed “n” di eventi inferiori all’ora, in ragione dei tempi di corrivazione in gioco inferiori all’ora, si è fatto riferimento a numerosi studi in letteratura che mostrano come le altezze d’acqua massime associate ad eventi di breve durata siano correlate a quelle determinate per tempi di pioggia di un’ora secondo lo schema tipico $\rho(t) = h(t)/h(1)$, ovvero il rapporto tra l’altezza di pioggia per durata t e quella per durata di 1 ora. Tali risultati inoltre sono poco dipendenti dalla località considerata per tempi di pioggia $t < 2$ ore (Bell, 1969; Goswami, 1973).

Nel grafico seguente si mostra l’andamento di ρ per diverse località.

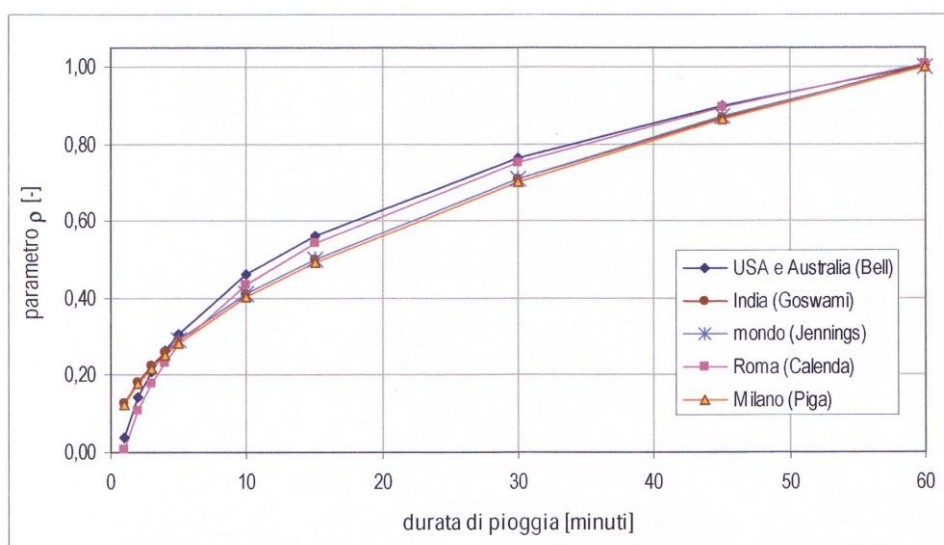


Figura 22: Andamento parametro $\rho(t)$ ottenuto in diversi studi

In questa sede è stato poi considerato l'involuppo superiore di tale grafico per assegnare valori di progetto cautelativi al parametro $p(t)$.

Applicando quindi tale coefficiente correttivo al valore di altezza di pioggia oraria ricavato dalla curva di possibilità climatica, ricavata dai parametri "a" ed "n" precedentemente esposti, sono state ottenute le altezze di pioggia per tempi inferiori all'ora. Tali informazioni sono state inserite in un grafico bi-logaritmico e successivamente interpolate mediante regressione lineare (metodo dei minimi quadrati); l'equazione di tale retta (legge di potenza) restituisce i valori corretti di "a" ed "n" per fenomeni temporaleschi inferiori all'ora. Si è avuta inoltre l'accortezza di inserire in grafico anche il valore di altezza di pioggia per fenomeno biorario in modo che anche il parametro "n" influenzasse la regressione per una stima più attendibile. Di seguito si riporta il grafico di regressione.

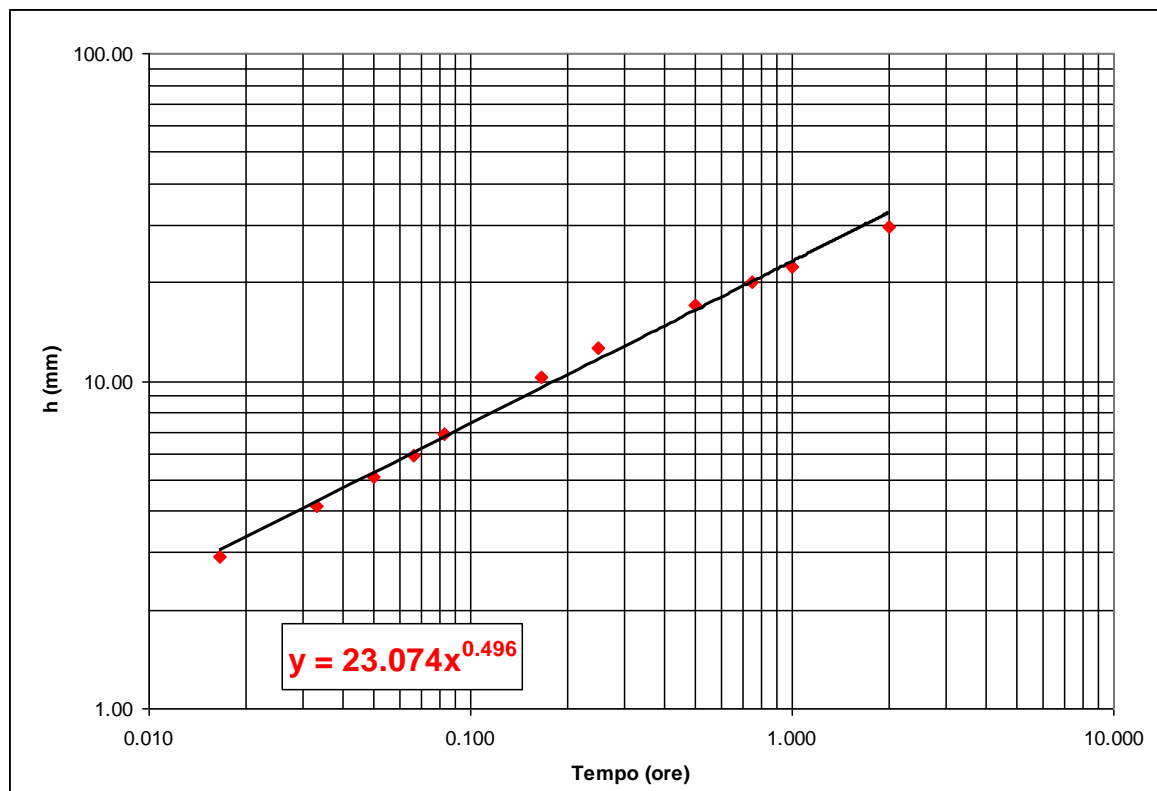


Figura 23: Regressione lineare per la ricerca dei parametri "a" ed "n" per piogge brevi ($T_r = 1$ anno)

I parametri di pioggia per fenomeni di breve durata risultano quindi i seguenti ($T_r = 1$ anno):

$$a' = 23.074$$

$$n' = 0.496$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento
	Foglio 71 di 149

L'equazione di progetto utilizzata per il calcolo delle altezze di piogge $T_r = 1$ anno risulta quindi essere: $h = 23.07 \cdot t^{0.496}$.

Si riporta nel seguito la verifica delle canalette ad U in legname poste lungo le banche, aventi la funzione di raccolta delle acque veicolate dalle tubazioni drenanti sub-orizzontali, esposte direttamente agli eventi pluviometrici durante le fasi realizzative e fino all'avvenuta copertura con lo smarino delle stesse.

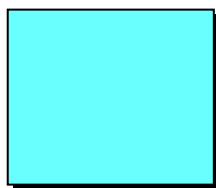
Le canalette lungo le banche sono state dimensionate in moto uniforme secondo quanto descritto in §4.3.1.

Il calcolo è stato eseguito, a favore di sicurezza, considerando le canalette che drenano la banca 4, come rappresentativa delle banche lunghe che convogliano le acque al compluvio centrale, e la banca 1, come rappresentativa delle banche lunghe che convogliano le acque al compluvio nord. Anche in questa verifica si è introdotto nel calcolo come valore di pendenza quello minimo di tutto il tratto.

Transitorio - Afflussi Banca 4 - Analisi idrologica					
Dati					
S [km²]	0.01659	L [km]	0.36	i_m (-)	0.111
T [anni]	1				
Parametri pluviometrici					
a	23.07	n	0.496		
c	0.8				
Formulazioni	T_c [ore]	Q [m³/s]	h pioggia [mm]		
<i>Ventura</i>	0.049	0.39	5.18		
<i>Pasini</i>	0.059	0.35	5.66		
<i>Pezzoli</i>	0.059	0.35	5.69		
Portata media affl.	0.37		m³/s		

TRANSITORIO - VERIFICA IDRAULICA CANALETTA RETTANGOLARE - BANCA 4

Base rettangolo (D): **0.40** m
 Altezza rettangolo (H): **0.35** m
 Coefficiente di scabrezza: **65** m^{1/3}/s
 Pendenza del fondo: **3.8** %



D

H

Tirante idraulico [m]	Sezione bagnata [m ²]	Perimetro bagnato [m]	Portata [m ³ /s]	Velocità [m/s]
0.00	0.00	0.00	0.0001	0.00
0.04	0.01	0.47	0.0170	1.22
0.07	0.03	0.54	0.0493	1.76
0.11	0.04	0.61	0.0894	2.13
0.14	0.06	0.68	0.1343	2.40
0.18	0.07	0.75	0.1825	2.61
0.21	0.08	0.82	0.2330	2.77
0.25	0.10	0.89	0.2853	2.91
0.28	0.11	0.96	0.3388	3.03
0.32	0.13	1.03	0.3934	3.12
0.35	0.14	1.10	0.4488	3.21

Portata di progetto = 365.07 l/s

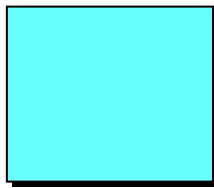
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.30 m
VELOCITA' =	3.07 m/s
GRADO DI RIEMPIMENTO =	85 %

La portata di competenza della banca 4 nel regime transitorio defluisce con franco 5 cm lungo la canaletta 40 cm x 35 cm e con velocità 3.07 m/s.

Transitorio - Afflussi Banca 1 - sez. 9-12 (Sezioni di progetto deposito) - Analisi idrologica					
Dati					
S [km ²]	0.006313	L [km]	0.118	i _m (-)	0.037
T [anni]	1				
Parametri pluviometrici					
a	23.07		n	0.496	
c	0.8				
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m ³ /s]	h pioggia [mm]		
Ventura	0.052	0.14	5.33		
Pasini	0.051	0.15	5.25		
Pezzoli	0.034	0.18	4.28		
Portata media affl.	0.16		m³/s		

TRANSITORIO - VERIFICA IDRAULICA CANALETTA RETTANGOLARE - BANCA 1 - SEZ- 9-12

Base rettangolo (D): **0.50** m
 Altezza rettangolo (H): **0.35** m
 Coefficiente di scabrezza: **65** m^{1/3}/s
 Pendenza del fondo: **0.25** %



D

H

Tirante idraulico [m]	Sezione bagnata [m ²]	Perimetro bagnato [m]	Portata [m ³ /s]	Velocità [m/s]
0.00	0.00	0.00	0.0000	0.00
0.04	0.02	0.57	0.0056	0.32
0.07	0.04	0.64	0.0164	0.47
0.11	0.05	0.71	0.0301	0.57
0.14	0.07	0.78	0.0456	0.65
0.18	0.09	0.85	0.0625	0.71
0.21	0.11	0.92	0.0803	0.76
0.25	0.12	0.99	0.0989	0.81
0.28	0.14	1.06	0.1180	0.84
0.32	0.16	1.13	0.1376	0.87
0.35	0.18	1.20	0.1576	0.90

Portata di progetto = 156.03 l/s

TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.35 m
VELOCITA' =	0.90 m/s
GRADO DI RIEMPIMENTO =	99 %

La portata di competenza della banca 1 nel tratto compreso tra le sezioni 9 e 12, nel regime transitorio, defluisce senza franco lungo la canaletta 50 cm x 35 cm e con velocità 0.90 m/s.

Transitorio - Afflussi Banca 1 - sez. 12-16 (Sezioni di progetto deposito)- Analisi idrologica					
Dati					
S [km ²]	0.010816	L [km]	0.207	i _m (-)	0.035
T [anni]	1				
Parametri pluviometrici					
a	23.07		n	0.496	
c	0.8				
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m ³ /s]	h pioggia [mm]		
Ventura	0.071	0.21	6.20		
Pasini	0.076	0.20	6.41		
Pezzoli	0.061	0.23	5.76		
Portata media affl.	0.21		m ³ /s		

TRANSITORIO - VERIFICA IDRAULICA CANALETTA RETTANGOLARE - BANCA 1 - SEZ- 12-16

Base rettangolo (D): **0.50** m
 Altezza rettangolo (H): **0.35** m
 Coefficiente di scabrezza: **65** m^{1/3}/s
 Pendenza del fondo: **0.67** %



D

H

Tirante idraulico [m]	Sezione bagnata [m ²]	Perimetro bagnato [m]	Portata [m ³ /s]	Velocità [m/s]
0.00	0.00	0.00	0.0001	0.00
0.04	0.02	0.57	0.0091	0.52
0.07	0.04	0.64	0.0268	0.77
0.11	0.05	0.71	0.0492	0.94
0.14	0.07	0.78	0.0747	1.07
0.18	0.09	0.85	0.1023	1.17
0.21	0.11	0.92	0.1314	1.25
0.25	0.12	0.99	0.1618	1.32
0.28	0.14	1.06	0.1932	1.38
0.32	0.16	1.13	0.2253	1.43
0.35	0.18	1.20	0.2580	1.47

Portata di progetto = 213.86 l/s

TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.30 m
VELOCITA' =	1.41 m/s
GRADO DI RIEMPIMENTO =	86 %

La portata di competenza della banca 1 nel tratto compreso tra le sezioni 12 e 16, nel regime transitorio, defluisce con franco 5 cm lungo la canaletta 50 cm x 35 cm e con velocità 1.41 m/s.

Transitorio - Afflussi Banca 1 - sez. 16-19 (Sezioni di progetto deposito) - Analisi idrologica					
Dati					
S [km ²]	0.012015	L [km]	0.265	i _m (-)	0.058
T [anni]	1				
Parametri pluviometrici					
a	23.07		n	0.496	
c	0.8				
Formulazioni	Tc [ore]	Q[m ³ /s]	h pioggia [mm]		
Ventura	0.058	0.26	5.61		
Pasini	0.066	0.24	5.98		
Pezzoli	0.060	0.25	5.73		
Portata media affl.	0.25 m ³ /s				

TRANSITORIO - VERIFICA IDRAULICA CANALETTA RETTANGOLARE - BANCA 1 - SEZ- 16-19

Base rettangolo (D): **0.50** m
 Altezza rettangolo (H): **0.35** m
 Coefficiente di scabrezza: **65** m^{1/3}/s
 Pendenza del fondo: **7.3** %



D

H

Tirante idraulico [m]	Sezione bagnata [m ²]	Perimetro bagnato [m]	Portata [m ³ /s]	Velocità [m/s]
0.00	0.00	0.00	0.0002	0.00
0.04	0.02	0.57	0.0301	1.72
0.07	0.04	0.64	0.0886	2.53
0.11	0.05	0.71	0.1624	3.09
0.14	0.07	0.78	0.2464	3.52
0.18	0.09	0.85	0.3375	3.86
0.21	0.11	0.92	0.4339	4.13
0.25	0.12	0.99	0.5342	4.36
0.28	0.14	1.06	0.6377	4.55
0.32	0.16	1.13	0.7436	4.72
0.35	0.18	1.20	0.8515	4.87

Portata di progetto = 251.94 l/s

TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.14 m
VELOCITA' =	3.54 m/s
GRADO DI RIEMPIMENTO =	41 %

La portata di competenza della banca 1 nel tratto compreso tra le sezioni 16 e 19, nel regime transitorio, defluisce con franco 21 cm lungo la canaletta 50 cm x 35 cm e con velocità 3.54 m/s.

5.4 Analisi idrologica e idraulica dreni suborizzontali

Per completezza, ed in analogia a quanto fatto nel progetto definitivo, si riporta anche l'analisi idrologica e la verifica idraulica dei drenaggi suborizzontali.

I parametri della curva di possibilità pluviometrica utilizzati per l'analisi idrologica con Tr = 20 anni sono i seguenti:

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

$$n = 0.5779$$

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:

$$Q = \frac{c \cdot h \cdot S}{3.6 \cdot t_c}$$

dove:

- S = superficie del bacino (km^2);
- c = coefficiente di deflusso in piena del bacino valutato in base a considerazioni derivanti dalla conoscenza diretta del bacino e dalle indicazioni di letteratura; nel caso in esame è stato adottato a favore di sicurezza un valore del coefficiente di deflusso medio pari a 0.8 per i dreni sub orizzontali recapitanti nelle canalette ad U in legname lungo le banche e di 0.5 per le tubazioni di raccolta dei dreni sub orizzontali profondi, che non recapitano in superficie lungo le banche ma scaricano in tubazioni longitudinali a tergo delle terre armate;
- h = altezza massima di precipitazione di assegnato tempo di ritorno per una durata pari al tempo di corrivazione del bacino (mm);
- t_c = tempo di corrivazione del bacino (ore).

La valutazione del tempo di corrivazione viene effettuata utilizzando le seguenti formule empiriche:

Ventura:
$$t_c = 0.0053 \sqrt{\frac{S}{i}}$$

Pasini:
$$t_c = \frac{0.0045}{\sqrt{i}} \sqrt[3]{SL}$$

Giandotti
$$t_c = \frac{4 * (S^{0.5} + 1.5 * L)}{(0.8 * (H_{media} - H_{chiusura})^{0.5}}$$

Puglisi:
$$t_c = 6 * L^{0.67} * (H_{max} - H_{chiusura})^{-0.33}$$

Metodo L/v
$$t_c = L/v_{compluvio} + L_{versante}/v_{versante}$$

con:

S = superficie bacino;

i_m = pendenza media asta principale;

L = lunghezza dell'asta principale;

H_{max} = quota massima del bacino;

H_{medio} = quota media del bacino;

$H_{chiusura}$ = quota alla sezione di chiusura;

L_{versante} = lunghezza del versante;

$V_{\text{compluvio}}$ = velocità del compluvio assunta pari a 2 m/s;

V_{versante} = velocità lungo il versante assunta pari a 1 m/s.

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

Analisi idrologica					
Dati					
S (km ²)	0.0005	L (km)	0.050	i_m (-)	0.020
T (anni)	20				
Parametri pluviometrici	a	63.48	n	0.5779	
Coefficiente di deflusso	c	0.80			
Formulazioni	tc (ore)	Q (m ³ /s)			
Ventura	0.006	0.06			
Pasini	0.007	0.06			
Puglisi	0.22	0.01			
Giandotti	0.04	0.03			
L/V	0.01	0.05			
	media	0.042			

Tabella 8 - Analisi idrologica dreni suborizzontali banche

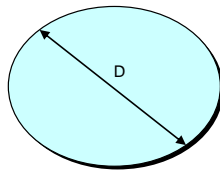
I dreni sub orizzontali che scaricano a tergo terre armate presentano, cautelativamente, le stesse caratteristiche geometriche e il passo di quelli delle banche, nonostante il coefficiente di deflusso minore; le tubazioni longitudinali a tergo terre armate, di raccolta dei dreni sub orizzontali profondi, sono invece state specificamente dimensionate caso per caso.

Relativamente alle tubazioni longitudinali 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) 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.

Nel seguito si riportano le verifiche idrauliche in moto uniforme delle tubazioni di scarico a tergo terre armate.

VERIFICA IDRAULICA TUBAZIONE DRENI SUBORIZZONTALI DN200 mm

Pendenza tubazione i_t	0.02
Coefficiente di scabrezza k_s (m ^{1/3} /s)	90
D tubazione (m)	0.200
velocità corrente v (m/s)	1.907



Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m ²)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.01	0.00	0.09	0.01	0.44	0.26
0.10	0.02	0.00	0.13	0.01	0.69	1.13
0.15	0.03	0.00	0.16	0.02	0.89	2.64
0.20	0.04	0.00	0.19	0.02	1.06	4.75
0.25	0.05	0.01	0.21	0.03	1.21	7.43
0.30	0.06	0.01	0.23	0.03	1.34	10.63
0.35	0.07	0.01	0.25	0.04	1.46	14.27
0.40	0.08	0.01	0.27	0.04	1.56	18.29
0.45	0.09	0.01	0.29	0.05	1.65	22.60
0.50	0.10	0.02	0.31	0.05	1.73	27.13
0.55	0.11	0.02	0.33	0.05	1.80	31.79
0.60	0.12	0.02	0.35	0.06	1.85	36.46
0.65	0.13	0.02	0.38	0.06	1.90	41.05
0.70	0.14	0.02	0.40	0.06	1.93	45.44
0.75	0.15	0.03	0.42	0.06	1.96	49.49
0.80	0.16	0.03	0.44	0.06	1.97	53.05
0.85	0.17	0.03	0.47	0.06	1.96	55.92
0.90	0.18	0.03	0.50	0.06	1.94	57.84
0.95	0.19	0.03	0.54	0.06	1.89	58.31
1.00	0.20	0.03	0.63	0.05	1.73	54.27

Portata di progetto =	42.00 l/s
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.13 m
GRADO DI RIEMPIMENTO =	66 %

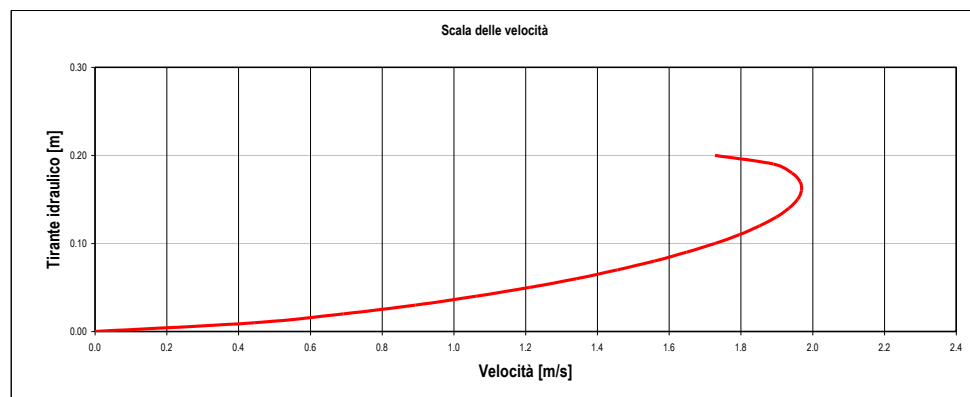
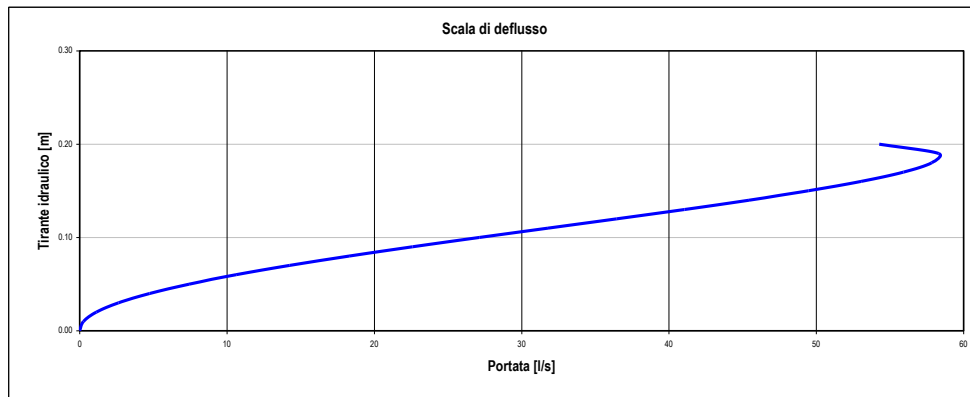
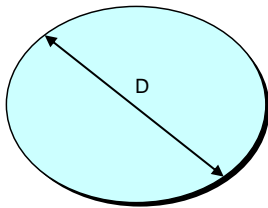


Figura 24 – Verifica dreno suborizzontale banche De 200

VERIFICA IDRAULICA TUBAZIONE SCARICO DRENI SUBORIZZONTALI A TERGO T.A.

Tratto da Sez. 2 a Sez. 7 - DN 400

Pendenza tubazione i_t	0.054
Coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	80
D tubazione (m)	0.375
velocità corrente v (m/s)	4.324



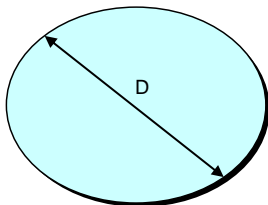
Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m^2)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.02	0.00	0.17	0.01	0.99	2.03
0.10	0.04	0.01	0.24	0.02	1.54	8.85
0.15	0.06	0.01	0.30	0.03	1.98	20.60
0.20	0.08	0.02	0.35	0.05	2.36	37.11
0.25	0.09	0.02	0.39	0.05	2.69	58.04
0.30	0.11	0.03	0.43	0.06	2.98	82.98
0.35	0.13	0.03	0.47	0.07	3.23	111.41
0.40	0.15	0.04	0.51	0.08	3.46	142.79
0.45	0.17	0.05	0.55	0.09	3.66	176.50
0.50	0.19	0.06	0.59	0.09	3.84	211.86
0.55	0.21	0.06	0.63	0.10	3.99	248.18
0.60	0.23	0.07	0.66	0.10	4.11	284.68
0.65	0.24	0.08	0.70	0.11	4.22	320.51
0.70	0.26	0.08	0.74	0.11	4.30	354.76
0.75	0.28	0.09	0.79	0.11	4.35	386.39
0.80	0.30	0.09	0.83	0.11	4.37	414.18
0.85	0.32	0.10	0.88	0.11	4.36	436.63
0.90	0.34	0.10	0.94	0.11	4.31	451.61
0.95	0.36	0.11	1.01	0.11	4.20	455.30
1.00	0.38	0.11	1.18	0.09	3.84	423.73

Portata di progetto =	370.00 l/s
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.27 m
GRADO DI RIEMPIMENTO =	72 %

VERIFICA IDRAULICA TUBAZIONE SCARICO DRENI SUBORIZZONTALI A TERGO T.A.

Tratto da Sez. 7 a Sez. 9 - DN 500

Pendenza tubazione i_t	0.045
Coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	80
D tubazione (m)	0.469
velocità corrente v (m/s)	4.483



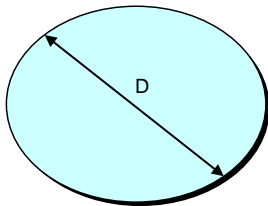
Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m^2)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.02	0.00	0.21	0.02	1.04	3.37
0.10	0.05	0.01	0.30	0.03	1.63	14.66
0.15	0.07	0.02	0.37	0.04	2.10	34.14
0.20	0.09	0.02	0.43	0.06	2.50	61.50
0.25	0.12	0.03	0.49	0.07	2.85	96.21
0.30	0.14	0.04	0.54	0.08	3.16	137.54
0.35	0.16	0.05	0.59	0.09	3.43	184.67
0.40	0.19	0.06	0.64	0.10	3.67	236.68
0.45	0.21	0.08	0.69	0.11	3.88	292.54
0.50	0.23	0.09	0.74	0.12	4.07	351.16
0.55	0.26	0.10	0.78	0.12	4.23	411.36
0.60	0.28	0.11	0.83	0.13	4.36	471.85
0.65	0.30	0.12	0.88	0.14	4.47	531.25
0.70	0.33	0.13	0.93	0.14	4.55	588.02
0.75	0.35	0.14	0.98	0.14	4.61	640.44
0.80	0.38	0.15	1.04	0.14	4.63	686.50
0.85	0.40	0.16	1.10	0.14	4.62	723.71
0.90	0.42	0.16	1.17	0.14	4.57	748.54
0.95	0.45	0.17	1.26	0.13	4.45	754.66
1.00	0.47	0.17	1.47	0.12	4.07	702.33

Portata di progetto =	540.00 l/s
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.31 m
GRADO DI RIEMPIMENTO =	66 %

VERIFICA IDRAULICA TUBAZIONE SCARICO DRENI SUBORIZZONTALI A TERGO T.A.

Tratto da Sez. 9 a Sez. 12 - DN 800

Pendenza tubazione i_t	0.0032
Coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	80
D tubazione (m)	0.751
velocità corrente v (m/s)	1.691



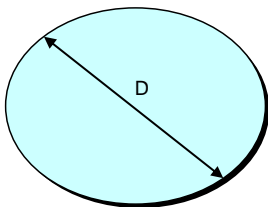
Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m^2)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.04	0.01	0.34	0.02	0.38	3.16
0.10	0.08	0.02	0.48	0.05	0.60	13.72
0.15	0.11	0.04	0.60	0.07	0.77	31.95
0.20	0.15	0.06	0.70	0.09	0.91	57.56
0.25	0.19	0.09	0.79	0.11	1.04	90.04
0.30	0.23	0.11	0.87	0.13	1.15	128.72
0.35	0.26	0.14	0.95	0.15	1.25	172.83
0.40	0.30	0.17	1.03	0.16	1.34	221.50
0.45	0.34	0.19	1.10	0.18	1.42	273.78
0.50	0.38	0.22	1.18	0.19	1.48	328.64
0.55	0.41	0.25	1.25	0.20	1.54	384.98
0.60	0.45	0.28	1.33	0.21	1.59	441.59
0.65	0.49	0.30	1.41	0.22	1.63	497.18
0.70	0.53	0.33	1.49	0.22	1.66	550.30
0.75	0.56	0.36	1.57	0.23	1.68	599.36
0.80	0.60	0.38	1.66	0.23	1.69	642.48
0.85	0.64	0.40	1.76	0.23	1.69	677.29
0.90	0.68	0.42	1.88	0.22	1.67	700.53
0.95	0.71	0.43	2.02	0.22	1.62	706.26
1.00	0.75	0.44	2.36	0.19	1.48	657.29

Portata di progetto =	640.00 l/s
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.60 m
GRADO DI RIEMPIMENTO =	80 %

VERIFICA IDRAULICA TUBAZIONE SCARICO DRENI SUBORIZZONTALI A TERGO T.A.

Tratto da Sez. 12 a Sez. 16 - DN 800

Pendenza tubazione i_t	0.0069
Coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	80
D tubazione (m)	0.751
velocità corrente v (m/s)	2.382



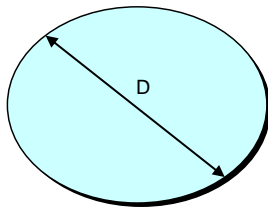
Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m^2)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.04	0.01	0.34	0.02	0.56	4.63
0.10	0.08	0.02	0.48	0.05	0.87	20.15
0.15	0.11	0.04	0.60	0.07	1.13	46.92
0.20	0.15	0.06	0.70	0.09	1.34	84.52
0.25	0.19	0.09	0.79	0.11	1.53	132.21
0.30	0.23	0.11	0.87	0.13	1.69	189.01
0.35	0.26	0.14	0.95	0.15	1.84	253.78
0.40	0.30	0.17	1.03	0.16	1.97	325.25
0.45	0.34	0.19	1.10	0.18	2.08	402.02
0.50	0.38	0.22	1.18	0.19	2.18	482.59
0.55	0.41	0.25	1.25	0.20	2.26	565.31
0.60	0.45	0.28	1.33	0.21	2.34	648.44
0.65	0.49	0.30	1.41	0.22	2.40	730.06
0.70	0.53	0.33	1.49	0.22	2.44	808.08
0.75	0.56	0.36	1.57	0.23	2.47	880.12
0.80	0.60	0.38	1.66	0.23	2.48	943.42
0.85	0.64	0.40	1.76	0.23	2.48	994.55
0.90	0.68	0.42	1.88	0.22	2.45	1028.68
0.95	0.71	0.43	2.02	0.22	2.39	1037.09
1.00	0.75	0.44	2.36	0.19	2.18	965.17

Portata di progetto =	710.00 l/s
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.48 m
GRADO DI RIEMPIMENTO =	64 %

VERIFICA IDRAULICA TUBAZIONE SCARICO DRENI SUBORIZZONTALI A TERGO T.A.

Tratto da Sez. 16 a Pozzetto Vn0 - DN 800

Pendenza tubazione i_t	0.017
Coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	80
D tubazione (m)	0.751
velocità corrente v (m/s)	3.365



Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m^2)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.04	0.01	0.34	0.02	0.88	7.28
0.10	0.08	0.02	0.48	0.05	1.37	31.63
0.15	0.11	0.04	0.60	0.07	1.77	73.64
0.20	0.15	0.06	0.70	0.09	2.10	132.67
0.25	0.19	0.09	0.79	0.11	2.40	207.52
0.30	0.23	0.11	0.87	0.13	2.65	296.68
0.35	0.26	0.14	0.95	0.15	2.88	398.35
0.40	0.30	0.17	1.03	0.16	3.09	510.53
0.45	0.34	0.19	1.10	0.18	3.26	631.03
0.50	0.38	0.22	1.18	0.19	3.42	757.49
0.55	0.41	0.25	1.25	0.20	3.55	887.33
0.60	0.45	0.28	1.33	0.21	3.67	1017.82
0.65	0.49	0.30	1.41	0.22	3.76	1145.94
0.70	0.53	0.33	1.49	0.22	3.83	1268.39
0.75	0.56	0.36	1.57	0.23	3.88	1381.47
0.80	0.60	0.38	1.66	0.23	3.90	1480.83
0.85	0.64	0.40	1.76	0.23	3.89	1561.09
0.90	0.68	0.42	1.88	0.22	3.85	1614.65
0.95	0.71	0.43	2.02	0.22	3.74	1627.86
1.00	0.75	0.44	2.36	0.19	3.42	1514.97

Portata di progetto =	710.00 l/s
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.36 m
GRADO DI RIEMPIMENTO =	48 %

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento</p> <p style="text-align: right;">Foglio 82 di 149</p>

6. DIMENSIONAMENTO DRENAGGI DI FONDO

6.1 Descrizione drenaggio di fondo

Il drenaggio di fondo non ha subito modifiche rispetto alla precedente revisione del progetto. Si riporta quindi nel seguito la trattazione già oggetto di approvazione.

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 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 destra 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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento Foglio 83 di 149

Risulta quindi evidente la maggior esposizione alle sollecitazioni esterne del tratto di tubazione drenante ubicata all'interno del vallo paramassi ubicato 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 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.

6.2 Analisi idrologica e idraulica per il dimensionamento dei drenaggi di fondo

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 rappresenta l'unico canale 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 fosso di guardia. 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.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento</p>	<p>Foglio 84 di 149</p>

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.

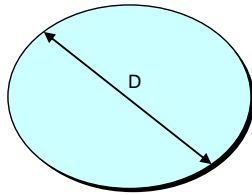
Per il calcolo si utilizza la procedura di calcolo adottata per i dreni sub orizzontali delle banche, con un tempo di ritorno $T_r = 20$ anni; il coefficiente di deflusso adottato risulta invece pari a 0.5. La verifica idraulica della tubazione è stata eseguita in moto uniforme. Nel seguito, per le singole sezioni di chiusura considerate (coincidenti con i pozzetti di ispezione) si riporta una raffigurazione della planimetria di progetto dei dreni di fondo con evidenziato, in magenta, il bacino idrografico di riferimento e la scala delle portate, calcolata in moto uniforme, della tubazione drenante. In allegato al fondo sono state inserite le computazioni idrografiche relative ai bacini di riferimento.

La definizione dei bacini idrografici di riferimento per il dimensionamento del diametro dei dreni di fondo tiene conto delle diverse fasi di abbancamento, tant'è che, nel settore di monte, è stata fatta una verifica incrociata con bacini dedicati a ciascuna fase al fine di individuare la condizione più sfavorevole nel tempo che desse come output il contributo in deflusso più elevato. Il risultato, per ogni sezione di chiusura, è quindi rappresentativo della situazione più sfavorevole tenendo conto delle diverse fasi di abbancamento.

Si ricorda che il contributo di pioggia è significativo quando il materasso drenante di base è esposto direttamente alle precipitazioni (fasi iniziali dell'abbancamento); procedendo ad abbancare verso monte, le zone di valle del materasso vengono progressivamente coperte con materiale poco permeabile, mentre si aggiungono zone di materasso drenante verso Sud via via più ridotte. Ciò implica, sul risultato finale, che la fase di start dell'abbancamento sia la più gravosa in termini di superficie drenante esposta, rispetto alle fasi più avanzate.

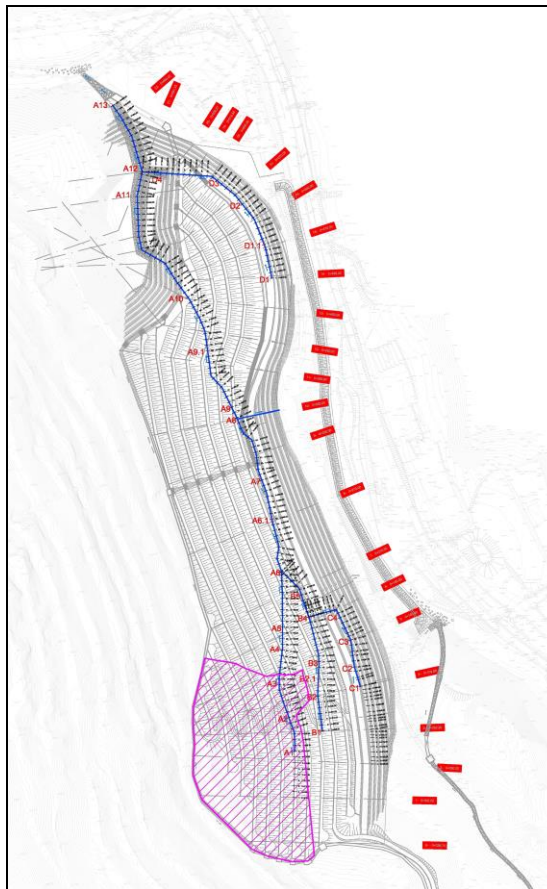
VERIFICA IDRAULICA DRENO TRATTO A1-A6 - DN500 mm

Pendenza minima tubazione i_t	0.05
Coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	80
D tubazione (m)	0.462
velocità corrente v (m/s)	4.684



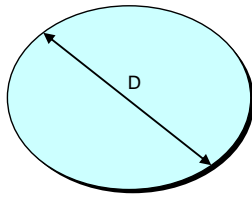
Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m^2)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.02	0.00	0.21	0.02	1.09	3.42
0.10	0.05	0.01	0.30	0.03	1.70	14.85
0.15	0.07	0.02	0.37	0.04	2.19	34.57
0.20	0.09	0.02	0.43	0.06	2.61	62.28
0.25	0.12	0.03	0.48	0.07	2.97	97.42
0.30	0.14	0.04	0.54	0.08	3.29	139.28
0.35	0.16	0.05	0.58	0.09	3.58	187.01
0.40	0.18	0.06	0.63	0.10	3.83	239.67
0.45	0.21	0.07	0.68	0.11	4.05	296.24
0.50	0.23	0.08	0.73	0.12	4.24	355.61
0.55	0.25	0.09	0.77	0.12	4.41	416.57
0.60	0.28	0.11	0.82	0.13	4.55	477.83
0.65	0.30	0.12	0.87	0.13	4.66	537.97
0.70	0.32	0.13	0.92	0.14	4.75	595.46
0.75	0.35	0.13	0.97	0.14	4.81	648.54
0.80	0.37	0.14	1.02	0.14	4.84	695.19
0.85	0.39	0.15	1.08	0.14	4.83	732.87
0.90	0.42	0.16	1.15	0.14	4.77	758.02
0.95	0.44	0.16	1.24	0.13	4.65	764.22
1.00	0.46	0.17	1.45	0.12	4.24	711.22

Portata di progetto =	550 l/s
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.31 m
GRADO DI RIEMPIMENTO =	66 %



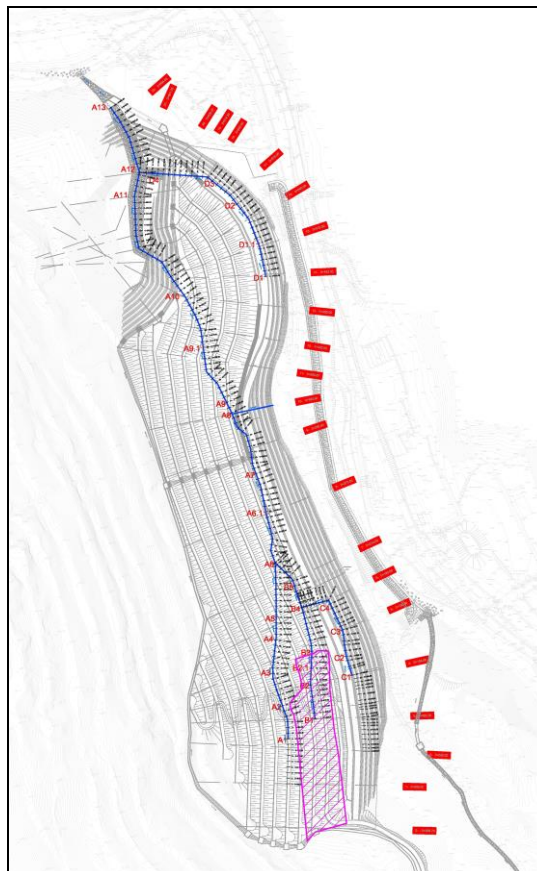
VERIFICA IDRAULICA DRENO TRATTO B1-A6 - DN400 mm

Pendenza minima tubazione i_s	0.028
Coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	80
D tubazione (m)	0.368
velocità corrente v (m/s)	3.049



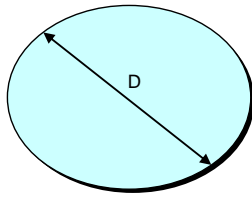
Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m^2)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.02	0.00	0.17	0.01	0.70	1.39
0.10	0.04	0.01	0.24	0.02	1.09	6.06
0.15	0.06	0.01	0.29	0.03	1.41	14.10
0.20	0.07	0.02	0.34	0.04	1.68	25.41
0.25	0.09	0.02	0.39	0.05	1.91	39.75
0.30	0.11	0.03	0.43	0.06	2.12	56.82
0.35	0.13	0.03	0.47	0.07	2.30	76.30
0.40	0.15	0.04	0.50	0.08	2.46	97.78
0.45	0.17	0.05	0.54	0.09	2.60	120.86
0.50	0.18	0.05	0.58	0.09	2.73	145.08
0.55	0.20	0.06	0.61	0.10	2.84	169.95
0.60	0.22	0.07	0.65	0.10	2.93	194.95
0.65	0.24	0.07	0.69	0.11	3.00	219.48
0.70	0.26	0.08	0.73	0.11	3.05	242.94
0.75	0.28	0.09	0.77	0.11	3.09	264.60
0.80	0.29	0.09	0.81	0.11	3.11	283.63
0.85	0.31	0.10	0.86	0.11	3.10	299.00
0.90	0.33	0.10	0.92	0.11	3.07	309.26
0.95	0.35	0.10	0.99	0.11	2.99	311.79
1.00	0.37	0.11	1.16	0.09	2.73	290.17

Portata di progetto =	240 l/s
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.26 m
GRADO DI RIEMPIMENTO =	69 %



VERIFICA IDRAULICA DRENO TRATTO C1-B4 - DN500 mm

Pendenza minima tubazione i_t	0.002
Coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	80
D tubazione (m)	0.462
velocità corrente v (m/s)	0.960

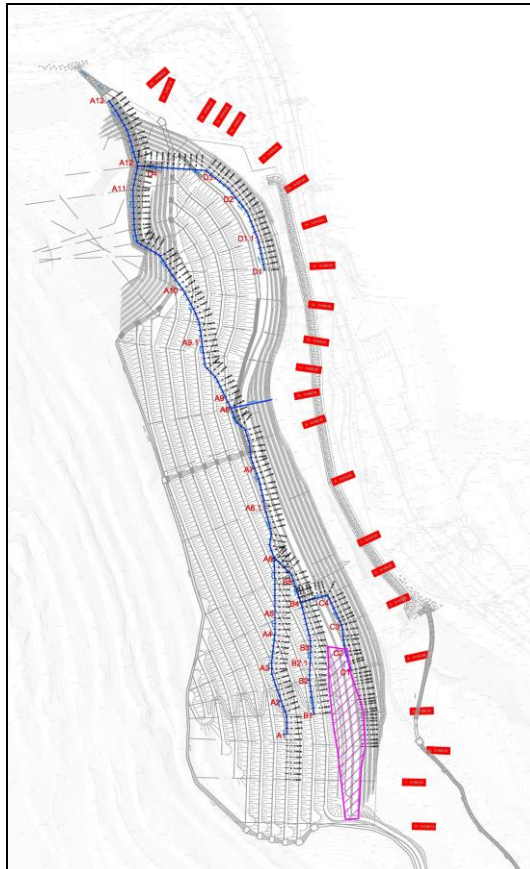


Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m^2)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.02	0.00	0.21	0.02	0.22	0.68
0.10	0.05	0.01	0.30	0.03	0.34	2.97
0.15	0.07	0.02	0.37	0.04	0.44	6.91
0.20	0.09	0.02	0.43	0.06	0.52	12.46
0.25	0.12	0.03	0.48	0.07	0.59	19.48
0.30	0.14	0.04	0.54	0.08	0.66	27.86
0.35	0.16	0.05	0.58	0.09	0.72	37.40
0.40	0.18	0.06	0.63	0.10	0.77	47.93
0.45	0.21	0.07	0.68	0.11	0.81	59.25
0.50	0.23	0.08	0.73	0.12	0.85	71.12
0.55	0.25	0.09	0.77	0.12	0.88	83.31
0.60	0.28	0.11	0.82	0.13	0.91	95.57
0.65	0.30	0.12	0.87	0.13	0.93	107.59
0.70	0.32	0.13	0.92	0.14	0.95	119.09
0.75	0.35	0.13	0.97	0.14	0.96	129.71
0.80	0.37	0.14	1.02	0.14	0.97	139.04
0.85	0.39	0.15	1.08	0.14	0.97	146.57
0.90	0.42	0.16	1.15	0.14	0.95	151.60
0.95	0.44	0.16	1.24	0.13	0.93	152.84
1.00	0.46	0.17	1.45	0.12	0.85	142.24

Portata di progetto = 150 l/s

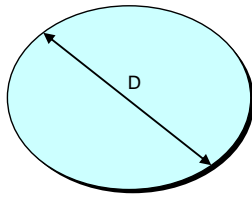
TIRANTE IDRAULICO (m) = 0.41 m

GRADO DI RIEMPIMENTO = 88 %



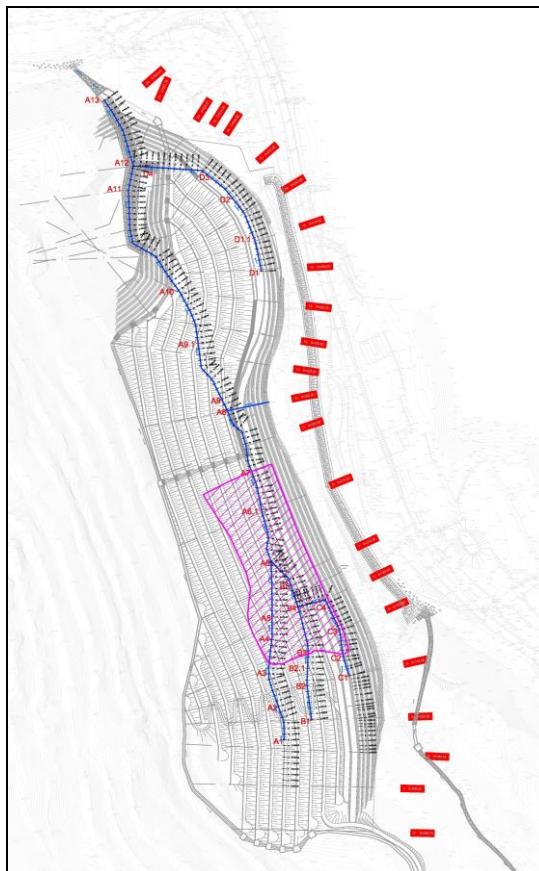
VERIFICA IDRAULICA DRENO TRATTO A6-A7 - DN500 mm

Pendenza minima tubazione i_t	0.0163
Coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	80
D tubazione (m)	0.462
velocità corrente v (m/s)	2.699



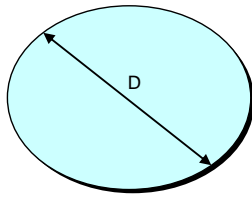
Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m^2)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.02	0.00	0.21	0.02	0.62	1.95
0.10	0.05	0.01	0.30	0.03	0.97	8.48
0.15	0.07	0.02	0.37	0.04	1.25	19.74
0.20	0.09	0.02	0.43	0.06	1.49	35.56
0.25	0.12	0.03	0.48	0.07	1.70	55.63
0.30	0.14	0.04	0.54	0.08	1.88	79.52
0.35	0.16	0.05	0.58	0.09	2.04	106.77
0.40	0.18	0.06	0.63	0.10	2.19	136.84
0.45	0.21	0.07	0.68	0.11	2.31	169.14
0.50	0.23	0.08	0.73	0.12	2.42	203.04
0.55	0.25	0.09	0.77	0.12	2.52	237.85
0.60	0.28	0.11	0.82	0.13	2.60	272.82
0.65	0.30	0.12	0.87	0.13	2.66	307.16
0.70	0.32	0.13	0.92	0.14	2.71	339.99
0.75	0.35	0.13	0.97	0.14	2.75	370.30
0.80	0.37	0.14	1.02	0.14	2.76	396.93
0.85	0.39	0.15	1.08	0.14	2.76	418.44
0.90	0.42	0.16	1.15	0.14	2.72	432.80
0.95	0.44	0.16	1.24	0.13	2.65	436.34
1.00	0.46	0.17	1.45	0.12	2.42	406.08

Portata di progetto =	330 l/s
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.32 m
GRADO DI RIEMPIMENTO =	68 %



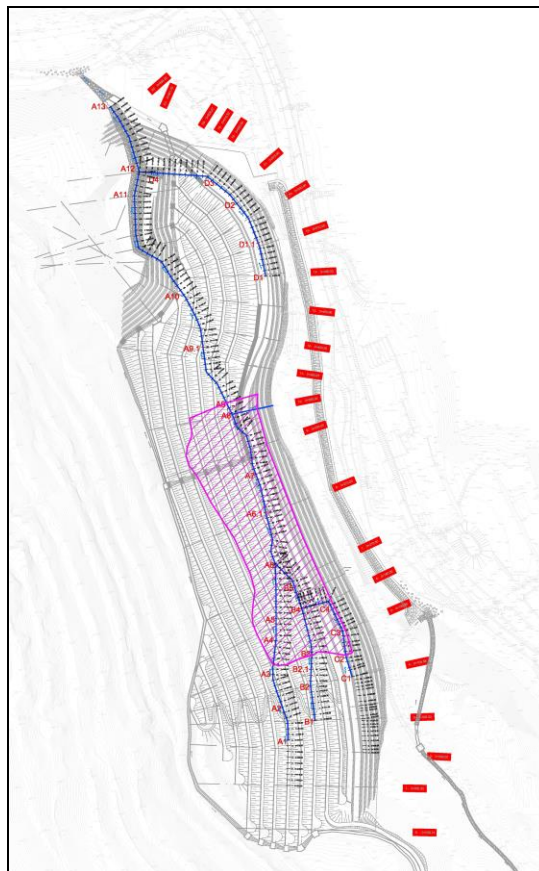
VERIFICA IDRAULICA DRENO TRATTO A7-A9 - DN500 mm

Pendenza minima tubazione i_t	0.0231
Coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	80
D tubazione (m)	0.462
velocità corrente v (m/s)	3.248



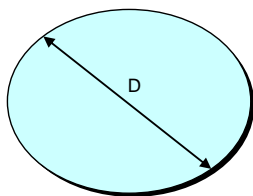
Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m^2)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.02	0.00	0.21	0.02	0.74	2.32
0.10	0.05	0.01	0.30	0.03	1.16	10.09
0.15	0.07	0.02	0.37	0.04	1.49	23.50
0.20	0.09	0.02	0.43	0.06	1.77	42.33
0.25	0.12	0.03	0.48	0.07	2.02	66.22
0.30	0.14	0.04	0.54	0.08	2.24	94.67
0.35	0.16	0.05	0.58	0.09	2.43	127.11
0.40	0.18	0.06	0.63	0.10	2.60	162.91
0.45	0.21	0.07	0.68	0.11	2.75	201.36
0.50	0.23	0.08	0.73	0.12	2.88	241.71
0.55	0.25	0.09	0.77	0.12	3.00	283.14
0.60	0.28	0.11	0.82	0.13	3.09	324.78
0.65	0.30	0.12	0.87	0.13	3.17	365.66
0.70	0.32	0.13	0.92	0.14	3.23	404.74
0.75	0.35	0.13	0.97	0.14	3.27	440.82
0.80	0.37	0.14	1.02	0.14	3.29	472.53
0.85	0.39	0.15	1.08	0.14	3.28	498.14
0.90	0.42	0.16	1.15	0.14	3.24	515.23
0.95	0.44	0.16	1.24	0.13	3.16	519.44
1.00	0.46	0.17	1.45	0.12	2.88	483.42

Portata di progetto =	420 l/s
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.33 m
GRADO DI RIEMPIMENTO =	72 %



VERIFICA IDRAULICA DRENO TRATTO A9-A10 - DN630 mm

Pendenza minima tubazione i_t	0.013
Coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	80
D tubazione (m)	0.583
velocità corrente v (m/s)	2.825

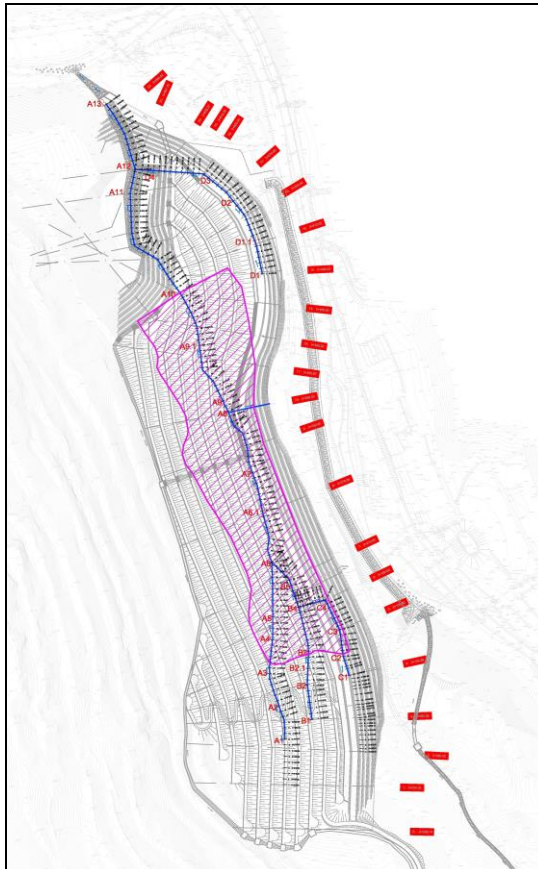


Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m^2)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.03	0.00	0.26	0.02	0.65	3.24
0.10	0.06	0.01	0.38	0.04	1.01	14.09
0.15	0.09	0.03	0.46	0.05	1.31	32.81
0.20	0.12	0.04	0.54	0.07	1.55	59.11
0.25	0.15	0.05	0.61	0.09	1.77	92.46
0.30	0.17	0.07	0.68	0.10	1.96	132.18
0.35	0.20	0.08	0.74	0.11	2.13	177.48
0.40	0.23	0.10	0.80	0.12	2.28	227.46
0.45	0.26	0.12	0.86	0.14	2.41	281.15
0.50	0.29	0.13	0.92	0.15	2.53	337.49
0.55	0.32	0.15	0.97	0.15	2.63	395.34
0.60	0.35	0.17	1.03	0.16	2.71	453.48
0.65	0.38	0.18	1.09	0.17	2.78	510.56
0.70	0.41	0.20	1.16	0.17	2.83	565.12
0.75	0.44	0.21	1.22	0.18	2.86	615.50
0.80	0.47	0.23	1.29	0.18	2.88	659.77
0.85	0.50	0.24	1.37	0.18	2.87	695.53
0.90	0.52	0.25	1.46	0.17	2.84	719.39
0.95	0.55	0.26	1.57	0.17	2.77	725.28
1.00	0.58	0.27	1.83	0.15	2.53	674.98

Portata di progetto = 560 l/s

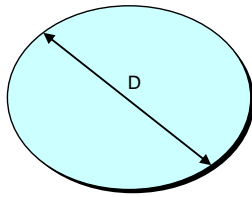
TIRANTE IDRAULICO (m) = 0.41 m

GRADO DI RIEMPIMENTO = 70 %



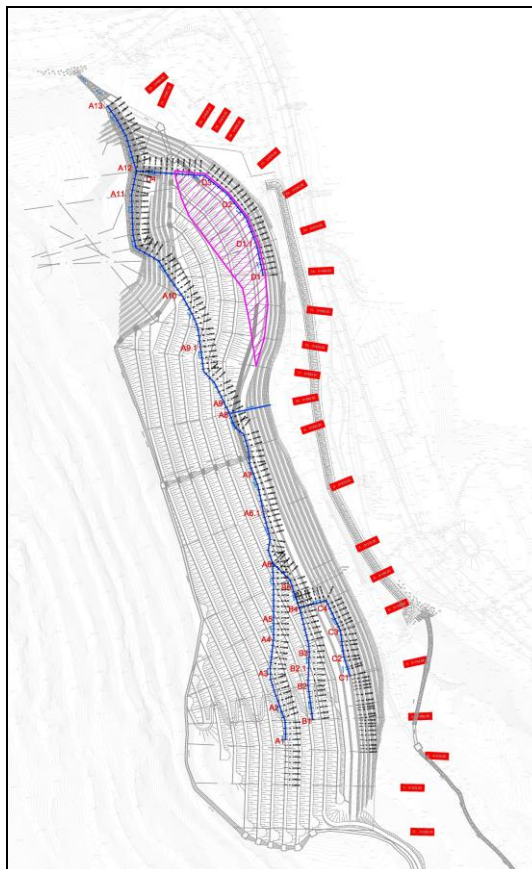
VERIFICA IDRAULICA DRENO TRATTO D1-A12 - DN630 mm

Pendenza minima tubazione i_t	0.002
Coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	80
D tubazione (m)	0.583
velocità corrente v (m/s)	1.052



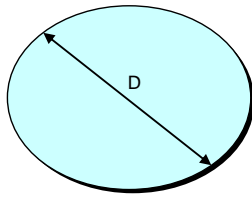
Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m^2)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.03	0.00	0.26	0.02	0.25	1.27
0.10	0.06	0.01	0.38	0.04	0.40	5.52
0.15	0.09	0.03	0.46	0.05	0.51	12.86
0.20	0.12	0.04	0.54	0.07	0.61	23.16
0.25	0.15	0.05	0.61	0.09	0.69	36.23
0.30	0.17	0.07	0.68	0.10	0.77	51.80
0.35	0.20	0.08	0.74	0.11	0.84	69.55
0.40	0.23	0.10	0.80	0.12	0.89	89.14
0.45	0.26	0.12	0.86	0.14	0.95	110.18
0.50	0.29	0.13	0.92	0.15	0.99	132.25
0.55	0.32	0.15	0.97	0.15	1.03	154.92
0.60	0.35	0.17	1.03	0.16	1.06	177.71
0.65	0.38	0.18	1.09	0.17	1.09	200.08
0.70	0.41	0.20	1.16	0.17	1.11	221.46
0.75	0.44	0.21	1.22	0.18	1.12	241.20
0.80	0.47	0.23	1.29	0.18	1.13	258.55
0.85	0.50	0.24	1.37	0.18	1.13	272.56
0.90	0.52	0.25	1.46	0.17	1.11	281.91
0.95	0.55	0.26	1.57	0.17	1.08	284.22
1.00	0.58	0.27	1.83	0.15	0.99	264.51

Portata di progetto =	170 l/s
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.34 m
GRADO DI RIEMPIMENTO =	58 %



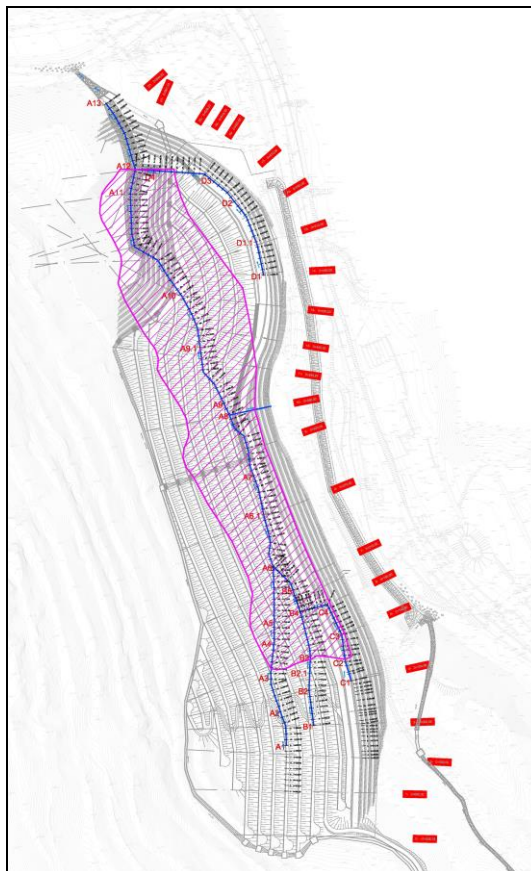
VERIFICA IDRAULICA DRENO TRATTO A10-A12 - DN630 mm

Pendenza minima tubazione i_s	0.0118
Coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	80
D tubazione (m)	0.583
velocità corrente v (m/s)	2.740



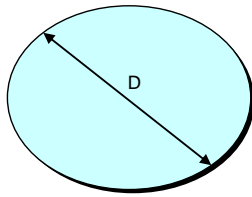
Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m^2)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.03	0.00	0.26	0.02	0.62	3.09
0.10	0.06	0.01	0.38	0.04	0.97	13.43
0.15	0.09	0.03	0.46	0.05	1.24	31.26
0.20	0.12	0.04	0.54	0.07	1.48	56.31
0.25	0.15	0.05	0.61	0.09	1.69	88.09
0.30	0.17	0.07	0.68	0.10	1.87	125.93
0.35	0.20	0.08	0.74	0.11	2.03	169.09
0.40	0.23	0.10	0.80	0.12	2.17	216.71
0.45	0.26	0.12	0.86	0.14	2.30	267.86
0.50	0.29	0.13	0.92	0.15	2.41	321.54
0.55	0.32	0.15	0.97	0.15	2.50	376.66
0.60	0.35	0.17	1.03	0.16	2.58	432.04
0.65	0.38	0.18	1.09	0.17	2.65	486.43
0.70	0.41	0.20	1.16	0.17	2.70	538.41
0.75	0.44	0.21	1.22	0.18	2.73	586.40
0.80	0.47	0.23	1.29	0.18	2.74	628.58
0.85	0.50	0.24	1.37	0.18	2.74	662.65
0.90	0.52	0.25	1.46	0.17	2.71	685.39
0.95	0.55	0.26	1.57	0.17	2.64	690.99
1.00	0.58	0.27	1.83	0.15	2.41	643.07

Portata di progetto =	660 l/s
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.49 m
GRADO DI RIEMPIMENTO =	85 %



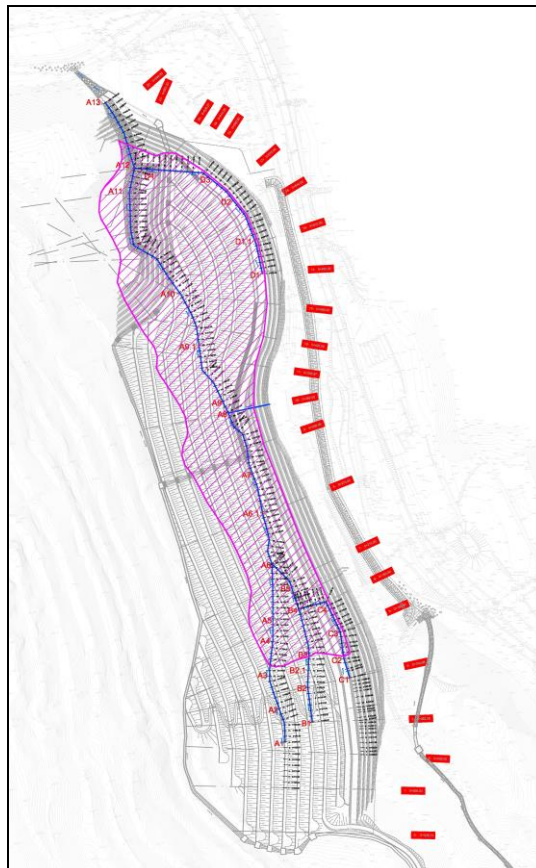
VERIFICA IDRAULICA DRENO TRATTO A12-A13 - DN800 mm

Pendenza minima tubazione i_t	0.0118
Coefficiente di scabrezza k_s ($m^{1/3}/s$)	80
D tubazione (m)	0.741
velocità corrente v (m/s)	2.960



Grado di riempimento	Tirante (m)	Area bagnata (m^2)	Perimetro bagnato (m)	Raggio idraulico (m)	Velocità (m/s)	Portata (l/s)
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.04	0.01	0.33	0.02	0.73	5.85
0.10	0.07	0.02	0.48	0.05	1.13	25.43
0.15	0.11	0.04	0.59	0.07	1.46	59.20
0.20	0.15	0.06	0.69	0.09	1.74	106.65
0.25	0.19	0.08	0.78	0.11	1.98	166.82
0.30	0.22	0.11	0.86	0.13	2.19	238.49
0.35	0.26	0.13	0.94	0.14	2.38	320.22
0.40	0.30	0.16	1.01	0.16	2.55	410.40
0.45	0.33	0.19	1.09	0.17	2.70	507.27
0.50	0.37	0.22	1.16	0.19	2.82	608.93
0.55	0.41	0.24	1.24	0.20	2.94	713.31
0.60	0.44	0.27	1.31	0.21	3.03	818.20
0.65	0.48	0.30	1.39	0.21	3.10	921.20
0.70	0.52	0.32	1.47	0.22	3.16	1019.64
0.75	0.56	0.35	1.55	0.22	3.20	1110.54
0.80	0.59	0.37	1.64	0.23	3.22	1190.41
0.85	0.63	0.39	1.74	0.22	3.21	1254.93
0.90	0.67	0.41	1.85	0.22	3.18	1297.99
0.95	0.70	0.42	1.99	0.21	3.09	1308.60
1.00	0.74	0.43	2.33	0.19	2.82	1217.86

Portata di progetto =	740 l/s
TIRANTE IDRAULICO (m) =	0.42 m
GRADO DI RIEMPIMENTO =	56 %



GENERAL CONTRACTOR



Consorzio Collegamenti Integrati Veloci

ALTA SORVEGLIANZA



A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00
Relazione idraulica abbancamento

Foglio
94 di 149

ALLEGATO 1
Piogge di durata inferiore all'ora
Stazione pluviometrica di Gavi

TABELLA 1 - OSSERVAZIONI AL PLUVIOMETRO
STAZIONE PLUVIOMETRICA DI: **GAVI**
QUOTIDIA: **41**
Anno di osservazione:

Anno	INTERVALLO IN MINUTI									
	10		15		30		45		60	
	X^s	$(V^s-VN)^2$	X^s	$(V^s-VN)^2$	X^s	$(V^s-VN)^2$	X^s	$(V^s-VN)^2$	X^s	$(V^s-VN)^2$
1 1351	3,4	1,87	1,94	2,25	3,10	3,33	2,34	3,22	1,50	1,14
2 1352		1,09	0,38	1,50	1,02	0,29	1,25	2,15	0,47	0,05
3 1353		0,58	0,04	1,02	0,24	0,07	0,78	2,0	0,04	0,13
4 1354	8	0,17	0,04	0,67	0,03	0,02	0,37	12	0,04	0,13
5 1355		-0,23	0,48	0,37	0,02	0,03	0,02	12	0,04	0,13
6 1356		-0,67	1,24	0,09	0,16	0,02	-0,33	6,4	-0,48	0,85
7 1357	6			0,09	0,16	0,02	-0,33	6,4	-0,48	0,85
8 1358	14			-0,19	0,48	6,4	-0,72	20	2,10	
9 1359				-0,48	0,43	20	55,18	32,2	115,56	
10 1360	3,6			-0,83	1,75	16,8	17,88	12	89,36	
11 1361						6,8	33,24	21,6	0,02	
12 1362						20	95,18			
13 1363	22,8									
14 1364										
15 1365										
16 1366										
17 1367										
18 1368										
19 1369										
20 1370										
21 1371										
22 1372										
23 1373										
24 1374										
25 1375										
26 1376										
27 1377										
28 1378										
29 1379										
30 1380										
31 1381										
32 1382										
33 1383										
34 1384										
35 1385										
36 1386										
37 1387										
38 1388										
39 1389										
40 1390										
41 1391										
		2,81	4,22	4,41	7,76	3,34	5,36	1,78	2,14	
		zomma	zomma	zomma	zomma	zomma	zomma	zomma	zomma	

Figura All.1-1 - Registros pluviometriche piogge di forte intensità e breve durata - Pluviometro di Gavi

TABELLA 2 - ELABORAZIONI STATISTICHE - METODO DI GUMBEL

N.	6	9	7	4
$\frac{\sum H_i}{n}$	11.63	10.52	12.57	21.45
$\frac{\sum H_i^2}{n}$	184.35	254.48	243.15	206.99
$\sigma = \sqrt{\frac{\sum H_i^2}{n} - \left(\frac{\sum H_i}{n}\right)^2}$	6.072	5.640	6.366	8.306
VM	0.469	0.490	0.477	0.466
SN	0.919	0.935	0.945	0.885
MODA	8.53	7.72	9.36	17.07
ALFA	6.61	5.72	6.74	9.83

Tempo di ritorno	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min
5 anni	16.45 mm	16.30 mm	19.46 mm	31.82 mm	38.20 mm
10 anni	18.45 mm	20.60 mm	24.51 mm	29.36 mm	46.28 mm
20 anni	23.41 mm	24.72 mm	30.05 mm	35.64 mm	55.44 mm
50 anni	28.41 mm	28.16 mm	34.32 mm	40.34 mm	62.31 mm
100 anni	33.93 mm	34.05 mm	40.34 mm	46.28 mm	62.31 mm

λ	T-5 anni	T-10 anni	T-20 anni	T-50 anni	T-100 anni
0.17	18.45	23.41	28.16	34.32	38.93
0.25	16.30	20.60	24.72	30.05	34.05
0.50	19.46	24.51	29.36	35.64	40.34
0.75	31.82	39.20	46.28	55.44	62.31

Figura All.1-2 - Trattazione probabilistica secondo Gumbel delle piogge di forte intensità e breve durata – Pluviometro di Gavi

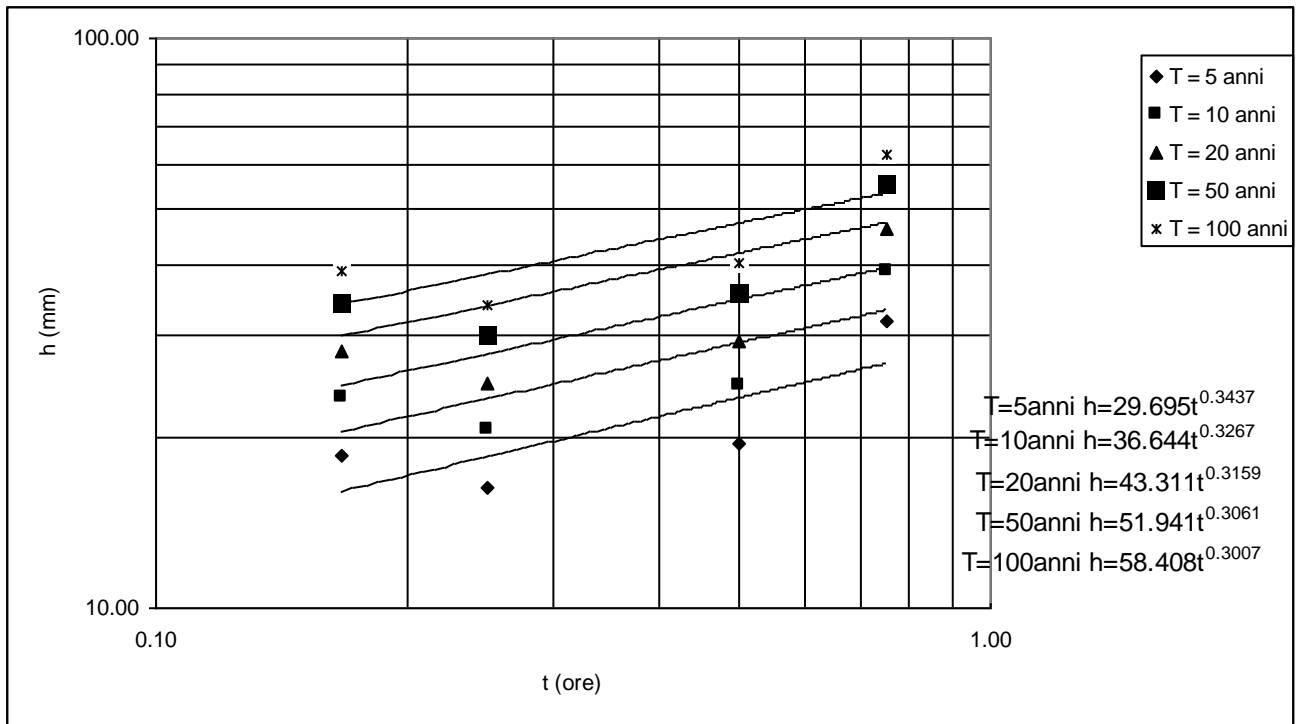


Figura All.1-3 – Parametri a e n secondo la trattazione probabilistica di Gumbel delle piogge di forte intensità e breve durata – Pluviometro di Gavi

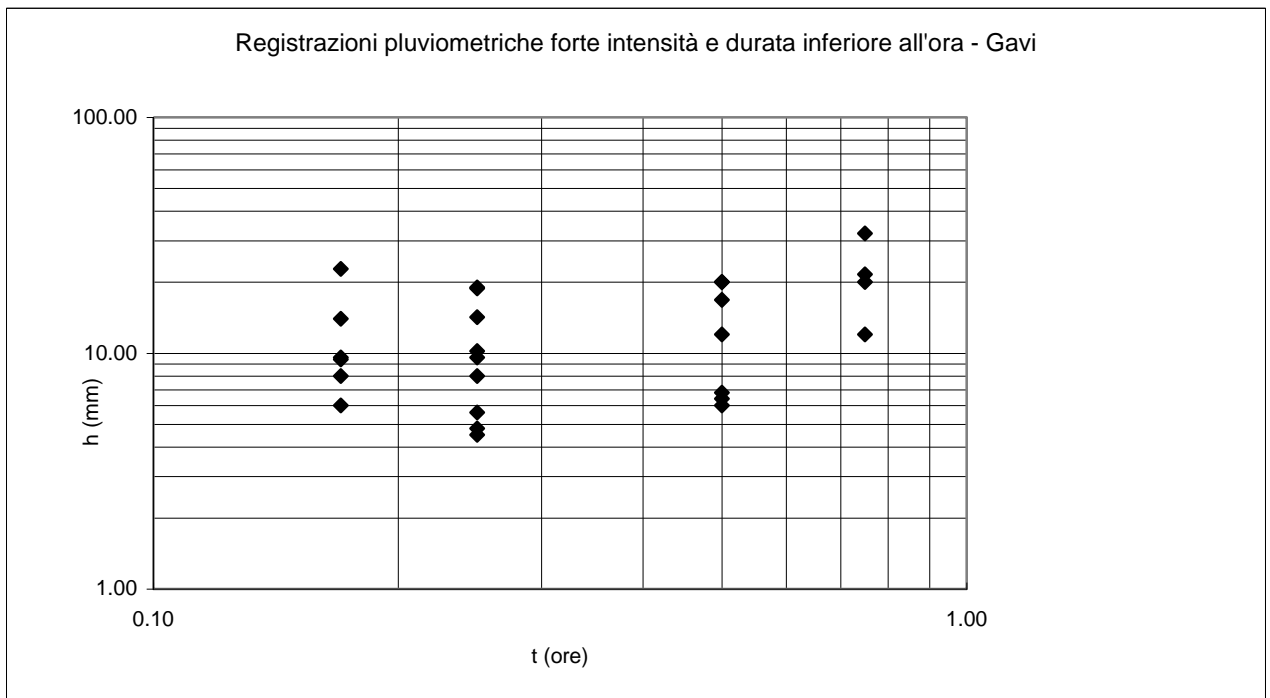
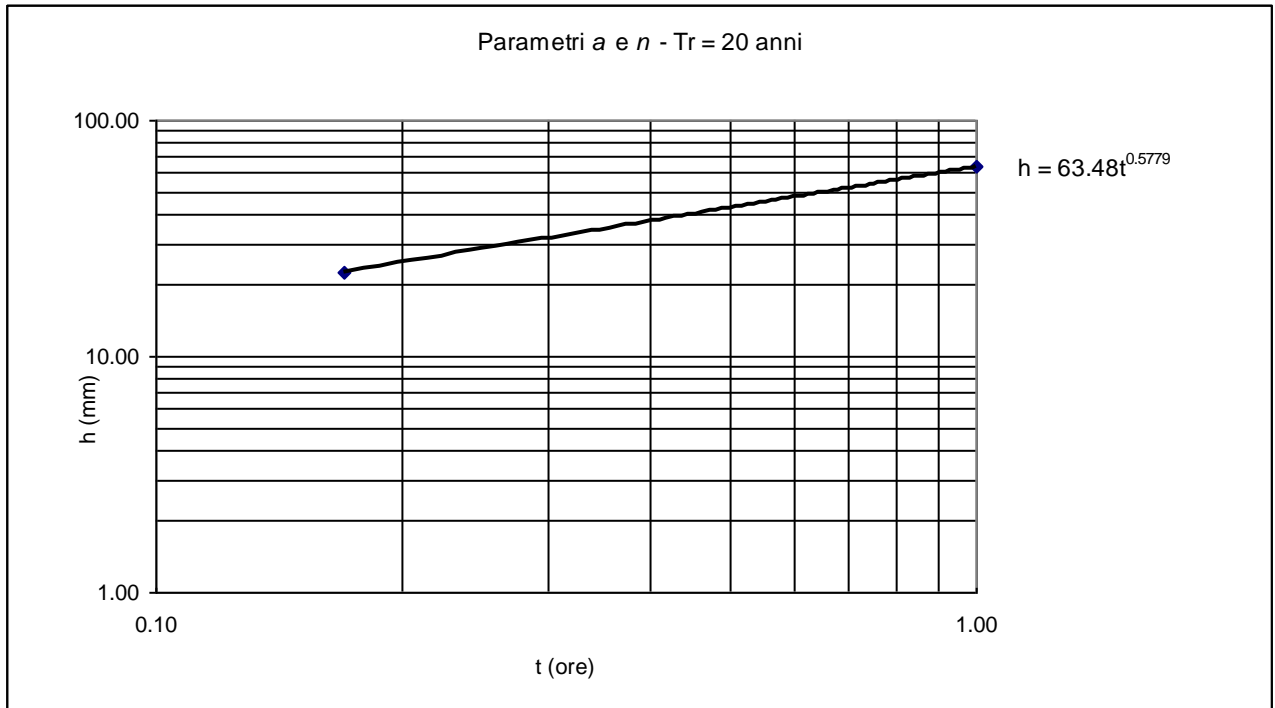


Figura All.1-4 – Registrazioni pluviometriche di forte intensità e breve durata su carta bi-logaritmica Pluviometro di Gavi

Figura All.1-5 – Parametri a e n piogge di forte intensità e breve durata – Pluviometro di Gavi

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento</p>	<p>Foglio 99 di 149</p>

ALLEGATO 2
Descrizione modello HEC-RAS

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collecamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento
	Foglio 100 di 149

Le modellazioni idrauliche monodimensionali sono state realizzate con il software di analisi dei corsi d'acqua HEC-RAS v.4.1 (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) dell'U.S. Army Corps of Engineers.

La procedura computazionale è basata sulla soluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia; le perdite di carico sono valutate con l'equazione di Manning e utilizzando i parametri di contrazione/espansione.

LE EQUAZIONI DEL MOTO

HEC-RAS risolve le equazioni di De Saint Venant distinguendo tra alveo e zone golenali:

Equazione di continuità

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$$

Dove:

x distanza lungo il canale;

t tempo;

Q portata;

A area della sezione;

S area della sezione con considerata contribuente al deflusso (ineffective flow area);

q_l flusso laterale per unità di lunghezza.

L'equazione può essere scritta per l'alveo inciso, per la golena destra e per la golena sinistra, di seguito, per semplicità, si riportano le equazioni per l'alveo inciso e per le golene complessivamente:

$$\frac{\partial A_a}{\partial t} + \frac{\partial Q_a}{\partial x_a} - q_g = 0$$

$$\frac{\partial A_g}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q_g}{\partial x_g} = q_a + q_l$$

Dove la sottoscrittura a e g indica alveo inciso e golene rispettivamente, q_c e q_g indicano gli scambi di portata tra l'alveo inciso e le zone golenali.

Si noti come siano considerate distanze diverse lungo l'alveo inciso e le zone golenali.

L'equazione dell'energia è:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S \right) = 0$$

dove:

- g accelerazione di gravità;
 S perdite di energia dovute alla scabrezza;
 V velocità.

Anche in questo caso possiamo scrivere l'equazione per l'alveo inciso e per le golene:

$$\frac{\partial Q_a}{\partial t} + \frac{\partial(V_a Q_a)}{\partial x_a} + gA_a \left(\frac{\partial z}{\partial x_a} + S_a \right) = M_g$$

$$\frac{\partial Q_g}{\partial t} + \frac{\partial(V_g Q_g)}{\partial x_g} + gA_g \left(\frac{\partial z}{\partial x_g} + S_g \right) = M_a$$

Dove M rappresenta lo scambio di quantità di moto tra alveo inciso e golene, si noti che:

$$\Delta x_a M_a = -\Delta x_g M_g$$

Nelle equazioni z (livello d'acqua) non è sottoscritto, infatti un modello monodimensionale ha come assunzione implicita che il livello è costante all'interno dell'intera sezione. La velocità è invece diversa tra alveo inciso e zone golenali, per cui si avrebbe un valore dell'energia diverso, non possibile in un modello monodimensionale. Il valore dell'energia viene calcolato introducendo il valore **a**. Considerando una velocità media nella sezione e differenziando tra alveo, golena destra e golena sinistra, facendo una media pesata sulle portate, possiamo scrivere:

$$\alpha \frac{\bar{V}}{2g} = \frac{Q_{gsx} \frac{V_{gsx}^2}{2g} + Q_a \frac{V_a^2}{2g} + Q_{gdx} \frac{V_{gdx}^2}{2g}}{Q_{gsx} + Q_a + Q_{gdx}}$$

assumendo che la pendenza della linea dell'energia è unica risulta anche:

$$Q_{gsx} = \frac{Q_{Tot}}{K_{Tot}} K_{gsx} \quad Q_a = \frac{Q_{Tot}}{K_{Tot}} K_a \quad Q_{gdx} = \frac{Q_{Tot}}{K_{Tot}} K_{gdx}$$

dove K rappresenta la conveyance o conduttività idraulica. Inserendo quest'ultime nell'equazione precedente si ottiene:

$$\alpha = \frac{A_{Tot}^2 \left[\frac{K_{gsx}^3}{A_{gsx}^2} + \frac{K_a^3}{A_a^2} + \frac{K_{gdx}^3}{A_{gdx}^2} \right]}{K_{Tot}^3}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento
	Foglio 102 di 149

DEFINIZIONE DELLE PERDITE DI CARICO PER ATTRITO

HEC-RAS utilizza l'equazione di Manning per la definizione delle perdite di carico per attrito:

$$Q = \frac{AR_H^{2/3} \sqrt{S}}{n}$$

dove n è il coefficiente di scabrezza secondo tale formulazione. I valori di n saranno valutati sull'intero tratto di studio con il metodo indicato nell'Allegato 5 "Specifiche per la valutazione della resistenza al moto in un'analisi idrodinamica di piena" del Disciplinare Tecnico d'Appalto e saranno imposti nelle singole sezioni automaticamente attraverso HEC-GeoRAS.

HEC-RAS nella scrittura, e quindi implementazione, dell'equazione dell'energia distingue sempre tra alveo inciso e zone golenali calcolando separatamente la conveyance di queste zone. Nel caso in cui all'interno di tali zone vi siano variazioni di scabrezza suddivise ulteriormente la sezione calcolando la conveyance per ogni tratto a partire da area e contorno bagnato. Con tale procedura si trascura lo scambio di quantità di moto attraverso le linee di separazione, ipotesi generalmente accettabile. Nel caso di imposizione di scabrezze diverse all'interno dell'alveo tale assunzione può non essere accettabile. Infatti se si è in presenza di sponde fortemente vegetate rispetto all'alveo la procedura normalmente utilizzata fa sì che la parte centrale dell'alveo non risenta della presenza della vegetazione sulle sponde (le linee di separazione sono considerate senza attrito). Per questo motivo nel caso dell'alveo HEC-RAS verifica se la pendenza dei tratti in cui avviene la variazione di scabrezza è maggiore di 5:1, in questo caso non suddivide l'alveo, ma calcola un valore di scabrezza complessivo per l'alveo con la formula:

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N P_i n_i^{3/2}}{P} \right]^{2/3}$$

dove:

- n_c valore di scabrezza complessivo;
- P contorno bagnato complessivo;
- P_i contorno bagnato del tratto i ;
- n_i valore di scabrezza del tratto i .

Nei risultati HEC-RAS riporta la scabrezza media utilizzata per le golene e per l'alveo, sia che siano calcolate con il classico metodo della suddivisione che nel caso, per l'alveo, sia calcolato un valore complessivo.

La scabrezza, oltre che lungo la sezione, può essere variata anche con il livello o la portata. Questa opzione permette una maggior flessibilità del modello in presenza di particolari situazioni, come per esempio zone vegetate in cui l'influenza si fa sentire per certi tiranti d'acqua, ma si riduce quando la vegetazione è notevolmente sommersa.

HEC-RAS permette inoltre di utilizzare diverse medie per valutare la scabrezza tra due sezioni. Infatti per ogni tratto possiamo calcolare la cadente S sia nella sezione di monte che in quella di valle:

$$S = \left(\frac{Q}{K} \right)^2$$

Nel tratto compreso la cadente può essere valutato come:

$$\bar{S} = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad \text{conduttività media (default per moto permanente e strutture)}$$

$$\bar{S} = \frac{S_1 + S_2}{2} \quad \text{media aritmetica (default per moto vario)}$$

$$\bar{S} = \sqrt{S_1 \cdot S_2} \quad \text{media geometrica}$$

$$\frac{1}{\bar{S}} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} \right) \quad \text{media armonica}$$

Il programma permette anche di scegliere il tipo di media sulla base del tipo di profilo che esiste tra le due sezioni:

Tipo profilo	Equazione utilizzata
Lenta (M1;S1)	Media aritmetica
Lenta (M2)	Media armonica
Veloce (S2)	Media aritmetica
Veloce (M3;S3)	Media geometrica

Oltre alle perdite di carico per attrito HEC-RAS considera anche le perdite di carico per allargamento o restringimento della sezione:

$$h_e = C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

dove c è il coefficiente di contrazione.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento	Foglio 104 di 149

PROPRIETÀ OPZIONALI DELLE SEZIONI

Nelle sezioni oltre alla definizione della scabrezza, dei coefficienti contrazione e delle diverse distanze lungo l'alveo e le golene, possono essere definite altre tre caratteristiche che possono aumentare la rappresentatività del modello:

- levee;
- ineffective flow area;
- blocked obstruction.

I levee permettono di non considerare parti della sezione finché non è stato raggiunto un determinato livello. Tale opzione è utilizzabile solo in simulazioni in moto stazionario, infatti nel caso di moto vario l'improvviso aumento dell'area di deflusso provoca instabilità numeriche, ma principalmente non rappresenta in modo corretto la dinamica della corrente. In un modello a moto vario è preferibile utilizzare strutture di sfioro (lateral weir) e suddividere la sezione in 2 o più canali.

Le ineffective flow area definiscono parti della sezione in cui si ha accumulo d'acqua, ma che non contribuisce al deflusso. Sono solitamente utilizzate per la definizione dei restringimenti dovuti alle strutture, quando si vogliono definire più sezioni nel tratto influenzato dalla struttura. Sono comunque molteplici le situazioni in cui l'utilizzo delle ineffective flow area permette una più accurata schematizzazione della realtà. Inoltre il loro uso permette di ridurre l'utilizzo delle zone di accumulo (storage area) che a rigore dovrebbero essere utilizzate solo in presenza di discontinuità idrauliche (per es. arginature). Numericamente viene tolta l'area nell'equazione dell'energia, ma non in quella di continuità, e non viene aumentato il perimetro bagnato.

Le blocked obstruction sono utilizzate per la schematizzazione di ostacoli (generalmente edifici) all'interno della sezione. Numericamente viene eliminata l'area occupata (sia nell'equazione di continuità che in quella dell'energia) e viene aggiunto perimetro bagnato per la parte interessata dai livelli.

STRUTTURE

In HEC-RAS possono essere schematizzate diversi tipi di strutture, sia trasversali al corso d'acqua che parallele allo stesso.

Per le strutture trasversali la valutazione delle perdite di carico dovute alla presenza della struttura è fatta mediante la schematizzazione con 4 sezioni del tratto in cui avviene la contrazione e l'espansione della vena liquida (Figura All.2-1). Il manuale di HEC-RAS riporta anche diverse formulazioni per la valutazione di un corretto posizionamento delle sezioni 1 e 4. Nel caso in cui si vogliano utilizzare più sezioni per la definizione dei 2 tratti, per la corretta definizione della parte di sezione contribuyente al deflusso si devono usare le ineffective flow area.

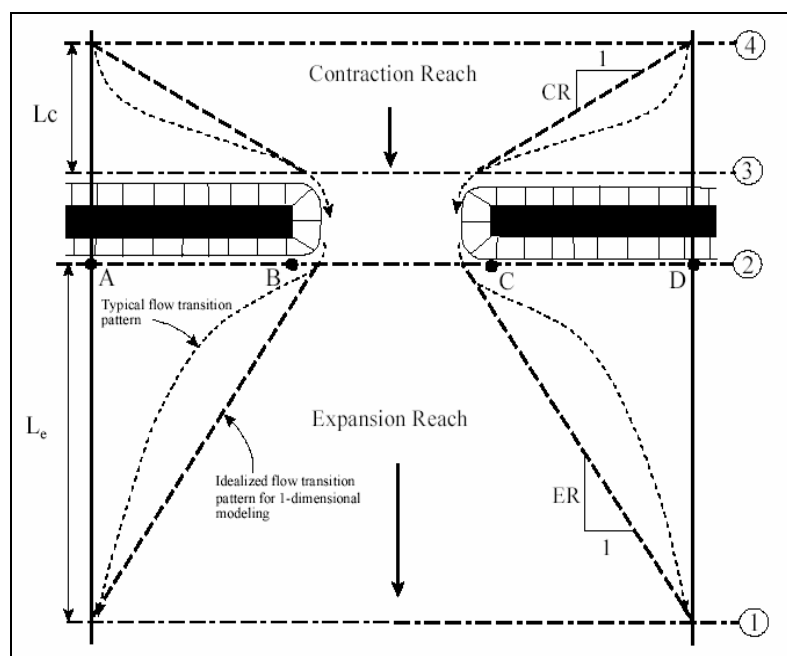


Figura All.2-1 – Ubicazione sezioni per l'analisi dei tratti di contrazione ed espansione dovuto alle strutture.

Ponti

Il codice di calcolo permette l'utilizzo di 4 formulazioni per il calcolo del rigurgito provocato dai ponti:

- bilancio energetico;
- teorema della quantità di moto;
- Yarnell;
- Metodo WSPRO.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento	Foglio 106 di 149

Con il metodo del bilancio energetico sono definite 2 sezioni aggiuntive all'interno del ponte sottraendo l'area occupata dalla struttura e la soluzione viene ottenuta considerando queste 2 sezioni come normali sezioni di calcolo.

Anche con il metodo della quantità di moto vengono inserite 2 sezioni aggiuntive all'interno del ponte ed è applicato il teorema della quantità di moto ai tre volumi di controllo: 2-sezione di valle del ponte, sezione di valle del ponte – sezione di monte del ponte e sezione di monte del ponte-3. In quest'ultimo considera anche la forza di reazione alla spinta idrodinamica esercitata dalla corrente. Tale forza dipende solo dalla forma della pila per $Fr < 0.7$. Al modello viene fornito il valore di CD (Drag coefficient) tabellato per diverse forme di pile.

Il metodo di Yarnell deriva da indagini sperimentali. La formula che consente di calcolare il sopralzo del pelo libero nella sezione 3 rispetto a quello della sezione 2 prodotto da una pila. La forma della pila è inserito mediante il coefficiente di forma K.

Il metodo WSPRO è quello utilizzato dal programma omonimo della FHWA (Federal Highway Administration). In sostanza è applicato il bilancio energetico nei tronchi 1-2, 2-3 e 3-4, usando espressioni delle perdite di carico che tengono conto di alcuni risultati sperimentali.

La scelta del metodo da utilizzare dipende dalle caratteristiche del ponte: nel caso in cui il rigurgito sia dovuto prevalentemente alla presenza delle pile è preferibile utilizzare il metodo di Yarnell o quello della quantità di moto in cui è possibile definire un coefficiente legato alla forma della pila; nel caso di forti restringimenti provocati dalla presenza del ponte è preferibile il metodo WSPRO sviluppato appositamente per questi casi.

Nel caso in cui il livello d'acqua raggiunga o superi l'intradosso del ponte i metodi sopra citati, ad esclusione di quello dell'energia, non sono più validi. In questo caso o si utilizza l'equazione dell'energia o è possibile utilizzare le formulazioni per deflusso a battente, libero o rigurgitato, e, se il livello supera l'estradosso, la formula del deflusso a stramazzo.

Tombini

L'analisi del flusso all'interno dei tombini è abbastanza complicata. Sono comunemente usati i concetti di "controllo in ingresso" e "controllo in uscita" per semplificare l'analisi. Il **controllo in ingresso** accade quando la capacità di deflusso del tombino all'ingresso è minore della capacità di deflusso delle canne del tombino. In questo caso la sezione di controllo del tombino è posizionata appena all'interno del tombino. Il profilo di moto passa attraverso lo stato critico in prossimità di questa sezione, la corrente immediatamente a valle è supercritica. L'energia a monte è calcolata assumendo che l'imbocco del tombino si comporti come uno sfioro. Quindi la capacità di deflusso

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collocamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento
	Foglio 107 di 149

dipende principalmente dalla geometria dell'imbocco del tombino. Il **controllo in uscita** accade quando la capacità di deflusso del tombino è limitata dalle condizioni di valle o dalla capacità di deflusso delle canne del tombino. HEC-RAS determina l'energia a monte richiesta per far fluire una data portata attraverso il tombino, sia per controllo in ingresso che per controllo in uscita. La condizione di maggiore energia a monte determina il tipo di flusso nel tombino per un dato livello di valle e una data portata. Nel caso di controllo in uscita l'energia a monte è calcolata facendo un bilancio tra la sezione di valle e quella di monte. Il programma considera la perdita di energia all'ingresso, le perdite distribuite all'interno delle canne del tombino e le perdite in uscita. Se durante il calcolo la condizione di controllo in ingresso risulta più alta di quella associata al controllo in uscita, il programma verifica se la condizione di controllo in ingresso può persistere senza mettere in pressione il tombino. Se si verifica un risalto idraulico all'interno del tombino si assume che il flusso avvenga in pressione lungo tutto il tombino.

Per la determinazione della situazione del controllo in ingresso, che dipende solamente dalla geometria dell'imbocco del tombino, sono utilizzate le equazioni ottenute da vari enti americani e pubblicate in "Hydraulic Design of Highway Culverts" [FHWA, 1985].

Stramazzi

Il calcolo del deflusso attraverso gli stramazzi è fatta con le formule degli stramazzi. Si possono considerare sia stramazzi in parete sottile che in parete grossa, liberi o controllati da paratoie verticali o radiali.

Stramazzi laterali

Oltre alle strutture trasversali alla corrente è possibile considerare delle strutture parallele alla corrente che simulano lo sfioro dell'acqua al di sopra di un argine o di una apposita struttura di sfioro laterale. In HEC-RAS il calcolo della portata sfiorante non è fatta considerando unicamente il livello di una sezione, ma considerando la variazione di livello sia dello stramazzo che del livello d'acqua, permettendo una più precisa valutazione.

L'equazione fondamentale di sfioro

$$Q = CLH^{3/2}$$

deve rendere conto di tale situazione. In Figura All.2-2 sono evidenziate le equazioni delle rette che identificano le pendenze della struttura laterale e del pelo libero tra due sezioni di calcolo: le costanti a_{ws} e a_w rappresentano le pendenze, mentre C_{ws} e C_w indicano le altezze iniziali (il pedice ws sta per *water surface*, mentre il pedice w sta per *weir*).

Dall'equazione classica relativa allo sfioro si ricava:

$$dQ = C(y_{ws} - y_w)^{3/2} dx$$

$$dQ = C(a_{ws}x + C_{ws} - a_w - C_w)^{3/2} dx$$

$$dQ = C(a_1x + C_1)^{3/2} dx$$

con $a_1 = a_{ws} - a_w$ e $C_1 = C_{ws} - C_w$.

Integrando:

$$\int_{x_1}^{x_2} dQ = C \int_{x_1}^{x_2} (a_1x + C_1)^{3/2}$$

$$Q_{x_1-x_2} = \frac{2C}{5a_1} \left[(a_1x_2 + C_1)^{5/2} - (a_1x_1 + C_1)^{5/2} \right]$$

Questa equazione è valida per a_1 diverso da zero; quando è pari a zero si ritorna al caso in cui il pelo libero parallelo alla superficie di sfioro.

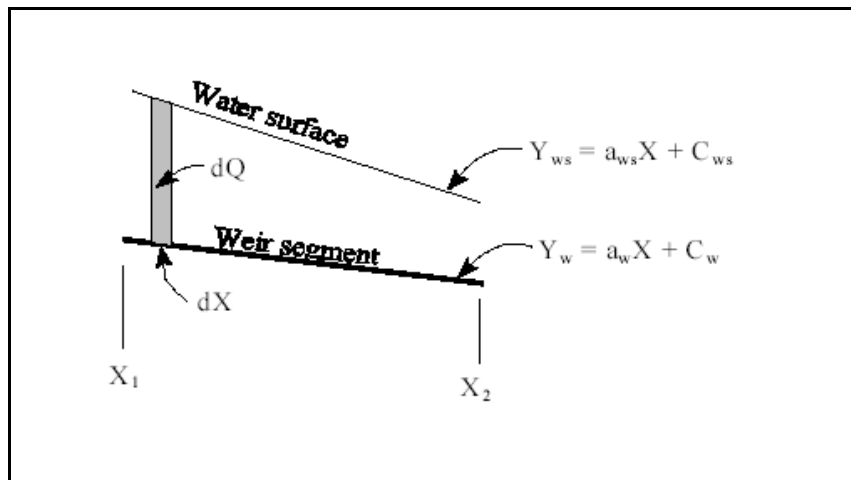


Figura All.2-2 – Pendenza della struttura laterale e del profilo idrico

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento</p>	<p>Foglio 109 di 149</p>

ALLEGATO 3

Trasformazione afflussi-deflussi per il dimensionamento delle tubazioni di scarico dei dreni sub orizzontali profondi a tergo delle terre armate (Tr = 20 anni)

ANALISI AFFLUSSI DEFLUSSI BACINO FINO ALLA SEZ. 7

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE BACINO

Superficie bacino:	0.011	km ²
Lunghezza asta principale:	0.138	km
Altitudine sezione di chiusura:	392.19	m s.l.m.
Altitudine massima corso d'acqua:	402	m s.l.m.
Altitudine media del bacino:	395	m s.l.m.
Pendenza media corso d'acqua:	0.0711	
Altitudine massima del bacino:	411	m s.l.m.

PLUVIOMETRIA

Valori di a ed n per i vari tempi di ritorno:

<i>T = 20 anni</i>	
<i>a₂₀</i>	<i>n₂₀</i>
63.48	0.578

Coefficiente di deflusso: 0.50

RISULTATI ANALISI

T_{corr}	0.05	ore
	RAZIONALE	
Q₂₀	0.37	m ³ /s

VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO

A seguito si riporta il calcolo del tempo di corrivazione del bacino eseguito utilizzando quattro fra le formule empiriche esistenti in letteratura.

In base ai risultati che si otterranno ed alla loro media, si valuterà il tempo di corrivazione da utilizzare nei calcoli idrologici delle portate di colmo di piena.

PARAMETRI DI INGRESSO	
S = Superficie del bacino	0.011 km ²
L = Lunghezza asta principale	0.138 km
H _{max} = Altitudine massima del ba	411 m s.l.m.
H _{min} = Altitudine sezione di chius	392 m s.l.m.
H _{med} = Altitudine media del bacin	395 m s.l.m.
i _m = Pendenza media asta	0.071 --

Formula di Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H_{med} - H_{min}}} = 0.47 \text{ ore}$$

Formula di Pezzoli

Metodo tarato per supefici inferiori a 20 Km²

$$T_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_m}} = 0.03 \text{ ore}$$

Formula di Ventura

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{S}{i_m}\right)^{0.5} = 0.05 \text{ ore}$$

Formula di Pasini

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = \frac{0.108(S \cdot L)^{0.33}}{i_m^{0.5}} = 0.05 \text{ ore}$$

Media dei valori ottenuti dalle formule per il calcolo del Tempo di Corr $T_{c(\text{med})} = 0.15 \text{ ore}$

Stima Tempo di Corrivazione adottata 0.045 ore

INTENSITÀ ISTANTANEA DI PIOGGIA E PORTATA AL COLMO ($T_r = 20$ anni)

Si considera la curva di intensità di pioggia relativa a tempi di pioggia superiori ad 1 h, la quale assume una forma del tipo:

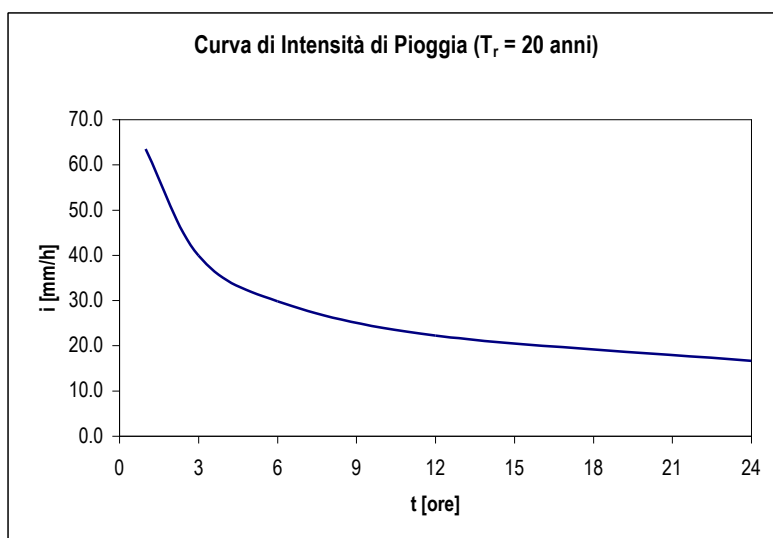
$$i = n \cdot a \cdot t^{-n-1}$$

I valori sono:

$$a = 63.48$$

$$n = 0.578$$

Ne risulta la curva di Intensità istantanea di pioggia riportata a seguito:



Al tempo di corrivazione stimato per il bacino idrografico in oggetto (0.05 ore) corrisponde un valore dell'intensità di pioggia pari a: **235.0** mm/h

Dalla formula: $Q_C = 0,28 \cdot c \cdot i_T \cdot A$ si ricava il valore della portata al colmo stimata per il tempo di ritorno considerato.

Sostituendo i valori:

c = coefficiente di deflusso	0.5
i_{20} = intensità di pioggia relativa al $T_r = 20$ anni [mm/ora]	235.0
A = superficie del bacino [km ²]	0.01114

risulta la portata al colmo di piena relativa a tempo di ritorno 20 anni (Q_{20}):

$$Q_{20} = 0.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

ANALISI AFFLUSSI DEFLUSSI BACINO FINO ALLA SEZ. 9

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE BACINO

Superficie bacino:	0.018	km ²
Lunghezza asta principale:	0.258	km
Altitudine sezione di chiusura:	383.00	m s.l.m.
Altitudine massima corso d'acqua:	402	m s.l.m.
Altitudine media del bacino:	391	m s.l.m.
Pendenza media corso d'acqua:	0.0736	
Altitudine massima del bacino:	411	m s.l.m.

PLUVIOMETRIA

Valori di a ed n per i vari tempi di ritorno:

<i>T = 20 anni</i>	
<i>a₂₀</i>	<i>n₂₀</i>
63.48	0.578

Coefficiente di deflusso: 0.50

RISULTATI ANALISI

T_{corr}	0.06	ore
	RAZIONALE	
Q₂₀	0.54	m ³ /s

VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO

A seguito si riporta il calcolo del tempo di corrivazione del bacino eseguito utilizzando quattro fra le formule empiriche esistenti in letteratura.

In base ai risultati che si otterranno ed alla loro media, si valuterà il tempo di corrivazione da utilizzare nei calcoli idrologici delle portate di colmo di piena.

PARAMETRI DI INGRESSO	
S = Superficie del bacino	0.018 km ²
L = Lunghezza asta principale	0.258 km
H _{max} = Altitudine massima del ba	411 m s.l.m.
H _{min} = Altitudine sezione di chius	383 m s.l.m.
H _{med} = Altitudine media del bacin	391 m s.l.m.
i _m = Pendenza media asta	0.074 --

Formula di Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H_{med} - H_{min}}} = 0.41 \text{ ore}$$

Formula di Pezzoli

Metodo tarato per supefici inferiori a 20 Km²

$$T_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_m}} = 0.05 \text{ ore}$$

Formula di Ventura

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{S}{i_m}\right)^{0.5} = 0.06 \text{ ore}$$

Formula di Pasini

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = \frac{0.108(S \cdot L)^{0.33}}{i_m^{0.5}} = 0.07 \text{ ore}$$

Media dei valori ottenuti dalle formule per il calcolo del Tempo di Corr $T_{c(\text{med})} = 0.15 \text{ ore}$

Stima Tempo di Corrivazione adottata 0.06 ore

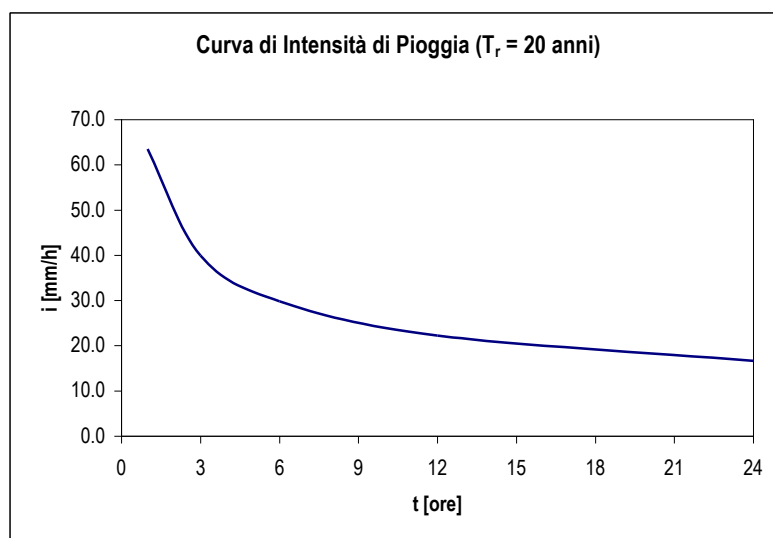
INTENSITÀ ISTANTANEA DI PIOGGIA E PORTATA AL COLMO ($T_r = 20$ anni)

Si considera la curva di intensità di pioggia relativa a tempi di pioggia superiori ad 1 h, la quale assume una forma del tipo:

$$i = n \cdot a \cdot t^{-n}$$

I valori sono: $a = 63.48$
 $n = 0.578$

Ne risulta la curva di Intensità istantanea di pioggia riportata a seguito:



Al tempo di corrivazione stimato per il bacino idrografico in oggetto (0.06 ore) corrisponde un valore dell'intensità di pioggia pari a: **208.2** mm/h

Dalla formula: $Q_C = 0,28 \cdot c \cdot i_T \cdot A$ si ricava il valore della portata al colmo stimata per il tempo di ritorno considerato.

Sostituendo i valori:

c = coefficiente di deflusso	0.5
i_{20} = intensità di pioggia relativa al $T_r = 20$ anni [mm/ora]	208.2
A = superficie del bacino [km ²]	0.01837

risulta la portata al colmo di piena relativa a tempo di ritorno 20 anni (Q_{20}):

$$Q_{20} = 0.54 \text{ m}^3/\text{s}$$

ANALISI AFFLUSSI DEFLUSSI BACINO FINO ALLA SEZ. 12

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE BACINO

Superficie bacino:	0.026	km ²
Lunghezza asta principale:	0.356	km
Altitudine sezione di chiusura:	382.79	m s.l.m.
Altitudine massima corso d'acqua:	402	m s.l.m.
Altitudine media del bacino:	389	m s.l.m.
Pendenza media corso d'acqua:	0.0540	
Altitudine massima del bacino:	411	m s.l.m.

PLUVIOMETRIA

 Valori di a ed n per i vari tempi di ritorno:

<i>T = 20 anni</i>	
a_{20}	n_{20}
63.48	0.578

Coefficiente di deflusso: 0.50

RISULTATI ANALISI

T_{corr}	0.09	ore
	RAZIONALE	
Q_{20}	0.64	m ³ /s

VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO

A seguito si riporta il calcolo del tempo di corrivazione del bacino eseguito utilizzando quattro fra le formule empiriche esistenti in letteratura.

In base ai risultati che si otterranno ed alla loro media, si valuterà il tempo di corrivazione da utilizzare nei calcoli idrologici delle portate di colmo di piena.

PARAMETRI DI INGRESSO	
S = Superficie del bacino	0.026 km ²
L = Lunghezza asta principale	0.356 km
H _{max} = Altitudine massima del ba	411 m s.l.m.
H _{min} = Altitudine sezione di chius	383 m s.l.m.
H _{med} = Altitudine media del bacin	389 m s.l.m.
i _m = Pendenza media asta	0.054 --

Formula di Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H_{med} - H_{min}}} = 0.59 \text{ ore}$$

Formula di Pezzoli

Metodo tarato per supefici inferiori a 20 Km²

$$T_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_m}} = 0.08 \text{ ore}$$

Formula di Ventura

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{S}{i_m}\right)^{0.5} = 0.09 \text{ ore}$$

Formula di Pasini

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = \frac{0.108(S \cdot L)^{0.33}}{i_m^{0.5}} = 0.10 \text{ ore}$$

Media dei valori ottenuti dalle formule per il calcolo del Tempo di Corr $T_{c(\text{med})} = 0.22 \text{ ore}$

Stima Tempo di Corrivazione adottata 0.09 ore

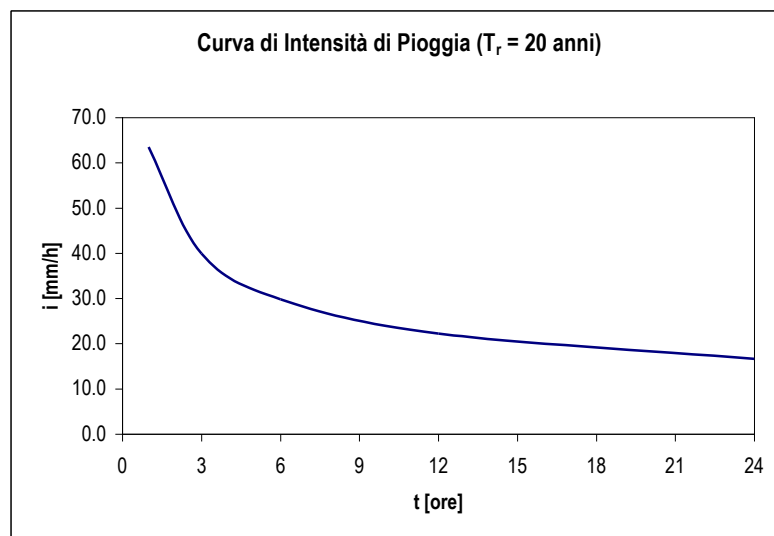
INTENSITÀ ISTANTANEA DI PIOGGIA E PORTATA AL COLMO ($T_r = 20$ anni)

Si considera la curva di intensità di pioggia relativa a tempi di pioggia superiori ad 1 h, la quale assume una forma del tipo:

$$i = n \cdot a \cdot t^{-n}$$

I valori sono: $a = 63.48$
 $n = 0.578$

Ne risulta la curva di Intensità istantanea di pioggia riportata a seguito:



Al tempo di corrivazione stimato per il bacino idrografico in oggetto (0.09 ore) corrisponde un valore dell'intensità di pioggia pari a: **175.4** mm/h

Dalla formula: $Q_C = 0,28 \cdot c \cdot i_T \cdot A$ si ricava il valore della portata al colmo stimata per il tempo di ritorno considerato.

Sostituendo i valori:

c = coefficiente di deflusso	0.5
i_{20} = intensità di pioggia relativa al $T_r = 20$ anni [mm/ora]	175.4
A = superficie del bacino [km ²]	0.02624

risulta la portata al colmo di piena relativa a tempo di ritorno 20 anni (Q_{20}):

$$Q_{20} = 0.64 \text{ m}^3/\text{s}$$

ANALISI AFFLUSSI DEFLUSSI BACINO FINO ALLA SEZ. 16

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE BACINO

Superficie bacino:	0.033	km ²
Lunghezza asta principale:	0.543	km
Altitudine sezione di chiusura:	373.51	m s.l.m.
Altitudine massima corso d'acqua:	402	m s.l.m.
Altitudine media del bacino:	387	m s.l.m.
Pendenza media corso d'acqua:	0.0525	
Altitudine massima del bacino:	411	m s.l.m.

PLUVIOMETRIA

Valori di a ed n per i vari tempi di ritorno:

<i>T = 20 anni</i>	
<i>a₂₀</i>	<i>n₂₀</i>
63.48	0.578

Coefficiente di deflusso: 0.50

RISULTATI ANALISI

T_{corr}	0.12	ore
	RAZIONALE	
Q₂₀	0.71	m ³ /s

VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO

A seguito si riporta il calcolo del tempo di corrivazione del bacino eseguito utilizzando quattro fra le formule empiriche esistenti in letteratura.

In base ai risultati che si otterranno ed alla loro media, si valuterà il tempo di corrivazione da utilizzare nei calcoli idrologici delle portate di colmo di piena.

PARAMETRI DI INGRESSO	
S = Superficie del bacino	0.033 km ²
L = Lunghezza asta principale	0.543 km
H _{max} = Altitudine massima del ba	411 m s.l.m.
H _{min} = Altitudine sezione di chius	374 m s.l.m.
H _{med} = Altitudine media del bacin	387 m s.l.m.
i _m = Pendenza media asta	0.052 --

Formula di Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H_{med} - H_{min}}} = 0.52 \text{ ore}$$

Formula di Pezzoli

Metodo tarato per supefici inferiori a 20 Km²

$$T_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_m}} = 0.13 \text{ ore}$$

Formula di Ventura

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{S}{i_m}\right)^{0.5} = 0.10 \text{ ore}$$

Formula di Pasini

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = \frac{0.108(S \cdot L)^{0.33}}{i_m^{0.5}} = 0.12 \text{ ore}$$

Media dei valori ottenuti dalle formule per il calcolo del Tempo di Corr $T_{c(\text{med})} = 0.22 \text{ ore}$

Stima Tempo di Corrivazione adottata 0.12 ore

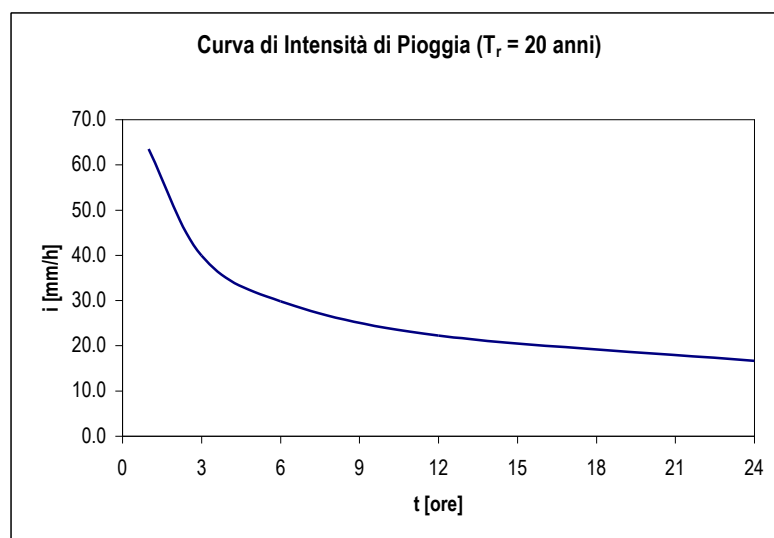
INTENSITÀ ISTANTANEA DI PIOGGIA E PORTATA AL COLMO ($T_r = 20$ anni)

Si considera la curva di intensità di pioggia relativa a tempi di pioggia superiori ad 1 h, la quale assume una forma del tipo:

$$i = n \cdot a \cdot t^{-n-1}$$

I valori sono: $a = 63.48$
 $n = 0.578$

Ne risulta la curva di Intensità istantanea di pioggia riportata a seguito:



Al tempo di corrivazione stimato per il bacino idrografico in oggetto (0.12 ore) corrisponde un valore dell'intensità di pioggia pari a: **155.4** mm/h

Dalla formula: $Q_C = 0,28 \cdot c \cdot i_T \cdot A$ si ricava il valore della portata al colmo stimata per il tempo di ritorno considerato.

Sostituendo i valori:

c = coefficiente di deflusso	0.5
i_{20} = intensità di pioggia relativa al $T_r = 20$ anni [mm/ora]	155.4
A = superficie del bacino [km ²]	0.03277

risulta la portata al colmo di piena relativa a tempo di ritorno 20 anni (Q_{20}):

$$Q_{20} = 0.71 \text{ m}^3/\text{s}$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301 00 D CV RI DP04 00 002 E00 Relazione idraulica abbancamento</p>	<p>Foglio 122 di 149</p>

ALLEGATO 4

Trasformazione afflussi-deflussi per il dimensionamento del
drenaggio di fondo (Tr = 20 anni)

ANALISI AFFLUSSI DEFLUSSI BACINO B01 – Tratto A1-A6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE BACINO B01 - tratto A1-A6

Superficie bacino:	0.014	km ²
Lunghezza asta principale:	0.163	km
Altitudine sezione di chiusura:	383	m s.l.m.
Altitudine massima corso d'acqua:	406	m s.l.m.
Altitudine media del bacino:	420	m s.l.m.
Pendenza media corso d'acqua:	0.1411	
Altitudine massima del bacino:	470	m s.l.m.

PLUVIOMETRIA

 Valori di a ed n per i vari tempi di ritorno:

$T = 20 \text{ anni}$	
a_{20}	n_{20}
63.48	0.578

Coefficiente di deflusso: 0.50

RISULTATI ANALISI

T_{corr}	0.03	ore
	RAZIONALE	
Q_{20}	0.55	m ³ /s

VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO

A seguito si riporta il calcolo del tempo di corrivazione del bacino eseguito utilizzando quattro fra le formule empiriche esistenti in letteratura.

In base ai risultati che si otterranno ed alla loro media, si valuterà il tempo di corrivazione da utilizzare nei calcoli idrologici delle portate di colmo di piena.

PARAMETRI DI INGRESSO	
S = Superficie del bacino	0.014 km ²
L = Lunghezza asta principale	0.163 km
H _{max} = Altitudine massima del ba	470 m s.l.m.
H _{min} = Altitudine sezione di chius	383 m s.l.m.
H _{med} = Altitudine media del bacin	420 m s.l.m.
i _m = Pendenza media asta	0.141 --

Formula di Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H_{med} - H_{min}}} = 0.15 \text{ ore}$$

Formula di Pezzoli

Metodo tarato per supefici inferiori a 20 Km²

$$T_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_m}} = 0.02 \text{ ore}$$

Formula di Ventura

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{S}{i_m}\right)^{0.5} = 0.04 \text{ ore}$$

Formula di Pasini

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = \frac{0.108(S \cdot L)^{0.33}}{i_m^{0.5}} = 0.04 \text{ ore}$$

Media dei valori ottenuti dalle formule per il calcolo del Tempo di Corr $T_{c(\text{med})} = 0.06 \text{ ore}$

Stima Tempo di Corrivazione adottata 0.03 ore

INTENSITÀ ISTANTANEA DI PIOGGIA E PORTATA AL COLMO ($T_r = 20$ anni)

Si considera la curva di intensità di pioggia relativa a tempi di pioggia superiori ad 1 h, la quale assume una forma del tipo:

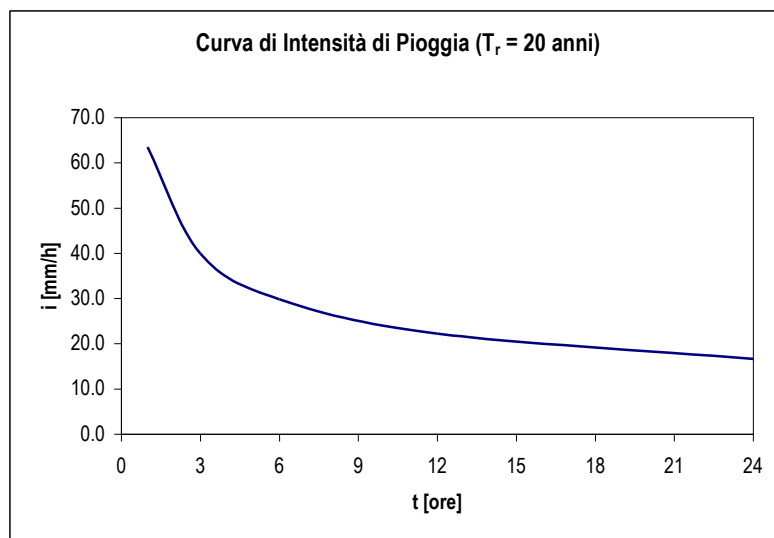
$$i = n \cdot a \cdot t^{-n}$$

I valori sono:

$$a = 63.48$$

$$n = 0.578$$

Ne risulta la curva di Intensità istantanea di pioggia riportata a seguito:



Al tempo di corruzione stimato per il bacino idrografico in oggetto (0.03 ore) corrisponde un valore dell'intensità di pioggia pari a: **278.9** mm/h

Dalla formula: $Q_c = 0,28 \cdot c \cdot i_T \cdot A$ si ricava il valore della portata al colmo stimata per il tempo di ritorno considerato.

Sostituendo i valori:

c = coefficiente di deflusso	0.5
i_{20} = intensità di pioggia relativa al $T_r = 20$ anni [mm/ora]	278.9
A = superficie del bacino [km ²]	0.01421

risulta la portata al colmo di piena relativa a tempo di ritorno 20 anni (Q_{20}):

$$Q_{20} = 0.55 \text{ m}^3/\text{s}$$

ANALISI AFFLUSSI DEFLUSSI BACINO B03 – Tratto B1-A6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE BACINO B03 - Tratto B1-A6

Superficie bacino:	0.005	km ²
Lunghezza asta principale:	0.099	km
Altitudine sezione di chiusura:	380	m s.l.m.
Altitudine massima corso d'acqua:	399	m s.l.m.
Altitudine media del bacino:	410	m s.l.m.
Pendenza media corso d'acqua:	0.1970	
Altitudine massima del bacino:	447	m s.l.m.

PLUVIOMETRIA

 valori di a ed n per i vari tempi di ritorno:

$T = 20 \text{ anni}$	
a_{20}	n_{20}
63.48	0.578

Coefficiente di deflusso: 0.50

RISULTATI ANALISI

T_{corr}	0.02	ore
Q_{20}	0.24	m ³ /s

RAZIONALE

VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO

A seguito si riporta il calcolo del tempo di corrivazione del bacino eseguito utilizzando quattro fra le formule empiriche esistenti in letteratura.

In base ai risultati che si otterranno ed alla loro media, si valuterà il tempo di corrivazione da utilizzare nei calcoli idrologici delle portate di colmo di piena.

PARAMETRI DI INGRESSO	
S = Superficie del bacino	0.005 km ²
L = Lunghezza asta principale	0.099 km
H _{max} = Altitudine massima del ba	447 m s.l.m.
H _{min} = Altitudine sezione di chius	380 m s.l.m.
H _{med} = Altitudine media del bacin	410 m s.l.m.
i _m = Pendenza media asta	0.197 --

Formula di Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H_{med} - H_{min}}} = 0.10 \text{ ore}$$

Formula di Pezzoli

Metodo tarato per supefici inferiori a 20 Km²

$$T_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_m}} = 0.01 \text{ ore}$$

Formula di Ventura

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{S}{i_m}\right)^{0.5} = 0.02 \text{ ore}$$

Formula di Pasini

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = \frac{0.108(S \cdot L)^{0.33}}{i_m^{0.5}} = 0.02 \text{ ore}$$

Media dei valori ottenuti dalle formule per il calcolo del Tempo di Corr $T_{c(\text{med})} = 0.04 \text{ ore}$

Stima Tempo di Corrivazione adottata 0.02 ore

INTENSITÀ ISTANTANEA DI PIOGGIA E PORTATA AL COLMO ($T_r = 20$ anni)

Si considera la curva di intensità di pioggia relativa a tempi di pioggia superiori ad 1 h, la quale assume una forma del tipo:

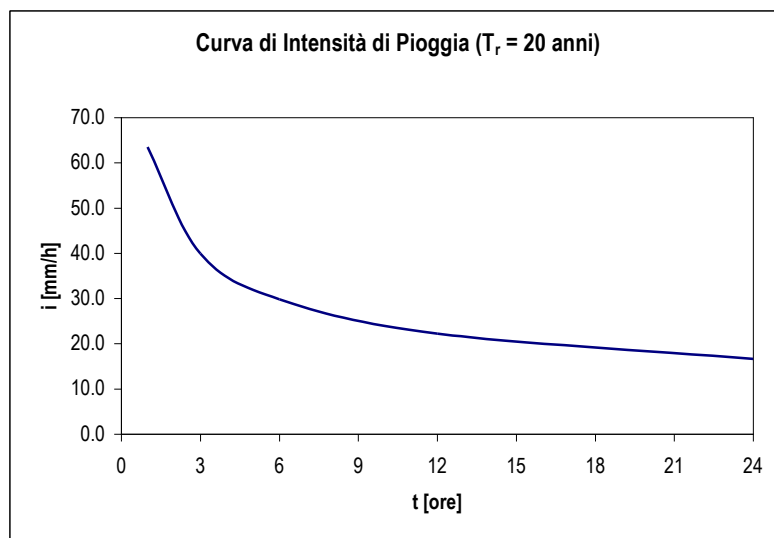
$$i = n \cdot a \cdot t^{-n}$$

I valori sono:

$$a = 63.48$$

$$n = 0.578$$

Ne risulta la curva di Intensità istantanea di pioggia riportata a seguito:



Al tempo di corrvazione stimato per il bacino idrografico in oggetto (0.02 ore) corrisponde un valore dell'intensità di pioggia pari a: **331.0** mm/h

Dalla formula: $Q_c = 0,28 \cdot c \cdot i_T \cdot A$ si ricava il valore della portata al colmo stimata per il tempo di ritorno considerato.

Sostituendo i valori:

c = coefficiente di deflusso	0.5
i_{20} = intensità di pioggia relativa al $T_r = 20$ anni [mm/ora]	331.0
A = superficie del bacino [km ²]	0.00519

risulta la portata al colmo di piena relativa a tempo di ritorno 20 anni (Q_{20}):

$$Q_{20} = 0.24 \text{ m}^3/\text{s}$$

ANALISI AFFLUSSI DEFLUSSI BACINO B05 – Tratto C1-B4

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE BACINO B05 - tratto C1-B4

Superficie bacino:	0.003	km ²
Lunghezza asta principale:	0.089	km
Altitudine sezione di chiusura:	375	m s.l.m.
Altitudine massima corso d'acqua:	383	m s.l.m.
Altitudine media del bacino:	395	m s.l.m.
Pendenza media corso d'acqua:	0.0899	
Altitudine massima del bacino:	441	m s.l.m.

PLUVIOMETRIA

 valori di a ed n per i vari tempi di ritorno:

$T = 20 \text{ anni}$	
a_{20}	n_{20}
63.48	0.578

Coefficiente di deflusso: 0.50

RISULTATI ANALISI

T_{corr}	0.02	ore
	RAZIONALE	
Q_{20}	0.15	m ³ /s

VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO

A seguito si riporta il calcolo del tempo di corrivazione del bacino eseguito utilizzando quattro fra le formule empiriche esistenti in letteratura.

In base ai risultati che si otterranno ed alla loro media, si valuterà il tempo di corrivazione da utilizzare nei calcoli idrologici delle portate di colmo di piena.

PARAMETRI DI INGRESSO	
S = Superficie del bacino	0.003 km ²
L = Lunghezza asta principale	0.089 km
H _{max} = Altitudine massima del ba	441 m s.l.m.
H _{min} = Altitudine sezione di chius	375 m s.l.m.
H _{med} = Altitudine media del bacin	395 m s.l.m.
i _m = Pendenza media asta	0.090 --

Formula di Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H_{med} - H_{min}}} = 0.10 \text{ ore}$$

Formula di Pezzoli

Metodo tarato per supefici inferiori a 20 Km²

$$T_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_m}} = 0.02 \text{ ore}$$

Formula di Ventura

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{S}{i_m}\right)^{0.5} = 0.02 \text{ ore}$$

Formula di Pasini

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = \frac{0.108(S \cdot L)^{0.33}}{i_m^{0.5}} = 0.02 \text{ ore}$$

Media dei valori ottenuti dalle formule per il calcolo del Tempo di Corr $T_{c(\text{med})} = 0.04 \text{ ore}$

Stima Tempo di Corrivazione adottata 0.02 ore

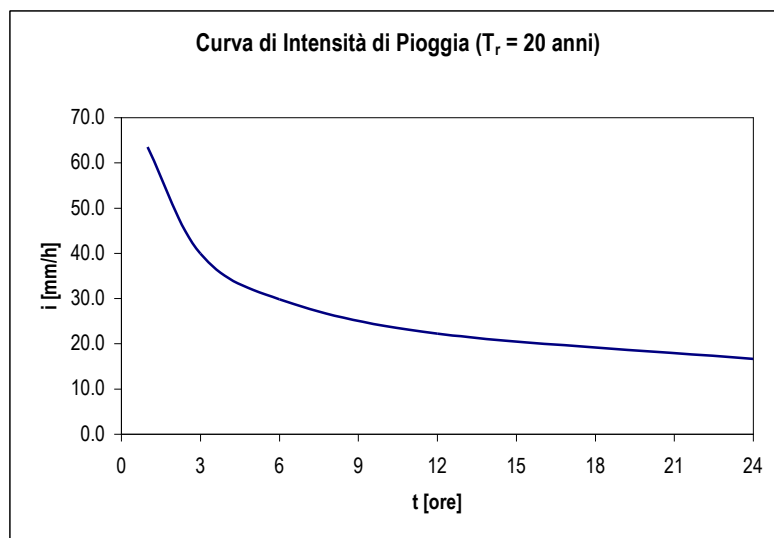
INTENSITÀ ISTANTANEA DI PIOGGIA E PORTATA AL COLMO ($T_r = 20$ anni)

Si considera la curva di intensità di pioggia relativa a tempi di pioggia superiori ad 1 h, la quale assume una forma del tipo:

$$i = n \cdot a \cdot t^{-n}$$

I valori sono: $a = 63.48$
 $n = 0.578$

Ne risulta la curva di Intensità istantanea di pioggia riportata a seguito:



Al tempo di corrivazione stimato per il bacino idrografico in oggetto (0.02 ore) corrisponde un valore dell'intensità di pioggia pari a: **331.0** mm/h

Dalla formula: $Q_c = 0,28 \cdot c \cdot i_T \cdot A$ si ricava il valore della portata al colmo stimata per il tempo di ritorno considerato.

Sostituendo i valori:

c = coefficiente di deflusso	0.5
i_{20} = intensità di pioggia relativa al $T_r = 20$ anni [mm/ora]	331.0
A = superficie del bacino [km ²]	0.00315

risulta la portata al colmo di piena relativa a tempo di ritorno 20 anni (Q_{20}):

$$Q_{20} = 0.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

ANALISI AFFLUSSI DEFLUSSI BACINO B08 – Tratto A6-A7

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE BACINO B08 - Tratto A6-A7

Superficie bacino:	0.011	km ²
Lunghezza asta principale:	0.171	km
Altitudine sezione di chiusura:	371.5	m s.l.m.
Altitudine massima corso d'acqua:	383	m s.l.m.
Altitudine media del bacino:	377.0	m s.l.m.
Pendenza media corso d'acqua:	0.0673	
Altitudine massima del bacino:	383	m s.l.m.

PLUVIOMETRIA

 valori di a ed n per i vari tempi di ritorno:

$T = 20 \text{ anni}$	
a_{20}	n_{20}
63.48	0.578

Coefficiente di deflusso: 0.50

RISULTATI ANALISI

T_{corr}	0.05	ore
Q_{20}	0.33	m ³ /s

RAZIONALE

VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO

A seguito si riporta il calcolo del tempo di corrivazione del bacino eseguito utilizzando quattro fra le formule empiriche esistenti in letteratura.

In base ai risultati che si otterranno ed alla loro media, si valuterà il tempo di corrivazione da utilizzare nei calcoli idrologici delle portate di colmo di piena.

PARAMETRI DI INGRESSO	
S = Superficie del bacino	0.011 km ²
L = Lunghezza asta principale	0.171 km
H _{max} = Altitudine massima del ba	383 m s.l.m.
H _{min} = Altitudine sezione di chius	372 m s.l.m.
H _{med} = Altitudine media del bacin	377 m s.l.m.
i _m = Pendenza media asta	0.067 --

Formula di Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H_{med} - H_{min}}} = 0.36 \text{ ore}$$

Formula di Pezzoli

Metodo tarato per supefici inferiori a 20 Km²

$$T_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_m}} = 0.04 \text{ ore}$$

Formula di Ventura

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{S}{i_m}\right)^{0.5} = 0.05 \text{ ore}$$

Formula di Pasini

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = \frac{0.108(S \cdot L)^{0.33}}{i_m^{0.5}} = 0.05 \text{ ore}$$

Media dei valori ottenuti dalle formule per il calcolo del Tempo di Corr $T_{c(\text{med})} = 0.12 \text{ ore}$

Stima Tempo di Corrivazione adottata 0.05 ore

INTENSITÀ ISTANTANEA DI PIOGGIA E PORTATA AL COLMO ($T_r = 20$ anni)

Si considera la curva di intensità di pioggia relativa a tempi di pioggia superiori ad 1 h, la quale assume una forma del tipo:

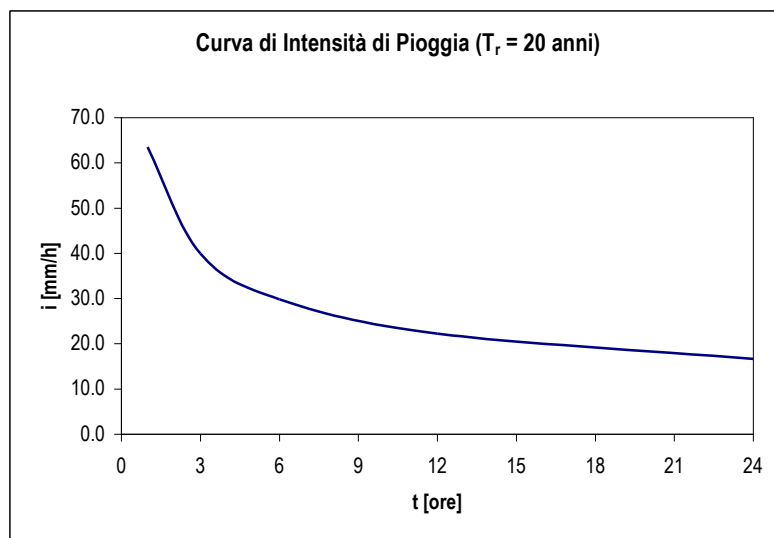
$$i = n \cdot a \cdot t^{-n}$$

I valori sono:

$$a = 63.48$$

$$n = 0.578$$

Ne risulta la curva di Intensità istantanea di pioggia riportata a seguito:



Al tempo di corruzione stimato per il bacino idrografico in oggetto (0.05 ore) corrisponde un valore dell'intensità di pioggia pari a: **224.8** mm/h

Dalla formula: $Q_c = 0,28 \cdot c \cdot i_T \cdot A$ si ricava il valore della portata al colmo stimata per il tempo di ritorno considerato.

Sostituendo i valori:

c = coefficiente di deflusso	0.5
i_{20} = intensità di pioggia relativa al $T_r = 20$ anni [mm/ora]	224.8
A = superficie del bacino [km ²]	0.01064

risulta la portata al colmo di piena relativa a tempo di ritorno 20 anni (Q_{20}):

$$Q_{20} = 0.33 \text{ m}^3/\text{s}$$

ANALISI AFFLUSSI DEFLUSSI BACINO B09 – Tratto A7-A9

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE BACINO B09 - Tratto A7-A9

Superficie bacino:	0.015	km ²
Lunghezza asta principale:	0.241	km
Altitudine sezione di chiusura:	370.5	m s.l.m.
Altitudine massima corso d'acqua:	383	m s.l.m.
Altitudine media del bacino:	375.0	m s.l.m.
Pendenza media corso d'acqua:	0.0519	
Altitudine massima del bacino:	383	m s.l.m.

PLUVIOMETRIA

 valori di a ed n per i vari tempi di ritorno:

$T = 20 \text{ anni}$	
a_{20}	n_{20}
63.48	0.578

Coefficiente di deflusso:

0.50

RISULTATI ANALISI

T_{corr}	0.07	ore
Q_{20}	0.42	m ³ /s

RAZIONALE

VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO

A seguito si riporta il calcolo del tempo di corrivazione del bacino eseguito utilizzando quattro fra le formule empiriche esistenti in letteratura.

In base ai risultati che si otterranno ed alla loro media, si valuterà il tempo di corrivazione da utilizzare nei calcoli idrologici delle portate di colmo di piena.

PARAMETRI DI INGRESSO	
S = Superficie del bacino	0.015 km ²
L = Lunghezza asta principale	0.241 km
H _{max} = Altitudine massima del ba	383 m s.l.m.
H _{min} = Altitudine sezione di chius	371 m s.l.m.
H _{med} = Altitudine media del bacin	375 m s.l.m.
i _m = Pendenza media asta	0.052 --

Formula di Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H_{med} - H_{min}}} = 0.50 \text{ ore}$$

Formula di Pezzoli

Metodo tarato per supefici inferiori a 20 Km²

$$T_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_m}} = 0.06 \text{ ore}$$

Formula di Ventura

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{S}{i_m}\right)^{0.5} = 0.07 \text{ ore}$$

Formula di Pasini

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = \frac{0.108(S \cdot L)^{0.33}}{i_m^{0.5}} = 0.07 \text{ ore}$$

Media dei valori ottenuti dalle formule per il calcolo del Tempo di Corr $T_{c(\text{med})} = 0.18 \text{ ore}$

Stima Tempo di Corrivazione adottata 0.07 ore

INTENSITÀ ISTANTANEA DI PIOGGIA E PORTATA AL COLMO ($T_r = 20$ anni)

Si considera la curva di intensità di pioggia relativa a tempi di pioggia superiori ad 1 h, la quale assume una forma del tipo:

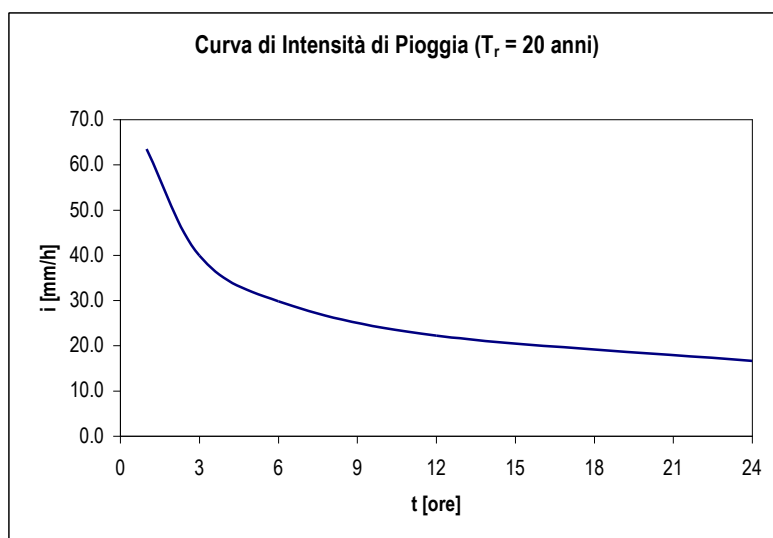
$$i = n \cdot a \cdot t^{-n}$$

I valori sono:

$$a = 63.48$$

$$n = 0.578$$

Ne risulta la curva di Intensità istantanea di pioggia riportata a seguito:



Al tempo di corrivazione stimato per il bacino idrografico in oggetto (0.07 ore) corrisponde un valore dell'intensità di pioggia pari a: **195.0** mm/h

Dalla formula: $Q_c = 0,28 \cdot c \cdot i_T \cdot A$ si ricava il valore della portata al colmo stimata per il tempo di ritorno considerato.

Sostituendo i valori:

c = coefficiente di deflusso	0.5
i_{20} = intensità di pioggia relativa al $T_r = 20$ anni [mm/ora]	195.0
A = superficie del bacino [km ²]	0.01524

risulta la portata al colmo di piena relativa a tempo di ritorno 20 anni (Q_{20}):

$$Q_{20} = \mathbf{0.42 \text{ m}^3/\text{s}}$$

ANALISI AFFLUSSI DEFLUSSI BACINO B10 – Tratto A9-A10

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE BACINO B10 - Tratto A9-A10

Superficie bacino:	0.024	km ²
Lunghezza asta principale:	0.346	km
Altitudine sezione di chiusura:	368.5	m s.l.m.
Altitudine massima corso d'acqua:	383	m s.l.m.
Altitudine media del bacino:	374.0	m s.l.m.
Pendenza media corso d'acqua:	0.0419	
Altitudine massima del bacino:	383	m s.l.m.

PLUVIOMETRIA

 valori di a ed n per i vari tempi di ritorno:

$T = 20 \text{ anni}$	
a_{20}	n_{20}
63.48	0.578

Coefficiente di deflusso: 0.50

RISULTATI ANALISI

T_{corr}	0.10	ore
Q_{20}	0.56	m ³ /s

RAZIONALE

VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO

A seguito si riporta il calcolo del tempo di corrivazione del bacino eseguito utilizzando quattro fra le formule empiriche esistenti in letteratura.

In base ai risultati che si otterranno ed alla loro media, si valuterà il tempo di corrivazione da utilizzare nei calcoli idrologici delle portate di colmo di piena.

PARAMETRI DI INGRESSO	
S = Superficie del bacino	0.024 km ²
L = Lunghezza asta principale	0.346 km
H _{max} = Altitudine massima del ba	383 m s.l.m.
H _{min} = Altitudine sezione di chius	369 m s.l.m.
H _{med} = Altitudine media del bacin	374 m s.l.m.
i _m = Pendenza media asta	0.042 --

Formula di Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H_{med} - H_{min}}} = 0.61 \text{ ore}$$

Formula di Pezzoli

Metodo tarato per supefici inferiori a 20 Km²

$$T_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_m}} = 0.09 \text{ ore}$$

Formula di Ventura

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{S}{i_m}\right)^{0.5} = 0.10 \text{ ore}$$

Formula di Pasini

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = \frac{0.108(S \cdot L)^{0.33}}{i_m^{0.5}} = 0.11 \text{ ore}$$

Media dei valori ottenuti dalle formule per il calcolo del Tempo di Corr $T_{c(\text{med})} = 0.23 \text{ ore}$

Stima Tempo di Corrivazione adottata 0.10 ore

INTENSITÀ ISTANTANEA DI PIOGGIA E PORTATA AL COLMO ($T_r = 20$ anni)

Si considera la curva di intensità di pioggia relativa a tempi di pioggia superiori ad 1 h, la quale assume una forma del tipo:

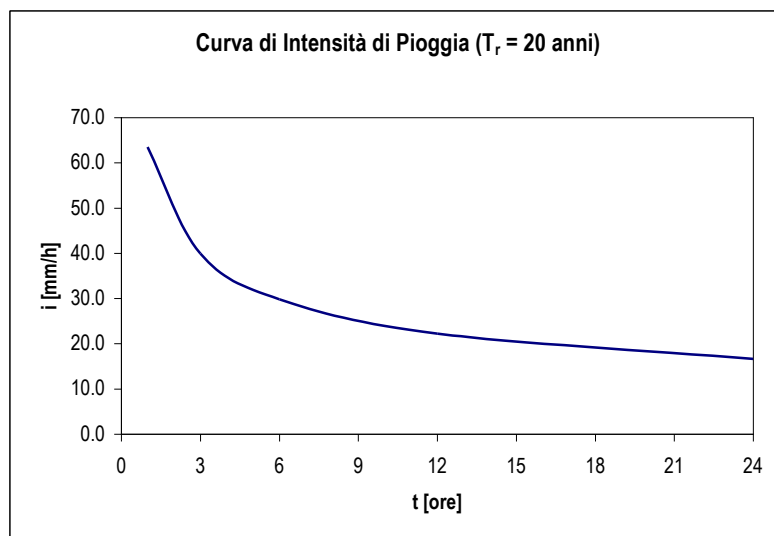
$$i = n \cdot a \cdot t^{-n}$$

I valori sono:

$$a = 63.48$$

$$n = 0.578$$

Ne risulta la curva di Intensità istantanea di pioggia riportata a seguito:



Al tempo di corruzione stimato per il bacino idrografico in oggetto (0.10 ore) corrisponde un valore dell'intensità di pioggia pari a: **167.8** mm/h

Dalla formula: $Q_c = 0,28 \cdot c \cdot i_T \cdot A$ si ricava il valore della portata al colmo stimata per il tempo di ritorno considerato.

Sostituendo i valori:

c = coefficiente di deflusso	0.5
i_{20} = intensità di pioggia relativa al $T_r = 20$ anni [mm/ora]	167.8
A = superficie del bacino [km ²]	0.02386

risulta la portata al colmo di piena relativa a tempo di ritorno 20 anni (Q_{20}):

$$Q_{20} = 0.56 \text{ m}^3/\text{s}$$

ANALISI AFFLUSSI DEFLUSSI BACINO B11 – Tratto A10-A12

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE BACINO B11 - Tratto A11-A12

Superficie bacino:	0.033	km ²
Lunghezza asta principale:	0.473	km
Altitudine sezione di chiusura:	367.0	m s.l.m.
Altitudine massima corso d'acqua:	383	m s.l.m.
Altitudine media del bacino:	373.0	m s.l.m.
Pendenza media corso d'acqua:	0.0338	
Altitudine massima del bacino:	383	m s.l.m.

PLUVIOMETRIA

 valori di a ed n per i vari tempi di ritorno:

<i>T = 20 anni</i>	
a_{20}	n_{20}
63.48	0.578

Coefficiente di deflusso: 0.50

RISULTATI ANALISI

T_{corr}	0.14	ore
Q_{20}	0.66	m ³ /s

RAZIONALE

VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO

A seguito si riporta il calcolo del tempo di corrivazione del bacino eseguito utilizzando quattro fra le formule empiriche esistenti in letteratura.

In base ai risultati che si otterranno ed alla loro media, si valuterà il tempo di corrivazione da utilizzare nei calcoli idrologici delle portate di colmo di piena.

PARAMETRI DI INGRESSO	
S = Superficie del bacino	0.033 km ²
L = Lunghezza asta principale	0.473 km
H _{max} = Altitudine massima del ba	383 m s.l.m.
H _{min} = Altitudine sezione di chius	367 m s.l.m.
H _{med} = Altitudine media del bacin	373 m s.l.m.
i _m = Pendenza media asta	0.034 --

Formula di Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H_{med} - H_{min}}} = 0.73 \text{ ore}$$

Formula di Pezzoli

Metodo tarato per supefici inferiori a 20 Km²

$$T_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_m}} = 0.14 \text{ ore}$$

Formula di Ventura

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{S}{i_m}\right)^{0.5} = 0.12 \text{ ore}$$

Formula di Pasini

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = \frac{0.108(S \cdot L)^{0.33}}{i_m^{0.5}} = 0.15 \text{ ore}$$

Media dei valori ottenuti dalle formule per il calcolo del Tempo di Corr $T_{c(\text{med})} = 0.29 \text{ ore}$

Stima Tempo di Corrivazione adottata 0.14 ore

INTENSITÀ ISTANTANEA DI PIOGGIA E PORTATA AL COLMO ($T_r = 20$ anni)

Si considera la curva di intensità di pioggia relativa a tempi di pioggia superiori ad 1 h, la quale assume una forma del tipo:

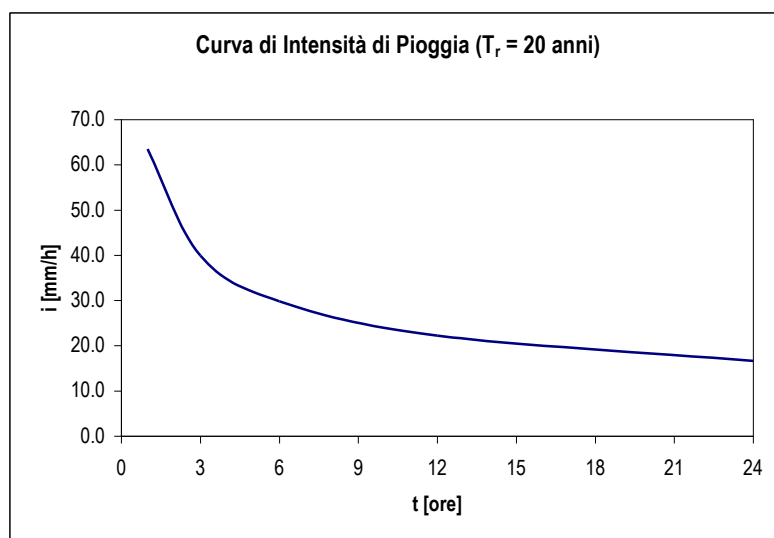
$$i = n \cdot a \cdot t^{-n}$$

I valori sono:

$$a = 63.48$$

$$n = 0.578$$

Ne risulta la curva di Intensità istantanea di pioggia riportata a seguito:



Al tempo di corrivazione stimato per il bacino idrografico in oggetto (0.14 ore) corrisponde un valore dell'intensità di pioggia pari a: **145.6** mm/h

Dalla formula: $Q_c = 0,28 \cdot c \cdot i_T \cdot A$ si ricava il valore della portata al colmo stimata per il tempo di ritorno considerato.

Sostituendo i valori:

c = coefficiente di deflusso	0.5
i_{20} = intensità di pioggia relativa al $T_r = 20$ anni [mm/ora]	145.6
A = superficie del bacino [km ²]	0.03261

risulta la portata al colmo di piena relativa a tempo di ritorno 20 anni (Q_{20}):

$$Q_{20} = 0.66 \text{ m}^3/\text{s}$$

ANALISI AFFLUSSI DEFLUSSI BACINO B12 – Tratto D1-A12

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE BACINO B12 - Tratto D1-A12

Superficie bacino:	0.005	km ²
Lunghezza asta principale:	0.166	km
Altitudine sezione di chiusura:	367.0	m s.l.m.
Altitudine massima corso d'acqua:	377	m s.l.m.
Altitudine media del bacino:	374.0	m s.l.m.
Pendenza media corso d'acqua:	0.0602	
Altitudine massima del bacino:	379	m s.l.m.

PLUVIOMETRIA

 valori di a ed n per i vari tempi di ritorno:

$T = 20 \text{ anni}$	
a_{20}	n_{20}
63.48	0.578

Coefficiente di deflusso: 0.50

RISULTATI ANALISI

T_{corr}	0.04	ore
Q_{20}	0.17	m ³ /s

RAZIONALE

VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO

A seguito si riporta il calcolo del tempo di corrivazione del bacino eseguito utilizzando quattro fra le formule empiriche esistenti in letteratura.

In base ai risultati che si otterranno ed alla loro media, si valuterà il tempo di corrivazione da utilizzare nei calcoli idrologici delle portate di colmo di piena.

PARAMETRI DI INGRESSO	
S = Superficie del bacino	0.005 km ²
L = Lunghezza asta principale	0.166 km
H _{max} = Altitudine massima del ba	379 m s.l.m.
H _{min} = Altitudine sezione di chius	367 m s.l.m.
H _{med} = Altitudine media del bacin	374 m s.l.m.
i _m = Pendenza media asta	0.060 --

Formula di Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H_{med} - H_{min}}} = 0.25 \text{ ore}$$

Formula di Pezzoli

Metodo tarato per supefici inferiori a 20 Km²

$$T_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_m}} = 0.04 \text{ ore}$$

Formula di Ventura

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{S}{i_m}\right)^{0.5} = 0.04 \text{ ore}$$

Formula di Pasini

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = \frac{0.108(S \cdot L)^{0.33}}{i_m^{0.5}} = 0.04 \text{ ore}$$

Media dei valori ottenuti dalle formule per il calcolo del Tempo di Corr $T_{c(\text{med})} = 0.09 \text{ ore}$

Stima Tempo di Corrivazione adottata 0.04 ore

INTENSITÀ ISTANTANEA DI PIOGGIA E PORTATA AL COLMO ($T_r = 20$ anni)

Si considera la curva di intensità di pioggia relativa a tempi di pioggia superiori ad 1 h, la quale assume una forma del tipo:

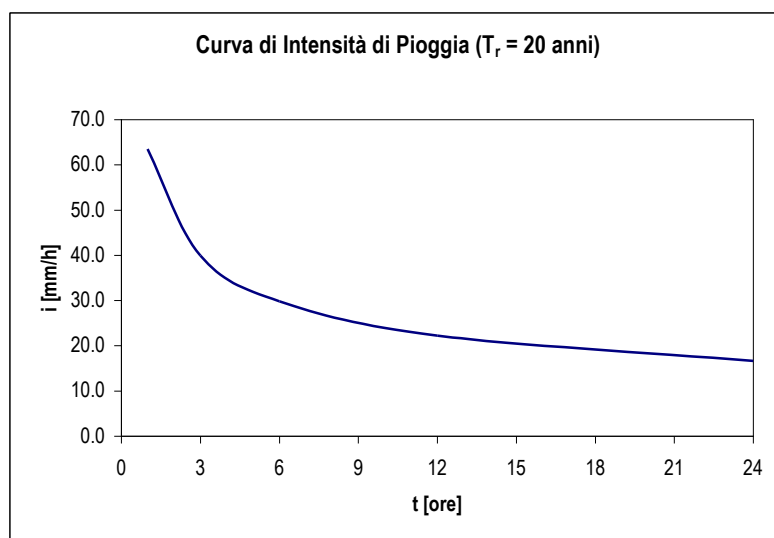
$$i = n \cdot a \cdot t^{-n}$$

I valori sono:

$$a = 63.48$$

$$n = 0.578$$

Ne risulta la curva di Intensità istantanea di pioggia riportata a seguito:



Al tempo di corrivazione stimato per il bacino idrografico in oggetto (0.04 ore) corrisponde un valore dell'intensità di pioggia pari a: **247.0** mm/h

Dalla formula: $Q_c = 0,28 \cdot c \cdot i_T \cdot A$ si ricava il valore della portata al colmo stimata per il tempo di ritorno considerato.

Sostituendo i valori:

c = coefficiente di deflusso	0.5
i_{20} = intensità di pioggia relativa al $T_r = 20$ anni [mm/ora]	247.0
A = superficie del bacino [km ²]	0.00492

risulta la portata al colmo di piena relativa a tempo di ritorno 20 anni (Q_{20}):

$$Q_{20} = 0.17 \text{ m}^3/\text{s}$$

ANALISI AFFLUSSI DEFLUSSI BACINO COMPLETO – Tratto A12-A13

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE BACINO COMPLESSIVO

Superficie bacino:	0.038	km ²
Lunghezza asta principale:	0.536	km
Altitudine sezione di chiusura:	365	m s.l.m.
Altitudine massima corso d'acqua:	383	m s.l.m.
Altitudine media del bacino:	372	m s.l.m.
Pendenza media corso d'acqua:	0.0336	
Altitudine massima del bacino:	384	m s.l.m.

PLUVIOMETRIA

 valori di a ed n per i vari tempi di ritorno:

<i>T = 20 anni</i>	
a_{20}	n_{20}
63.48	0.578

Coefficiente di deflusso: 0.50

RISULTATI ANALISI

T_{corr}	0.16	ore
Q_{20}	0.74	m ³ /s

RAZIONALE

VALUTAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO

A seguito si riporta il calcolo del tempo di corrivazione del bacino eseguito utilizzando quattro fra le formule empiriche esistenti in letteratura.

In base ai risultati che si otterranno ed alla loro media, si valuterà il tempo di corrivazione da utilizzare nei calcoli idrologici delle portate di colmo di piena.

PARAMETRI DI INGRESSO	
S = Superficie del bacino	0.038 km ²
L = Lunghezza asta principale	0.536 km
H _{max} = Altitudine massima del ba	384 m s.l.m.
H _{min} = Altitudine sezione di chius	365 m s.l.m.
H _{med} = Altitudine media del bacin	372 m s.l.m.
i _m = Pendenza media asta	0.034 --

Formula di Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H_{med} - H_{min}}} = 0.75 \text{ ore}$$

Formula di Pezzoli

Metodo tarato per supefici inferiori a 20 Km²

$$T_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_m}} = 0.16 \text{ ore}$$

Formula di Ventura

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{S}{i_m}\right)^{0.5} = 0.14 \text{ ore}$$

Formula di Pasini

Metodo tarato per supefici inferiori a 40 Km²

$$T_c = \frac{0.108(S \cdot L)^{0.33}}{i_m^{0.5}} = 0.16 \text{ ore}$$

Media dei valori ottenuti dalle formule per il calcolo del Tempo di Corr $T_{c(\text{med})} = 0.30 \text{ ore}$

Stima Tempo di Corrivazione adottata 0.16 ore

INTENSITÀ ISTANTANEA DI PIOGGIA E PORTATA AL COLMO ($T_r = 20$ anni)

Si considera la curva di intensità di pioggia relativa a tempi di pioggia superiori ad 1 h, la quale assume una forma del tipo:

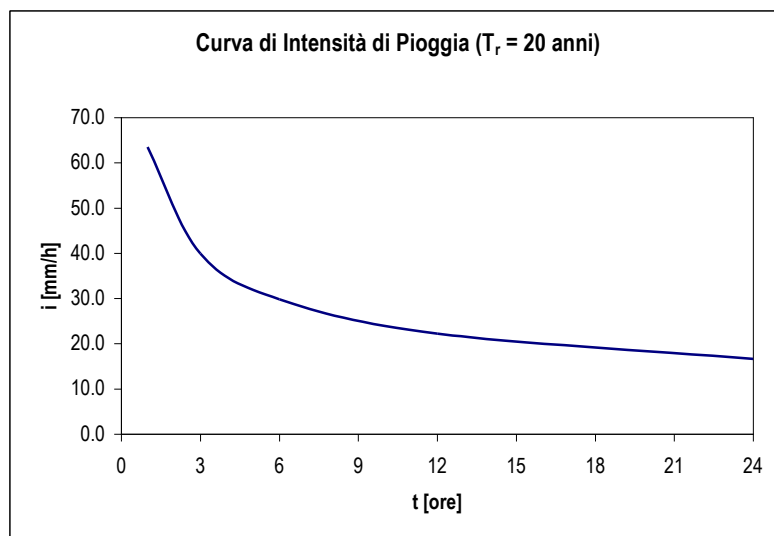
$$i = n \cdot a \cdot t^{-n}$$

I valori sono:

$$a = 63.48$$

$$n = 0.578$$

Ne risulta la curva di Intensità istantanea di pioggia riportata a seguito:



Al tempo di corrivazione stimato per il bacino idrografico in oggetto (0.16 ore) corrisponde un valore dell'intensità di pioggia pari a: **137.6** mm/h

Dalla formula: $Q_c = 0,28 \cdot c \cdot i_T \cdot A$ si ricava il valore della portata al colmo stimata per il tempo di ritorno considerato.

Sostituendo i valori:

c = coefficiente di deflusso	0.5
i_{20} = intensità di pioggia relativa al $T_r = 20$ anni [mm/ora]	137.6
A = superficie del bacino [km ²]	0.03843

risulta la portata al colmo di piena relativa a tempo di ritorno 20 anni (Q_{20}):

$$Q_{20} = 0.74 \text{ m}^3/\text{s}$$