

Provincia di Cuneo  
S.S. 28 del Colle di Nava  
Lavori di realizzazione della Tangenziale di Mondovì con collegamento alla S.S. 28 Dir – 564 e al casello A6 "Torino–Savona" – III Lotto (Variante di Mondovì)

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. TO08

<b>PROGETTAZIONE:</b> RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	<b>MANDATARIA:</b> 	<b>MANDANTI:</b>  <b>POLITECNICA</b> BUILDING FOR HUMANS	<b>MATILDI+PARTNERS</b>
<b>IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:</b> <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>	<b>IL PROGETTISTA:</b> <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>		
<b>IL GEOLOGO:</b> <i>Geol. Emanuele Fresia – TECHNITAL</i> <i>Ordine Geologi Veneto n. A501</i>	<b>GRUPPO DI PROGETTAZIONE:</b> <b>COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E PROGETTAZIONE STRADALE:</b> <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. 6457/A</i> <b>COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E COORDINATORE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE:</b> <i>Ing. Edoardo Piccoli – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A3381</i>		
<b>IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:</b> <i>Ing. Paolo Barrasso – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A9513</i>	<b>OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIA:</b> <i>Ing. Corrado Pesce – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A1984</i> <b>OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTI E MINORI:</b> <i>Ing. Stefano Isani – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A4550</i>		
<b>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:</b> <i>Ing. Giuseppe Danilo Malgeri</i>	<b>GEOTECNICA:</b> <i>Ing. Alessandro Rizzo – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. A19598</i> <b>IDROLOGIA ED IDRAULICA:</b> <i>Ing. Simone Venturini – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2515</i>		
<b>PROTOCOLLO:</b>	<b>DATA:</b>		

04 – IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione di compatibilità idraulica – Cantierizzazione e opere di protezioni Torrente Ellero

<b>CODICE PROGETTO</b> DPT000008D16	<b>NOME FILE</b> 04.22_P00_ID00_IDR_RE03_E	<b>PROGR. ELAB.</b> 04.22	<b>REV.</b> E	<b>SCALA:</b> -
	<b>CODICE ELAB.</b> P00ID00IDRRE03			
<b>F</b>	-	-	-	-
<b>E</b>	ISTRUTTORIE CdS e VIA	Nov. 2022	Technital	Follera Venturini Renso
<b>D</b>	ISTRUTTORIE CSSLPP E VIA	Apr. 2021	Technital	Follera Venturini Renso
<b>A</b>	-	-	-	-
<b>REV.</b>	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO VERIFICATO APPROVATO

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>MODELLAZIONE FLUVIALE.....</b>	<b>2</b>
2.1	Premessa .....	2
2.2	Descrizione configurazione di cantiere .....	3
2.3	Scabrezza.....	5
2.4	Condizioni al contorno.....	6
2.5	Determinazione della portata di progetto .....	6
2.6	Risultati della modellazione .....	8
<b>3</b>	<b>OPERE DI PROTEZIONE .....</b>	<b>13</b>
3.1	Opere di protezione di progetto .....	13
3.1.1	Dimensionamento scogliere laterali .....	22
3.1.2	Dimensionamento della protezione delle pile .....	25
3.1.3	Verifica dimensionamento scogliere laterali.....	26
3.1.4	Scalzamento previsto.....	29
3.2	Opere di protezione per fase di cantiere .....	32
3.3	Verifica a sifonamento del guado provvisorio .....	34
	<b>Allegato 1: Modello di calcolo: Hec-Ras .....</b>	<b>36</b>

## 1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono trattati gli aspetti idraulici relativi all'attraversamento fluviali del Torrente Ellero durante le fasi di lavoro e le verifiche delle difese spondali, relativi al progetto denominato *S.S. 28 del Colle di Nava Lavori di realizzazione della Tangenziale di Mondovì con collegamento alla S.S. 28 Dir - 564 ed al casello A6 "Torino-Savona" - III Lotto (Variante di Mondovì)*.

In particolar modo, vengono trattati gli aspetti idraulici relativi alla modellazione del fiume Ellero alla sezione di chiusura nei pressi di Mezzavia frazione di Mondovì (CN) alle coordinate geografiche 44.367452 N - 7.809482 E durante le fasi di cantiere. Per entrambe le modellazioni verranno presentati i dati di partenza, come modello digitale del terreno, scabrezza e condizioni al contorno, per arrivare infine ai risultati della modellazione presentando i livelli del profilo idrico rispetto ai nuovi attraversamenti di progetto.

Nel capitolo 3, invece viene trattata la verifica e il dimensionamento dell'idraulica di piattaforma.

Tutte le modellazioni e le verifiche idrauliche fanno riferimento ai valori di portata e alle altezze di pioggia precedentemente calcolate nella relazione idrologica.

La presente relazione valuterà la compatibilità idraulica delle opere di protezioni e delle fasi di cantiere dell'intervento nel rispetto dei contenuti della "Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle Fasce A e B, approvata con la deliberazione del Comitato Istituzionale n. 2 dell'11 maggio 1999 e aggiornata con la deliberazione del Comitato Istituzionale n. 10 del 5 aprile 2006" – dell'Autorità di Bacino del Fiume Po (Direttiva Ponti), nonostante il corso d'acqua in esame non sia fasciato. Gli effetti principali che sono stati considerati nel presente studio sono i seguenti:

- E.1. Modifiche indotte sul profilo involuppo di piena
- E.2. Riduzione della capacità di invaso dell'alveo
- E.3. Interazioni con le opere di difesa idrauliche (opere di sponda e argini) esistenti

Gli aspetti legati agli effetti E4. *Opere idrauliche in progetto nell'ambito dell'intervento*, agli effetti E.5. *Modifiche indotte sull'assetto morfologico planimetrico e altimetrico dell'alveo di inciso e di piena*, e agli effetti E.6. *Modifiche indotte sulle caratteristiche naturali e paesaggistiche della regione fluviale* non sono trattati in questa relazione perché facenti parte delle analisi da effettuare sullo stato di progetto.

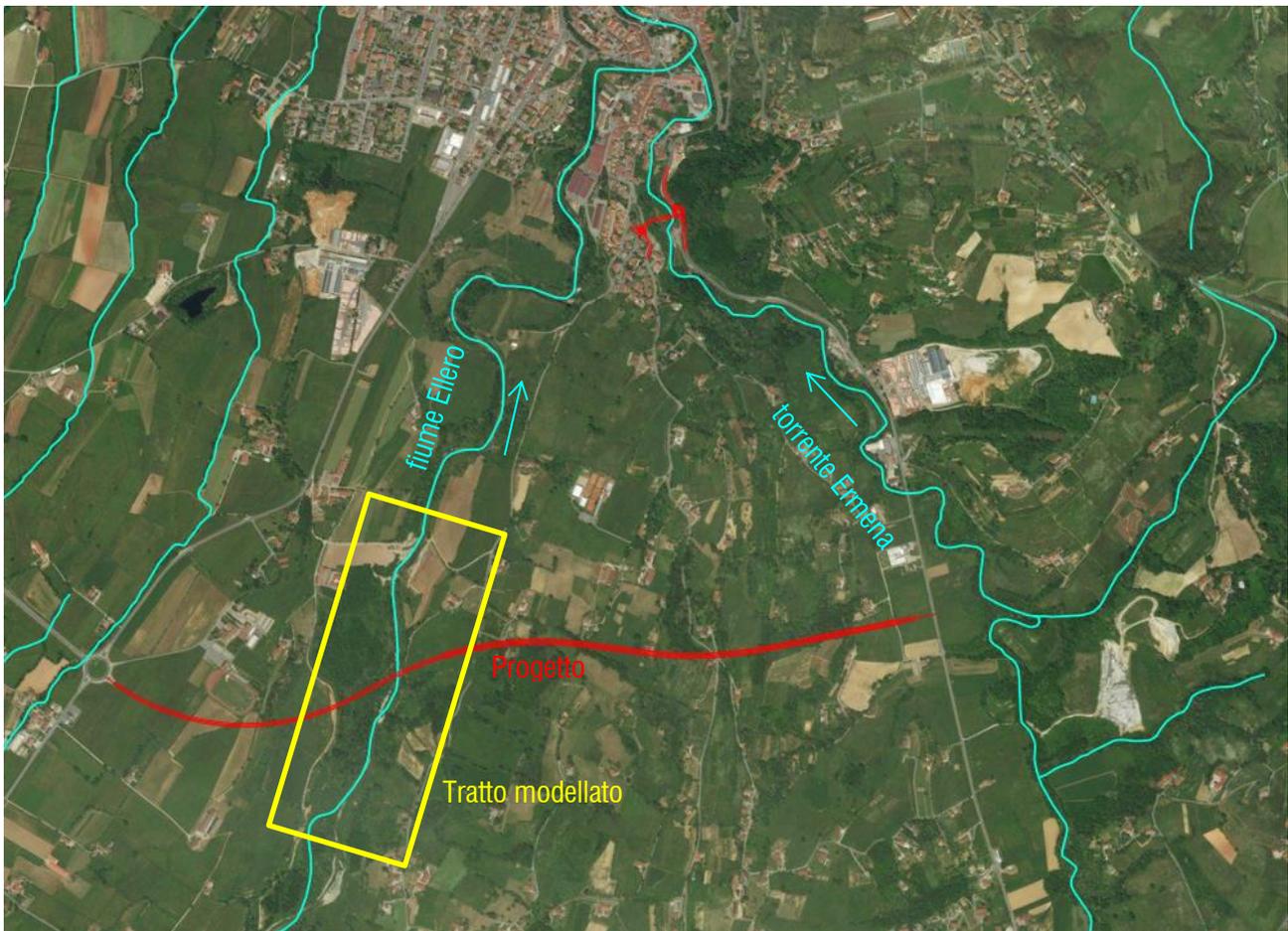
Gli aspetti legati all'effetto E.7. *Condizioni di sicurezza dell'intervento rispetto alla piena*, è invece trattato nelle relazioni di calcolo strutturale.

## 2 MODELLAZIONE FLUVIALE

### 2.1 Premessa

Il progetto della nuova *Tangenziale di Mondovì – III lotto* interseca in due punti la rete idrografica superficiale (**Errore. L 'origine riferimento non è stata trovata.**). Nello specifico si prevede l'attraversamento del fiume Ellero con un viadotto lungo 120 metri formato da quattro campate che poggiano sulle spalle dei versanti e su tre pilastri che trovano fondazione sul letto del fiume.

Nei pressi di questi due attraversamenti è stato modellato l'andamento del fiume nelle condizioni di cantierizzazione con il software HEC-RAS per determinare l'influenza delle opere sull'andamento del profilo idraulico. La modellazione dello stato di progetto è stata eseguita con un modello bidimensionale e si rimanda all'elaborato specifico 04\_03\_P00\_ID00\_IDR\_RE02\_D - Studio idraulico bidimensionale torrente Ellero – Relazione.



Inquadramento delle opere di attraversamento con messa in evidenza dell'opera prevista di progetto e il tratto di fiume modellato.

## 2.2 Descrizione configurazione di cantiere

È stata, eseguita una modellazione per la fase di cantiere. Per la costruzione delle pile del ponte, si è scelto di prevedere la costruzione di ture in massi provvisionali intorno alle pile stesse: un'arginatura che circonda la pila P3 e un'arginatura che eviti che l'evento di piena dimensionante (TR 3 anni) interessi l'area di cantiere delle restanti pile P1 e P2. Tra queste due arginature, si prevede un collegamento tramite guado, con quota superiore di +433,10 m slm, formato da 13 scatolari in cls diametro di dimensioni interne 2,00x2,00 e ricoperto di materiale misto granulare. Il guado sarà rivestito in cls per evitare che un eventuale sormonto lo possa destabilizzare. Il rivestimento sarà posto sia frontalmente che e posteriormente così che non vi possano essere fenomeni erosivi sugli imbocchi dei tombini. Lato P1 e P2 è previsto che l'innalzamento dell'attuale sponda possa essere sormontato in caso di eventi eccezionali che superino quello dimensionante.

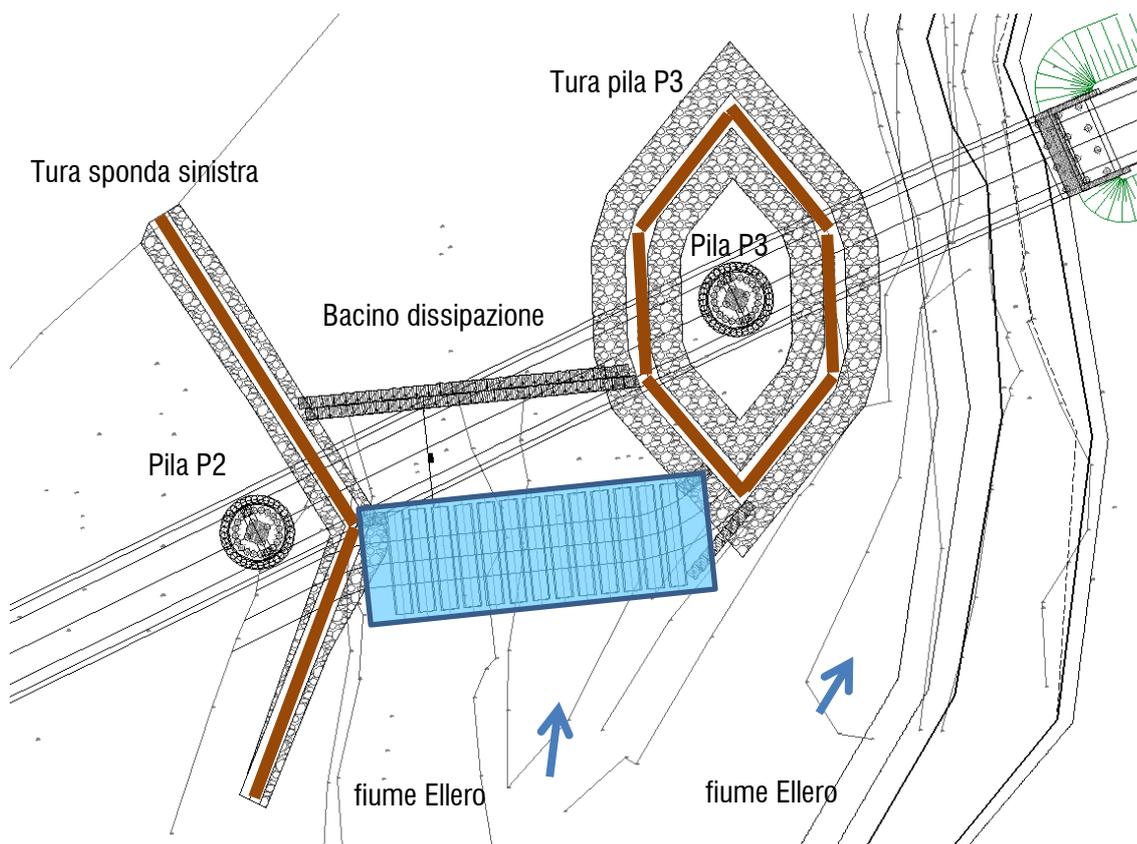
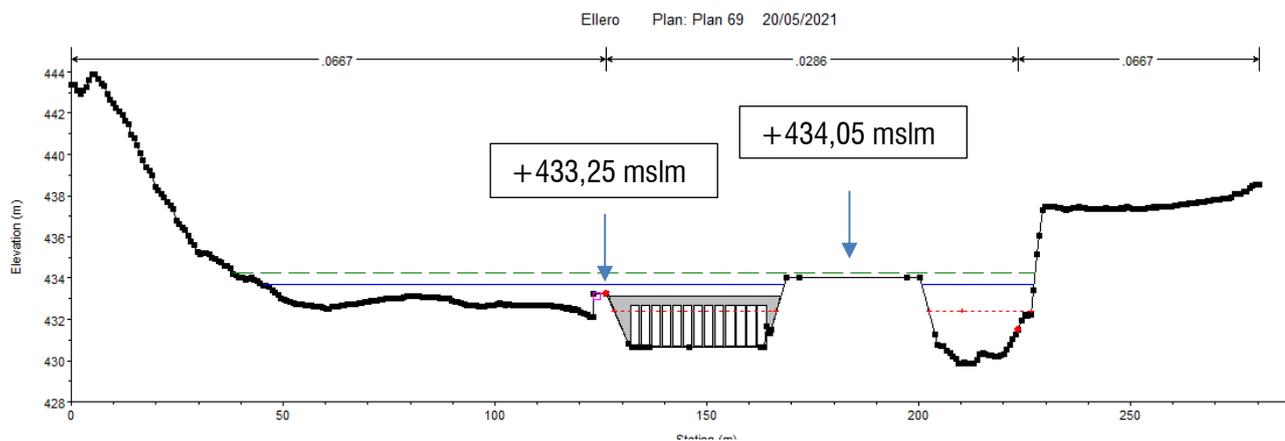


Figura 1. Pianta della sistemazione di cantiere per la costruzione delle pile del ponte.

Le due arginature si trovano a quote differenti perché in caso di evento eccezionale, come può essere la piena duecentennale, l'alveo ha la necessità di potersi allargare nell'area golenale per evitare che il rigurgito provocato dal guado provochi livelli eccessivi in alveo. Per tale ragione si è deciso di non proteggere il cantiere delle pile P1 e P2 anche per eventi con tempi di ritorno maggiori, la sponda destra è collegata ad aree che si trovano ad altezze tali da

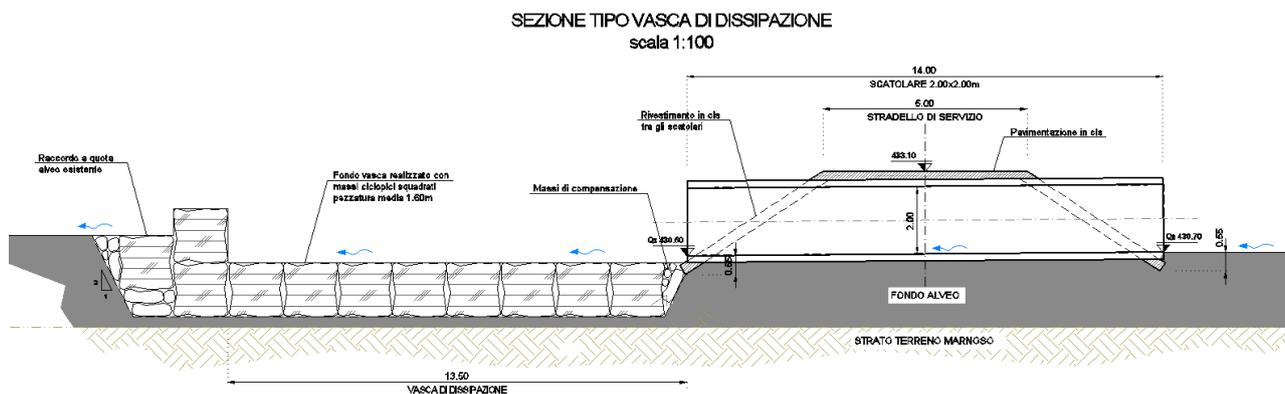
non essere interessate dalle piene e quindi la messa in sicurezza di personale e mezzi appare molto semplice. La velocità della corrente in gola appare modesta rispetto alle altre zone dell'alveo inciso (0.6-0.7 m/s).

Nel caso invece della pila P3, questa si trova all'interno di un isolotto collegato alla sponda solo dal guado di cantiere. In caso di mancata allerta o ritardo nello spostare i mezzi l'altezza della tura attorno alla pila P3 consente di mantenere in asciutto l'isola.

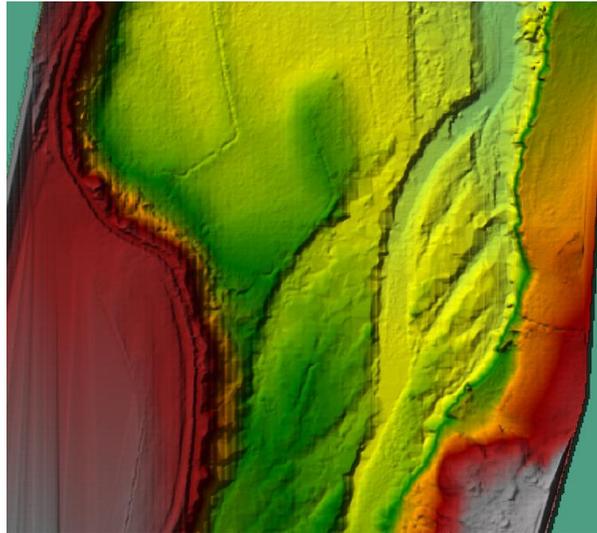


A valle del guado è stato realizzato, con massi di pezzatura analoga a quelli delle protezioni spondali definitive (160 cm) una area di dissipazione delle portate in uscita dagli scatolari. Tale area ha lo scopo di smorzare gli effetti della corrente che può uscire in pressione dagli tombini del guado e della porzione di onda di piena che può sormontare il guado stesso durante gli eventi di piena estremi che superano quelli dimensionanti.

La scelta di usare un guado con manufatti prefabbricati in calcestruzzo è stata intrapresa per garantire quella stabilità richiesta nel parere del CSLP.



La modellazione del fiume Ellero ha permesso di identificare il livello idrico che si otterrebbe in alveo. Per fare ciò è stato inizialmente creato un modello digitale del terreno a partire da una nuvola di punti rilevata sul campo. Una volta determinato l'andamento del fondo sono state prese delle sezioni significative che potessero rappresentare tratti simili. Ne è stata definita la scabrezza e le condizioni al contorno. In ultima, inserito il progetto del viadotto per valutarne l'interazione con il fiume considerando la presenza di più pile nel letto del fiume.



Modello digitale del terreno per il torrente Ellero

### 2.3 Scabrezza

Per l'implementazione del modello idraulico sono stati utilizzati diversi valori di scabrezza. I valori del coefficiente di Mannig attribuiti rispettivamente al tratto di alveo alle aree golenali sono riportati nella seguente tabella.



I valori sono stati estrapolati dalla Direttiva "Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B" dell'Autorità di Bacino del fiume Po. L'alveo inciso ha delle caratteristiche di sezioni con depositi alluvionali con fondo irregolare, scarpate irregolari con presenza di vegetazione arbustiva ed arborea. Mentre le aree golenali sono caratterizzate da folta vegetazione spontanea.

Tabella 1: Valori di scabrezza per l'alveo inciso e le aree golenali del fiume Ellero.

	<b>coefficienti di Manning [m<sup>-1/3</sup>·s]</b>	<b>coefficiente di Gauckler Strickler [m/s<sup>-1/3</sup>]</b>
Alveo inciso	0.0333	30
Aree golenali	0.0667	15

Il fiume Ellero presenta un definito alveo inciso, tuttavia per una portata bicentenaria, invade le aree golenali presenti per alcuni tratti in sinistra idrografica e per certe in sinistra idrografica. Nel punto di attraversamento l'alveo ha un aspetto pluricurale.

## 2.4 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno di cui si è tenuto conto per l'implementazione del modello idraulico sono:

- una rappresentazione del modello del terreno con una sezioni almeno ogni 50 metri che considerasse un tratto a monte e a valle dell'opera pari a circa 500 m;
- il raggiungimento di moto uniforme nella prima e nell'ultima sezione inserita, impostando la pendenza media del corso d'acqua nei primi 100 m delle due estremità;
- la portata di riferimento adottata per la modellazione idraulica nella sezione di monte.

## 2.5 Determinazione della portata di progetto

Per la determinazione del tempo di ritorno da utilizzare per il calcolo della portata nelle opere provvisionali si è utilizzata la formulazione prevista dalla delibera 11 Maggio 1999 dell'AdB fiume Po:

$$\left(1 - 1 - \frac{1}{T_{pr}}\right)^c = \left(1 - 1 - \frac{1}{T}\right)^V$$

Ricavando:

$$T_{pr} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{\frac{V}{c}}}$$

Dove:

$T_{pr}$  = tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisionali [anni];

$T$  = tempo di ritorno di progetto dell'opera [anni];

$c$  = durata di costruzione del cantiere [anni];

$V$  = durata dell'opera [anni].

Da cronoprogramma, per il viadotto sul fiume Ellero sono previsti 126 giorni per la voce *Scavi e sottofondazioni* e 75 giorni per *Fondazioni ed elevazioni*, per un totale di 201 giorni ( $c=0.55$ ) necessari alla costruzione delle fondazioni delle pile in alveo. Cautelativamente si considerano la durata dei lavori di almeno un anno, quindi si utilizza per il calcolo della portata  $c = 1$ .

Se si considera un tempo di ritorno di progetto dell'opera ( $T$ ) pari a 200 anni e la durata dell'opera ( $V$ ) pari a 100 anni, risulta un tempo di ritorno per i lavori di fondazione in alveo ( $T_{pr}$ ) pari a 2,54, arrotondato a 3 anni.

Le altezze di pioggia ricavate dall'analisi pluviometrica per tempo di ritorno pari a 3 anni danno i seguenti risultati

	Tempo di ritorno	a	n	Tempo di corrivazione	Stazioni Arpa
Sezione	[anni]	[mm]		[h]	[mm]
<i>Fiume Ellero</i>	3	41.51	0.292	3.67	60.68

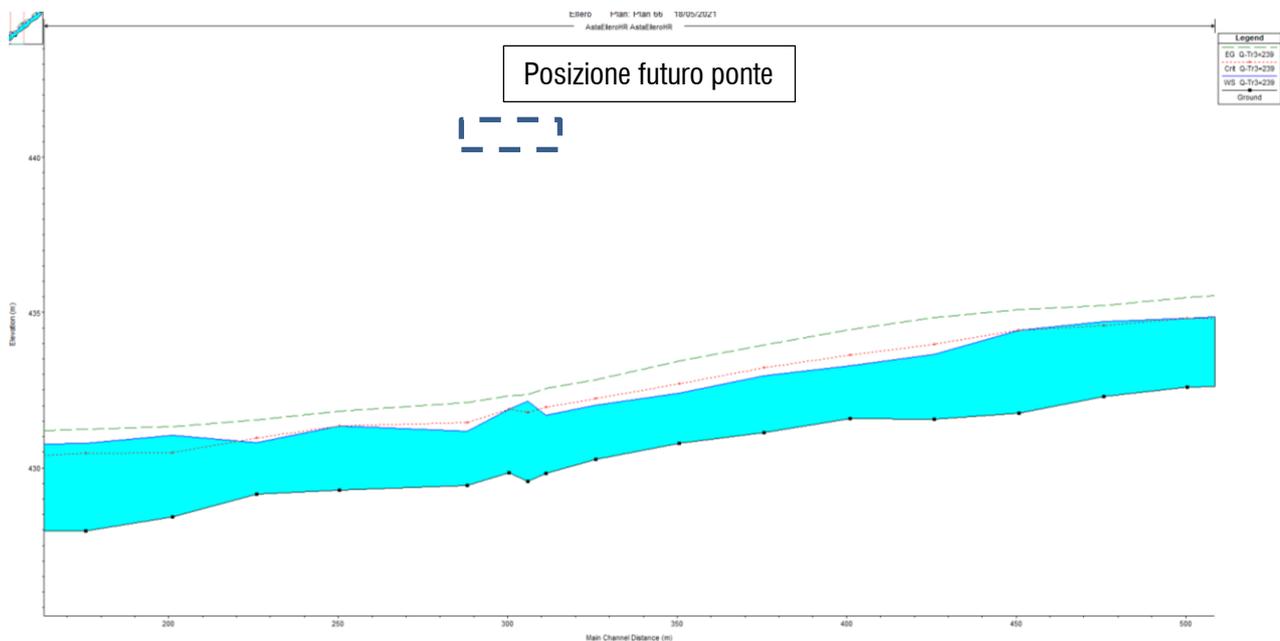
Si prosegue quindi col calcolo delle portate e di seguito si riportano i risultati ottenuti:

*Valore di Portata al colmo per un  $T_r$  pari a 3 anni.*

	$Q_3 [m^3/s]$ SCS-CN
<i>Fiume Ellero</i>	<b>239.13</b>

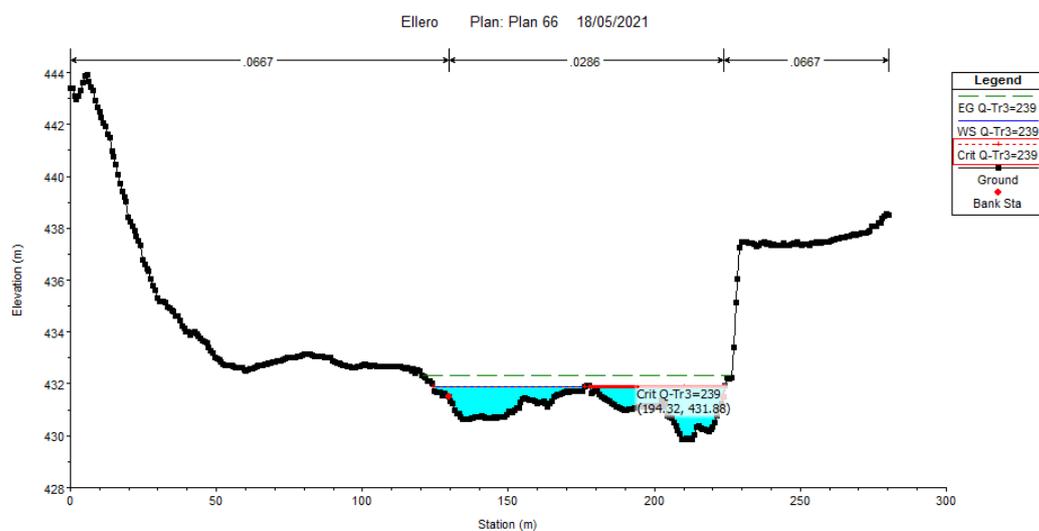
## 2.6 Risultati della modellazione

Dalla modellazione del fiume Ellero, risulta che il profilo idraulico che si instaura all'interno dell'alveo sia principalmente supercritico caratteristico della corrente veloce. Questo è dovuto alla pendenza in alveo.



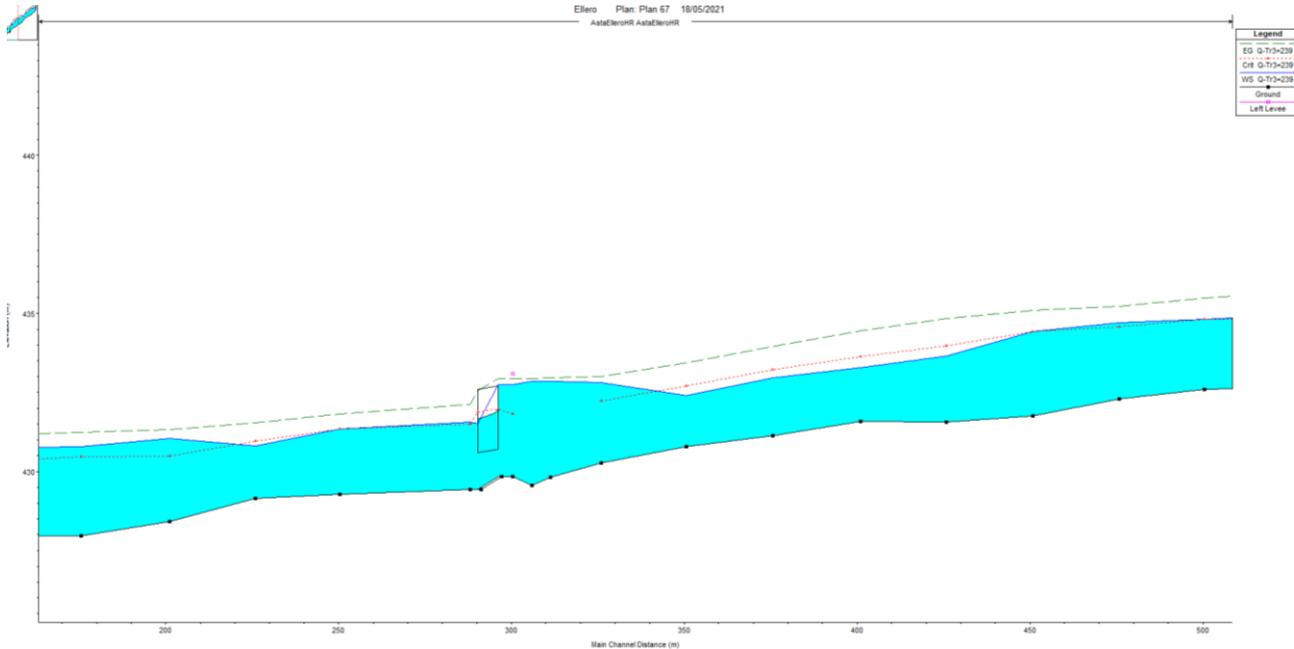
Profilo stato di fatto TR3

Nella sezione dove sarà presente il futuro guado e le opere provvisorie necessarie per la realizzazione delle pile in alveo, il tirante idrico raggiunge una quota pari a 431,88 m slm con portata avente tempo di ritorno pari a 3 anni.



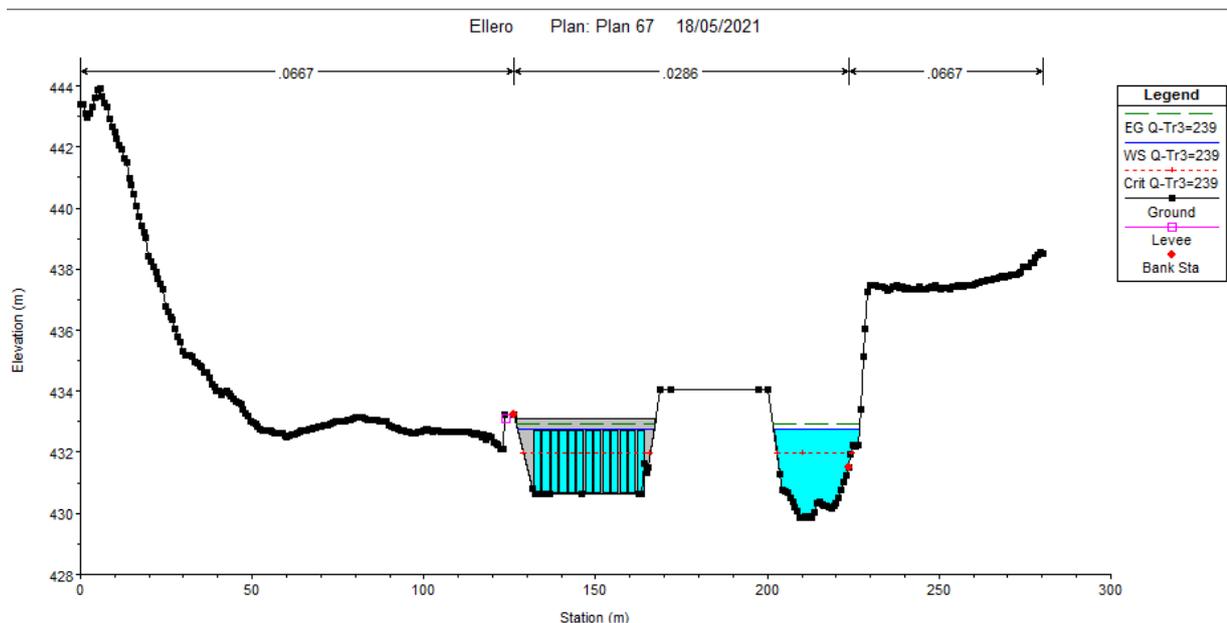
Sezione a monte delle opere provvisionali.

Per quanto riguarda la configurazione di cantiere con guado e ture, l'alveo subisce un importante restringimento che corrisponde ad un innalzamento del livello idrico a monte. Tuttavia, la portata con tempo di ritorno 3 anni riesce ad essere defluita dal sistema senza trascinare sopra il guado.



Profilo stato di progetto TR3

Nella sezione a monte del futuro guado e delle opere provvisorie il tirante idrico raggiunge una quota pari a 432,74 m slm con portata avente tempo di ritorno pari a 3 anni.



Sezione a monte delle opere provvisionali.

Tra stato di fatto e configurazione di progetto delle opere provvisorie vi è un innalzamento del livello idrico a monte del guado di 86 cm circa. Nonostante il numero cospicuo di scatolari questo hanno un funzionamento leggero in pressione, in quanto il livello a monte sovrasta per qualche centimetro la quota di intradosso. Il guado in questa

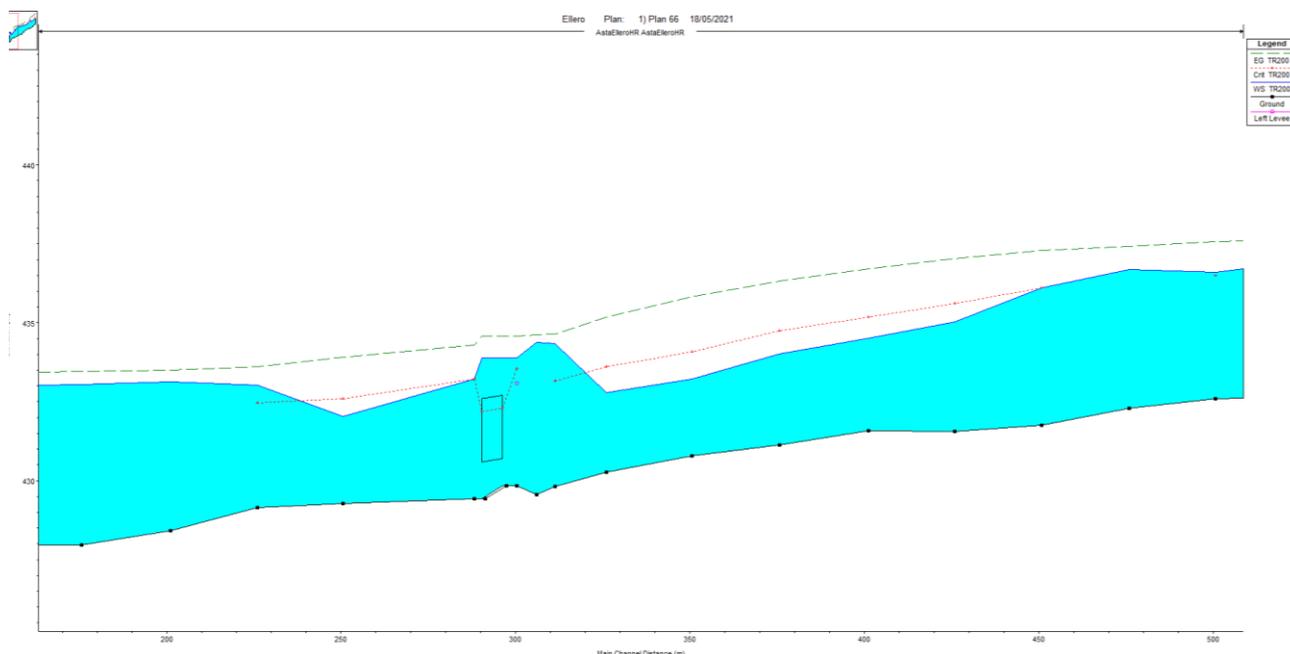
configurazione ha una quota di sommità di 433.10 m slm, che garantisce la fruizione dello stesso durante la piena con tempo di ritorno pari a 3 anni.

La modifica del profilo si estende per circa 55 m a monte del guado.

L'area in oggetto non presenta particolari criticità o manufatti da preservare. Il livello idrico si mantiene sempre confinato nell'alveo di magra senza interessare l'area golenale di sinistra.

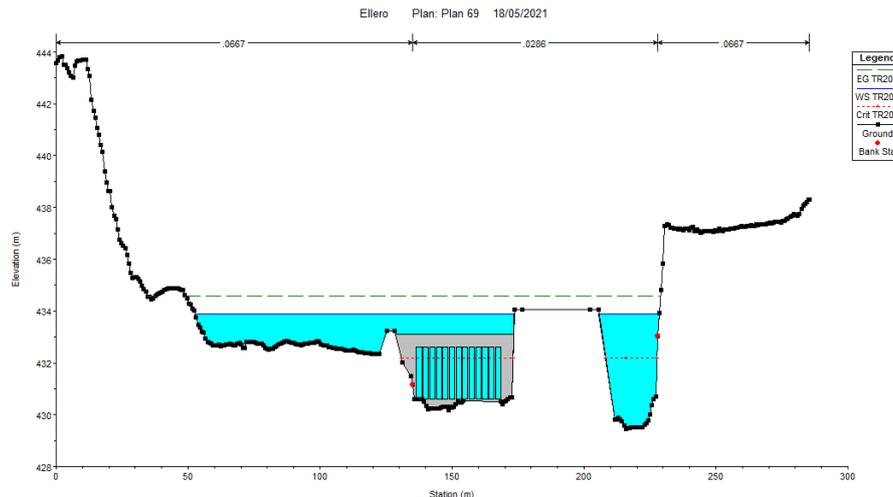
Al fine di verificare cosa può accadere nella ipotesi che sfortunatamente l'evento con tempo di progetto caratterizzato da un ritorno pari a 200 anni avvenga proprio durante le lavorazioni in alveo per la costruzione delle pile, si è effettuata una ulteriore simulazione. In questo caso si è ammesso che il guado possa essere sommerso dalla piena, in quanto superata la portata con TR 3 anni si considera che il cantiere sia abbandonato dai mezzi e degli operatori dell'impresa.

Il profilo idrico ha un andamento simile a quello che si forma con TR 3 anni ma estremizzato. A monte dell'attraversamento il livello si alza per superare il guado formando un tratto di circa 35 m di corrente lenta. Una volta superato il guado la corrente torna veloce.



Profilo cantiere TR200

Nella sezione a monte del futuro guado e delle opere provvisorie il tirante idrico raggiunge una quota pari a 433,89 m slm con portata avente tempo di ritorno pari a 200 anni. Il guado viene sormontato di circa 79 cm. A monte si forma un profilo di chiamata allo stramazzo con livello massimo pari a 434,37 m slm.



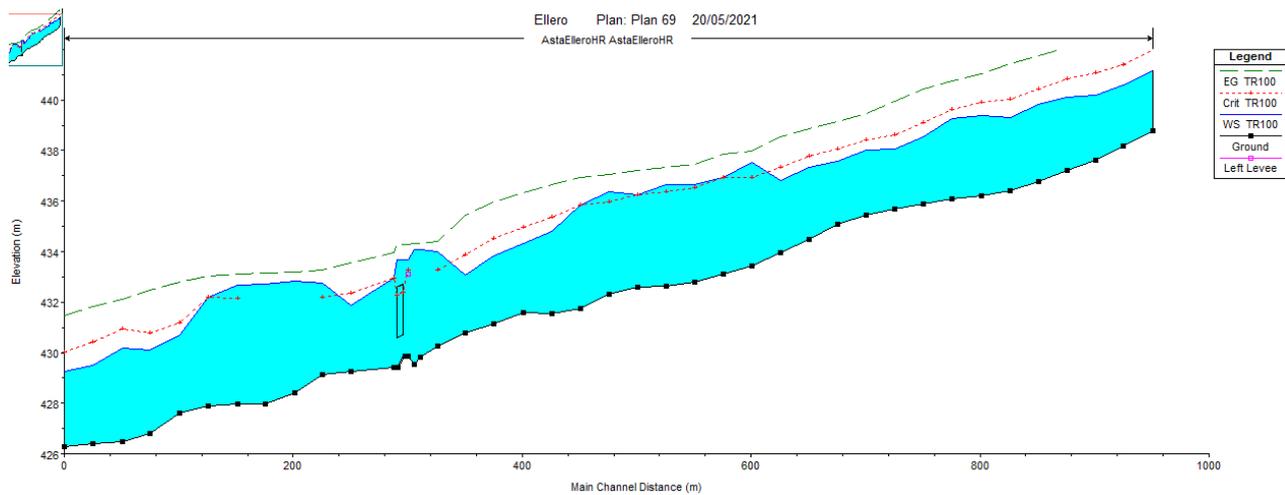
Sezione a monte delle opere provvisionali.

Come è possibile vedere dalla sezione la tura in sinistra idraulica viene sommersa dall'evento che sfrutta l'area golenale di sinistra per superare l'ostacolo. L'area soggetta ad allagamento è priva di opere da proteggere e il livello si mantiene all'interno della valle del Fiume Ellero. Il sovrizzo si esaurisce in circa 35 m a monte del guado, nei restanti tratti la corrente mantiene le medesime caratteristiche di deflusso dello stato di fatto.

Si è scelto di sacrificare alla piena l'area di cantiere delle pile P1 e P2, perché essendo collegate alla sponda sono in una posizione più sicura rispetto la Pila P3 che si trova in un isolotto collegato alla sponda dal guado. In caso di sormonto del guado l'area di sinistra può essere evacuata agevolmente e senza particolari rischi anche per la percezione del pericolo immediata da parte degli operai. Nel caso invece di un tardivo allarme gli operai e i mezzi che si trovano ad operare nei pressi della P3 senza guado non riuscirebbero a raggiungere la sponda. Per tale motivo si è preferito comunque avere una arginatura più alta dell'isola capace di contenere anche il livello con tempo di ritorno pari a 200 anni. Al tempo stesso, anche in mancanza di operai e mezzi, a cantiere vuoto, il sormonto dell'isola centrale, visto i tiranti in gioco comporterebbe scavi e fenomeni erosivi che sicuramente danneggerebbero il cantiere.

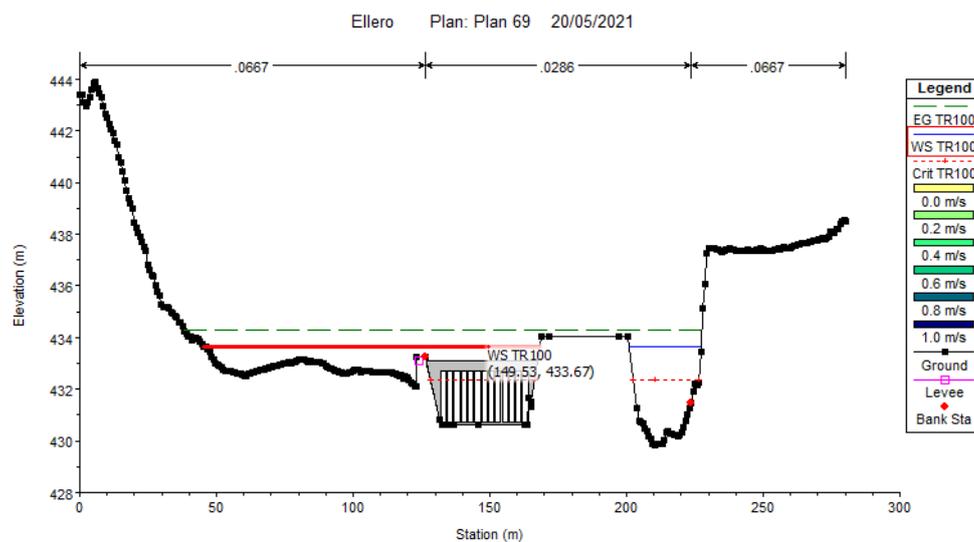
Allo stesso modo si sono effettuate le simulazioni nella configurazione di cantiere con la portata centenaria, calcolata col metodo TCEV in  $Q(100) = 702 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Il profilo idrico ha un andamento analogo a quello che si forma con TR 200 anni, lievemente attenuato. A monte dell'attraversamento il livello si alza per superare il guado formando un tratto di circa 35 m di corrente lenta. Una volta superato il guado la corrente torna veloce.



### Profilo cantiere TR100

Nella sezione a monte del futuro guado e delle opere provvisorie il tirante idrico raggiunge una quota pari a 433,67 m slm con portata avente tempo di ritorno pari a 100 anni. Il guado viene sormontato di circa 67 cm, 12 cm in meno rispetto al TR200. A monte si forma un profilo di chiamata allo stramazzo con livello massimo pari a 434,10 m slm.



### Sezione a monte delle opere provvisorie TR100.

Come è possibile vedere dalla sezione la tura in sinistra idraulica anche in questo caso viene sommersa dall'evento come accaduto per TR200. Il sovrizzo si esaurisce in circa 35 m a monte del guado, nei restanti tratti la corrente mantiene le medesime caratteristiche di deflusso dello stato di fatto.

Dal punto di vista della compatibilità idraulica delle opere di protezioni e delle fasi di cantiere dell'intervento, relativamente a quanto richiesto dalla "Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle Fasce A e B, approvata con la deliberazione del Comitato Istituzionale n. 2 dell'11 maggio 1999 e aggiornata con la deliberazione del Comitato Istituzionale n. 10 del 5 aprile 2006" – dell'Autorità di Bacino del Fiume Po (Direttiva Ponti), nonostante il corso d'acqua in esame non sia fasciato, gli effetti principali che ne conseguono dalla modellazione sono i seguenti:

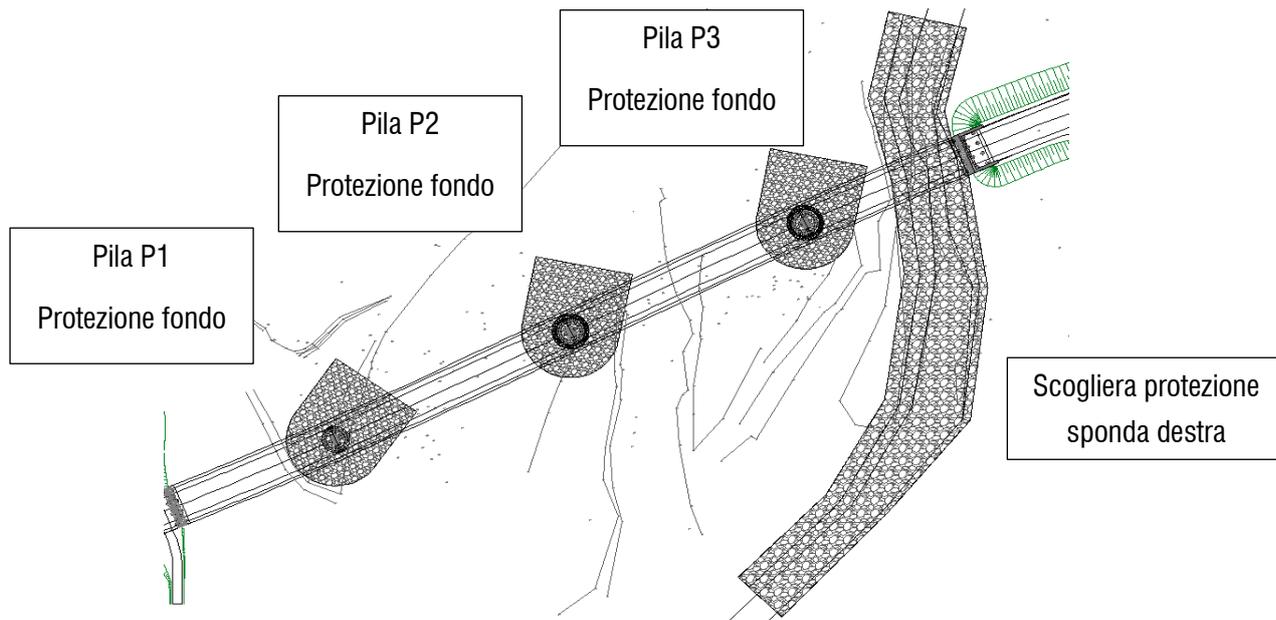
- E.1. Modifiche indotte sul profilo involucro di piena:* Nella configurazione di cantiere il profilo idrico rispetto allo stato di fatto durante l'evento meteorico dimensionate per le opere di protezione (TR 3 anni) si alza di circa 86 cm per una estensione di circa 55 m. Il guado non viene sormontato e la corrente si mantiene all'interno dell'alveo inciso.
- E.2. Riduzione della capacità di invaso dell'alveo:* Gli effetti sulla perdita di volume di invaso per le opere provvisorie sono transitorie e comunque limitate. Le opere di cantiere hanno un volume complessivo di circa 4.700 mc, che ha fini della laminazione del picco di piena possono considerarsi trascurabili (si riempiono in 20 secondi con la portata di progetto). Se si considera anche l'aumento del livello causato dallo sbarramento del guado in alveo si istaura un maggior volume di circa 4400 mc, i due contributi tendono ad annullarsi.
- E.3. Interazioni con le opere di difesa idrauliche (opere di sponda e argini) esistenti:* Non sono presenti nel tratto oggetto di modifica del profilo idrico opere di difesa spondali o argini esistenti.

### 3 OPERE DI PROTEZIONE

#### 3.1 Opere di protezione di progetto

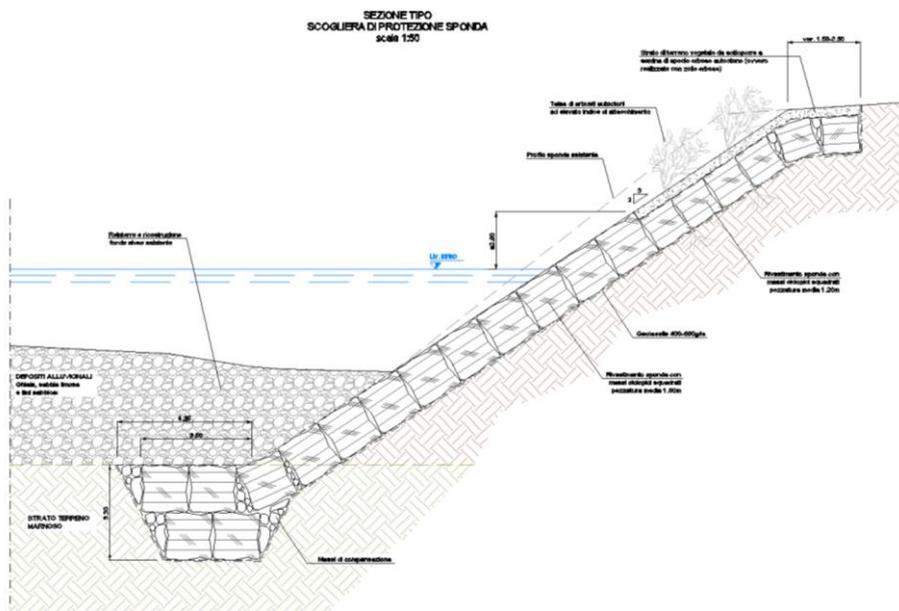
Nel presente paragrafo si vanno a dimensionare le opere di protezione in alveo delle opere in progetto nella loro configurazione finale. Il dimensionamento diverrà sulle seguenti opere:

- **Scogliere laterali:** in progetto è prevista la realizzazione di una scogliera in massi ciclopici a protezione della spalla S2 che si trova in sponda destra. La protezione si estende per un tratto di circa 215 m, di cui circa 155 m a monte del nuovo attraversamento e i restanti 60 m a valle. Il tratto a monte è così esteso per inglobare tutta l'ansa che l'alveo fa appena prima dell'attraversamento. La scogliera sarà prolungata sotto il talweg per ammorsarsi con il piede all'interno dello strato marnoso riscontrato nei sondaggi, in questo modo si fornisce una buona stabilità al piede dell'opera di protezione anche nel caso vi fosse un abbassamento del fondo a causa di una evoluzione erosiva dell'alveo.
- **Protezione delle pile:** nonostante le pile siano state dimensionate per tenere conto del massimo scalzamento della corrente si è previsto comunque di proteggere il plinto di fondazione con uno doppio strato di massi ciclopici. L'estensione planimetrica delle protezioni è stata pensata considerando la profondità massima di scavo e la classica forma lasciata dall'erosione. Anche in questo caso al fine di proteggere le nuove opere contro eventuali abbassamenti del fondo alveo causati da una tendenza evolutiva in erosione, si sono ammorsati i plinti di fondazione nello strato marnoso che è può essere eroso dalla corrente con processi evolutivi molto più lenti rispetto a quelli caratteristici dei materiali granulari. La protezione molto ampia in massi sciolti è appoggiata direttamente sullo strato marnoso.



Planimetria delle opere di protezione in alveo

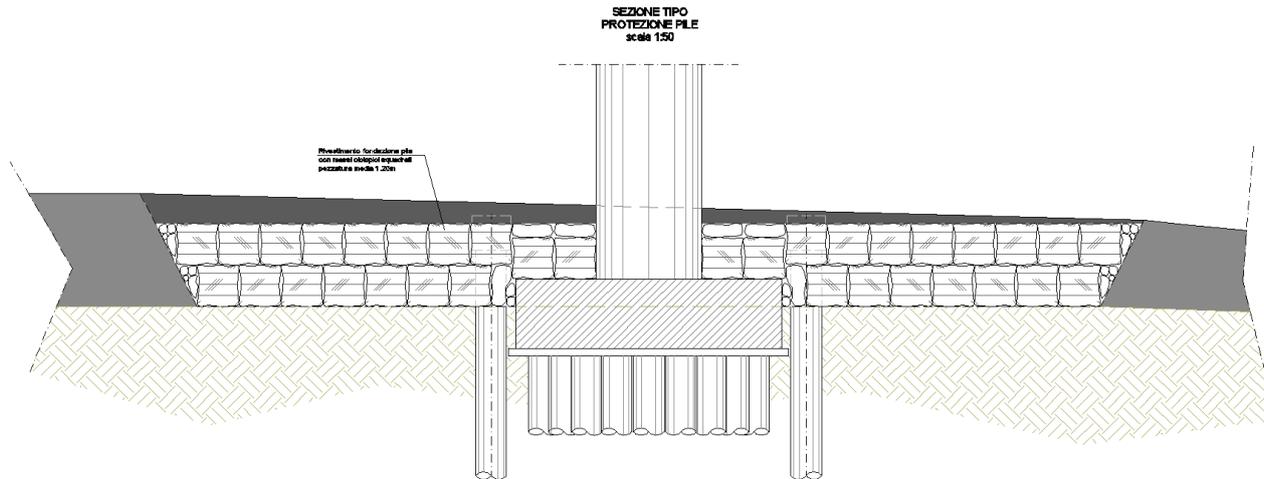
La tipologia di protezione scelta è quella visibile nella sezione sottostante ove i massi verranno in ogni caso cementati per fornire una maggiore stabilità e resistenza al trascinamento.



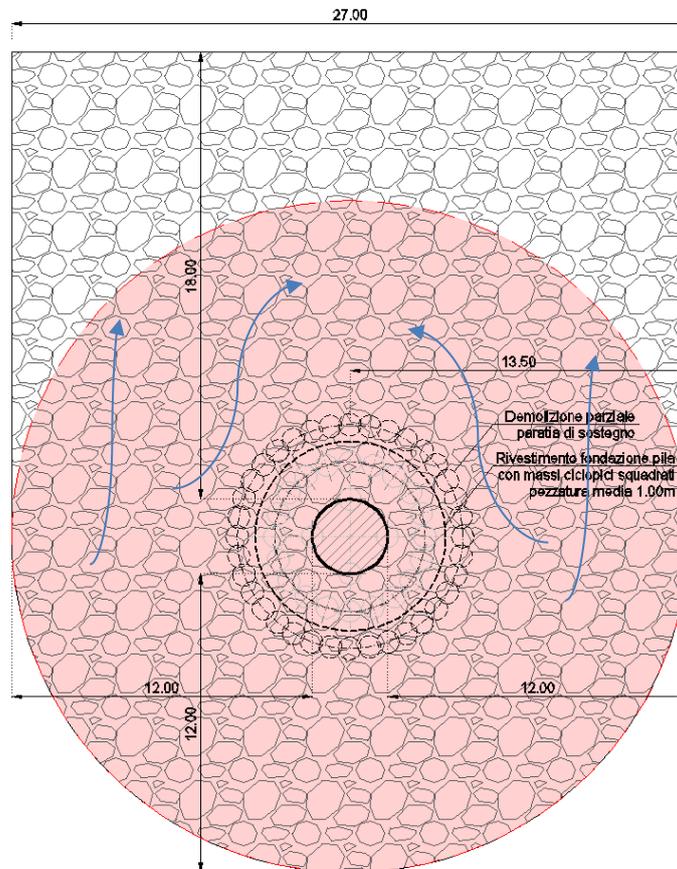
Sezione protezione con massi

La sezione può essere suddivisa, sotto il profilo funzionale in due parti: L'unguia al piede con quota di posa sempre al di sotto dello strato marnoso che consenta la posa di almeno due file di massi, così come il suo sviluppo all'interno dell'alveo. La seconda parte è il rivestimento spondale che avrà una pendenza non inferiore a 3 su 2, ma che in ogni caso non supererà la pendenza naturale del terreno della scarpata esistente. A tergo della protezione visto che si prevede che questa sia cementata si prevede l'inserimento di drenaggi per l'allontanamento dell'acqua allo scopo di ridurre le spinte esercitate da ipotetiche variazioni di livelli di falda. I rivestimenti spondali in massi cementati sono opere in grado di resistere a pesanti sollecitazioni e solitamente sono caratterizzate da una buona durabilità.

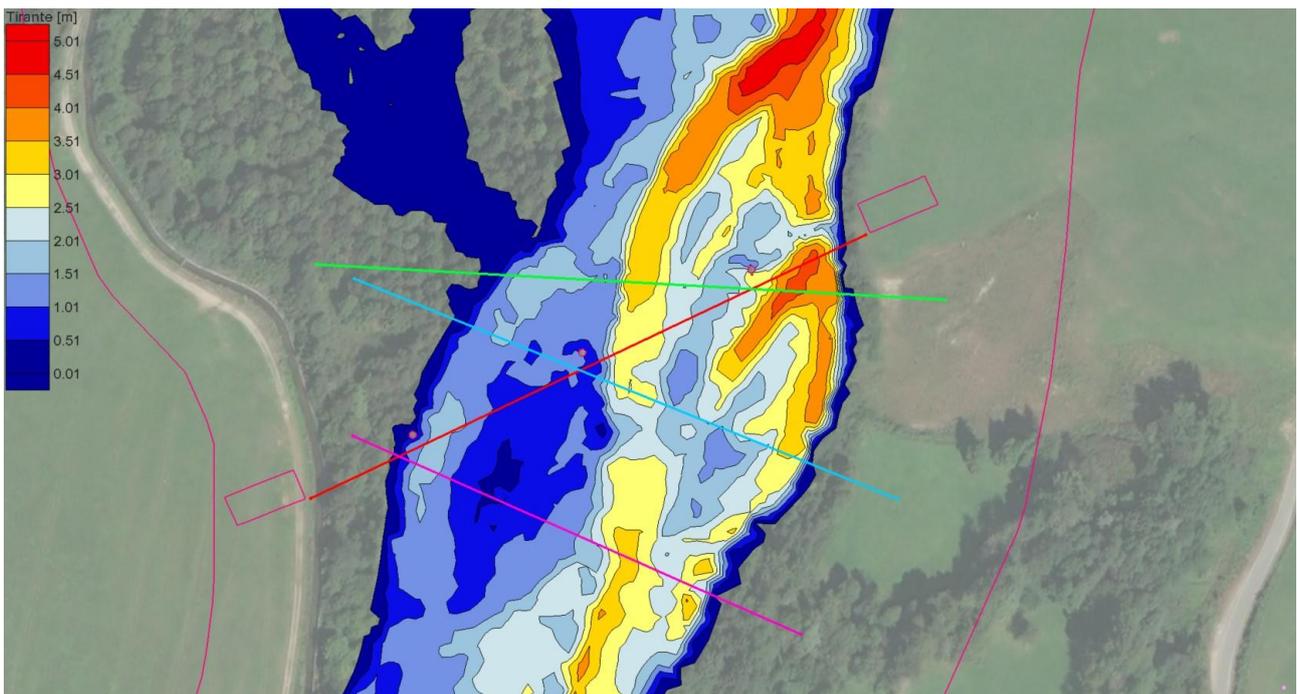




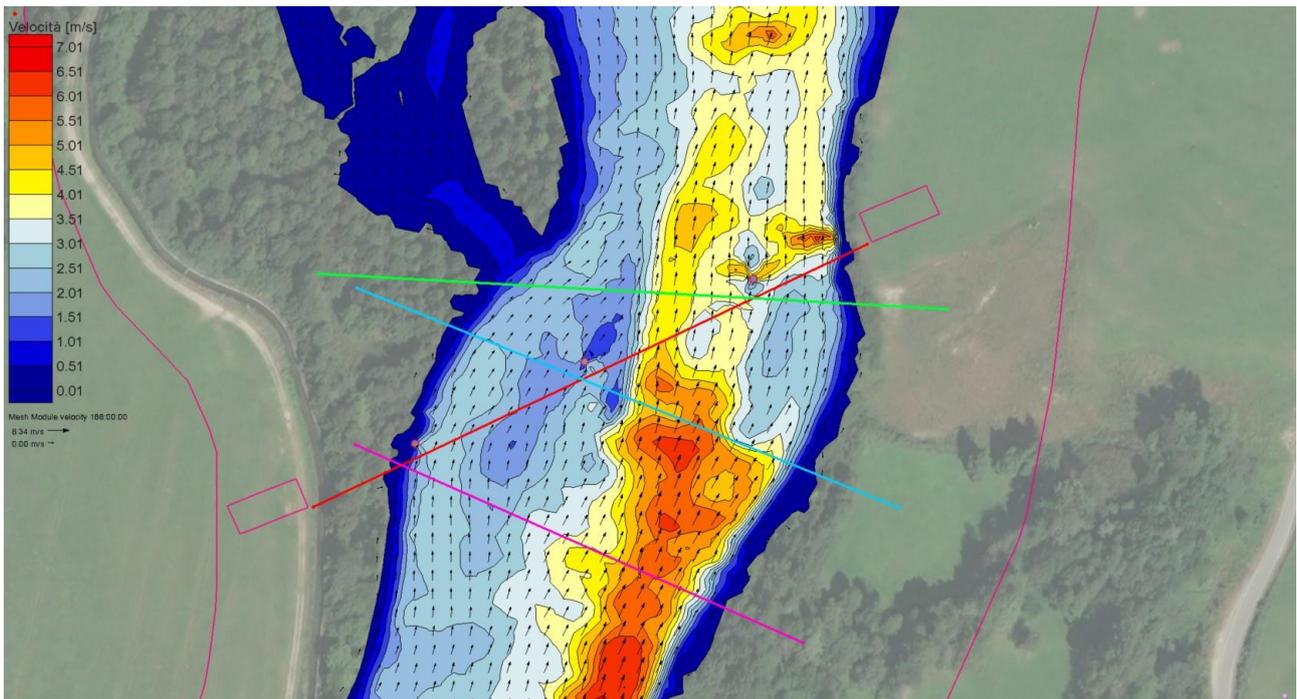
L'estensione in pianta delle protezioni garantisce attorno alla pila una protezione in tutte le direzioni di una larghezza di 12 m, pari a circa il doppio della profondità di scavo per scalzamento. Essendo però altamente improbabile viste le pendenze dell'alveo che l'alveo assuma un andamento meandriforme con direzione dei filetti opposti a quelli attuali, si è estesa la protezione nella parte posteriore della pila rispetto alla direzione dei filetti fluidi nella configurazione esistente.



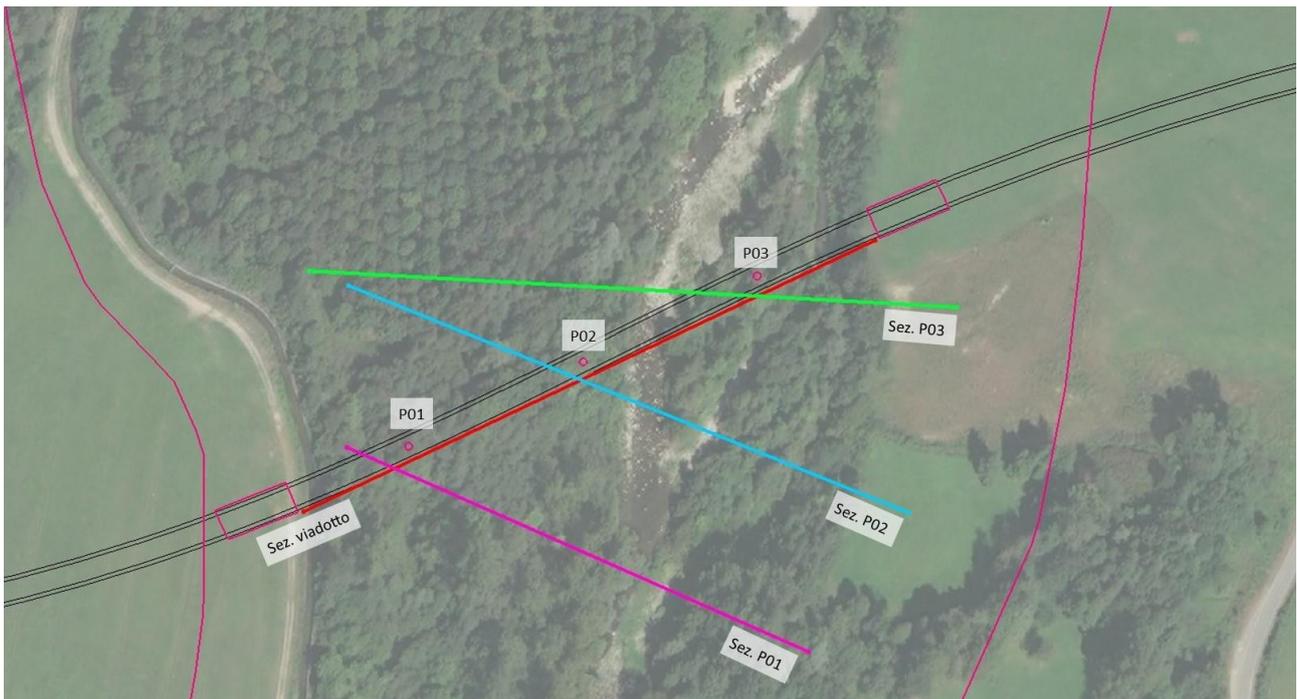
Il dimensionamento di tali opere è in funzione delle velocità e dei tiranti che si instaurano in alveo. Tali dati sono stati estrapolati dal modello bidimensionale, al quale si rimanda per un maggior dettaglio.



Mapa dei tiranti in corrispondenza dell'attraversamento – Tempo di ritorno 200 anni

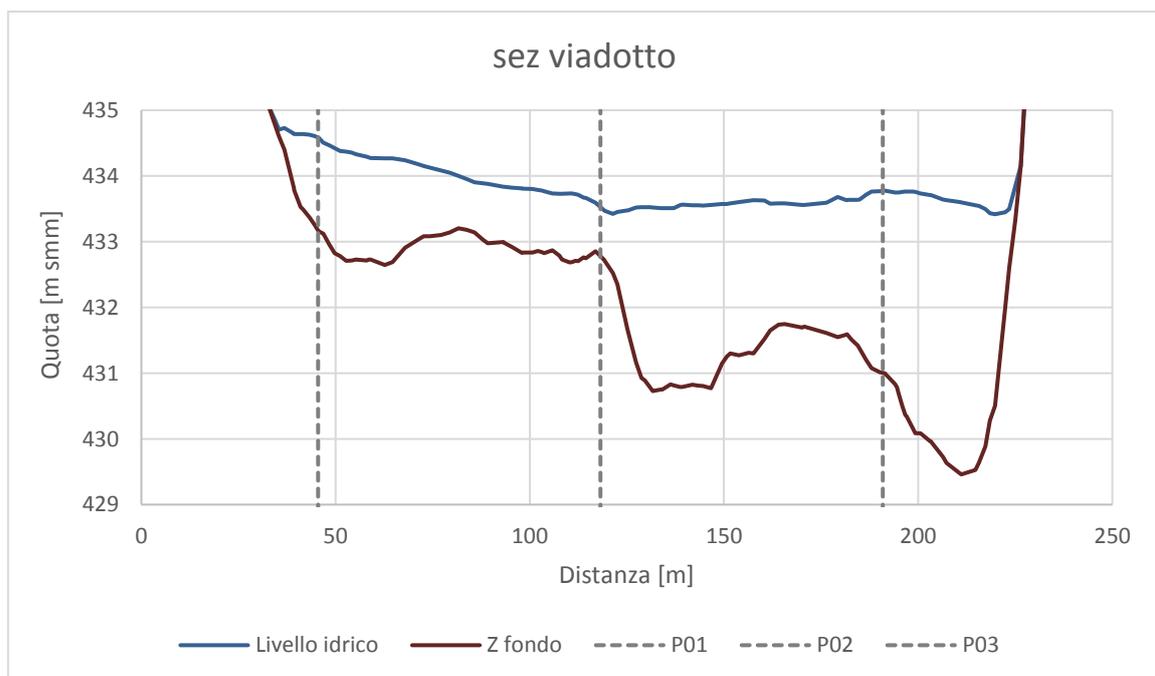


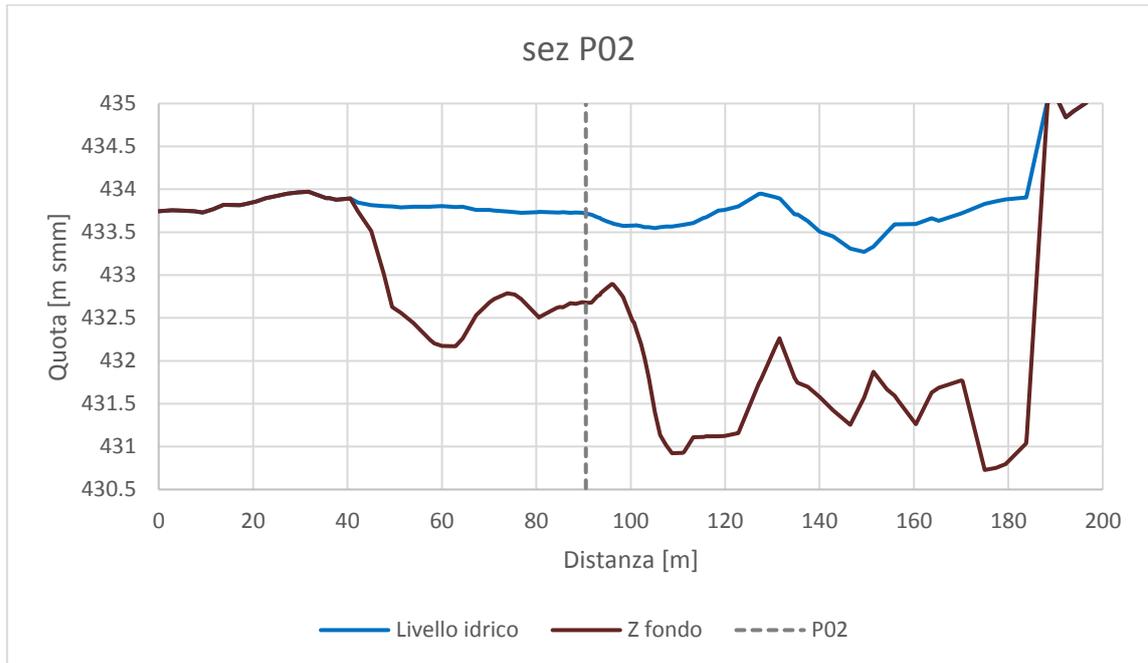
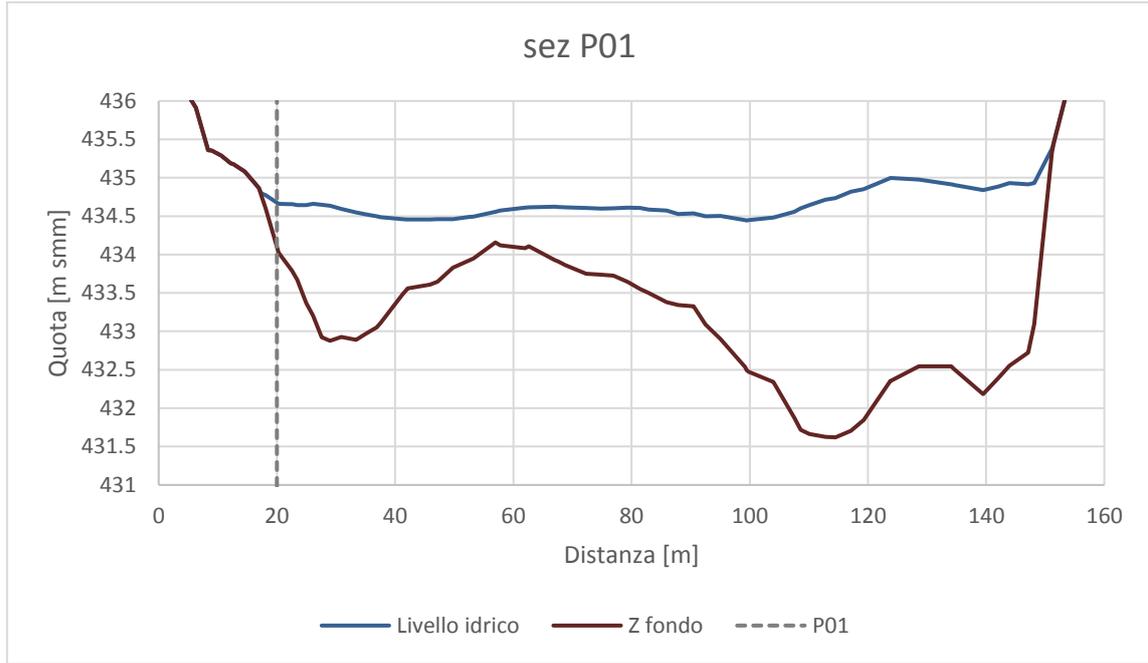
Mapa delle velocità in corrispondenza dell'attraversamento – Tempo di ritorno 200 anni

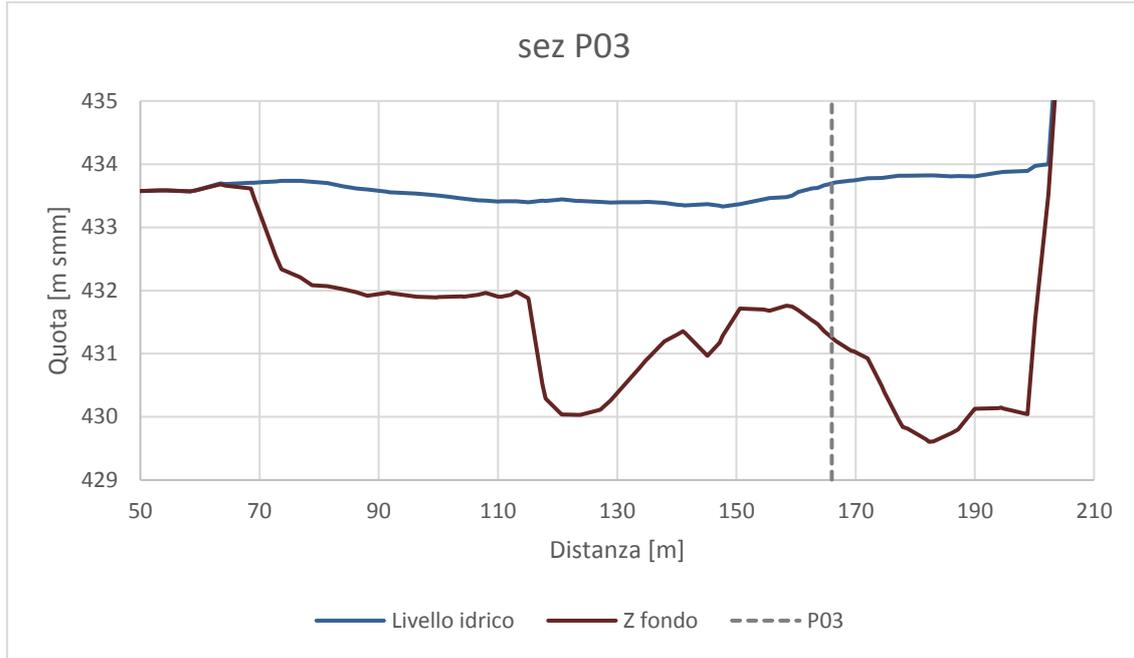


Mappa sezioni in corrispondenza dell'attraversamento e delle pile – Tempo di ritorno 200 anni

**Livelli idrici – Tr 200**

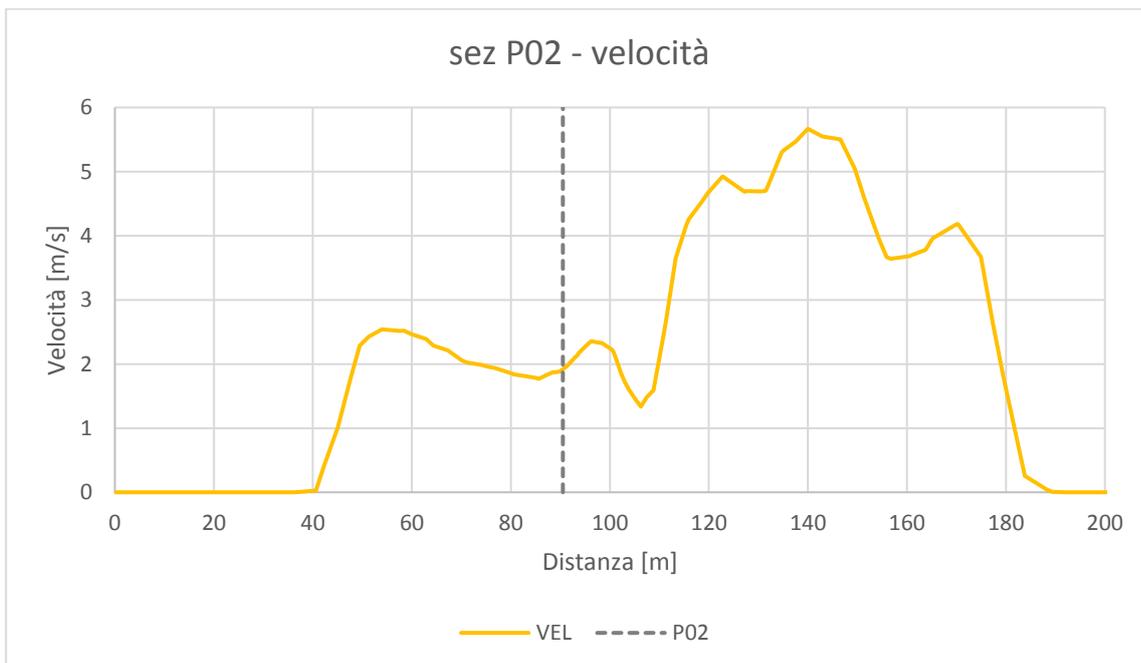
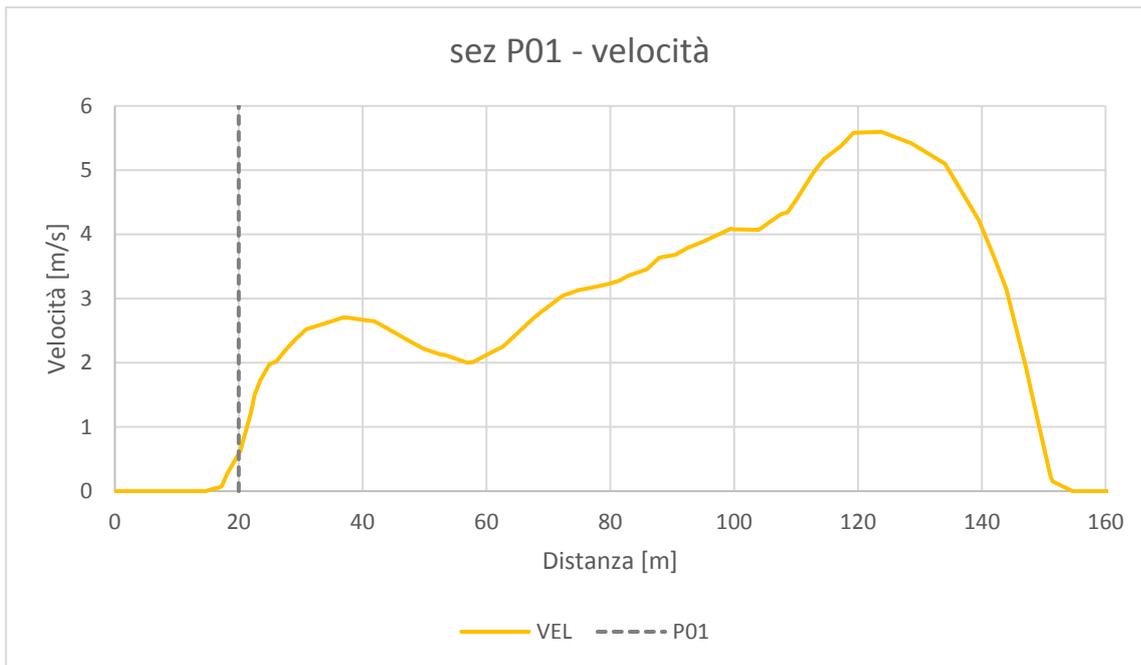


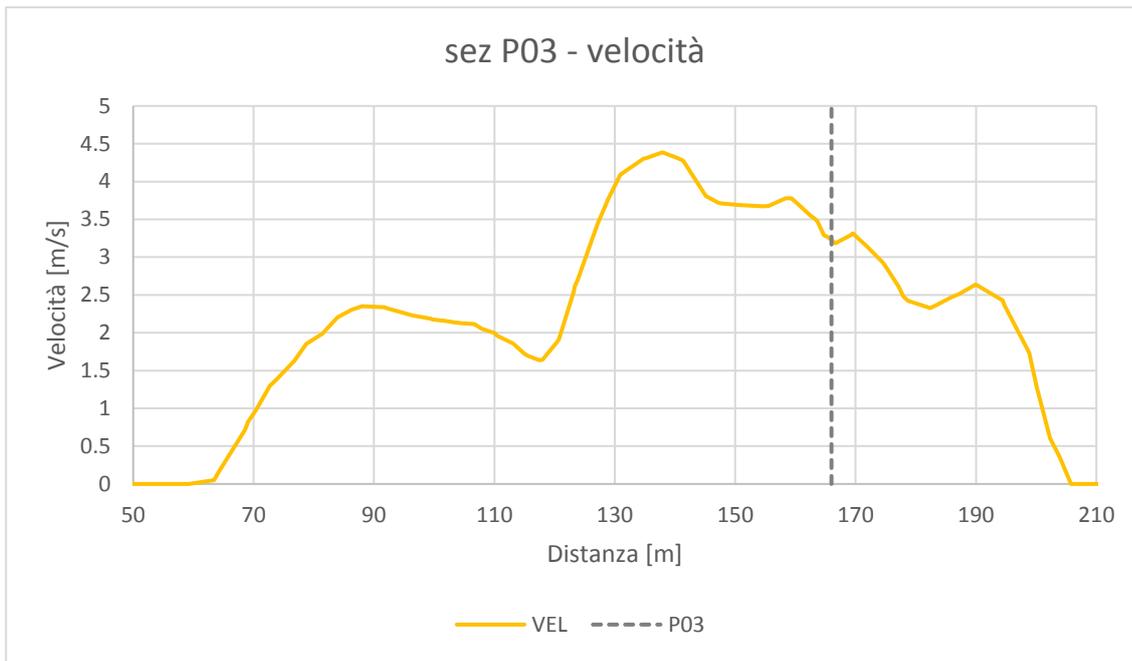




**Velocità – Tr 200**







Per il dimensionamento delle opere di progetto si sono assunti i valori massi nella regione fluviale sopra descritta.

La velocità di progetto massima assunta è pari a 5,50 m/s (tirante corrispondente 2.75 m) e il tirante corrispondente massimo è pari 4.05 m (velocità 3.25 m/s).

### 3.1.1 Dimensionamento scogliere laterali

Dove si prevedono attraversamenti di corsi d'acqua, le cui strutture possono essere interessate dalla corrente, si prevede di intervenire attraverso la realizzazione di una protezione spondale, realizzata con scogliere opportunamente estese sia a monte, sia a valle delle strutture in progetto.

Il dimensionamento delle scogliere prevede di individuare, innanzitutto, il diametro d'equilibrio del materiale costituente le protezioni.

Stevens et al. (1976), dopo accurata analisi dei momenti delle forze agenti sull'elemento solido, giunsero alle seguenti espressioni utili per la determinazione del diametro d'equilibrio su sponda inclinata e quindi per la valutazione dell'opportunità di realizzare scogliere in massi di forma tondeggiate alla rinfusa.

$$\sigma = \frac{21\tau}{(\gamma_s / \gamma - 1)\gamma d_m} = \frac{0,30u_r^2}{(\gamma_s / \gamma - 1)gd_m} \quad (1)$$

$$\beta = \text{tg}^{-1} \left( \frac{\cos\lambda}{\frac{2\sin\Theta}{\sigma \text{tg}\phi} + \sin\lambda} \right) \quad (2)$$

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{1 + \sin(\lambda + \beta)}{2} \quad (3)$$

$$C_s = \frac{\cos\Theta \operatorname{tg}\phi}{\sigma' \operatorname{tg}\phi + \sin\Theta \cos\beta} \quad (4)$$

dove:

- $d_m$  è il diametro del masso;
- $C_s$  è il coefficiente di sicurezza al ribaltamento del masso rispetto al punto P di rotazione (rapporto tra il momento risultante delle forze stabilizzanti e il momento risultante delle forze ribaltanti);
- $\Theta$  è la pendenza adottata per la scarpata;
- $\phi$  è l'angolo di riposo in acqua dei massi;
- $\beta$  è l'angolo che la direzione di caduta del masso forma con la linea di massima pendenza della scarpata;
- $\lambda$  è l'angolo diedro tra il piano orizzontale ed il piano inclinato costituente il fondo dell'alveo ( $\operatorname{tg} \lambda = i =$  pendenza del fondo);
- $\sigma$  e  $\sigma'$  sono i cosiddetti numeri di stabilità del masso rispettivamente su sponda inclinata ed orizzontale ( $\Theta = 0$ );
- $\tau$  è l'azione di trascinamento sul masso;
- $u_r$  è la velocità della corrente contro il masso.

La velocità  $u_r$  può essere desunta dalla legge logaritmica di distribuzione della velocità sulla verticale Y in un moto assolutamente turbolento (Keulegan, 1938):

$$u(Y) = 2,5 u^* \ln \left( 30,2 \frac{Y}{d_m} \right) \quad (5)$$

in cui:

$$u^* = (\tau/\rho)^{1/2} \quad (6)$$

Integrando la (5) sulla verticale si ottiene per la velocità media V della corrente:

$$V = 2,5 u^* \ln \left( 12,3 \frac{Y_o}{d_m} \right) \quad (7)$$

in cui  $Y_o$  è il tirante idrico.

Ammettendo che la velocità  $u_r$  sia corrispondente alla profondità  $Y = d_m$ , dalle (5) e (7) si ottiene l'espressione:

$$\frac{u_r}{V} = \frac{3,4}{\ln(12,3 Y_o / d_m)} \quad (8)$$

da utilizzare per il calcolo di  $u_r$ , avendo precedentemente determinato, con i criteri esposti, la velocità media  $V$  e la profondità  $Y_0$ . È però importante ricordare che le (5), (7) e (8) valgono per profondità relative  $Y_0/d_m > 6$ ; nel caso invece in cui la scabrezza sia macroscopica ( $Y_0/d_m < 6$ ) e conseguentemente molto alta la turbolenza e l'aerazione della corrente, si può assumere in via pratica:

$$u_r = V \quad (9)$$

In definitiva le espressioni precedenti consentono di verificare la stabilità di una scogliera. Dati infatti la dimensione  $d_m$  dei massi, l'angolo di scarpata  $\Theta$ , l'angolo di riposo  $\phi$ , calcolata con la (8), o con la (9), la velocità  $u_r$  e la sua direzione, applicando in successione le (1), (2), (3), (4) si giunge a calcolare il coefficiente di sicurezza  $C_s$ . Se questo è maggiore di 1, la scogliera ha sufficiente stabilità; se  $C_s = 1$ , l'equilibrio è al limite; se  $C_s < 1$ , la scogliera è soggetta a franamento. Per una buona sicurezza è auspicabile che  $C_s$  sia almeno pari a 1,30.

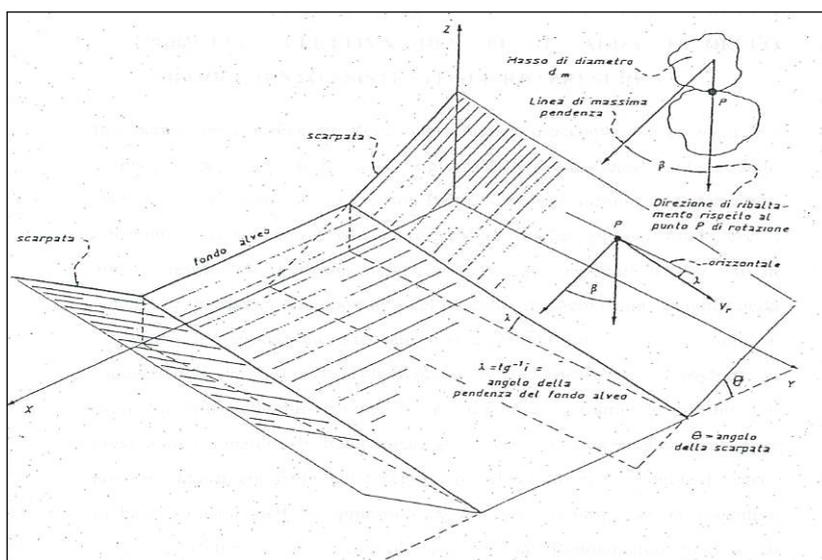


Figura 2: Parametri caratterizzanti la stabilità delle sponde.

Per il dimensionamento e la verifica delle scogliere a protezione delle opere di attraversamento poste in fregio all'alveo, si è considerata una pendenza di scogliera pari a  $2/3$  ( $h/b$ ).

Nella seguente tabella si riportano di valori delle dimensioni e dei massi che consentono di ottenere un coefficiente di sicurezza pari o superiore a  $C_s = 1,30$ .

Nella Tabella 2 viene riportata la verifica del diametro dei massi da utilizzare per la stabilità del pendio.

Tabella 2: Verifica dei diametri dei massi ciclopici per la stabilità spondale.

Pendenza media	Portata	Velocità della corrente	Battente	Dim. dei massi	Angolo di scarpata	Angolo di attrito	Velocità contro il masso	peso specifico del masso $\gamma_s$	$\sigma$	$\beta$	$\sigma'$	$C_s$
$i$ [%]	$[m^3/s]$	$v$ [m/s]	[m]	$d_m$ [cm]	$\Theta$	$\phi$	$u_r$ [m/s]	[kg/m <sup>3</sup> ]				
1,47	831	5,50	2,75	160	34	42	5,50	2600	0,36	0,29	0,18	1,03

Considerando già il diametro di 160 cm come dimensione di massi limite per evitare problemi di tipo realizzativo legati all'approvvigionamento e al trasporto, si è deciso di non raggiungere il coefficiente di sicurezza  $C_s$  pari ad 1,30, ma di avere un coefficiente maggiore di uno e cementare l'intera scogliera. Il cemento consente di fornire una aggregazione tra i vari massi. L'effetto dal cemento è quello di creare un'opera rigida, anche per questo si è voluto approfondire il piede oltre lo strato marnoso, per conferire una maggiore stabilità dell'opera nel tempo delle opere.

### 3.1.2 Dimensionamento della protezione delle pile

Prevenire e limitare l'estensione dell'erosione localizzata dovuta all'azione della corrente idrica in corrispondenza di manufatti in alveo è materia di grande interesse. In letteratura sono disponibili numerose e diverse formulazioni per il dimensionamento di tali protezioni, con risultati che, come è ben noto, sono oltremodo variabili.

Come è noto, l'intensità dei fenomeni erosivi provocati dal deflusso delle correnti a pelo libero nei corsi d'acqua è dovuta sia alle azioni tangenziali sulle superfici bagnate, normalmente valutabili per via teorica semplificata in funzione della velocità e della profondità della corrente (assunta monodimensionale), sia alle turbolenze locali, di più difficile schematizzazione e normalmente valutabili solo per via sperimentale. Molte delle varie formulazioni empiriche proposte negli ultimi decenni per il dimensionamento delle protezioni d'alveo con massi tengono conto, infatti, del grado di turbolenza della corrente o comunque considerano l'applicazione di un coefficiente di sicurezza che va aumentato o ridotto in funzione della maggiore o minore turbolenza delle acque.

Di seguito vengono riportate le equazioni utilizzate per il dimensionamento dei massi di protezione per i casi in esame:

- Izbash (1970):

$$d = C_t \frac{V^2}{g(s-1)}$$

dove:

- d è il diametro medio dei sedimenti (o delle protezioni),  $d_{50}$  (m);
- V è la velocità media della corrente nella sezione;
- s è il rapporto tra il peso specifico del materiale e quello dell'acqua;
- g è l'accelerazione di gravità;
- $C_t$  è il coefficiente di turbolenza di Izbash i cui valori sono compresi entro l'intervallo 0,3 (condizioni di bassa turbolenza) ÷ 0,7 (condizioni di alta turbolenza, per esempio nel caso di presenza di risalti multipli).

- U.S. Corp of Engineers (1970):

$$d = 0,347 \frac{V^2}{g(s-1)} \quad (\text{per bassa turbolenza})$$

La velocità media della corrente utilizzata nei calcoli è stata ottenuta dai risultati dalle simulazioni condotte per evento con tempo di ritorno  $T = 200$  anni nel modello bidimensionale ed è pari a 5.50 m/s.

Tabella 3: Risultati dei diametri per la protezione delle pile.

Velocità della corrente	peso specifico	Coefficiente di turbolenza	Criterio di Izbash	U.S. Corp of Engineers
v[m/s]	$\gamma_s$	Ct	d <sub>50</sub> [cm]	d <sub>50</sub> [cm]
5,50	2600	0,7	86,40	66,9

Come riportato in Tabella 3, il d<sub>50</sub> che si dovrà assumere per la protezione delle pile del ponte è di 86 cm, il risultato maggiore delle due formule. Ai fini pratici e per restare in sicurezza, si assume un d<sub>50</sub> pari a 100 cm di diametro.

### 3.1.3 Verifica dimensionamento scogliere laterali

Si verifica quanto osservato nel parere del CSLP, applicando altre metodologie di calcolo.

In letteratura sono disponibili varie formule per la stima della stabilità dei materiali di assegnata granulometria sottoposti all'azione di trascinamento della corrente. Questi metodi si basano sulla determinazione dei valori critici della velocità o delle tensioni tangenziali (intesi come valori che corrispondono alle condizioni di moto incipiente per il materiale considerato) e sul confronto con i valori reali di tali grandezze.

Seguendo il criterio che si basa sulla definizione dello sforzo tangenziale esercitato dalle correnti sul materiale costituente il letto fluviale, la condizione di stabilità del fondo risulta quando  $\tau_{cr} \geq \tau_0$ , ovvero quando la tensione tangenziale critica è maggiore o uguale a quella esercitata dalla corrente.

La tensione tangenziale sul fondo dell'alveo è data dalla formula:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i$$

che, per alvei con base molto maggiore del tirante idrico ed in condizioni di moto permanente può scriversi:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot J$$

dove:

**g** [kg/m<sup>3</sup>] è il peso specifico dell'acqua;

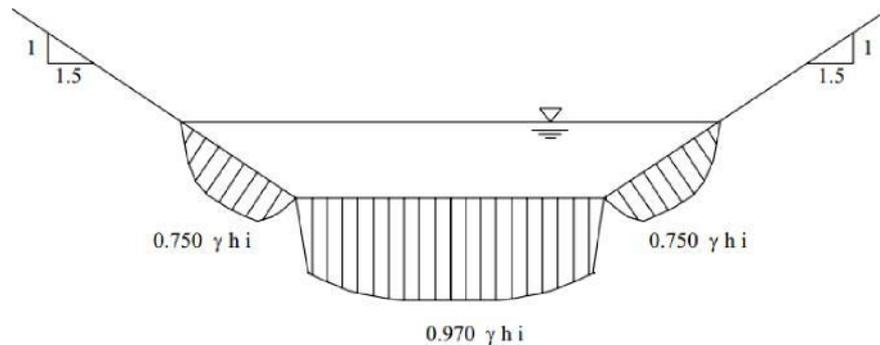
**R** [m] è il raggio idraulico della sezione;

**h** [m] è il tirante idrico;

**i** [m/m] è la pendenza del fondo;

$J$  [m/m] è la cadente.

Nella figura, sotto riportata, sono illustrati l'andamento degli sforzi tangenziali sul fondo e sulle sponde, nel caso di una particolare sezione trapezia.



Andamento tensioni tangenziali

La tensione tangenziale massima esercitata dalla corrente è espressa dalla relazione:

$$\tau_0 = \xi \cdot \gamma_w \cdot R_h \cdot i$$

con  $\xi$  coefficiente che tiene conto della distribuzione delle tensioni tangenziali; è assunto pari a 1 per il fondo alveo e 0.75 in corrispondenza delle sponde; dove:

$\gamma_w$  [kg/m<sup>3</sup>] è il peso specifico dell'acqua;

$R_h$  [m] è il raggio idraulico della sezione;

$i$  [m/m] è la pendenza del fondo;

I valori della  $\tau_0$  devono essere confrontati con le tensioni tangenziali critiche che mobilitano il materiale sul fondo e sulle sponde.

Il valore critico  $\tau_{cr}$  che mobilita un masso di diametro  $d$  con peso specifico  $\gamma_s$  in assenza di coesione ed in regime turbolento ha la seguente espressione, riferita alla teoria della tensione tangenziale critica (Shields, 1936) attraverso la valutazione della forza che determina il moto incipiente dei granuli, esprimibile in termini generali con la seguente relazione che esprime una condizione di equilibrio:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = \Theta(\text{Re}^*)$$

dove:

$\tau_{cr}$  = tensione tangenziale critica [kg/m<sup>2</sup>]

$\gamma_s$  = peso specifico materiale d'alveo [kg/m<sup>3</sup>]

$\gamma$  = peso specifico dell'acqua [kg/m<sup>3</sup>]

$d$  = diametro del granulo [m]

$\Theta$  = parametro adimensionale dipendente dalle caratteristiche dei granuli e del letto fluviale e dal numero di Reynolds di grano ( $\text{Re}^*$ ) relativo alla velocità di attrito  $u^*$  :

$$u^* = \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{\rho}}$$

La suddetta condizione di equilibrio è stata tradotta in termini empirici da osservazioni sperimentali, ciascuna caratterizzata da limiti e campi di applicabilità specifici che ne condizionano l'utilizzo. In particolare, alcuni autori hanno individuato valori empirici specifici del parametro di Shields:

$\Theta = 0.047$  nella espressione di Meyer-Peter, che considera nullo il termine relativo al trasporto solido;

$\Theta = 0.058 \div 0.060$  nella espressione originale di Shields per  $Re^* > 400$ ;

$\Theta = 0.116$  nella espressione di Kalinske, che considera un fattore di compattezza del materiale rappresentante l'effetto di mutuo incastro delle particelle.

Nel seguito sono riportate le principali formulazioni normalmente considerate, con riferimento ai rispettivi autori.

- Shields - Krey: la formula (1936) è stata sviluppata per moti in regime turbolento e per la condizione  $d \ll h$ , dove  $d$  è il diametro medio del materiale considerato e  $h$  è l'altezza d'acqua:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = 0.06$$

- Zeller: la formula (1963) è relativa a miscugli omogenei in regime di moto assolutamente turbolento:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = 0.047$$

- Armanini: la formula (1990) è applicabile quando la dimensione del materiale è dello stesso ordine di grandezza del tirante idrico:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = 0.06 \cdot \left[ 1 + 0.67 \cdot \left( \frac{d}{h} \right)^{0.5} \right]$$

Per le verifiche di stabilità delle sponde, la condizione di moto incipiente va espressa considerando le componenti attive del peso e della spinta idrodinamica in relazione alla pendenza della sponda ( $\alpha$ ) rispetto all'orizzontale.

Per tali verifiche viene normalmente utilizzata la seguente espressione (Lane 1953):

$$\tau_{cr}(\alpha) = \tau_{cr}(0) \cdot \left[ \cos \alpha \cdot \sqrt{1 - \frac{tg^2 \alpha}{tg^2 \phi}} \right]$$

dove  $\tau_{cr}$  è la tensione critica sul fondo,  $\alpha$  la pendenza delle sponde e  $\phi$  l'angolo di attrito interno del materiale. La stabilità del sistema di protezione può essere giudicata sulla base di un confronto fra la tensione tangenziale ottenuta dal calcolo a quella massima ammissibile caratteristica dell'opera.

Per le verifiche di stabilità dei massi costituenti la scogliera, si è fatto riferimento all'espressione di Shields nella formulazione di Armanini. Per tenere conto dell'inclinazione del paramento si è utilizzata l'espressione di Lane (1953) su riportata.

Le scogliere sono state progettate con un'inclinazione del paramento esterno pari a 3/2 corrispondente ad un angolo sull'orizzontale di 34° ( $\alpha$ ); L'angolo di attrito interno del materiale da scogliera è stato assunto pari a: 42° ( $\varphi$ ). Le verifiche sulle sponde sono state eseguite con diametro masso pari a 1600, quelle sul fondo con diametro masso pari a 1000.

I risultati delle verifiche sono riportati nella tabella seguente.

SFORZI TANGENZIALI		ARMANINI		SHIELDS		ZELLER		FATTORI DI SICUREZZA	
Fondo	Sponda	Fondo	Sponda	Fondo	Sponda	Fondo	Sponda	Fondo	Sponda
[N/m <sup>2</sup> ]									
307	230	1294	459	971	323	706	253	<b>2.48</b>	<b>1.10</b>

Nonostante la formulazione di Armanini abbia un'applicabilità più calzante sul caso in esame in quanto il diametro della protezione è molto simile al tirante in alveo, in molti tratti, si è voluto applicare anche le altre metodologie in quanto forniscono fattori di sicurezza inferiori, in particolare i valori riportati in tabella sono riferiti alla teoria di Zeller.

Avendo un fattore di sicurezza di 1.10 con la teoria di Zeller si ritiene che il dimensionamento dei massi possa essere considerato verificato e in linea con quanto previsto in precedenza. Si conferma quindi la necessità di cementare i massi per fornire una maggior massa. Si nota inoltre che già applicando la teoria di Shields il fattore di sicurezza  $C_s$  arriva a 1.42, maggior del valore cautelativo di 1.30.

### 3.1.4 Scalzamento previsto

Le rapide variazioni d'intensità e di distribuzione della velocità della corrente liquida possono provocare fenomeni di erosione localizzata, soprattutto se l'alveo è composto da materiale incoerente. La profondità di scavo massima è determinabile tramite l'applicazione di formule empiriche, disponibili della letteratura scientifica, derivanti dai risultati di indagini sperimentali. Qui verranno riportate due formulazioni dalle quali poi si è scelto il massimo scalzamento.

Lo scalzamento è stato calcolato nelle condizioni peggiori di moto sia in termini di velocità che di relativo tirante, i risultati sono stati estesi su tutte le pile, mettendosi nell'ipotesi cautelativa che l'alveo possa migrare dal suo attuale alveo inciso. Le due condizioni estreme sono quelle dove al maggior livello di 4.05 m corrisponde una velocità di 3.25 m/s e ad una velocità massima di 5.50 corrisponde un livello di 2.75 m.

Formula di Neill:

$$dl = 1,5 y K_s K_\alpha \left(\frac{b}{y}\right)^{0,7}$$

dove:

- $dl$  = massimo scalzamento previsto;
- $y$  = tirante d'acqua;
- $K_s$  = coefficiente di forma;

- $K_\alpha$  = coefficiente di incidenza angolo con la corrente;
- $b$  = dimensione trasversale dell'ostacolo.

Tabella 4. Scalzamento risultante applicando la formula di Neill.

dl	y	ks	ka	b
(m)	(m)	-	-	(m)
<b>4,43</b>	4,05	0,9	1	3,0
<b>8,49</b>	4,05	0,9	1	7,6

Formula riportata dall'AdBD Po:

$$\frac{d_s}{s} = f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) f_2(forma) f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right) \left(2 \tanh\left(\frac{y_0}{s}\right)\right)$$

dove:

- $d_s$  = profondità di scavo a partire dal fondo indisturbato;
- $b$  = larghezza della pila;
- $l$  = lunghezza della pila;
- $v_0$  = velocità media della corrente indisturbata;
- $v_c$  = velocità critica di trascinamento, intesa come velocità media della corrente alla quale inizia il movimento del materiale di fondo di assegnato diametro  $d$ ; per materiale disomogeneo si adotta normalmente  $d = d_{50}$ ; gamma  $\gamma_s$  e  $\gamma$  indicano il peso specifico del materiale di fondo e dell'acqua;

$$v_c = 0,85 \left(2 g d \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma}\right)^{\frac{1}{2}}$$

- $\alpha$  = angolo tra la direzione della corrente e la pila;

$$f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) = \begin{cases} 0 & \text{per } \left(\frac{v_0}{v_c}\right) \leq 0,5 \\ 2 \frac{v_0}{v_c} - 1 & \text{per } 0,5 \leq \left(\frac{v_0}{v_c}\right) \leq 1,0 \\ 1 & \text{per } \left(\frac{v_0}{v_c}\right) > 1,0 \end{cases}$$

- $f_2(forma)$  = 1 per pile circolari o con fronti arrotondati  
= 0,75 per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente  
= 1,30 per pile rettangolari

- $f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right)$  = ricavabile graficamente:

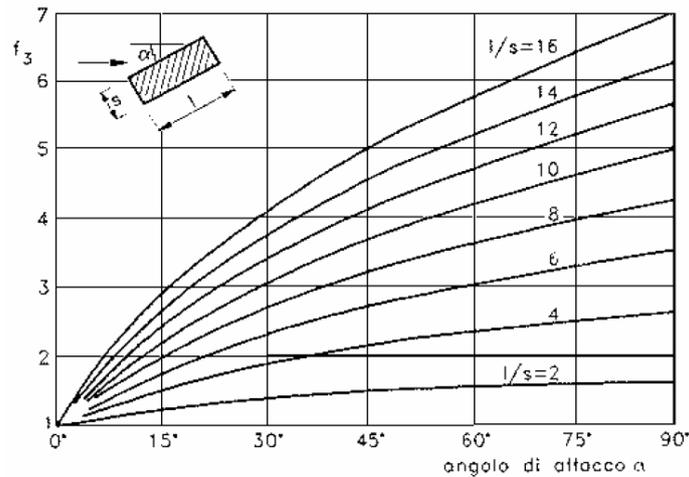


Tabella 5. Tabella 6. Scalzamento risultante applicando la formula dell'AdBD Po.

ds	s	v <sub>0</sub>	d	v <sub>c</sub>	y <sub>0</sub>	f <sub>1</sub>	f <sub>2</sub>	f <sub>3</sub>
(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m/s)	(m)	-	-	-
<b>4,77</b>	3,00	5,50	0,117	1,46	3,25	1	1	1
<b>5,24</b>	3,00	3,25	0,117	1,46	4,05	1	1	1
<b>6,13</b>	7,60	5,50	0,117	1,46	3,25	1	1	1
<b>7,41</b>	7,60	3,25	0,117	1,46	4,05	1	1	1

Mettendo a confronto risulta:

Formula	Scalzamento previsto (m)	
	pila	fondazione
Neill	4,43	<b>8.49</b>
AdBD del Po	<b>5,24</b>	7.41

Gli scalzamenti calcolati con le due formulazioni risultano dello stesso ordine di grandezza. A seguito del parere del CSLLPP è stata eseguita una campagna geognostica integrativa che ha permesso di collocare in modo più preciso lo strato marnoso. Esso si trova a circa 2-3.5 m dal fondo alveo. Tale strato ha delle caratteristiche di erodibilità molto differenti rispetto al materiale granulare. Il meccanismo erosivo in questo caso è molto lento, ne sono d'esempio gli affioramenti che si sono trovati poco a valle del punto di attraversamento che hanno un'elevata capacità di contenere i possibili movimenti dell'alveo.



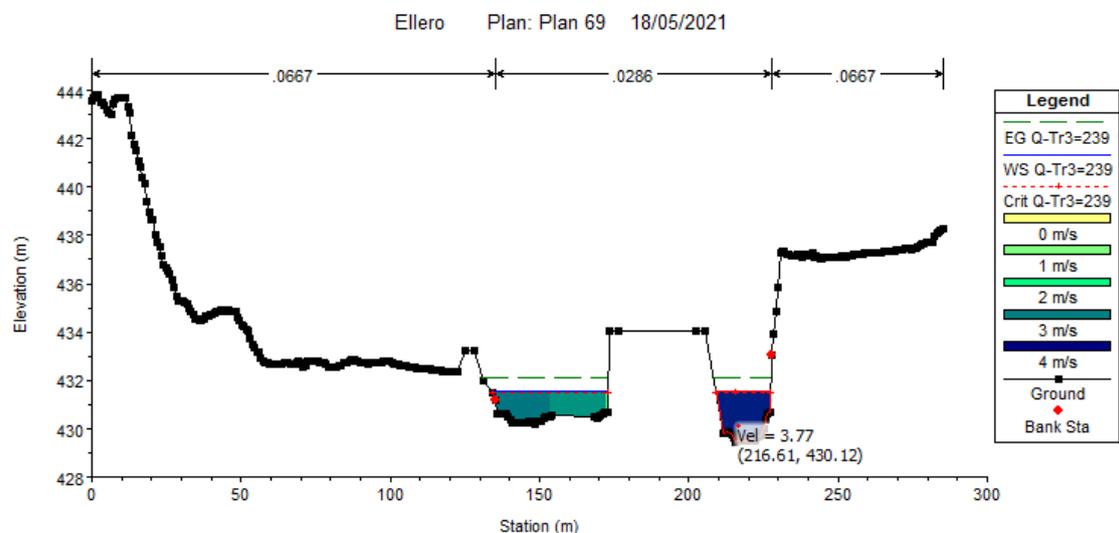
Affioramenti strato marnoso

La protezione attorno alla pila avrà una estensione in pianta pari a circa 12 m dal fusto pila nelle parti frontale e laterali al senso della corrente e di 18 m nella parte retrostante la pila.

### 3.2 Opere di protezione per fase di cantiere

Nel presente paragrafo si vanno a dimensionare le opere di protezione in alveo nella fase di cantiere. In particolare, si dimensioneranno i massi di protezione delle ture che servono per mettere in asciutto le aree di cantiere dove saranno costruite le pile del nuovo ponte.

Il dimensionamento di tali opere è in funzione delle velocità e dei tiranti che si instaurano in alveo. L'evento meteorico dimensionante per le opere provvisorie è quello caratterizzato da un tempo di ritorno pari a 3 anni. Dalla modellazione risulta che la velocità massima della corrente la si ha nella sezione appena a monte nella regione fluviale libera dal guado ed è pari a una velocità della corrente pari a 3,77 m/s.



Applicando la teoria di Stevens et al. (1976), descritta nei paragrafi precedenti si ottiene che le protezioni possono essere eseguite con massi di dimensioni pari a 1 m, pari alla dimensione dei massi che saranno posti sul fondo dell'alveo in fase definitiva.

Verifica dei diametri dei massi ciclopici per la stabilità spondale.

Pendenza media	Portata	Velocità della corrente	Battente	Dim. dei massi	Angolo di scarpata	Angolo di attrito	Velocità contro il masso	peso specifico del masso $\gamma_s$	$\sigma$	$\beta$	$\sigma'$	Cs
i [%]	[m <sup>3</sup> /s]	v [m/s]	[m]	$d_m$ [cm]	$\theta$	$\phi$	$u_r$ [m/s]	[kg/m <sup>3</sup> ]				
1,47	239	3,77	2,06	100	34	42	3,77	2600	0,27	0,22	0,14	1,09

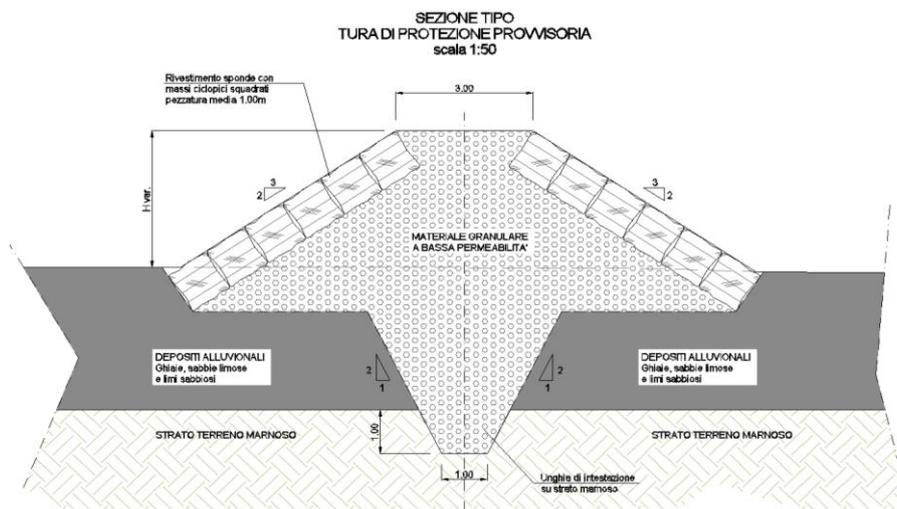
Trattandosi di opere provvisionali, sotto la costante supervisione dell'impresa si è deciso di non raggiungere il coefficiente di sicurezza Cs pari ad a 1,30 adatto per le opere definitive, ma di avere comunque un coefficiente maggiore di uno. Nel caso di spostamenti o scostamenti durante il passaggio delle piene l'impresa sarà tenuta a ripristinare la configurazione di progetto.

Le scogliere sono state progettate con un'inclinazione del paramento esterno pari a 3/2 corrispondente ad un angolo sull'orizzontale di 34° ( $\alpha$ ); L'angolo di attrito interno del materiale da scogliera è stato assunto pari a: 42° ( $\phi$ ). I risultati delle verifiche sono riportati nella tabella seguente.

SFORZI TANGENZIALI		ARMANINI		SHIELDS		ZELLER		FATTORI DI SICUREZZA	
Fondo	Sponda	Fondo	Sponda	Fondo	Sponda	Fondo	Sponda	Fondo	Sponda
[N/m <sup>2</sup> ]									
258	193	2472	514	1554	323	1217	253	4.72	1.30

Avendo un fattore di sicurezza di 1.30 con la teoria di Zeller si ritiene che il dimensionamento dei massi possa essere considerato verificato.

Nell'immagine sottostante si riporta la sezione tipologica delle ture provvisorie, come è possibile vedere sono protette contro l'erosione della corrente da massi ciclopici posati sulle scarpate aventi pendenza 3 su 2.



Sezione tipo tura provvisoria

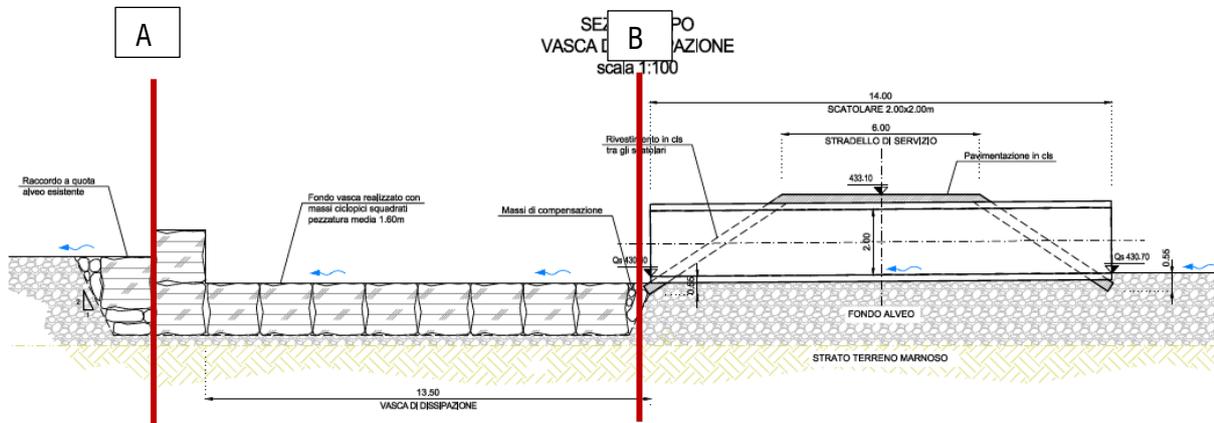
Il corpo centrale della tura sarà realizzato con materiale caratterizzato da bassa permeabilità, al fine di evitare la filtrazione di acqua all'interno dell'area di cantiere anche quanto i livelli si mantengano sostenuti per molto tempo. Per lo stesso motivo, visto l'elevata permeabilità del materasso alluvionale esistente, in asse alla tura si prevede di realizzare un taglione di materiale poco permeabile che si ammorsi nello strato marnoso impermeabile sottostante. In questo modo il cantiere sarà protetto anche da possibili fenomeni di sifonamento, che si possono istaurare durante piene eccezionali.

### 3.3 Verifica a sifonamento del guado provvisorio

Il livello dell'alveo che si forma a monte del guado provvisorio è maggiore di quello che si trova a valle dello stesso, è prevedibile lo svilupparsi di un moto di filtrazione da monte verso valle.

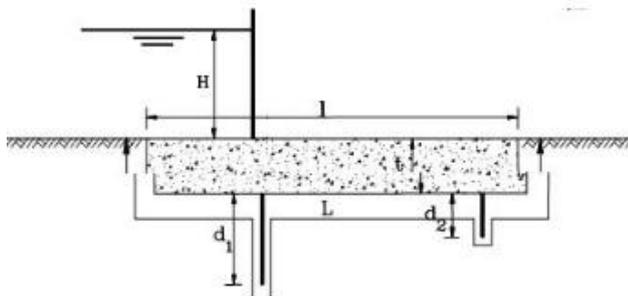
La verifica a sifonamento consiste nel controllare che la velocità di filtrazione non comporti la graduale asportazione del terreno, è necessario verificare che la velocità di filtrazione in ogni punto del terreno dell'ammasso permeabile sotto l'opera sia compatibile con l'equilibrio del materiale solido presente.

Anche al fine di aumentare la stabilità dell'opera contro il sifonamento si è previsto di proteggere il bacino di dissipazione con massi ciclopici che hanno una maggiore resistenza al trascinamento. Infine, per contenere il risalto si è previsto di confinare il bacino di dissipazione con una soglia che nel caso specifico aiuta anche a stabilizzare l'opera contro possibili sifonamenti spezzando la differenza di livello.



Sezione longitudinale guado provvisorio

Per quanto la verifica viene invece eseguita con il criterio di Bligh e Lane, che consiste nel determinare la lunghezza di un possibile percorso di filtrazione  $L$ .



Esempio di percorso di filtrazione per applicazione del metodo di Bligh e Lane

Il metodo di LANE rappresenta un affinamento del metodo di BLIGH (tant'è che viene spesso identificato come "Metodo di Bligh-Lane") e tiene conto del fatto che la resistenza al moto della filtrazione è nettamente minore lungo il confine tra la base (orizzontale) della costruzione ed il terreno, rispetto alle linee di confine tra le strutture verticali ed il terreno arrivando a stimare un coefficiente di sicurezza  $F_s$ . In particolare, osservazioni empiriche dello stesso LANE hanno evidenziato l'opportunità di assegnare ai percorsi verticali un peso triplo rispetto ai percorsi orizzontali o inclinati di un angolo minore di  $45^\circ$ . La formulazione di LANE è così espressa:

$$C_B = \frac{L_L}{H} = \frac{L_h/3 + L_v}{H}$$

dove LH è la somma dei percorsi orizzontale e LV è la somma dei percorsi verticali.

Si vanno ora a verificare la condizione più gravosa che è quella del guado interessato da un evento con TR3, evento che massimizza la differenza di livello tra monte e vallo dell'opera provvisoria, che è pari a  $H=118$  cm. Con tempi di ritorno maggiori il guado verrà sommerso e il differenziale idrico diminuisce.

Le verifiche sono state eseguite in due sezioni, A e B, indicate nell'immagine della sezione longitudinale del guado, la prima a termine del guado e del tratto protetto con massi ciclopici la seconda a termine dei tombini scatolari.

Il fattore di sicurezza valutato va confrontato con una serie di valori reperibili in letteratura che esprimono il fattore di sicurezza consigliato  $F^*$  per ciascuna tipologia di terreno. Nel caso in esame, ragionando come se si trattasse di "sabbie grossolane - ghiaie fini" che caratterizzano l'alveo non protetto, il coefficiente di sicurezza  $F^*$  indicato in letteratura è pari a circa 4.

Nella sezione A il coefficiente  $C_B$  assume un valore di 12.32, mentre nella sezione B assume il valore di 5.66. Entrambi i valori superano il coefficiente di sicurezza  $F^*$  indicato in letteratura e quindi la verifica si ritiene soddisfatta.

## Allegato 1: Modello di calcolo: Hec-Ras

Il software utilizzato nel presente studio è HEC-RAS 5.0. Il pacchetto software HEC-RAS 5.0 (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System), elaborato dall'U.S. Army Corps of Engineers è uno strumento di calcolo idraulico monodimensionale dalla consolidata affidabilità, ampiamente utilizzato in campo internazionale e nazionale. HEC-RAS permette di condurre l'analisi idraulica monodimensionale sia a moto permanente che vario.

Il modello a moto permanente, costruito con il codice di calcolo HEC-RAS permette di valutare tutte le grandezze idrauliche di interesse per una corrente gradualmente variata in regime subcritico, supercritico o misto.

Tale codice di calcolo è basato essenzialmente sull'integrazione, alle differenze finite, dell'equazione dell'energia di una corrente. Le perdite di energia sono valutate mediante il coefficiente di scabrezza di Manning per le perdite distribuite e mediante i coefficienti di contrazione ed espansione della corrente per valutare le perdite concentrate dovute alla variazione della sezione trasversale. Nella simulazione del moto vario il modello utilizza il motore di calcolo UNET sviluppato dal Dr. Robert L. Barkau's. UNET risolve le equazioni complete di De St. Venant utilizzando uno schema di risoluzione implicito alle differenze finite. Tale schema di calcolo è stato sviluppato per il moto vario in corrente subcritica.

Lo schema di risoluzione utilizza il metodo di Newton-Raphson iterativo per risolvere equazioni non lineari. Tale codice di calcolo, comunque, pur utilizzando una soluzione linearizzata, per una corrente subcritica fornisce risultati affidabili e stabili, avendo l'accortezza di utilizzare intervalli di calcolo sufficientemente ridotti. Permette inoltre di simulare in modo efficace le singularità introdotte nel modello: ponti, tratti tombinati, invasi in linea e in derivazione, sfioratori in linea, sfioratori laterali, luci a battente.

I profili di corrente sono calcolati risolvendo, mediante procedura iterativa (standard step method) la seguente equazione del bilancio dell'energia fra due sezioni:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

dove:

- Y1, Y2: Altezze idriche in corrispondenza delle sezioni 1 e 2
- Z1, Z2: Quote dei punti di thalweg in corrispondenza delle sezioni 1 e 2
- V1, V2: Velocità medie
- $\alpha_1, \alpha_2$ : Coefficienti di perdita
- g: Accelerazione di gravità
- he: Perdite fra le sezioni calcolate con la seguente espressione:

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

dove:

- L: Distanza fra le sezioni pesata sulle portate,  
Sf: Pendenza della linea dell'energia per le perdite distribuite,  
C: Coefficiente di espansione o contrazione.

Per distanza fra le sezioni pesata sulle portate si intende la lunghezza calcolata con la seguente formula:

$$L = \frac{L_{lob}Q_{lob} + L_{ch}Q_{ch} + L_{rob}Q_{rob}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}}$$

dove:

- Llob, Lch, Llor: Distanza fra le sezioni specificata rispettivamente per la golena sinistra, per l'alveo e per la golena destra;
- Qlob, Qch, Qlor: Somme aritmetiche delle portate defluenti rispettivamente nella golena sinistra, nell'alveo e nella golena destra.

Le ipotesi alla base del modello sono le seguenti:

- Si ipotizza che il moto sia gradualmente variato, ovvero che, in corrispondenza di ciascuna sezione, vi sia una distribuzione idrostatica delle pressioni.
- In prossimità di singolarità, dove il moto diventa rapidamente variato, il programma utilizza in automatico, invece dell'equazione dell'energia, l'equazione dell'equilibrio delle spinte o altre equazioni empiriche.
- Il moto è ipotizzato monodimensionale.
- La pendenza del corso idrico è generalmente modesta.

Con il supporto del software HEC-RAS, è possibile calcolare, in tutte le sezioni di interesse del modello, le principali caratteristiche della corrente sia in moto permanente che vario. I dati necessari per la costruzione del modello sono i dati geometrici relativi alle sezioni, le distanze fra le sezioni, i coefficienti di scabrezza, i coefficienti di espansione e contrazione, la descrizione geometrica ed i parametri idraulici di eventuali strutture aggiuntive (ponti, traverse, sfioratori etc.). Oltre a questi dati occorre inserire le condizioni al contorno per il dominio di calcolo, che possono essere ad esempio l'altezza critica, l'altezza di moto uniforme etc..

Nell'inserimento dei dati relativi alla geometria, HEC-RAS permette di georeferenziare sia il tracciato dell'asta fluviale, sia le sezioni fluviali, permettendo così la costruzione di una visualizzazione prospettica del modello e dei suoi risultati in termini di livelli idrici.

L'opzione "Ineffective Areas" permette di definire, per ciascuna sezione, una porzione della stessa che non partecipa attivamente al deflusso: in tali aree, soggette comunque ad allagamento, la velocità di deflusso è molto prossima allo zero. Il volume invasato è incluso nell'equazione di continuità, ma la porzione di perimetro bagnato relativo a tali aree non partecipa al calcolo delle perdite distribuite. Tali aree vengono di solito utilizzate in prossimità di strutture che ingombrano parte della sezione di deflusso e creano delle zone dove effettivamente la velocità di deflusso è prossima allo zero.

È inoltre possibile fissare una quota di disattivazione di tali aree; ovvero quando il livello idrico nella sezione raggiunge o supera tale valore la porzione di sezione viene attivata e partecipa al deflusso.

La contrazione e l'espansione della vena liquida fra due sezioni adiacenti è causa di perdite di carico valutate dal codice di calcolo come concentrate con l'utilizzo di opportuni valori del coefficiente C.

Tipici valori, nel caso di correnti lente variano fra 0.1 e 0.3 per il coefficiente di contrazione e fra 0.3 e 0.5 per il coefficiente di espansione. I valori più elevati sono tipici in prossimità dei restringimenti causati dall'ingombro delle spalle e delle pile dei manufatti di attraversamento.

Tali coefficienti sono quindi utilizzati per valutare le perdite di energia a valle e a monte dei ponti inseriti nel modello. Il programma ha la capacità di utilizzare approcci di calcolo differenti per simulare le diverse configurazioni del passaggio della corrente a seconda che l'altezza idrica interessi l'impalcato del ponte e che il deflusso sia in regime di corrente lenta o veloce o passi lo stato critico in corrispondenza dell'attraversamento.

Nel caso di corrente completamente subcritica che non interessa l'impalcato dei ponti, l'effetto di rigurgito indotto dalla presenza delle spalle può essere valutato dal programma mediante diverse opzioni:

- 1 - Standard Step Method,
- 2 - Bilancio delle spinte,
- 3 - L'equazione empirica di Yarnell,
- 4 - Il metodo FHWA WSPRO.

Nel modello costruito si sono valutate le perdite con la formula dell'energia (Standard Step Method).

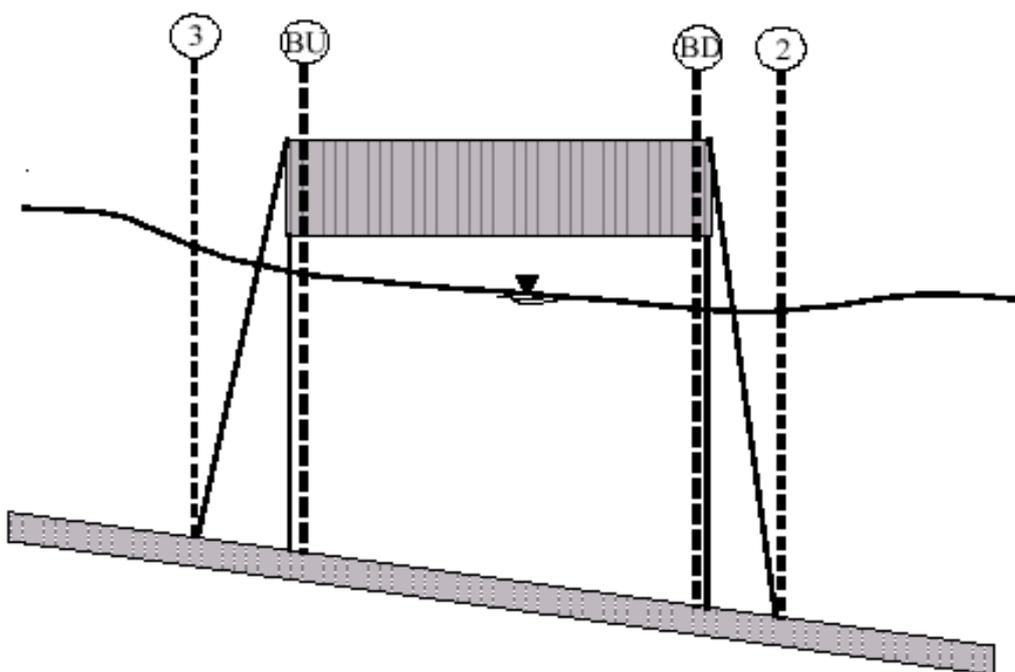


Figura 3: Profilo in corrispondenza di un ponte. (dal manuale di HEC-RAS)