

Autostrada SA-RC

**INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA E DI DIFESA DELLE OPERE AUTOSTRADALI
RELATIVAMENTE ALL'INTERAZIONE VIARIA CON IL FIUME MESIMA, NEL TRATTO
COMPRESO TRA IL KM 369+800 E IL KM 378+500 DELL'AUTOSTRADA SA-RC**

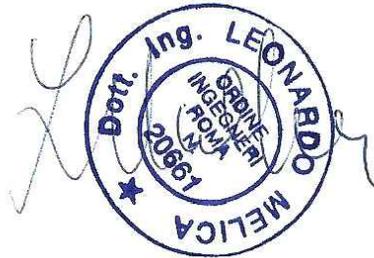
PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE:



MSM Ingegneria S.r.l.
Via della Meloria, 61 - 00136 ROMA

Ing. Leonardo Melica



GEOLOGIA:

Dott. Geol. Andrea Rondinara

Albo dei Geologi del Lazio n. 921

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Francesco Bianco

RESPONSABILE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI E
COORDINATORE TERRITORIALE

Dott. Ing. Giuseppe Ferrara

**STUDIO DELLE INTERAZIONI DELL'INFRASTRUTTURA VIARIA
CON IL FIUME MESIMA - IPOTESI DI INTERVENTO PER LA
MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO**

STUDIO CRITICITA' IDRAULICHE E LINEE DI INTERVENTO

CODICE ELABORATO			REVISIONE	SCALA:		
MRI RT 01			3			
3	RICHIESTA INTEGRAZIONE ANAS	GENNAIO 2019	T. Salvago de Gennaro	A. Salvago de Gennaro	L. Melica	
2	REVISIONE A SEGUITO DI NOTA ADB REGIONE CALABRIA	GENNAIO 2019	T. Salvago de Gennaro	A. Salvago de Gennaro	L. Melica	
1	REVISIONE	NOVEMBRE 2018	T. Salvago de Gennaro	A. Salvago de Gennaro	L. Melica	
0	EMISSIONE	GIUGNO 2018	T. Salvago de Gennaro	A. Salvago de Gennaro	L. Melica	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	



INDICE

1. PREMESSA	3
2. ANALISI DELLE CRITICITA' IDRAULICHE LINEE DI INTERVENTO	4
2.1. Viadotto esistente della SP10	4
2.2. Viadotto Mesima 2.....	6
2.3. Tratto a valle del Viadotto Mesima 4	7
2.4. Tombino scatolare alla Pk 0+579,59	10
3. MODELLAZIONE IDRAULICA	11
3.1. Geometria di calcolo.....	11
4.1.1 Tratto di monte - Moto permanente	12
4.1.2 Tratto di valle - Moto vario	13
4.1.3 Coefficienti di scabrezza	17
3.2. Metodo di calcolo	17
4.2.1 Simulazione in moto permanente	17
4.2.2 Simulazione in moto vario.....	23
3.3. Modellazione delle opere di attraversamento minori mediante software HY-8	27
3.4. Portate di progetto.....	37
4. ANALISI DELLA STABILITA' DEI RILEVATI STRADALI LINEE DI INTERVENTO	37
4.1. Verifiche di stabilità dei corpi rilevati in condizioni di piena	37
4.1.1 Criteri di calcolo	38
4.1.2 Verifiche di stabilità globale del corpo rilevato	39
4.1.3 Risultati ottenuti – Pericolosità idraulica dei tratti in rilevato	41
4.2. Provvedimenti per il controllo della filtrazione al di sotto dei rilevati.....	42
4.2.1 Scenari di rischio	42
4.2.2 Provvedimenti per la riduzione del rischio sifonamento.....	43
4.2.3 Tecniche di intervento.....	44
5. ALLEGATO. SIMULAZIONI IDRAULICHE	50



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

6. ALLEGATO. ANALISI STABILITA' CORPI RILEVATO IN CONDIZIONI DI PIENA51

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 2 di 51



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

1. PREMESSA

Il presente studio si inserisce nell'ambito del Progetto Definitivo degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC. L'obiettivo del presente documento è quello di fornire degli spunti progettuali per futuri interventi, non compresi nel presente Progetto Definitivo, tesi alla ulteriore riduzione del rischio idraulico. In pratica è stata sfruttata la conoscenza delle dinamiche idrauliche esistenti maturate nel corso dello sviluppo della progettazione definitiva delle opere di difesa e di sistemazione idraulica per fornire ipotesi e soluzioni per successivi ed eventuali sviluppi progettuali.

In particolare, nel prosieguo del presente studio verranno individuati una serie di interventi di natura strutturale e viabilistica quali realizzazione di nuovi viadotti, consolidamenti, innalzamenti di livelletta autostradale anche esterni al lotto di specifica competenza, ecc....

Le linee di intervento proposte saranno oggetto di apposite modellazioni idrauliche, per evidenziarne l'influenza sulle piene del fiume Mesima in termini anche di riduzione del rischio idraulico.

Verranno anche analizzate le condizioni di stabilità dei rilevati stradali esistenti e forniti suggerimenti utili alla risoluzione delle criticità riscontrate.

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 3 di 51



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

2. ANALISI DELLE CRITICITÀ IDRAULICHE LINEE DI INTERVENTO

Il panorama complessivo in cui si inserisce il presente studio è quello analizzato nella relazione idraulica del progetto definitivo dove sono state individuate, analizzate e valutate le criticità idrauliche riscontrate. La relazione idraulica in parola descrive le problematiche inerenti l'interazione con l'asse autostradale e le piene del fiume Mesima prevedendo una serie di interventi di tipo idraulico in grado di migliorare in generale le criticità esistenti.

Gli interventi idraulici previsti all'interno del progetto definitivo inducono un miglioramento generalizzato delle problematiche riscontrate nell'assetto attuale di interazione dell'infrastruttura viaria con le piene del fiume Mesima. Si tratta in buona sostanza di interventi di sistemazione e difesa idraulica in grado di riordinare l'assetto idraulico esistente inducendo in generale un miglioramento delle condizioni di deflusso della piena con aumento pressoché generalizzato dei franchi idraulici in corrispondenza dei viadotti. Si evidenzia anche un sostanziale abbassamento dei livelli idrici in corrispondenza delle parti in rilevato più prossime alle opere di sistemazione previste. Permangono tuttavia situazioni di forte rischio. Tra queste si evidenzia in particolar modo il rischio di sormonto da parte della piena della carreggiata autostradale.

Nel presente studio si intende, quindi, fornire alcuni spunti progettuali, non compresi nel presente progetto definitivo, finalizzati alla ulteriore riduzione del rischio idraulico (con particolare riferimento al rischio di sormonto della carreggiata autostradale) e utili per eventuali sviluppi futuri. Di seguito i punti analizzati e le relative ipotesi progettuali.

2.1. Viadotto esistente della SP10

Ad inizio tracciato, l'esondazione della piena duecentennale interessa l'area dello svincolo e l'area del vecchio cantiere non ancora dismesso. Il livelli idrici sono tali da sormontare ed invadere la carreggiata stradale del tratto posto a monte dell'intersezione con la SP 10. Tale fenomeno risulta in larga parte dovuto al restringimento provocato dalla presenza del vecchio viadotto della SP 10 e del relativo rilevato di approccio che prosegue con il cavalcavia posto alla Pr 0+262,66. La presenza del viadotto della SP 10, che si caratterizza per un avanzato stato di degrado, determina nel profilo di monte un sensibile innalzamento del pelo libero che implica l'invasione da parte della piena bicentenaria della carreggiata autostradale posta in destra idraulica. Tale configurazione determina evidentemente una situazione che compromette la fruibilità stessa dell'asse viario in condizioni di piena.

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 4 di 51



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento



All'interno del progetto definitivo, si prevede la demolizione della rampa di accesso all'ex-area di cantiere, che ostruisce la luce del cavalcavia riducendo la capacità di deflusso dell'opera. L'intervento porta ad una diminuzione dei tiranti idrici a monte dell'opera di circa 0.4 m. L'abbassamento ingenerato dall'intervento progettato non è tuttavia sufficiente per la completa messa in sicurezza del nastro autostradale che continua ad essere sormontato dalla piena duecentennale. Dalle simulazioni effettuate si evidenzia l'insufficienza dell'opera esistente (viadotto SP10) al transito della portata di progetto.

Si propone la demolizione integrale del viadotto in argomento e la successiva ricostruzione di un'opera idonea al transito delle portate previste. L'intervento è in grado di evitare l'allagamento della carreggiata della SA RC nel tratto in esame.

Si prevede la realizzazione di un nuovo viadotto avente luce complessiva pari a 140 m su tre campate. Si prevede inoltre la riprofilatura delle aree golenali a monte ed a valle della nuova opera, per consentire il deflusso della piena al di sotto del viadotto. La nuova opera consentirebbe la riduzione dei tiranti idrici a monte del cavalcavia della SP10, ponendoli al di sotto della livelletta autostradale esistente, salvaguardando la carreggiata autostradale con un franco idraulico che si attesta intorno al metro.

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 5 di 51



2.2. Viadotto Mesima 2

Si tratta di un'opera in viadotto di complessivi 97,50m su tre campate. Le pile sono a fusto circolare e l'altezza dei fusti risulta molto esigua. Questo, rapportato ai livelli di corrente idrica previsti che interessano completamente i pulvini determina una configurazione assimilabile a delle pile a "setto" non sagomate con angolo di attacco sfavorevole.

L'altezza tra intradosso dell'impalcato e la quota di scorrimento del fiume Mesima risulta estremamente ridotta. La situazione è ulteriormente aggravata dall'andamento meandriforme del corso d'acqua che presenta una doppia ansa a cavallo dell'opera. Questa configurazione determina un deflusso di piena direzionato obliquamente all'asse viario con interessamento dei pulvini delle pile e delle due spalle.

L'altezza libera sotto l'impalcato risulta assolutamente insufficiente al deflusso della piena duecentennale; la presenza dei pulvini impostati praticamente al piano campagna; l'orientamento dei pulvini a sfavore di corrente; la vicinanza e la disposizione planimetrica degli stessi pulvini determinano di fatto la quasi totale occlusione della luce libera. La situazione complessiva è molto critica sia per il rischio di allagamento della sovrastante carreggiata sia per il rischio di danneggiamento dell'opera stradale.



La piena di progetto tende a mandare in pressione l'opera con sormonto dell'impalcato da parte della vena fluida. Le velocità massime del flusso idrico si attestano su valori molto elevati (6/7 m/s). Considerata la configurazione descritta sono prevedibili importanti azioni di scalzamento



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

fondazionale e di spinta idrodinamica sulle opere. Il rilevante effetto di rigurgito provocato dall'opera ingenera elevati tiranti idrici nella parte posta a monte. I livelli raggiunti sono tali da lambire la carreggiata. L'effetto di rigurgito tende ad esaurirsi risalendo verso monte.

All'interno del progetto definitivo è stata prevista la sistemazione a monte ed a valle dell'alveo di piena del fiume Mesima, per la regimentazione delle correnti di piena in approccio ed in uscita dall'opera. Gli interventi previsti producono una sensibile mitigazione del rischio idraulico per le piene ordinarie, mentre non risultano assolutamente sufficienti a risolverne le problematiche in corrispondenza delle piene maggiori. Sempre nell'ambito del progetto definitivo si prevede, inoltre, il placcaggio delle fondazioni delle pile dell'opera con massi ciclopici, per la mitigazione dei fenomeni di scalzamento. L'intervento di placcaggio è stato dimensionato per una portata inferiore alla duecentennale e pari a 170 mc/s (piena frequente) non essendo possibile dimensionare l'intervento per portate superiori essendo le relative velocità eccessive.

Allo scopo migliorare in modo sostanziale le condizioni di deflusso della piena duecentennale si propone, nell'ambito del presente studio, la realizzazione di un'opera di attraversamento aggiuntiva in affiancamento al viadotto esistente in grado di ridurre radicalmente il cimento idraulico dell'opera esistente.

L'intervento ipotizzato prevede la realizzazione di un ponte con luce pari a 50 m su unica campata, in affiancamento al viadotto esistente, per consentire alla piena di transitare al di sotto della sede autostradale in sicurezza. Si prevede, inoltre, la riprofilatura del terreno a monte ed a valle dell'opera, per agevolare il deflusso della piena al di sotto dell'opera.

L'opera consente una notevole riduzione dei tiranti idrici a monte del viadotto esistente, nell'ordine di 3 m circa, mettendo in sicurezza la carreggiata autostradale da possibili allagamenti. L'intervento consente, in corrispondenza del viadotto esistente, di ridurre notevolmente la sollecitazione in termini di tirante e velocità. In particolare si genera un franco idraulico di circa 1 metro. La portata di transito nell'opera attuale nella situazione post intervento si attesterebbe intorno ai 170 mc/s.

2.3. Tratto a valle del Viadotto Mesima 4

Nel corso dello sviluppo della progettazione definitiva è emersa una particolare criticità di questo tratto autostradale compreso tra la confluenza tra il fiume Mesima e Marepotamo e il Km 378+500 (fine lotto). In tale tratto, l'autostrada esistente attraversa il corso d'acqua principale in viadotto (Mesima 4). Ci troviamo subito a valle della confluenza con il fiume Marepotamo ed in ragione di ciò il regime idraulico della piena di progetto cambia radicalmente con un forte incremento di portata. Considerata la complessità morfologica del tratto in esame si è reso necessario una modellazione idraulica in regime di moto vario. Le criticità riscontrate sul viadotto Mesima 4 sono state ampiamente descritte nella relazione idraulica del presente progetto

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



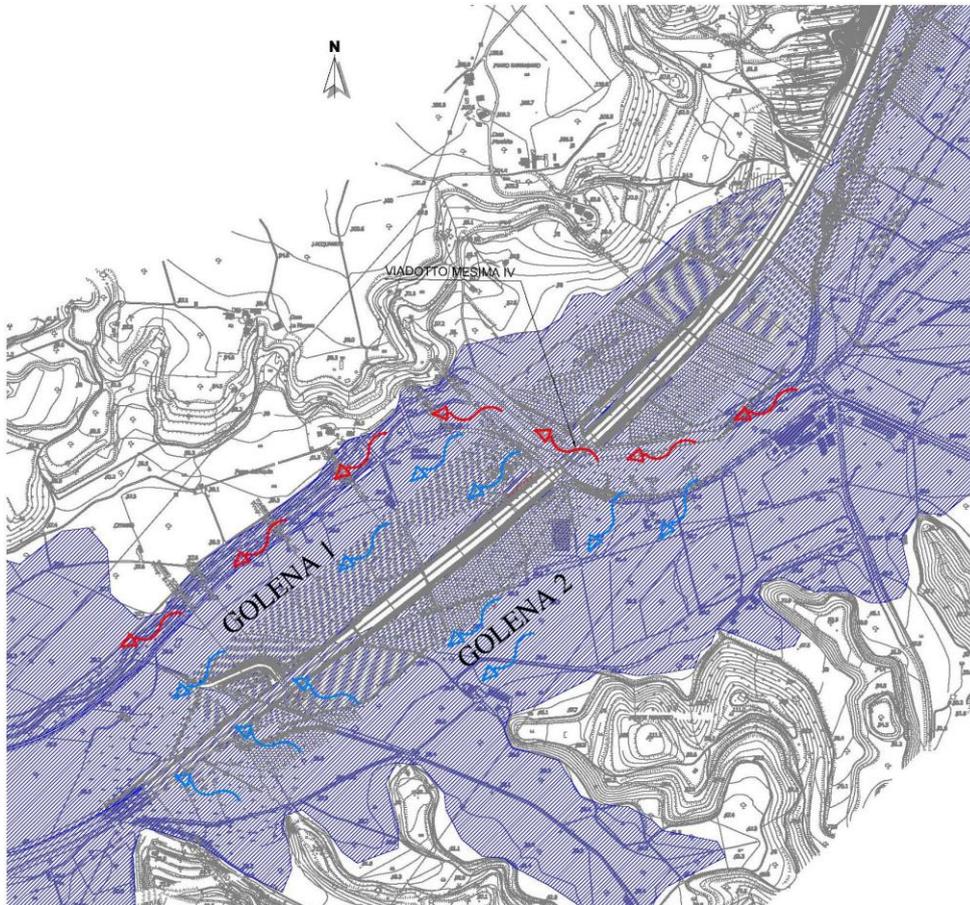
Pag. 7 di 51



definitivo a cui si rimanda per tutti i dettagli relativi anche delle opere di sistemazione, riordino e difesa idraulica progettate.

Nel presente studio si intende, invece, porre l'attenzione sul tratto a valle del viadotto in parola.

Dalle simulazioni esperite emerge che la piena di progetto a monte del Mesima 4 tende a scavalcare la SP58 e ad invadere le aree latitanti al rilevato della SA RC. Quota parte della portata in transito impegna il viadotto Mesima 4 e si trasferisce nella porzione di territorio posto a valle. Anche a valle del viadotto il flusso idrico tende a superare la SP58 e ad invadere le aree comprese tra strada provinciale e il rilevato della SA RC.



Dinamica di propagazione della piena Tratto di valle - Moto vario

La quota parte di portata che sormonta la SP 58 nel tratto posto a monte del viadotto Mesima 4 determina un progressivo innalzamento dei livelli idrici nella porzione di territorio delimitata a nord – ovest dal rilevato della SA RC. Tale area risulta essere chiusa a valle dall'intersezione tra il rilevato autostradale ed il versante a Sud (Golena 2). La portata duecentennale defluente (dell'ordine dei 620mc/s) non riesce a transitare attraverso i tombini esistenti che attraversano il corpo del rilevato essendo questi anche laterali al flusso.



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

I livelli idrici, quindi, si accumulano e si innalzano rapidamente fino a raggiungere le quote della carreggiata stradale. Questi superano le quote del rilevato autostradale allagando la carreggiata a partire dalla Pr 8+000,00 circa determinando lo sfioro della portata verso l'alveo ordinario del fiume. In estrema sintesi il fiume Mesima tende a riappropriarsi del suo alveo di piena originario scavalcando la SA RC. La sollecitazione idrodinamica indotta dal deflusso idrico che sormonta l'autostrada e si riversa a valle sulla scarpata del rilevato può ovviamente mettere in crisi la stabilità stessa del rilevato.

Le dinamiche descritte permangono anche con portate di piena relativamente ridotte (ad esempio per Tr 10, Tr 20 anni). Neanche gli interventi di sistemazione e difesa idraulica previsti nel presente progetto definitivo riescono a modificare l'assetto descritto che permane anche nella condizione post operam. Il regime di piena è infatti troppo esuberante rispetto all'assetto morfologico generale per potere essere influenzato dalle opere di sistemazione previste.

Prendendo in esame ad esempio la piena con Tr 15 anni per il tratto a valle con la confluenza Mesima – Marepotamo si ottiene che su una portata massima di circa 918 mc/s proveniente da monte sulla SP58 posta a monte del viadotto Mesima 4 scolmano circa 195 mc/s. Quest'ultima portata si riversa nel territorio adiacente l'autostrada (Golena 2) allagando l'area e sormontando inevitabilmente la carreggiata della SA RC. In particolare, le portate scolmate al di sopra della SP 58 corrono nel canale delimitato in sinistra dal versante costituito dai rilievi collinari, ed in destra dal rilevato della SA-RC. In corrispondenza delle strettoie ingenerate dalla morfologia dei rilievi collinari, i livelli idraulici si alzano ed interessano la sede autostradale. Una volta raggiunta l'intersezione tra versante e rilevato stradale, che costituisce il punto di minimo del canale, l'opera scatolare esistente (tombino 4.00x3.00 al Km. 379+606) non è in grado di smaltire le portate in arrivo e la sede autostradale viene sormontata dalla piena.

Allo scopo di evitare l'allagamento della carreggiata autostradale, si propongono i seguenti interventi. Si tratta ovviamente di interventi palliativi che non risolvono radicalmente la problematica, ma consentono comunque un abbassamento sostanziale del rischio idraulico legato principalmente all'allagamento della carreggiata.

L'ipotesi di intervento in esame prevede la rimodulazione del tracciato autostradale a valle del viadotto Mesima 4, mediante innalzamento della livelletta stradale a partire dalla spalla del viadotto sino al Km 378+960 e la realizzazione di un viadotto di trasparenza idraulica di lunghezza pari a 500 m tra i Km 377+675 e 378+175.

Si prevede inoltre la realizzazione di un elemento arginale di chiusura in corrispondenza del Km 378+570, dove il versante collinare in sinistra costituisce una strettoia per il deflusso delle acque. L'elemento arginale da realizzare sarà coronato alla quota della livelletta autostradale corrispondente, questo ha la funzione di chiusura della strettoia esistente e consente il contenimento della piena in transito lungo la piana delimitata in destra dal tracciato autostradale, impedendo l'interessamento da parte della piena della porzione di territorio posta a valle.

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 9 di 51



Tale tratto autostradale, infatti, come evidenziato in precedenza per la piena ventennale, risulta soggetto ad allagamenti della carreggiata già per eventi con tempi di ritorno molto ridotti rispetto alla sollecitazione duecentennale di riferimento.

L'innalzamento della livelletta autostradale e l'elemento arginale di chiusura consentono il contenimento della piena, impedendo gli allagamenti della carreggiata autostradale posta a valle del viadotto Mesima 4. Tale configurazione consente il deflusso della piena al di sotto dell'infrastruttura autostradale mediante il viadotto di trasparenza idraulica ipotizzato.

2.4. Tombino scatolare alla Pk 0+579,59

L'infrastruttura autostradale, nel tratto di competenza è interessata da una serie di opere scatolari per consentire il deflusso delle portate del reticolo idrografico secondario. Le opere di attraversamento risultano per la maggior parte sufficienti al deflusso delle portate. Risulta tuttavia insufficiente l'opera situata alla Pk 0+579,59.

L'opera di attraversamento in oggetto presenta una sezione scatolare con dimensioni 2.0x2.0, ed è posta a servizio del bacino del Fosso Serra che, a valle dell'opera di attraversamento si immette nel fiume Mesima. In corrispondenza della portata con tempo di ritorno duecentennale, l'opera risulta insufficiente e presenta un funzionamento in pressione. I livelli idrici a monte subiscono un innalzamento, sino a lambire la carreggiata autostradale.



Opera esistente alla Pk 0+579,59

Allo scopo migliorare in modo sostanziale le condizioni di deflusso della piena duecentennale si propone, nell'ambito del presente studio, la realizzazione di un'opera di attraversamento aggiuntiva in affiancamento al tombino scatolare esistente. Nello specifico, si prevede la



realizzazione di un'opera in affiancamento con sezione scatolare 3.0x2.0. A valle dell'opera di attraversamento, verrà realizzata una canalizzazione per il raccordo con il fiume Mesima.

L'ipotesi di intervento consente di ridurre i livelli idrici a monte dell'opera di attraversamento esistente, con un abbassamento del tirante idrico pari a 1.25 m, mettendo in sicurezza la carreggiata autostradale da possibili fenomeni di allagamento. L'intervento consente il funzionamento dell'opera esistente con grado di riempimento inferiore al 70%.

3. MODELLAZIONE IDRAULICA

L'analisi delle ipotesi di intervento proposte all'interno del presente studio è stata condotta a partire dai risultati della modellazione idraulica svolta all'interno della relazione idraulica del progetto definitivo. Partendo dagli studi già svolti, è stato possibile analizzare e dimensionare gli interventi proposti e precedentemente illustrati.

Per quanto riguarda le ipotesi di intervento relative al fiume Mesima, sono state condotte due modellazioni distinte.

In particolare, è stata svolta una prima modellazione sulla base dell'evento con tempo di ritorno duecentennale per l'analisi degli interventi situati in corrispondenza del Cavalcavia 0+262,66 e del Viadotto Mesima 2. Questi interventi ricadono nel tratto di monte, per cui è stata adottata una modellazione in moto permanente.

Per quanto riguarda la seconda modellazione, relativa al tratto a valle del viadotto Mesima 4, sono state condotte delle analisi con una sollecitazione duecentennale in regime di moto vario e permanente.

Riguardo le ipotesi di intervento relative al reticolo secondario, invece, sono state condotte delle verifiche in moto permanente con l'ausilio del software HY-8.

3.1. Geometria di calcolo

La modellazione idraulica del fiume Mesima all'interno del presente studio è stata condotta mediante l'implementazione di due diversi modelli idraulici, per caratterizzare adeguatamente il comportamento della piena. È stato possibile infatti evidenziare due distinte modalità di propagazione della piena. Nel primo tratto, a monte del viadotto Mesima 3, le piene del fiume Mesima scorrono costrette in una stretta vallata e risultano schematizzabili come un moto prevalentemente monodimensionale.

Nel secondo tratto, a valle del viadotto Mesima 3, il comportamento delle piene del fiume Mesima subisce un cambiamento radicale, dovuto all'immissione delle portate del fiume Marepotamo ed al mutamento della geometria della vallata, molto più ampia e con la presenza di un argine



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

artificiale in sinistra idraulica rappresentato dalla SP58. L'argine accompagna il corso dell'alveo di magra del Mesima verso il viadotto Mesima 4, che consente l'attraversamento dell'infrastruttura autostradale in direzione est-ovest.

Il moto risulta difficilmente riconducibile ad uno schema permanente, in quanto la SP58 risulta insufficiente a contenere le portate di piena del Mesima, che scavalcano dunque l'argine e proseguono il loro moto parallelamente all'autostrada. Per una corretta valutazione della dinamica della piena, per questo tratto è stato dunque adottato un modello di moto vario.

4.1.1 Tratto di monte - Moto permanente

La modellazione in moto permanente è stata utilizzata per l'analisi del primo tratto dell'asta fluviale investigata, che si estende in corrispondenza dell'infrastruttura autostradale dal km 369+800 (Pr 0+000,00) al Viadotto Mesima 3 fino a Pr 5+000,00 circa.

La schematizzazione geometrica del fiume Mesima è stata effettuata mediante n. 62 sezioni trasversali ottenute a partire dal dato Lidar con passo 1 m, fornito dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, ed integrate mediante opportuni rilievi celerimetrici a terra. Come condizione al contorno di valle sono stati imposti i livelli idrici ottenuti a partire dal modello di moto vario del tratto di valle, che si sovrappone al tratto di monte per un adeguato numero di sezioni.

Progettisti:

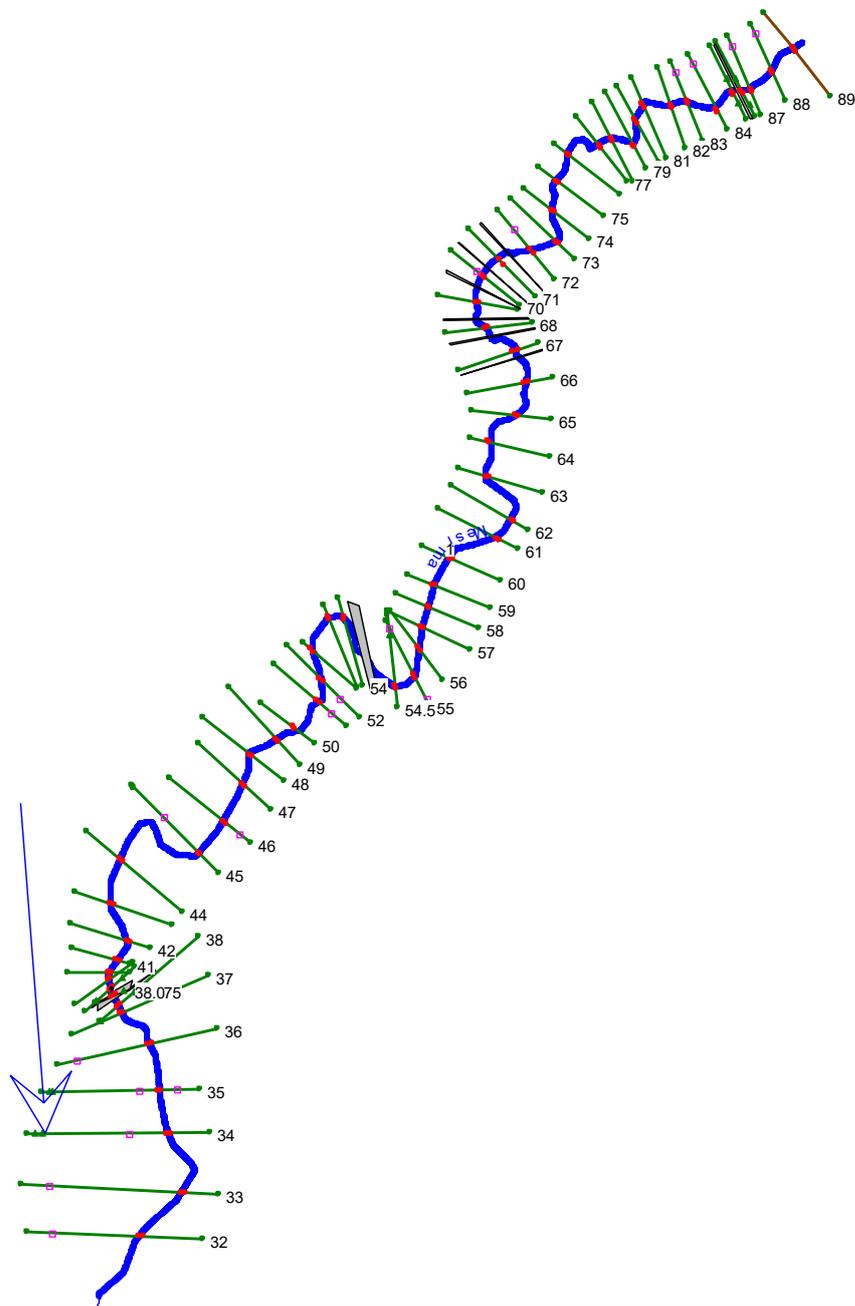
MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 12 di 51



Studio criticità idrauliche e linee di intervento



Geometria modello idraulico Tratto di monte - Moto permanente

4.1.2 Tratto di valle - Moto vario

Il tratto di asta fluviale compresa tra il Viadotto Mesima 3 ed il km 378+500 dell'infrastruttura autostradale, è stata analizzata mediante modellazione in moto vario.

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.

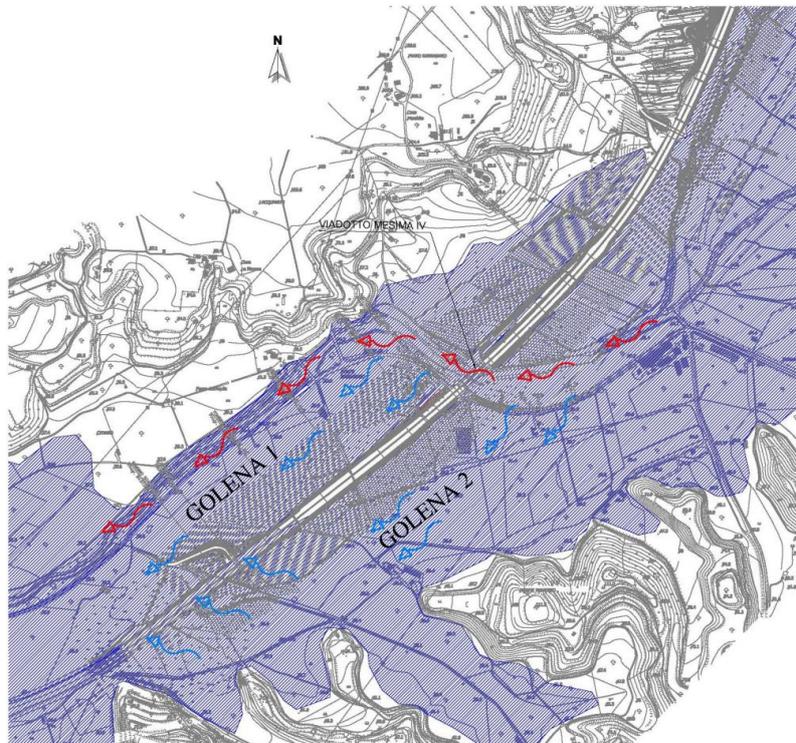




E' stato osservato come, in questo tratto ed in particolare nel tratto posto subito a monte del viadotto Mesima 4, la dinamica delle piene si discosti in modo considerevole dal comportamento del Mesima in regime di magra. In regime di piena, infatti, l'entità delle portate in gioco è talmente sovrabbondante rispetto alla geometria dell'alveo che queste superano rapidamente l'arginatura in sinistra idraulica costituita dal rilevato della SP58 riversandosi abbondantemente nel vallone formato dal versante naturale in sinistra idraulica e dal rilevato della SA RC in destra idraulica.

Si crea dunque una prima separazione delle portate di piena, operata dal corpo del rilevato della SP58, che solamente in parte defluiscono sotto il viadotto Mesima 4.

A valle del viadotto Mesima IV, il deflusso delle portate risente della presenza del ponte di Barbasano e della traversa immediatamente a valle, situati a circa 1 km a valle del viadotto autostradale, che determina l'aumento dei livelli in alveo ed il superamento in sinistra della SP58. Si configura dunque una situazione analoga a quella descritta a monte del Mesima 4, con una seconda separazione del deflusso della piena operata dalla SP58. Anche in questo caso, si genera un deflusso lungo la direzione della valle, contenuto in sinistra dal rilevato autostradale ed in destra dalla SP58.



Dinamica di propagazione della piena Tratto di valle - Moto vario



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

Il modello è stato costruito inserendo, in corrispondenza della SP58, un elemento in grado di scolmare le portate in ingresso eccedenti la quota di testa della SP58 stessa. E' stato inoltre modellato il moto delle portate scolmate, lungo le due piane latitanti al corpo autostradale.

Lo studio della propagazione della piena delle piane è stato condotto in moto permanente. La portata scolmata a monte del viadotto Mesima 4 procede inizialmente in direzione nord-sud lungo la piana delimitata in destra dal tracciato autostradale. Successivamente è stato modellato il viadotto facente parte delle ipotesi di intervento, che consente il deflusso delle portate al di sotto della sede autostradale. La portata transitata al di sotto di tale viadotto si congiunge alle portate scolmate dalla SP58 a valle del viadotto Mesima 4, defluendo in direzione nord-sud lungo la piana delimitata in sinistra dal tracciato autostradale.

La schematizzazione geometrica del fiume Mesima e degli assi Golena 1 e Golena 2 è stata effettuata complessivamente mediante n. 64 sezioni trasversali ottenute a partire dal dato Lidar con passo 1 m, fornito dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, integrato con rilievi a terra opportunamente svolti.

Come condizioni al contorno di valle, è stato imposto il moto uniforme con la pendenza longitudinale dell'alveo risultante. Per la modellazione dell'asse Golena 2, è stato imposto il livello idrico in corrispondenza dell'intersezione con l'asse Golena 1.

Progettisti:

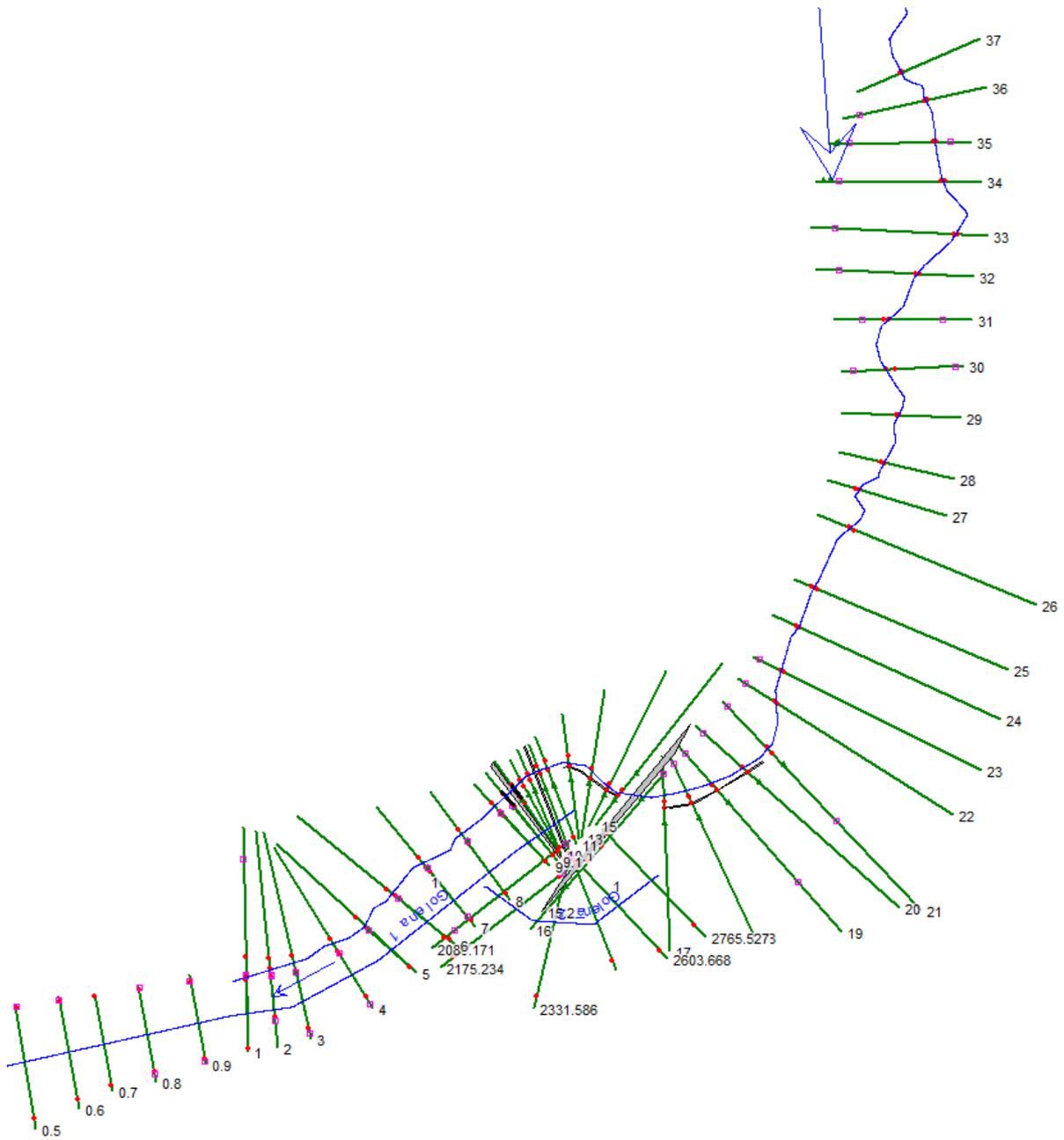
MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 15 di 51



Studio criticità idrauliche e linee di intervento



Geometria modello idraulico Tratto di valle - Moto vario

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.





4.1.3 Coefficienti di scabrezza

I parametri di scabrezza utilizzati nelle simulazioni sono:

- $0.035 \text{ m}^{-1}\text{s}^{1/3}$ per l'alveo inciso
- $0.065 \text{ m}^{-1}\text{s}^{1/3}$ per le aree golenali
- $0.080 \text{ m}^{-1}\text{s}^{1/3}$ per le aree con pioppeti sviluppati.

3.2. Metodo di calcolo

Di seguito vengono presentate le metodologie di calcolo con le quali sono state svolte le modellazioni idrauliche.

4.2.1 Simulazione in moto permanente

La ricostruzione del profilo di piena è stata eseguita in moto permanente con l'ausilio del software di calcolo HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System), sviluppato dall'U.S. Army Corp of Engineers.

Il programma permette la ricostruzione dei tiranti idrici di un corso d'acqua mediante l'integrazione numerica con il metodo dello "standard step" dell'equazione differenziale del moto permanente.

Il modello di calcolo è basato sulle seguenti ipotesi:

- il moto è permanente (le grandezze idrauliche non variano con il tempo);
- la geometria dell'alveo è caratterizzata generalmente da variazioni graduali di sezione dove è applicabile l'equazione del moto; nei tronchi dove si realizzano variazioni brusche di sezione viene adottata l'equazione dinamica in forma globale;
- il moto è monodimensionale, cioè si trascurano le componenti della velocità nelle direzioni ortogonali a quella di avanzamento della corrente; ne discende che: il carico energetico totale è lo stesso per tutti i punti di una sezione trasversale, la velocità ha una sola componente nella direzione della corrente e la superficie dell'acqua è orizzontale per tutta la sezione trasversale;
- la pendenza longitudinale non sia troppo elevata (minore del 10%);



- I dati di base richiesti dal programma di calcolo utilizzato sono sostanzialmente quelli relativi alle caratteristiche geometriche ed idrauliche del corso d'acqua in analisi. I dati necessari sono i profili di fondo (sezioni trasversali), le lunghezze dei tratti e la scabrezza dell'alveo e delle aree golenali.

Fondamenti teorici del deflusso in moto permanente

In ogni sezione normale all'asse della corrente, la pressione varia seguendo la legge idrostatica. La condizione di continuità prevede che la portata sia costante, mentre l'area della sezione "Ω" e la velocità media "V" variano gradualmente lungo l'asse "s" della corrente:

$$Q = \Omega \times V = Cost \quad [1]$$

L'equazione del moto è espressa mediante la formula:

$$J = -\frac{dH}{ds} \quad [2]$$

dove H, che rappresenta il carico totale, è espresso dalla relazione:

$$H = z_f + \frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2 \times g} \quad [3]$$

Per quanto concerne la cadente j del carico idraulico totale, essa si valuta assumendo che gli sforzi tangenziali sul contorno dipendano solo dalle condizioni di scabrezza della parete, dalla forma della sezione e dalla velocità media. Si assume quindi:

$$J = \frac{V^2}{\chi^2 \times R} \quad [4]$$

dove "χ" è il coefficiente di resistenza di Chèzy, variabile da sezione a sezione, in funzione della variazione dell'area della sezione e del perimetro bagnato (e di conseguenza il raggio idraulico e la scabrezza relativa).

Le due equazioni fondamentali sono risolte mediante la su accennata procedura iterativa (standard step method) allo scopo di calcolare la quota del pelo libero incognita per una sezione:

- equilibrio energetico:



$$h_2 + \frac{\alpha_2 \times V_2^2}{2 \times g} = h_1 + \frac{\alpha_1 \times V_1^2}{2 \times g} + \Delta H \quad [5]$$

- perdite di carico:

$$\Delta H = \lambda \times L + c \times \left| \frac{\alpha_2 \times V_2^2}{2 \times g} - \frac{\alpha_1 \times V_1^2}{2 \times g} \right| \quad [6]$$

in cui:

h_1, h_2 = quote del pelo libero nelle sezioni rispettivamente di monte e di valle;

V_1, V_2 = velocità media nelle sezioni rispettivamente di monte e di valle;

α_1, α_2 = coefficienti correttivi dell'energia cinetica nelle sezioni rispettivamente di monte e di valle;

g = accelerazione di gravità;

ΔH = perdite di carico nel tratto;

L = lunghezza del tratto di riferimento (pesata sulle portate nel caso di alveo pluricursale);

λ = coefficiente di attrito per le perdite distribuite nel tratto;

c = coefficiente di perdita di carico localizzata nelle eventuali variazioni di sezioni.

La lunghezza del tratto di riferimento viene pesata sulle portate ed è ricavata dalla relazione:

$$L = \frac{L_{sx} \times Q_{sx} + L_{ch} \times Q_{ch} + L_{dx} \times Q_{dx}}{Q_{sx} + Q_{ch} + Q_{dx}} \quad [7]$$

in cui.

- L_{sx}, L_{ch}, L_{dx} = lunghezza specifica dell'area, interessata al flusso, golena a sinistra, all'interno e a destra delle sponde;
- Q_{sx}, Q_{ch}, Q_{dx} = media aritmetica (sulle due sezioni) delle portate di competenza delle sezioni parziali a sinistra, all'interno ed a destra delle sponde.

Al fine di determinare la portata complessiva in una sezione, il flusso viene diviso in flussi parziali interni a sotto-sezioni per le quali si possa considerare la distribuzione di velocità come uniforme, senza per questo incorrere in approssimazione eccessive.



La conduttanza di competenza di ogni sotto - sezione è ottenuta mediante la seguente equazione:

$$k = \frac{1}{n} \times a \times r^{2/3} \quad [8]$$

in cui:

- k = conduttanza nella sotto-sezione di deflusso;
- n = coefficiente di Manning per la sotto-sezione;
- a = area della sotto - sezione interessata al flusso;
- r = raggio idraulico della sotto-sezione.

La conduttanza totale sarà data dalla somma delle conduttanze di competenza di ogni sotto - sezione.

Nei calcoli la sezione naturale è stata divisa in tre aree con diverse caratteristiche rappresentate rispettivamente dal canale e dalle due aree laterali golenali.

Anche il coefficiente correttivo dell'energia cinetica è ricavato tenendo conto della suddivisione della sezione, tramite la seguente equazione:

$$\alpha = A^2 \times \frac{\left(\frac{K_{sx}^3}{A_{sx}^2} + \frac{K_{ch}^3}{A_{ch}^2} + \frac{K_{dx}^3}{A_{dx}^2} \right)}{K^3} \quad [9]$$

in cui:

- A = area totale interessata al flusso;
- K = conduttanza totale nella sezione;
- Asx, Ach, Adx = area, interessata al flusso, rispettivamente per le sotto-sezioni a sinistra, all'interno ed a destra delle sponde;
- Ksx, Kch, Kdx = conduttanze nelle sotto-sezioni, rispettivamente, a sinistra, all'interno e a destra delle sponde.

Le perdite distribuite nel tronco di corso d'acqua di lunghezza "L" (pesata sulle portate) è data dal prodotto di quest'ultima per il coefficiente di attrito λ

$$\Delta H = \lambda \times L \quad [10]$$



Il programma consente di scegliere l'espressione di λ tra le seguenti alternative:

- coefficiente di attrito media aritmetica:

$$\lambda = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2} \quad [11]$$

- coefficiente di attrito media sulle portate:

$$\lambda = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad [12]$$

- coefficiente di attrito media geometrica:

$$\lambda = \sqrt{\lambda_1 \times \lambda_2} \quad [13]$$

- coefficiente di attrito media armonica:

$$\lambda = \frac{2 \times \lambda_1 \times \lambda_2}{\lambda_1 + \lambda_2} \quad [14]$$

in cui:

- Q1, Q2 = portata nelle due sezioni che limitano il tratto;
- K1, K2 = conduttanza nelle due sezioni che limitano il tratto;
- λ_1, λ_2 = coefficienti di attrito nelle due sezioni che limitano il tratto.

Il calcolo delle perdite di carico dovute alla contrazione o espansione della corrente si basa sulla seguente relazione:

$$\Delta H = c \times \left| \frac{\alpha_2 \times V_2^2}{2 \times g} - \frac{\alpha_1 \times V_1^2}{2 \times g} \right| \quad [15]$$

dove:

- V1, V2 = velocità media nelle sezioni rispettivamente di monte e di valle;
- α_1, α_2 = coefficienti correttivi dell'energia cinetica nelle sezioni rispettivamente di monte e di valle;
- g = accelerazione di gravità;
- ΔH = perdite di carico concentrate nel tratto;
- c = coefficiente di perdita di carico localizzata nelle eventuali variazioni di sezioni:



Secondo il programma si verifica una contrazione della corrente ogni volta che il carico cinetico a valle è maggiore di quello a monte; analogamente, quando il carico cinetico a monte è maggiore di quello a valle, il programma assume che vi sia un'espansione. Il coefficiente c nel caso di espansione varia tra 0,3 e 0,8, mentre nel caso di contrazione varia tra 0,1 e 0,6.

La quota del pelo libero ad una sezione trasversale è determinata risolvendo iterativamente le equazioni [5] e [6] secondo la seguente procedura:

- Passo 1: Assunzione di un valore (arbitrario) per la quota del pelo libero nella sezione più a monte, nel caso di corrente veloce, od a valle nel caso di corrente lenta.
- Passo 2: Determinazione della portata totale e della velocità della corrente corrispondenti alla quota di cui al passo 1.
- Passo 3: Calcolo del valore del coefficiente di attrito λ e determinazione delle perdite energetiche mediante la risoluzione dell'equazione [10].
- Passo 4: Calcolo della quota del pelo libero h_2 mediante risoluzione dell'equazione [1] utilizzando i valori ottenuti con i passi 2 e 3.
- Passo 5: Comparazione del valore della quota del pelo libero calcolata con il passo 4 con quella assunta al passo 1; ripetizione dell'intera procedura finché la differenza tra le due quantità è minore di quella assunta ammissibile.

Una volta ottenuta la quota del pelo libero "bilanciata" in una sezione, il programma verifica che questa sia in accordo con le ipotesi assunte sul regime della corrente; se ciò non avviene la quota del pelo libero verrà considerata coincidente con la profondità critica.

La profondità critica è la quota per la quale il carico specifico è minimo e viene calcolata con procedura iterativa basata sull'equazione che definisce il carico specifico in una data sezione.

La profondità critica per una sezione trasversale viene determinata ogni volta che si verifica una delle seguenti condizioni:

- La corrente è veloce;
- Il calcolo della profondità critica viene richiesto dall'utente;

La quota del pelo libero iniziale per le sezioni al contorno può essere specificata in uno dei seguenti quattro modi:

- come profondità critica;
- come una elevazione nota;



- come profondità di moto uniforme con pendenza assegnata, ovvero come pendenza della linea dei carichi assegnata;
- da una scala di deflusso.

La portata viene specificata in una apposita variabile nella sezione di monte, ma può essere variata in una qualunque sezione e per tutte le sezioni a valle impostando una seconda variabile.

4.2.2 Simulazione in moto vario

Questa componente del HEC-RAS simula il sistema in regime di moto vario. Il solver delle equazioni idrauliche è stato adattato dal modello UNET del Dott. Robert L. Barkau (Barkau, 1992 e HEC, 1997). Le componenti di analisi a moto vario sono state sviluppate soprattutto per i calcoli di regime di flusso subcritico. I calcoli idraulici per le sezioni trasversali, gli attraversamenti, i salti di fondo ed altre strutture idrauliche che sono state sviluppate per le simulazioni a moto permanente sono state implementate per le analisi a moto vario.

Le caratteristiche speciali di questo tipo di analisi comprendono: analisi della rottura di una diga; stazioni di pompaggio; conche di navigazioni e sistemi in pressione.

Il modello matematico idraulico simula il moto vario di una corrente monodimensionale tramite l'integrazione agli elementi finiti delle equazioni dell'energia e della continuità.

Nel seguito si descriveranno brevemente le equazioni che governano il moto e l'approccio seguito per la loro integrazione.

Una corrente a pelo libero si definisce 'monodimensionale' quando il moto in una direzione è predominante rispetto alle rimanenti. In queste ipotesi, appare conveniente quindi risolvere l'equazione di conservazione dell'energia lungo l'ascissa curvilinea s in termini di velocità media, introducendo coefficienti correttivi di modo che il bilancio energetico risulti soddisfatto lungo ciascun tratto di tubo di flusso.

L'energia specifica per una corrente monodimensionale si scrive:

$$E = h_f + d + \alpha \frac{U^2}{2g} \quad (1)$$

dove h_f è la quota del fondo rispetto ad un qualsiasi piano di riferimento, d è il tirante idrico e α , coefficiente di Coriolis, definito come



$$\alpha = \frac{A^2}{Q^3} \int_A u^3 dA$$

La velocità media della corrente U e' definita come

$$U = \frac{1}{A} \int_A u \cdot dA$$

L'equazione del moto vario per correnti unidirezionali diventa:

$$\frac{\partial E}{\partial x} = -\frac{\beta}{g} \frac{\partial U}{\partial t} - J \quad (2)$$

con β coefficiente di Coriolis definito come

$$\beta = \frac{A}{Q^2} \int_A u^2 dA$$

e J la cadente piezometrica.

L'equazione di continuità per il tubo di flusso, trascurando termini di ordine superiore, si scrive:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \eta B \frac{\partial d}{\partial t} = 0 \quad (3)$$

Considerando il fondo del canale inerodibile e, quindi, introducendo la definizione di quota idrica $H = h_r + d$, la (3) si può scrivere:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \eta B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (3bis)$$

Il coefficiente η , funzione del tirante idrico e molto simile, concettualmente ad un coefficiente di immagazzinamento, ha la funzione di descrivere situazioni quali il parziale asciugamento o allagamento e, di conseguenza, di stabilizzare il sistema per bassissime lame d'acqua.

L'espressione (1) può essere sostituita in (2) e, tenendo conto che $U = \frac{Q}{A}$, si ottiene:



$$\frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{\beta Q}{gA^2} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\alpha Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + J = 0 \quad (4)$$

e, ricordando che (a) al primo ordine vale l'espressione $\frac{\partial A}{\partial t} \approx B \cdot \frac{\partial h}{\partial t}$, dove $\eta \cdot B$ è la larghezza

effettiva della sezione al pelo libero, mediata sull'intero tronco, che (b) nel caso di corrente monodimensionale il numero di Froude è definito come $Fr^2 = \frac{\alpha Q^2 B}{gA^3}$, considerato che (c)

per l'equazione di continuità $\frac{\partial Q}{\partial x} = -\eta B \frac{\partial h}{\partial t}$ e che (d) al primo ordine vale,

$$\frac{\partial A}{\partial x} \approx \eta B \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$$

l'equazione (4) diventa:

$$\frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \eta \frac{\beta QB}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} - \eta \frac{\alpha QB}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} - \eta \frac{\alpha Q^2 B}{gA^3} \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + J = 0$$

cioè:

$$\frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \eta(\beta + \alpha) \frac{QB}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} (1 - \eta Fr^2) + J = 0 \quad (5)$$

L'espressione $\frac{\partial A}{\partial x} \approx \eta B \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$ è corretta perché il corso d'acqua viene pensato costituito da

una successione di tratti a sezione e quota media del fondo costanti.

La generica sezione viene suddivisa in N sottosezioni ciascuna caratterizzata da un'area A_i , da un raggio idraulico R_{Hi} , dalla medesima quota della superficie libera e dalla stessa pendenza della quota piezometrica. Nell'ipotesi quasi-statica si assume infatti che, per il calcolo di α , β e J il moto nella sottosezione i -esima possa essere considerato uniforme per la stessa portata Q e quota idrica h , cioè:



$$u_i = K_{Si} R_{Hi}^{2/3} J^{1/2} \quad i = 1, \dots, N \quad (6)$$

Con qualche passaggio si ricava: $J = \frac{Q^2}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^2}$ e, tenendo conto della direzione del moto,

$$J = \frac{Q|Q|}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^2} = r \cdot Q|Q| \quad (7)$$

$$\alpha = \frac{A^2 \cdot \sum_{i=1}^N (K_{Si}^3 R_{Hi}^2) A_i}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^3} \quad (8)$$

$$\beta = \frac{A \cdot \sum_{i=1}^N (K_{Si}^2 R_{Hi}^{4/3}) A_i}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^2} \quad (9)$$

L'equazione (5) viene discretizzata nel tempo mediante uno schema alle differenze finite e linearizzata. Tenendo conto della (7) si ricava:

$$Q^{n+1} = Q^n + \left(\frac{\eta(\beta + \alpha) QB}{\beta A} \right)^n (h^{n+1} - h^n) - \frac{\partial(h^{n+1} + h^n)}{\partial x} \left(\frac{(1 - \eta Fr^2) g A}{\beta} \right)^n \frac{\Delta t}{2} + \left(r|Q| \frac{g A}{\beta} \right)^n (Q^{n+1} + Q^n) \frac{\Delta t}{2}$$

E, indicando con



$$c_1 = 1 + \frac{\Delta t}{2} \left(r|Q| \frac{gA}{\beta} \right)^n \quad c_2 = 1 - \frac{\Delta t}{2} \left(r|Q| \frac{gA}{\beta} \right)^n$$
$$c_3 = \left(\frac{\eta(\beta + \alpha) QB}{\beta A} \right)^n \quad c_4 = \left(\frac{(1 - \eta Fr^2) gA}{\beta} \right)^n \frac{\Delta t}{2}$$

si ottiene:

$$Q^{n+1} = \frac{c_2}{c_1} Q^n + \frac{c_3}{c_1} (h^{n+1} - h^n) - \frac{c_4}{c_1} \frac{\partial (h^{n+1} + h^n)}{\partial x} \quad (10)$$

L'espressione (10) viene quindi sostituita nell'equazione di continuità (3) che viene quindi risolta nella sola incognita h quota del pelo libero attraverso un metodo agli elementi finiti adottando una schematizzazione quadratica per la quota idrica h, considerando per le grandezze c1, c2, c3 e c4 un valore costante, caratteristico, nel generico tronco. Assumendo la portata costante nel generico canale, la quota del pelo libero e la derivata del pelo libero nella (10) sono da intendersi come valori caratteristici (costanti) sull'elemento.

3.3. Modellazione delle opere di attraversamento minori mediante software HY-8

Il funzionamento idraulico dei manufatti di attraversamento a sezione chiusa dipende da numerosi fattori quali:

- ✓ la pendenza;
- ✓ la sezione;
- ✓ la forma;
- ✓ la scabrezza ;
- ✓ i livelli liquidi a monte e a valle del collettore.

Il comportamento idraulico dei tombini è piuttosto complesso perché può ricadere sia nel campo dell'idraulica a pelo libero che in quello delle condotte in pressione, in funzione della portata transitante.



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

Le verifiche idrauliche compiute sono finalizzate a determinare che il deflusso relativo agli eventi di piena di riferimento siano compatibili con il funzionamento delle opere di attraversamento senza interessare l'infrastruttura stradale.

La verifica proposta dalla FHWA (Federal Highway Administration) ossia l'Agenzia del Dipartimento dei Trasporti degli Stati Uniti che detta i criteri e gli standard di progettazione delle strade, intende stabilire il tipo di funzionamento del tombino, che può essere controllato da monte (inlet control) o da valle (outlet control) e ricavare in base ad esso il grado di riempimento della sezione.

Il "controllo da monte" si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.

Per ottenere un deflusso all'imbocco a superficie libera è necessario che nella verifica idraulica il carico a monte (indicato con H_w) sia al massimo pari a $1,2 D$ (dove D è l'altezza del tombino), essendo libero lo sbocco di valle.

Il programma HY-8 ha lo scopo di consentire un supporto alla progettazione ed alla verifica delle intersezioni dei corsi d'acqua minori con le infrastrutture viarie come strade e ferrovie. Il software utilizza le routines, in accordo ai criteri della FHWA definiti nelle pubblicazioni seguenti: HDS-5, "Hydraulic Design of Highway Culverts," e HEC-14, "Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels".

I principali risultati che si possono ottenere tramite questo programma sono:

- ✓ determinare la dimensione, la forma ed il numero di opere d'arte (tombini e scatolari) necessari a far defluire una portata di progetto;
- ✓ definire la capacità di deflusso di un manufatto esistente imponendo il livello idrico ammissibile di monte;
- ✓ calcolare il livello idrico raggiunto a monte del manufatto per far defluire una determinata portata, sia in condizioni di normale deflusso che in condizioni di acqua ferma all'imbocco.
- ✓ determinare la scala di portata o altre relazioni tra le principali variabili idrauliche per determinare il livello di rischio della struttura.
- ✓ determinare il profilo idrico della portata transitante nell'opera.

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



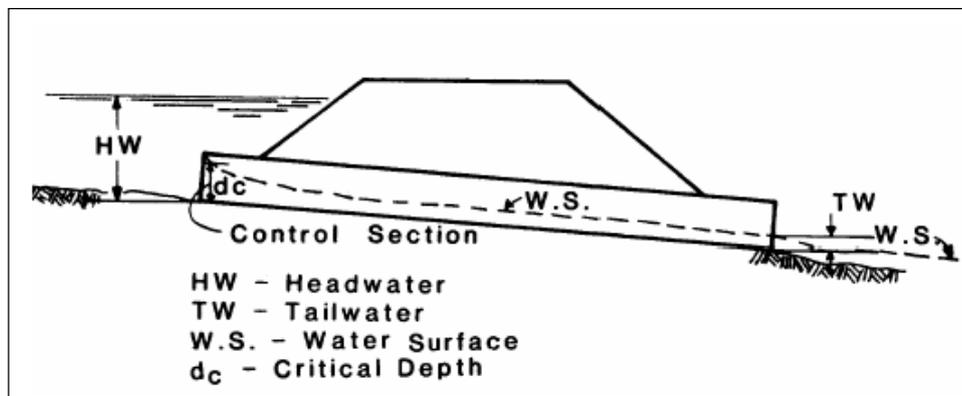
Pag. 28 di 51



Il programma fornisce direttamente output sintetici con le variabili principali della simulazione ed alcuni grafici che mostrano il comportamento idraulico della struttura al variare della portata di progetto o del livello idrico di monte.

Descrizione della metodologia utilizzata

Si illustra di seguito il modulo relativo alla verifica delle opere d'arte di attraversamento dei corsi d'acqua minori.



Esempio di moto controllato dalla sezione di ingresso

Il livello idrico a monte è stato valutato sulla base dei diagrammi sperimentali (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA).

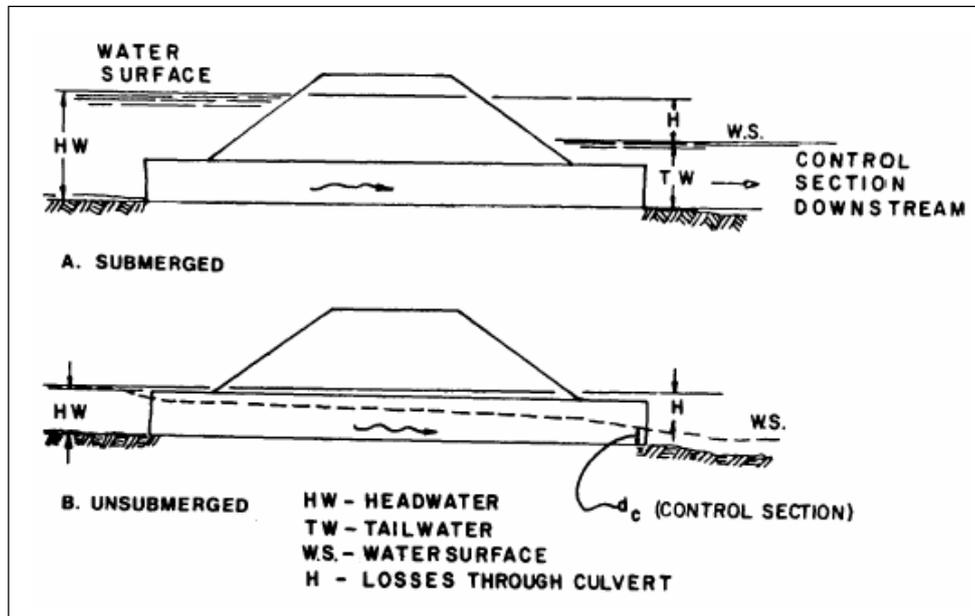
I diagrammi nelle figure delle pagine seguenti forniscono tale livello in condizioni di “controllo da monte” rispettivamente per tombini scatolari e circolari, prendendo in considerazione la portata di progetto e la geometria dell'ingresso (forma e area della sezione);

Il “controllo da valle” si verifica quando il tombino non è in grado di convogliare tanta portata quanta ne accetta l'ingresso. La sezione di controllo si localizza all'uscita del tombino o più a valle. In queste condizioni il moto può essere sia a pelo libero che in pressione.



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento



Esempi di moto controllato da sezioni a valle del tombino

I diagrammi nelle figure successive, nel caso di funzionamento per “controllo da valle”, consentono di valutare il livello idrico tenendo conto della scabrezza, della lunghezza della canna e di eventuali livelli idrici a valle.

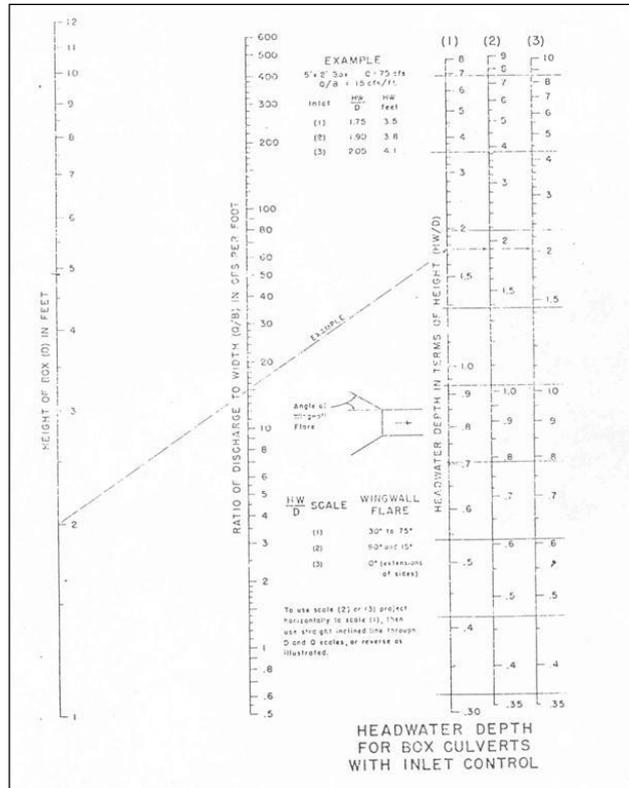
Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.





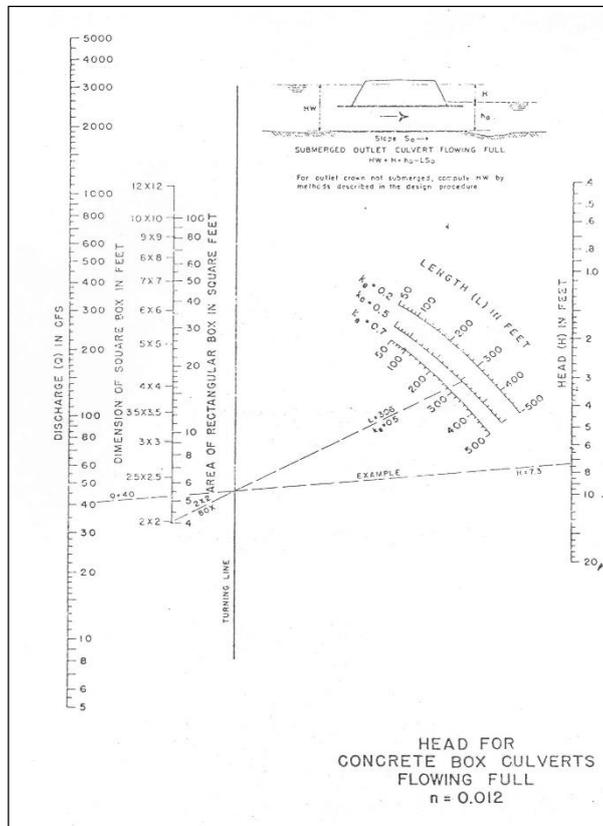
Studio criticità idrauliche e linee di intervento



Verifica del riempimento di tombini scatolari con controllo da monte (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA)



Studio criticità idrauliche e linee di intervento



Verifica del riempimento di tombini scatoari con controllo da valle (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA)

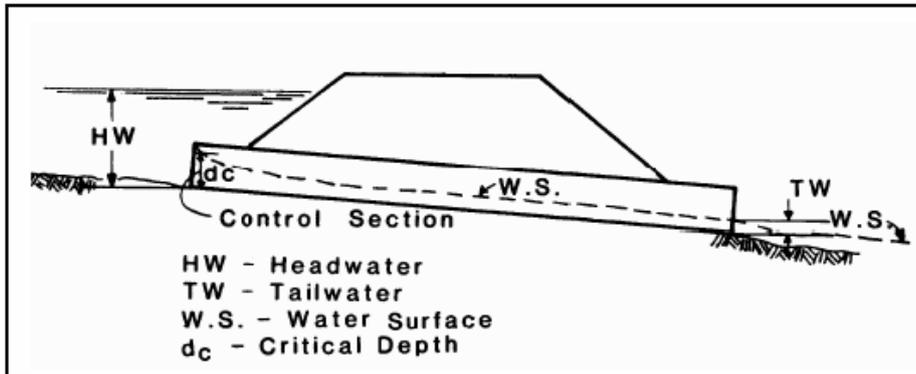
Il software HY-8 determina, per diversi valori della portata, il tipo di controllo (inlet/outlet) che si instaura nella canna e fornisce per esso il profilo della superficie idrica lungo la canna e il tirante all'imbocco e allo sbocco.

Nell'analisi delle strutture di progetto di nuovi tombini è fondamentale conoscere la condizione al contorno di valle. Il programma permette di assegnare al livello idrico di valle un valore costante (caso tipico dell'immissione in un lago o in un altro fiume, o in un manufatto di sbocco in cui per la sezione di partenza del canale di allontanamento si possono ipotizzare condizioni di acqua ferma e quindi componente cinetica iniziale nulla.) o l'altezza di moto uniforme che si sviluppa nel canale di valle.



Sezione di controllo all'ingresso.

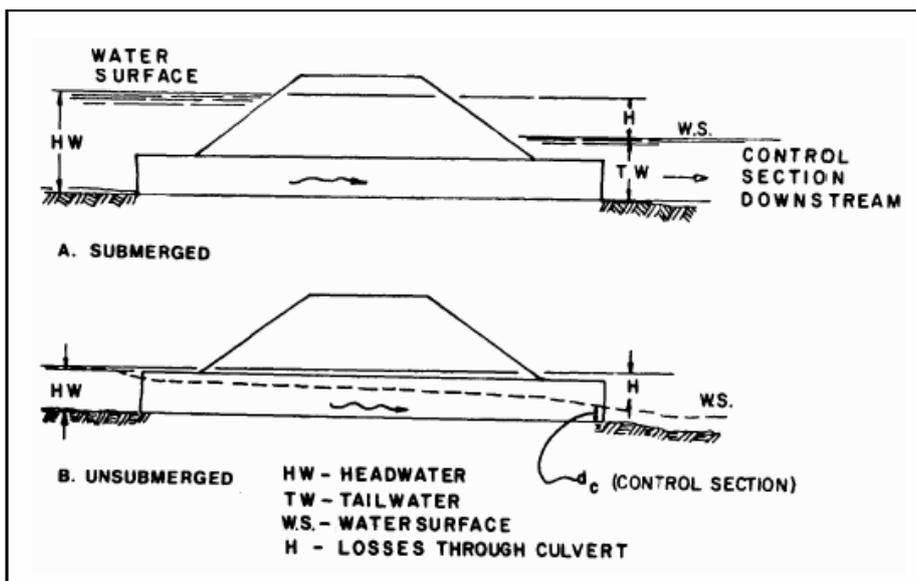
Essa si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.



Esempio di moto controllato dalla sezione di ingresso

Sezione di controllo all'uscita.

Si realizza quando il tombino non è in grado di convogliare tanta portata quanta ne accetta l'ingresso. La sezione di controllo si localizza all'uscita del tombino o più a valle. In queste condizioni il moto può essere sia a pelo libero che in pressione.



Esempi di moto controllato da sezioni a valle del tombino



Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo all'ingresso

Le equazioni del deflusso dipendono dal fatto che l'imbocco del tombino sia sommerso o meno.

Il manuale HDS-5, già citato fornisce le equazioni sulla base del parametro (non adimensionale):

$$Q / AD^{0,5} \text{ (ft}^{0,5} / \text{s)}$$

dove $Q(\text{ft}^3/\text{s})$ è la portata, $A(\text{ft}^2)$ è la sezione del tombino e $D(\text{ft})$ l'altezza interna.

Dato che $1 \text{ ft} = 0,3048 \text{ m}$ possiamo dire calcolare il fattore di conversione $1 \text{ (m}^{0,5}/\text{s)} = 1,81 \text{ (ft}^{0,5}/\text{s)}$ per le unità del SI. Riferendoci a questo sistema di misura le equazioni hanno le seguenti forme:

Se $Q / AD^{0,5} < 1,932$ -Imbocco non sommerso

$$Hw_i = Hc / D + K [1,81 * Q / AD^{0,5}] - 0,5 * S$$

Se $Q / AD^{0,5} > 2,208$ -Imbocco sommerso

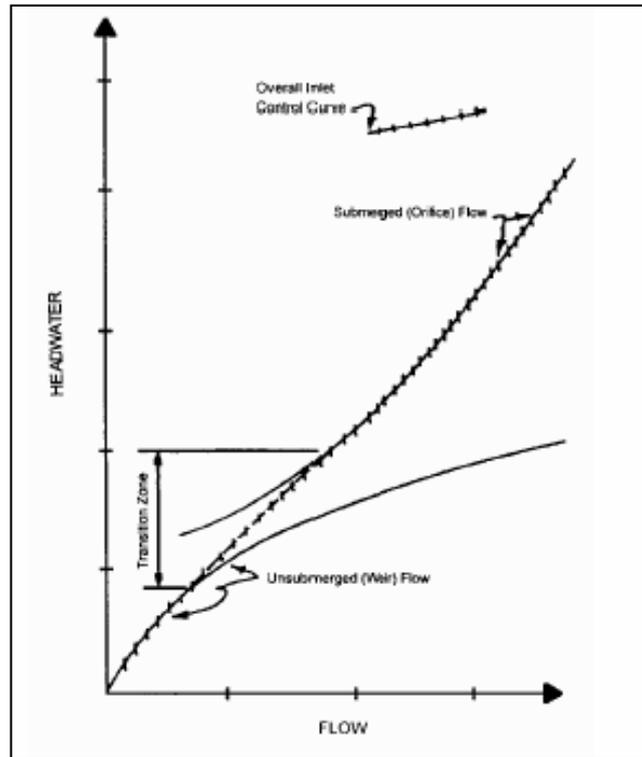
$$Hw_i = c [1,81 * Q / AD^{0,5}]^2 + Y - 0,5 * S$$

Se $1,932 < Q / AD^{0,5} < 2,208$ -Zona di transizione

Si interpola linearmente tra le due equazioni precedenti.



Dove H_{wi} è l'altezza idrica prima dell'imbocco, nel caso di velocità di arrivo nulla; H_c è l'energia critica; S è la pendenza della condotta; K , M , Y e c sono dei coefficienti dipendenti dalla forma dell'imbocco, dai materiali e dall'equazione usata.



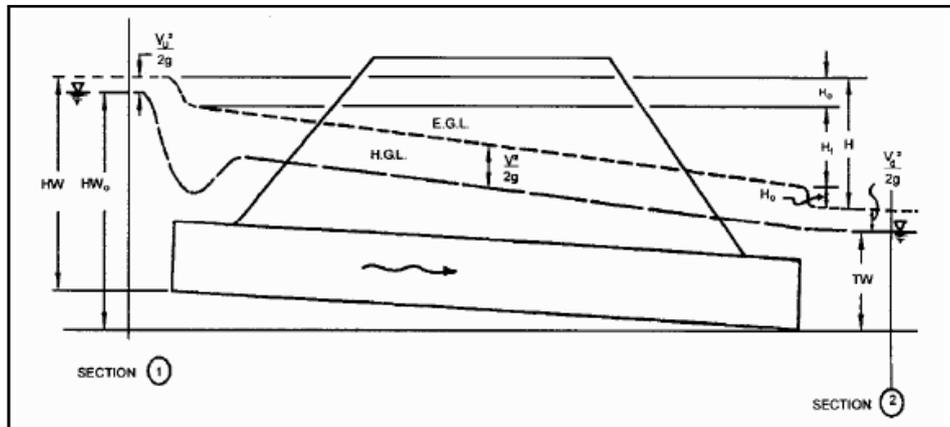
Andamento tipico della scala di portata per moto controllato da monte

Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo a valle

Il calcolo viene eseguito sulla base dell'equazione di conservazione dell'energia:

$$H_{w_o} + v_u^2 / 2g = TW + v_d^2 / 2g + H_L$$

dove i simboli hanno il significato indicato in figura.



Significato delle variabili usate per il calcolo dei tombini con sezioni di controllo a valle

Il pelo libero di moto permanente viene integrato utilizzando gli usuali metodi numerici e tenendo conto della pendenza dello stato rapido o lento della corrente e degli eventuali risalti idraulici.

Tailwater – La condizione al contorno di valle

Nell'analisi delle strutture esistenti e nel progetto di nuovi tombini è fondamentale conoscere la condizione al contorno di valle. Il programma permette di assegnare al livello idrico di valle un valore costante (caso tipico dell'immissione in un lago o in un altro fiume, o in un manufatto di sbocco in cui per la sezione di partenza del canale di allontanamento si possono ipotizzare condizioni di acqua ferma e quindi componente cinetica iniziale nulla.) o l'altezza di moto uniforme che si sviluppa nel canale di valle. A questo scopo è possibile definire la sezione del canale e la sua scabrezza sia per canali con sezione geometrica (rettangolare, trapezia ecc...) sia per alvei naturali.

Il calcolo del moto uniforme si basa sulla formula di Manning:

$$v = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2}$$

dove

- v (m/s) è la velocità media della corrente;
- R (m) è il raggio idraulico;
- S è la pendenza della linea dell'energia ed
- n è il coefficiente di scabrezza dipendente dalle caratteristiche dell'alveo: nel caso di canali rivestiti in materassi pari a 0.025, nel caso di canali rivestiti in cls pari a 0.013



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

3.4. Portate di progetto

Nelle simulazioni idrauliche di seguito esposte sono stati adottati, i seguenti valori di portata (per ulteriori dettagli in merito fare riferimento alla relazione idrologica facente parte del presente progetto):

- $Q_{200} = 780 \text{ mc/s}$ per il tratto a monte della confluenza con il Marepotamo (viadotto Mesima 3 compreso);
- $Q_{200} = 1945,2 \text{ mc/s}$ (valore di picco risultante dall'involuppo degli idrogrammi dei due sotto bacini ed in linea con le indicazioni di AdB Calabria) per il tratto a valle della confluenza con il Marepotamo.
- $Q_{200} = 11,36 \text{ mc/s}$ per la verifica dell'opera di attraversamento alla Pk 0+579,59.

In allegato si riportano i risultati delle analisi svolte.

4. ANALISI DELLA STABILITA' DEI RILEVATI STRADALI LINEE DI INTERVENTO

Per i tratti in rilevato le principali problematiche geotecniche riguardano l'analisi delle condizioni di stabilità del corpo autostradale nei confronti di fenomeni di filtrazione associati agli eventi di piena. La questione assume particolare importanza considerato il particolare quadro ambientale in cui le opere si inseriscono caratterizzato dalla presenza di terreni di imposta di natura alluvionale, permeabili e con regime di falda strettamente collegato all'andamento idrometrico del fiume Mesima.

Sulla base di specifiche analisi di stabilità riferite alle condizioni stratigrafiche e morfologiche maggiormente gravose evidenziate dalla campagna di indagine recentemente condotta, vengono quindi definiti i possibili interventi in grado di ridurre le fonti di potenziale rischio collegabili all'instaurarsi di moti di filtrazione al di sotto dei corpi rilevato.

4.1. Verifiche di stabilità dei corpi rilevati in condizioni di piena

In linea con il livello di approssimazione insiti nel presente studio, sono state eseguite delle verifiche di stabilità di alcune tra le sezioni in rilevato del tratto autostradale maggiormente interagenti con le piene eccezionali del fiume Mesima, in modo da ottenere una idonea sensibilità rispetto alla probabilità di occorrenza di potenziali fenomeni di instabilità nel corpo rilevato.

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 37 di 51



A tal fine sulla base dell'interpretazione delle prove disponibili, nei vari tratti analizzati è stata desunta una modellazione stratigrafica e geotecnica media di riferimento caratterizzata da uno strato di fondazione prevalentemente sabbioso e subordinatamente sabbioso-limoso.

Per quanto riguarda le terre che costituiscono i rilevati, sono stati attribuiti parametri geotecnici medi coerenti con le caratteristiche fisiche che li contraddistinguono basati sulle risultanze della campagna di indagine eseguita nel 2017.

Le analisi di stabilità sono state eseguite mediante gli usuali metodi all'equilibrio limite. Nelle modellazioni sono stati analizzati differenti scenari idraulici in condizioni di flusso a regime (condizioni di "piena") considerando i livelli di piena ottenuti dalle modellazioni idrauliche nelle condizioni attuali d'alveo rappresentate nello specifico elaborato di progetto, ed applicando un carico caratteristico uniforme agente in sommità cautelativamente pari a 10 kPa.

4.1.1 Criteri di calcolo

Le verifiche di stabilità sono state eseguite secondo i dettami e le indicazioni contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17/01/2018) e s.m.i. per quanto riguarda i fattori amplificativi delle forze, i coefficienti parziali dei parametri geotecnici dei terreni e i coefficienti di sicurezza globali.

Come precedentemente accennato, le verifiche di stabilità sono state eseguite secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

adottando valori dei coefficienti parziali, rispettivamente moltiplicativi per le azioni (A2) e riduttivi per i parametri geotecnici (M2) indicati nelle tabelle seguenti:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Per i carichi permanenti G2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
-----------	---	----------------------------------	------	------



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

I coefficienti parziali γ_R che operano direttamente sulla resistenza del sistema sono definiti in funzione della tipologia di opera geotecnica e della verifica di stabilità da effettuare. Nel caso in esame le verifiche devono risultare verificate per un coefficiente parziale γ_R pari a 1.1.

4.1.2 Verifiche di stabilità globale del corpo rilevato

Le condizioni di stabilità dei rilevati autostradali nella condizione di piena di progetto sono state indagate mediante delle verifiche di stabilità globali condotte secondo il consolidato metodo all'equilibrio limite di "Bishop" secondo il quale il coefficiente di sicurezza risulta dalla seguente espressione:

$$FS = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + \left(\frac{N_i}{\cos \alpha_i} - u_i b_i \right) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \operatorname{sen} \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{FS} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce secondo le quali viene suddiviso il volume di terreno potenzialmente instabile, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche geotecniche del terreno lungo la base della striscia ed u_i è il corrispondente valore della pressione neutra.

Con l'ausilio del codice di calcolo SLIDE, sono state indagate numerose condizioni limiti di equilibrio con riferimento ai diversi potenziali cinematici di rottura interessanti la porzione più esterna dei rilevati individuata come maggiormente vulnerabile di potenziali scivolamenti.

Sulla base dei rilievi eseguiti si è ritenuto maggiormente significativo eseguire le verifiche su sette sezioni trasversali.

I parametri geotecnici caratteristici sono stati ripresi dalla specifica Relazione Geotecnica facente parte del presente progetto definitivo.

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.





In particolare, i corpi di rilevato risultano essere costituiti da due diversi tipi di materiali indicativamente riconducibili ai seguenti caratteri medi:

- Materiali tipo R1 – strati di miscele di termini ghiaiosi, sabbiosi e limosi;
- Materiali tipo R2 – livelli di limi con sabbia argillosi e sabbie limose argillose.

Ai fini di valutazione del rischio di fenomeni di instabilità legati al passaggio delle piene del fiume Mesima, nelle corrispondenti verifiche di stabilità sono stati adottati i seguenti parametri geotecnici medi di riferimento:

- Materiali R1: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $c' = 0 \text{ kPa}$, $\varphi' = 36^\circ$.
- Materiali R2: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $c' = 0 \text{ kPa}$, $\varphi' = 34^\circ$.

Per quanto riguarda i terreni di imposta, dall'insieme di dati disponibili è risultato confermato come ampi tratti in rilevato risultino impostati su terreni prevalentemente sabbiosi costituiti da sabbie medie e fini, e sabbie limose (SL) subordinatamente con livelli limosi (LS) a tratti argillosi, ai quali possono essere attribuiti i seguenti parametri di riferimento:

- SL: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $c' = 0 \text{ kPa}$, $\varphi' = 36^\circ$.
- LS: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $c' = 5 \text{ kPa}$, $\varphi' = 28^\circ$.

Il coefficiente di sicurezza a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie e quella effettivamente mobilitata:

$$FS = \frac{\tau_{disp}}{\tau_{mob}}$$

In tal senso il coefficiente parziale di sicurezza γ_R , rappresenta di fatto il valore minimo del coefficiente di sicurezza FS, inteso come rapporto tra i valori di calcolo delle resistenze mobilitate lungo la superficie di scorrimento e delle azioni, calcolate considerando i valori di progetto dei parametri geotecnici.

Assumendo che l'esondazione costituisca una condizione eccezionale, le analisi di stabilità in tale configurazione sono state eseguite solo in caso statico, escludendo quindi la concomitanza con eventi sismici.

La scelta delle sezioni per le quali eseguire le analisi è stata effettuata in base all'altezza dei rilevati, al valore del massimo tirante idraulico previsto ed alle caratteristiche geotecniche dei materiali. Il carico variabile stradale è stato schematizzato come una pressione uniformemente distribuita applicata su tutta la larghezza della carreggiata, assumendo come valore di progetto $q_d = 13 \text{ kPa}$, ottenuto per un valore caratteristico pari alla metà del valore classicamente assunto per il progetto delle opere in esame, $q_k = 20 \text{ kPa}$.

I parametri impiegati per i terreni sono quelli riportati nella tabella seguente, ridotti secondo i fattori parziali relativi alla combinazione M2, come previsto da normativa vigente (NTC2018).



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

Descrizione litotipo	Unità	γ (kN/m ³)	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°)	c'_d (kPa)	ϕ'_d (°)
Rilevato 1 (Ghiaie e Sabbie)	R1	19	0	36	0	30.2
Rilevato 2 (Sabbie Limose)	R2	19	0	34	0	28.4
Sabbie limose	SL	19	0	30	0	24.8
Limi sabbiosi/argillosi	LSA	18	5	28	4	23

4.1.3 Risultati ottenuti – Pericolosità idraulica dei tratti in rilevato

Dalle verifiche svolte si ottengono in tutti i casi condizioni di stabilità leggermente inferiori o al più in linea con i limiti previsti dalla normativa ($FS > 1.1$).

Nella tabella seguente, per ciascuna sezione di riferimento assunta, sono riportati gli esiti delle verifiche, rappresentate dal valore del coefficiente di sicurezza F_s riferito alla superficie di scorrimento critica. In allegato sono rappresentati gli schemi grafici di riepilogo con la superficie di scorrimento per la quale è risultato minimo il coefficiente di sicurezza.

Tratto	Sezione di calcolo [progressiva]	FS = (Rk/Fd)
		Tirante sopra il p.c. Cond. Statiche [FS_{min} = 1.1]
1	10 [pk 0+813]	1.057 [tirante max]
1	“rampa cav. pk 2+262”	1.068 [tirante max]
2	27 [pk 2+513]	1.037 [tirante max]
4	“rampa cav. pk 5+401”	1.086
5	73	1.149 [tirante “medio”] (FS < 1.1 per $\phi'_{R1,k} < 35^\circ$)
6	78	1.114 [tirante “alto”] (FS < 1.1 per $\phi'_{R1,k} < 35.6^\circ$)
6	“rampa cav. pk 8+313”	1.193 [tirante “max”] (FS < 1.1 per $\phi'_{R1,k} < 32.5^\circ$)

In particolare, le modellazioni confermano come il coefficiente di sicurezza nei confronti di cinematismi locali coinvolgenti la porzione più esterna delle scarpate lato fiume subisca una significativa riduzione in condizioni di piena eccezionale del fiume Mesima.

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 41 di 51



I coefficienti di sicurezza ottenuti risultano superiori ai limiti di normativa solo in alcune condizioni, mentre per la maggior parte dei casi sussistono le condizioni per potenziali problemi di pericolosità per la stabilità dei rilevati che, se confermate, potrebbero incidere sulla futura piena fruibilità dell'opera.

Al contempo, una lettura più attenta dei risultati ottenuti lascia intendere come ad una leggera diminuzione delle caratteristiche meccaniche dei riporti potrebbero associarsi margini di sicurezza ancor più bassi, con coefficienti di sicurezza inferiori ai limiti di normativa anche per le rimanenti sezioni per le quali le verifiche risultano teoricamente soddisfatte.

A prescindere dai risultati ottenuti, c'è peraltro da considerare come le analisi siano state infatti svolte imponendo condizioni idrauliche al contorno comprensibilmente cautelative e riferite ad alcune situazioni stratigrafiche medie. Queste, pur essendo basate sulla puntuale ricostruzione dei dati stratigrafici ottenuti nelle diverse aree, considerata la variabilità di costituzione dei terreni di imposta e dei materiali costituenti i rilevati, potrebbero tuttavia risultare non del tutto efficacemente rappresentative delle effettive condizioni locali.

È evidente come una più accurata e significativa previsione del comportamento del rilevato in condizioni di piena non possa quindi prescindere da ulteriori approfondimenti sulle proprietà dei rinterri e dei terreni di fondazione e, soprattutto, sul regime di falda interessante i terreni alluvionali.

Ciò in considerazione del fatto che le modellazioni, per come impostate, non possono tener conto dei potenziali effetti associati ai moti di filtrazione nella porzione più superficiale dei depositi alluvionali su cui sono impostati i rilevati che sviluppano in alveo.

Si tratta di fenomeni temibili che, se non adeguatamente controllati o ridotti tramite la predisposizione di appositi provvedimenti, potrebbero indurre cedimenti dei rilevati e processi di erosione sotterranea ("piping") finanche, nei casi estremi, fenomeni di sifonamento del tutto inaccettabili in considerazione del carattere "strategico" delle opere.

Al fine di annullare ogni possibilità di rischio residuo teorico non contemplabile dalle analisi prodotte, sarebbe opportuno quindi prevedere specifici accorgimenti in grado di costituire riparo nei confronti dell'instaurarsi di qualsiasi moto di filtrazione al di sotto dei corpi di rilevato.

Di seguito verranno analizzate e descritte le principali linee di intervento ipotizzate per il consolidamento dei rilevati.

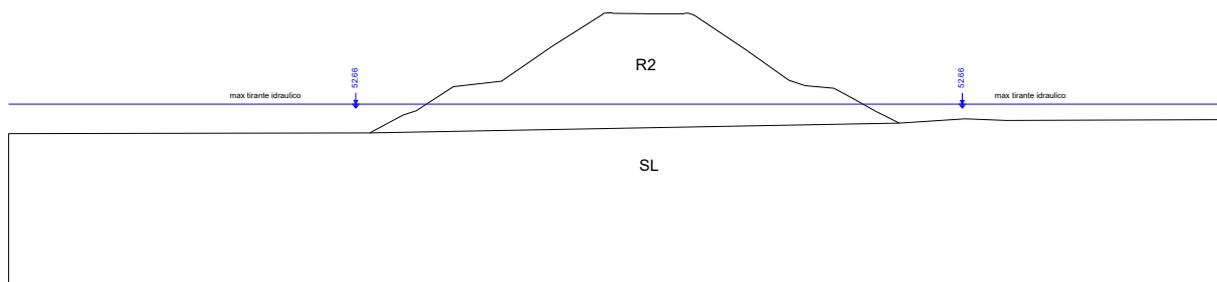
4.2. Provedimenti per il controllo della filtrazione al di sotto dei rilevati

4.2.1 Scenari di rischio

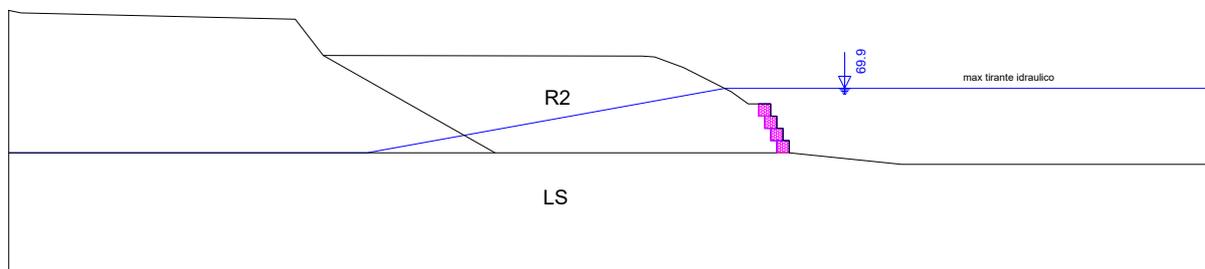
Sulla base delle caratteristiche geometriche e stratigrafiche presenti, i fenomeni di filtrazione saranno possibili, se non probabili, nei tratti di rilevato impostati direttamente nell'alveo del Mesima.



In tali casi i terreni di imposta risultano infatti costituiti da depositi alluvionali a composizione prevalentemente grossolana, e si estendono con continuità dalla zona di valle a quella di monte. La probabile creazione di invasi, anche a carattere transitorio, associati alle piene, favorirebbe l'instaurarsi di fenomeni di filtrazione anche con gradienti importanti, con conseguenze sulla stabilità dell'intero corpo rilevato sovrastante.



Condizioni meno gravose sono viceversa attese nei tratti di rilevato a mezza costa o comunque nei tratti stradali addossati al vecchio tracciato o nei pressi dei versanti circostanti, impostati su terreni limo-sabbiosi dove anche in presenza di continuità idraulica in fondazione non sussistono particolari problematiche.



4.2.2 Provvedimenti per la riduzione del rischio sifonamento

In presenza di lenti o livelli di terreni superficiali a bassa permeabilità, la predisposizione di specifici accorgimenti tecnici quali uno schermo idraulico di lunghezza tale da garantirne un sufficiente ammorsamento in essi, consentirebbe di garantire la necessaria tenuta idraulica, salvaguardando da tali indesiderati fenomeni.

Analoghi interventi potrebbero risultare accettabili anche nei casi in cui il substrato argilloso risultasse maggiormente approfondito, oppure in mancanza di livelli limosi-argillosi nel complesso alluvionale. In questi casi, lo schermo, pur non garantendo la richiesta tenuta idraulica, andrebbe a modificare favorevolmente la lunghezza di filtrazione dei filetti fluidi, con una riduzione fino a valori accettabili dei gradienti idraulici al di sotto del corpo rilevato.



In ogni caso, per la corretta definizione degli interventi di consolidamento dei rilevati ipotizzati in questa sede si dovranno eseguire approfonditi studi di filtrazione che tengano conto delle caratteristiche geotecniche, geologiche, idrogeologiche del sito in esame e degli associati idrogrammi di piena del Fiume Mesima.

4.2.3 Tecniche di intervento

La soluzione più semplice per ovviare a tali problematiche è quella di realizzare una barriera idraulica costituita da un diaframma in c.a. nei pressi del piede del rilevato autostradale avente funzione di limitare le oscillazioni, o al più di schermare, i moti di filtrazione che si instaureranno durante le piene del fiume Mesima.

Diverse sono le tecnologie che sono usualmente impiegate per la realizzazione di schermi idraulici.

La tecnologia che offre i maggiori prestazioni è quella dei pali in c.a. secanti con cordolo sommitale in c.a. diffusamente impiegata nella realizzazione di opere di sostegno di scavi.

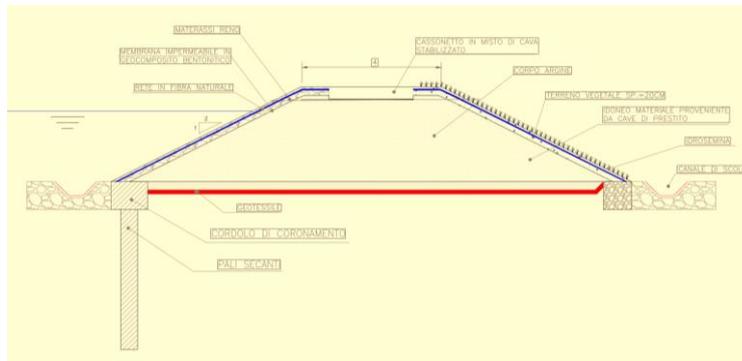


Pali secanti: macchinario per esecuzione trattamenti, paratia di pali in vista

Si riporta a titolo di esempio intervento su un tratto arginale del fiume Tevere a nord di Roma.



Studio criticità idrauliche e linee di intervento

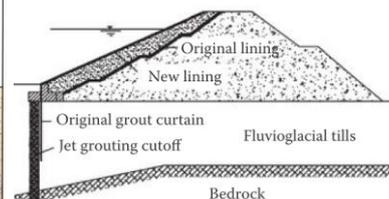
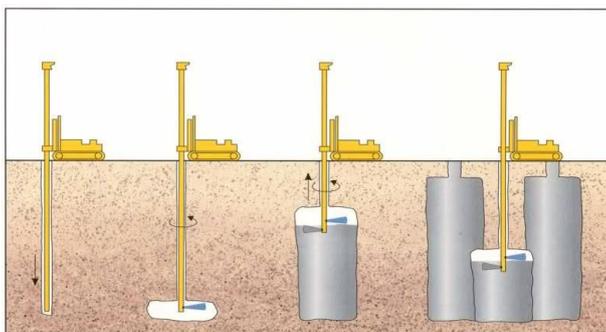


Nel caso in esame la consolidata tecnica dei pali secanti potrebbe tuttavia incontrare specifiche difficoltà operative in fase di scavo e getto in considerazione della presumibile presenza di "sacche" di terreni sabbiosi-ghiaiosi ad elevata permeabilità sotto falda contraddistinte da un regime di flusso direttamente correlabile a quello del fiume.

Per garantire le caratteristiche di tenuta dei giunti e di verticalità richieste, lo scavo dovrebbe essere condotto con continuo sostegno del foro mediante rivestimento metallico provvisorio, prevedendo delle corree di guida in testa. La perforazione andrebbe eseguita in continuo con sistemi ad elica a rotazione con macchinari appositi dotati di doppia testa di rotazione ("CSP" – "Cased Secant Piling"), con connessi oneri economici che potrebbero riflettersi sull'importo dell'intero appalto. A queste problematiche costruttive vanno aggiunte quelle ambientali legate alla produzione e di smaltimento di grandi quantità di materiale di risulta degli scavi.

Per ovviare a tali problematiche sicuramente utile potrebbe risultare in questo caso un intervento mirante a migliorare ed uniformare le caratteristiche di resistenza e di deformabilità dei terreni di imposta mediante un intervento di consolidamento preliminare basato sulla realizzazione di colonne di terreno consistente dall'esterno ottenute con tecnica tipo "jet-grouting" o, meglio, tipo "deep-mixing".

In questo ambito, la consolidata tecnica del jet grouting potrebbe tuttavia incontrare specifiche difficoltà e problematiche connesse con i limiti posti al trattamento dal basso valore delle tensioni di confinamento e, soprattutto con i problemi ambientali legati alla produzione e di smaltimento della grande quantità di materiale residuale del trattamento che inevitabilmente ne deriva (refluo).



(f) Forcoletta Dam–Italy (from ENEL 2000)



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

Jet grouting. Tecnologia e applicazione per la realizzazione di una barriera idraulica per la riabilitazione una diga esistente (adattato da Croce and Modoni 2006)

L'utilizzo del jet grouting potrebbe infatti causare fenomeni di fratturazione idraulica, detensionamenti e cedimenti del piede del rilevato dovuta alle elevate pressioni di esercizio con conseguente formazione di percorsi preferenziali di filtrazione che pregiudichino l'integrità e lo stesso comportamento in esercizio del rilevato.

La presenza di eterogeneità dei terreni di imposta e soprattutto la presenza di livelli meno consistenti in profondità potrebbe inoltre fortemente ostacolare il controllo della diffusione della miscela cementata e quindi la stessa uniformità del trattamento. A tal proposito, è noto come il jet-grouting, realizzando colonne di terreno consolidato attraverso miscelazione idraulica, con impiego di fluidi ad elevate pressioni, genera colonne a diametro variabile con la profondità. La variazione del diametro della colonna con la profondità può avere imprevedibili effetti sulla continuità geometrica del diaframma con potenziale creazione di vie preferenziali di filtrazione in profondità.

Più adeguato, per semplicità realizzativa e controllo delle prestazioni potrebbe risultare un trattamento dei terreni di imposta con la tecnica del "Soil mixing", ormai altrettanto consolidata, basato sulla miscelazione forzata dei terreni con una miscela cementante.

Con il termine Deep mixing vengono indicate le tecniche di consolidamento che consistono nell'inserimento nel terreno di un utensile rotante su cui sono calettate delle eliche e/o pale miscelatrici, che assicurano la disaggregazione del terreno ed il rimescolamento dello stesso con il legante inserito a bassa pressione mediante appositi ugelli. Si viene a formare così un elemento (colonna, setto ecc.) di materiale che presenta caratteristiche di resistenza e deformabilità migliori del terreno circostante e permeabilità più basse.



Deep mixing: schema esecutivo, macchinario per esecuzione trattamenti, colonne secanti esposte, paratia di colonne compenstrate

Caratteristica peculiare della tecnica è quella di consentire il trattamento dall'esterno senza asportazione di terreno, con evidenti positivi effetti di carattere tecnico e ambientale.

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 46 di 51



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

Le tecniche di miscelazione meccanica in sito sono applicabili in un'ampia varietà di terreni, da quelli coesivi soffici a quelli sabbiosi-ghiaiosi moderatamente addensati, fino a profondità anche elevate, permettendo la realizzazione di barriere idrauliche di caratteristiche omogenee anche in terreni ben stratificati.

Implementando una predefinita maglia di trattamento è possibile così realizzare colonne di terreno trattato isolate, affiancate o secanti ed in gruppo fino a costituire setti per la stabilizzazione di argini esistenti o da sopraelevare e la realizzazione di barriere idrauliche di caratteristiche omogenee anche in terreni ben stratificati. Esempi tipici di applicazioni di carattere idraulico sono riportate nella figura seguente.

Progettisti:

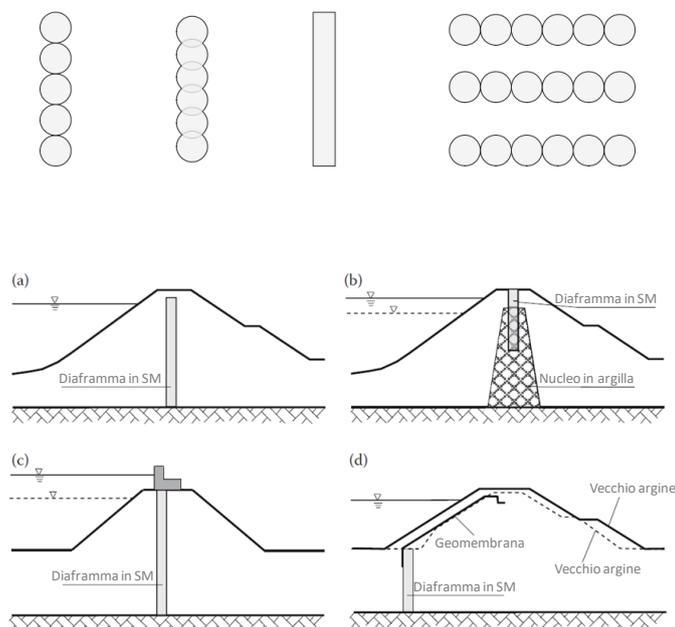
MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 47 di 51



Studio criticità idrauliche e linee di intervento



Esempi di trattamenti dei terreni con Soil Mixing: setti formati da colonne o pannelli affiancati o secanti; Diaframmi di tenuta idraulica, (a) Impermeabilizzazione di dighe, (b) Sopraelevazione del nucleo in terra, (c) impermeabilizzazione argini con sovrastrutture, (d) protezione da fenomeni di filtrazione profondi. Riprese dal Libro SOIL MIXING – Tecnologie esecutive, applicazioni, progetto e controlli. I.P. Marzano 2018 - Collana di Argomenti di Ingegneria Geotecnica, Hevelius.

Questo trattamento avrebbe il grande pregio di eseguire colonne di diametro costante con la profondità anche in presenza di forti eterogeneità in termini di composizione granulometrica ed addensamento, che tipicamente contraddistinguono i depositi alluvionali del Mesima, garantendo una grande adattabilità del trattamento alle effettive condizioni di terreno che si verrebbero ad incontrare.

La realizzazione delle colonne consolidate con immissione del legante a bassa pressione, consente di evitare fenomeni di fratturazione idraulica e risentimenti del corpo di rilevato esistenti, garantendone l'integrità post trattamento.

La miscelazione meccanica associata ad immissione di legante a bassa pressione consente inoltre di ottimizzare i materiali impiegati ed evitare la risalita in superficie della miscela legante. Questa peculiarità della tecnica garantisce una maggior concentrazione di legante per metro cubo di terreno, con riflessi positivi sia sulle caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno consolidato che sulla permeabilità attesa. Dall'altro, la bassa pressione di iniezione non provoca la risalita diretta della boiaccia in superficie comportando una minima produzione di refluo costituito da terreno miscelato e quindi molto più gestibile ed addirittura palabile.

La estrema semplicità dell'impianto operativo consente inoltre una massima mobilità ed elasticità nella distribuzione del trattamento con evidenti ricadute sui costi e sui tempi di



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

produzione. I macchinari per l'esecuzione di trattamenti di deep mixing sono caratterizzati da dimensioni e ingombri ridotti e permettono di eseguire il consolidamento dei terreni alle profondità di progetto senza pratici problemi di interferenza con l'infrastruttura autostradale. In questo caso gli interventi, per essere progettati e quotati nel dettaglio necessitano di specifici approfondimenti sui caratteri dei terreni da trattare e sulla loro effettiva distribuzione e, in generale, sulle prestazioni richieste alla barriera.

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 49 di 51



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

5. ALLEGATO. SIMULAZIONI IDRAULICHE

- MODELLAZIONE TRATTO DI MONTE - Tr 200
- MODELLAZIONE TRATTO DI VALLE - Tr 200
- MODELLAZIONE GOLENA 1 - Tr 200
- MODELLAZIONE GOLENA 2 - Tr 200
- MODELLAZIONE TOMBINO PK 0+579,59

Progettisti:

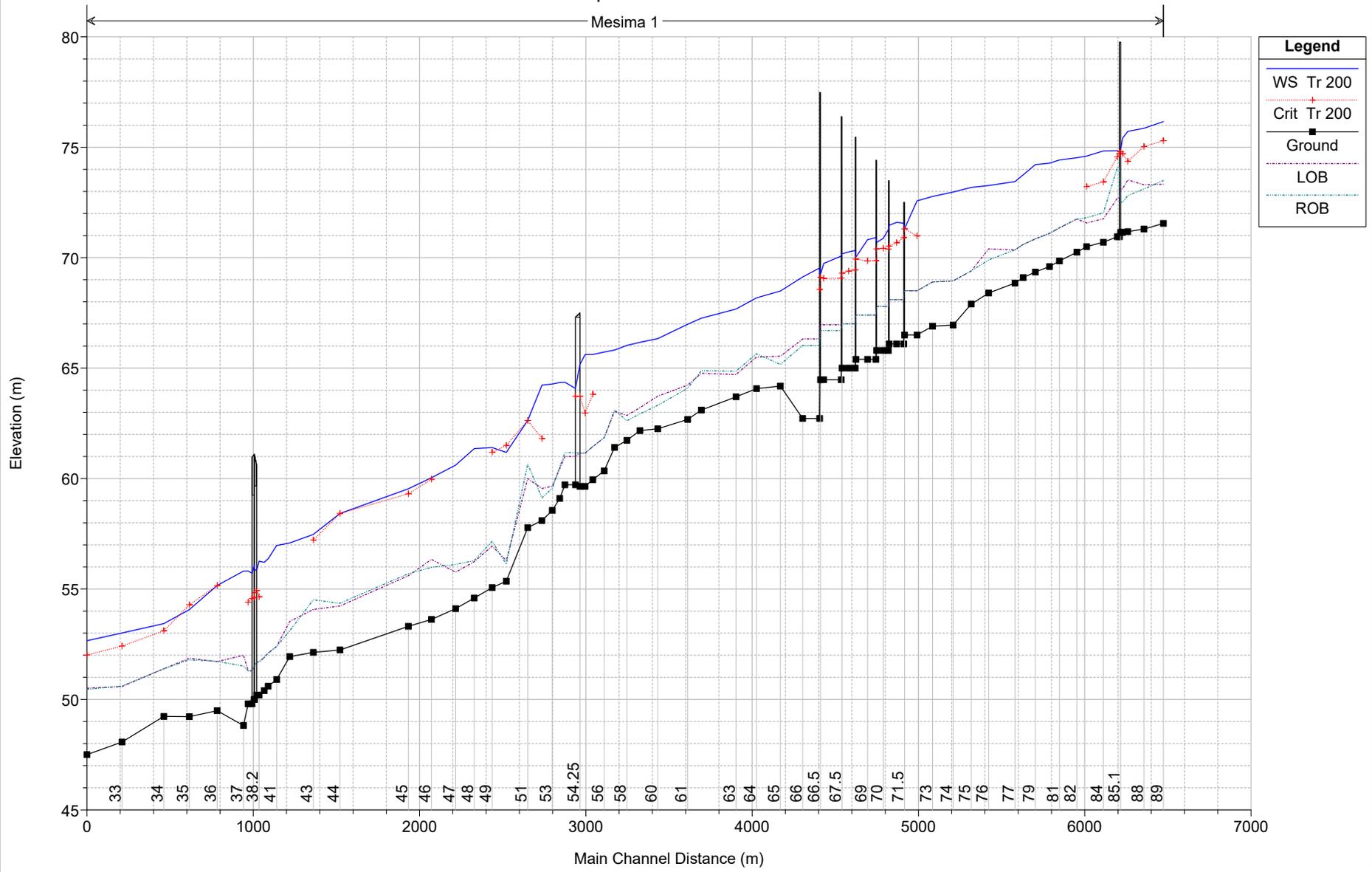
MSM INGEGNERIA S.r.l.

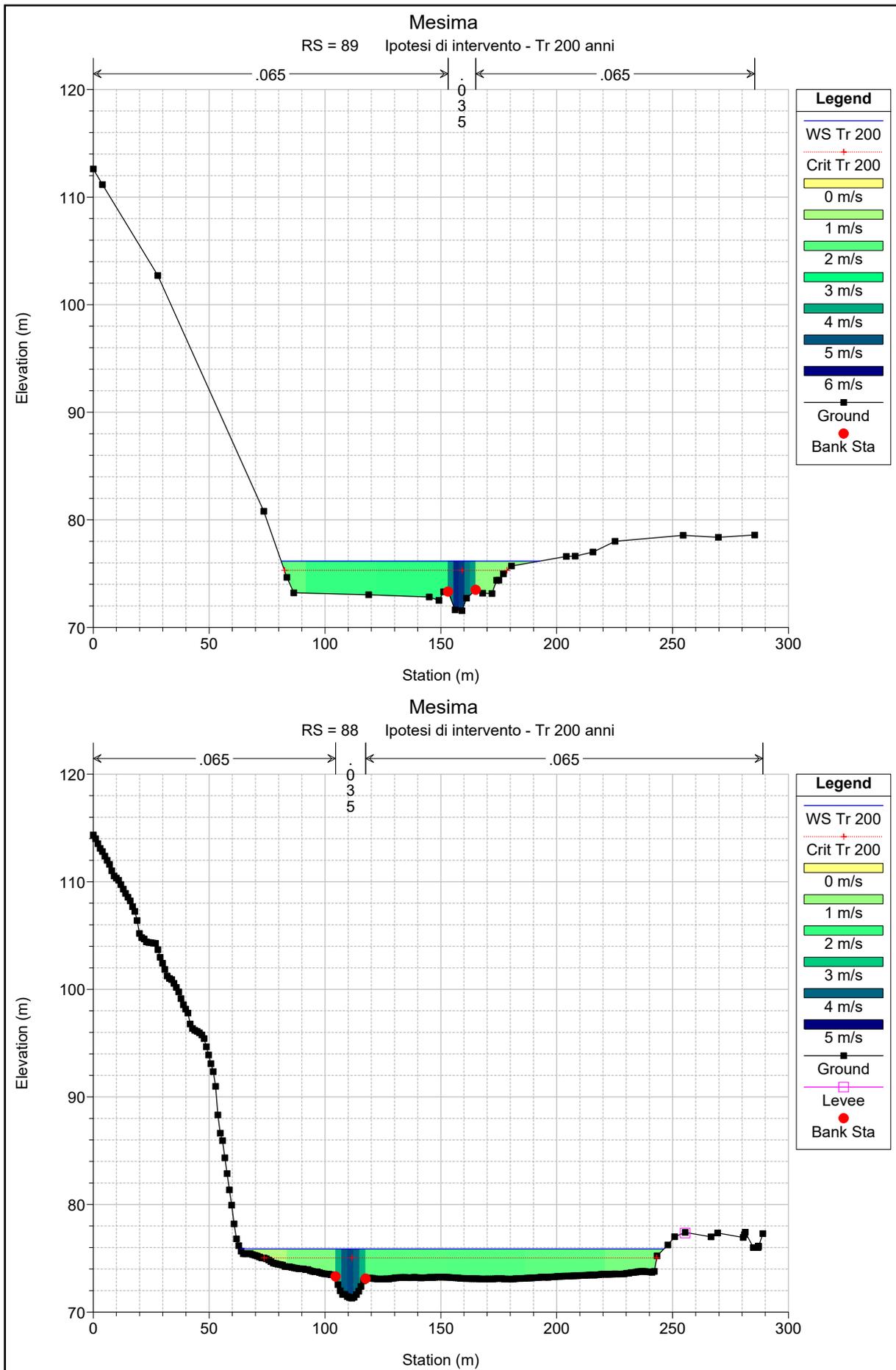


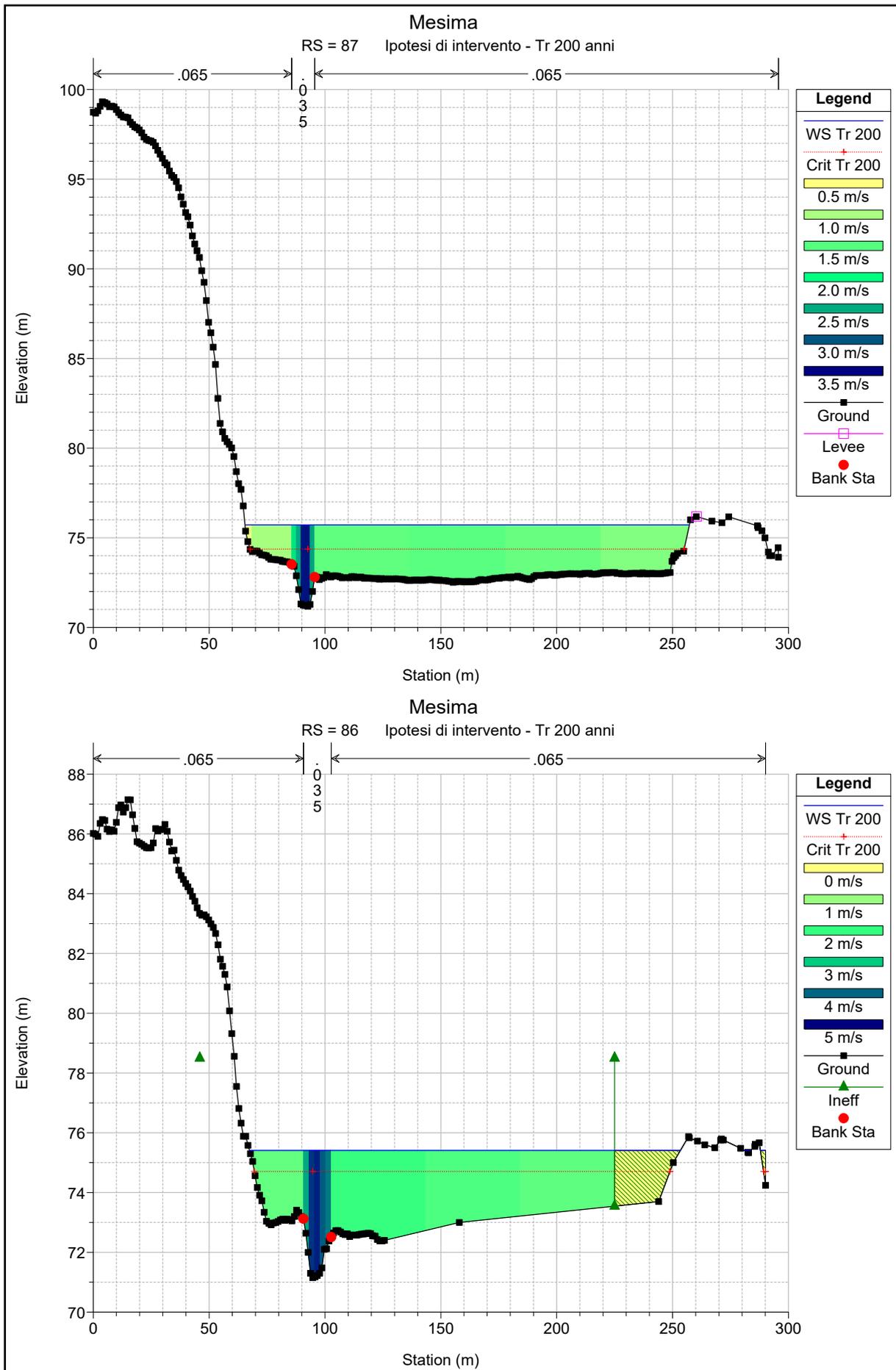
Pag. 50 di 51

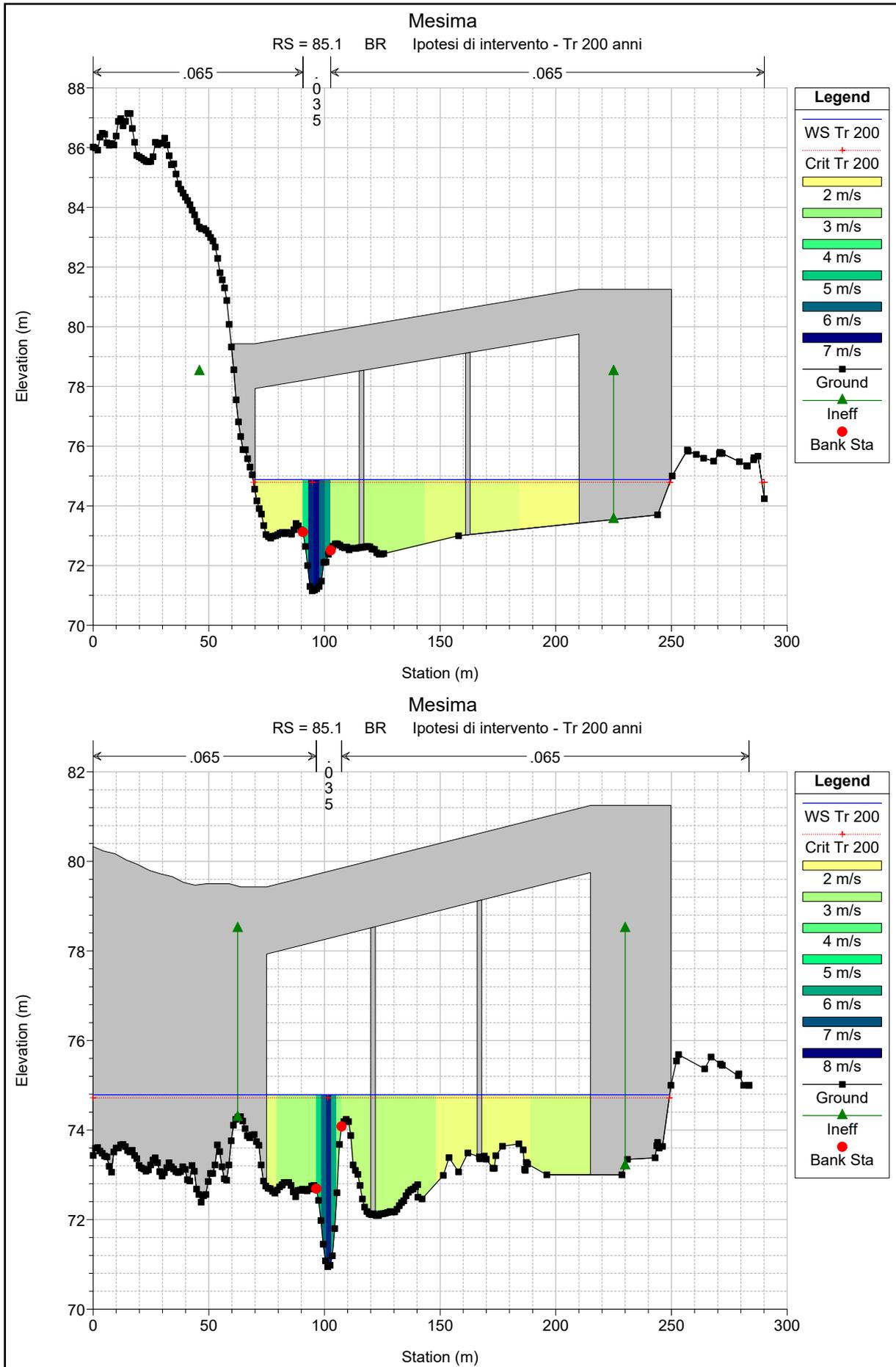
Mesima Ipotesi di intervento - Tr 200 anni

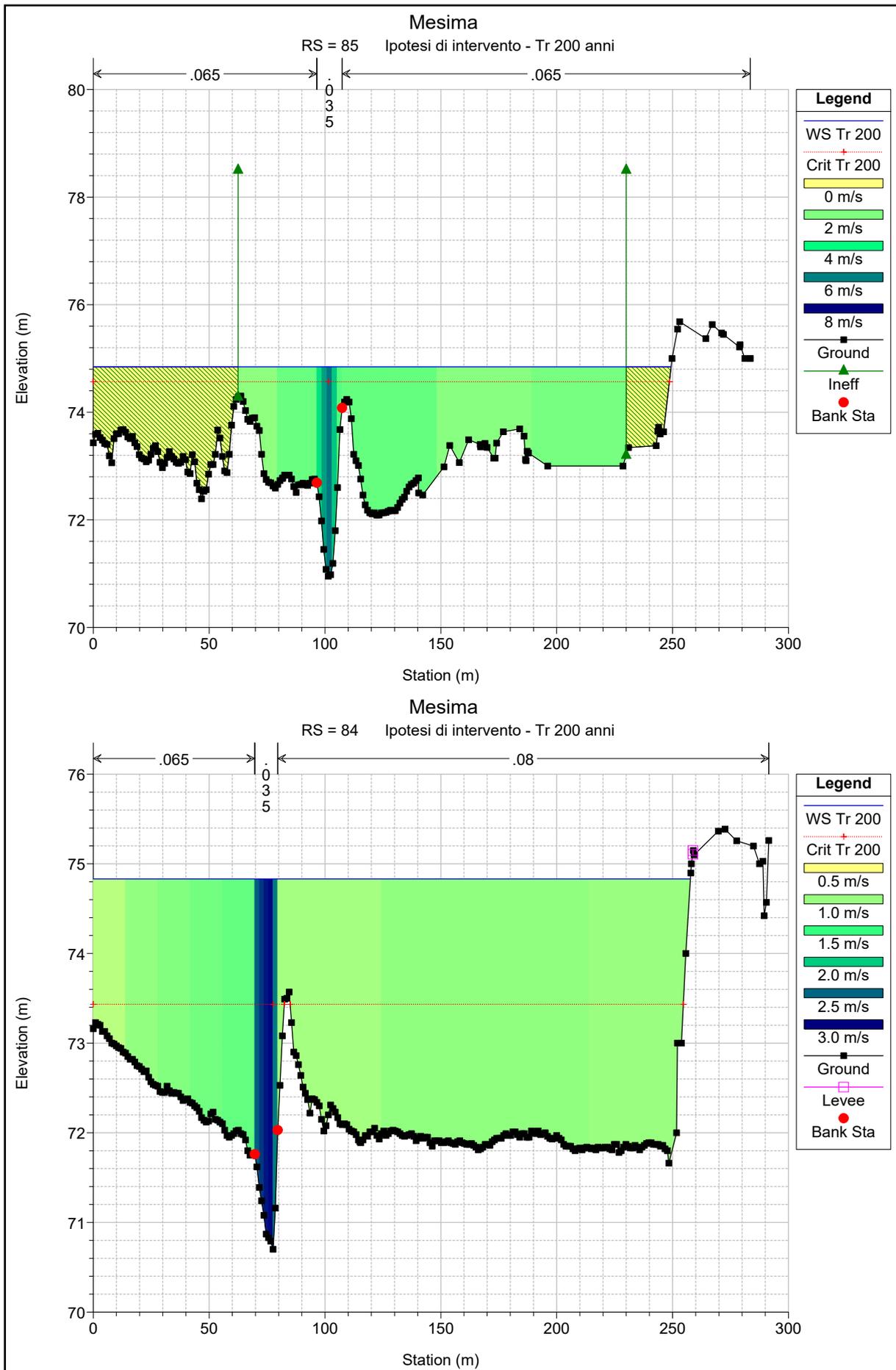
Mesima 1

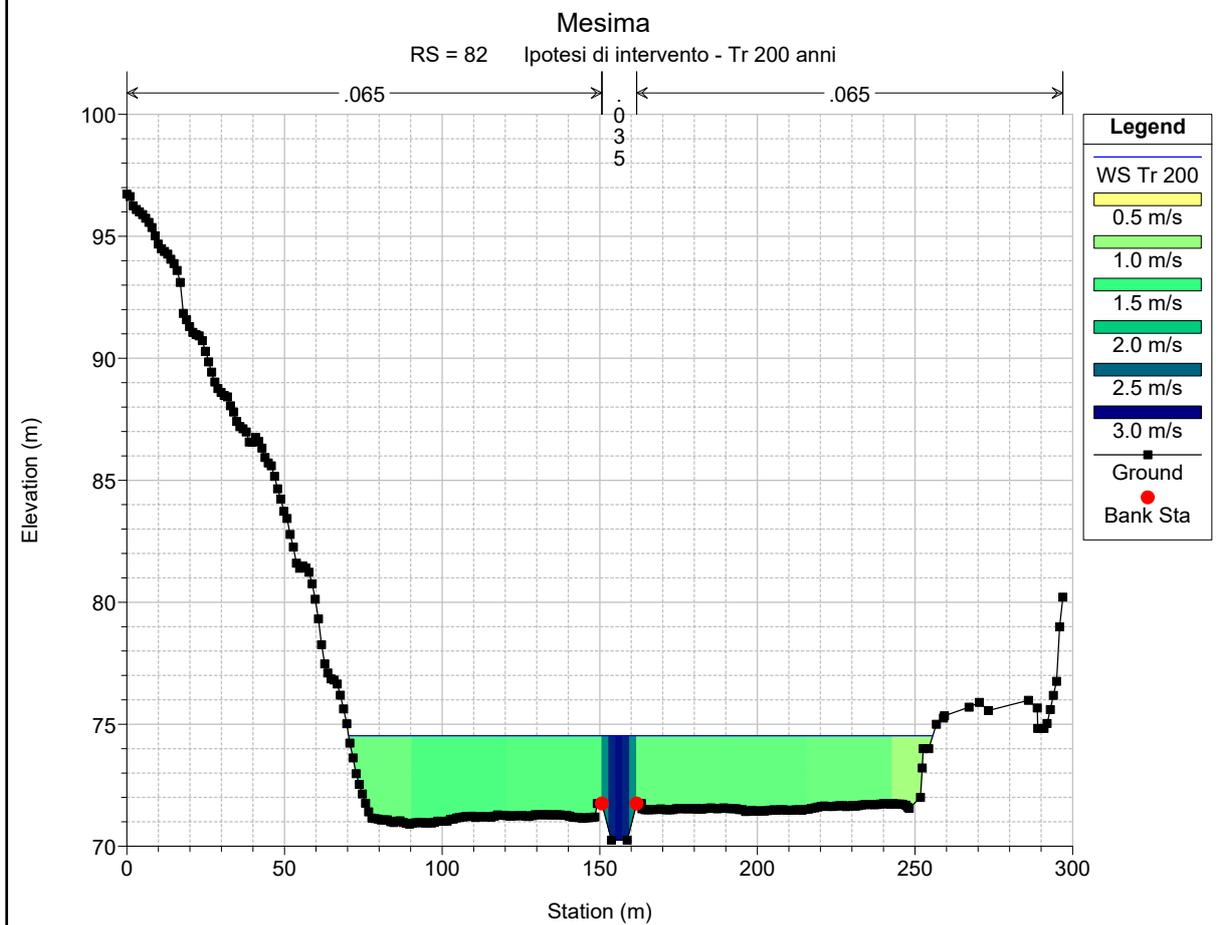
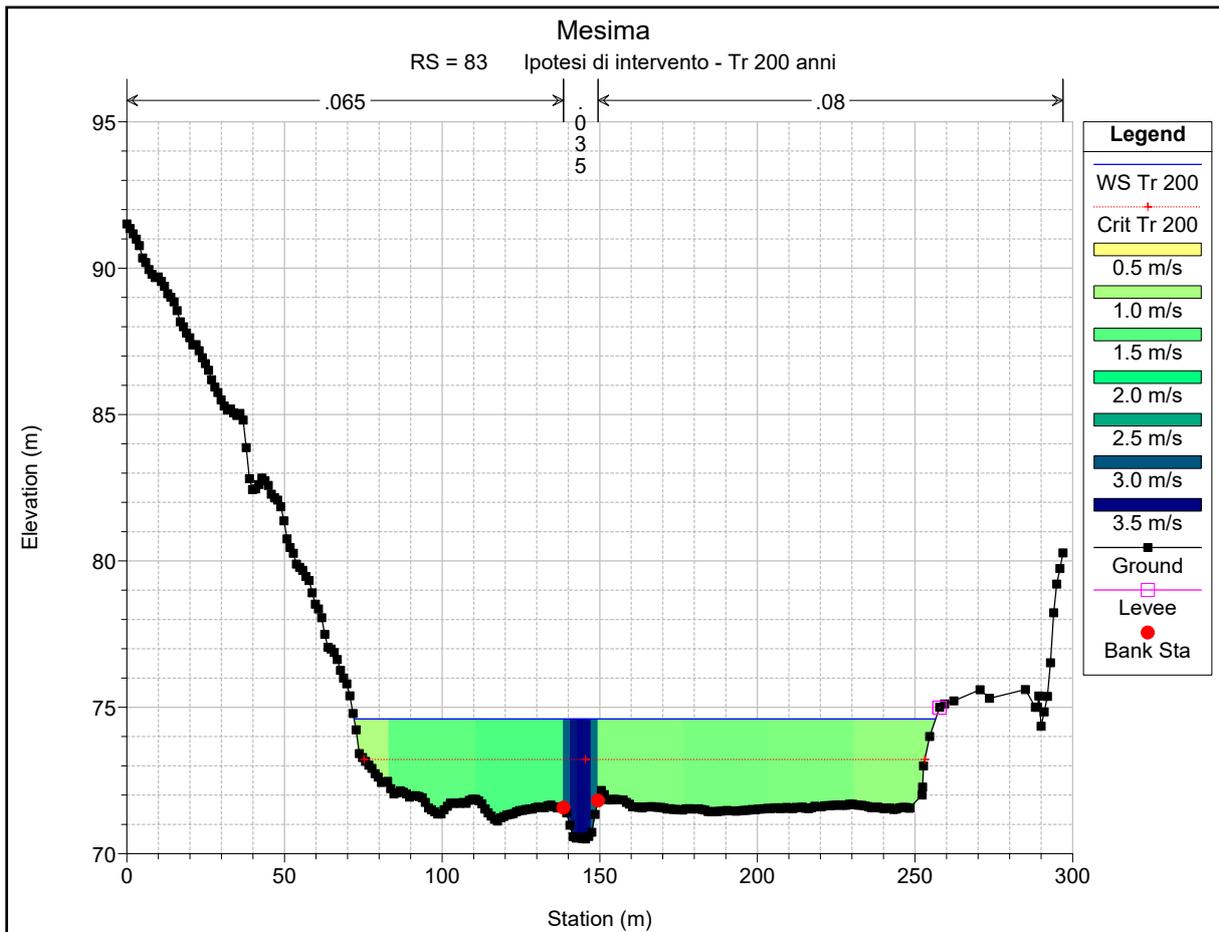


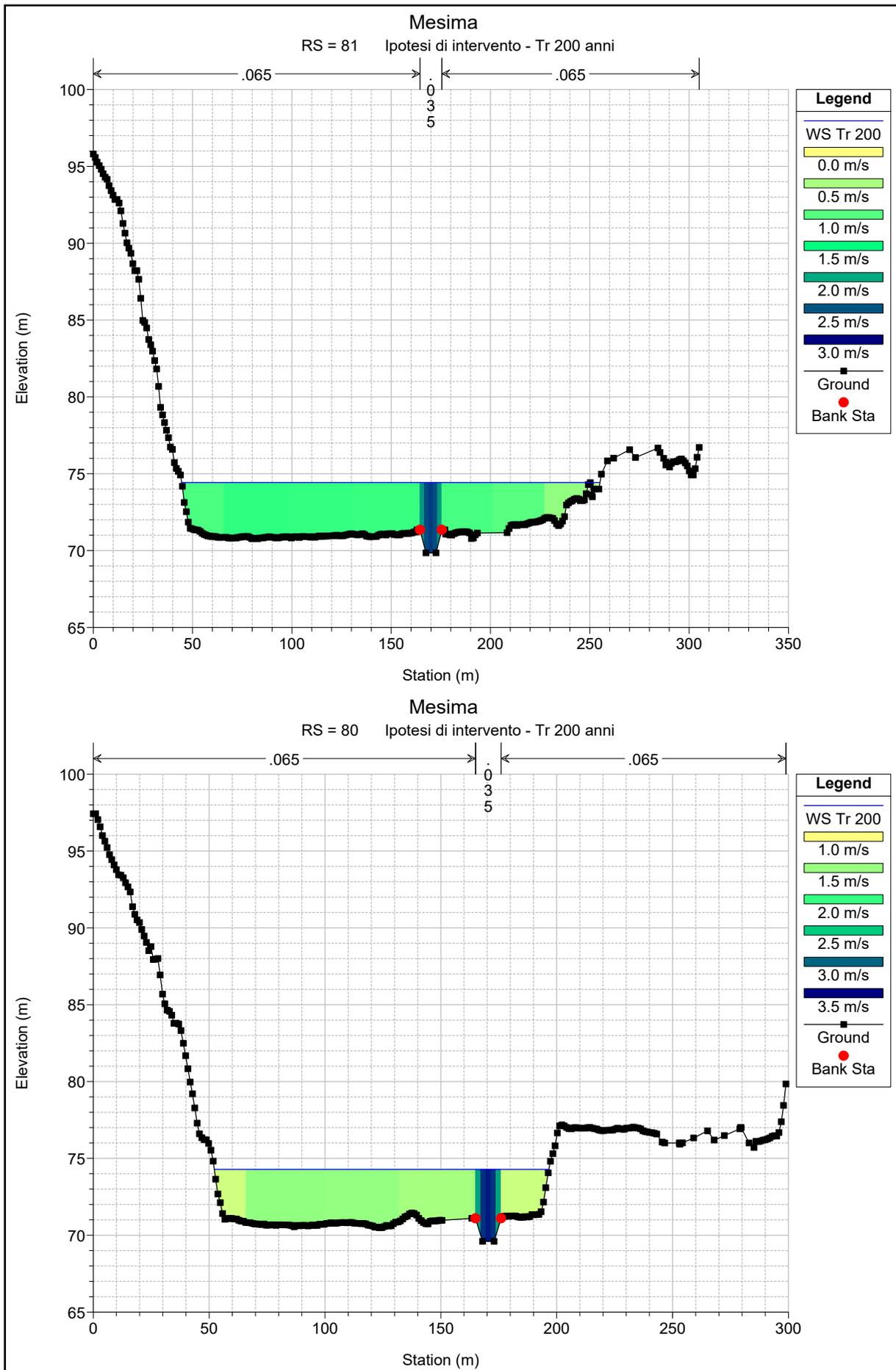


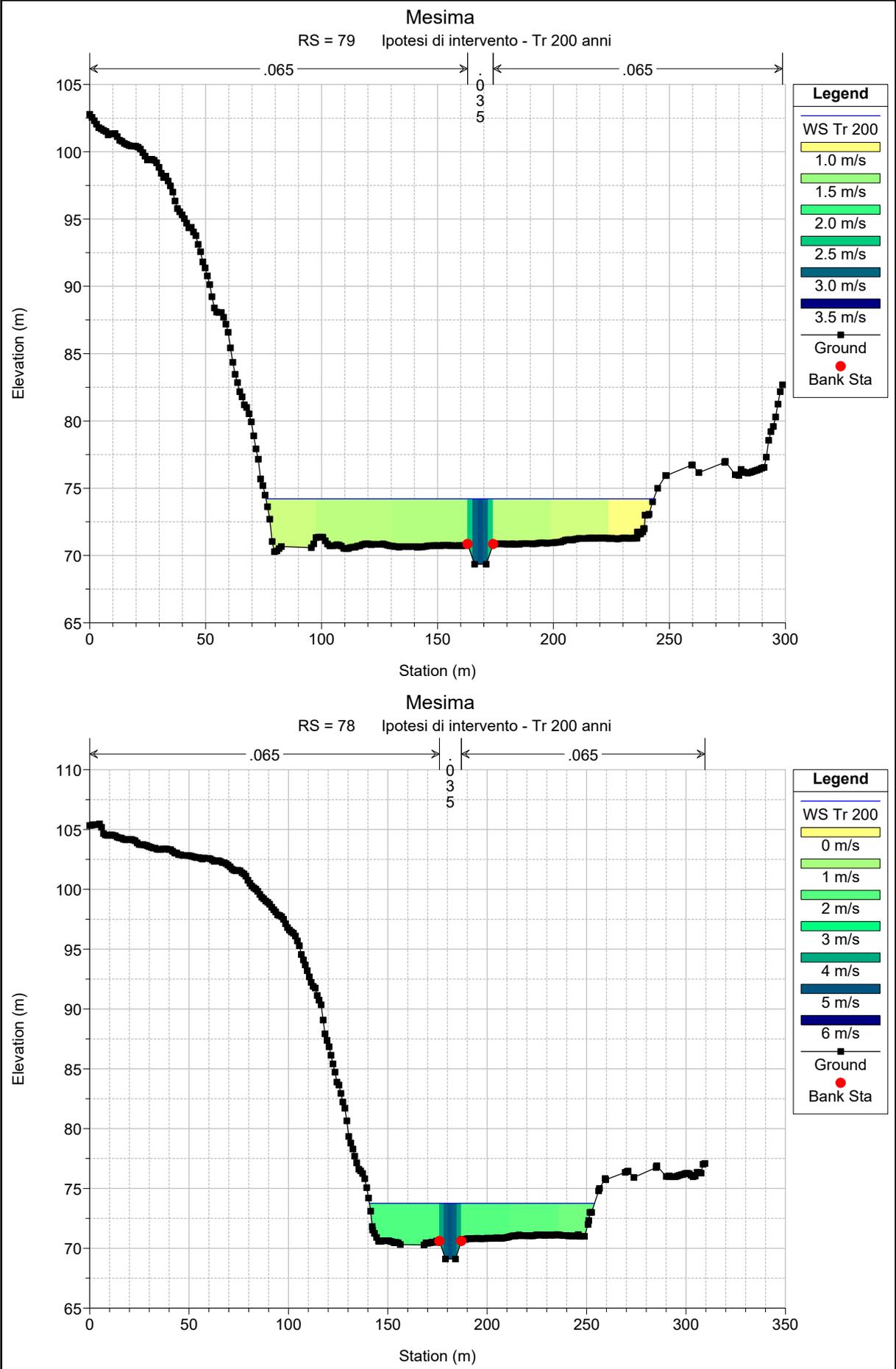


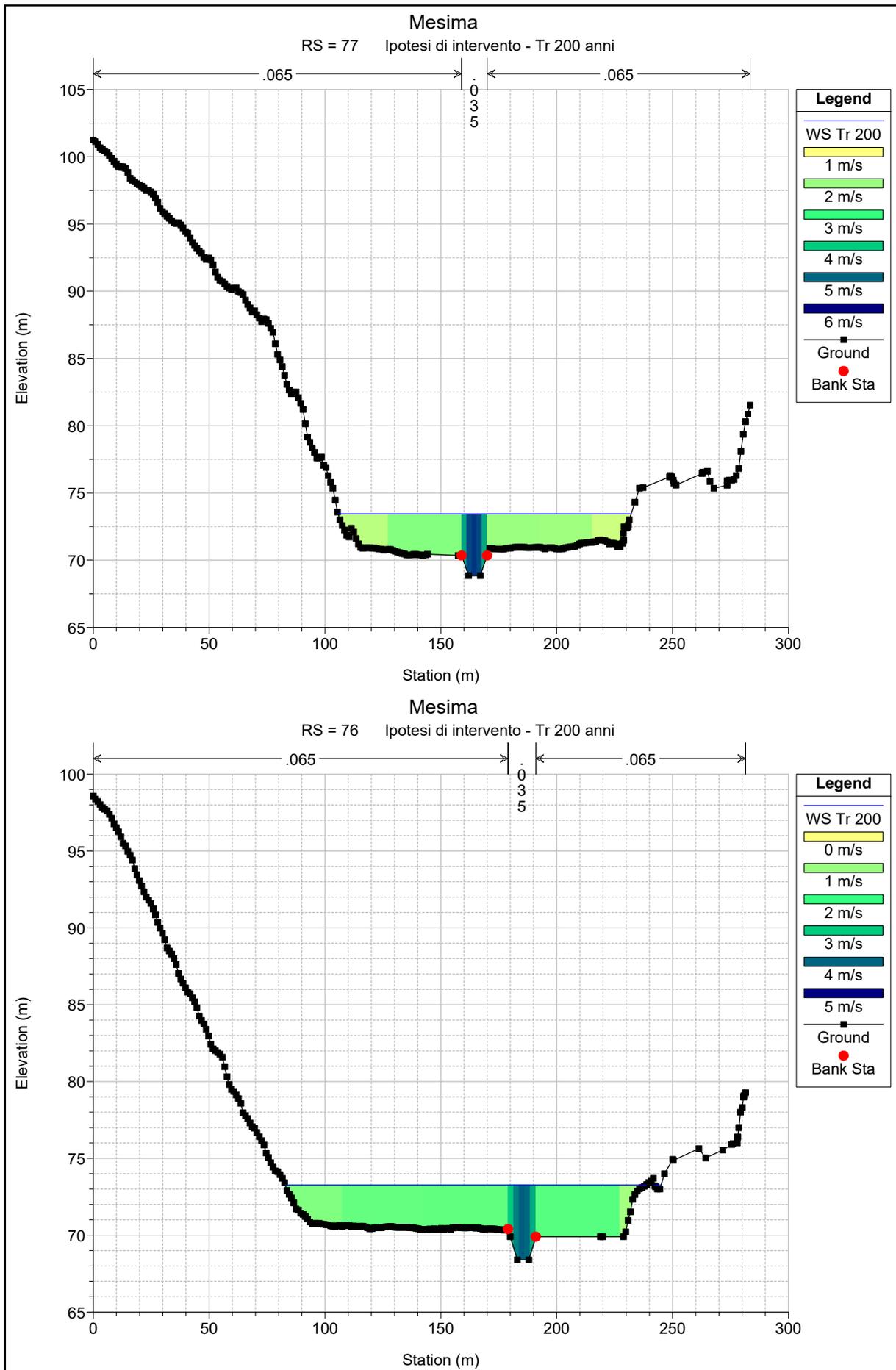


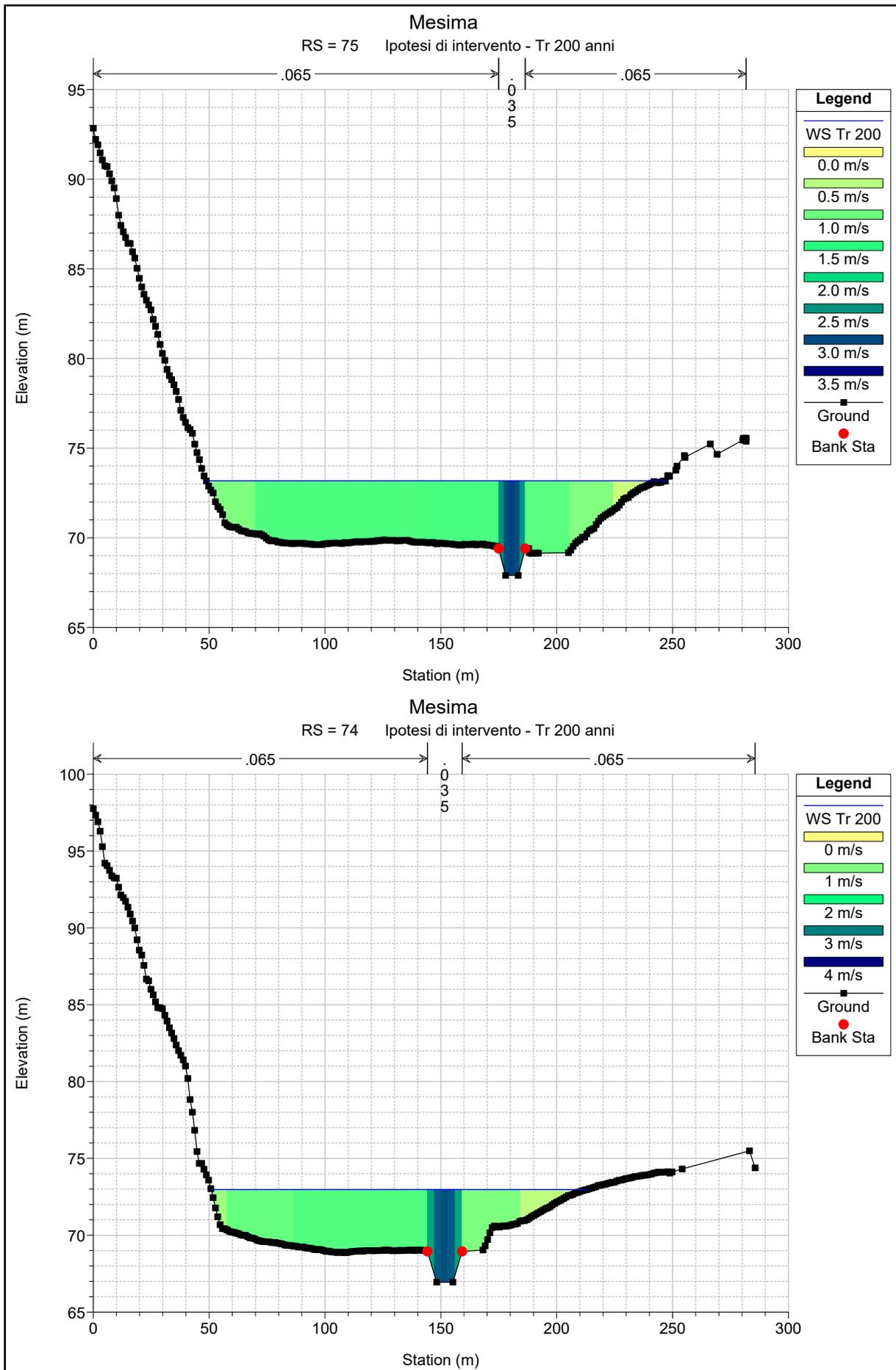


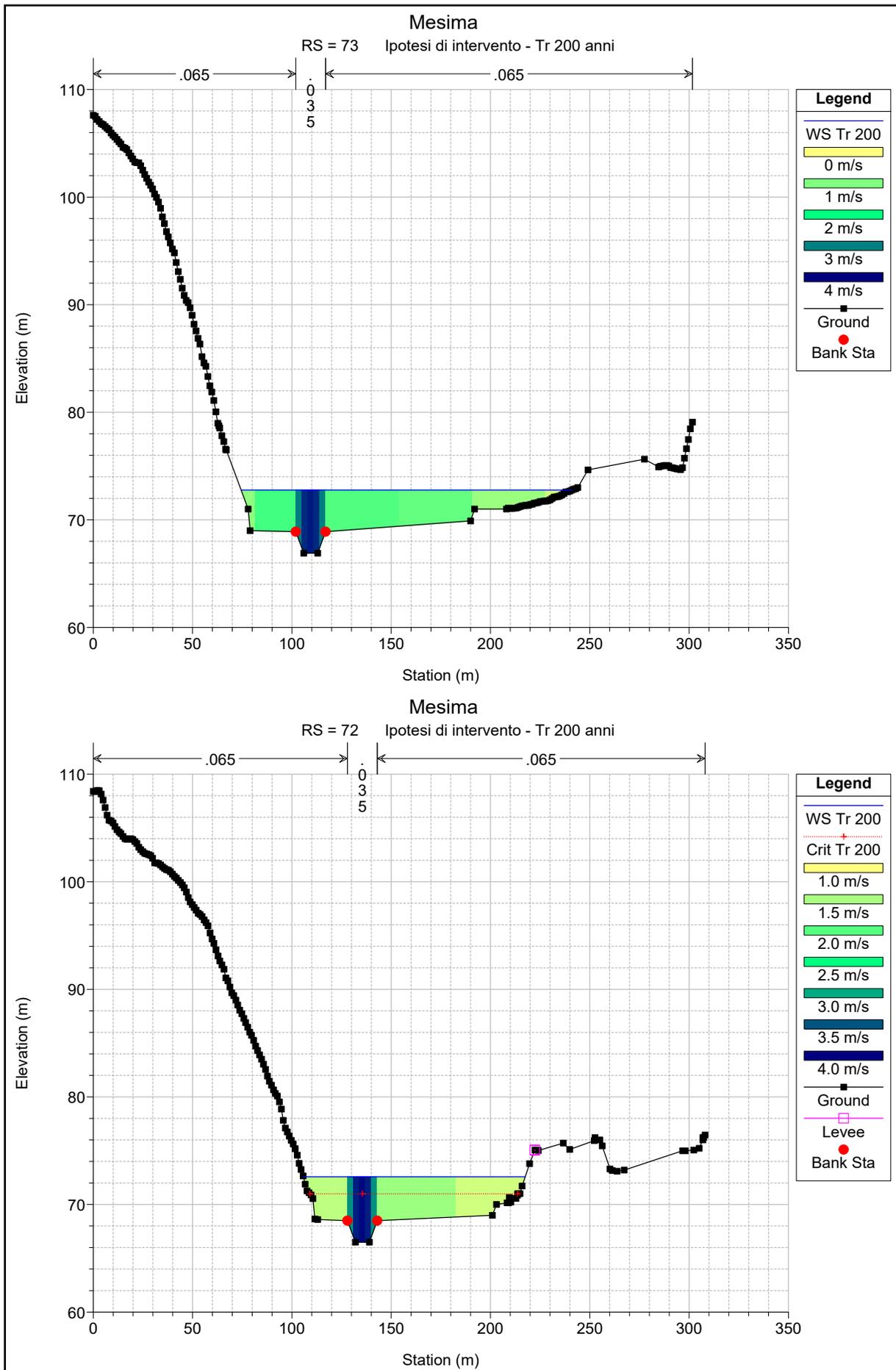


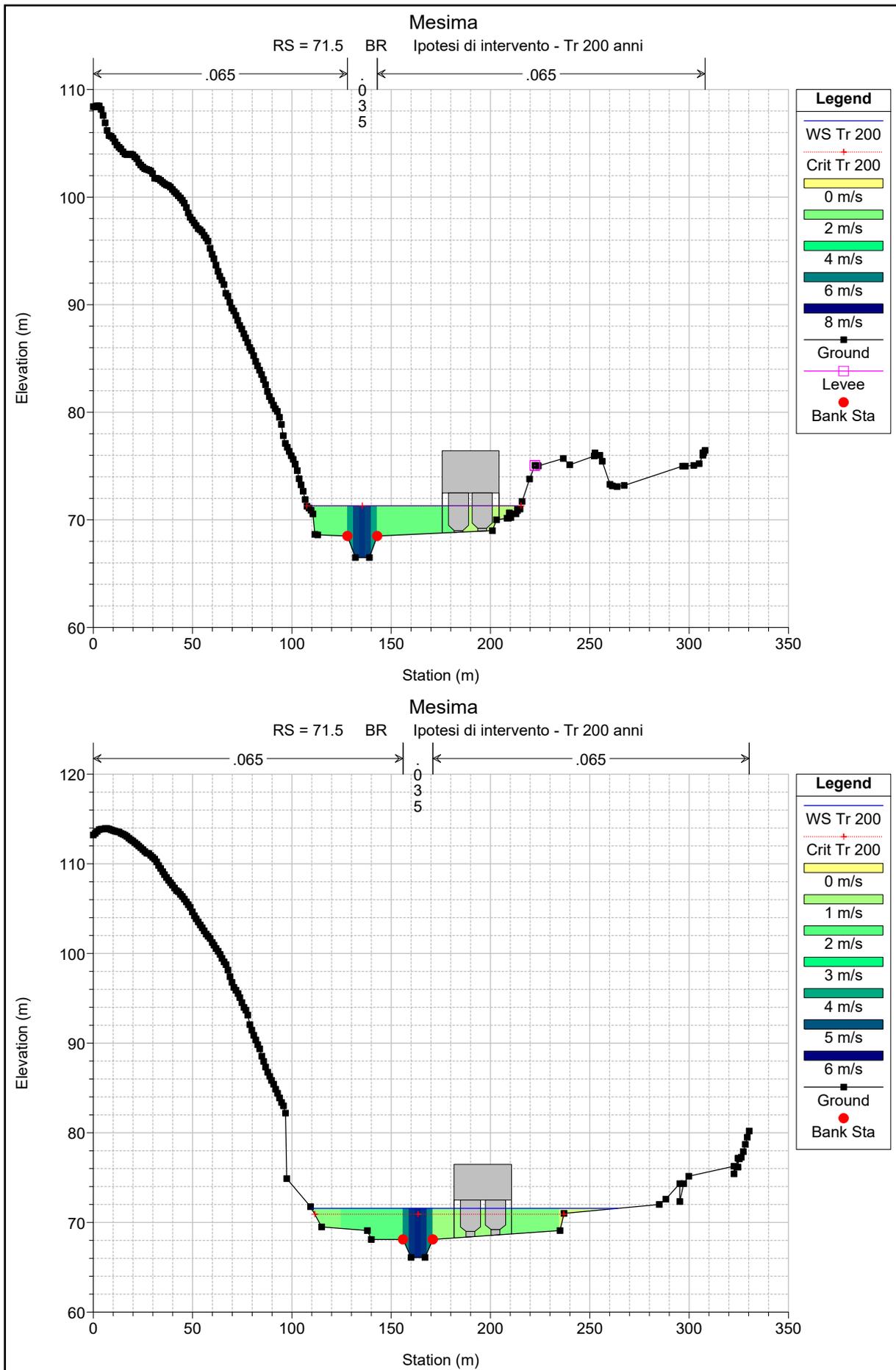


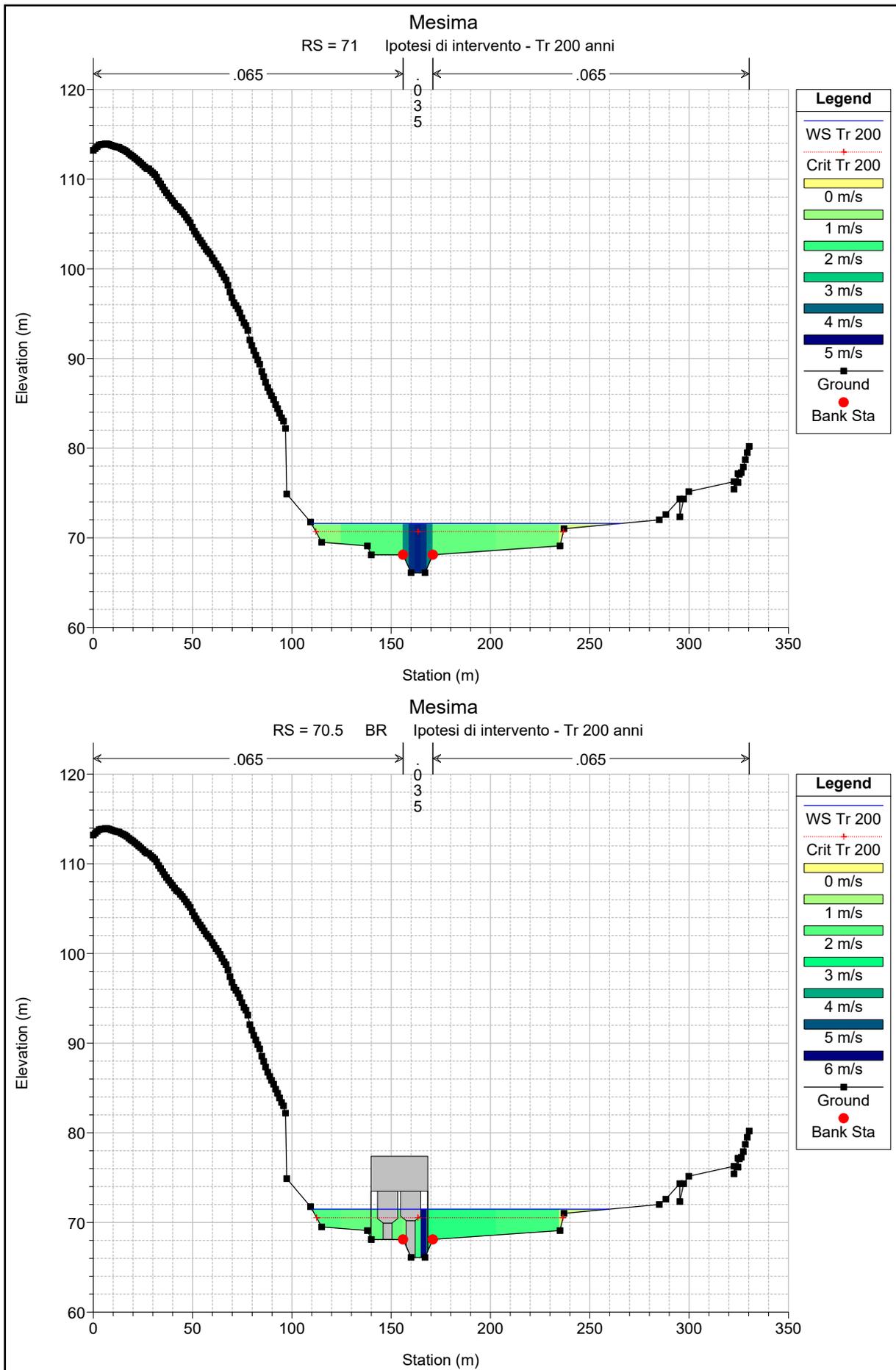


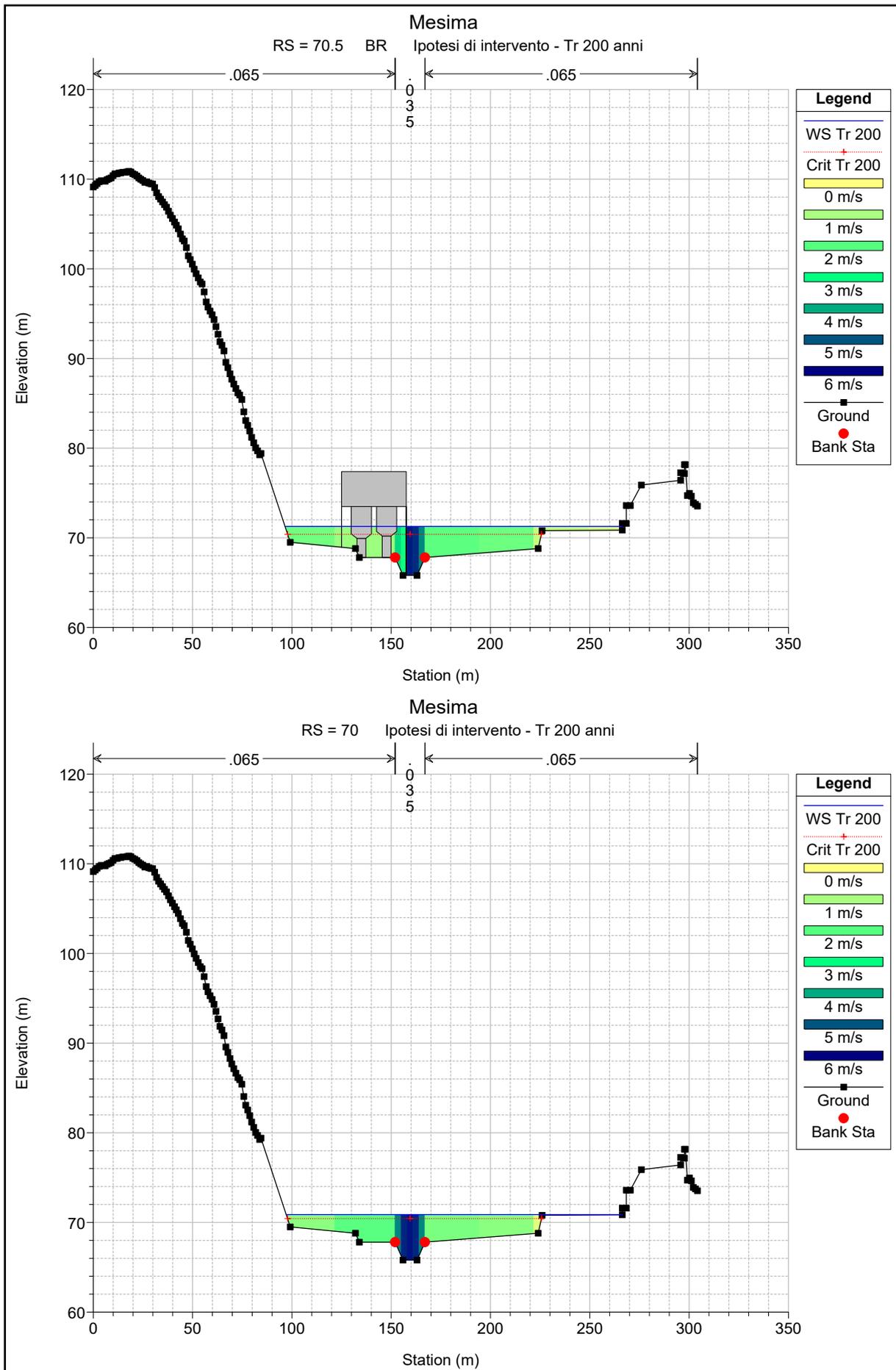


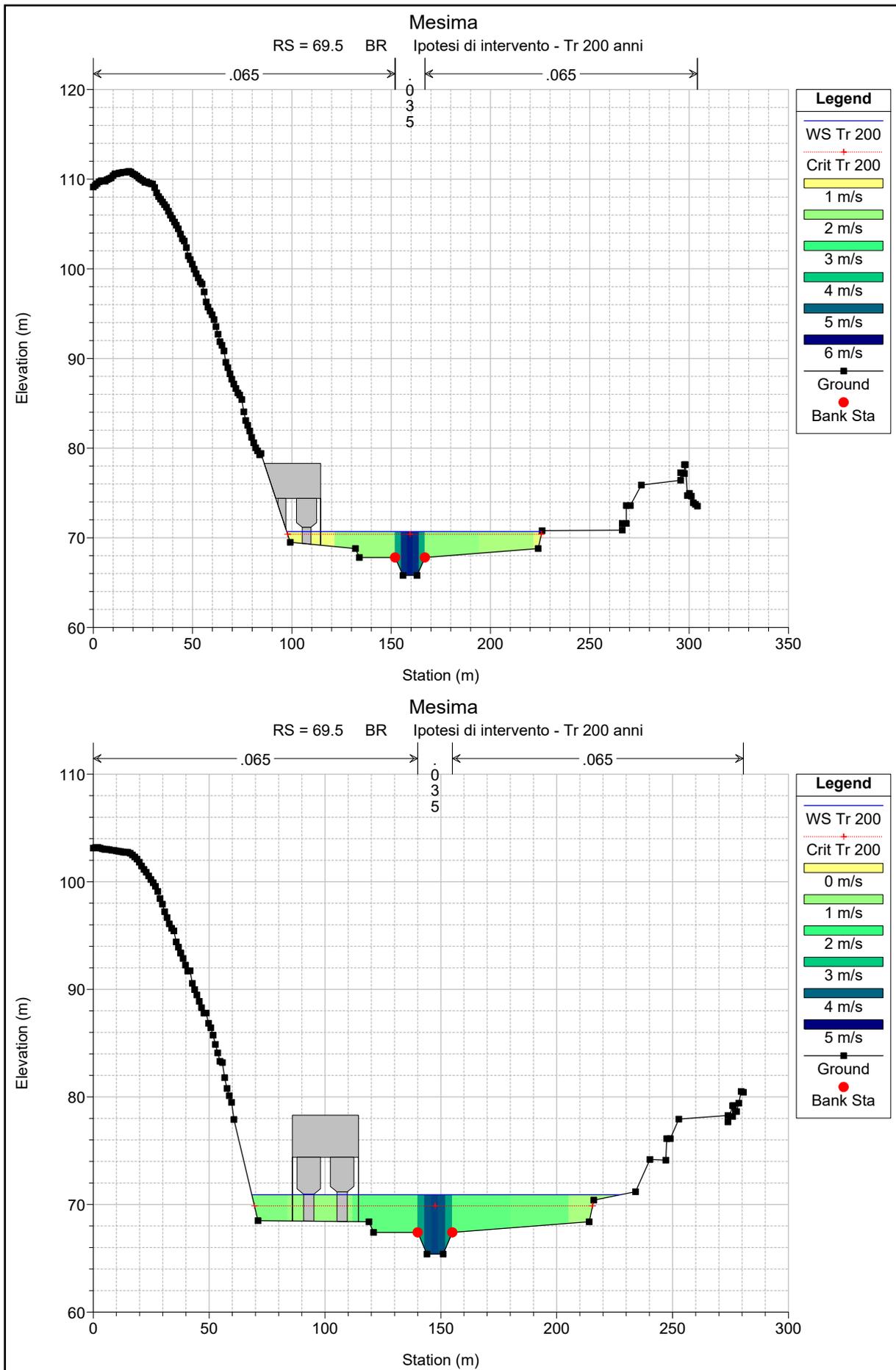


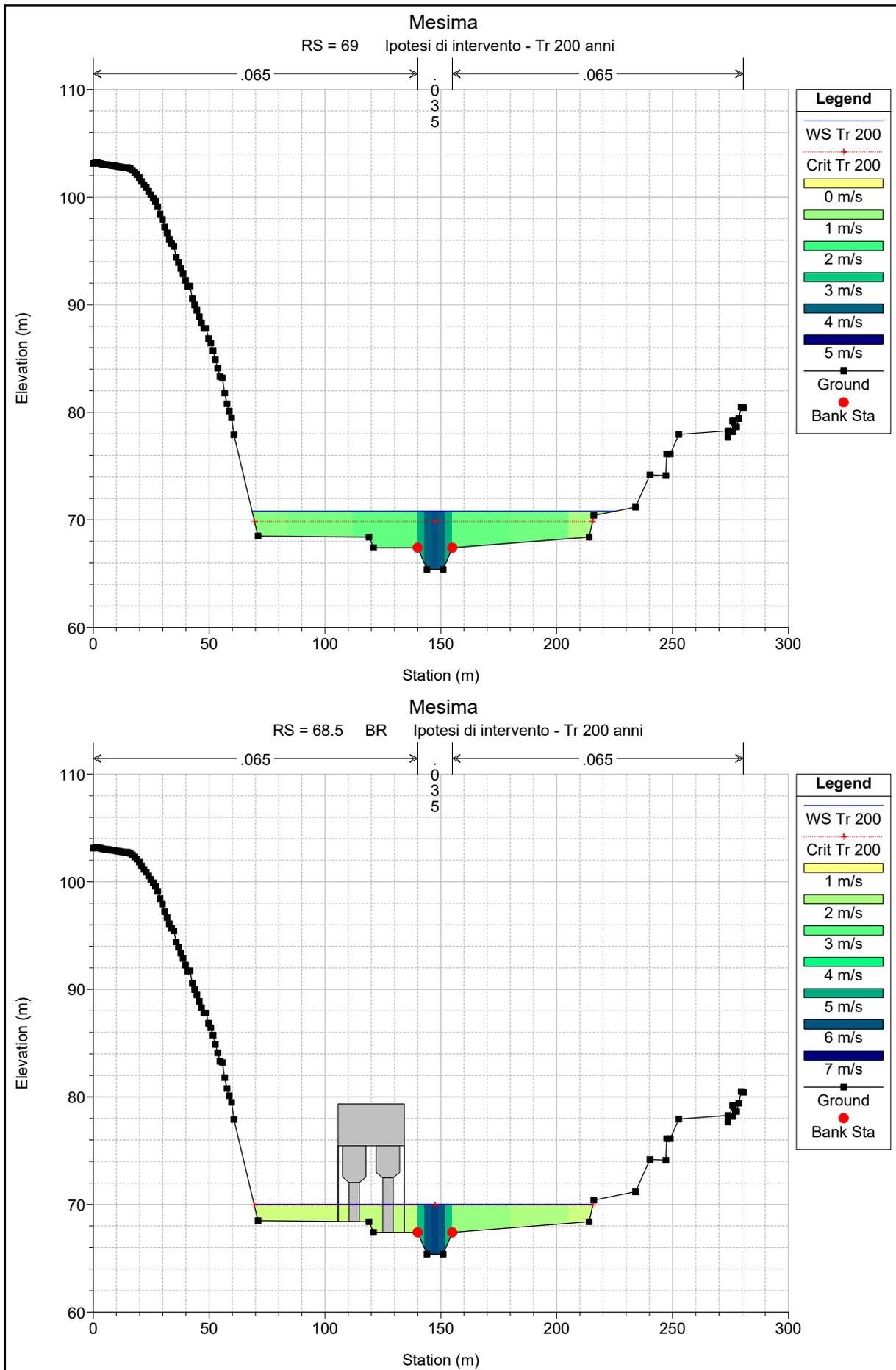


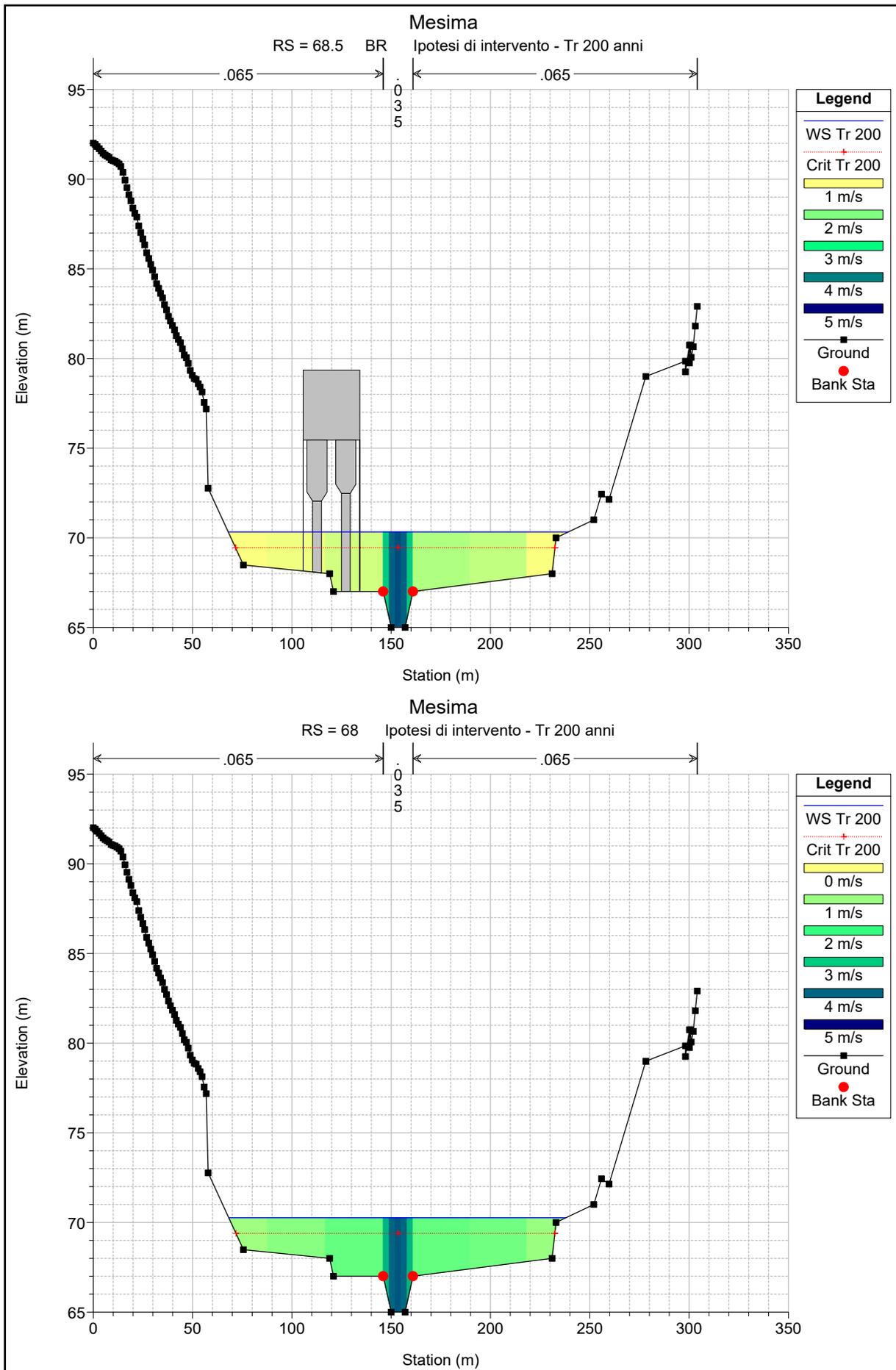


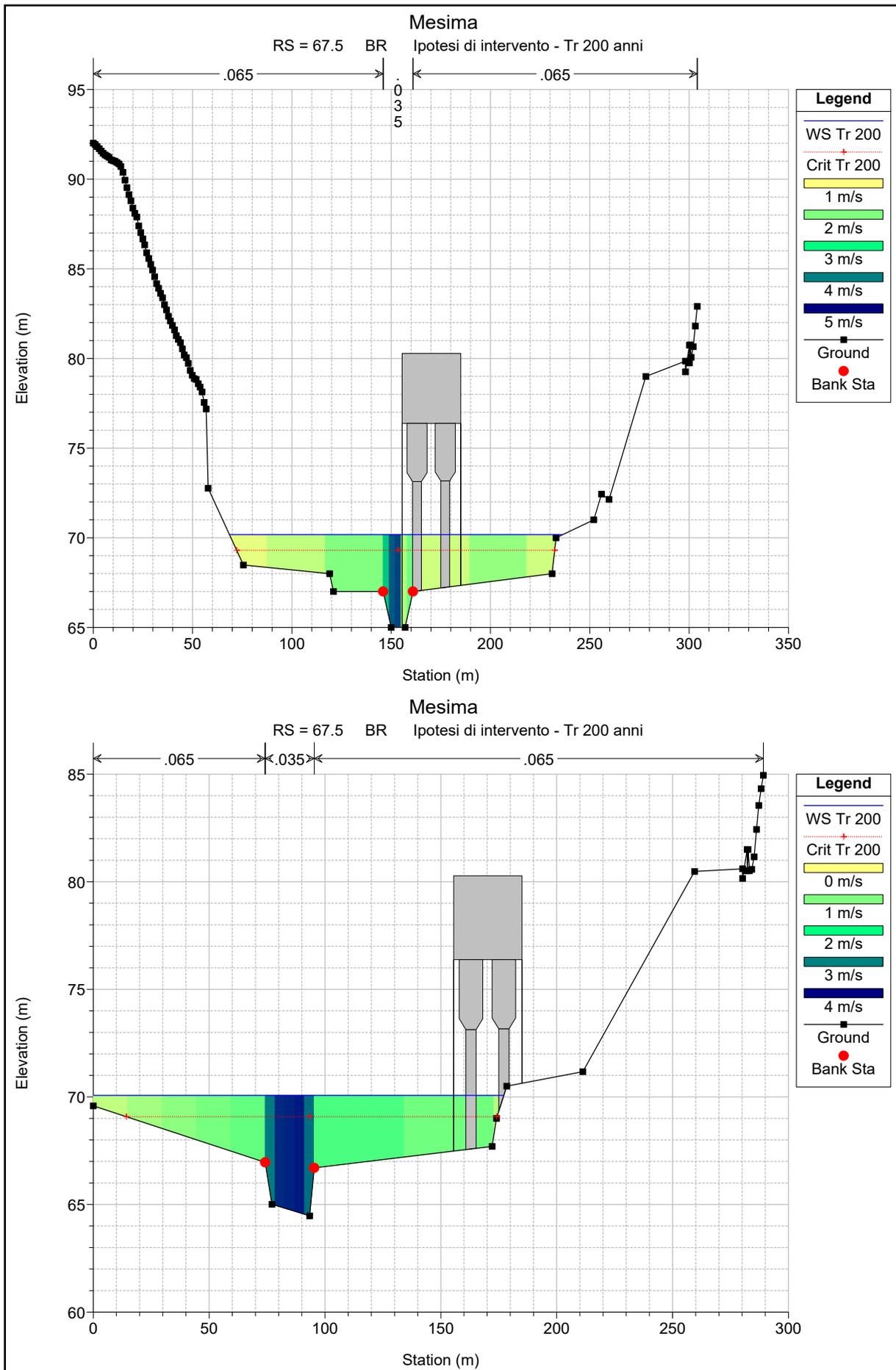


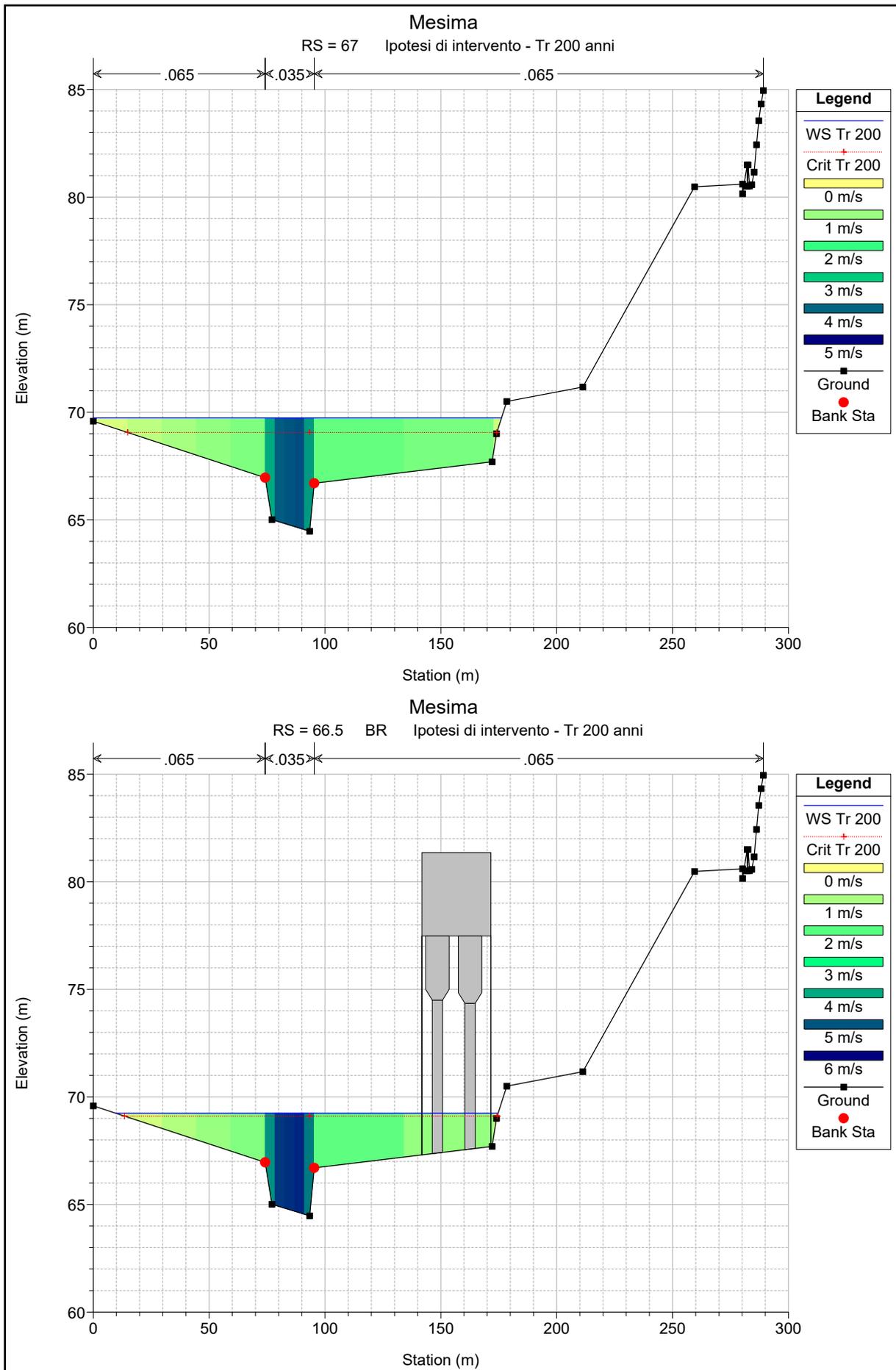


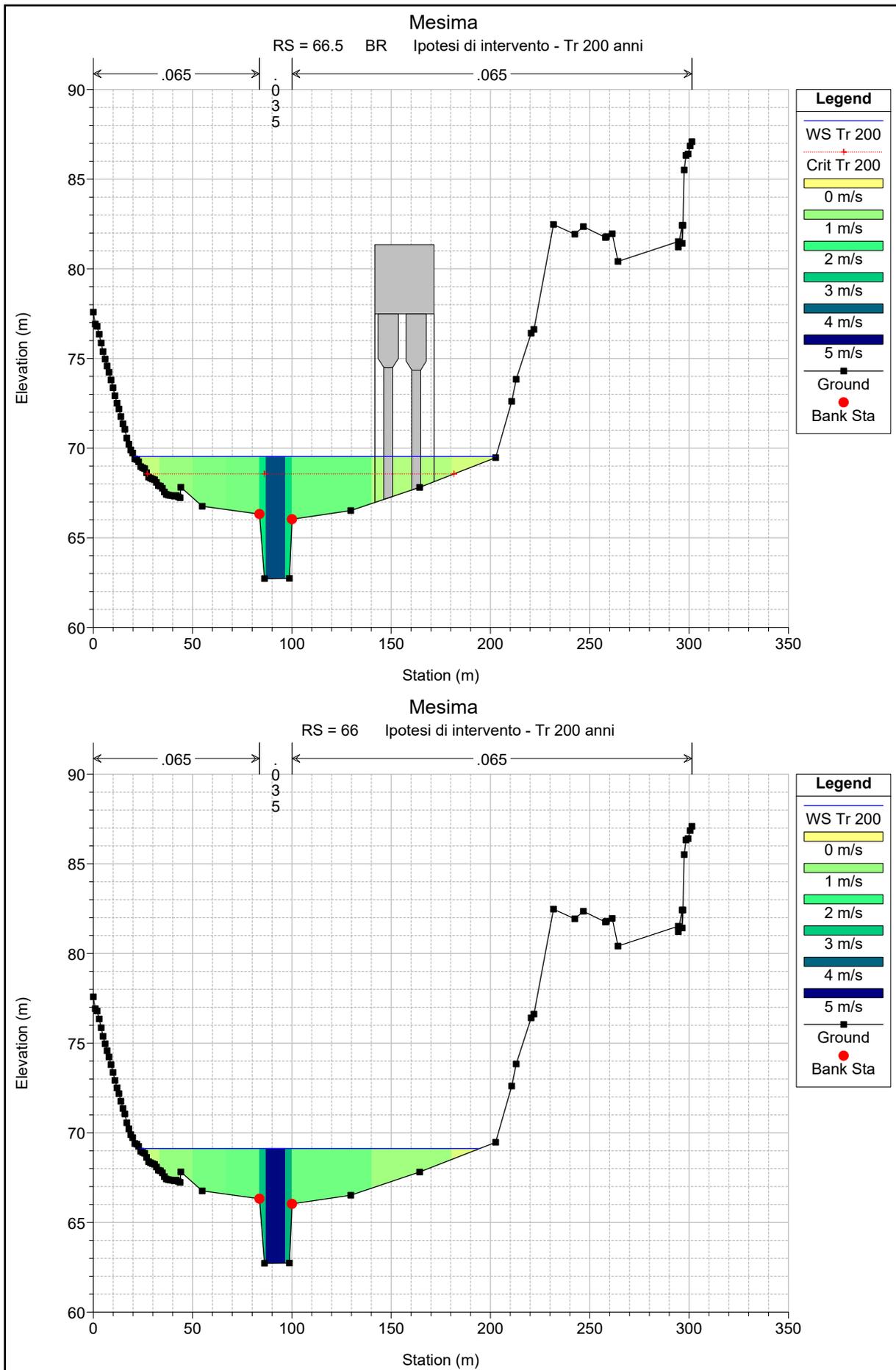


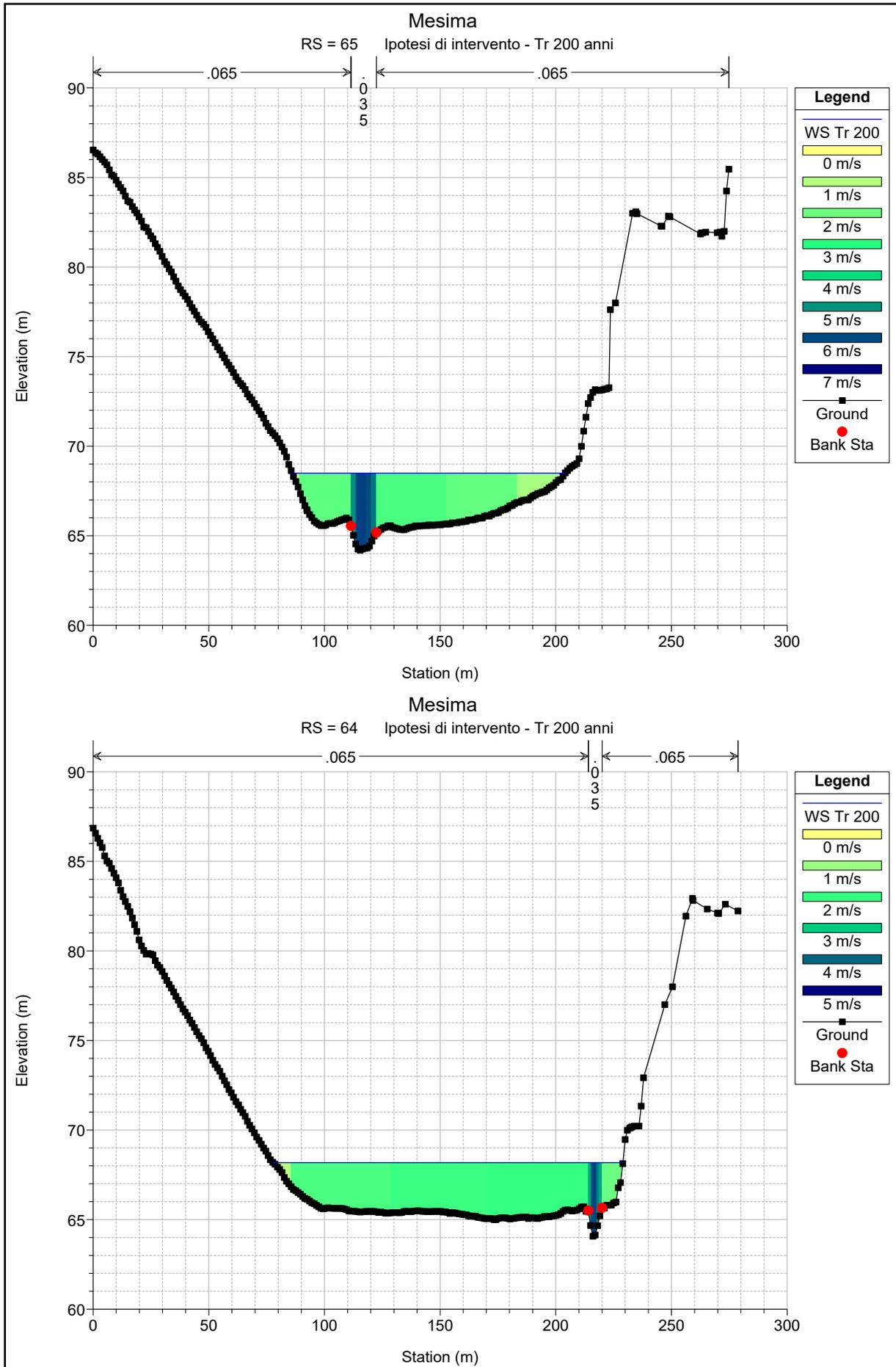


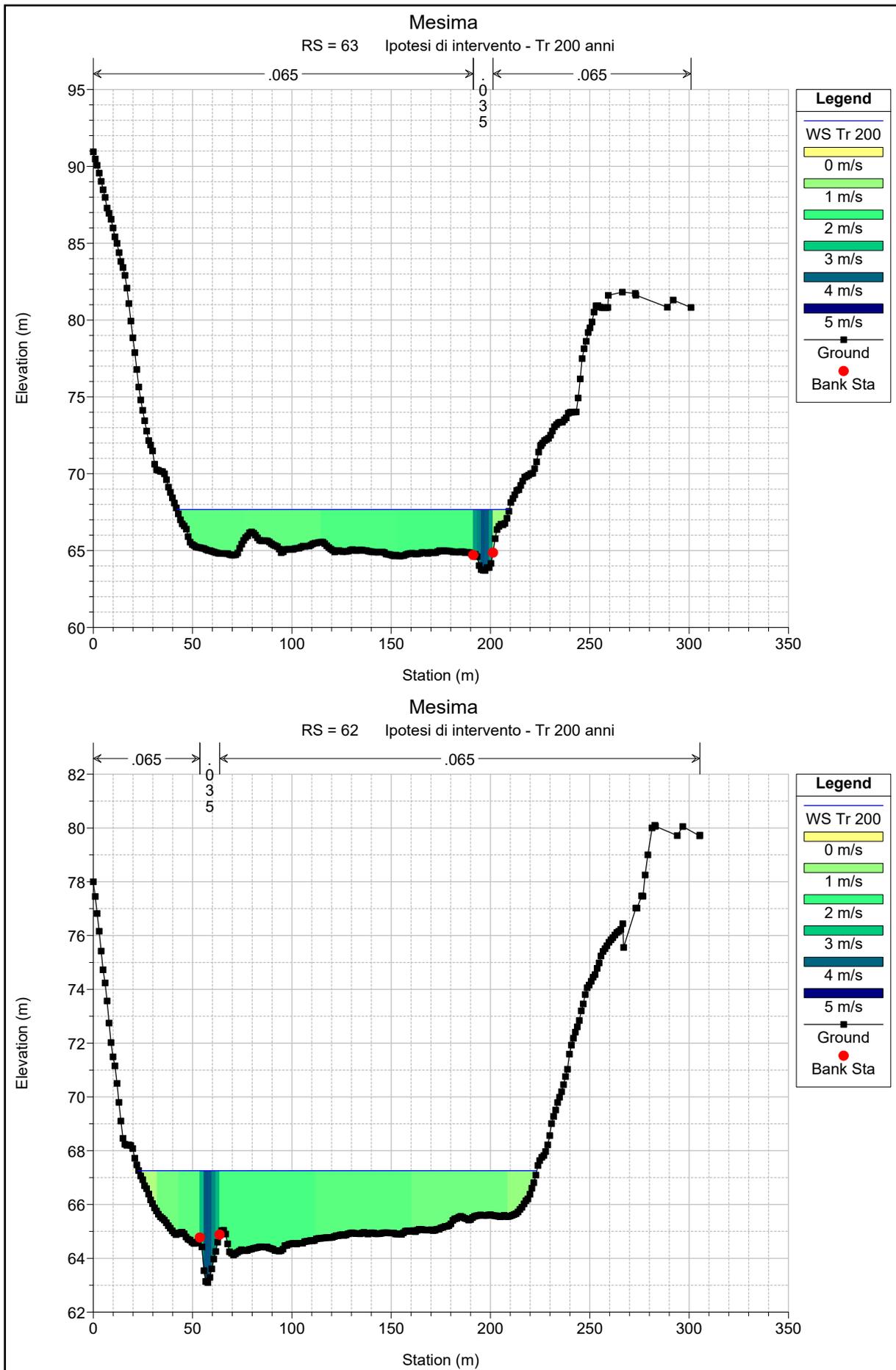


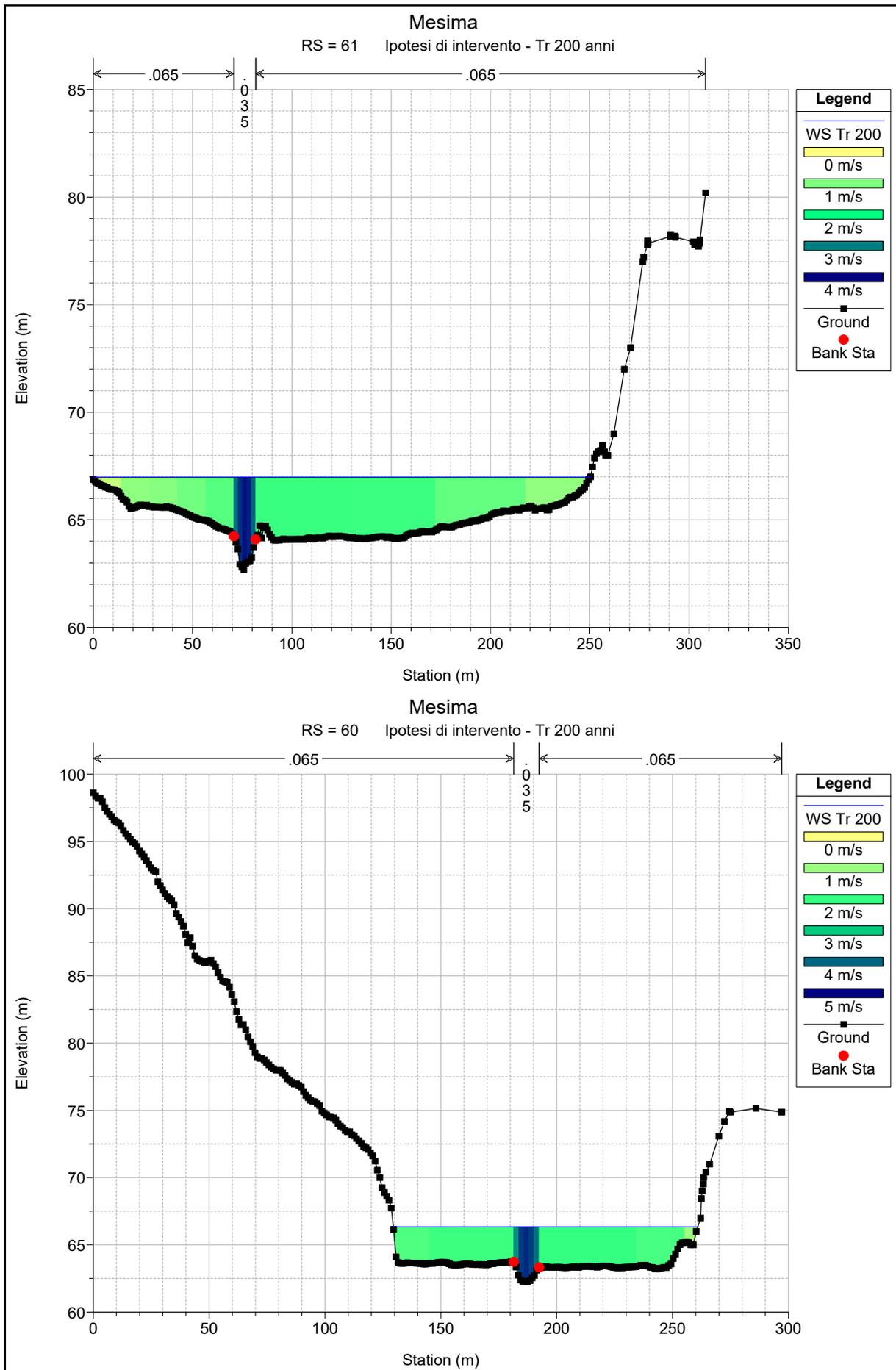


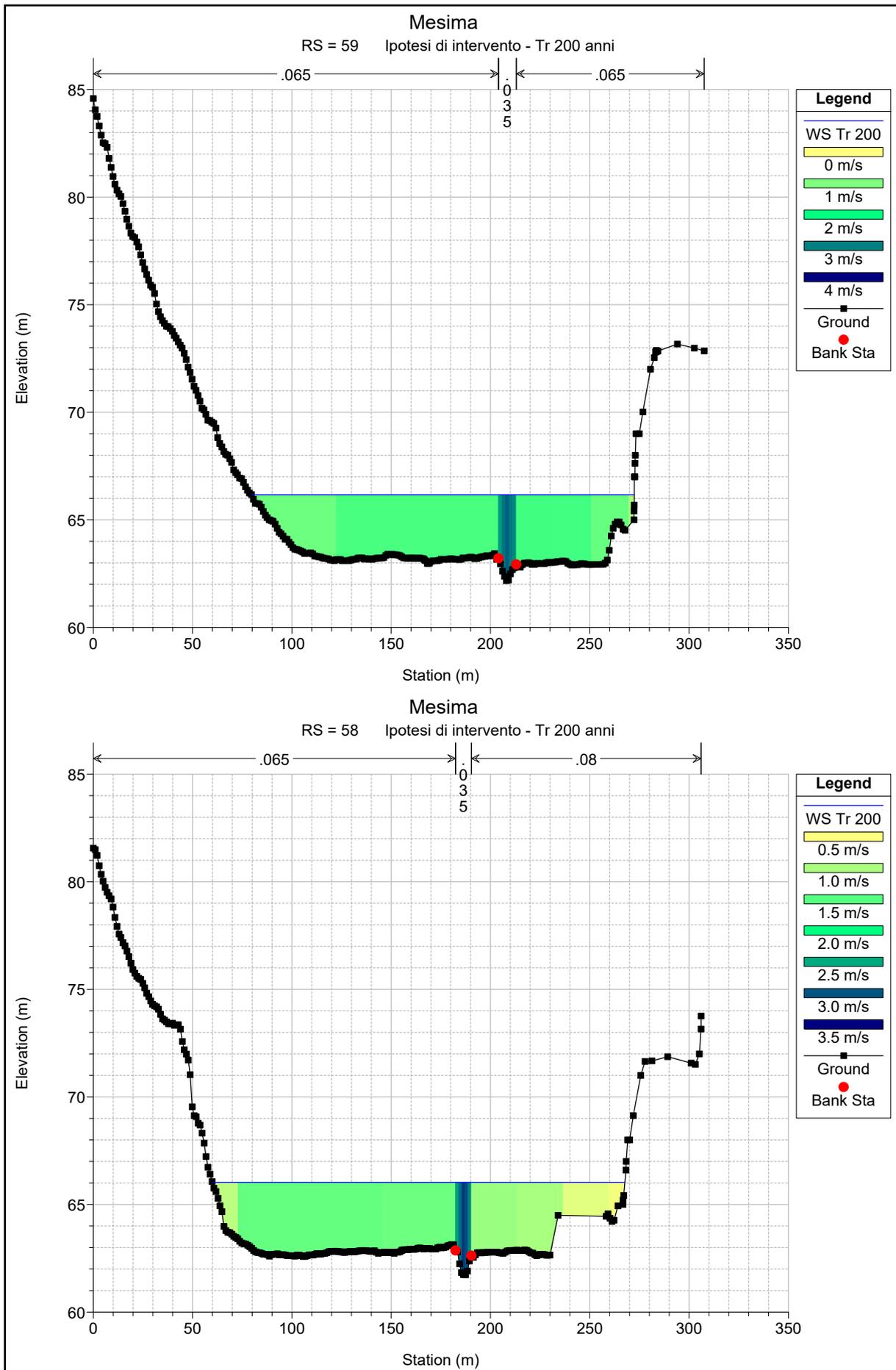


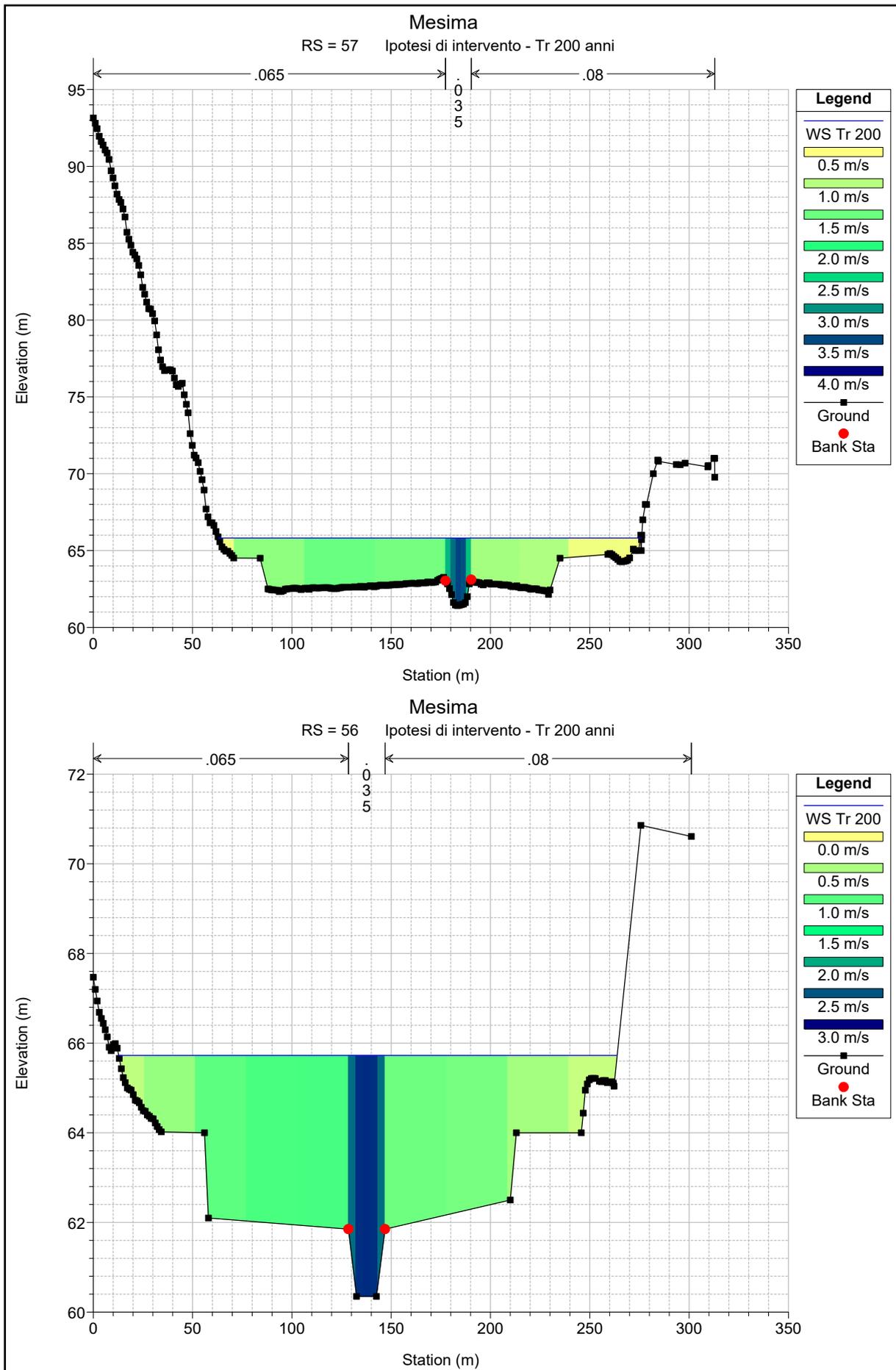


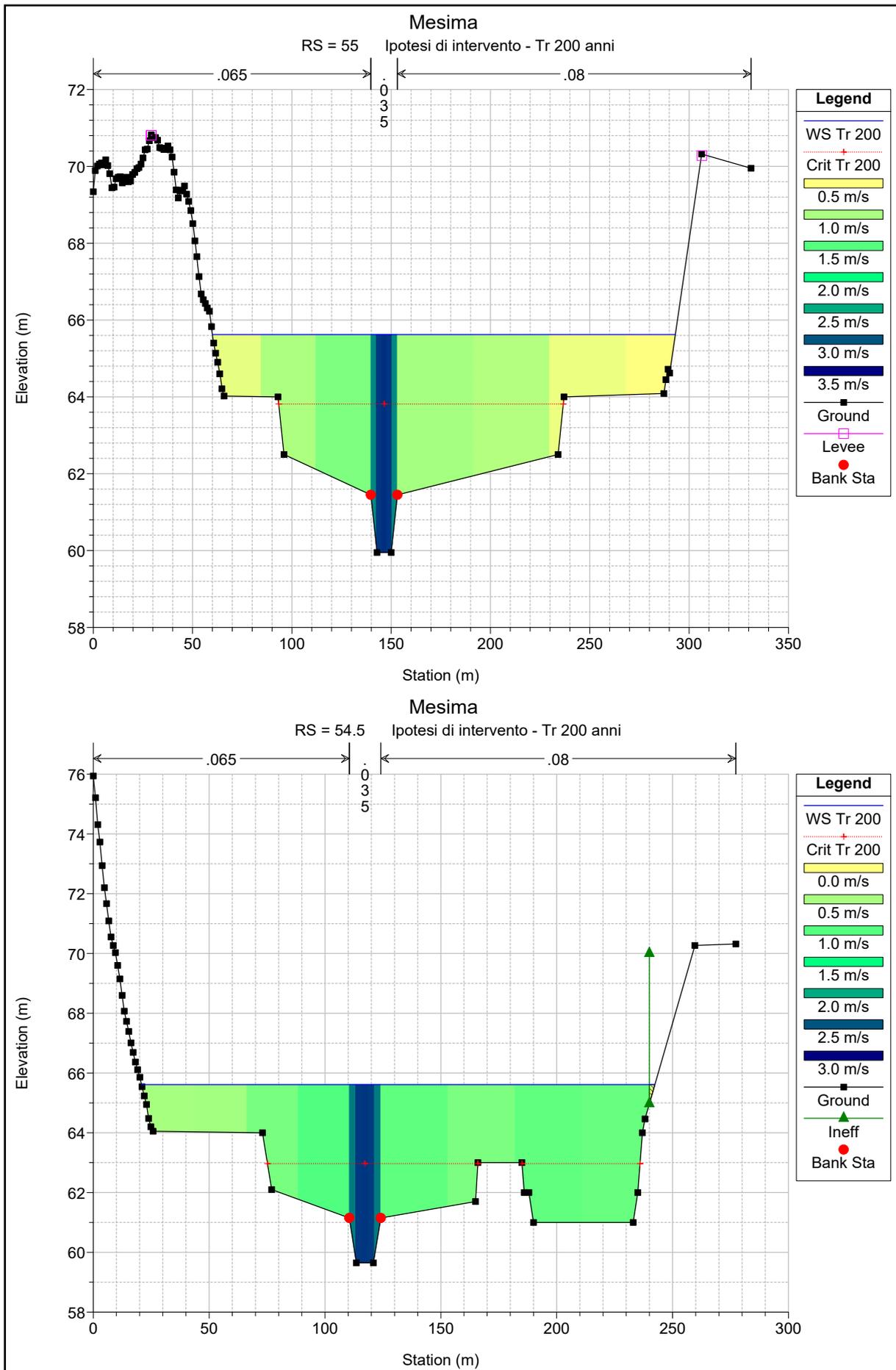


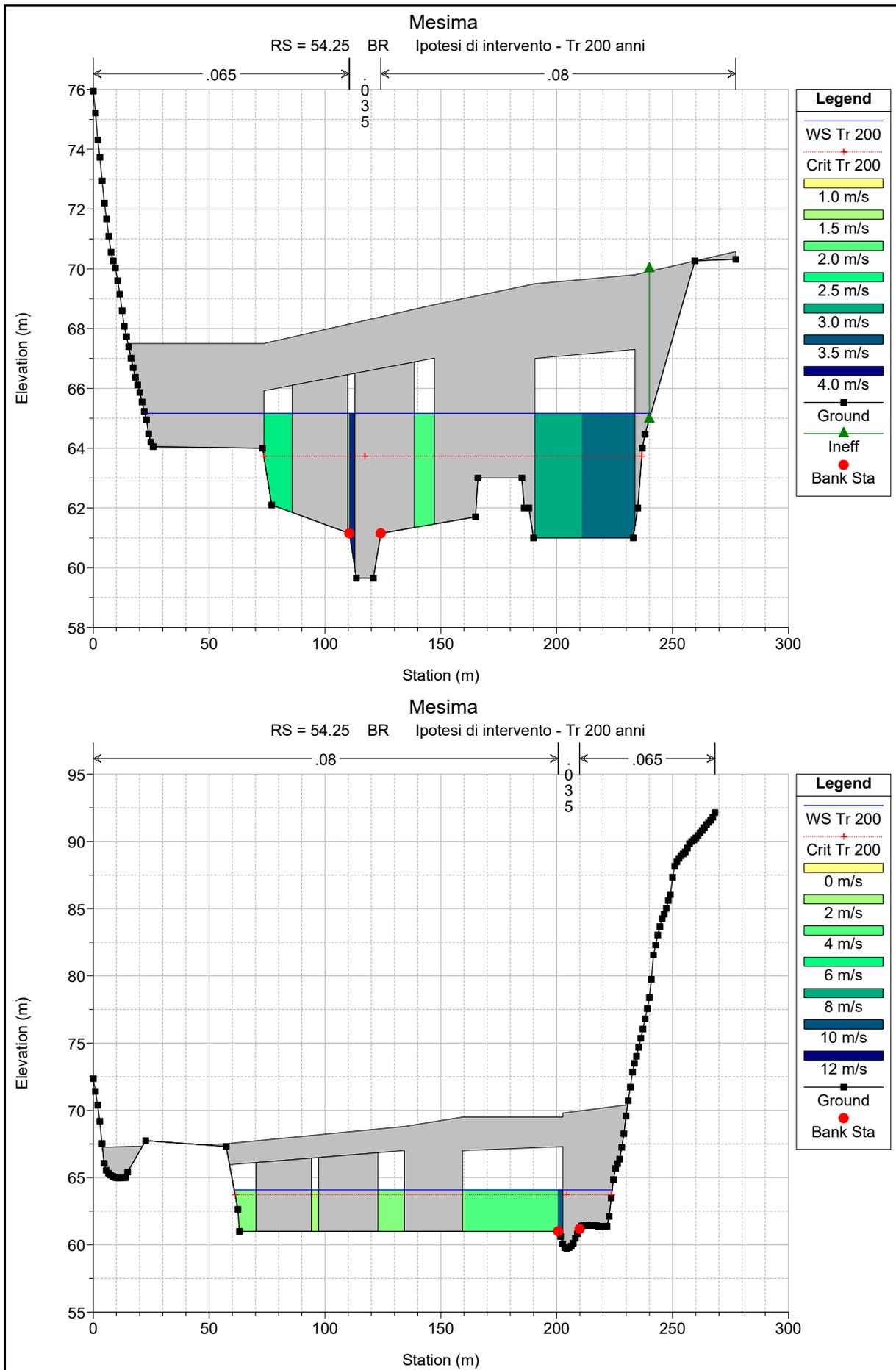


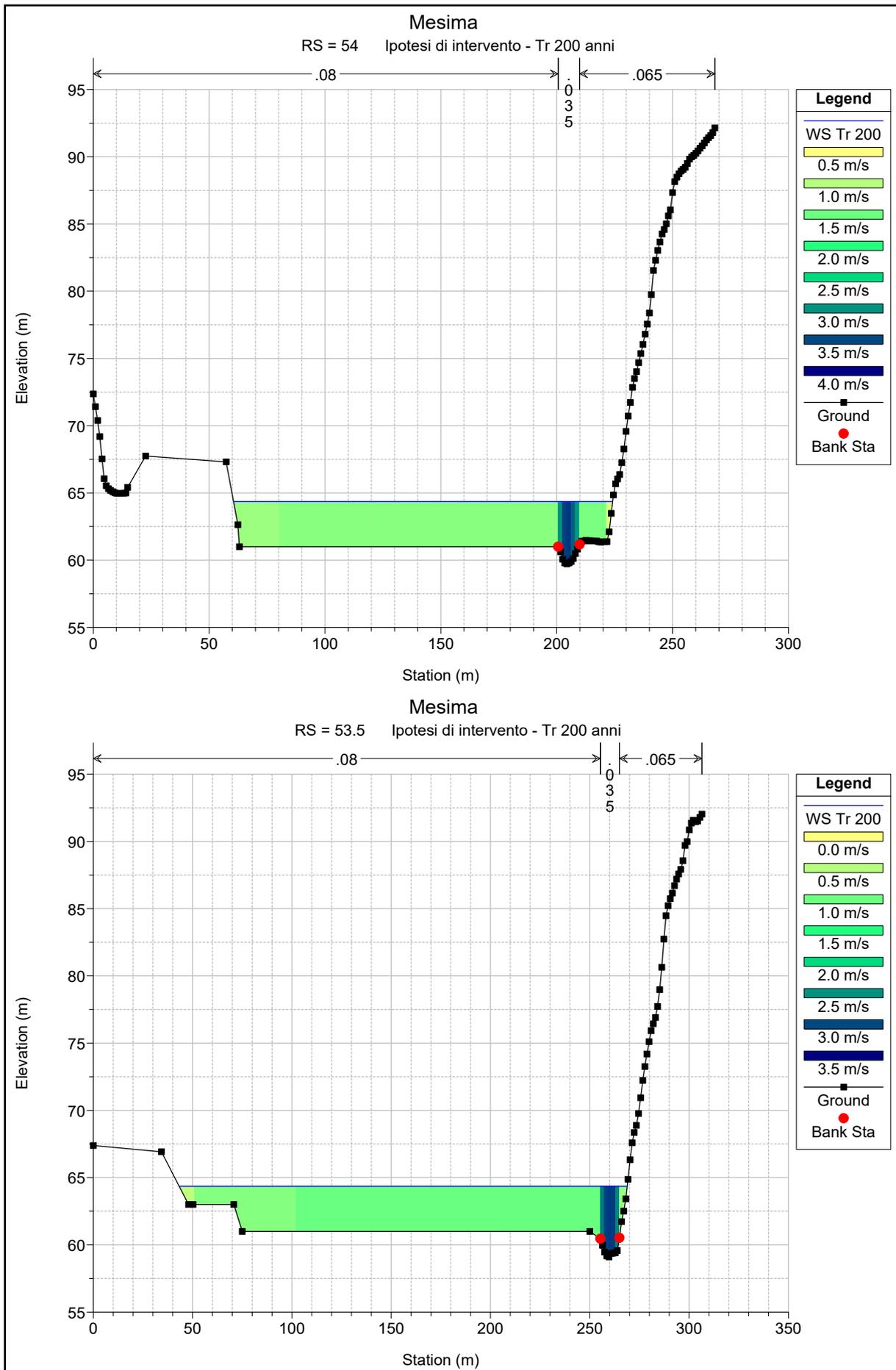


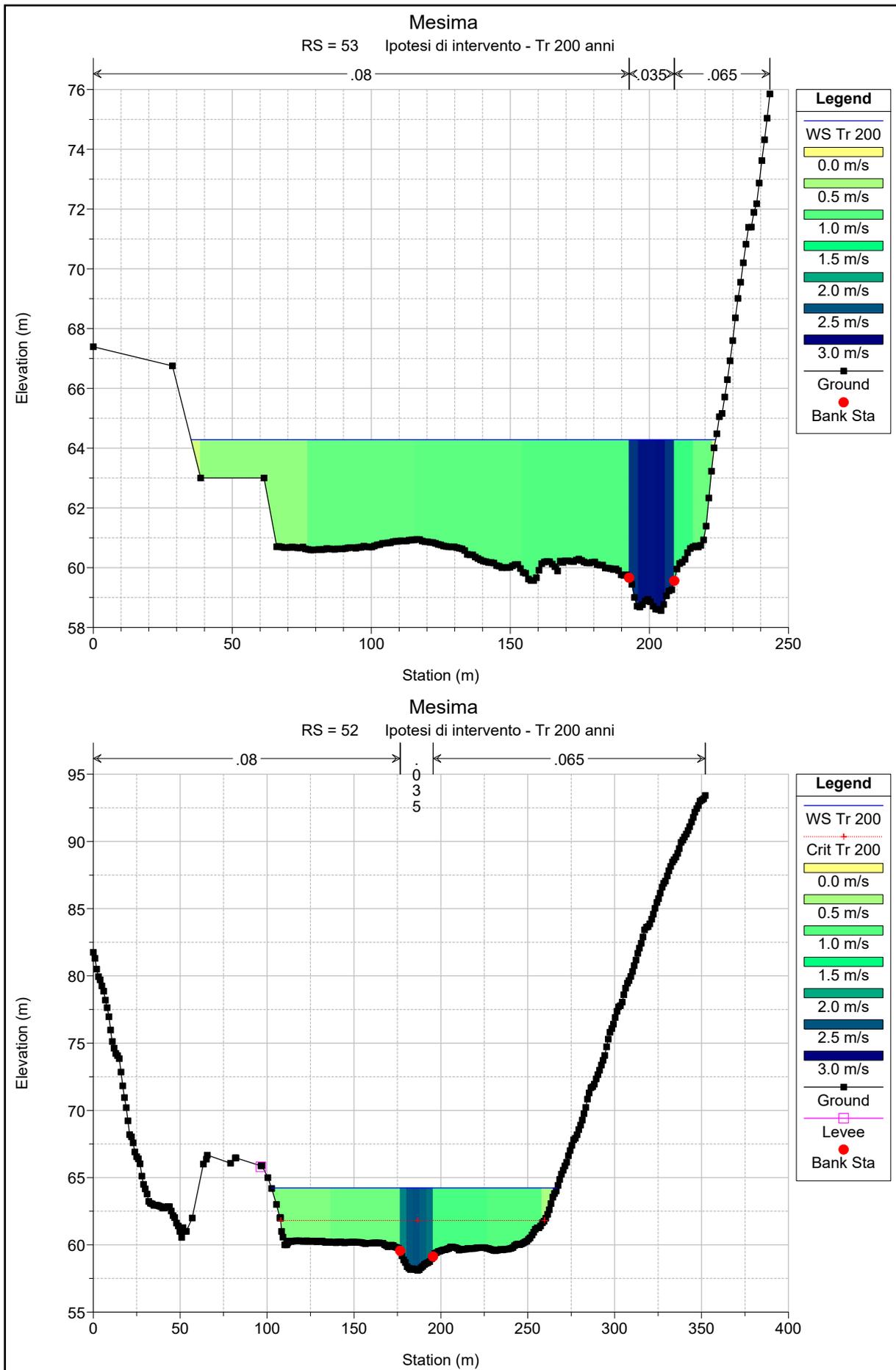


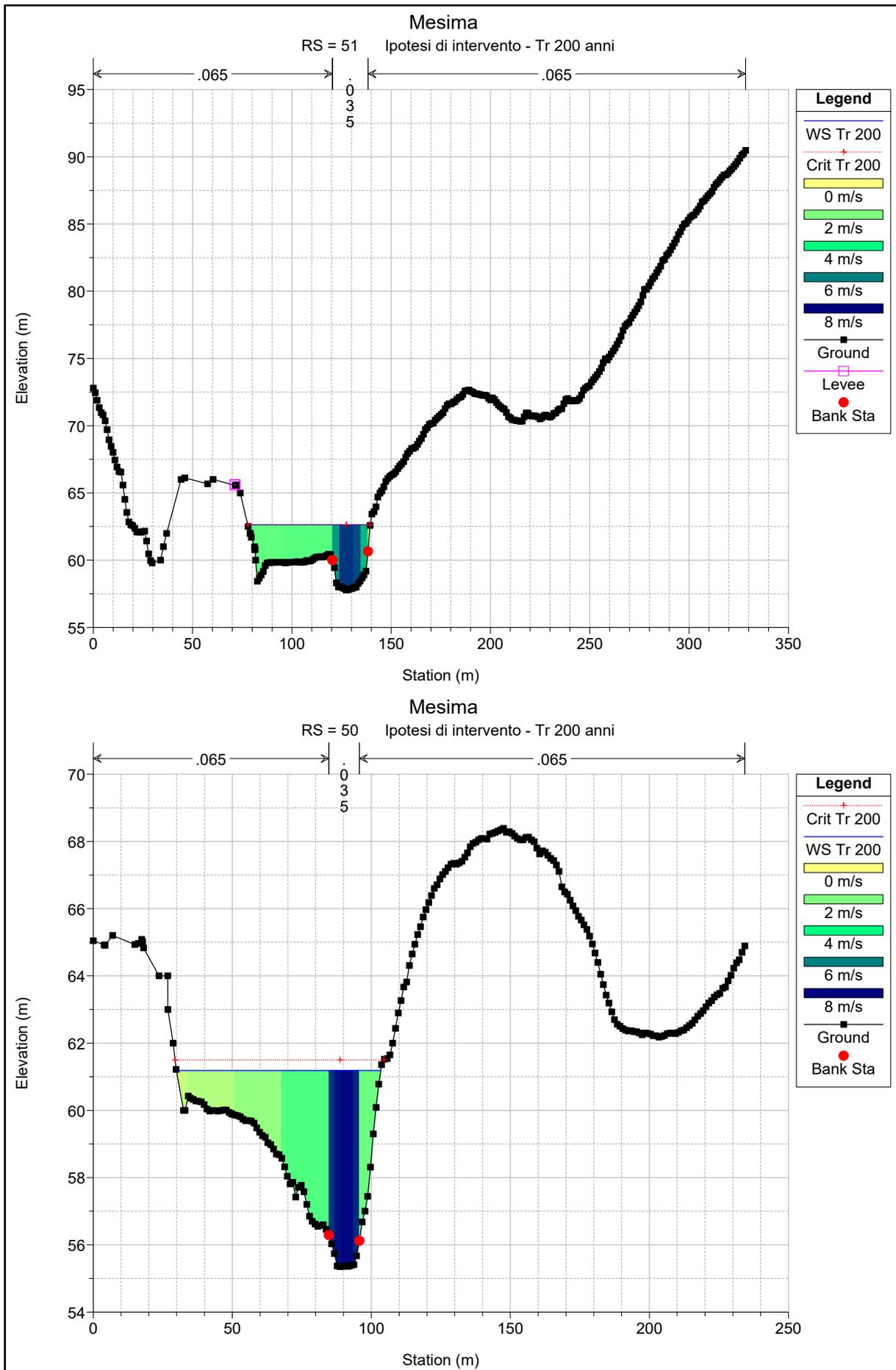


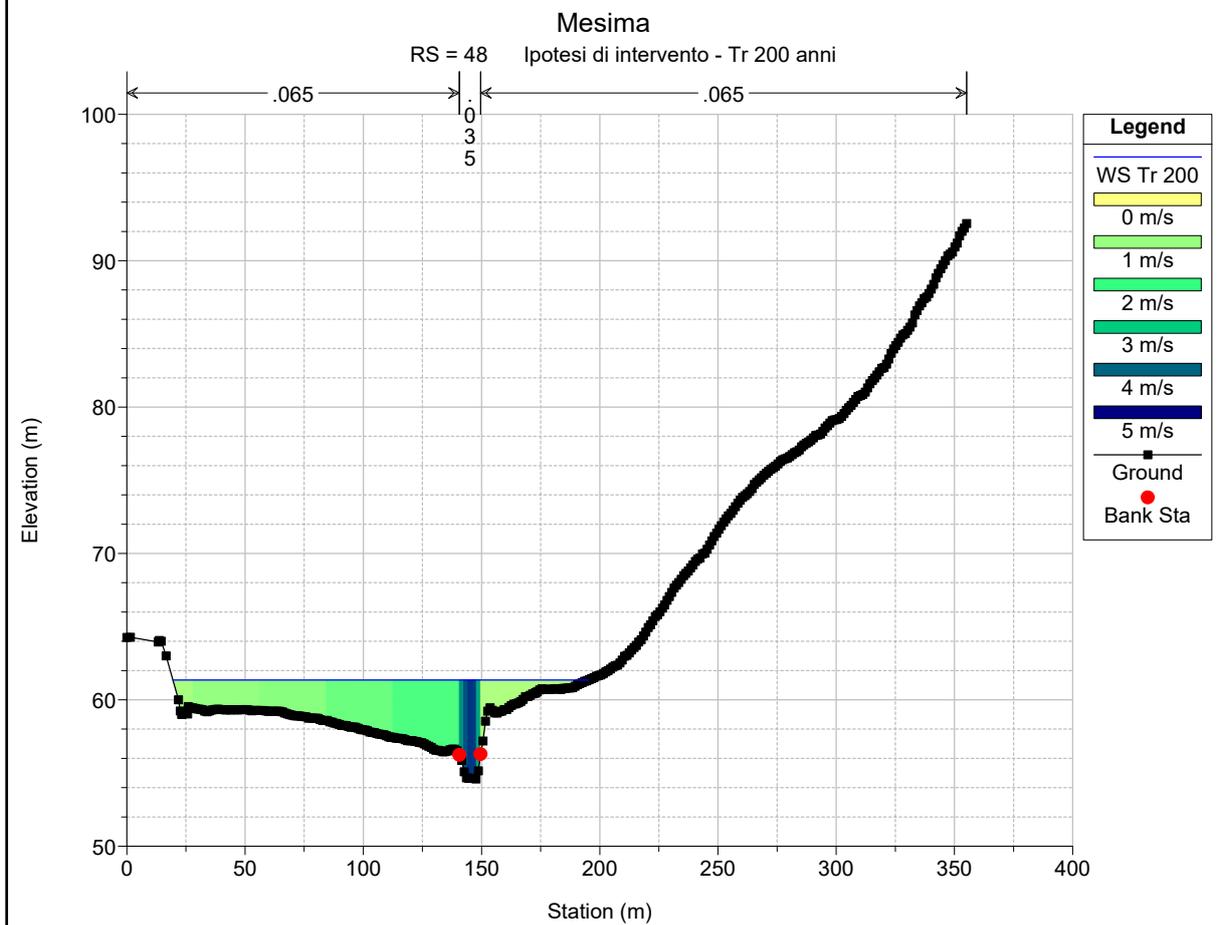
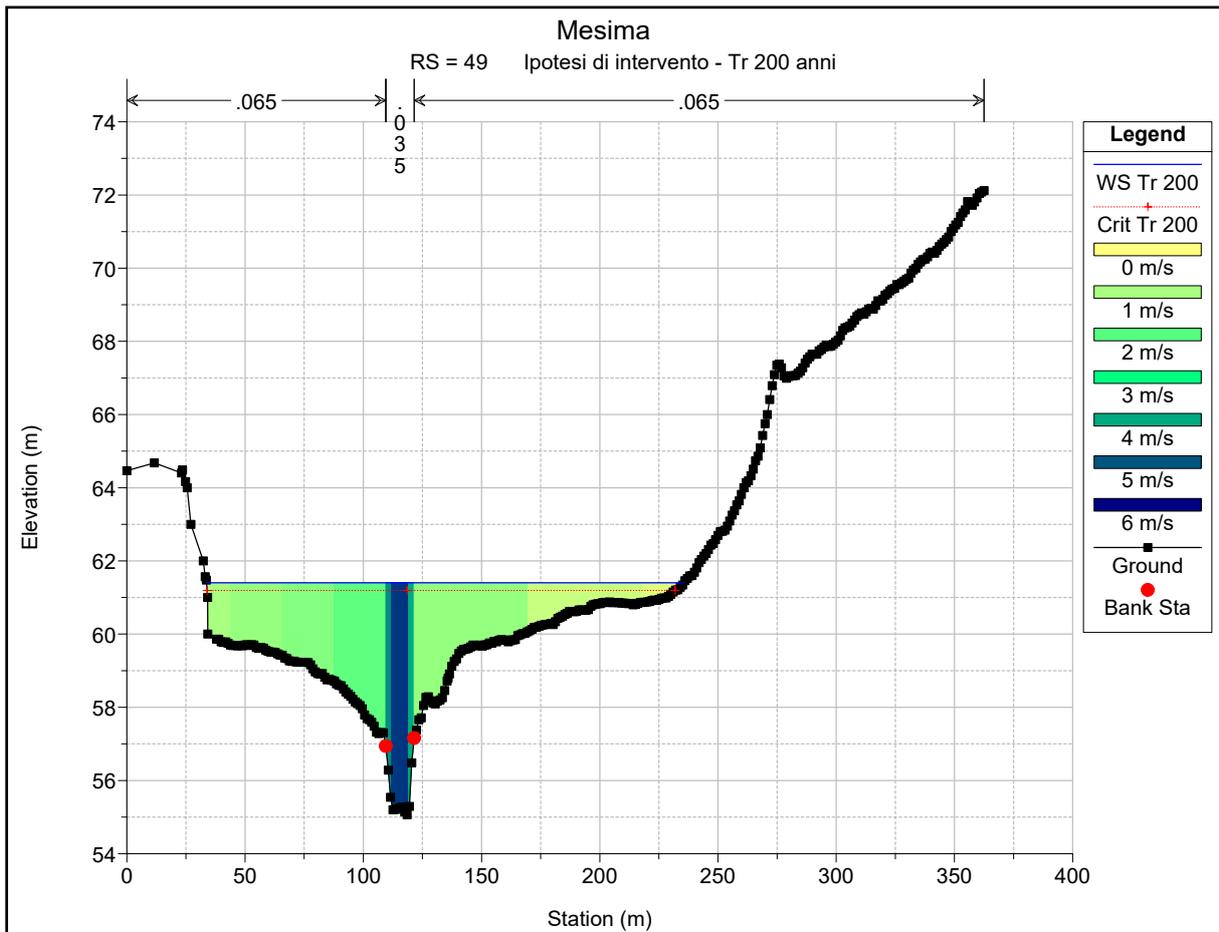


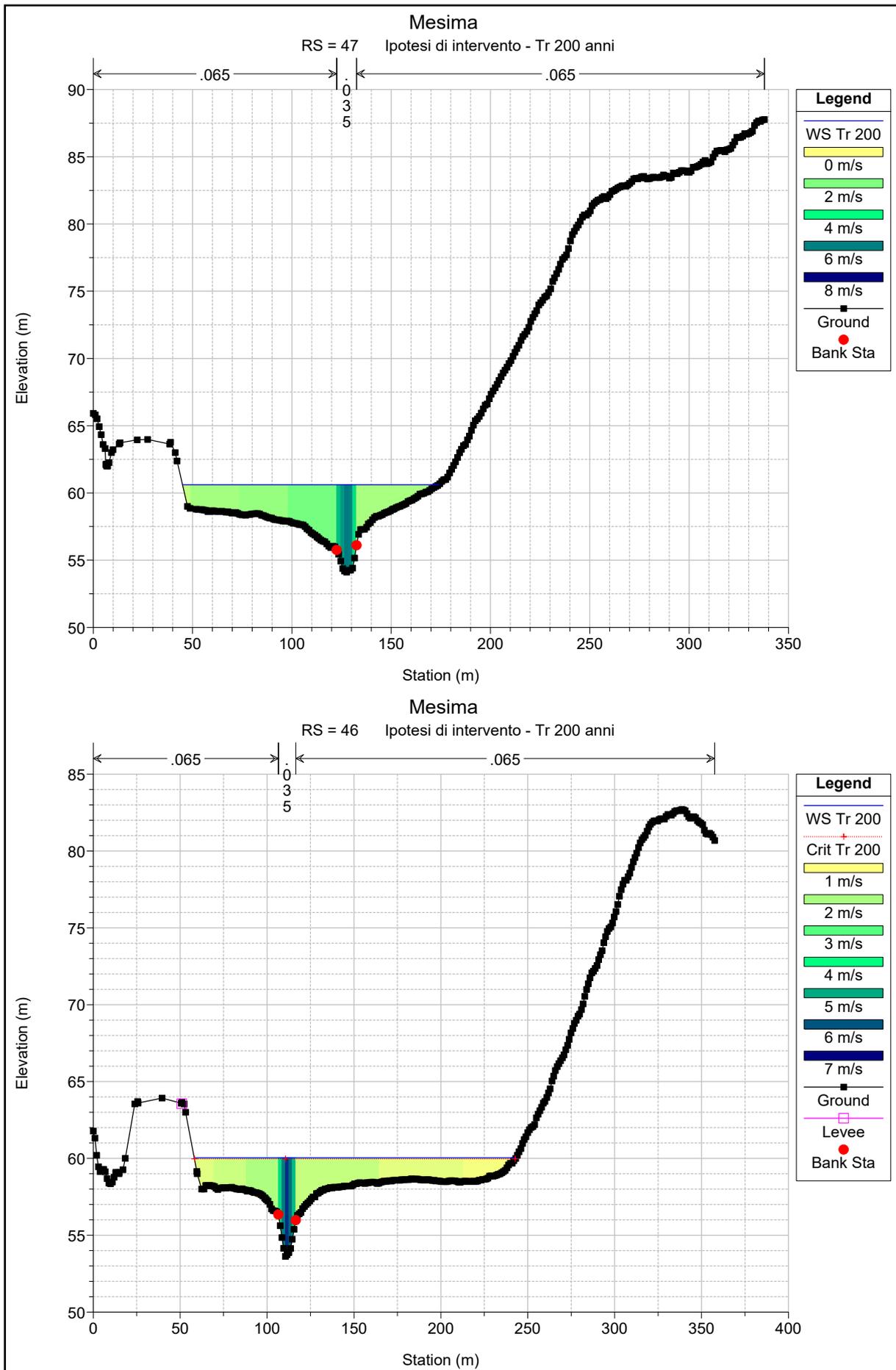


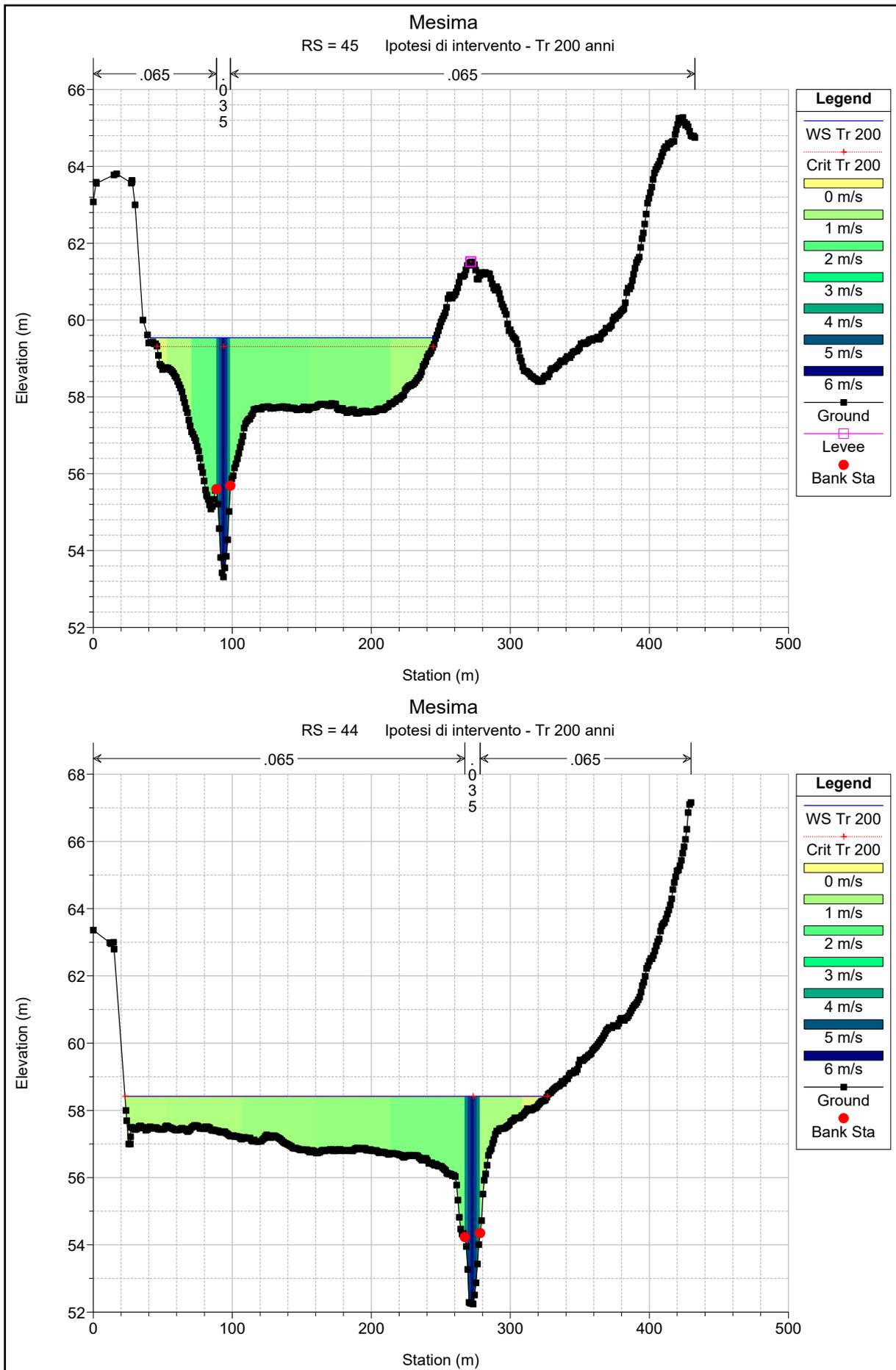


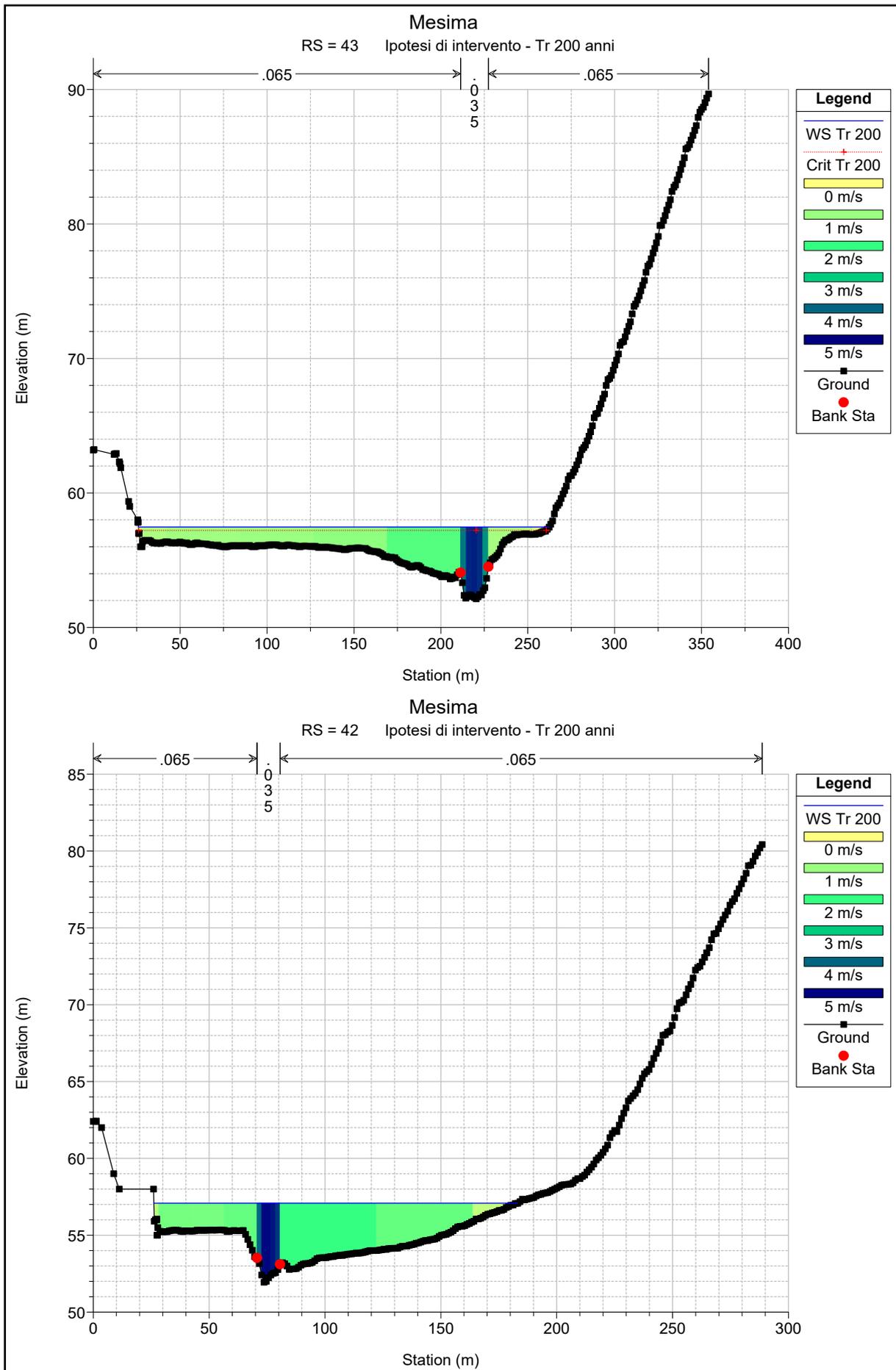


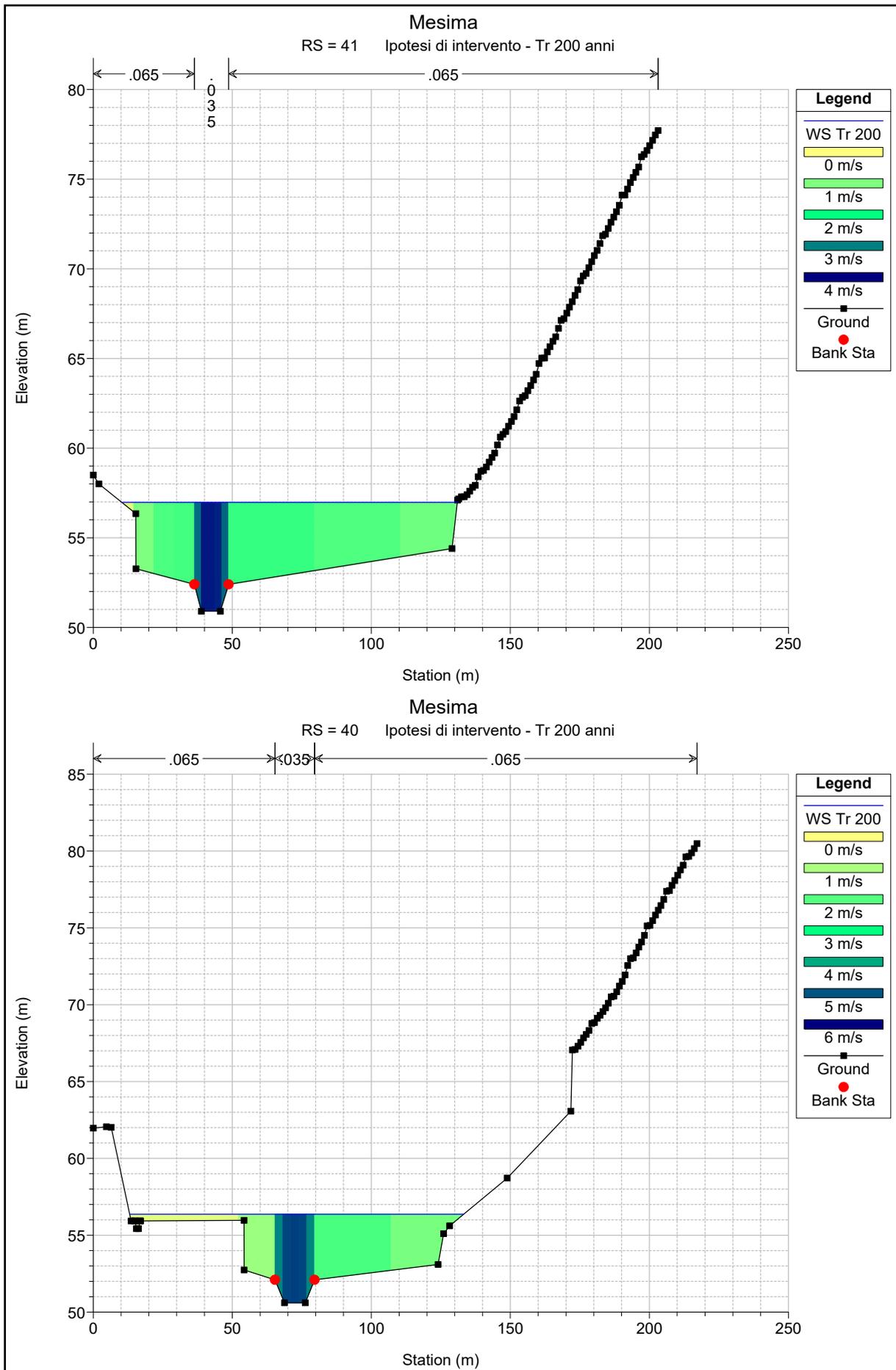


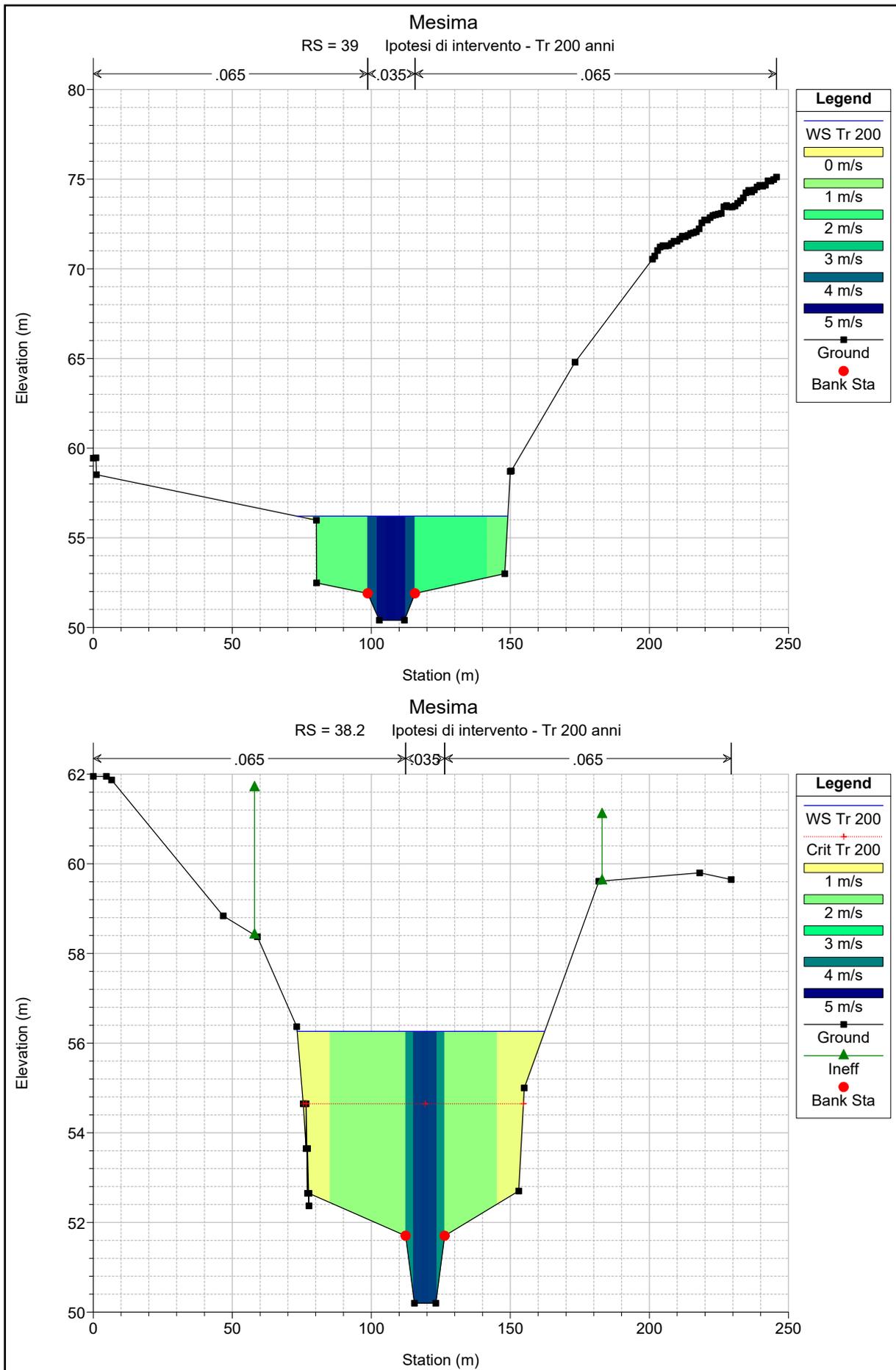


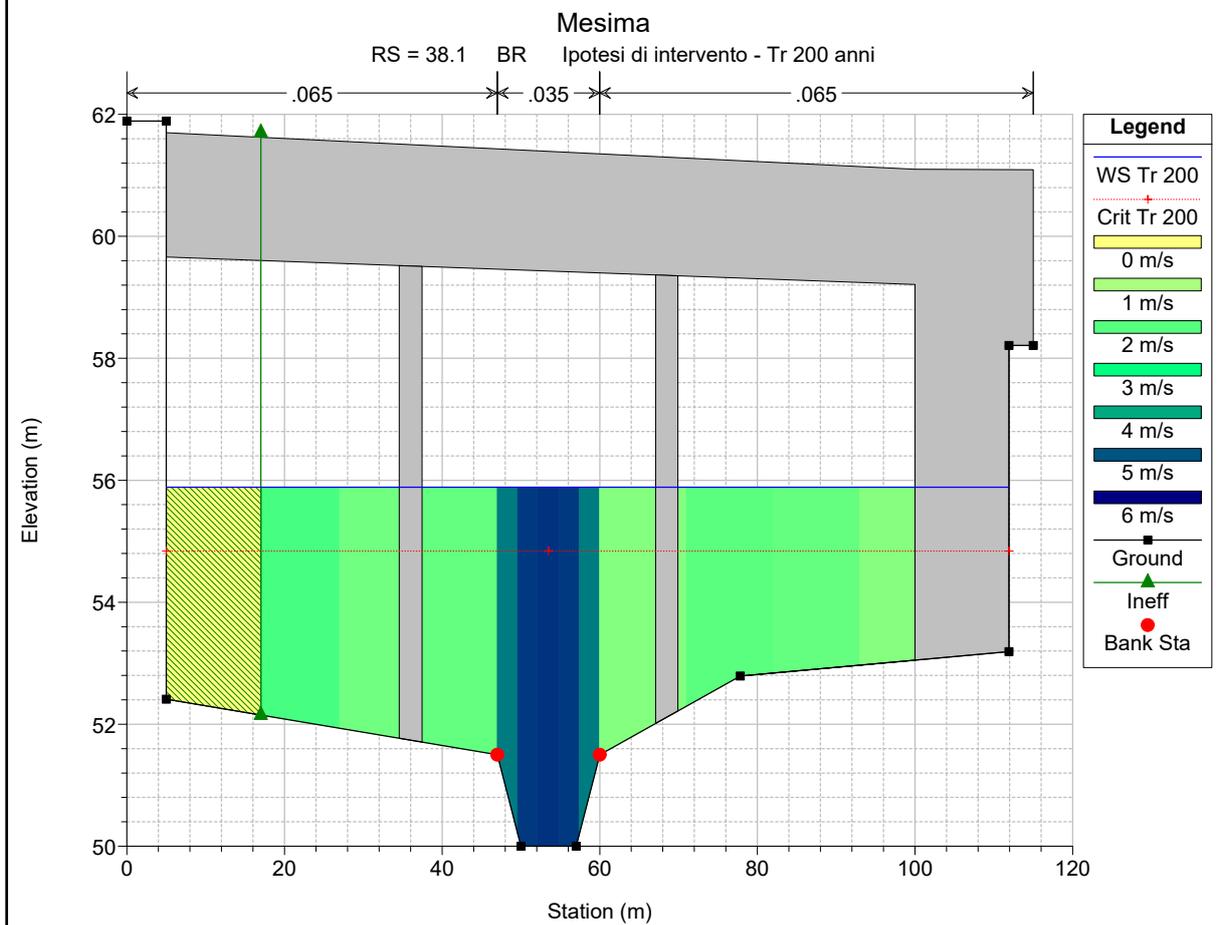
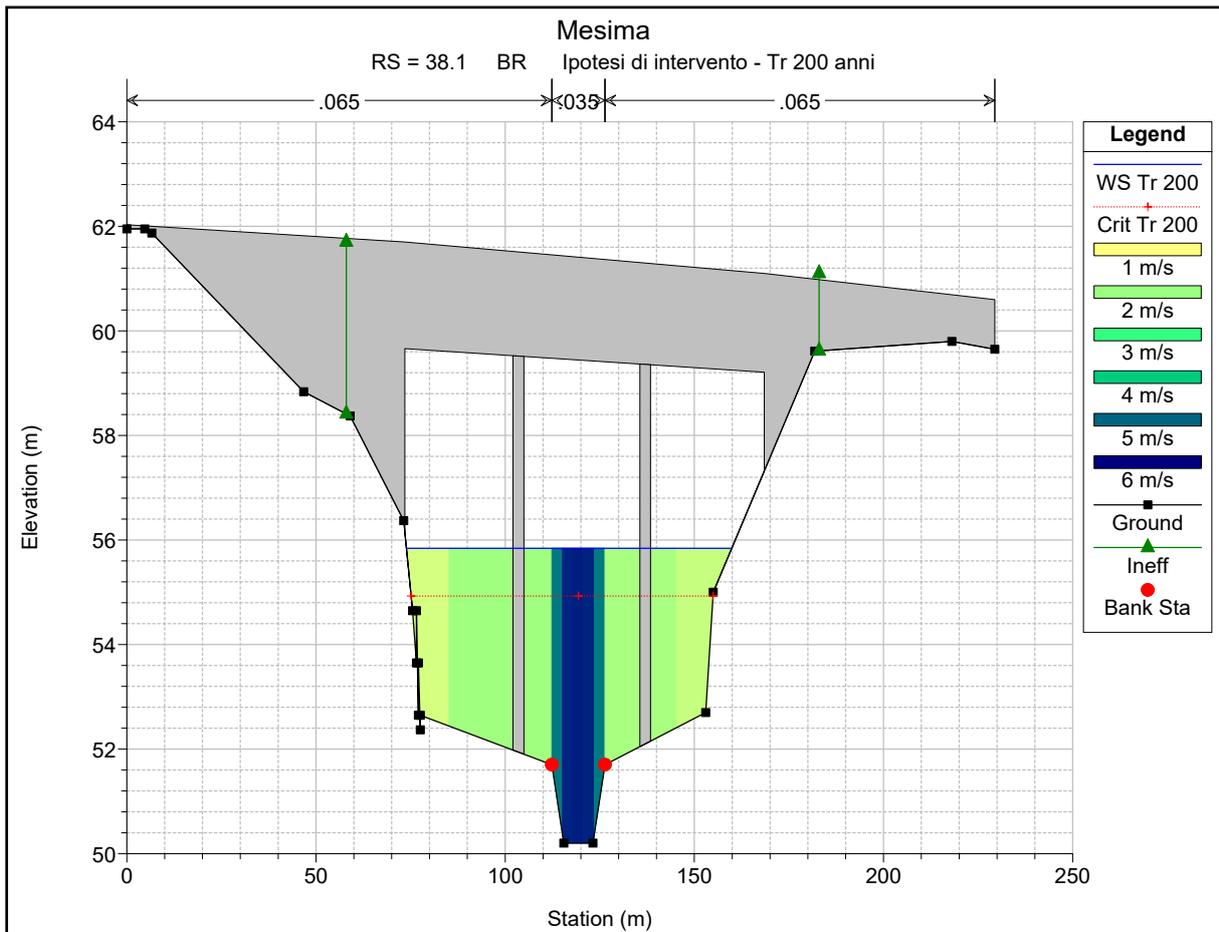


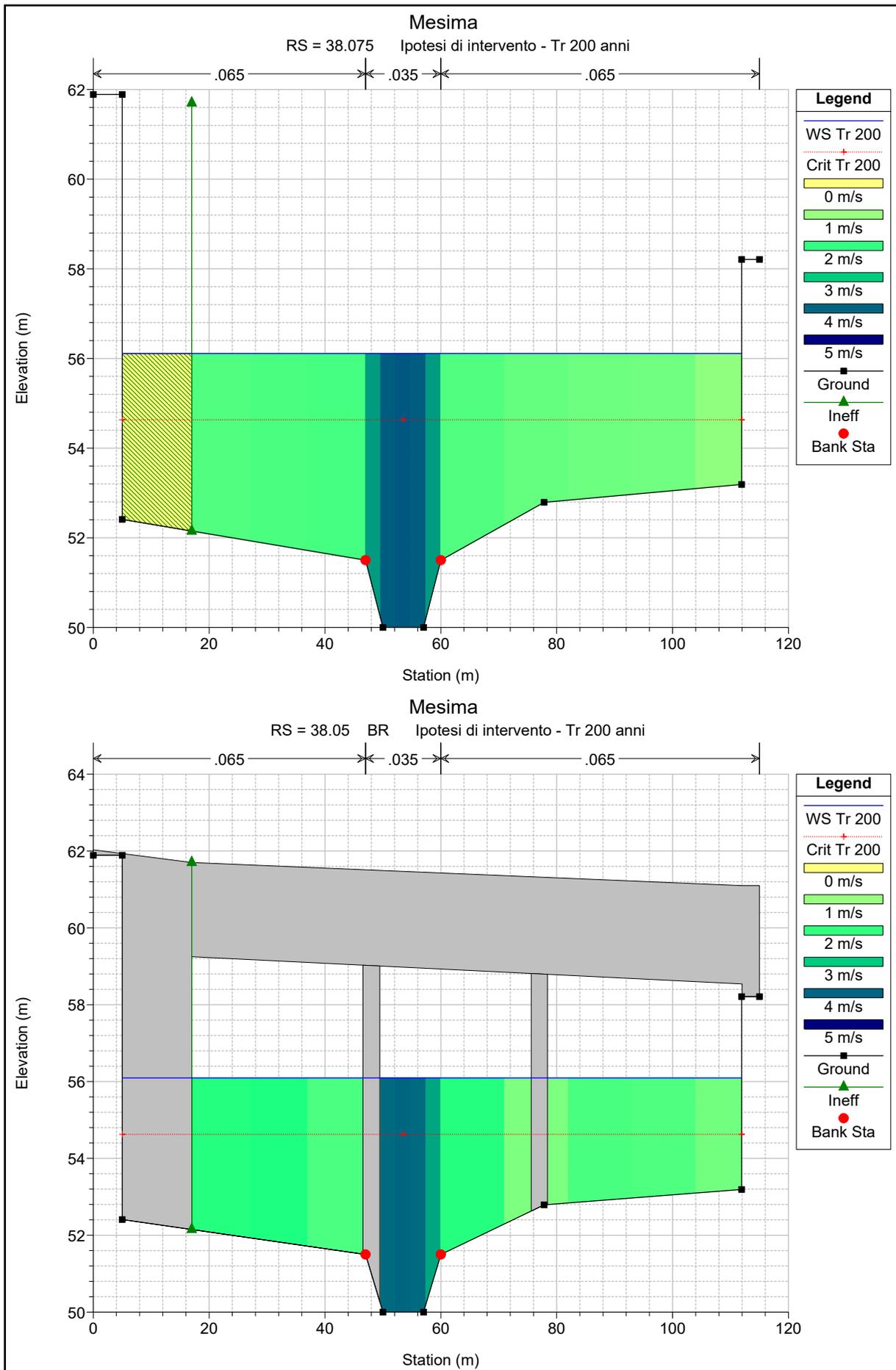


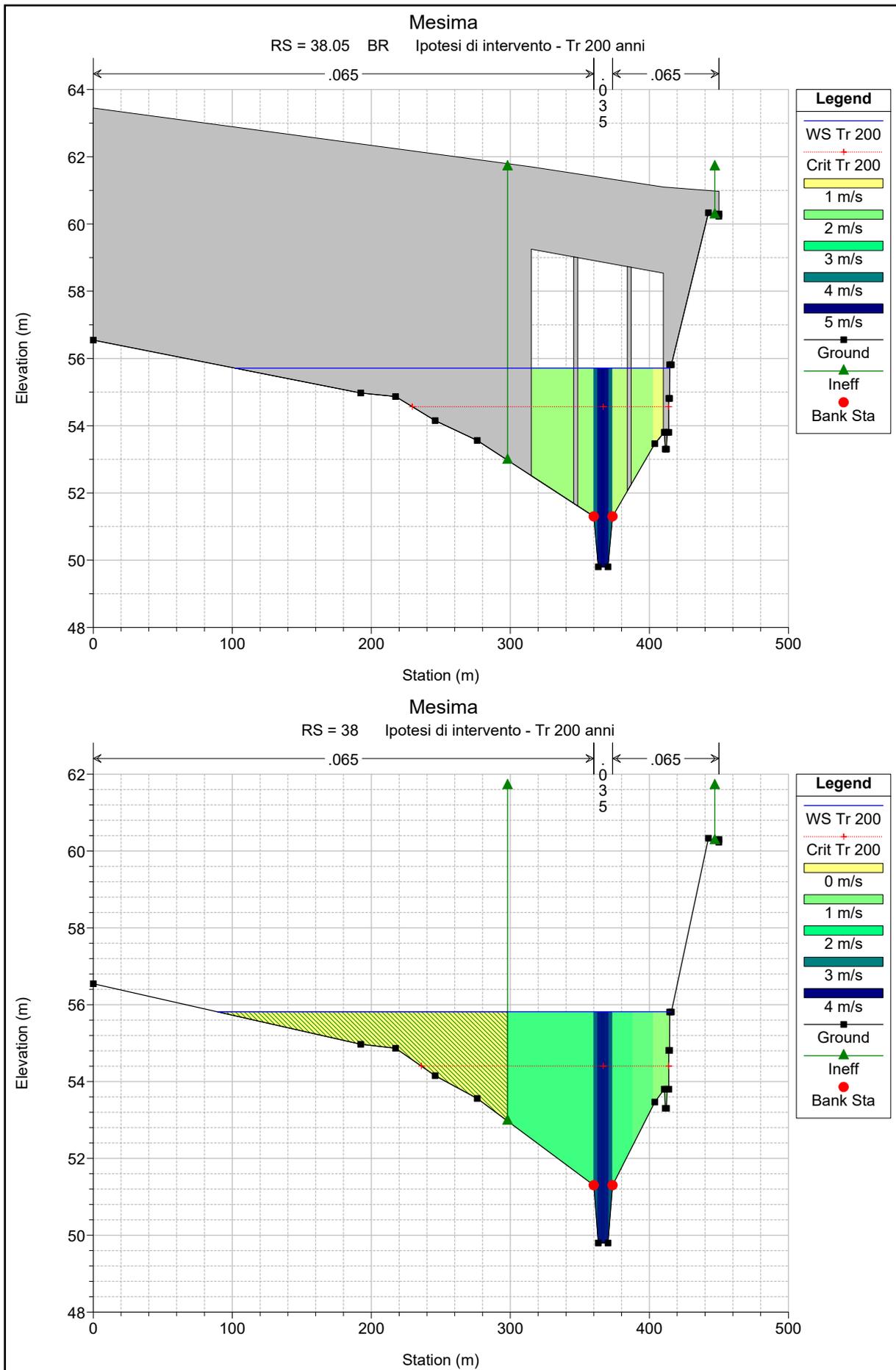


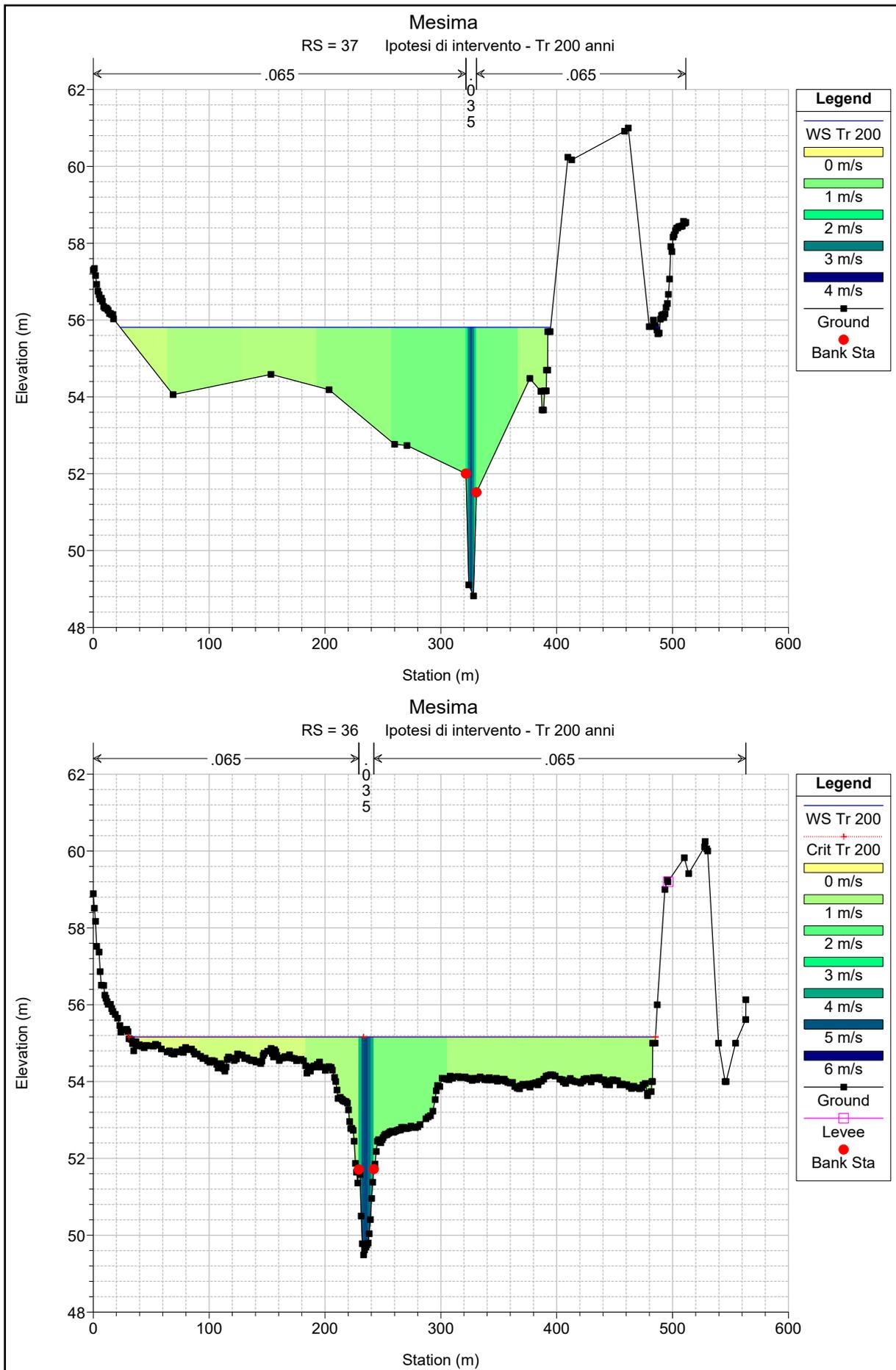


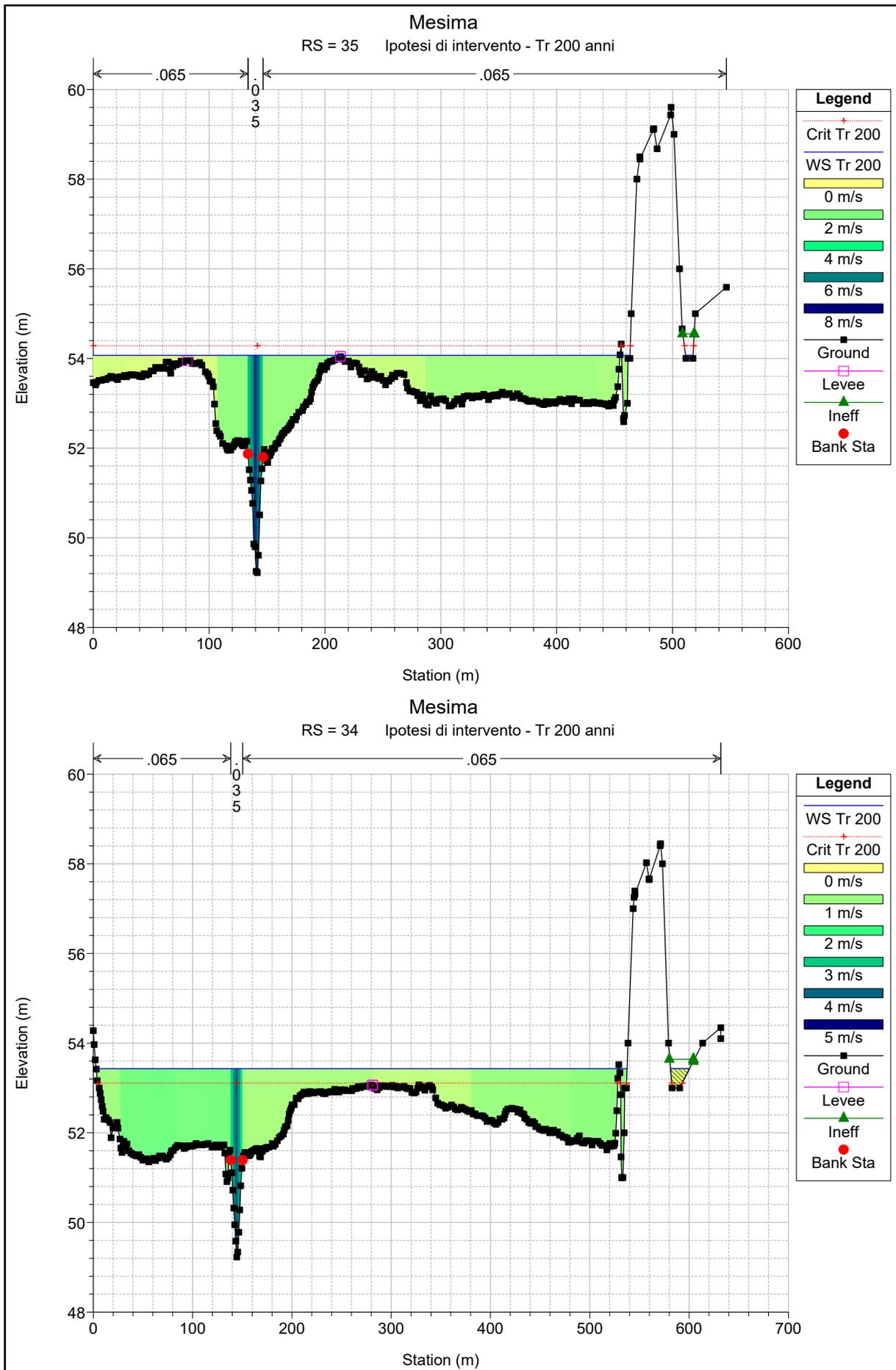


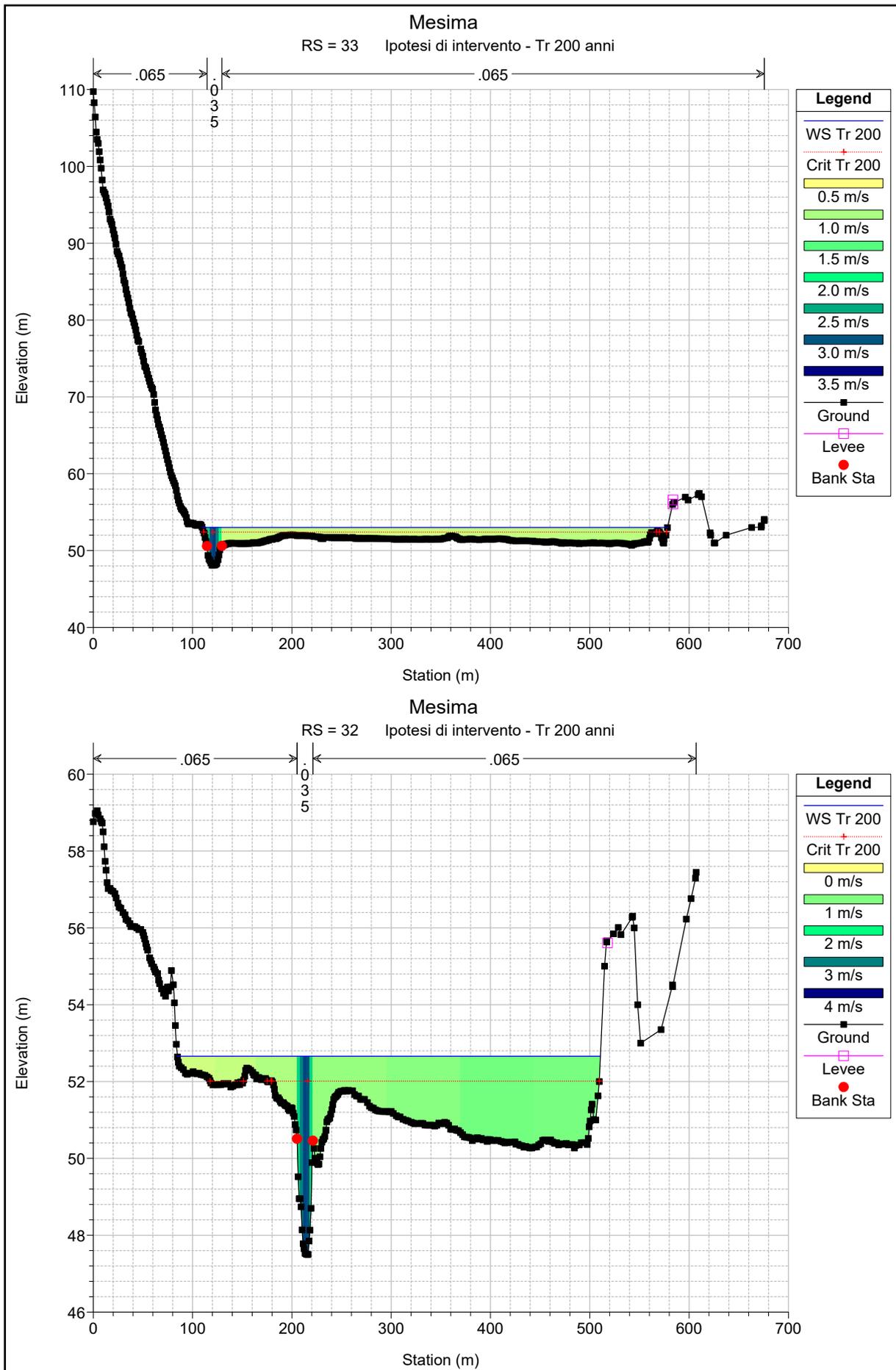










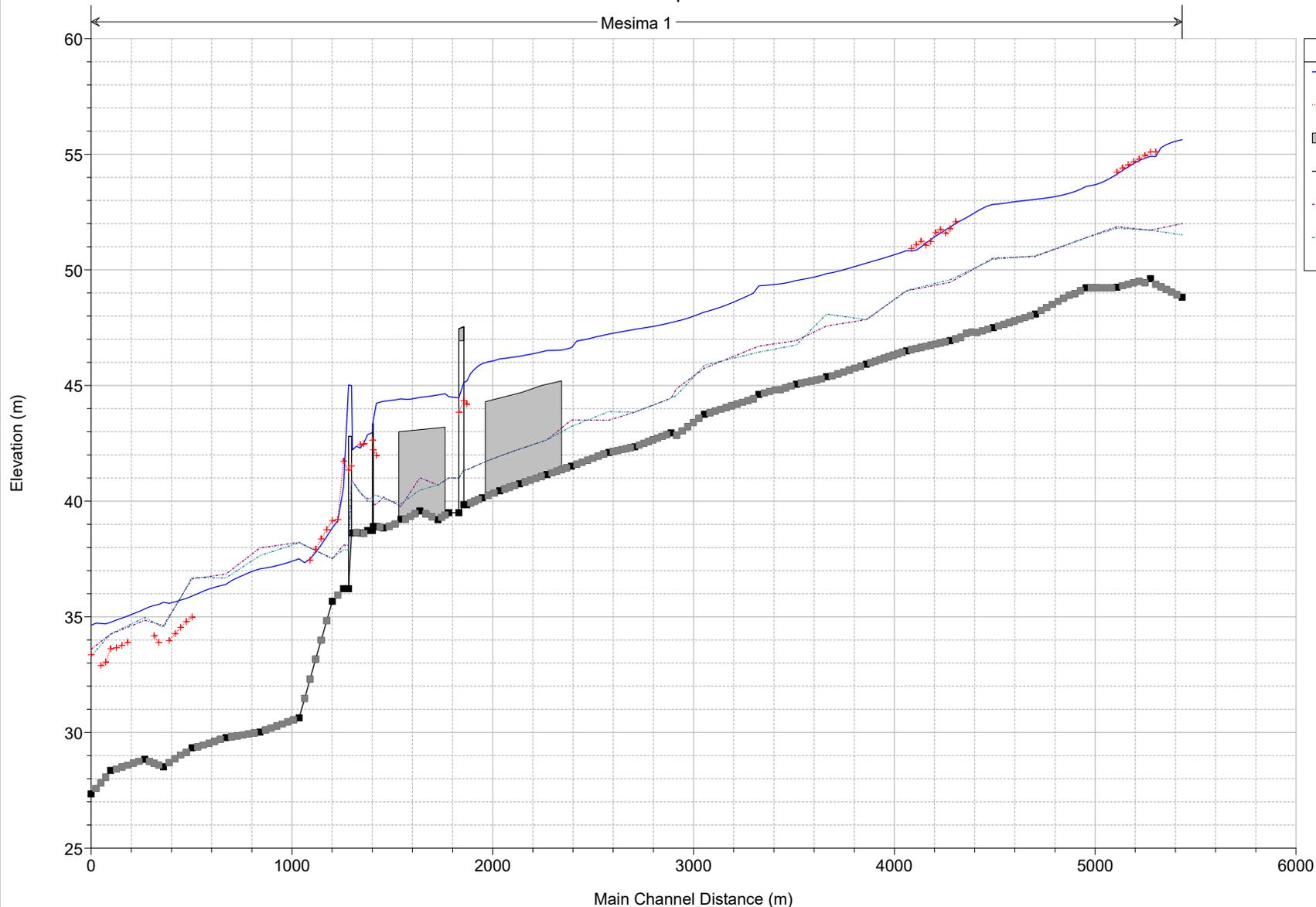


HEC-RAS Plan: Plan 13 River: Mesima Reach: 1 Profile: Tr 200

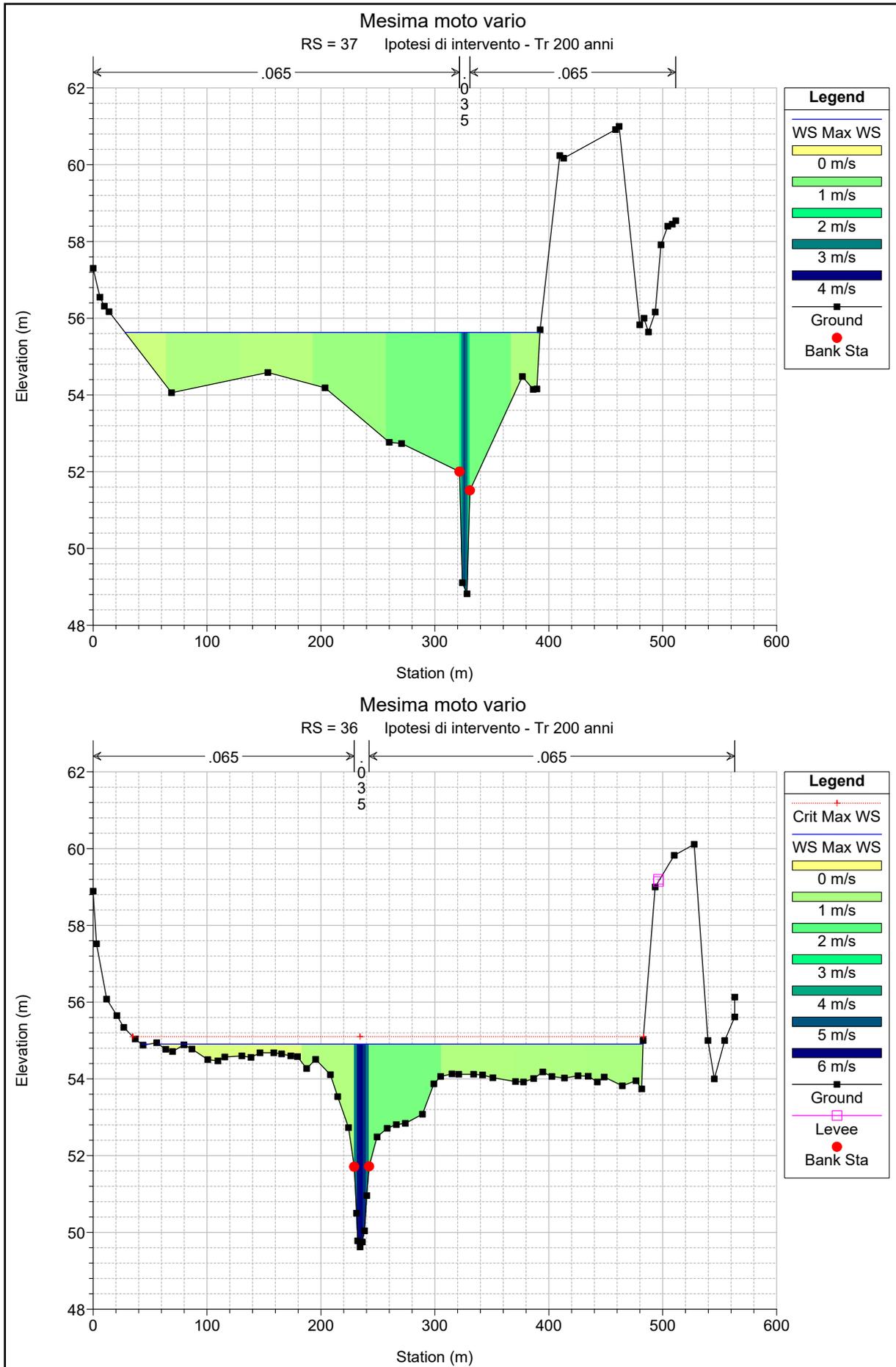
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	89	Tr 200	780.00	71.55	76.16	75.30	76.69	0.005474	4.88	298.10	111.46	0.80
1	88	Tr 200	780.00	71.30	75.86	75.03	76.14	0.003174	3.84	435.47	182.82	0.62
1	87	Tr 200	780.00	71.18	75.72	74.36	75.86	0.002060	2.89	529.71	191.82	0.48
1	86	Tr 200	780.00	71.15	75.41	74.70	75.74	0.004174	4.16	384.86	191.04	0.70
1	85.1	Bridge										
1	85	Tr 200	780.00	70.95	74.84	74.57	75.31	0.008998	5.08	317.22	249.39	0.96
1	84	Tr 200	780.00	70.70	74.83	73.43	74.93	0.001705	2.72	694.15	257.70	0.45
1	83	Tr 200	780.00	70.50	74.60	73.22	74.77	0.002345	3.25	535.27	184.46	0.54
1	82	Tr 200	780.00	70.25	74.52		74.65	0.001562	2.67	570.20	185.27	0.43
1	81	Tr 200	780.00	69.85	74.42		74.52	0.001162	2.42	652.10	210.61	0.38
1	80	Tr 200	780.00	69.60	74.28		74.46	0.001834	3.09	485.87	144.32	0.48
1	79	Tr 200	780.00	69.35	74.22		74.36	0.001473	2.85	552.39	167.22	0.43
1	78	Tr 200	780.00	69.10	73.75		74.19	0.004104	4.60	336.50	113.25	0.71
1	77	Tr 200	780.00	68.85	73.44		73.96	0.004957	5.01	329.28	126.48	0.78
1	76	Tr 200	780.00	68.40	73.27		73.53	0.002564	3.69	442.31	158.40	0.56
1	75	Tr 200	780.00	67.90	73.18		73.32	0.001279	2.83	603.39	198.25	0.41
1	74	Tr 200	780.00	66.95	72.97		73.18	0.001321	3.10	520.74	162.12	0.42
1	73	Tr 200	780.00	66.90	72.77		73.04	0.001717	3.47	488.06	166.48	0.48
1	72	Tr 200	780.00	66.50	72.57	70.99	72.90	0.001776	3.62	414.59	111.71	0.49
1	71.5	Bridge										
1	71	Tr 200	780.00	66.10	71.60	70.68	72.04	0.002846	4.26	398.78	156.06	0.61
1	70.5	Bridge										
1	70	Tr 200	780.00	65.80	70.88	70.43	71.59	0.004839	5.23	337.94	169.25	0.78
1	69.5	Bridge										
1	69	Tr 200	780.00	65.40	70.81	69.85	71.14	0.002334	3.81	436.50	156.85	0.55
1	68.5	Bridge										
1	68	Tr 200	780.00	65.00	70.26	69.39	70.57	0.002391	3.78	448.30	169.67	0.55
1	67.5	Bridge										
1	67	Tr 200	780.00	64.47	69.74	69.06	70.17	0.002559	3.89	407.71	176.20	0.57
1	66.5	Bridge										
1	66	Tr 200	780.00	62.72	69.12		69.67	0.002800	4.29	388.78	171.29	0.56
1	65	Tr 200	780.00	64.19	68.49		69.19	0.006892	5.76	285.59	117.92	0.93
1	64	Tr 200	780.00	64.07	68.18		68.42	0.004148	3.86	396.28	151.18	0.66
1	63	Tr 200	780.00	63.70	67.68		67.92	0.003518	3.82	421.69	167.35	0.65
1	62	Tr 200	780.00	63.10	67.26		67.48	0.003688	3.73	449.50	200.40	0.65
1	61	Tr 200	780.00	62.68	66.99		67.18	0.002892	3.55	518.46	250.27	0.59
1	60	Tr 200	780.00	62.25	66.33		66.67	0.004084	4.22	364.77	131.33	0.70
1	59	Tr 200	780.00	62.17	66.17		66.31	0.002127	3.03	530.11	192.73	0.51
1	58	Tr 200	780.00	61.73	66.03		66.15	0.001799	2.89	593.26	207.71	0.47
1	57	Tr 200	780.00	61.41	65.82		65.99	0.002215	3.18	547.38	212.76	0.52
1	56	Tr 200	780.00	60.35	65.73		65.86	0.000993	2.60	721.72	250.98	0.37
1	55	Tr 200	780.00	59.95	65.62	63.81	65.78	0.001279	3.01	672.14	232.98	0.42
1	54.5	Tr 200	780.00	59.65	65.61	62.97	65.72	0.000833	2.52	756.99	221.54	0.34
1	54.25	Bridge										
1	54	Tr 200	780.00	59.72	64.36		64.52	0.002193	3.32	543.04	163.60	0.52
1	53.5	Tr 200	780.00	59.10	64.35		64.46	0.001405	2.92	703.05	225.51	0.42
1	53	Tr 200	780.00	58.56	64.28		64.44	0.001067	2.82	665.96	188.63	0.39
1	52	Tr 200	780.00	58.10	64.23	61.81	64.36	0.000709	2.41	676.69	164.37	0.32
1	51	Tr 200	780.00	57.78	62.63	62.63	64.10	0.008322	6.46	188.81	61.57	1.00
1	50	Tr 200	780.00	55.35	61.18	61.50	63.07	0.007384	7.63	201.91	73.50	1.03
1	49	Tr 200	780.00	55.06	61.40	61.19	62.00	0.003258	4.92	400.27	201.86	0.65
1	48	Tr 200	780.00	54.59	61.35		61.67	0.002012	4.05	471.52	175.69	0.52
1	47	Tr 200	780.00	54.11	60.61		61.33	0.003921	5.49	329.70	128.84	0.72
1	46	Tr 200	780.00	53.62	60.04	59.97	60.69	0.004631	5.48	366.94	185.13	0.75
1	45	Tr 200	780.00	53.31	59.54	59.31	60.06	0.004017	5.08	408.14	207.06	0.71
1	44	Tr 200	780.00	52.24	58.42	58.42	58.97	0.003814	5.08	463.08	303.68	0.70
1	43	Tr 200	780.00	52.13	57.47	57.22	57.92	0.003094	4.30	444.42	236.39	0.63
1	42	Tr 200	780.00	51.94	57.08		57.49	0.003777	4.65	388.04	157.06	0.70
1	41	Tr 200	780.00	50.90	56.97		57.25	0.001639	3.56	448.69	120.59	0.47
1	40	Tr 200	780.00	50.60	56.37		57.06	0.003333	4.94	314.59	120.13	0.68
1	39	Tr 200	780.00	50.40	56.21		56.89	0.002879	4.65	290.84	76.05	0.64
1	38.2	Tr 200	780.00	50.20	56.26	54.65	56.75	0.002332	4.28	347.10	89.03	0.57
1	38.1	Bridge										
1	38.075	Tr 200	780.00	50.00	56.11	54.63	56.48	0.001916	3.88	380.74	106.92	0.52
1	38.05	Bridge										
1	38	Tr 200	780.00	49.80	55.82	54.40	56.12	0.001686	3.61	431.53	326.44	0.48
1	37	Tr 200	780.00	48.82	55.81		55.92	0.001208	2.81	786.76	374.66	0.36
1	36	Tr 200	780.00	49.49	55.16	55.16	55.59	0.003586	4.60	540.98	454.61	0.67
1	35	Tr 200	780.00	49.22	54.07	54.28	54.77	0.009576	6.01	422.95	468.54	1.03
1	34	Tr 200	780.00	49.23	53.43	53.11	53.58	0.003495	3.45	656.41	553.01	0.62
1	33	Tr 200	780.00	48.07	53.01	52.42	53.12	0.001573	2.73	793.01	468.48	0.43
1	32	Tr 200	780.00	47.50	52.66	52.01	52.81	0.001824	2.98	691.86	426.00	0.46

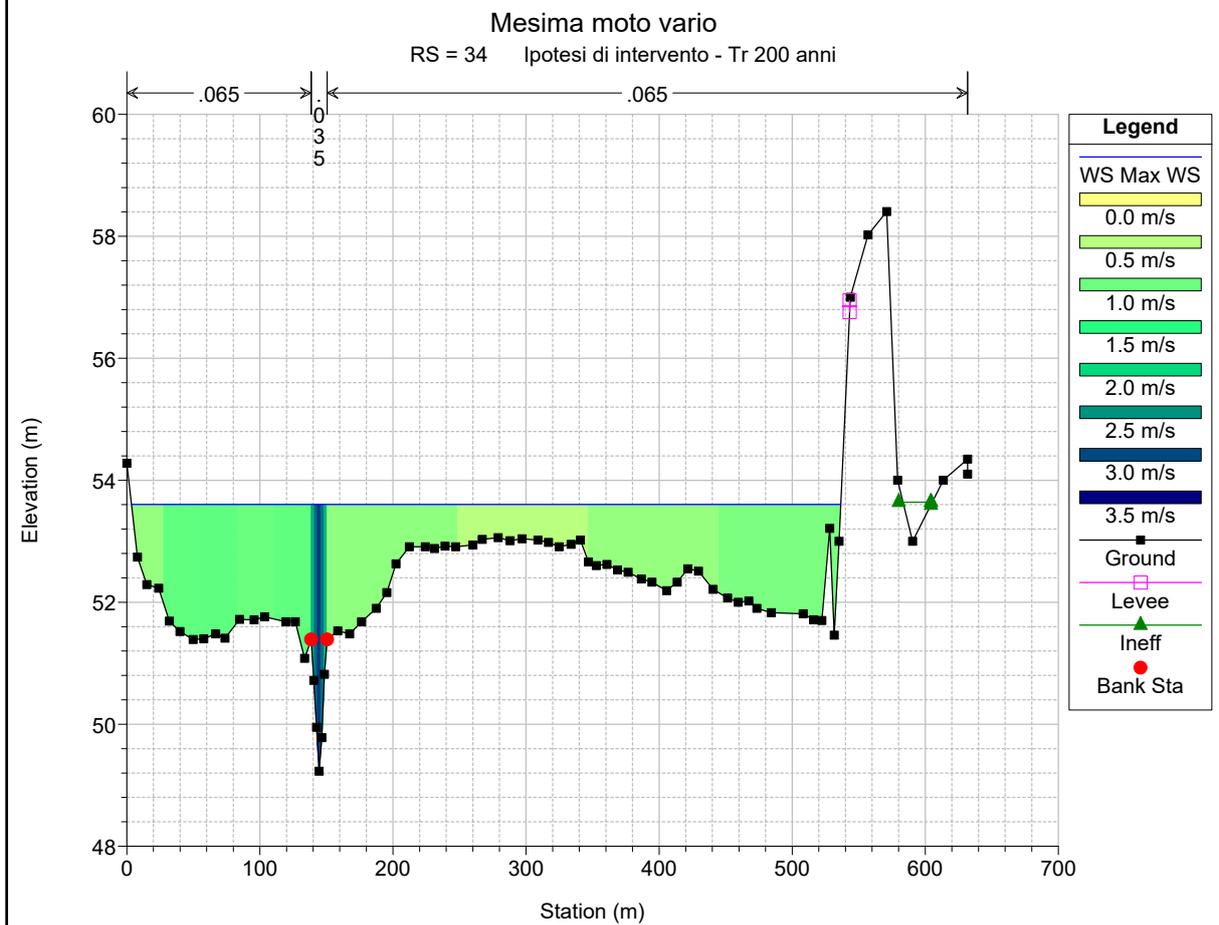
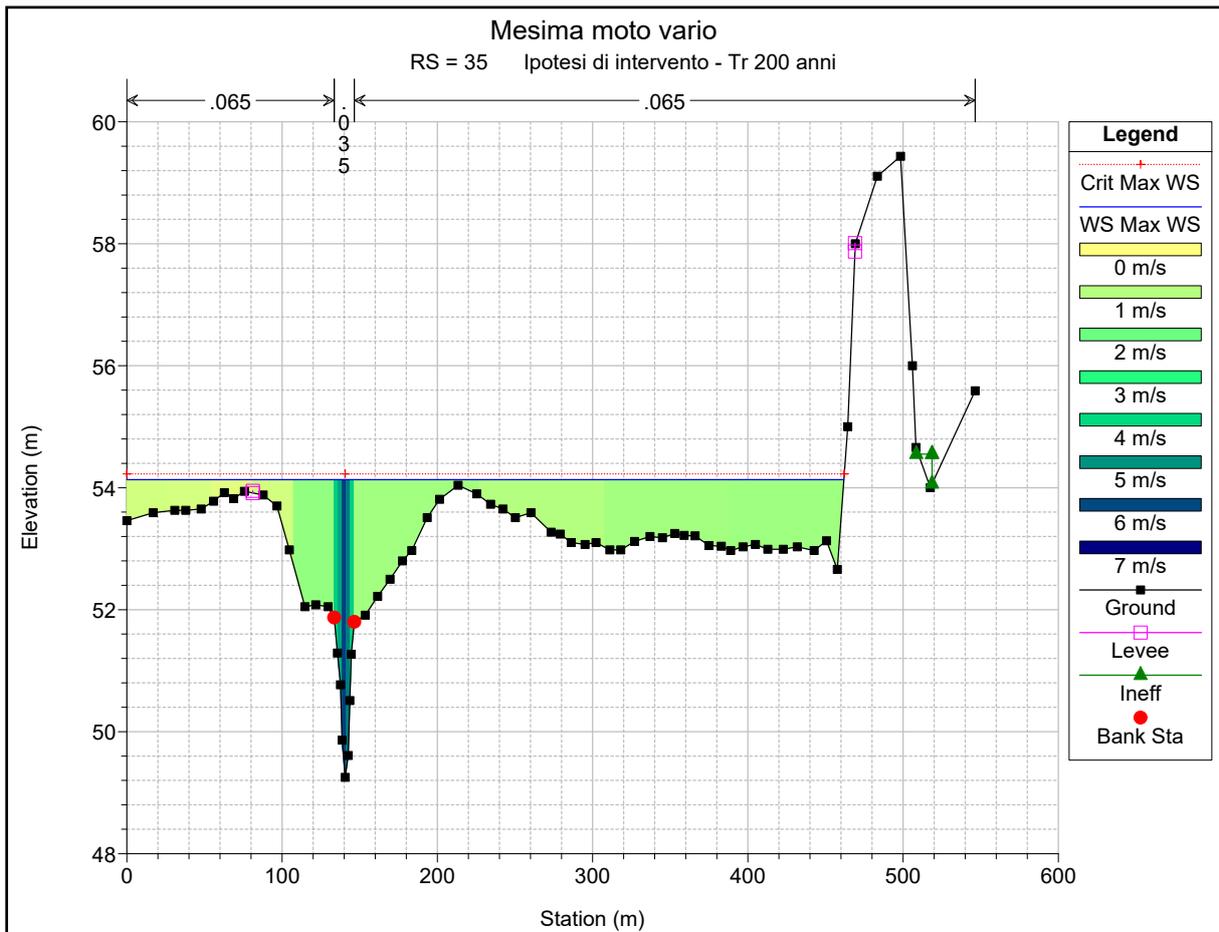
Mesima moto vario Ipotesi di intervento - Tr 200 anni

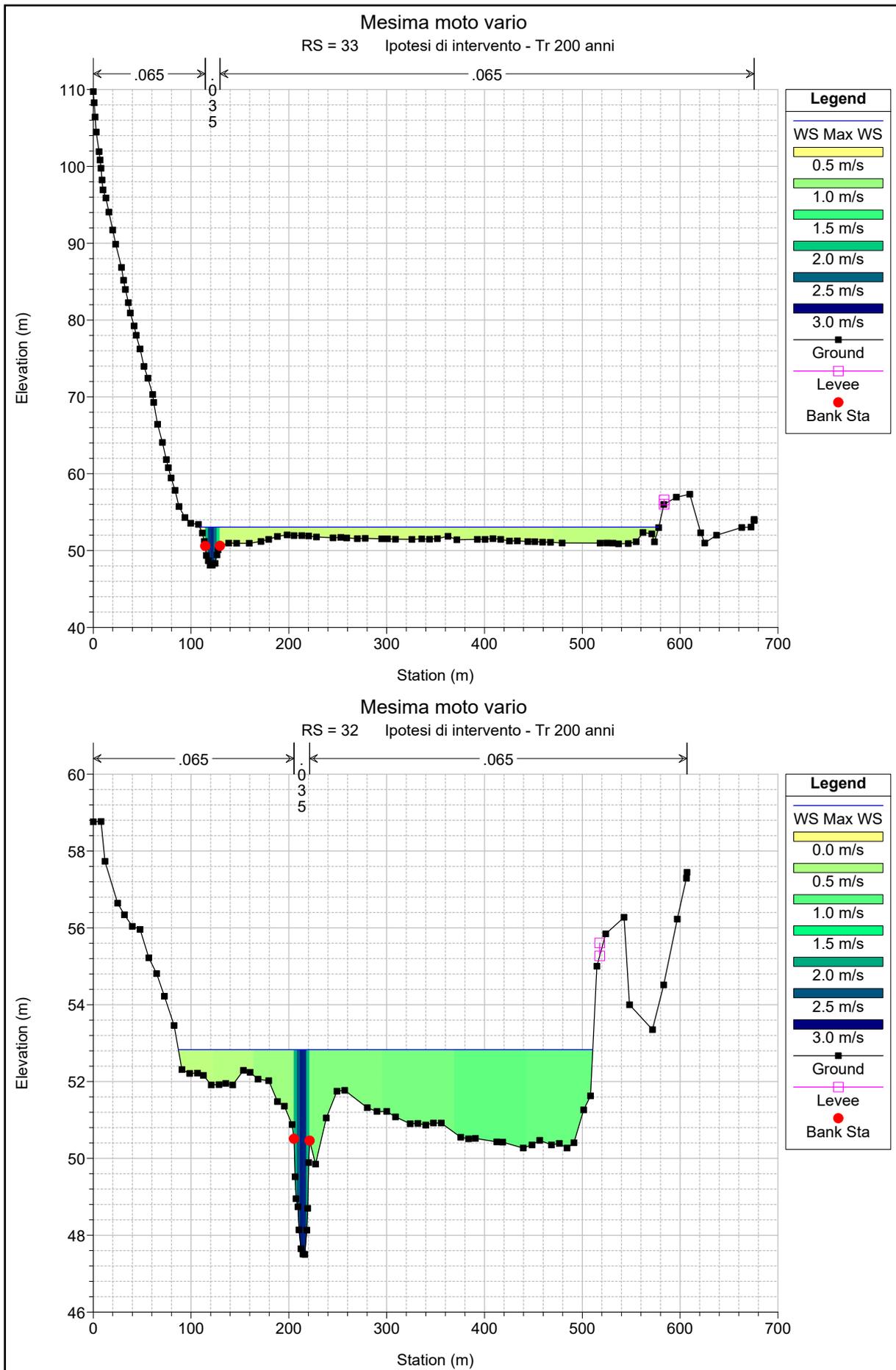
Mesima 1

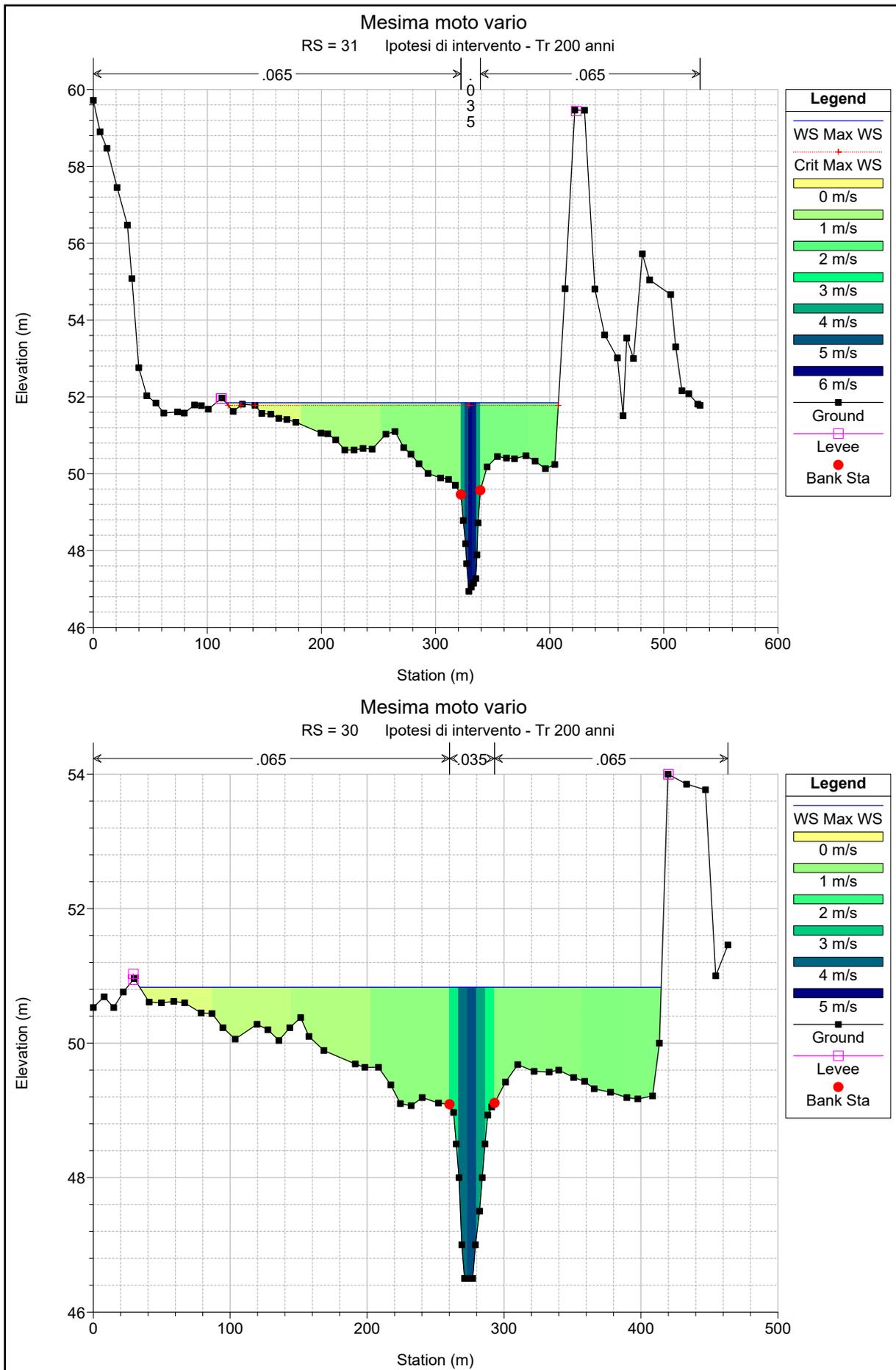


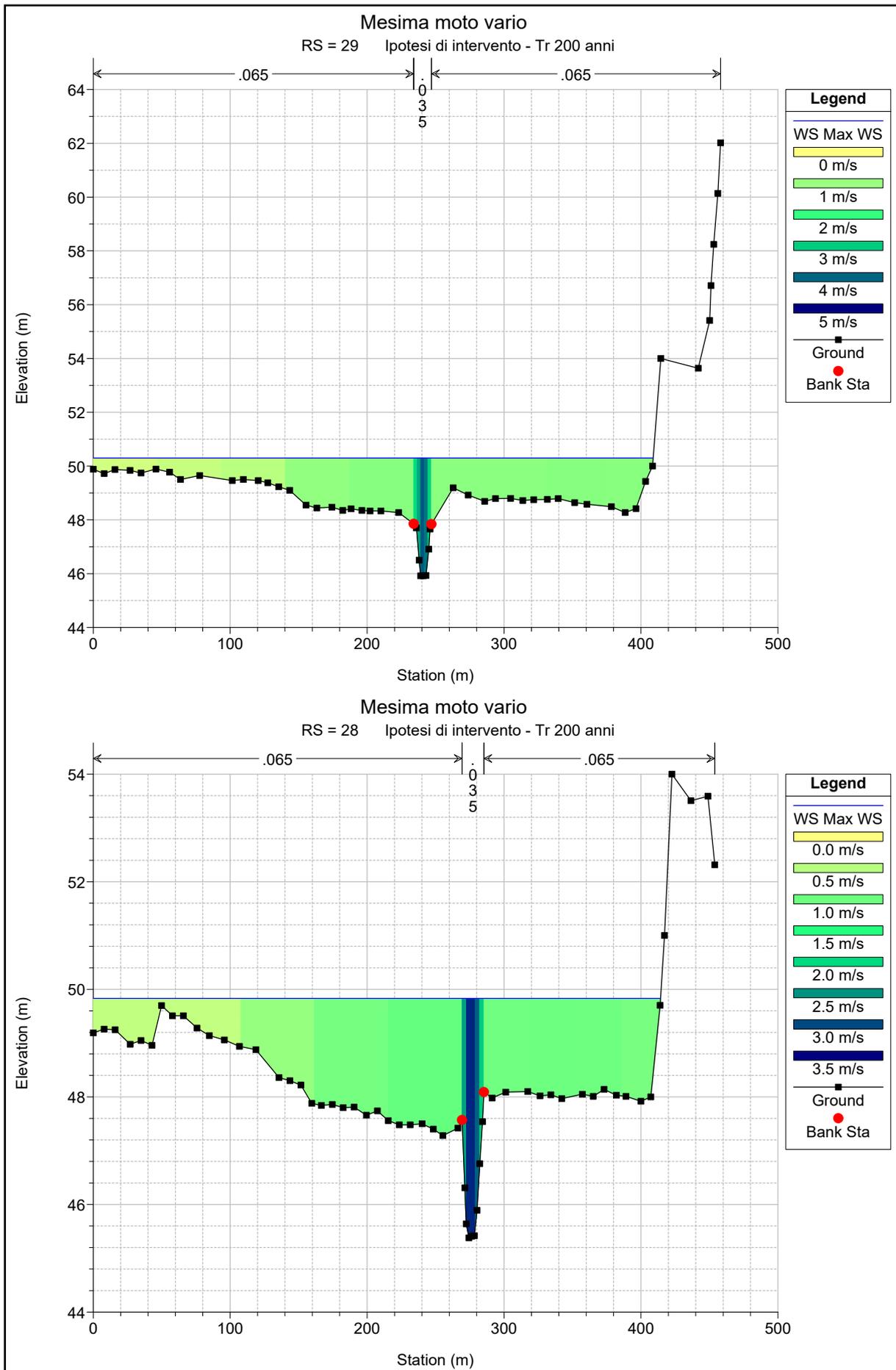
Legend	
WS Max WS	(Blue solid line)
Crit Max WS	(Red dashed line with crosses)
Lat Struct	(Gray shaded area)
Ground	(Black line with squares)
LOB	(Purple dashed line)
ROB	(Green dash-dot line)

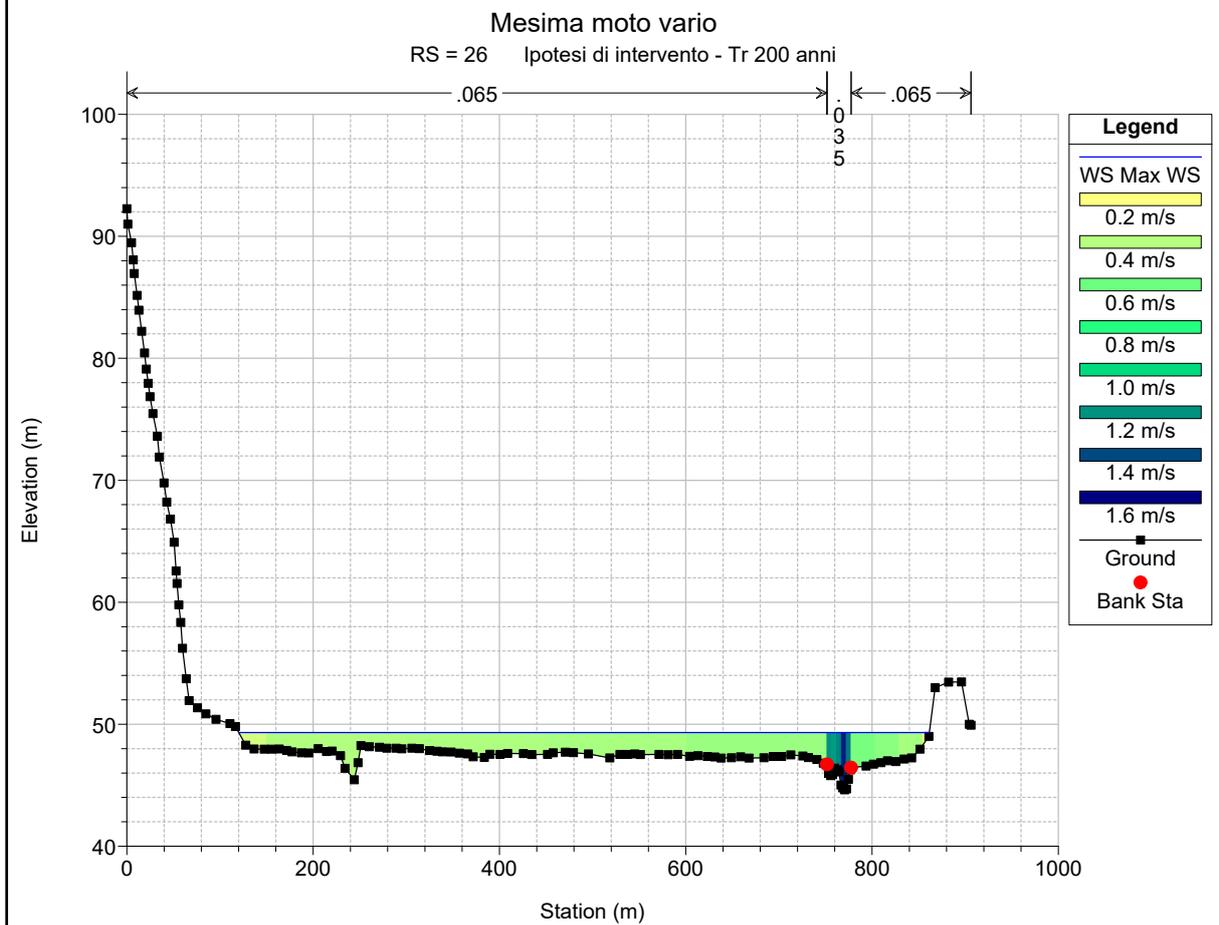
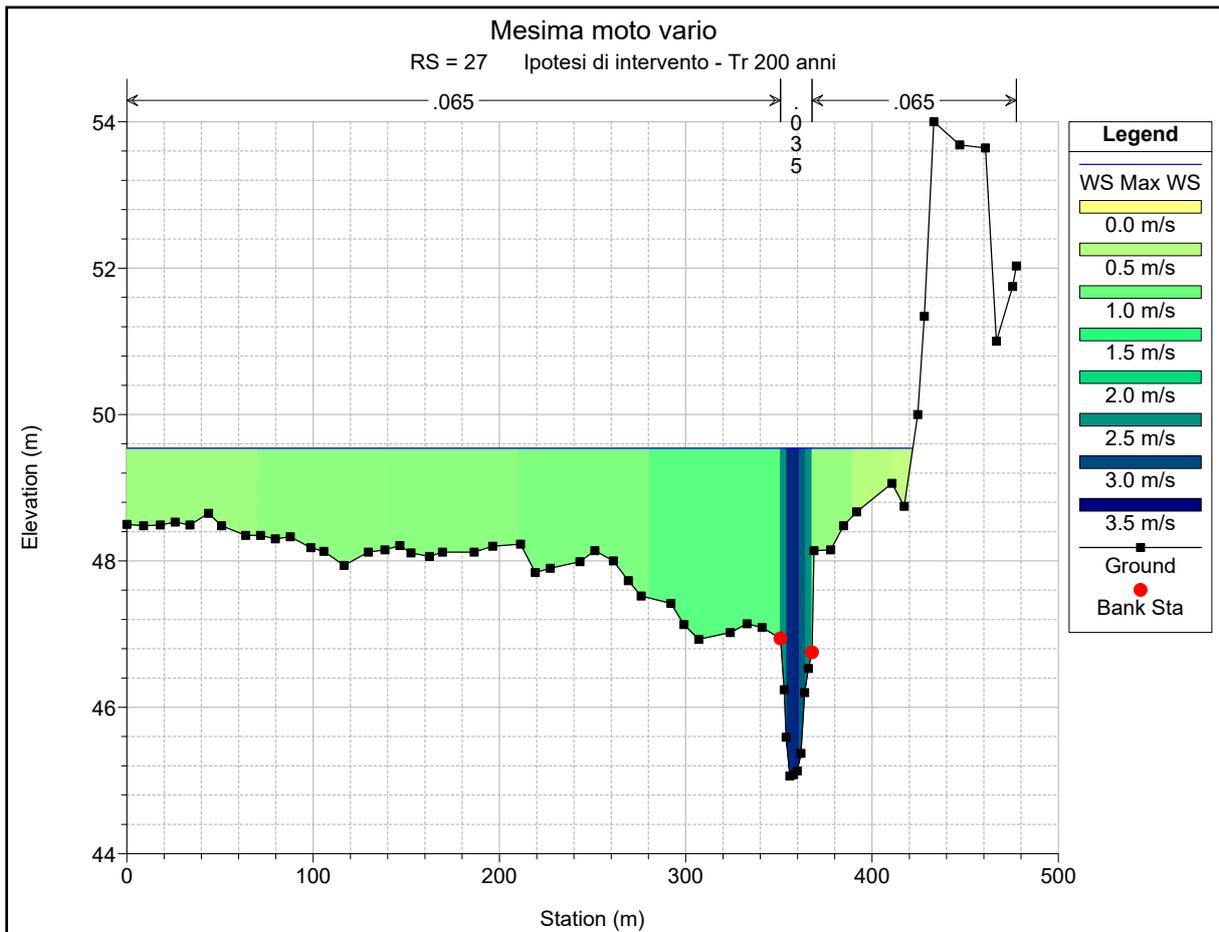


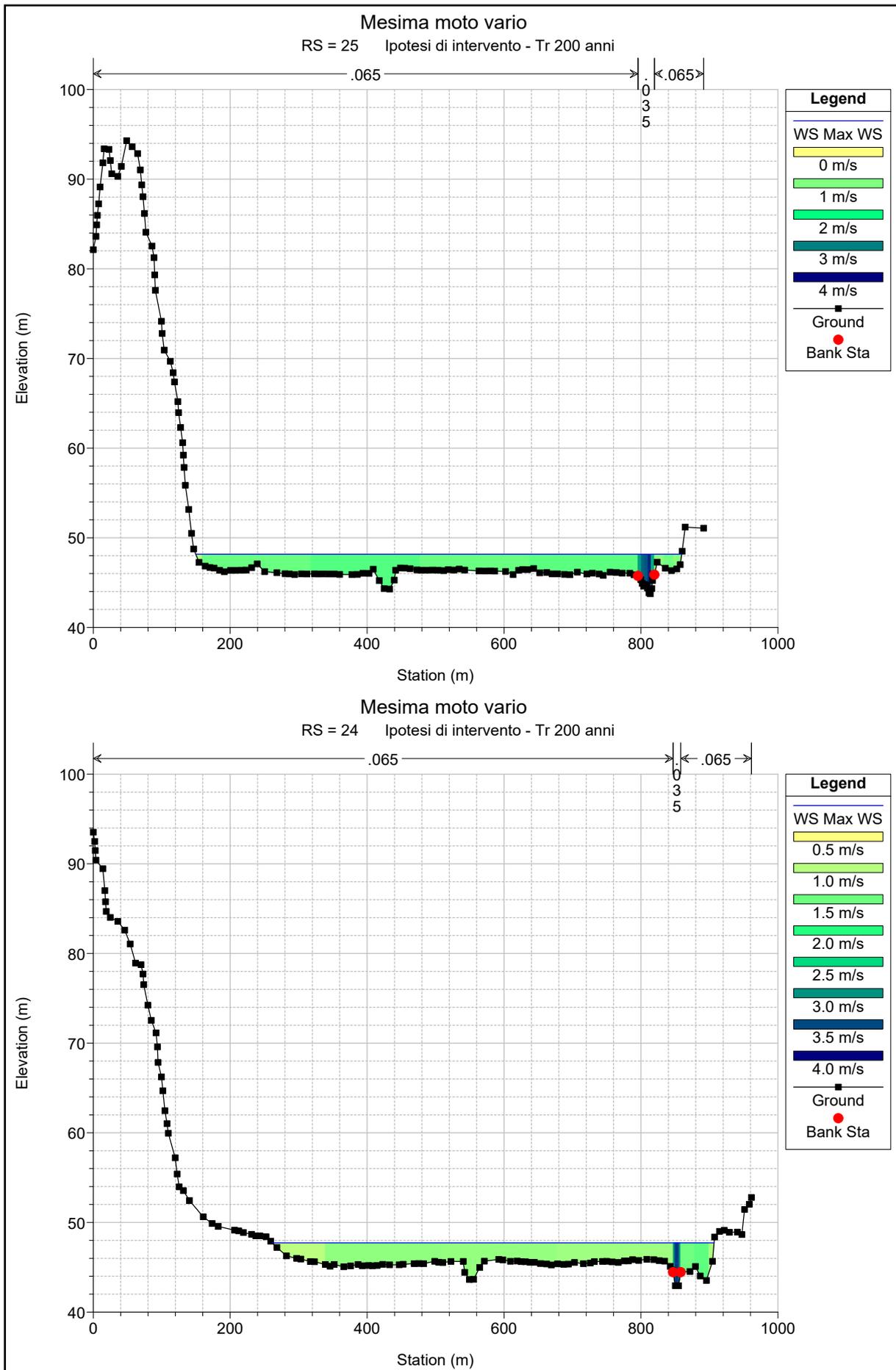


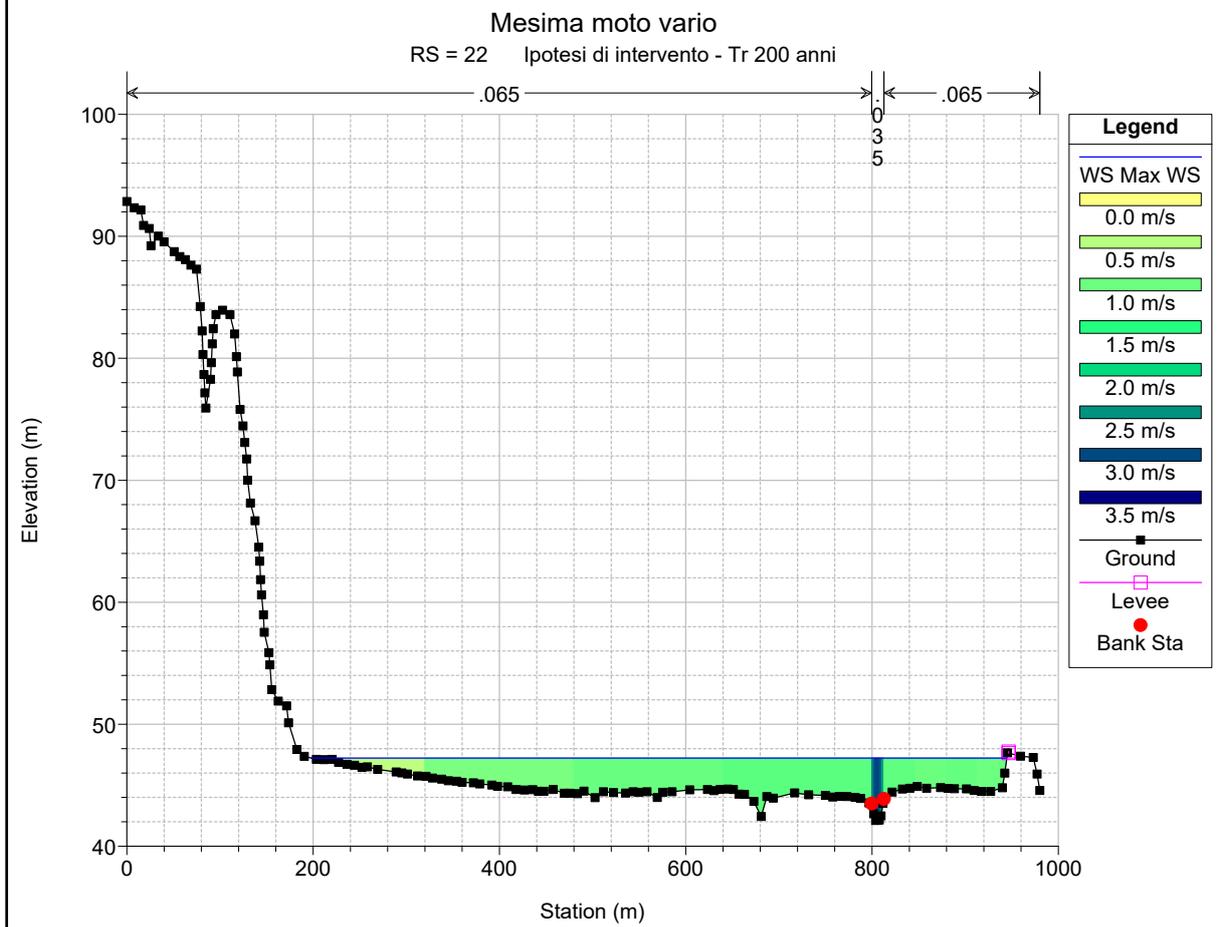
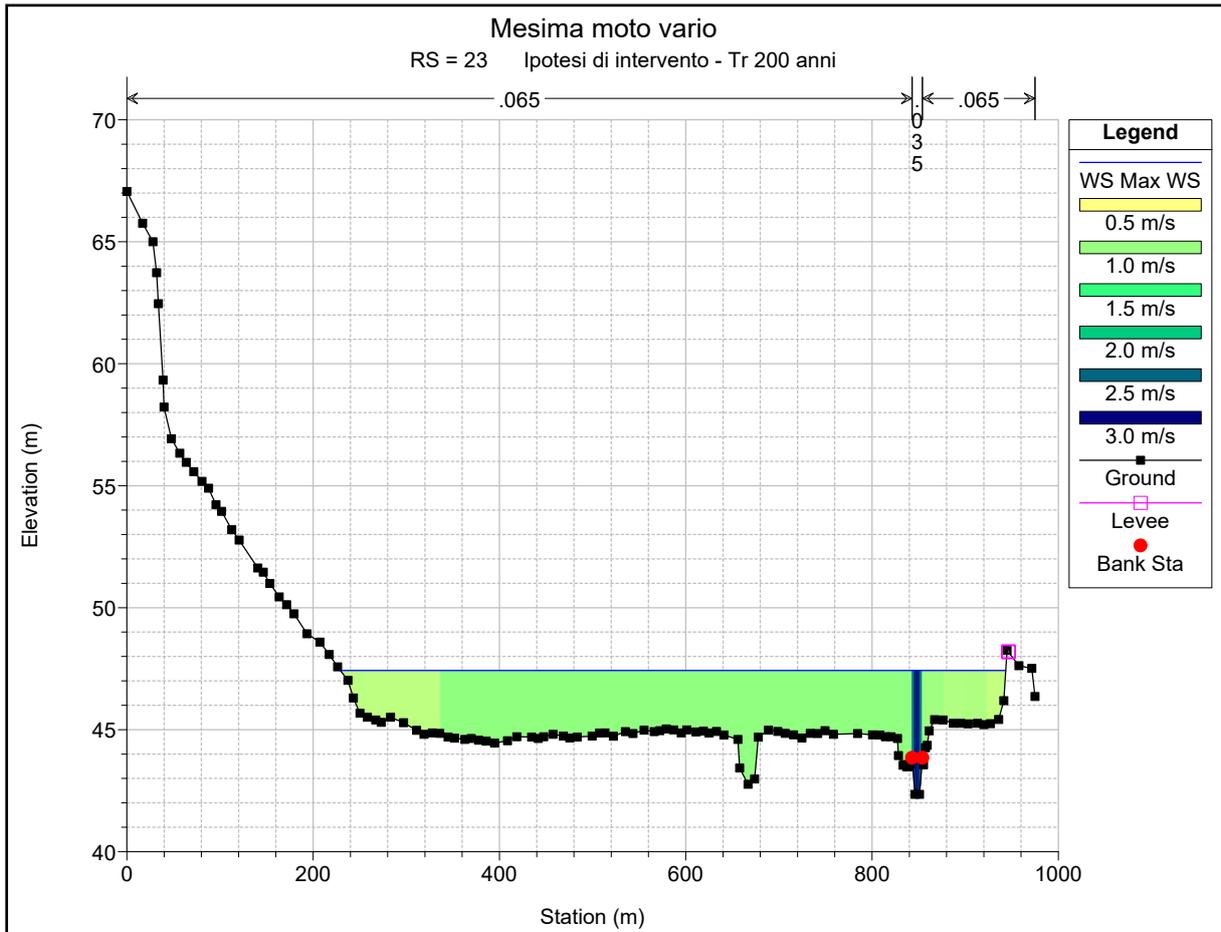


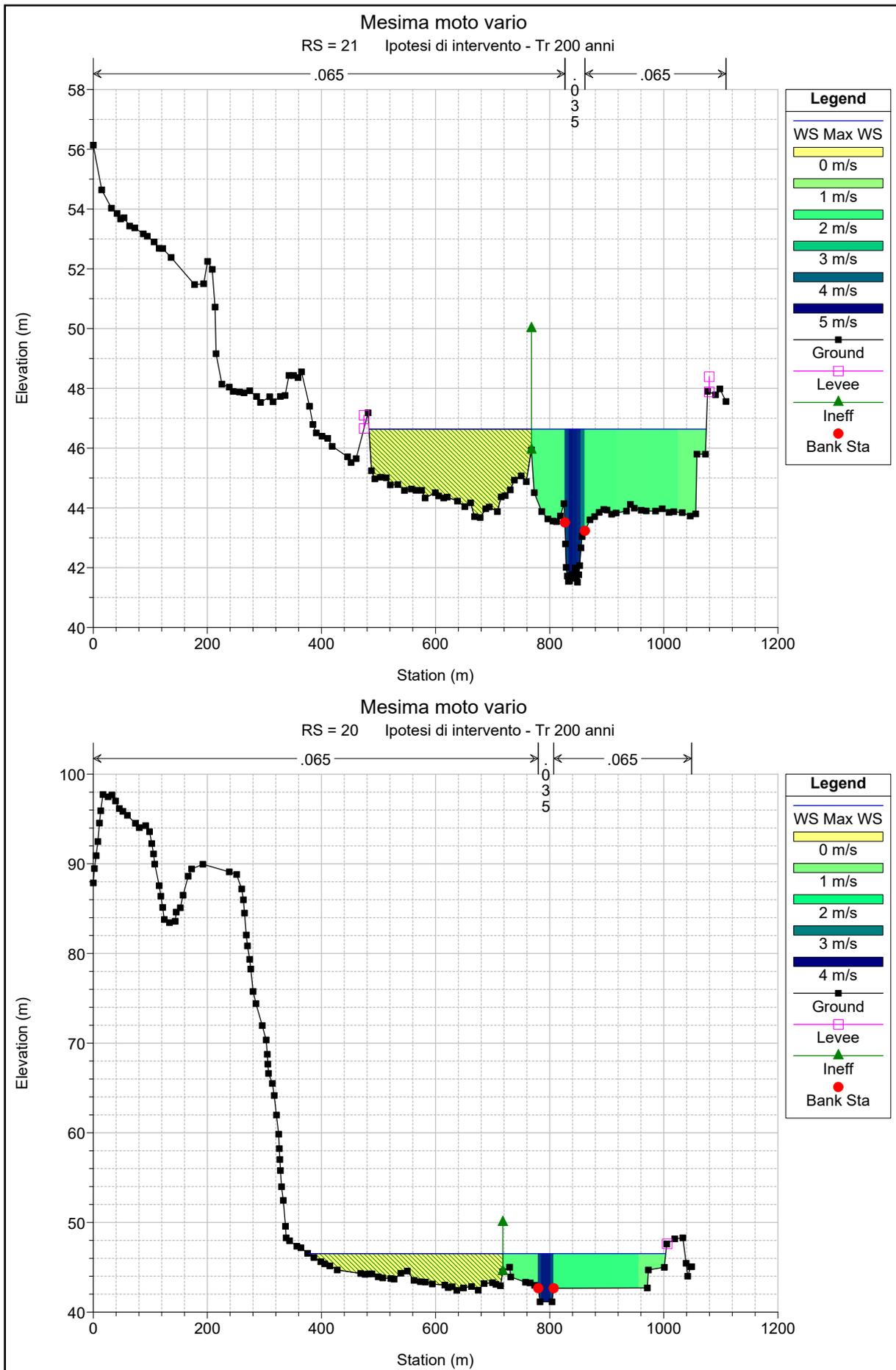


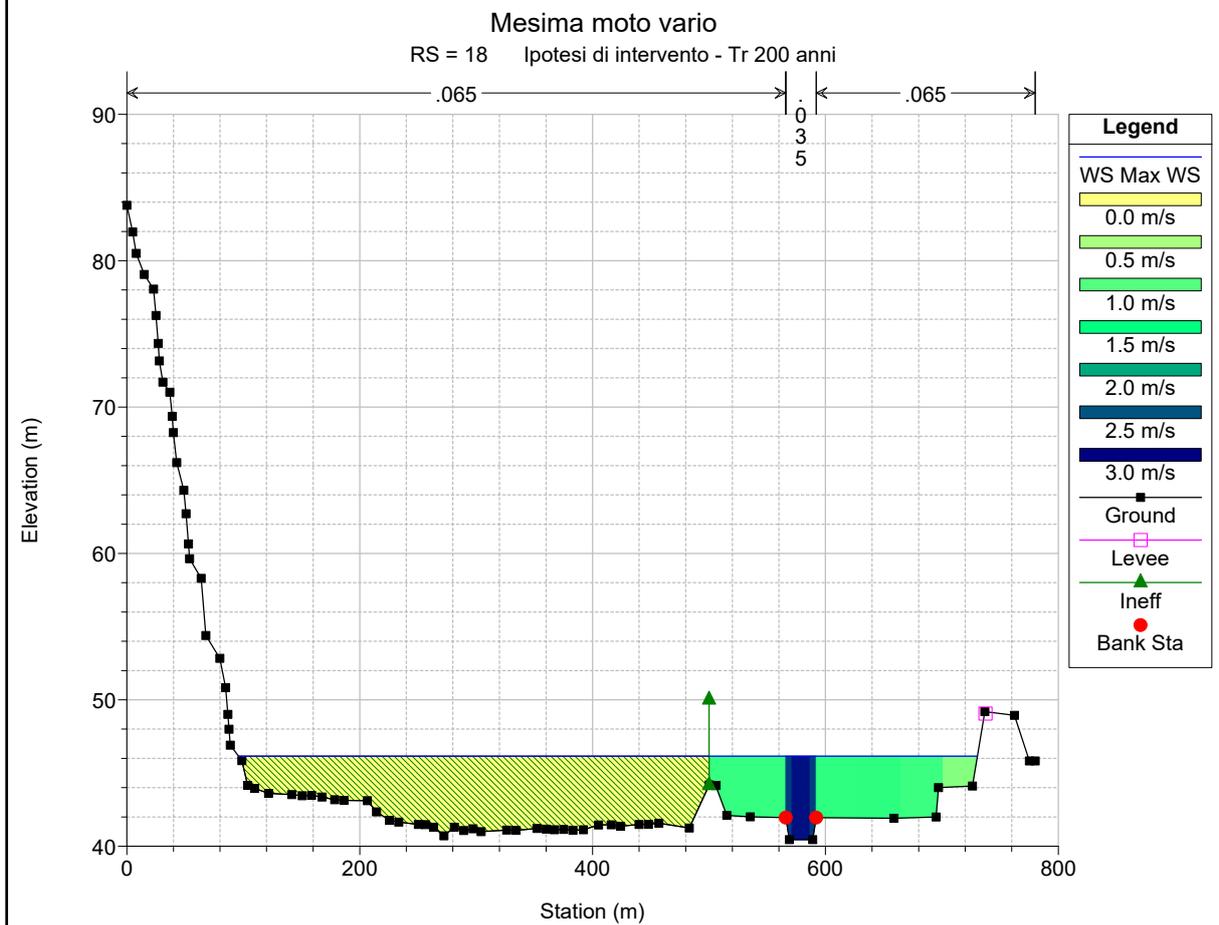
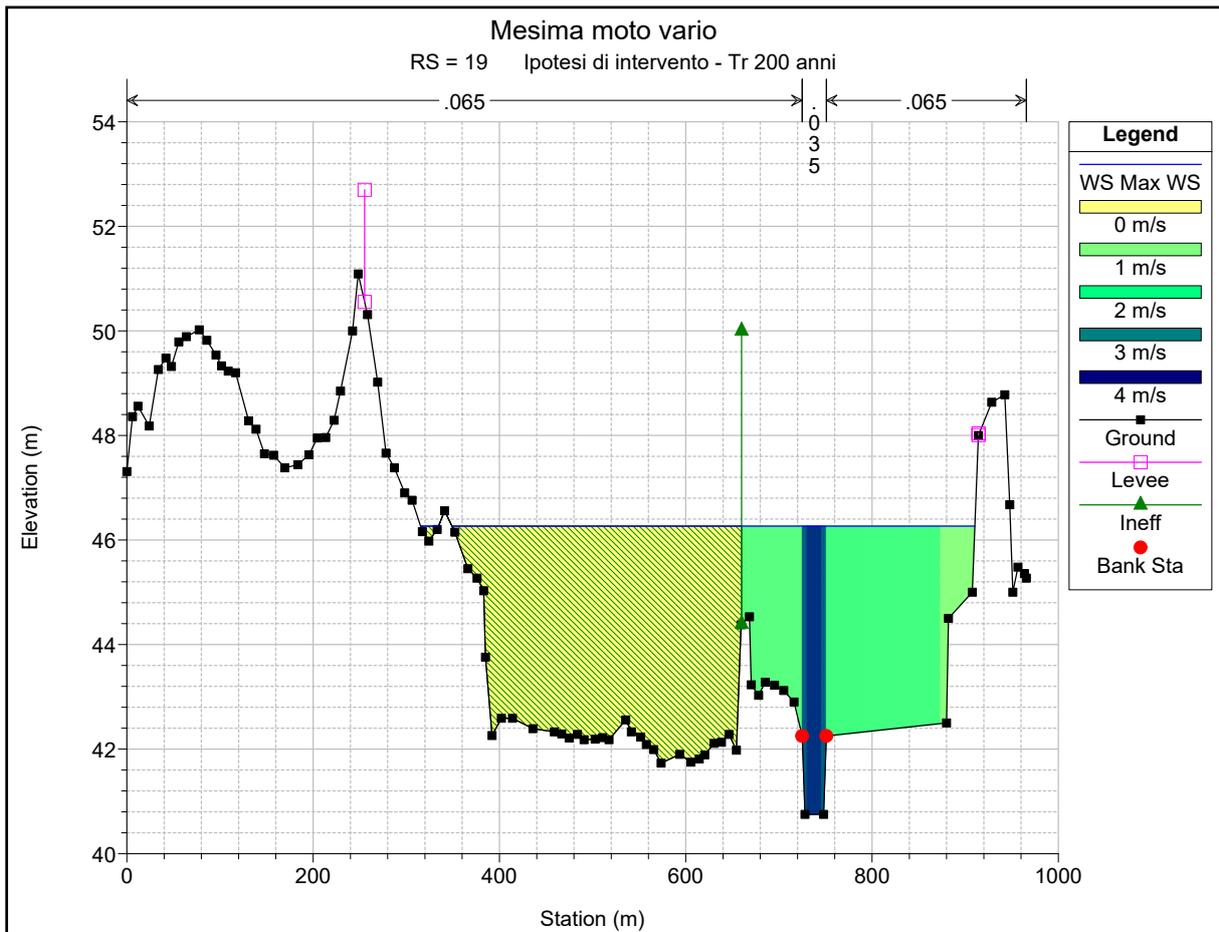


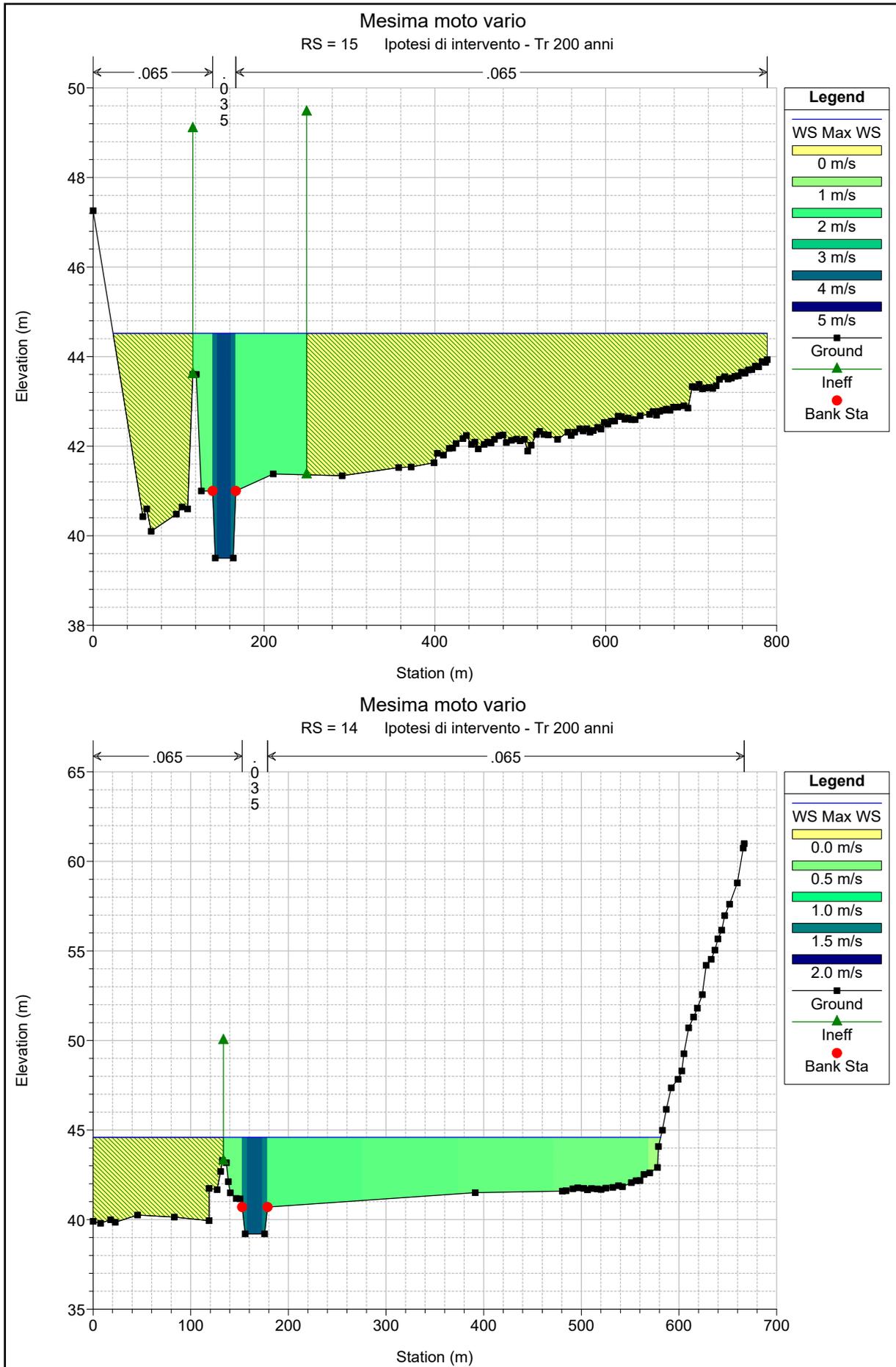


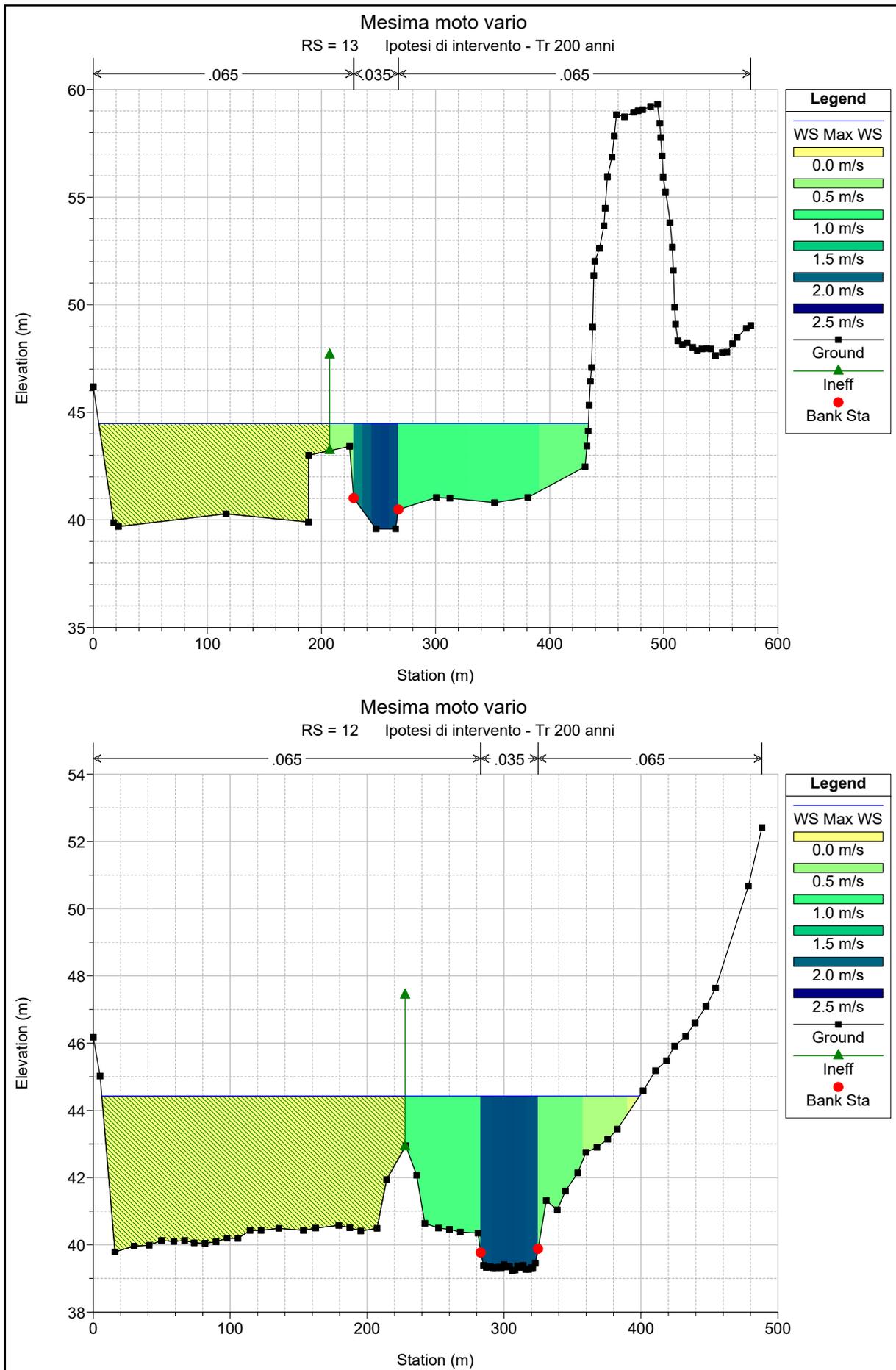


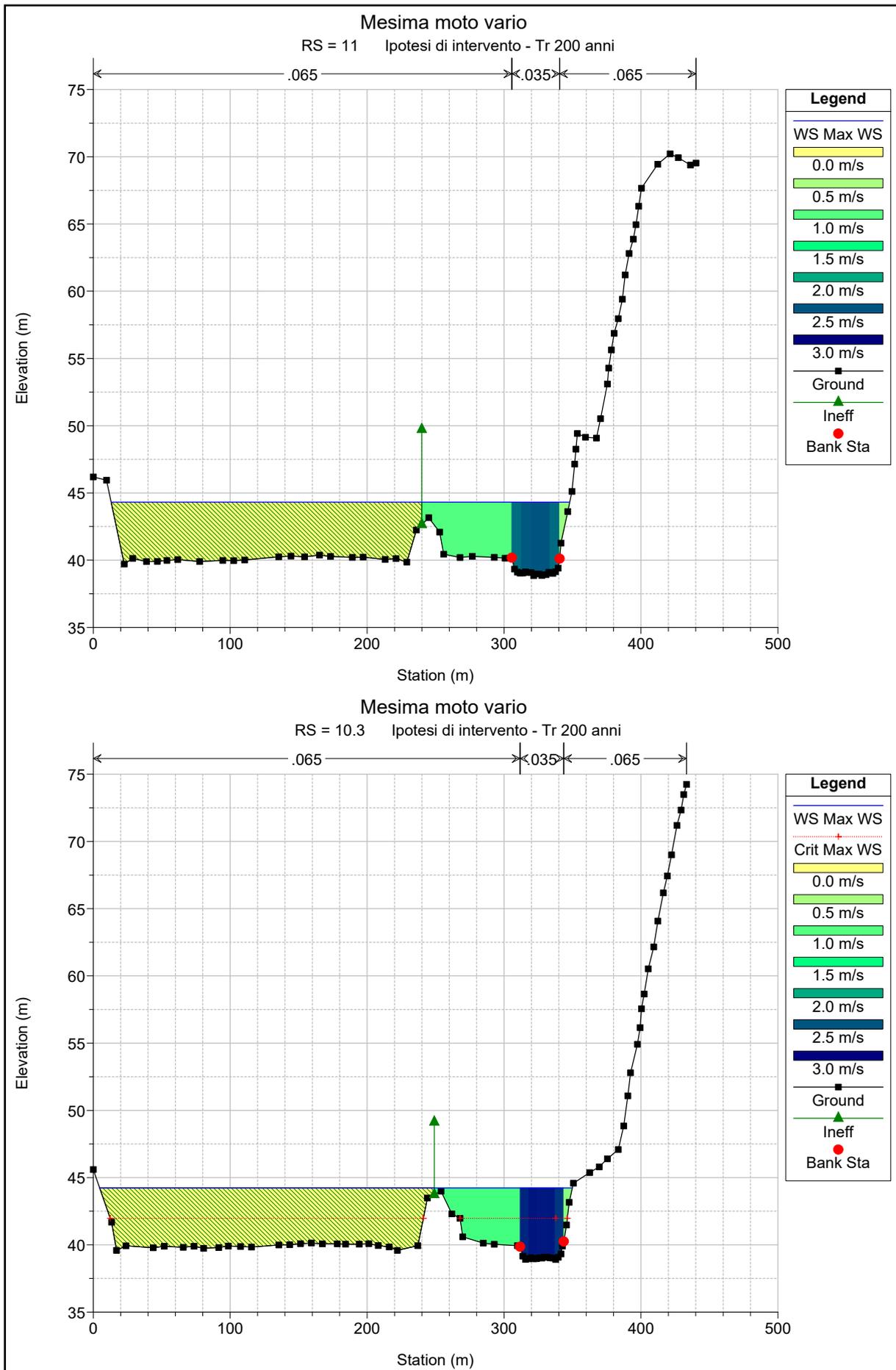


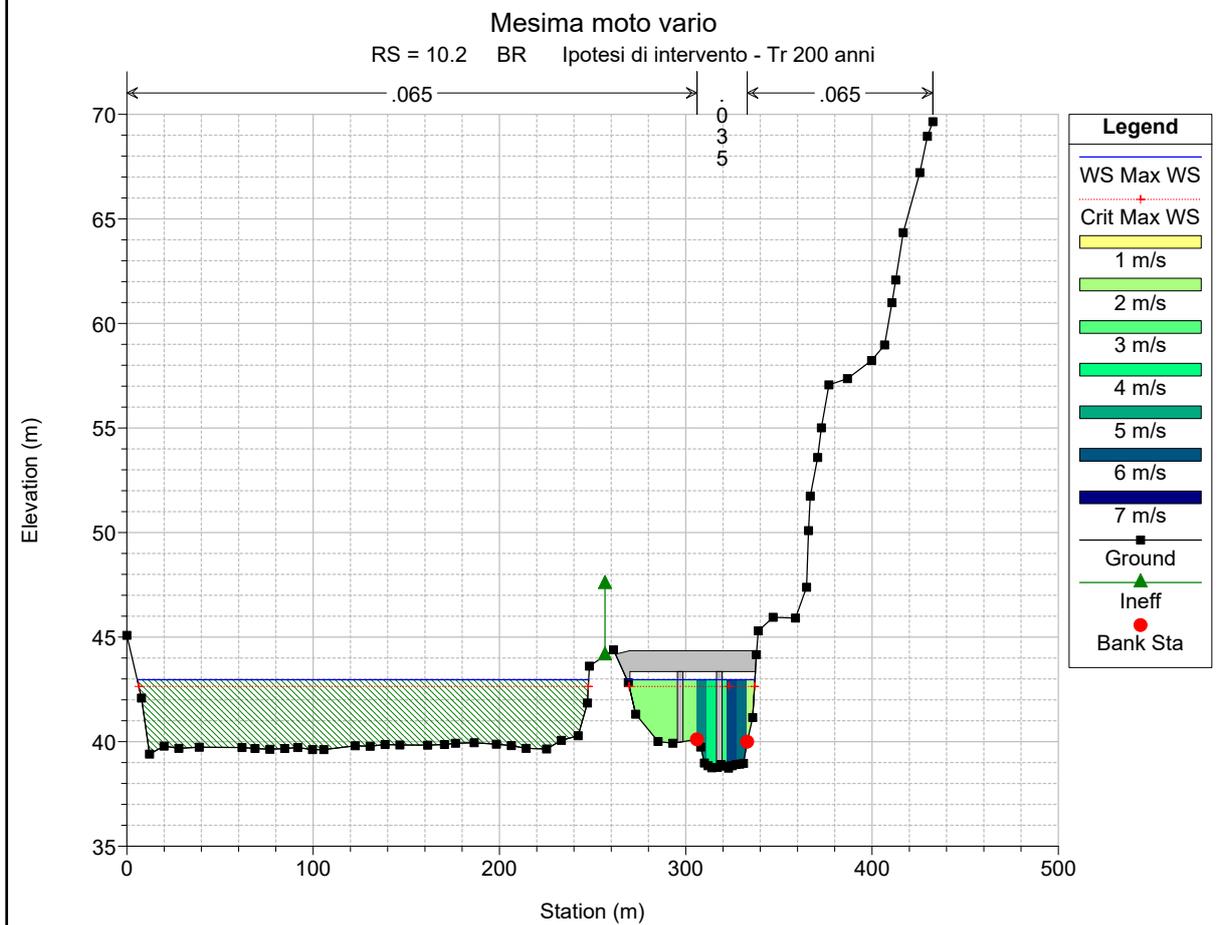
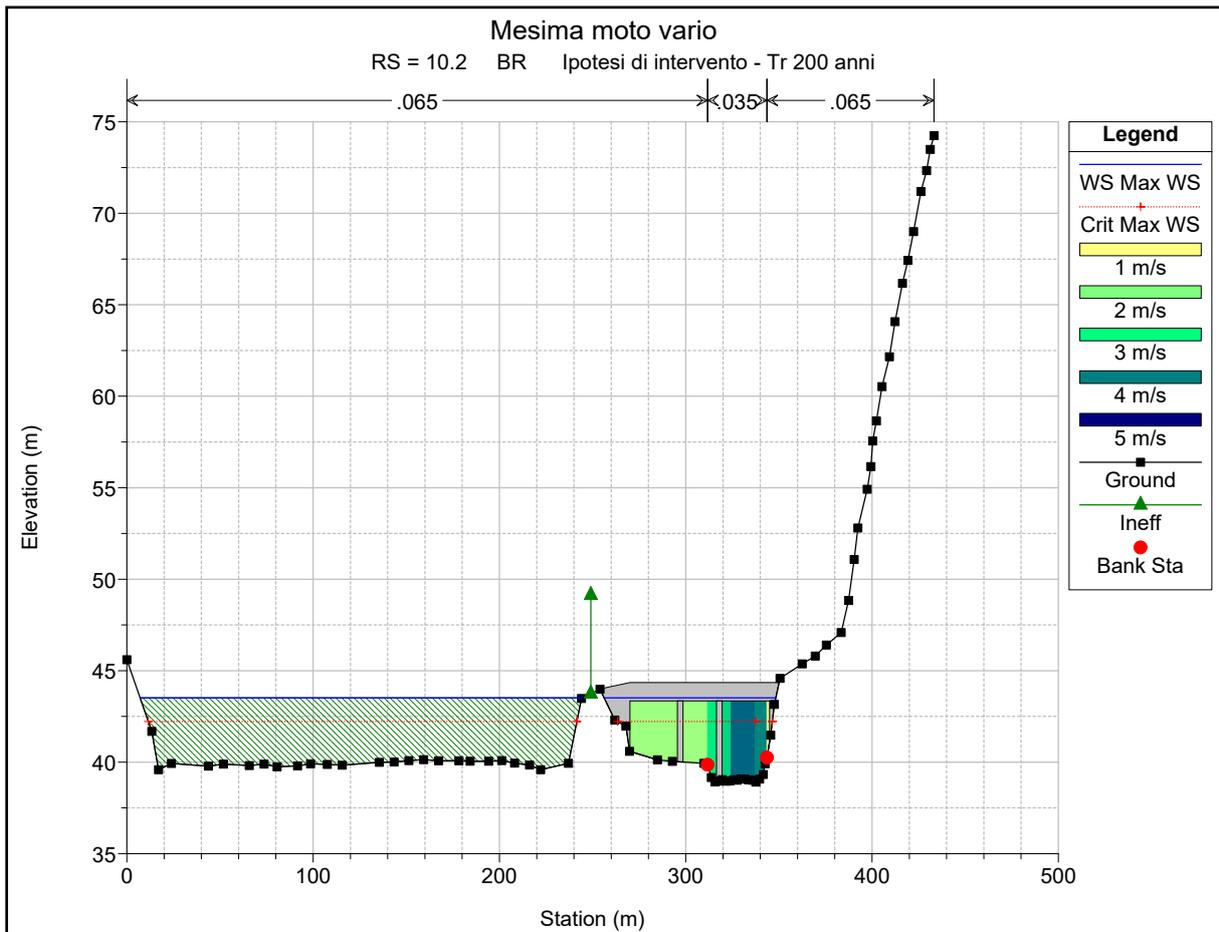


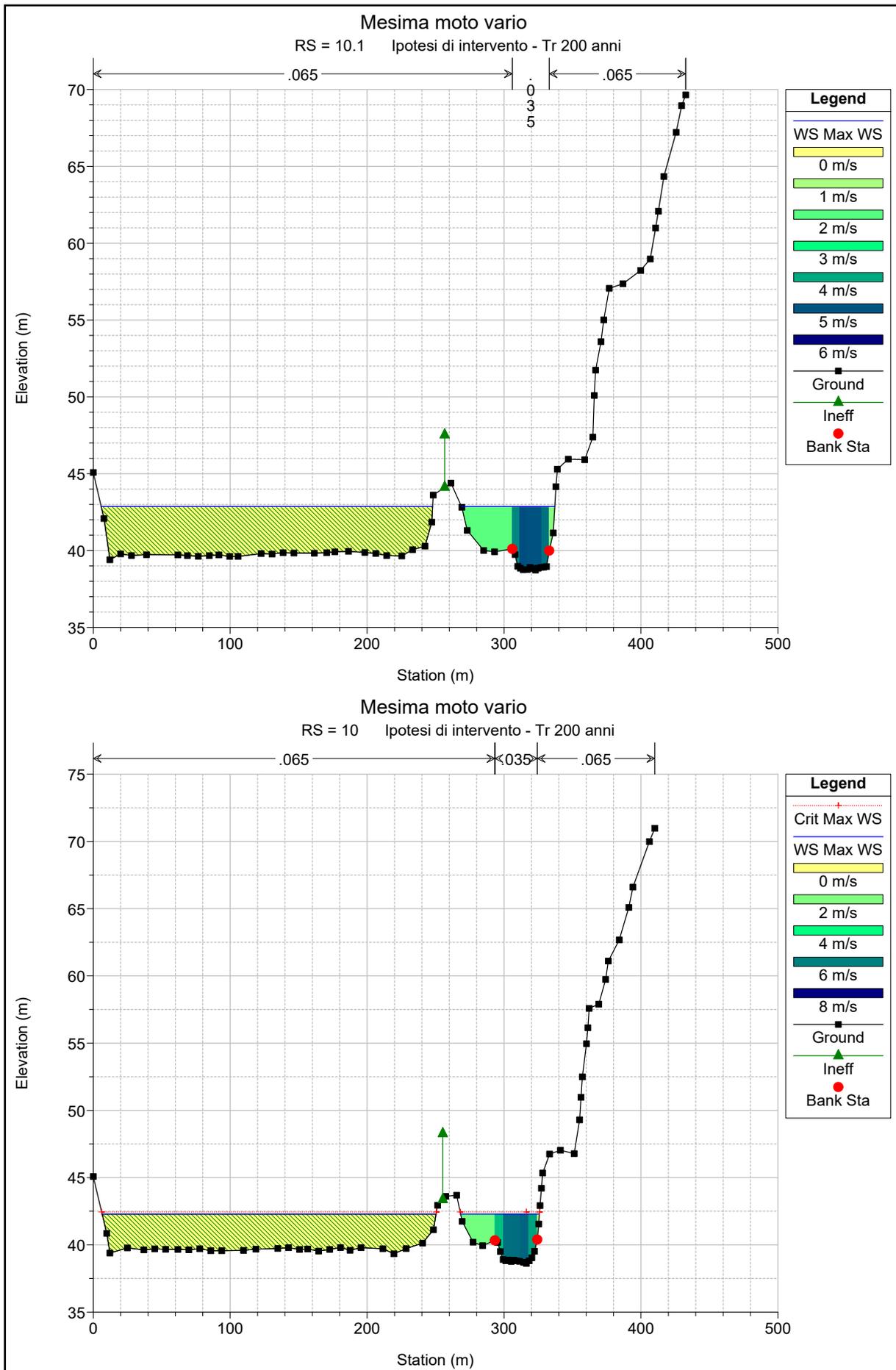


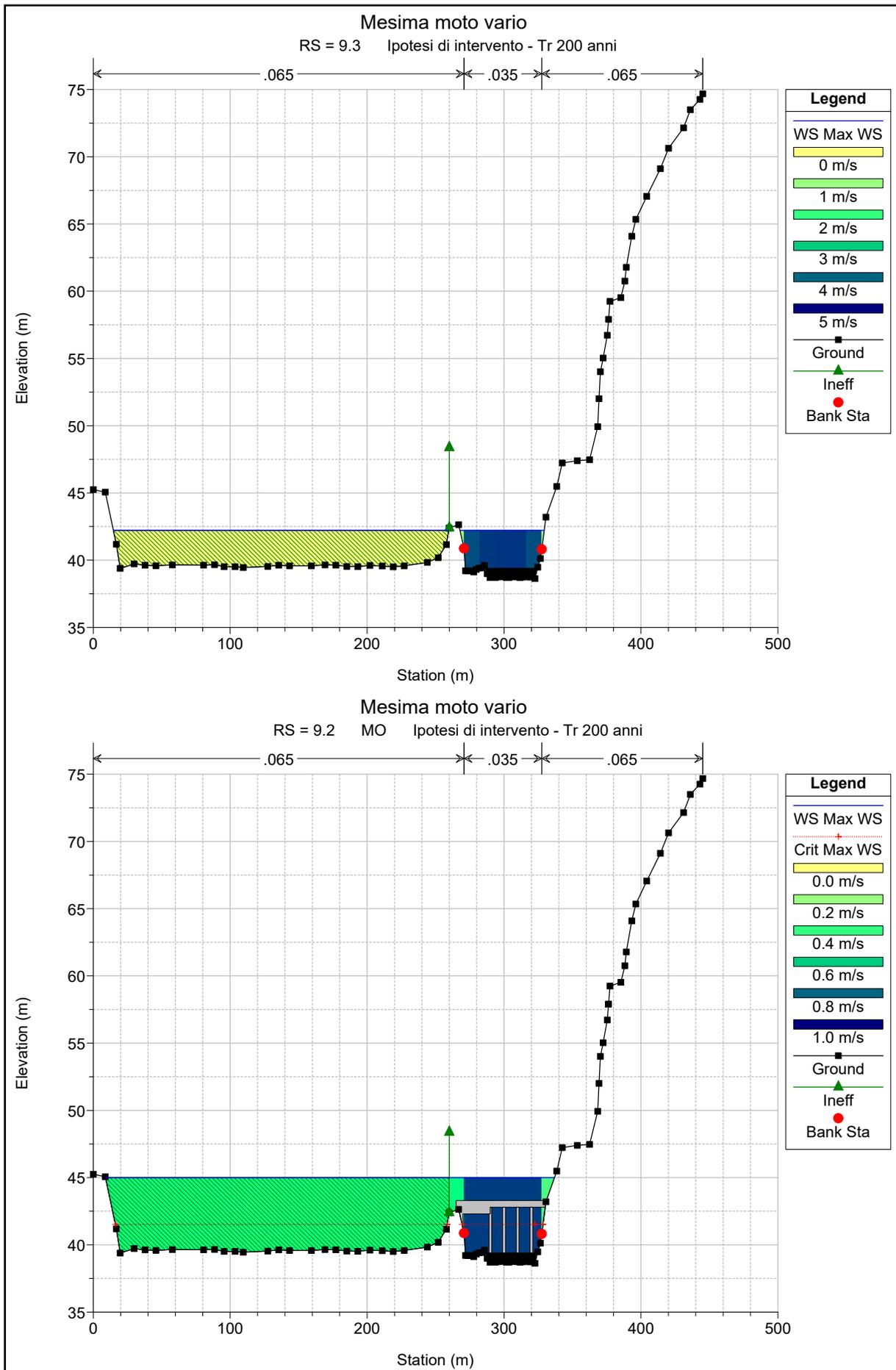


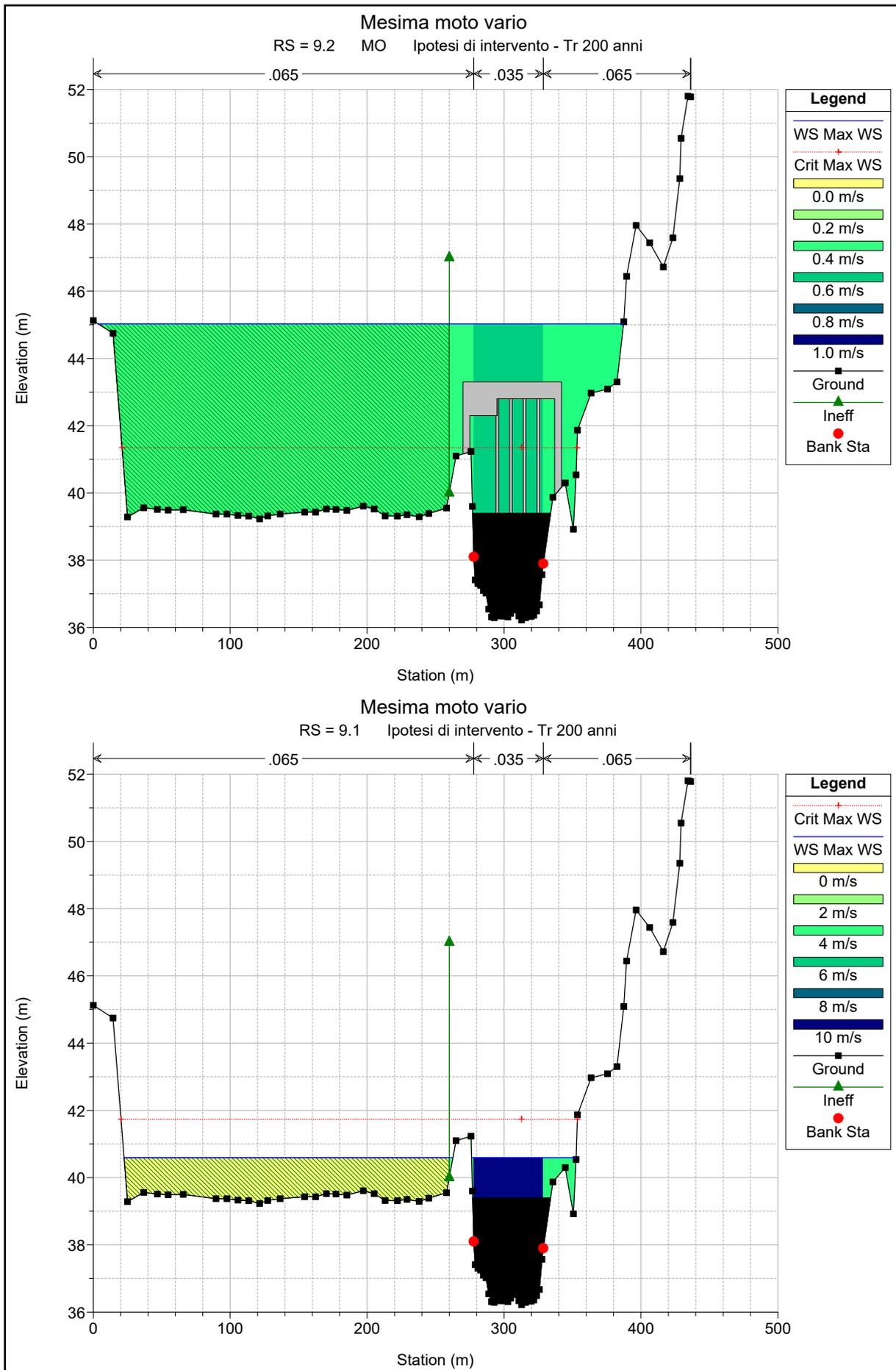


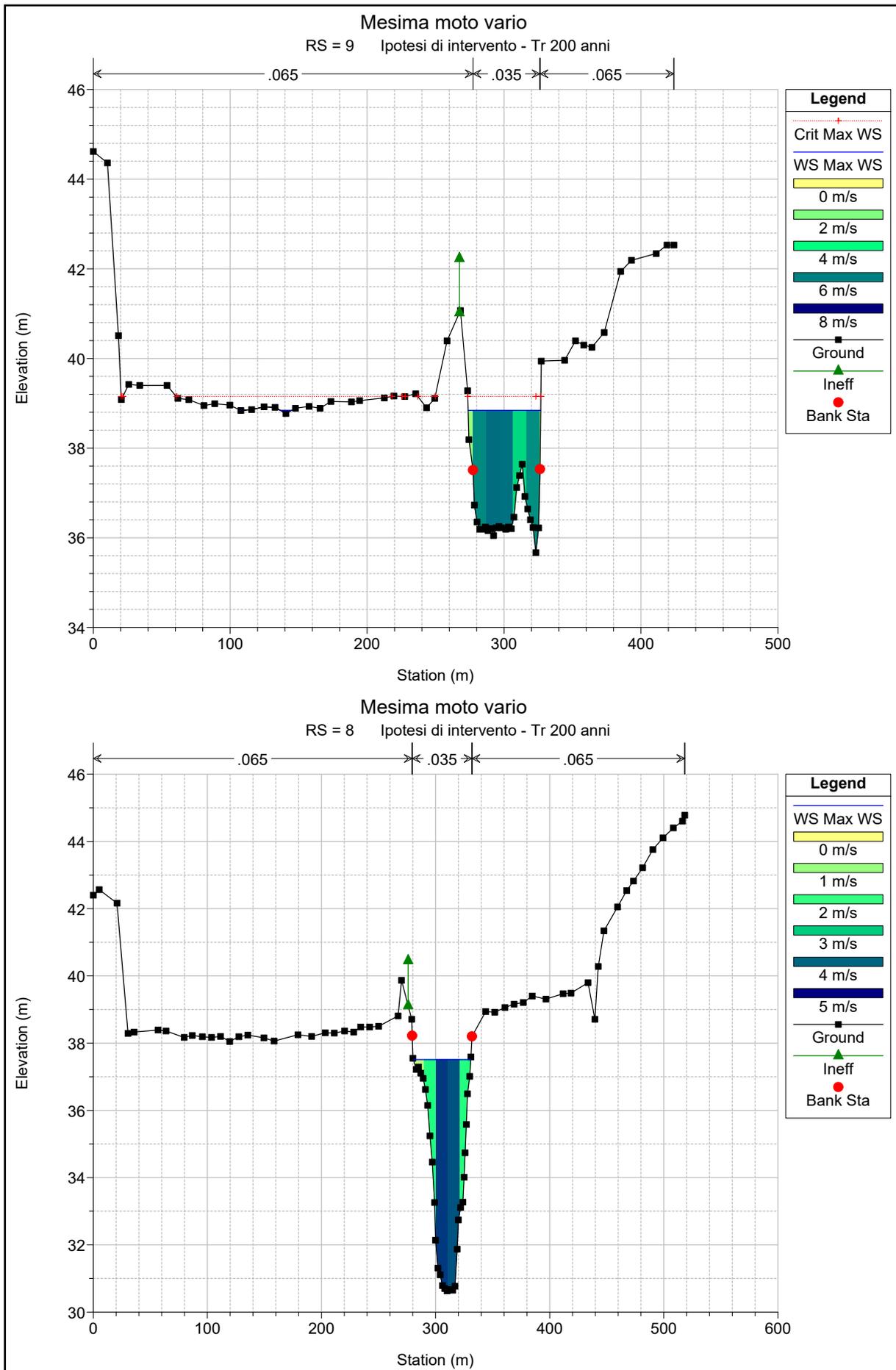


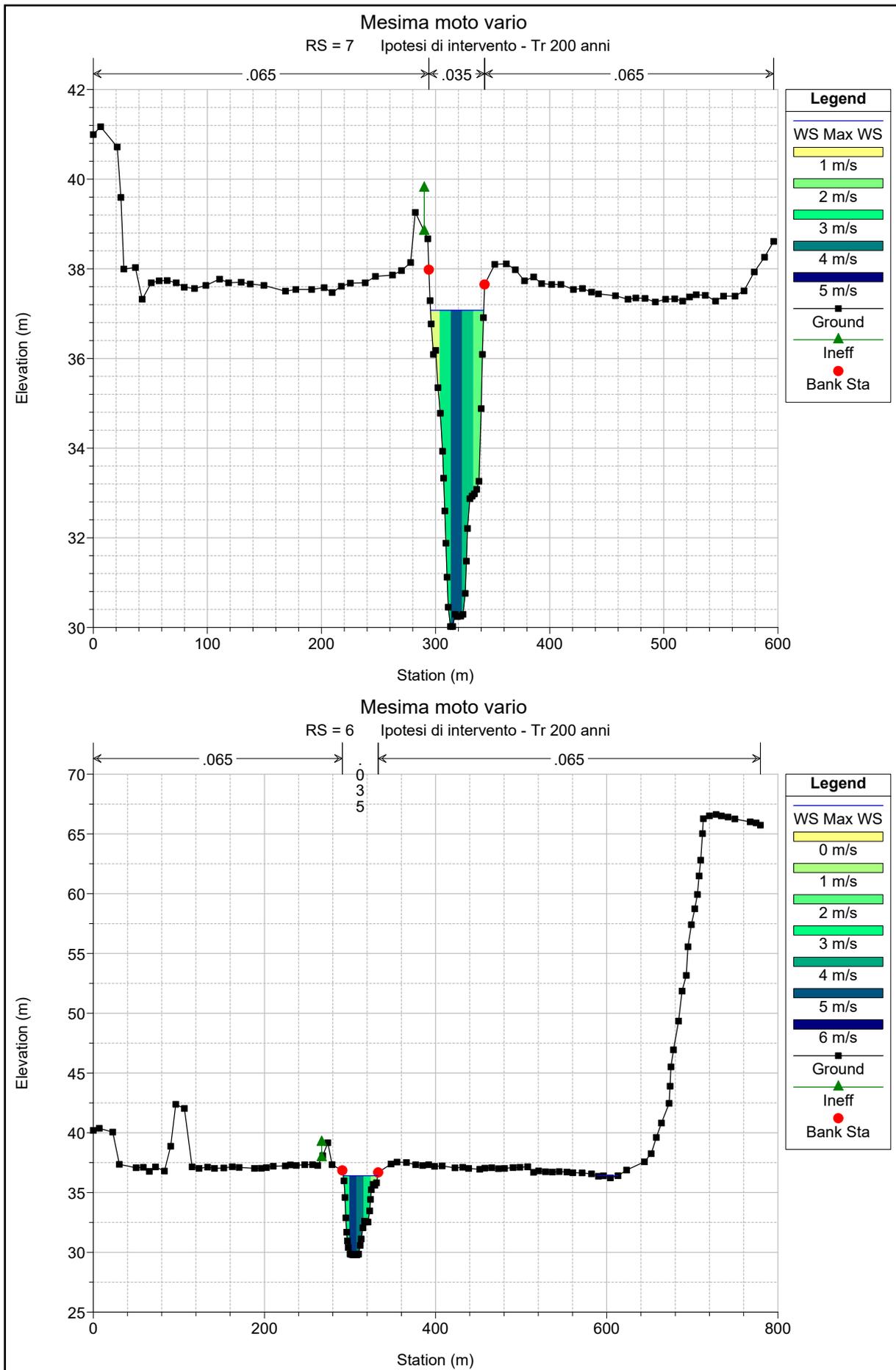


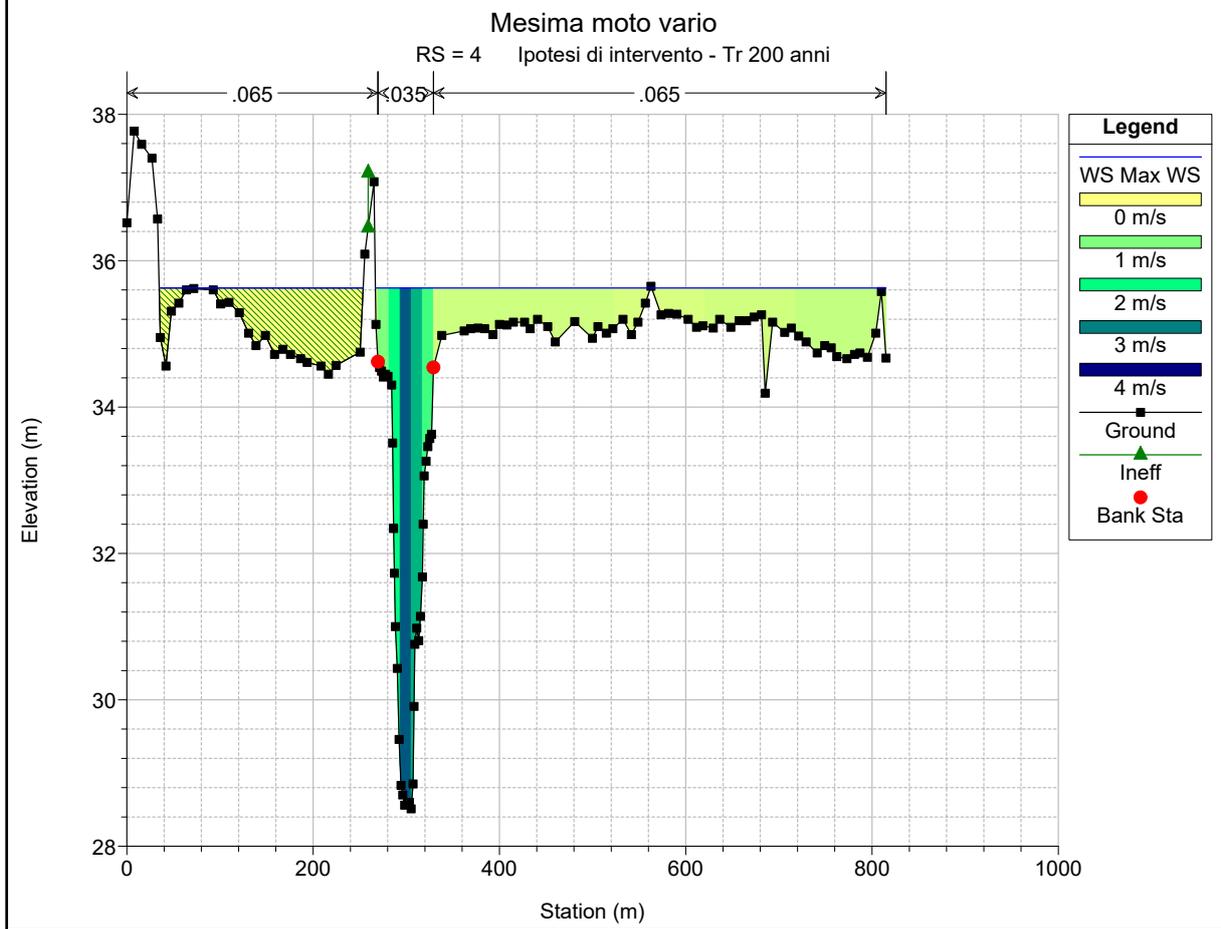
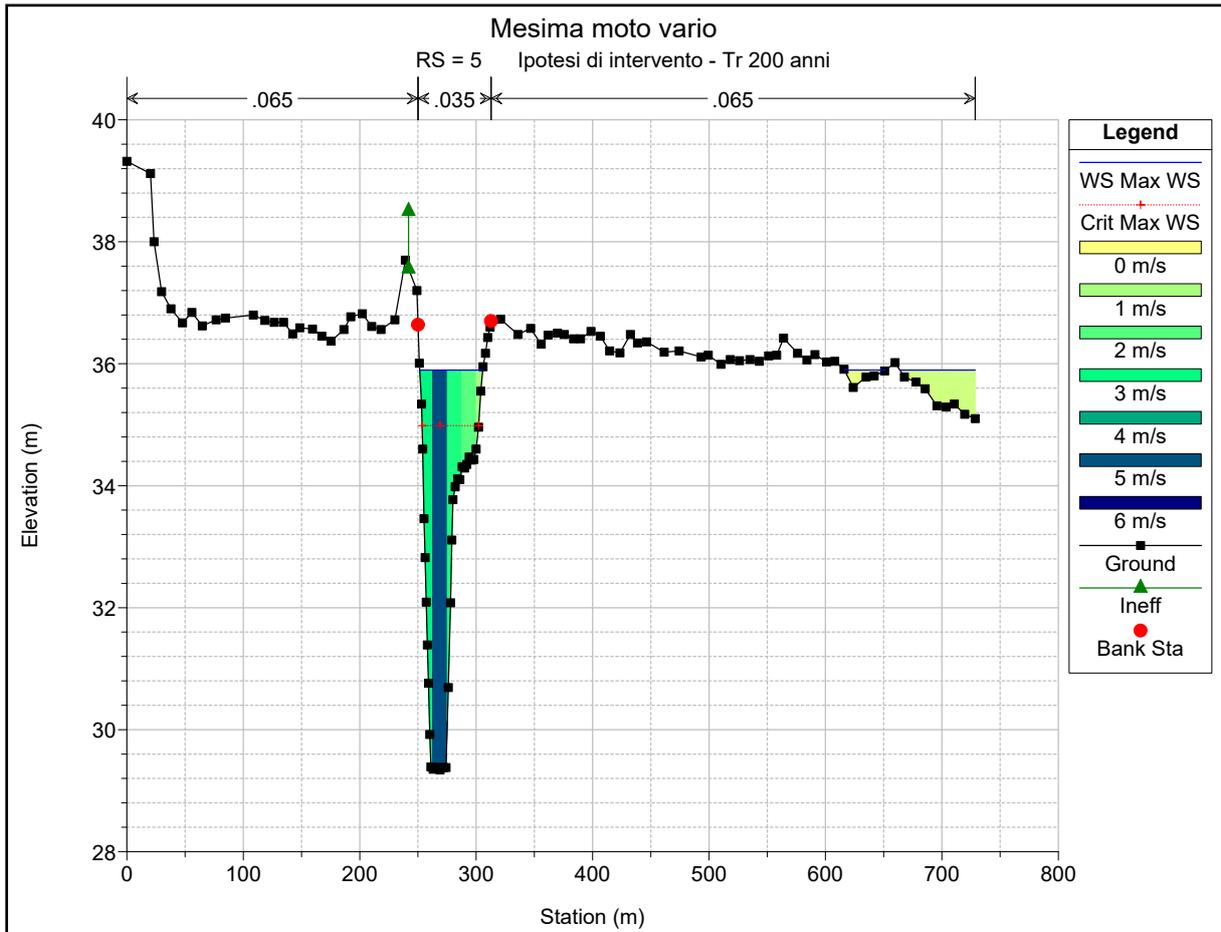


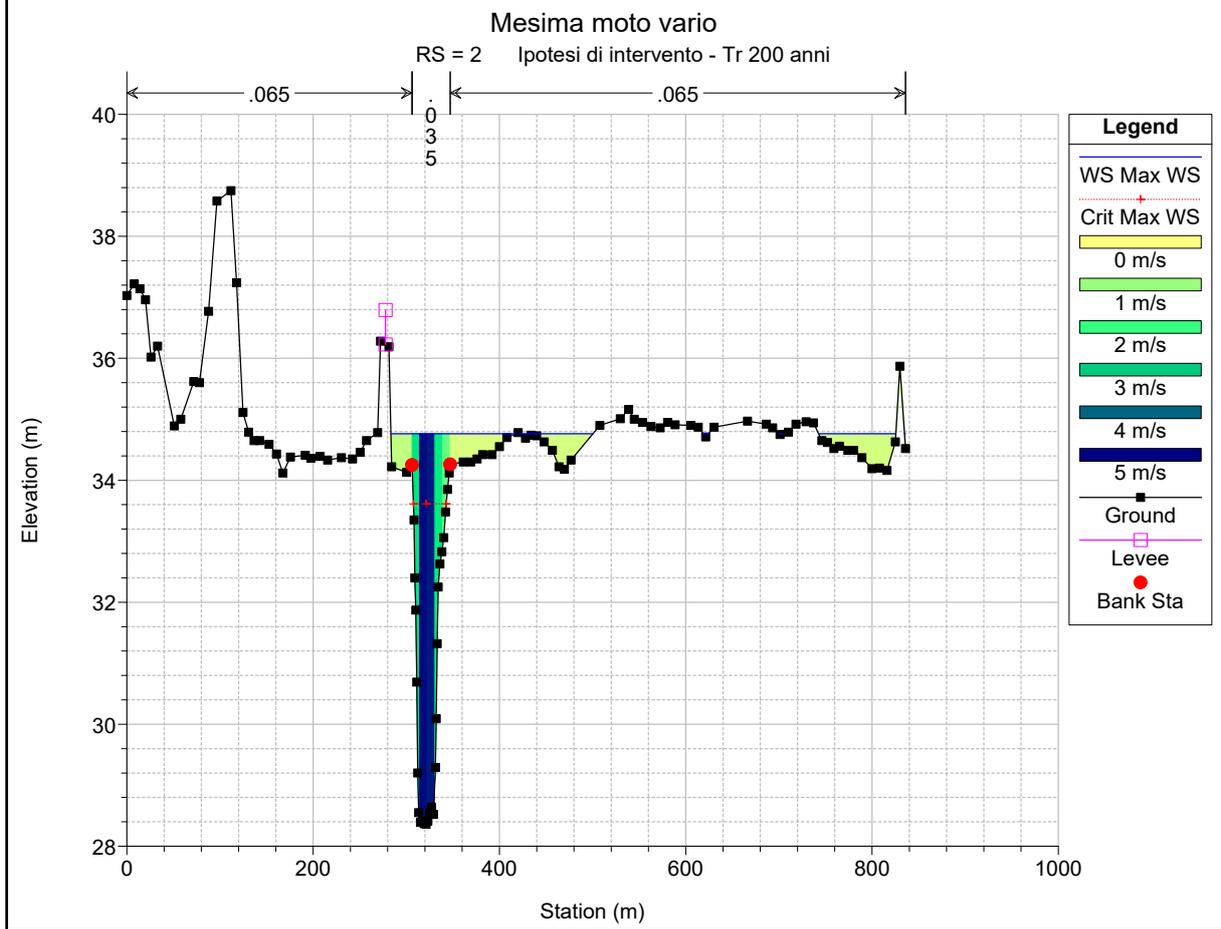
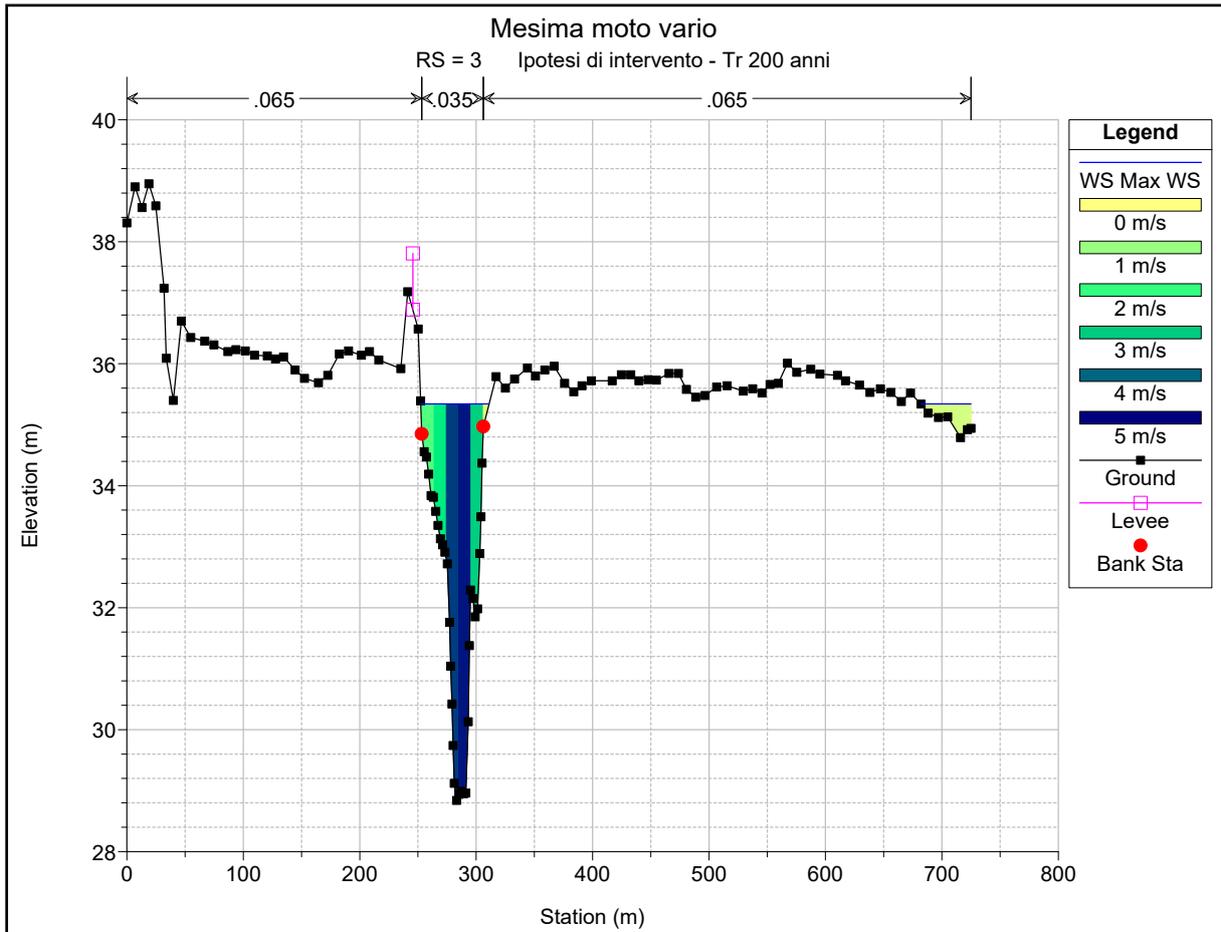






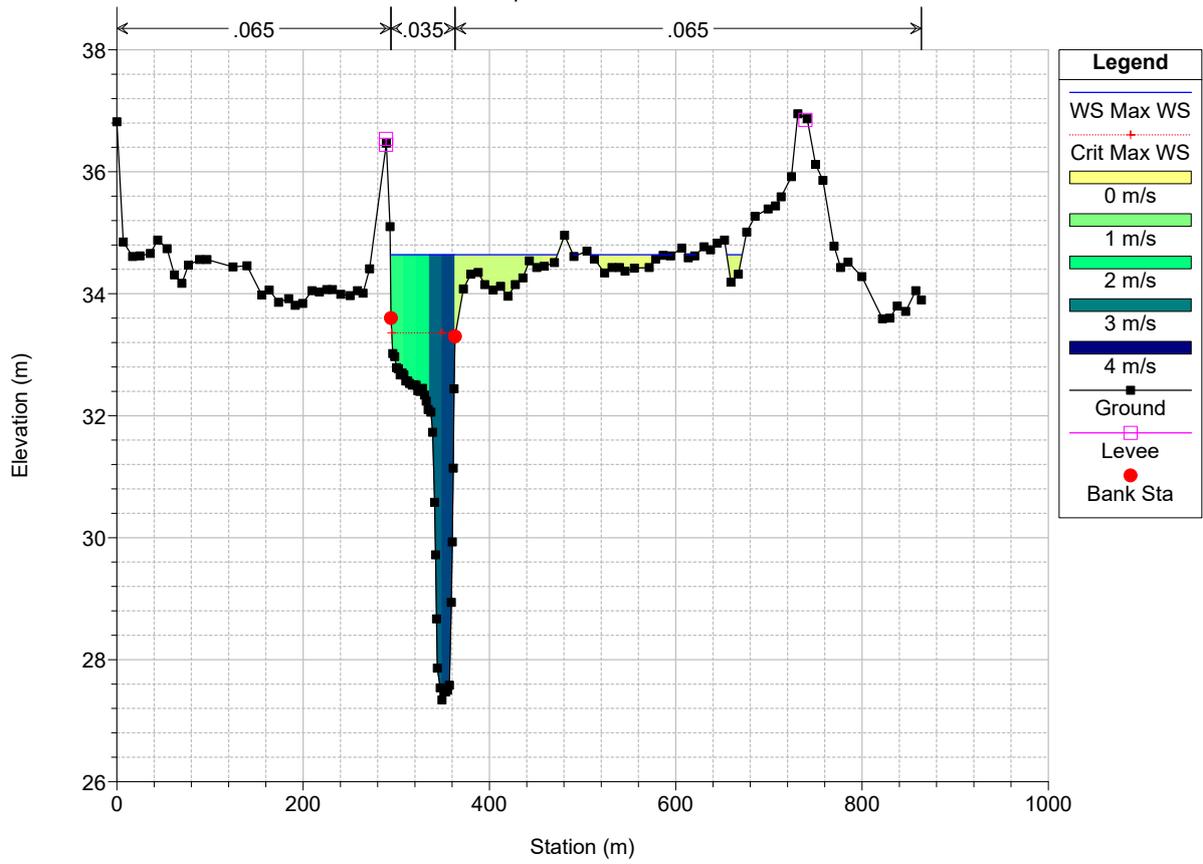






Mesima moto vario

RS = 1 Ipotesi di intervento - Tr 200 anni

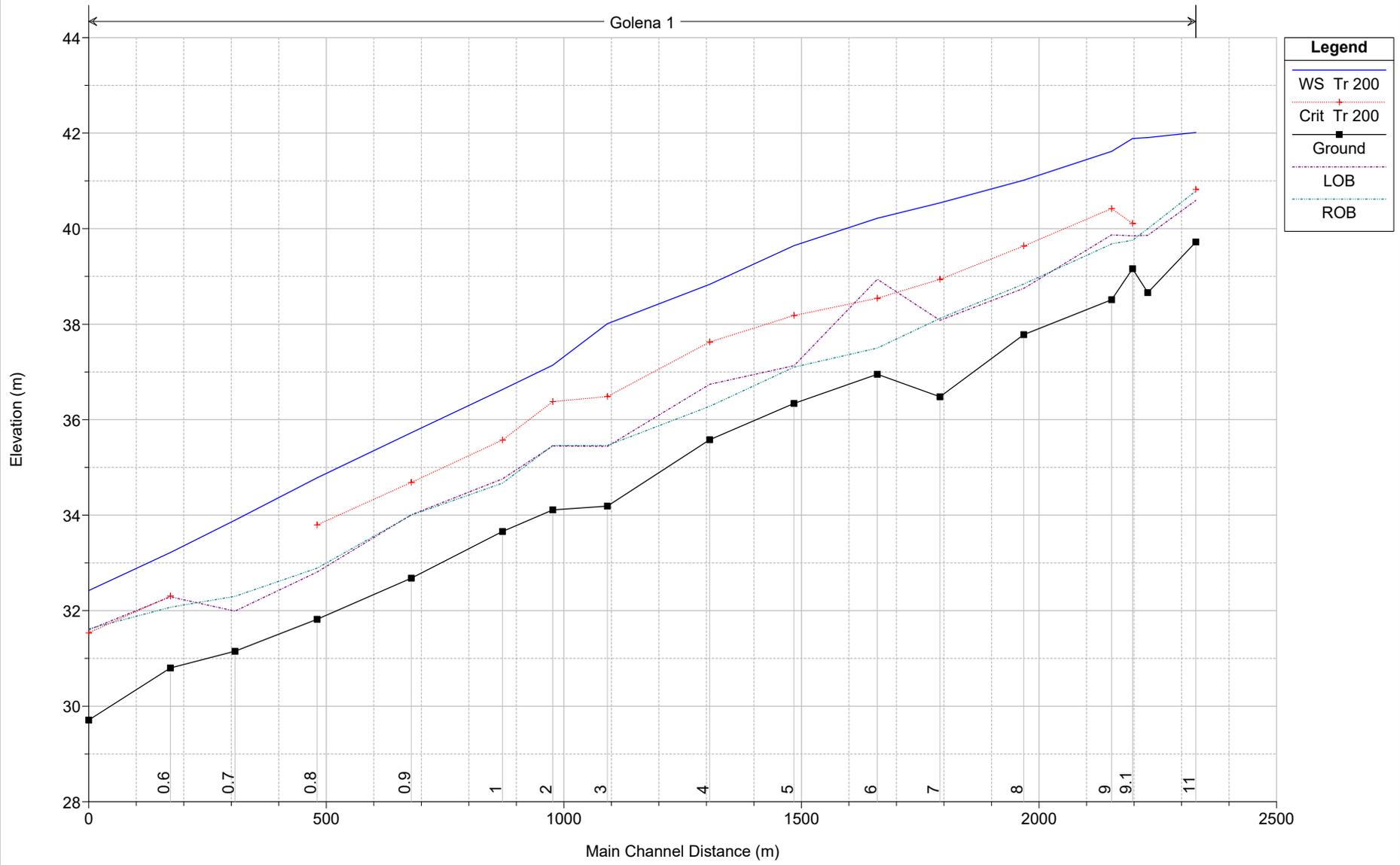


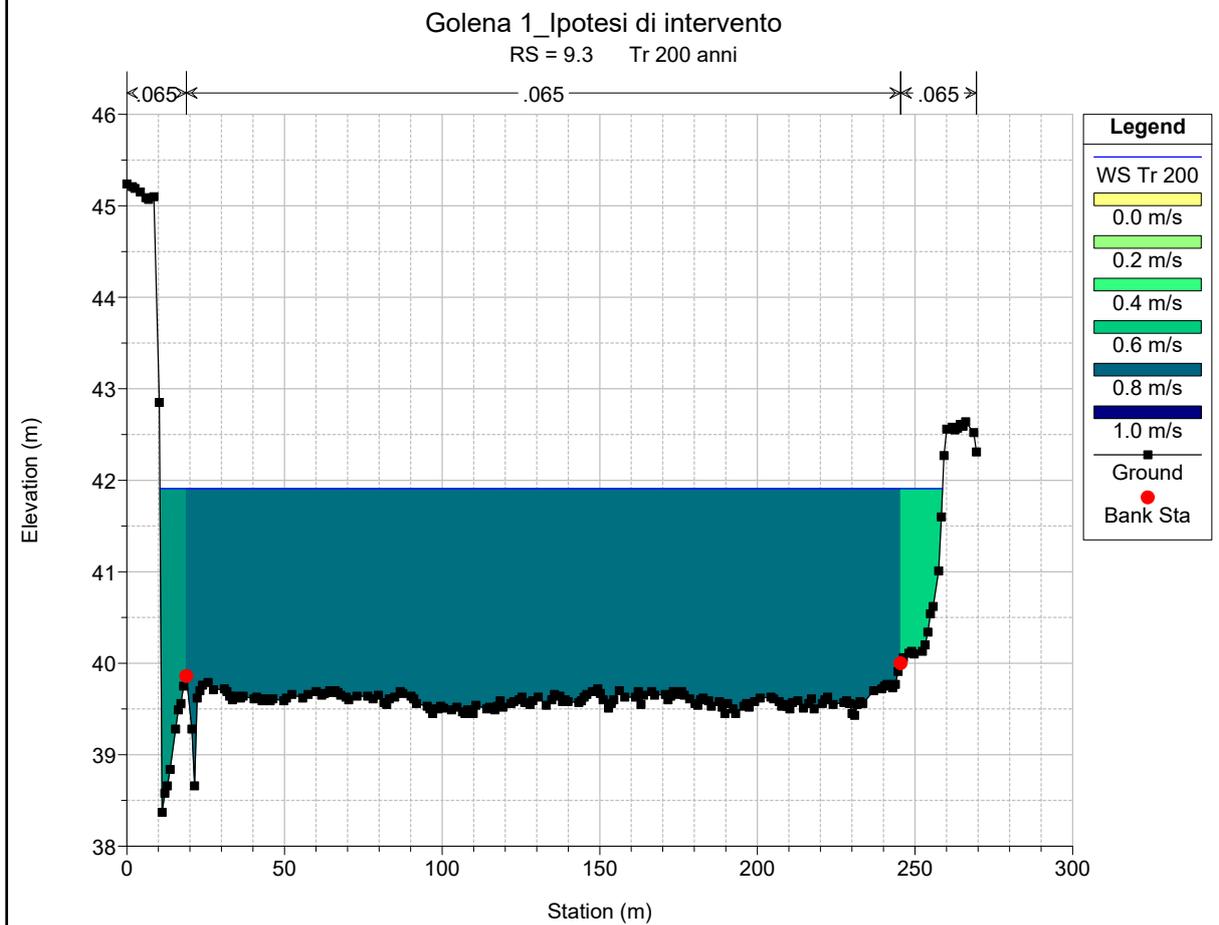
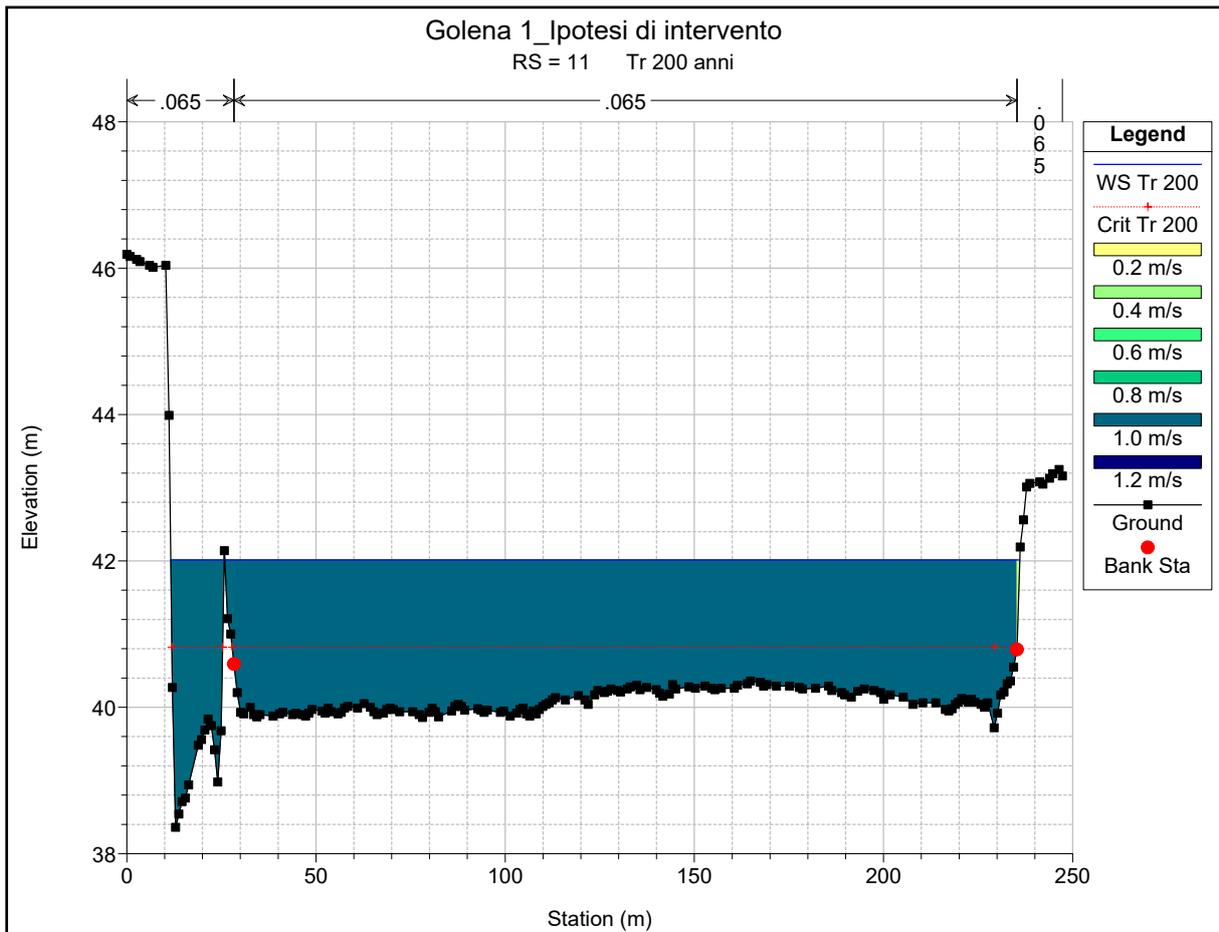
HEC-RAS Plan: Plan 13 River: Mesima Reach: 1 Profile: Max WS

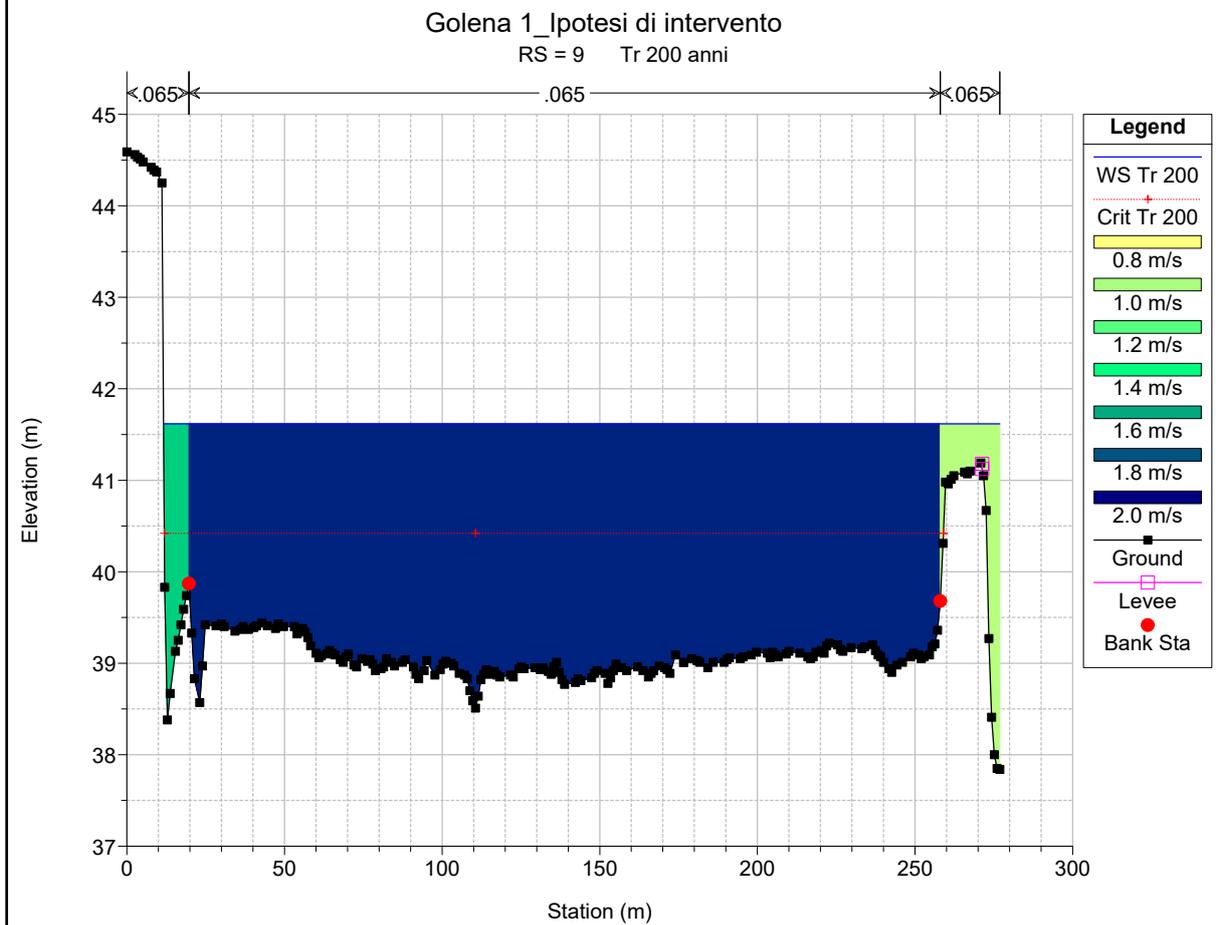
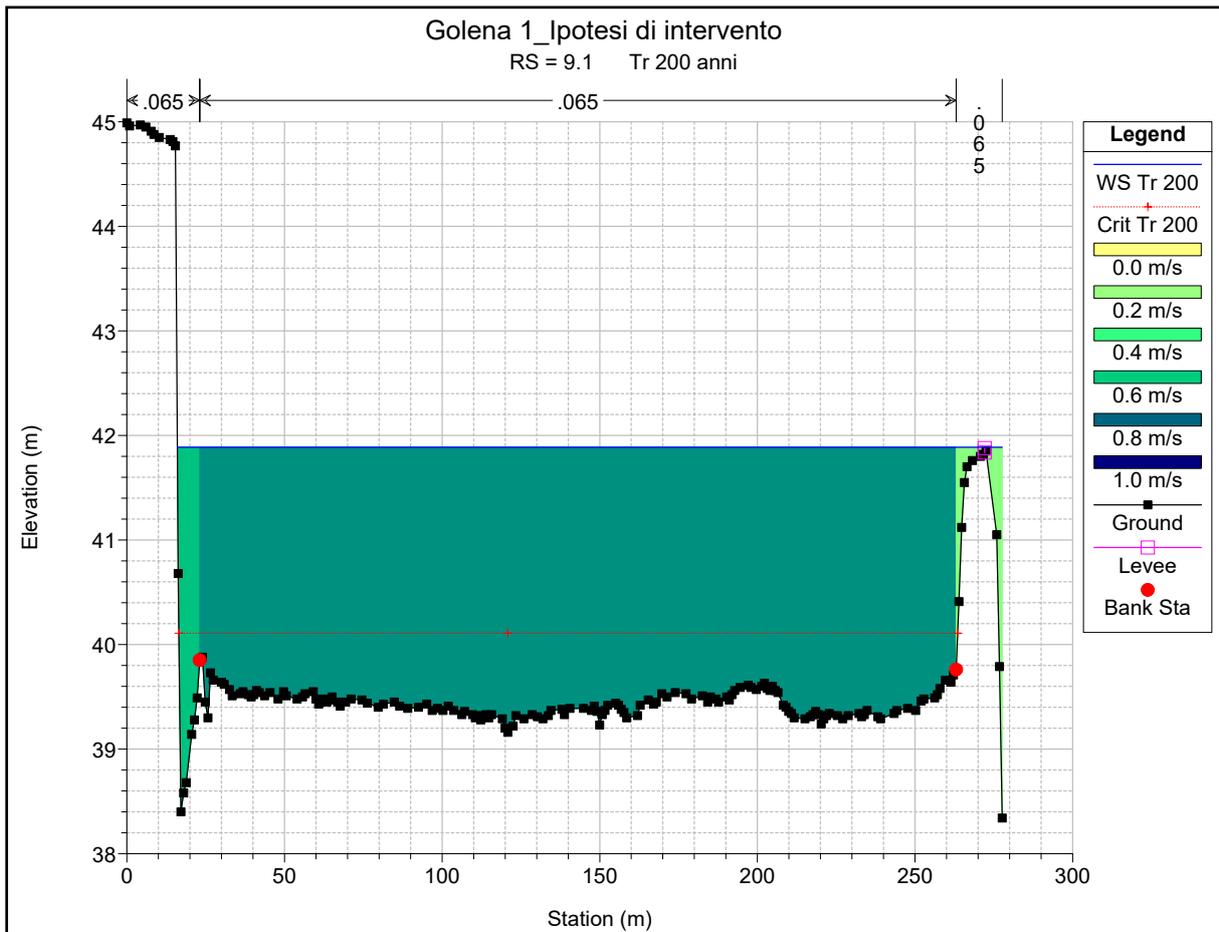
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	37	Max WS	713.50	48.82	55.63		55.75	0.001296	2.86	717.36	364.17	0.38
1	36	Max WS	713.50	49.62	54.91	55.10	55.59	0.005110	5.35	423.13	431.79	0.80
1	35	Max WS	713.48	49.25	54.13	54.23	54.61	0.006556	5.06	454.87	461.86	0.86
1	34	Max WS	713.43	49.23	53.60		53.69	0.001973	2.69	746.37	532.97	0.47
1	33	Max WS	713.31	48.09	53.06		53.14	0.001234	2.44	809.35	469.40	0.38
1	32	Max WS	713.19	47.50	52.83		52.93	0.001172	2.45	758.38	423.58	0.37
1	31	Max WS	713.07	46.94	51.85	51.78	52.53	0.005630	5.12	363.83	291.36	0.82
1	30	Max WS	712.97	46.50	50.83		51.17	0.003646	3.54	464.99	380.85	0.65
1	29	Max WS	712.86	45.92	50.30		50.49	0.003081	3.52	572.53	408.88	0.60
1	28	Max WS	709.63	45.38	49.83		49.96	0.001920	2.85	664.54	414.31	0.47
1	27	Max WS	709.44	45.06	49.54		49.68	0.001855	2.91	664.64	421.91	0.48
1	26	Max WS	697.80	44.62	49.31		49.33	0.000385	1.30	1380.49	741.12	0.22
1	25	Max WS	1930.74	43.76	48.17		48.31	0.002620	3.19	1431.98	709.79	0.56
1	24	Max WS	1930.61	42.95	47.72		47.84	0.002092	3.35	1494.02	645.11	0.51
1	23	Max WS	1930.24	42.35	47.43		47.50	0.001215	2.67	1843.54	714.34	0.39
1	22	Max WS	1929.78	42.11	47.23		47.31	0.001342	2.82	1810.59	746.90	0.42
1	21	Max WS	1928.70	41.51	46.63		47.10	0.003374	4.49	874.59	591.04	0.67
1	20.45		Lat Struct									
1	20	Max WS	1795.41	41.15	46.51		46.79	0.001892	3.67	999.63	626.42	0.51
1	19	Max WS	1516.29	40.75	46.27		46.53	0.001653	3.49	882.71	580.74	0.48
1	18	Max WS	1288.37	40.45	46.15		46.32	0.001022	2.80	900.01	634.68	0.38
1	17	Max WS	1114.52	40.15	45.95		46.18	0.001179	3.05	697.13	600.50	0.41
1	16	Max WS	1113.50	39.85	45.19	44.19	45.97	0.003218	4.77	395.92	196.34	0.67
1	15.2		Bridge									
1	15	Max WS	1107.96	39.50	44.52		45.02	0.002651	4.14	464.12	765.56	0.60
1	14.4		Lat Struct									
1	14	Max WS	1043.85	39.20	44.59		44.64	0.000356	1.59	1464.79	581.29	0.22
1	13	Max WS	878.03	39.58	44.48		44.60	0.000711	2.07	754.20	429.10	0.31
1	12	Max WS	709.28	39.22	44.42		44.58	0.000630	2.11	551.09	392.65	0.30
1	11	Max WS	689.69	38.85	44.32		44.53	0.000824	2.45	427.84	334.91	0.34
1	10.3	Max WS	689.52	38.91	44.23	41.97	44.52	0.001117	2.82	375.17	345.16	0.40
1	10.2		Bridge									
1	10.1	Max WS	689.63	38.73	42.87		43.80	0.004872	4.86	201.89	310.22	0.79
1	10	Max WS	689.44	38.62	42.29	42.44	43.86	0.009369	5.94	146.02	301.38	1.06
1	9.3	Max WS	689.62	39.40	42.21		43.19	0.006231	4.38	160.09	306.38	0.84
1	9.2		Mult Open									
1	9.1	Max WS	689.62	39.40	40.59	41.73	45.07	0.095501	9.92	82.78	316.53	2.90
1	9	Max WS	689.62	35.67	38.84	39.15	40.56	0.013456	5.83	120.94	61.63	1.20
1	8	Max WS	689.61	30.63	37.51		38.20	0.003167	3.69	187.02	50.35	0.61
1	7	Max WS	689.60	30.02	37.07		37.67	0.002242	3.41	202.29	46.67	0.52
1	6	Max WS	689.59	29.78	36.40		37.30	0.003821	4.21	165.61	64.56	0.67
1	5	Max WS	689.58	29.34	35.90	34.99	36.61	0.003956	3.79	211.42	154.26	0.67
1	4	Max WS	689.44	28.51	35.63		35.90	0.001372	2.51	512.10	765.97	0.41
1	3	Max WS	689.32	28.84	35.34		36.11	0.004111	3.91	188.32	101.64	0.69
1	2	Max WS	689.12	28.36	34.76	33.61	35.52	0.003395	3.97	246.81	305.78	0.63
1	1	Max WS	689.03	27.34	34.64	33.36	35.03	0.002014	2.82	302.53	299.67	0.48

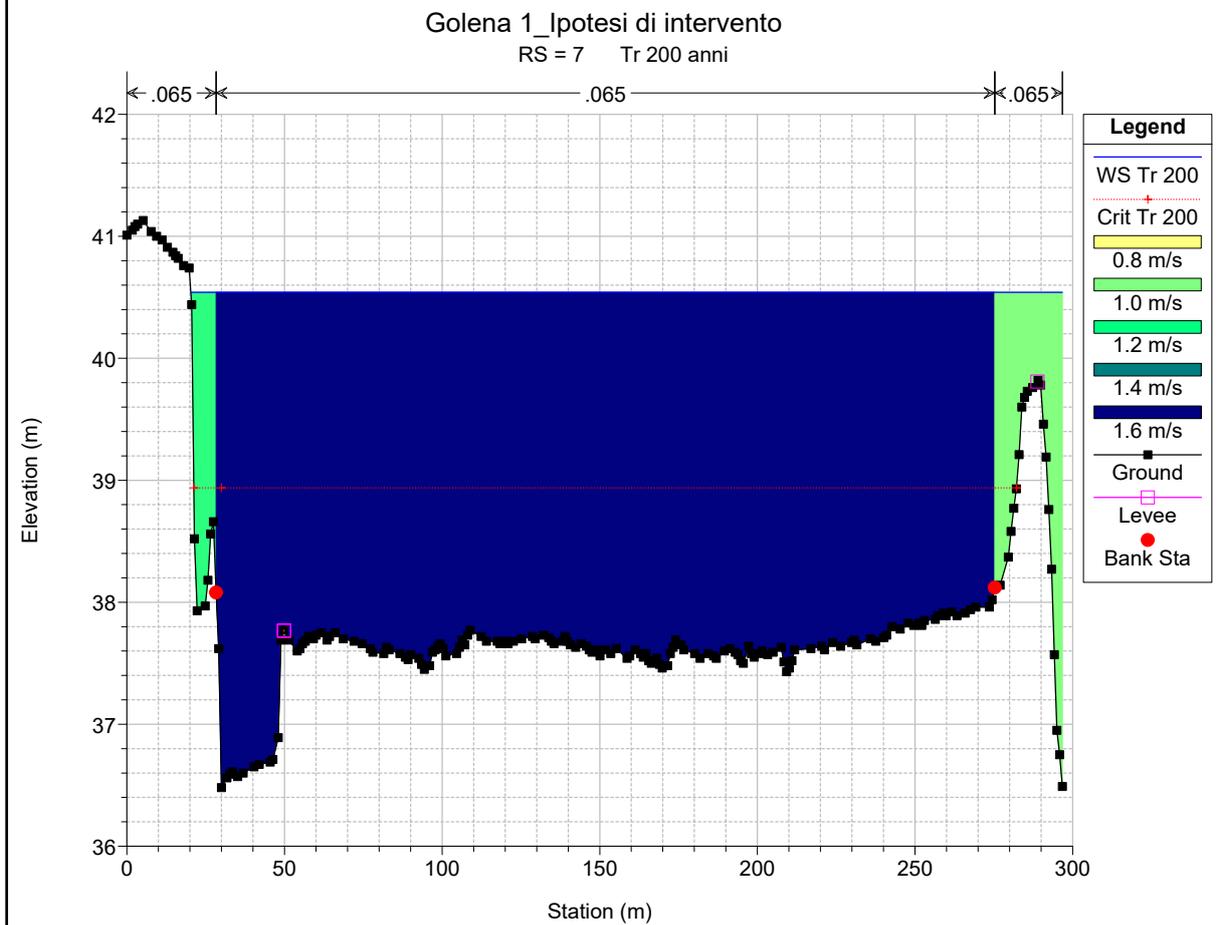
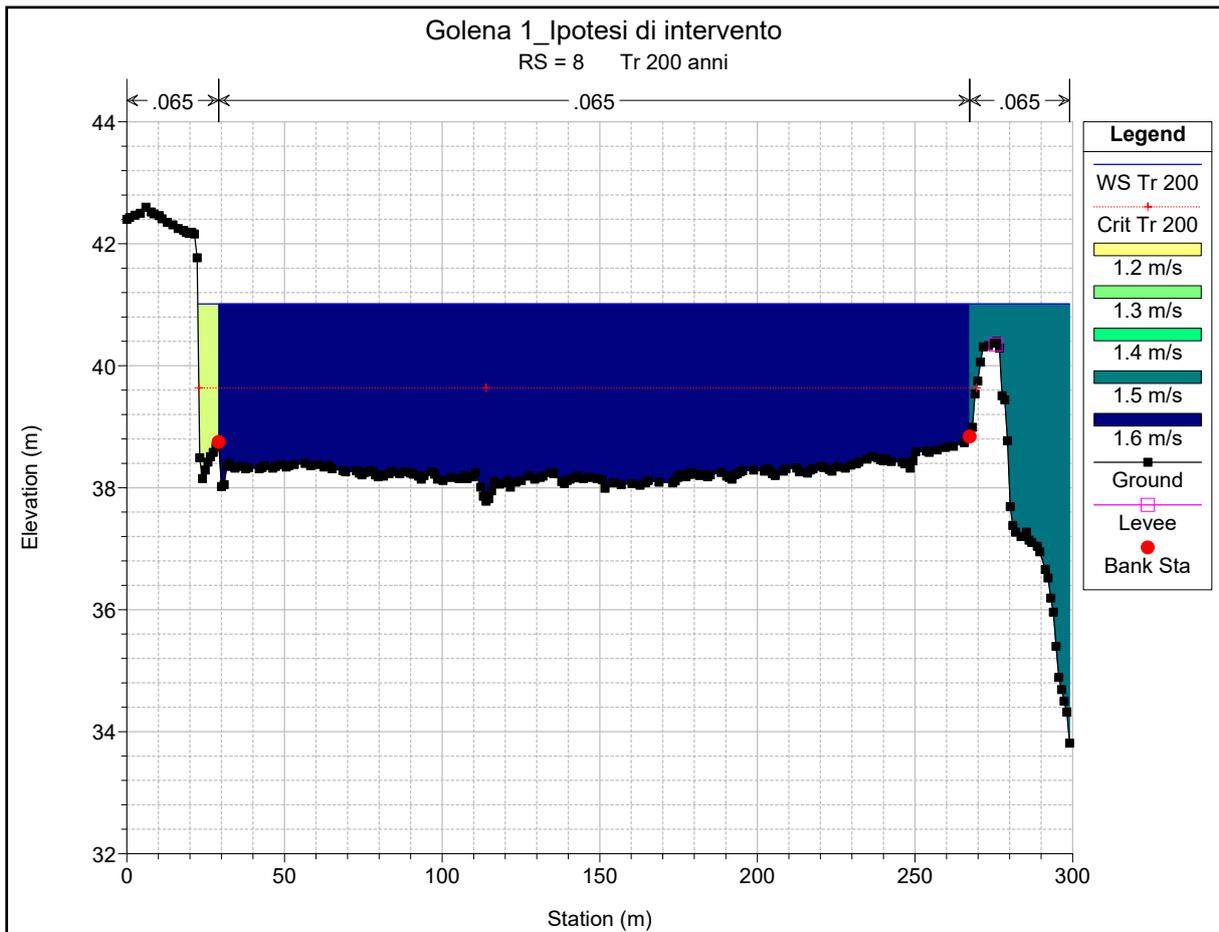
Golena 1_Ipotesi di intervento
Tr 200 anni

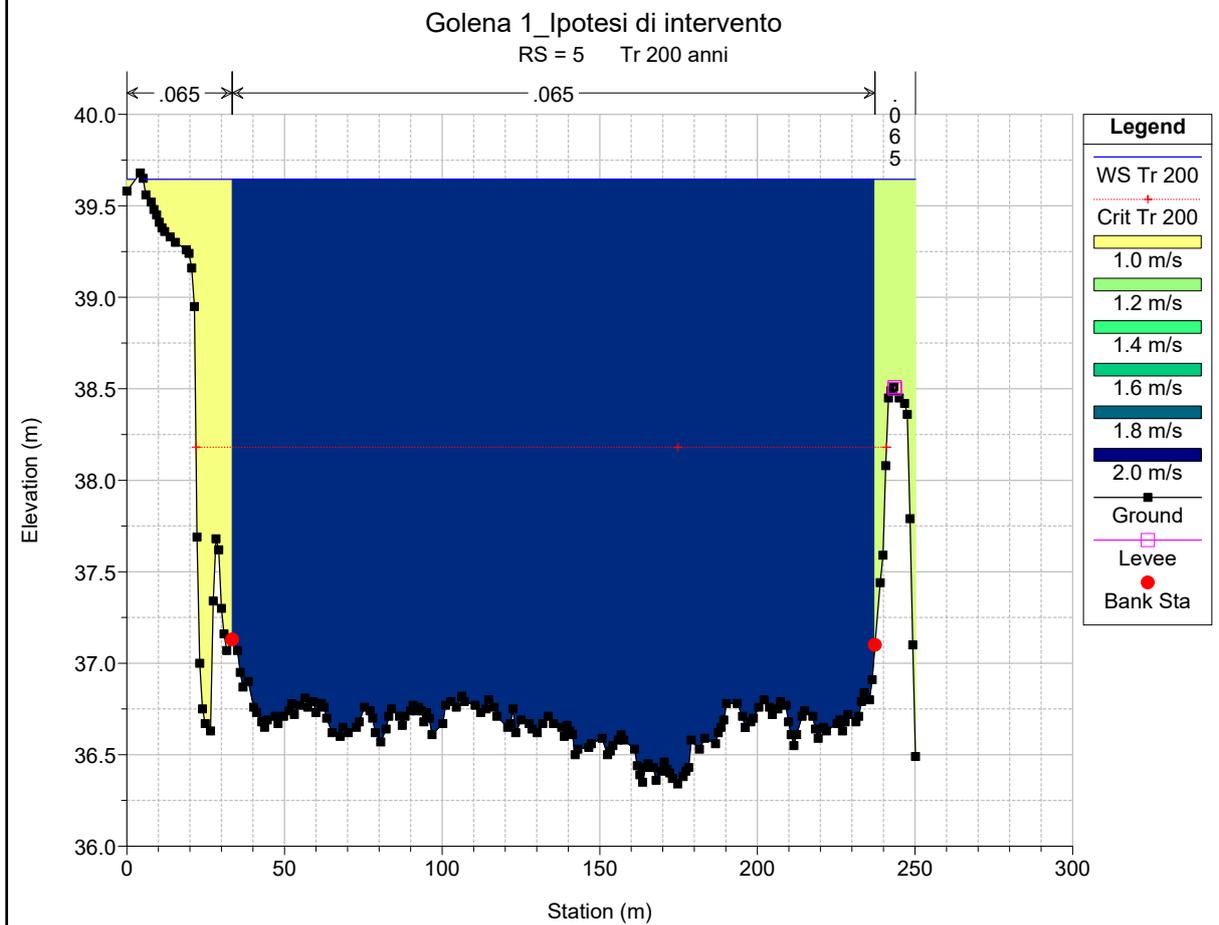
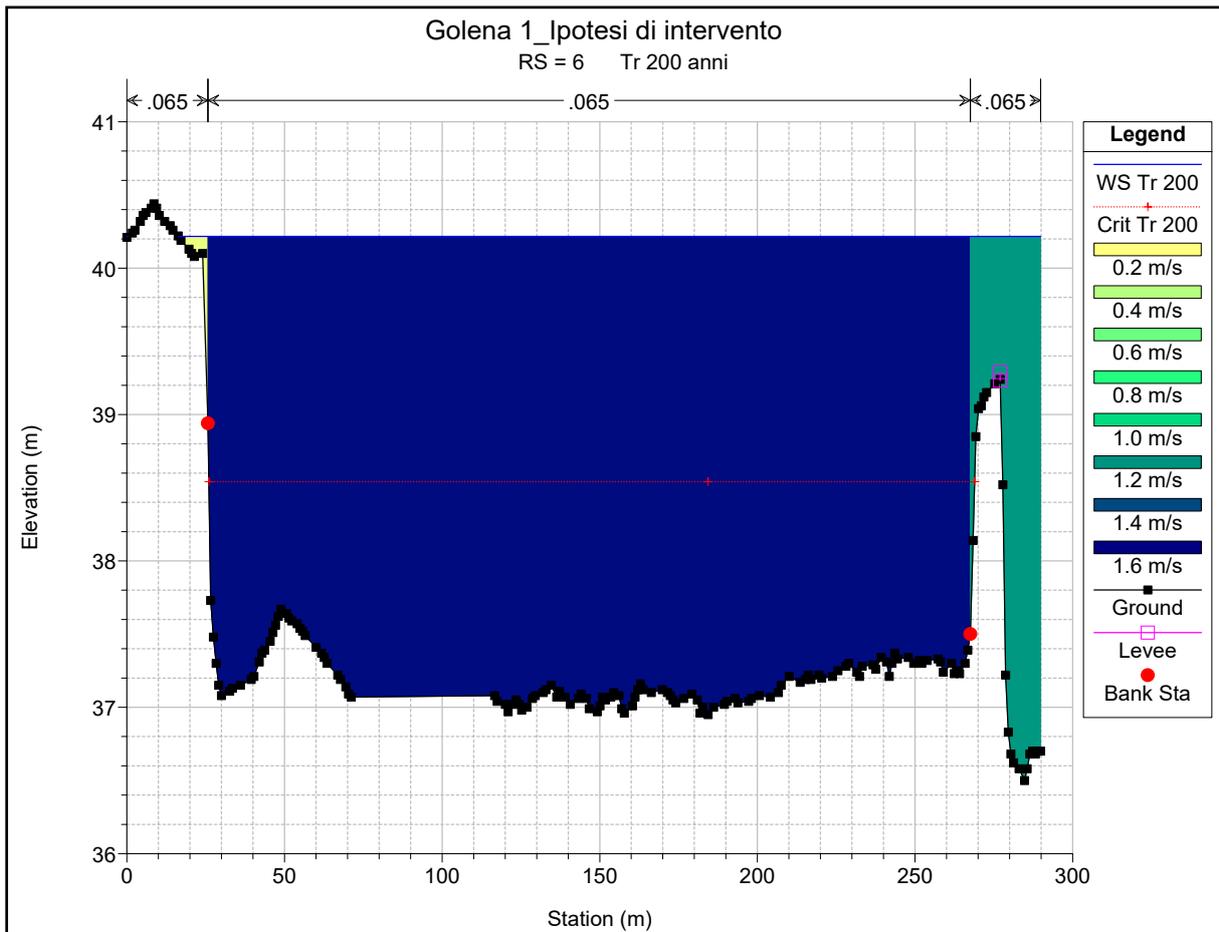
Golena 1

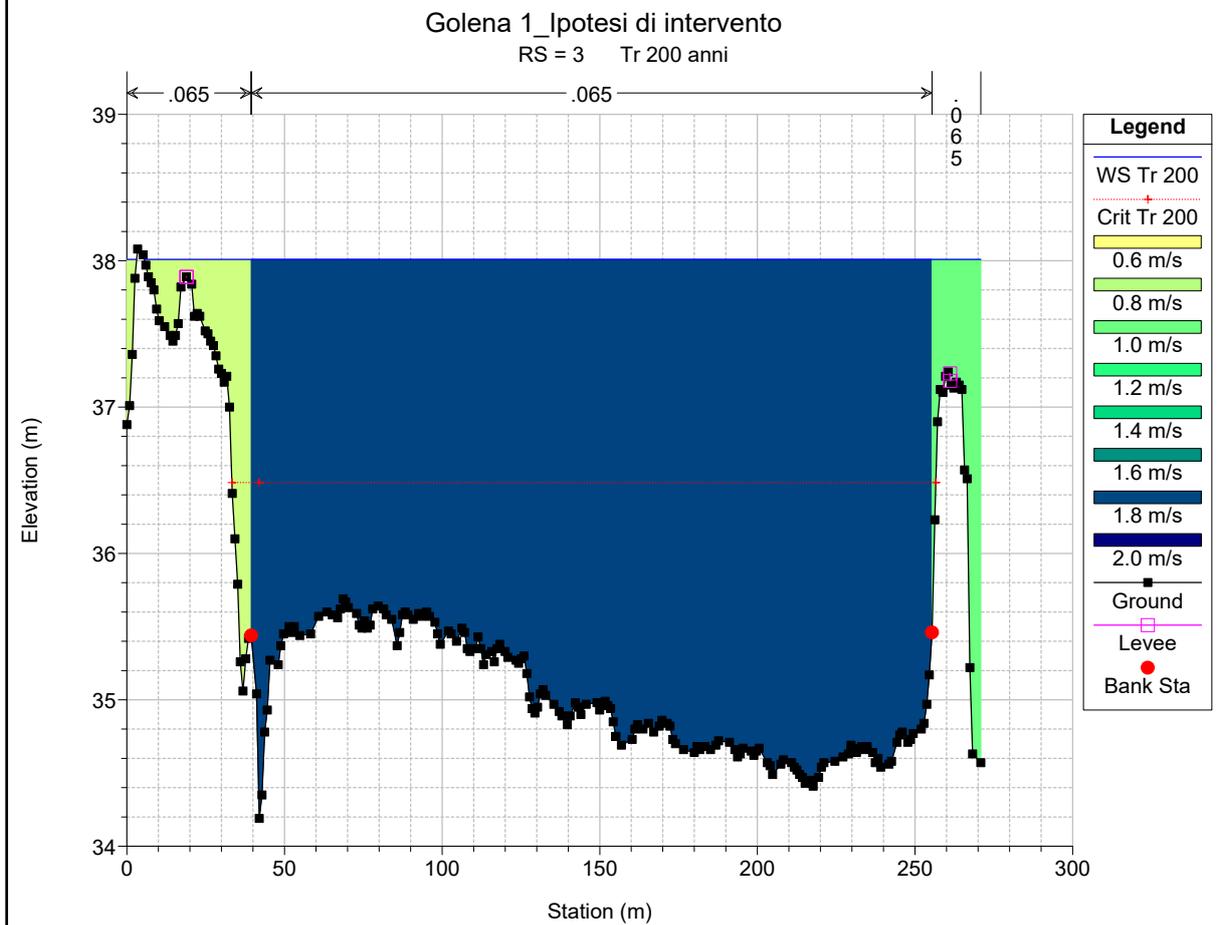
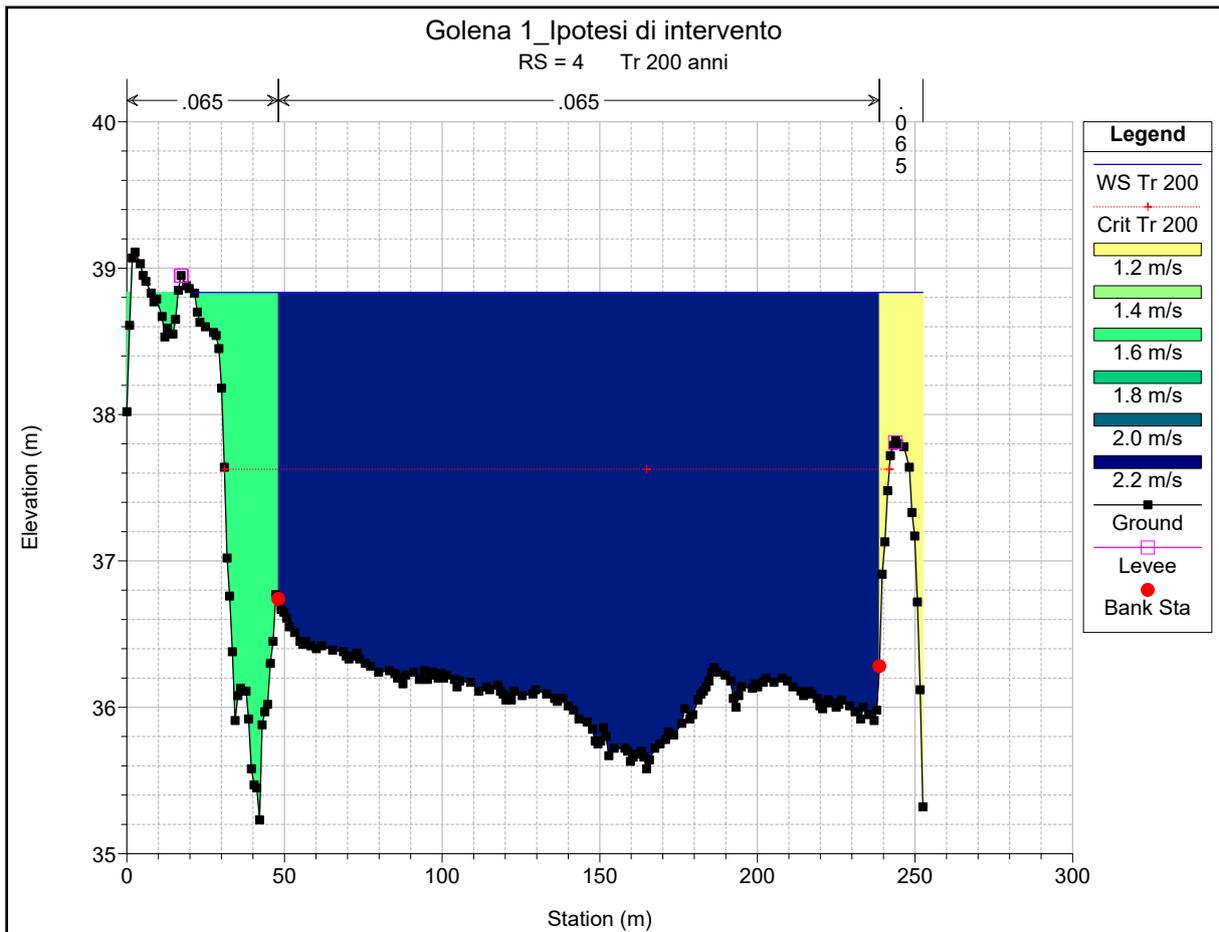


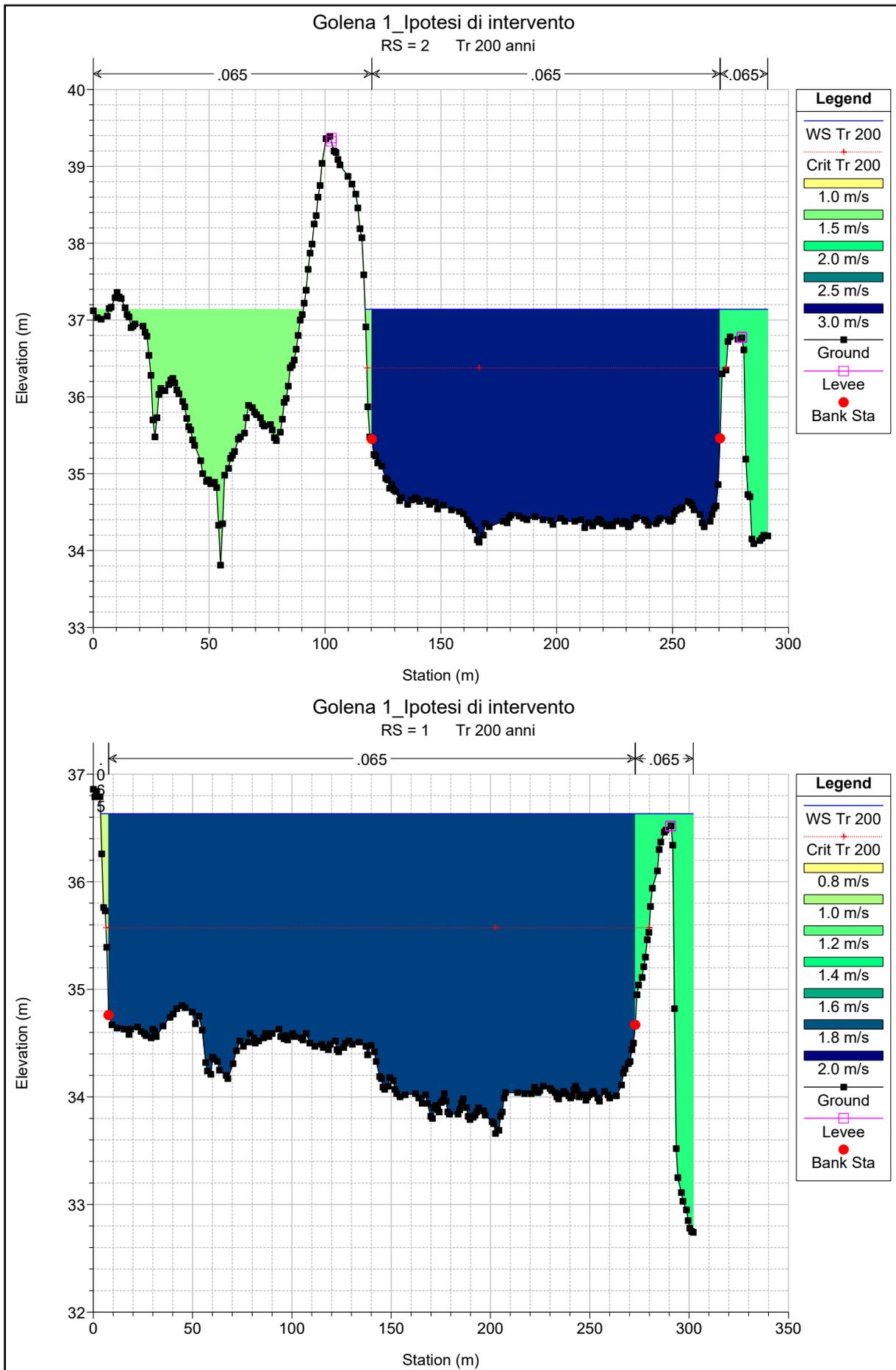


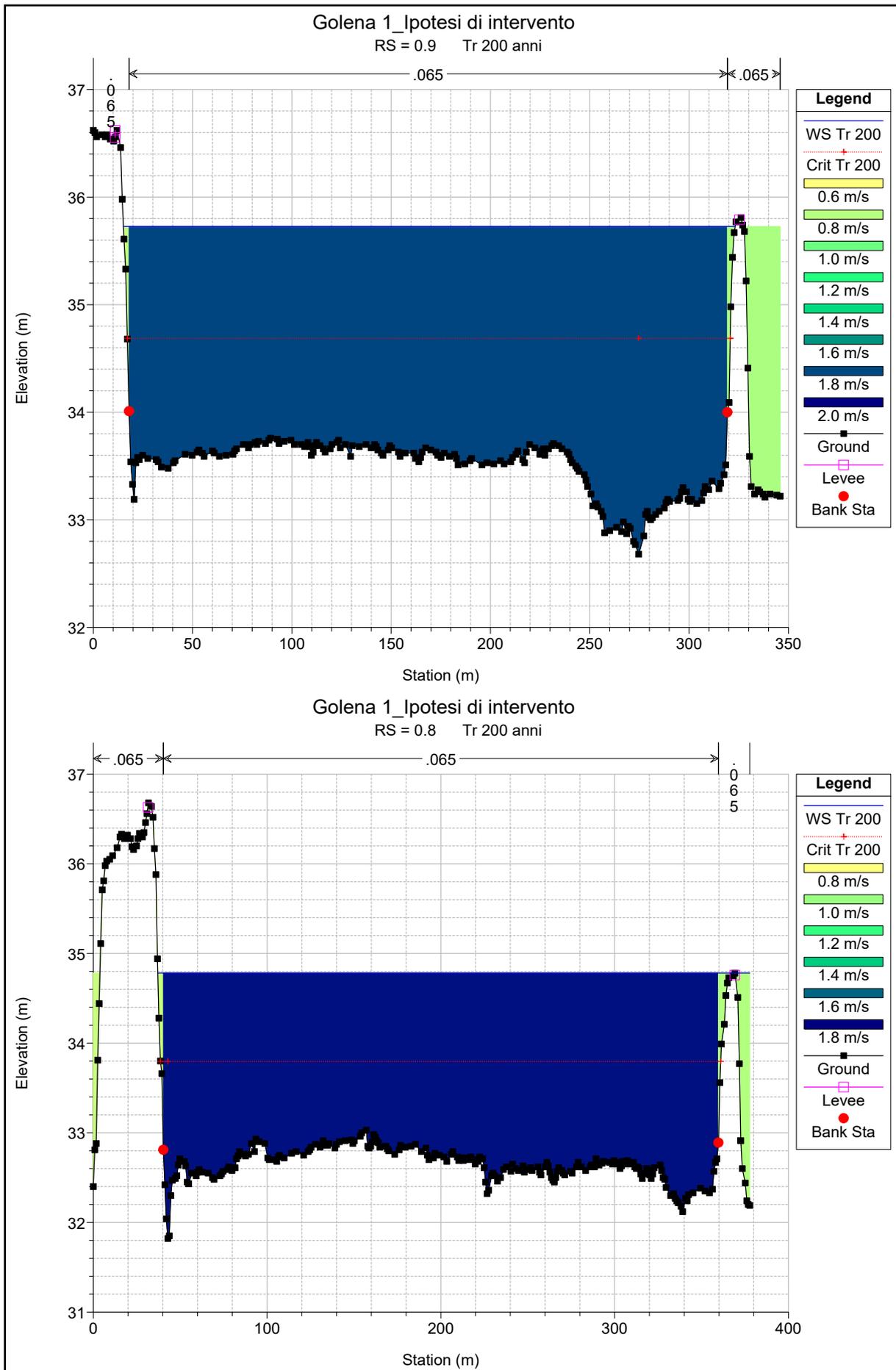


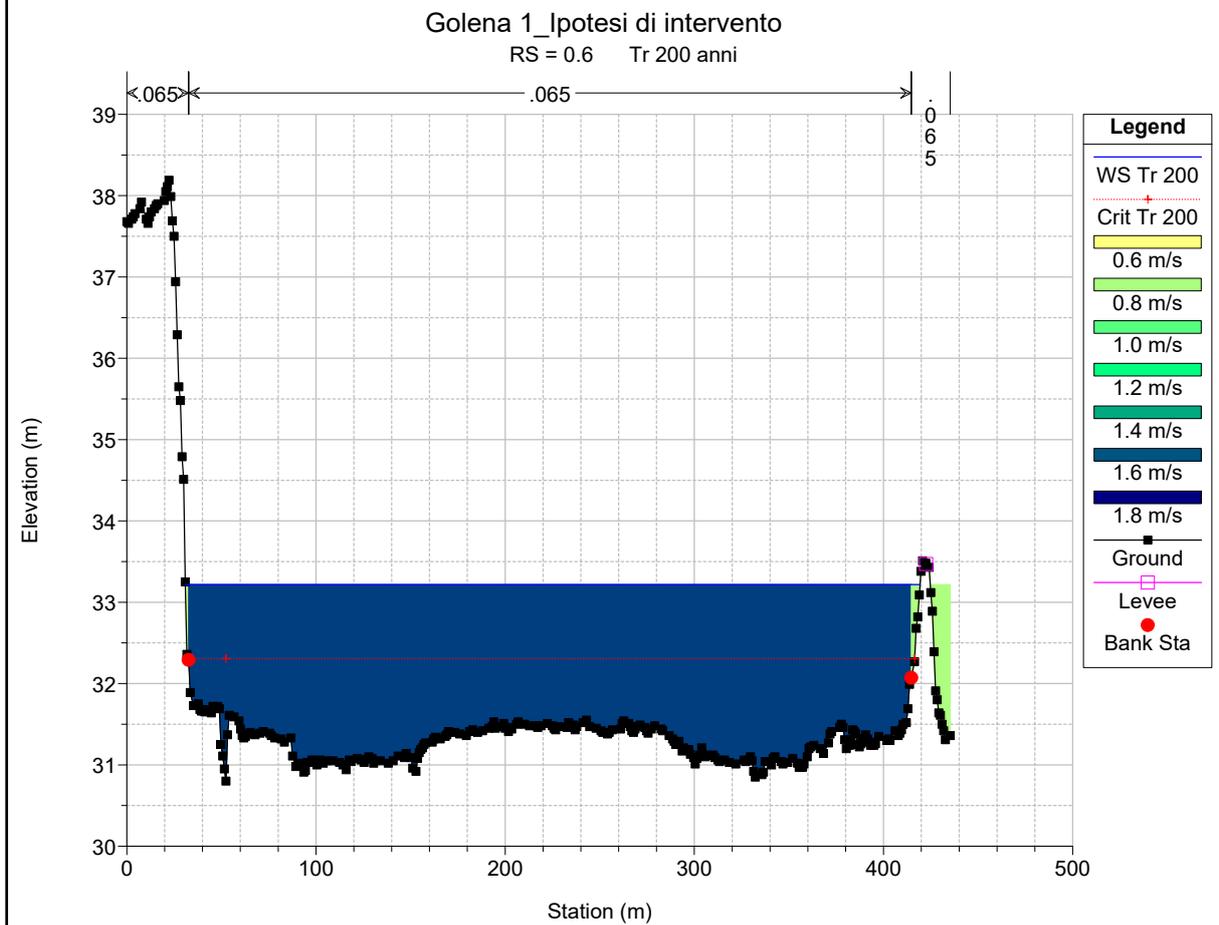
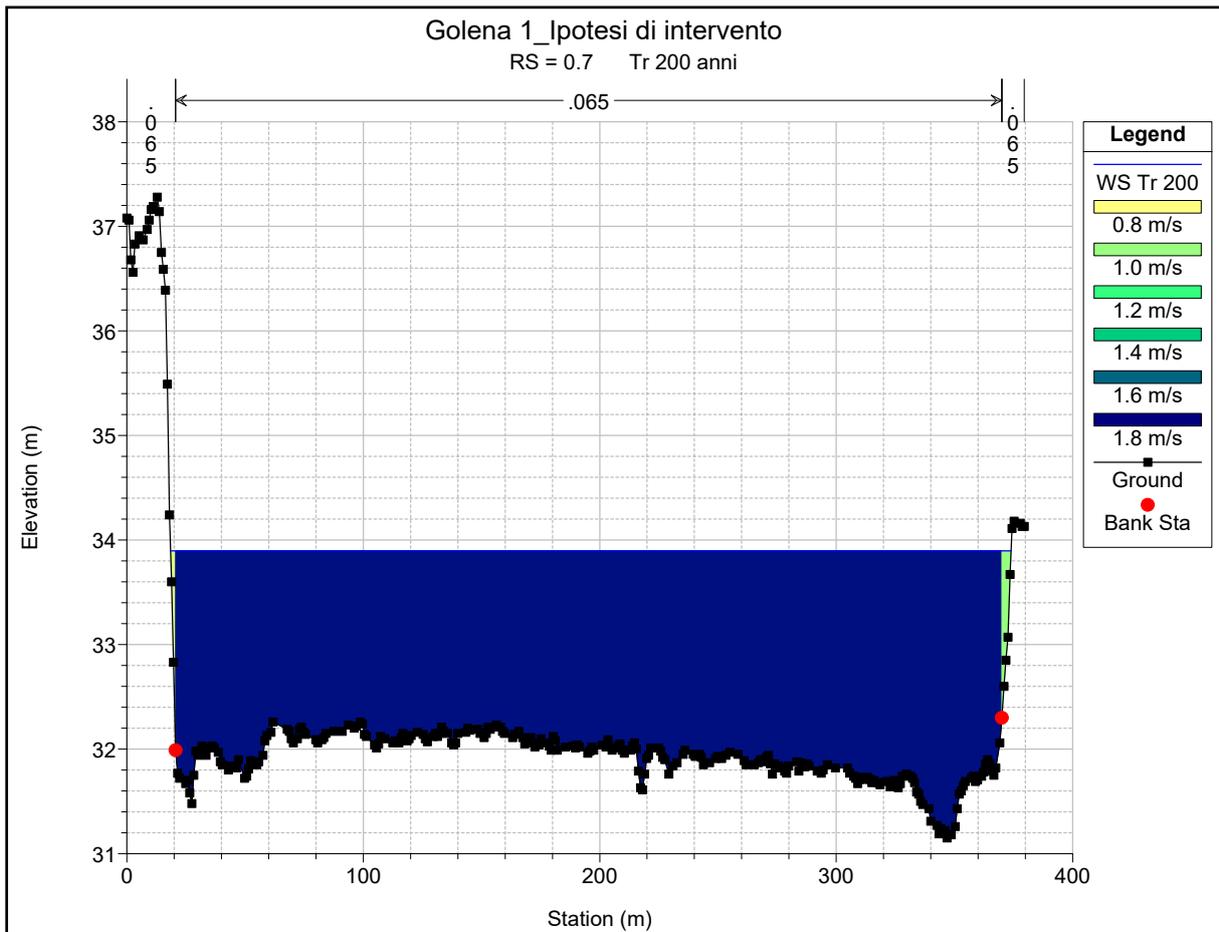






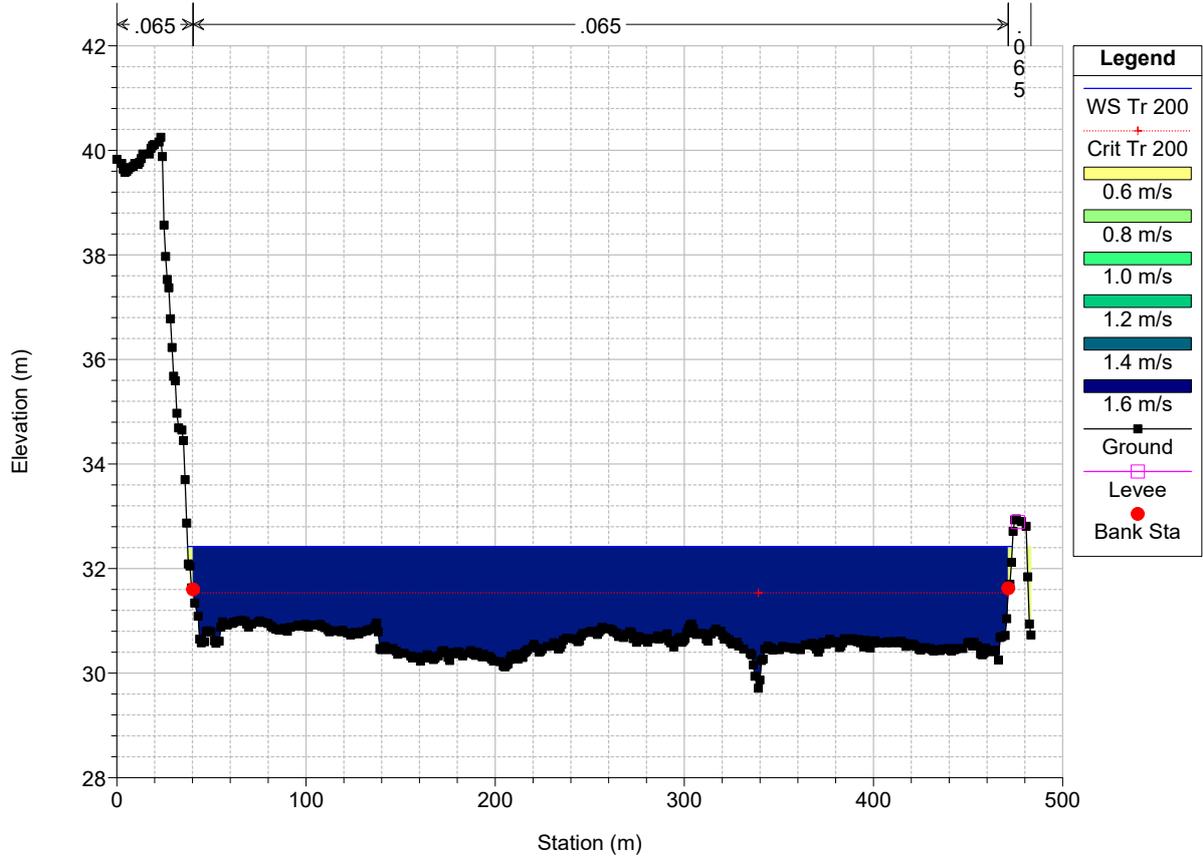






Golena 1_Ipotesi di intervento

RS = 0.5 Tr 200 anni



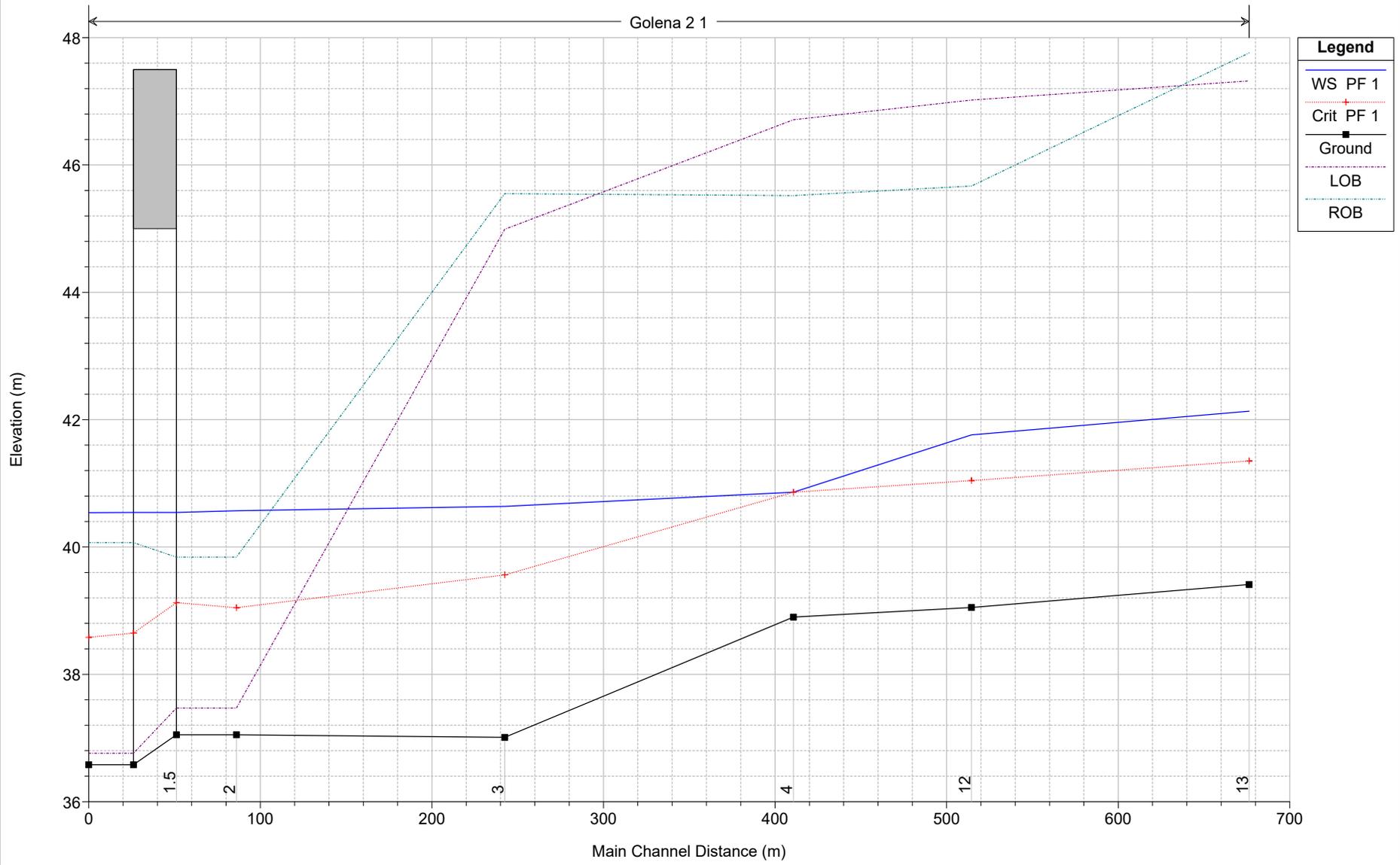
HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Golena Reach: 1 Profile: Tr 200

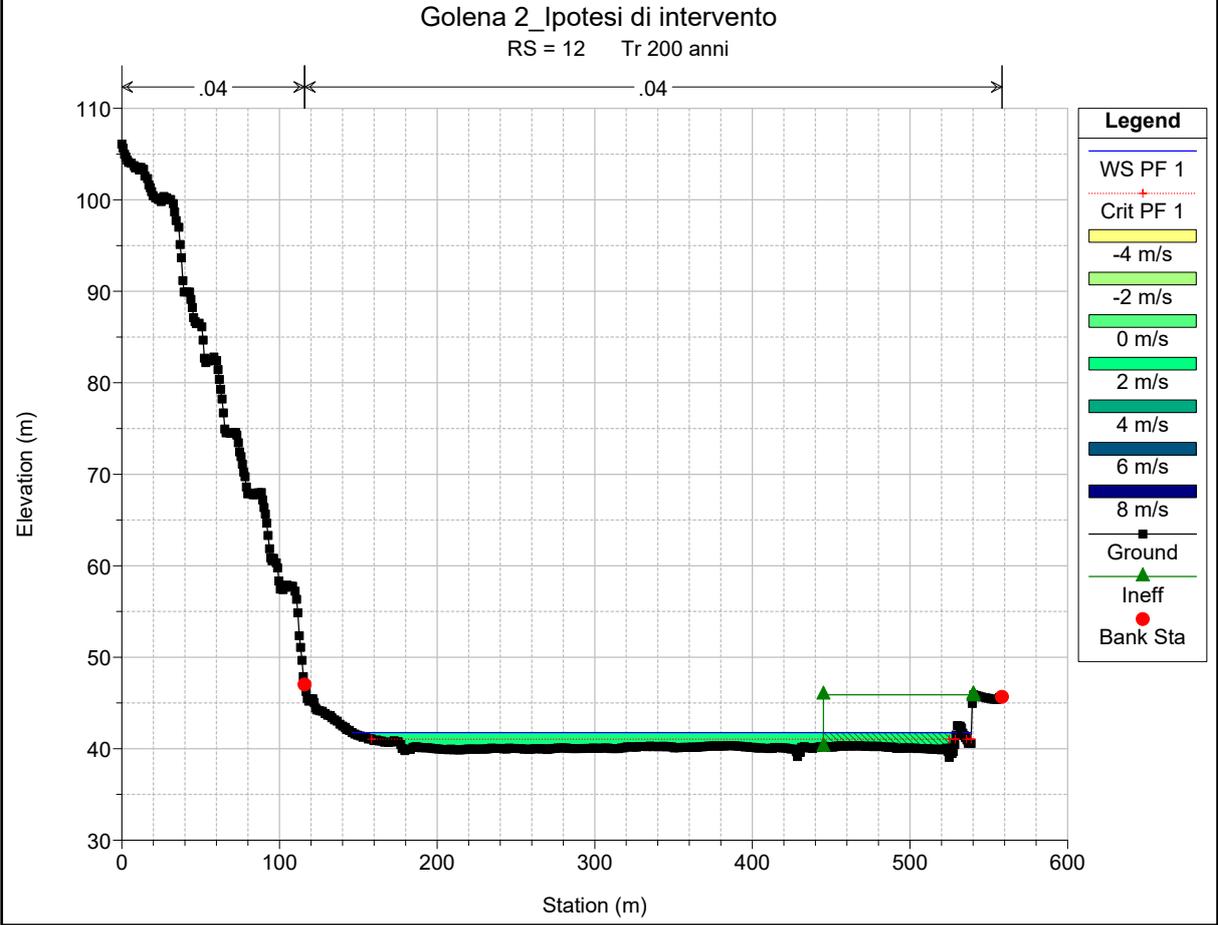
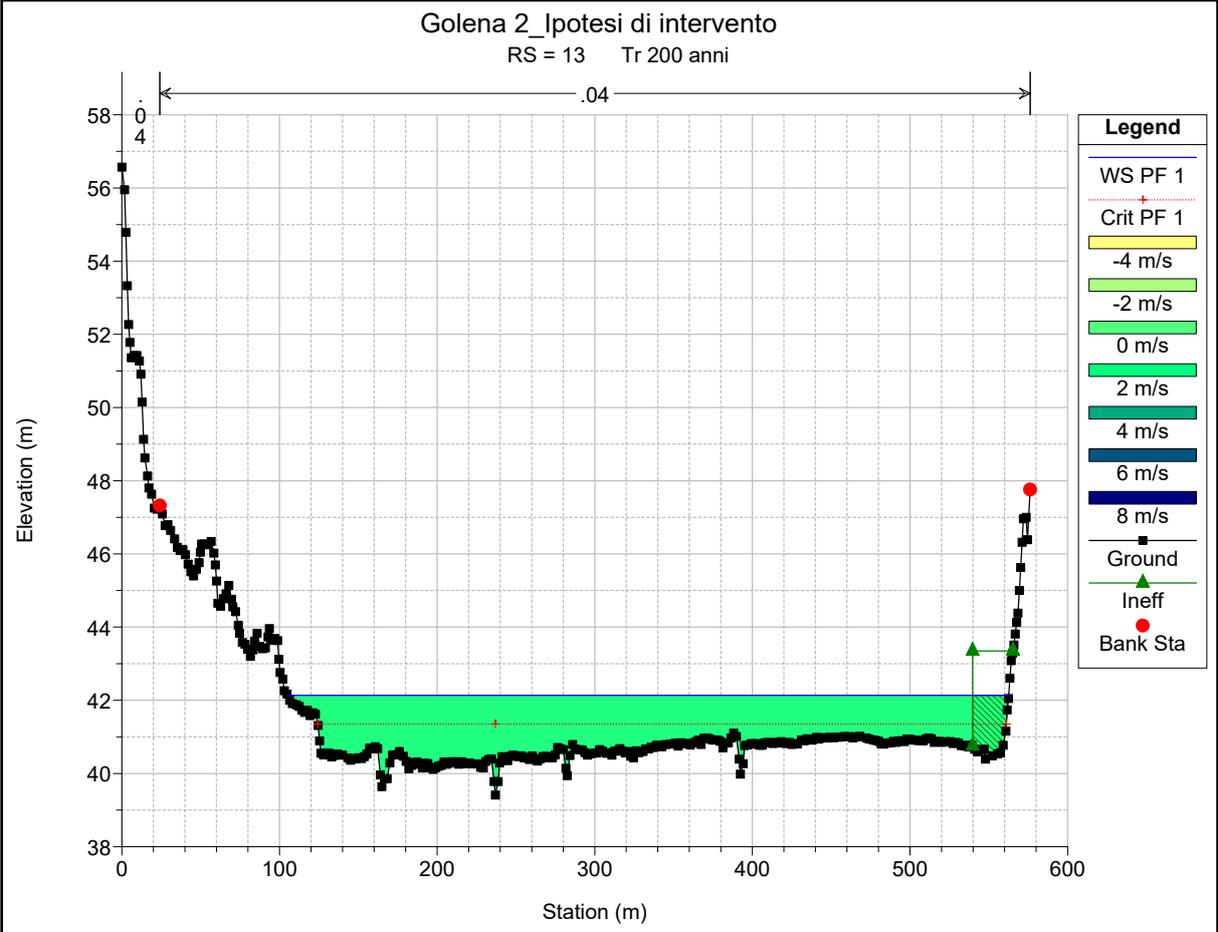
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	11	Tr 200	437.00	39.72	42.01	40.82	42.06	0.001788	1.00	436.49	224.24	0.23
1	9.3	Tr 200	437.00	38.66	41.91		41.94	0.000854	0.78	565.59	248.25	0.16
1	9.1	Tr 200	437.00	39.16	41.89	40.11	41.91	0.000657	0.72	617.91	261.60	0.15
1	9	Tr 200	1222.00	38.51	41.62	40.42	41.80	0.004448	1.92	652.27	265.21	0.38
1	8	Tr 200	1222.00	37.78	41.01	39.64	41.14	0.002813	1.60	773.85	276.56	0.31
1	7	Tr 200	1222.00	36.48	40.54	38.94	40.67	0.002558	1.60	784.80	276.45	0.30
1	6	Tr 200	1222.00	36.95	40.22	38.54	40.34	0.002363	1.57	793.85	273.87	0.29
1	5	Tr 200	1222.00	36.34	39.64	38.18	39.83	0.003635	1.92	662.47	247.70	0.35
1	4	Tr 200	1222.00	35.58	38.83	37.63	39.06	0.005105	2.15	591.07	231.23	0.41
1	3	Tr 200	1222.00	34.19	38.01	36.48	38.17	0.003237	1.81	702.17	268.44	0.33
1	2	Tr 200	1222.00	34.11	37.14	36.38	37.55	0.009643	2.89	436.29	173.74	0.57
1	1	Tr 200	1222.00	33.66	36.63	35.57	36.80	0.004613	1.85	677.22	298.37	0.38
1	0.9	Tr 200	1222.00	32.68	35.73	34.69	35.89	0.004784	1.81	676.61	308.00	0.39
1	0.8	Tr 200	1222.00	31.82	34.78	33.80	34.94	0.004838	1.77	700.99	340.61	0.39
1	0.7	Tr 200	1222.00	31.15	33.90		34.06	0.005389	1.77	692.60	355.45	0.40
1	0.6	Tr 200	1222.00	30.80	33.22	32.30	33.36	0.004822	1.65	741.32	388.39	0.38
1	0.5	Tr 200	1222.00	29.71	32.42	31.54	32.54	0.004600	1.55	787.93	435.99	0.37

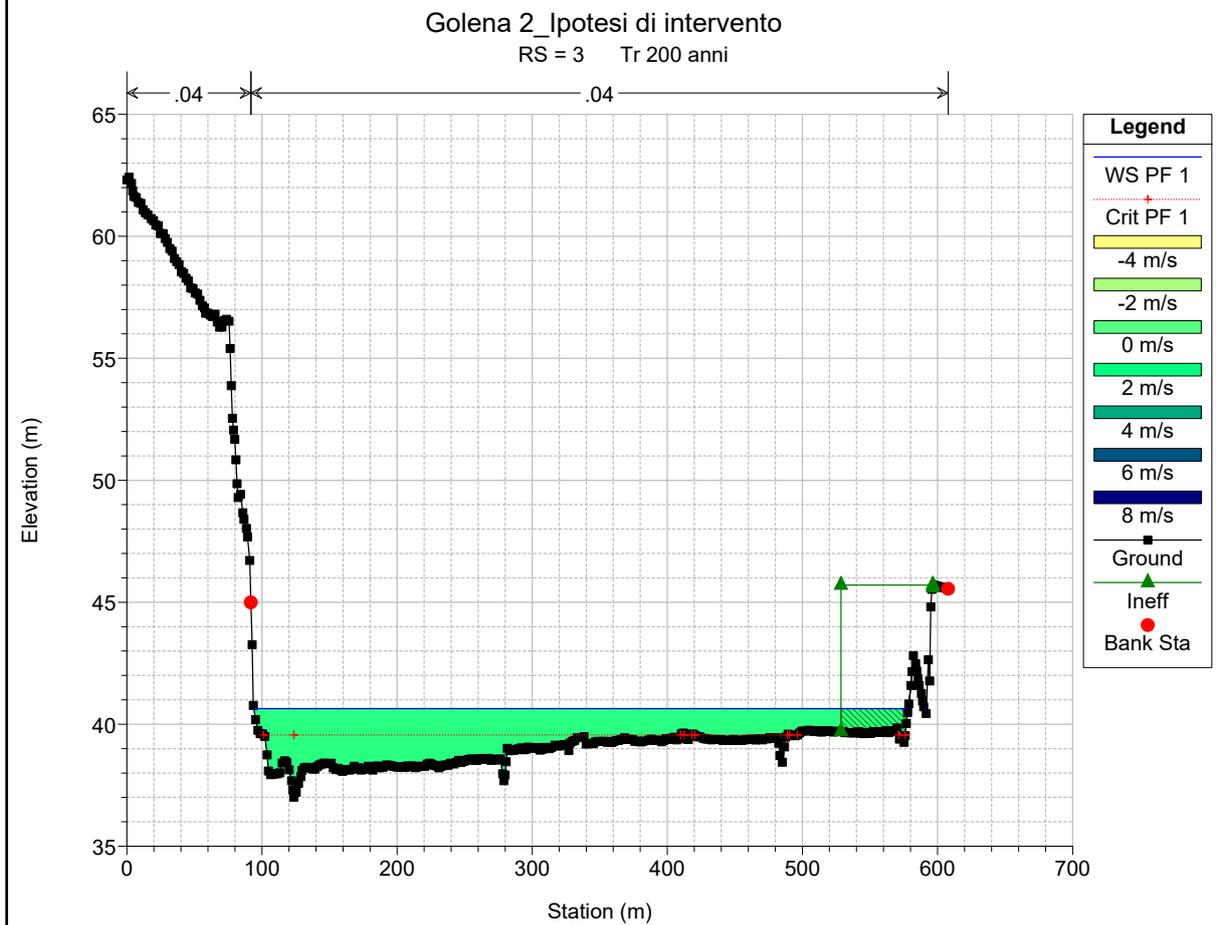
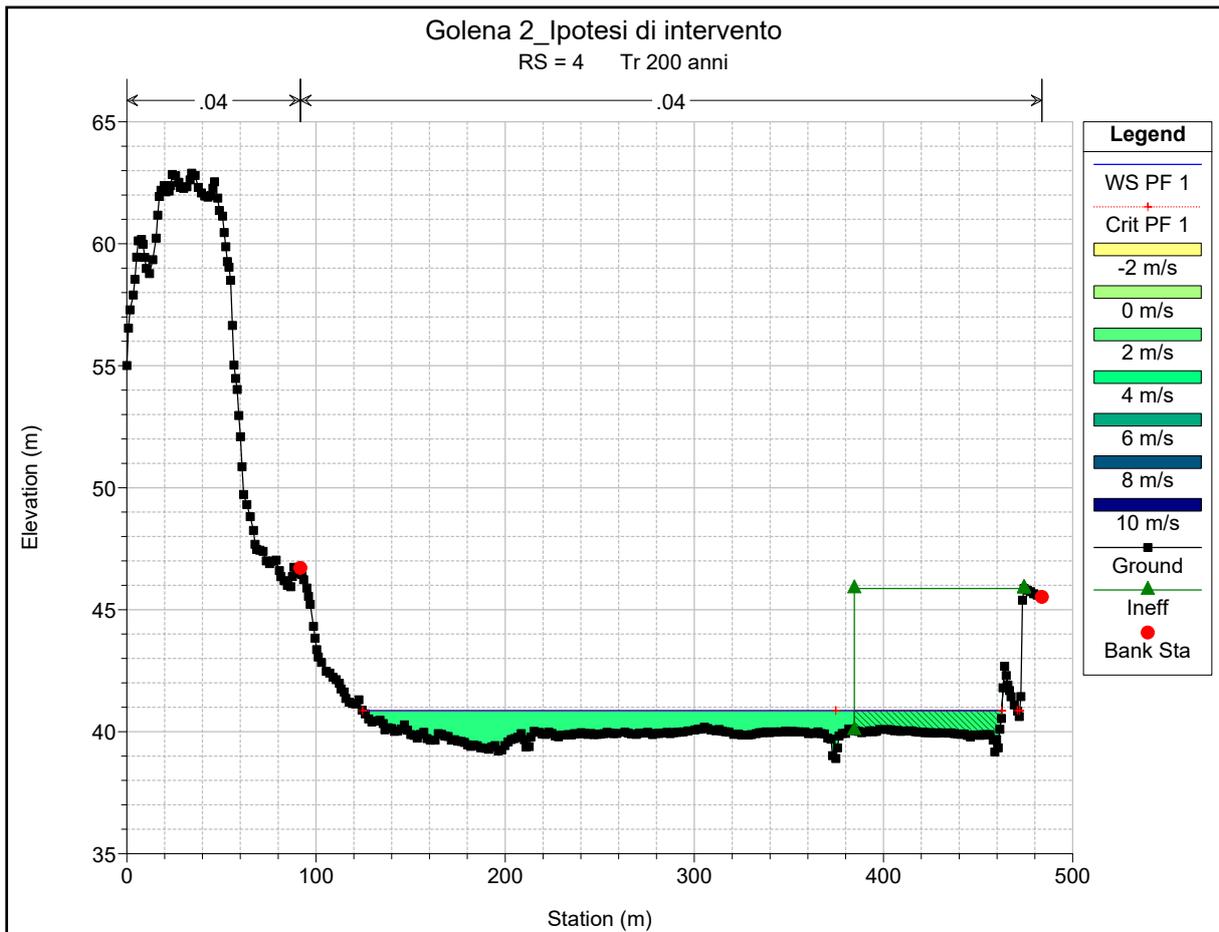
Golena 2_Ipotesi di intervento

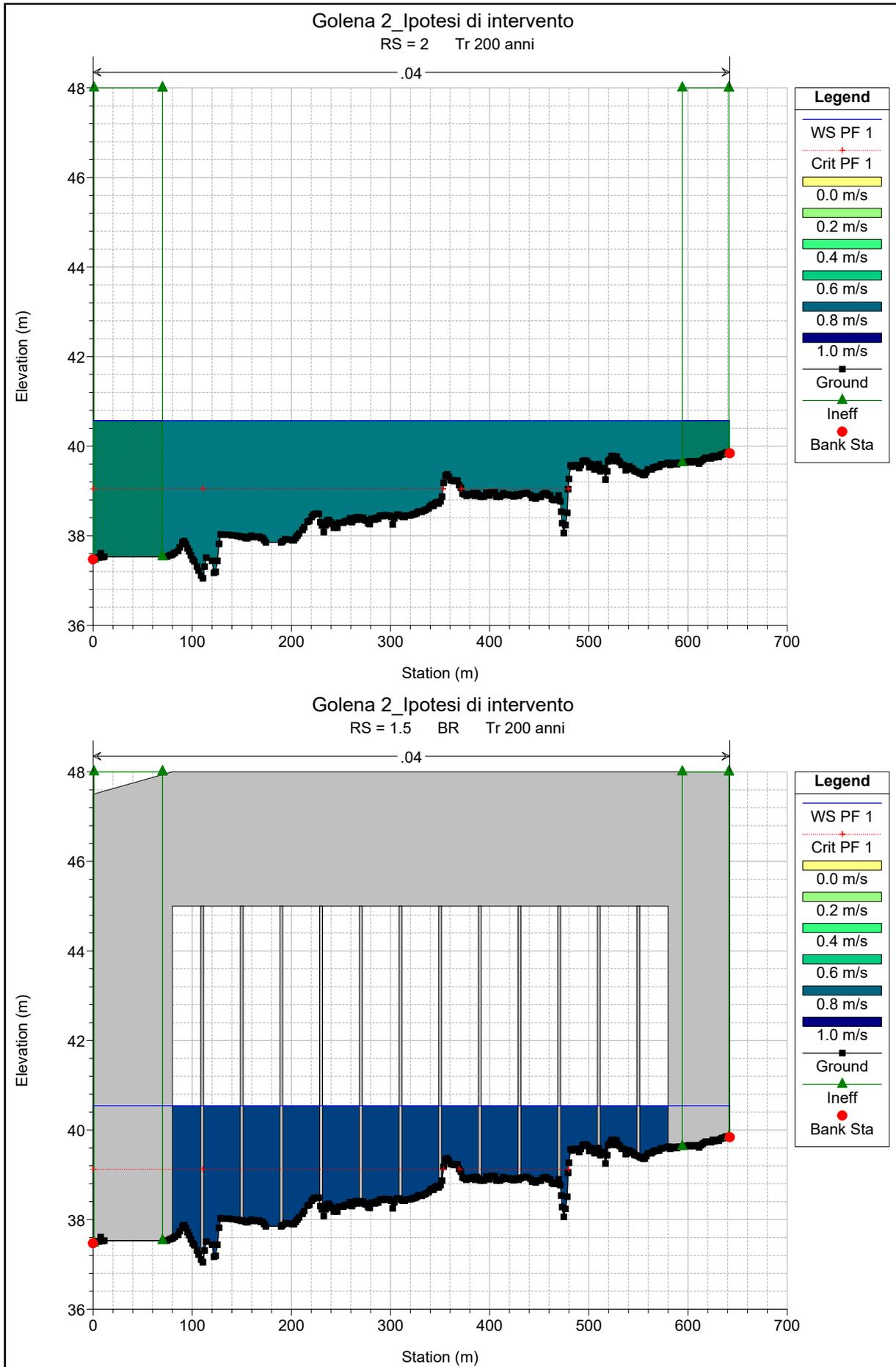
Tr 200 anni

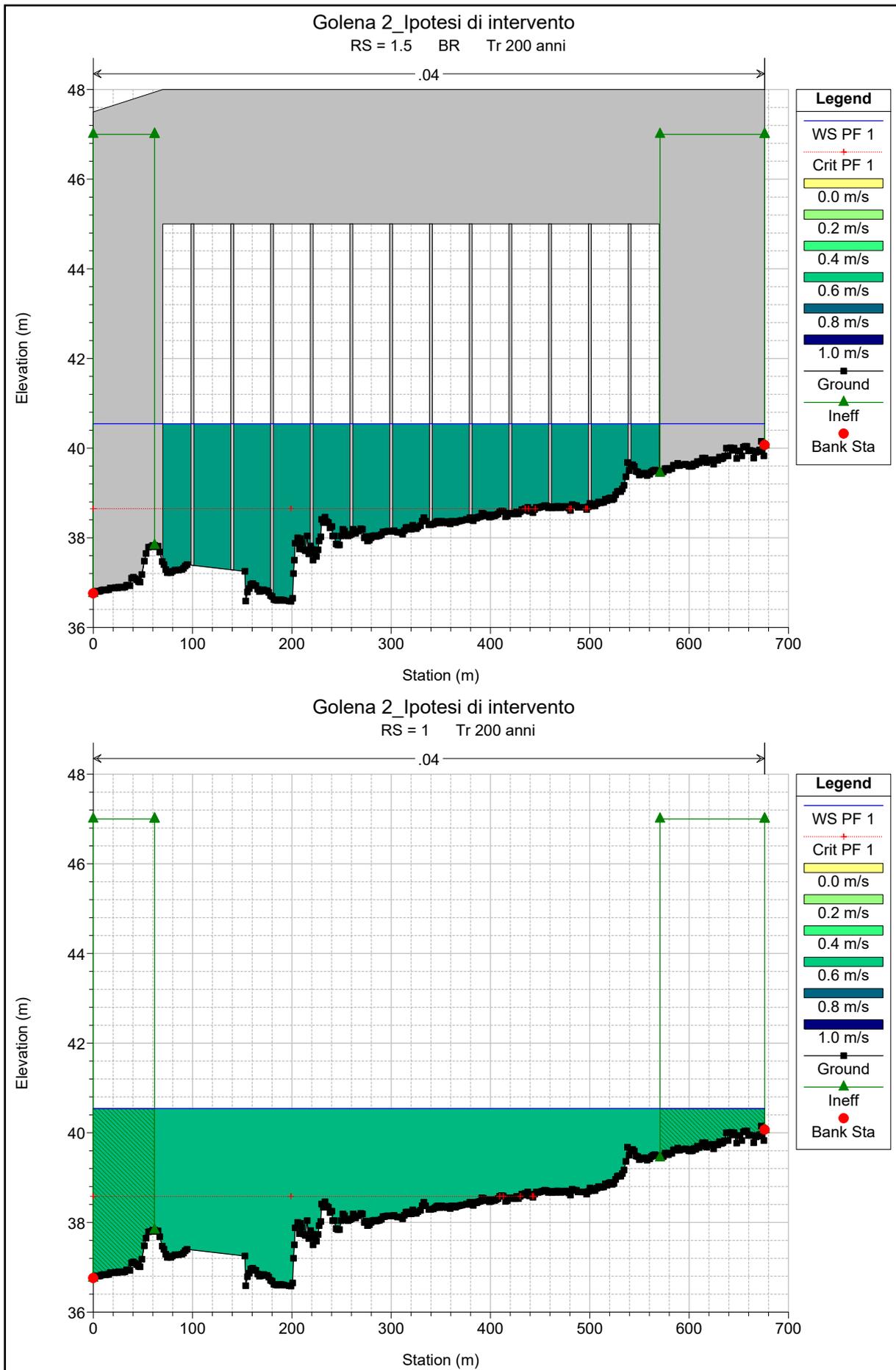
Golena 2 1









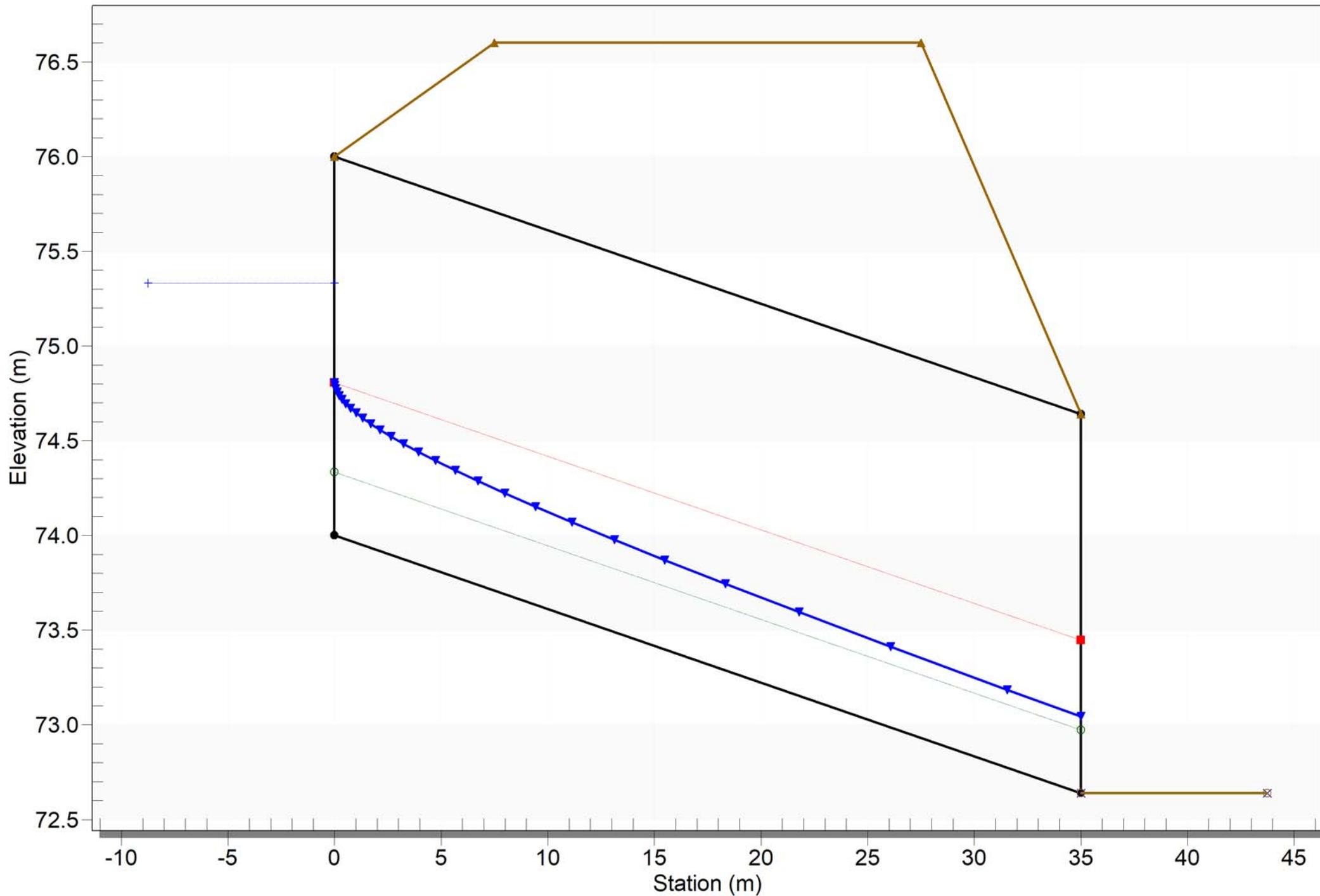


HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Golena 2 Reach: 1 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	13	PF 1	785.00	39.41	42.13	41.35	42.21	0.001532	1.25	628.80	457.47	0.33
1	12	PF 1	785.00	39.05	41.76	41.04	41.90	0.002392	1.66	473.37	388.83	0.42
1	4	PF 1	785.00	38.90	40.86	40.86	41.35	0.015913	3.09	253.65	339.18	1.00
1	3	PF 1	785.00	37.01	40.64	39.56	40.69	0.000847	1.04	751.34	485.61	0.25
1	2	PF 1	785.00	37.05	40.57	39.05	40.60	0.000384	0.76	1029.97	642.14	0.17
1	1.5											
1	1	PF 1	785.00	36.58	40.54	38.58	40.56	0.000200	0.64	1232.42	676.12	0.13

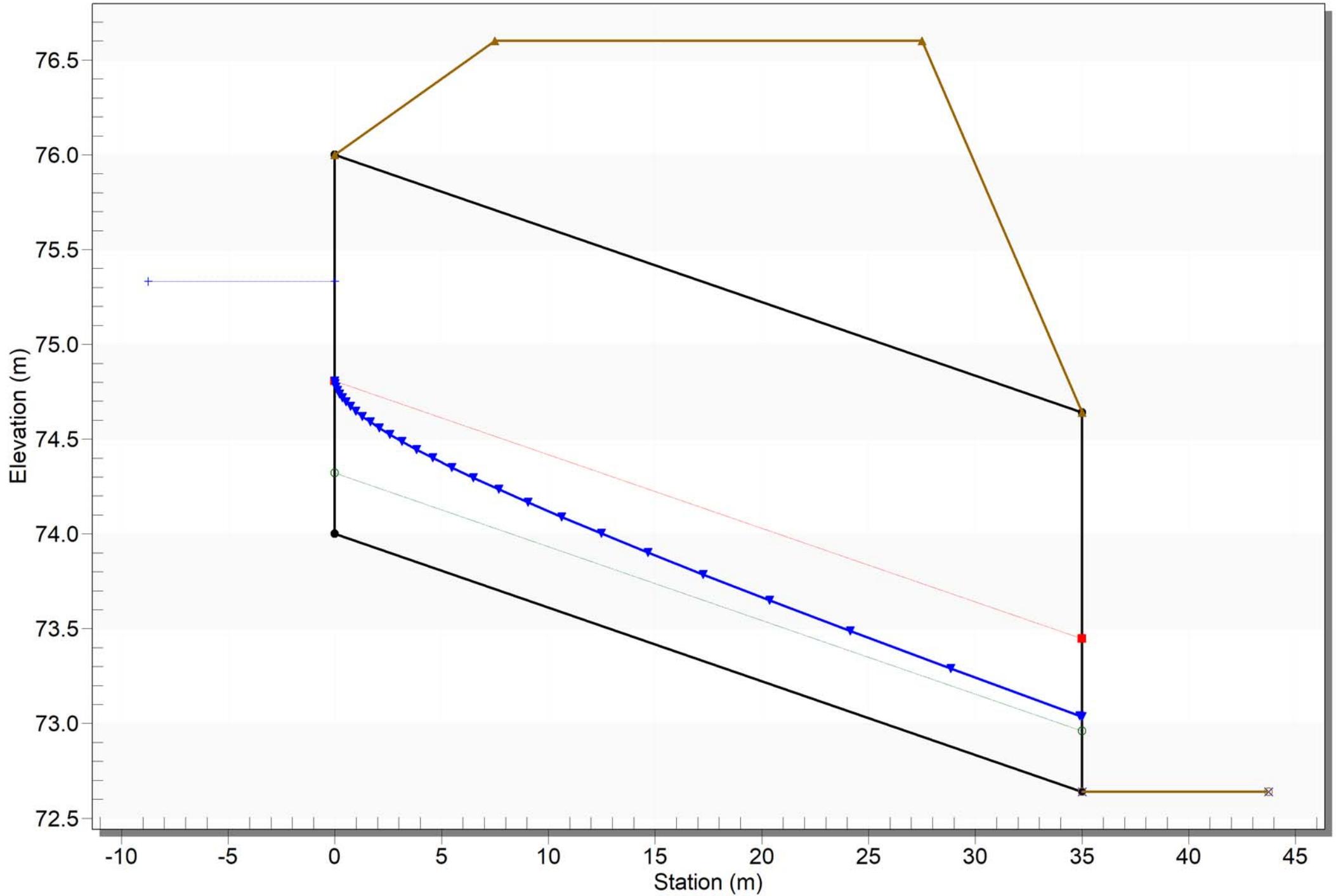
Crossing - 0+579,59 Ipotesi intervento, Design Discharge - 11.36 cms

Culvert - Opera esistente 2.0x2.0, Culvert Discharge - 4.54 cms



Crossing - 0+579,59 Ipotesi intervento, Design Discharge - 11.36 cms

Culvert - Opera intervento 3.0x2.0, Culvert Discharge - 6.82 cms



HY-8 Analysis Results

Crossing Summary Table

Culvert Crossing: 0+579,59 Ipotesi intervento

Headwater Elevation (m)	Total Discharge (cms)	Opera esistente 2.0x2.0 Discharge (cms)	Opera intervento 3.0x2.0 Discharge (cms)	Roadway Discharge (cms)	Iterations
74.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
74.30	1.20	0.48	0.72	0.00	3
74.47	2.40	0.96	1.44	0.00	4
74.62	3.60	1.44	2.16	0.00	4
74.75	4.80	1.92	2.88	0.00	4
74.87	6.00	2.40	3.60	0.00	3
74.98	7.20	2.88	4.32	0.00	3
75.09	8.40	3.36	5.04	0.00	3
75.19	9.60	3.84	5.76	0.00	3
75.29	10.80	4.32	6.48	0.00	3
75.33	11.36	4.54	6.82	0.00	3
76.60	28.71	11.49	17.23	0.00	Overtopping

HY-8 Analysis Results

Customized Table

Culvert Crossing: 0+579,59 Ipotesi intervento - Opera esistente 2.0x2.0

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Critical Depth (m)
0.00	0.00	74.00	0.00	0.00	0.00
1.20	0.48	74.30	0.30	-1.18	0.18
2.40	0.96	74.47	0.47	-1.07	0.29
3.60	1.44	74.62	0.62	-0.97	0.38
4.80	1.92	74.75	0.75	-0.88	0.45
6.00	2.40	74.87	0.87	-0.80	0.53
7.20	2.88	74.98	0.98	-0.72	0.60
8.40	3.36	75.09	1.09	-0.64	0.66
9.60	3.84	75.19	1.19	-0.56	0.72
10.80	4.32	75.29	1.29	-0.48	0.78
11.36	4.54	75.33	1.33	-0.44	0.81

HY-8 Analysis Results

Customized Table

Culvert Crossing: 0+579,59 Ipotesi intervento - Opera intervento 3.0x2.0

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Critical Depth (m)
0.00	0.00	74.00	0.00	0.00	0.00
0.80	0.80	74.32	0.32	-1.16	0.19
1.60	1.60	74.51	0.51	-1.05	0.31
2.40	2.40	74.66	0.66	-0.94	0.40
3.20	3.20	74.80	0.80	-0.85	0.49
4.00	4.00	74.93	0.93	-0.76	0.57
4.80	4.80	75.05	1.05	-0.67	0.64
5.60	5.60	75.17	1.17	-0.58	0.71
6.40	6.40	75.28	1.28	-0.49	0.77
6.82	6.82	75.33	1.33	-0.44	0.81
8.00	8.00	75.48	1.48	-0.31	0.90



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

6. ALLEGATO. ANALISI STABILITA' CORPI RILEVATO IN CONDIZIONI DI PIENA

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 51 di 51



1. VERIFICHE DI STABILITÀ CORPI RILEVATO IN CONDIZIONI DI PIENA

1.1. Tratto 1 – sez 1 ÷ 14 (prg 0+000 ÷ 1+200)

In tale tratto il rilevato risulta costituito da terreni a grana grossa, ghiaiosi e sabbiosi (R1); il terreno di imposta del rilevato è costituito nei primi metri da materiali a grana media, prevalentemente sabbie limose (SL). [sondaggi di riferimento: SA1, SA2, SA3]

Sezione 10 _ ~ prg 0+813

In tale sezione il rilevato ha un'altezza massima $H_r \cong 4.2$ m; il tirante idrico può raggiungere la quota massima $q_w = 73.7$ m slm, quindi un'altezza dal piano campagna in corrispondenza del rilevato pari a circa 2.6 m. In corrispondenza del piede del rilevato, risultano presenti 2 ordini di gabbioni; le verifiche tuttavia, a favore di sicurezza, sono state eseguite considerando la presenza di un solo ordine.

La ricostruzione stratigrafica è stata effettuata con particolare riferimento ai risultati del sondaggio SA2.

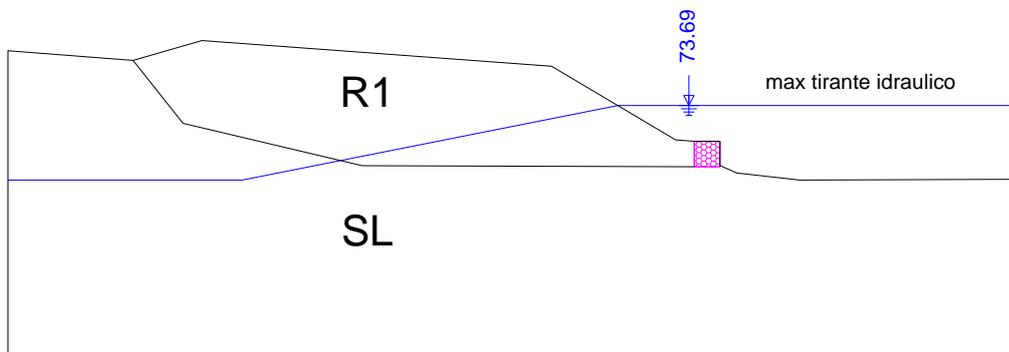


Figura 1. Sez. 10 : ricostruzione geometrica e stratigrafica.

In condizioni di massima altezza di tirante (quota $q_w = 73.7$ m slm), con sovraccarico stradale $q_d = 13$ kPa (valore di progetto), le analisi di stabilità dell'attuale configurazione restituiscono un valore minimo del coefficiente di sicurezza $FS = 1.057$ (Figura 2): in tale condizione, quindi, la verifica **non** risulterebbe soddisfatta ($FS_{STATmin} = 1.1$).

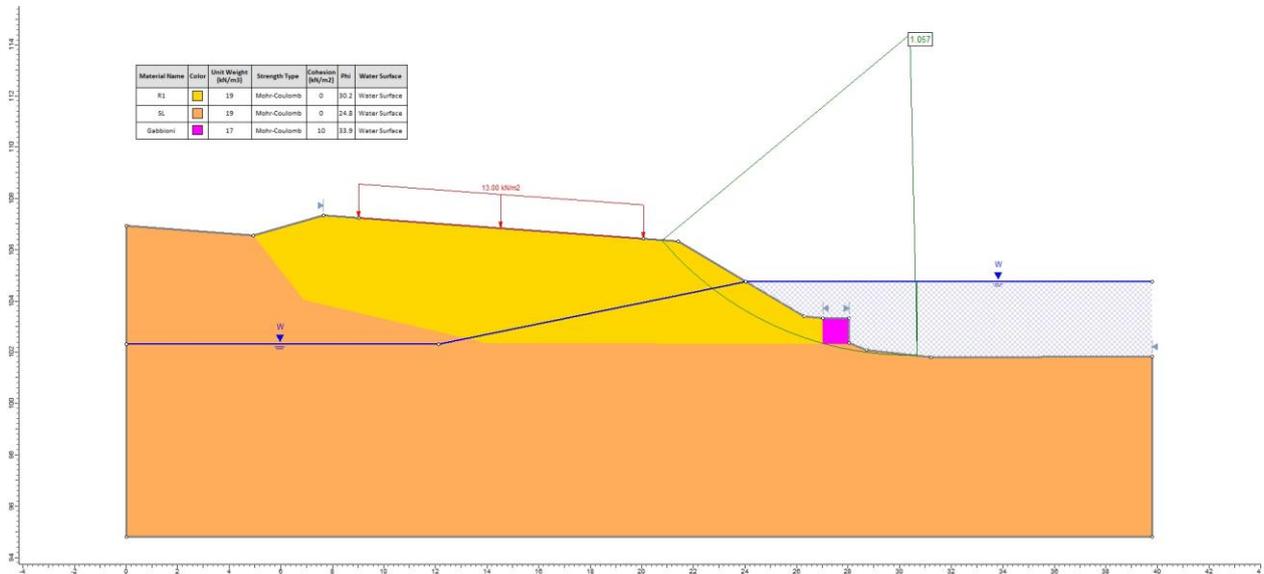


Figura 2. Sez. 10 : condizioni statiche e di massimo tirante idraulico ($q_{w,max} = 73.7$ m slm), scarpata lato fiume _ output grafico (SLIDE).

Sezione rilevato di accesso al cavalcavia a pk "0+262" (tra sez. 3 e 4)

In tale sezione il rilevato ha un'altezza massima $H_r \cong 9.4$ m; il tirante idrico può raggiungere la quota massima $q_w = 77.3$ m slm, quindi un'altezza dal piano campagna in corrispondenza del rilevato pari a circa 3.7 m. In corrispondenza del piede del rilevato, risulta presente una protezione spondale realizzata con materassi "Reno", non considerati nelle analisi di stabilità.

La ricostruzione stratigrafica è stata effettuata con riferimento ai risultati del sondaggio SA1.

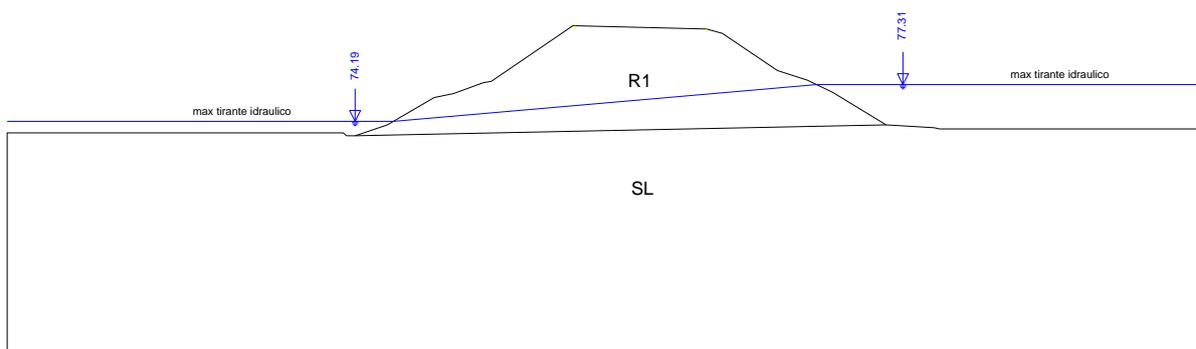


Figura 3. Sez. cav. 0+262: ricostruzione geometrica e stratigrafica.

In condizioni di massima altezza di tirante (quota $q_w = 77.3$ m slm), con sovraccarico stradale $q_d = 13$ kPa (valore di progetto), le analisi di stabilità dell'attuale configurazione restituiscono un



valore minimo del coefficiente di sicurezza $FS = 1.068$ (Figura 4); in tale condizione, quindi, la verifica **non** risulterebbe soddisfatta ($FS_{STATmin} = 1.1$).

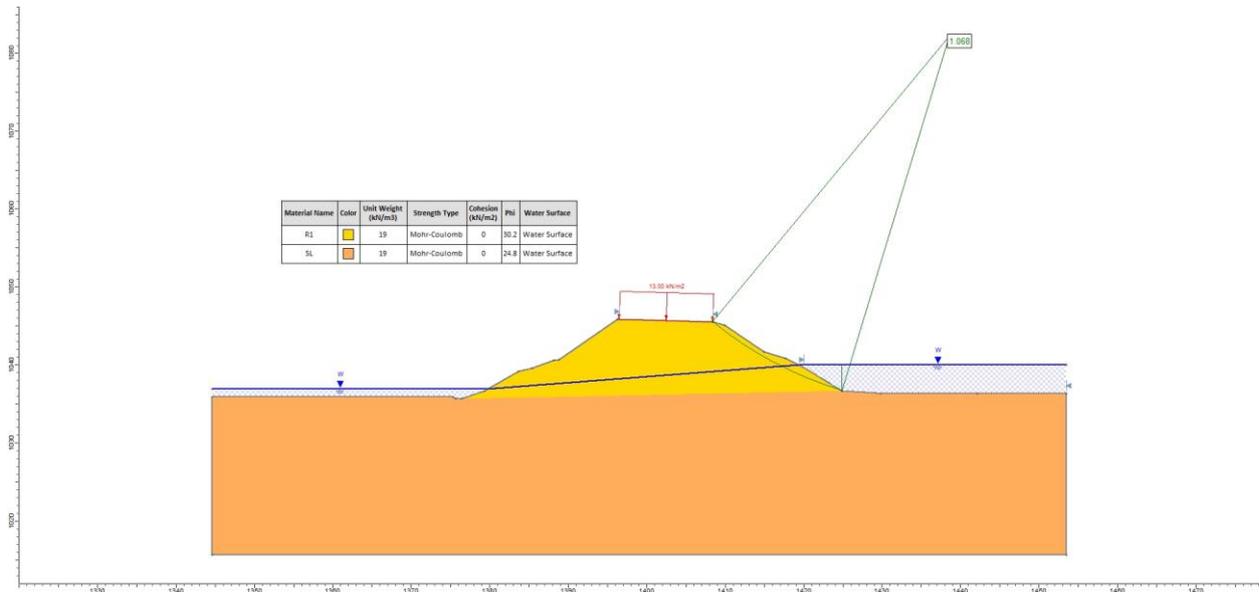


Figura 4. Sez.Cav.0+262 : condizioni statiche e di massimo tirante idraulico ($q_{w,max} = 77.3$ m slm), scarpata lato fiume _ output grafico (SLIDE).

1.2. Tratto 2 – sez 20 ÷ 37 (prg 1+550 ÷ 2+700)

Lungo tutto il tratto 2, il rilevato risulta costituito da sabbie medie e fini (R2), mediamente sabbie limose e ghiaiose debolmente argillose; i terreni di imposta del rilevato risultano costituiti nei primi metri da materiali a grana media-fine, prevalentemente sabbie con limo a tratti argillose (LSA). [sondaggi di riferimento: SA4, SB3, SA5L, SB4, SA6, SA7, SB5].

Sezione 27 – prg 2+500 (sondaggi di riferimento: SA5, SB4)

In tale sezione il rilevato ha un'altezza massima $H_r \cong 8.0$ m; il tirante idrico può raggiungere la quota massima $q_w = 69.9$ m slm, quindi un'altezza dal piano campagna in corrispondenza del rilevato pari a circa 6.0 m.

In corrispondenza del piede del rilevato, risultano presenti 5 - 6 ordini di gabbioni; le verifiche tuttavia, a favore di sicurezza, sono state eseguite considerando la presenza di 4 ordini di gabbioni e trascurando la presenza di un eventuale gabbione ammorsato nel terreno.



Studio criticità idrauliche e linee di intervento

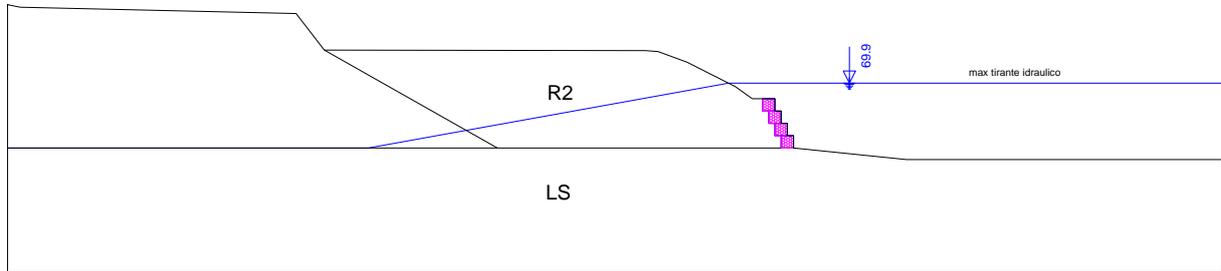


Figura 5. Sez. 27: ricostruzione geometrica e stratigrafica.

In condizioni di massima altezza di tirante (quota $q_w = 69.9$ m slm), con sovraccarico stradale $q_d = 13$ kPa, le analisi di stabilità dell'attuale configurazione restituiscono un valore minimo del coefficiente di sicurezza $FS = 1.037$ (Figura 6); in tale condizione, quindi, la verifica **non** risulterebbe soddisfatta ($FS_{STATmin} = 1.1$).

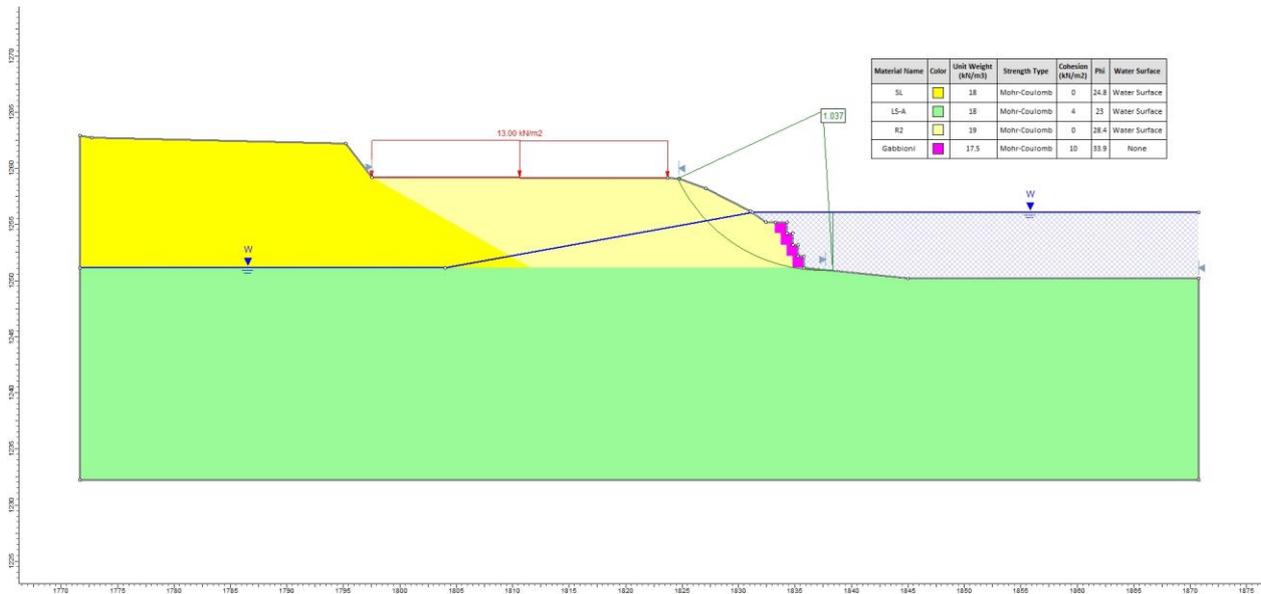


Figura 6. Sez. 27: condizioni statiche e di massimo tirante idraulico ($q_{w,max} = 69.9$ m slm), scarpata lato fiume _ output grafico (SLIDE).



1.3. Tratti 3 e 5 – sez 39 ÷ 54 (prg 3+600 ÷ 5+100) - sez 66 ÷ 75 (prg 6+300 ÷ 7+100)

In tali tratti il rilevato risulta costituito da terreni a grana grossa, ghiaiosi e sabbiosi (R1); il terreno di imposta del rilevato è costituito nei primi metri da materiali a grana media, prevalentemente sabbie medie e fini, limose o debolmente limose (SL). [sondaggi di riferimento: SA8, SA9, SA10; SA13, SB11 e SA14].

Sezione 73 – prg 6+913

In tale sezione il rilevato ha un'altezza massima $H_r \cong 4.2$ m; il tirante idrico può raggiungere la quota di 46.9 m slm, quindi un'altezza dal piano campagna in corrispondenza del rilevato pari a circa 3.0 m. Le analisi sono state effettuate non considerando la presenza di gabbioni al piede del rilevato.

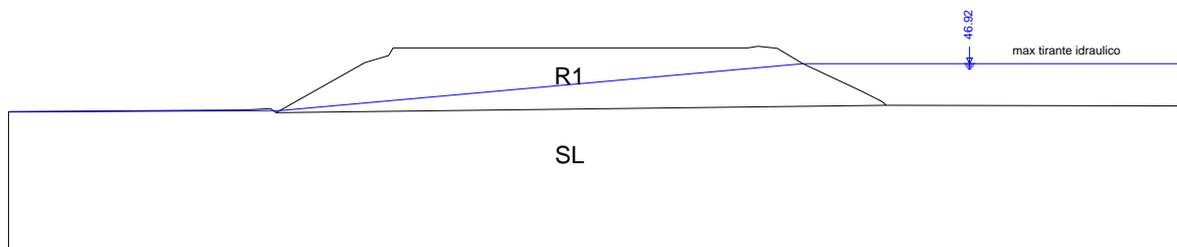


Figura 7. Sez. 73: ricostruzione geometrica e stratigrafica.

Le analisi sono state effettuate considerando meccanismi di rottura che interessino sia la scarpata lato fiume che la scarpata sul lato opposto.

Nelle condizioni di massima altezza del tirante idraulico (quota $q_w = 46.9$ m slm), con sovraccarico stradale $q_d = 13$ kPa (valore di progetto), il valore minimo del coefficiente di sicurezza, $FS = 1.161$ (Figura 8) si ottiene per una superficie di scorrimento che interessa la scarpata del rilevato opposta rispetto a quella lato fiume.

Lungo la scarpata lato fiume, il valore minimo del coefficiente di sicurezza, $FS = 1.149$ (Figura 10), si ottiene invece con un'altezza del tirante idraulico intermedia tra la massima e quella corrispondente alla quota di piano campagna (quota $q_w = 45.4$ m slm).

In condizioni statiche, quindi, considerando un'altezza del carico idraulico variabile, le verifiche risultano soddisfatte ($FS_{STATmin} = 1.1$), avendo assunto per le unità geotecniche costituenti il modello di calcolo i valori caratteristici riportati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Tenuto conto dei valori minimi dei coefficienti di sicurezza ottenuti in condizioni statiche, prossimi al valore minimo previsto dalla normativa ($FS_{STATmin} = 1.1$) e della dispersione dei valori dell'angolo di attrito determinati per il materiale costituente i rilevati, nel tratto in esame



schematizzati con l'unità geotecnica R1, sono state eseguite anche delle analisi al variare del valore di $\varphi'_{R1,k}$. I risultati di tali analisi, con riferimento a meccanismi di instabilità che interessano la scarpata lato fiume e nelle condizioni di tirante idraulico di media altezza, sono rappresentati nel grafico riportato in Figura. Dal grafico è evidente che per valori di progetto dell'angolo di attrito, $\varphi'_{R1,d}$, inferiori a 29.0° , ovvero per valori caratteristici, $\varphi'_{R1,k}$, inferiori a circa 34.7° , si ottengono valori del coefficiente di sicurezza FS < 1.1 e quindi le verifiche **non** risulterebbe soddisfatte; a valori di $\varphi'_{R1,k}$ inferiori a 32° ($\varphi'_{R1,d} < 26.5^\circ$) corrispondono addirittura condizioni di collasso (FS < 1.0).

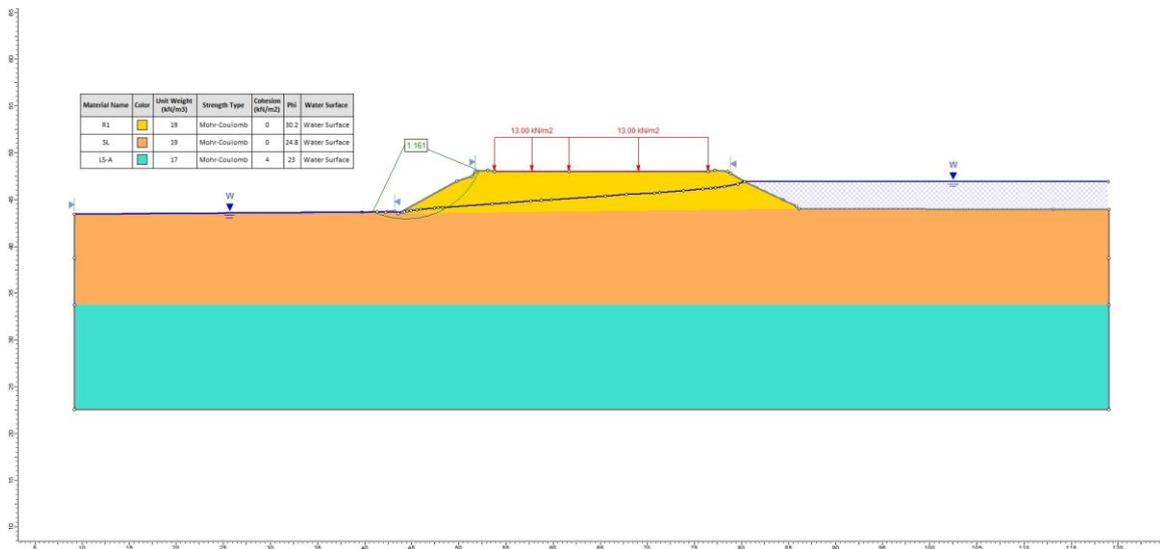


Figura 8. Sez. 73: condizioni statiche e di massimo tirante idraulico ($q_{w,max} = 46.9$ m slm), scarpata lato opposto al fiume _ output grafico (SLIDE).

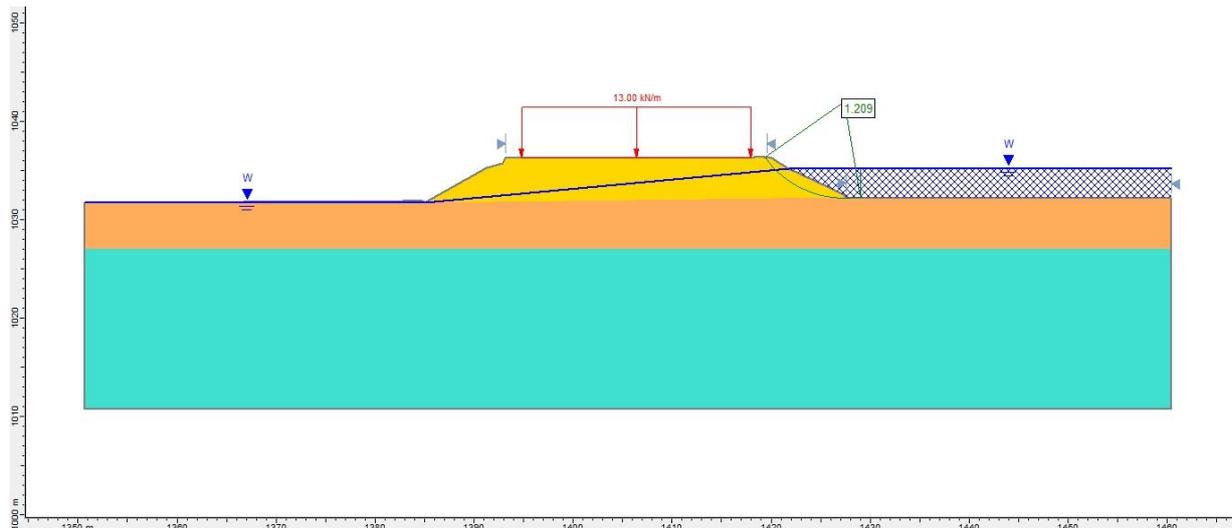


Figura 9. Sez. 73: condizioni statiche e di massimo tirante idraulico ($q_{w,max} = 46.9$ m slm), scarpata lato fiume _ output grafico (SLIDE).

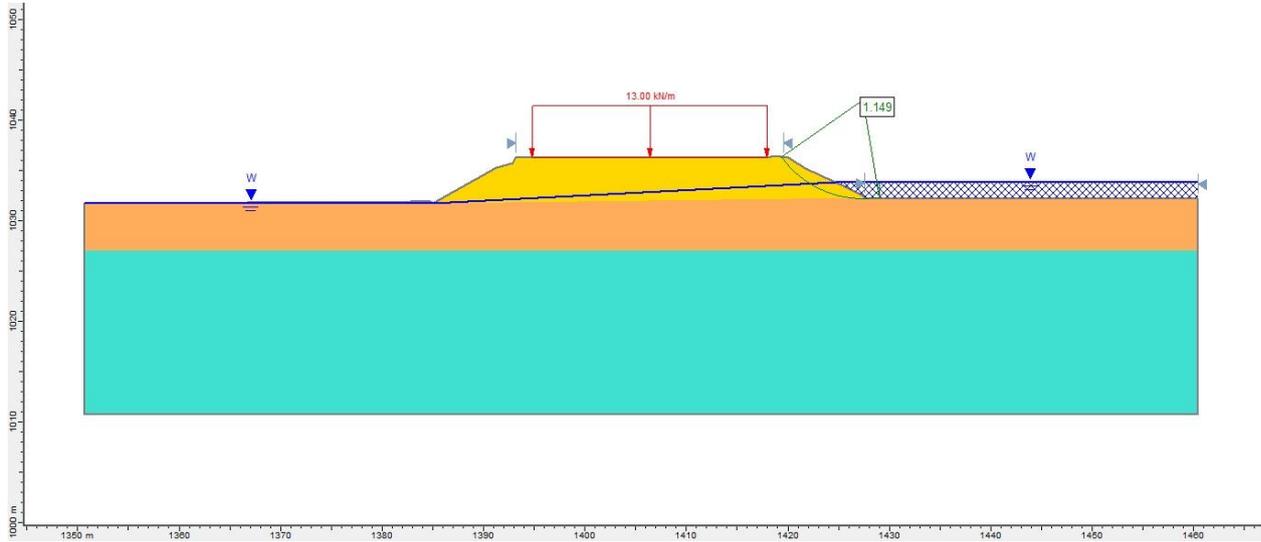


Figura 10. Sez. 73: condizioni statiche e di tirante idraulico "medio" ($q_w = 45.4$ m slm), scarpata lato fiume _ output grafico (SLIDE).

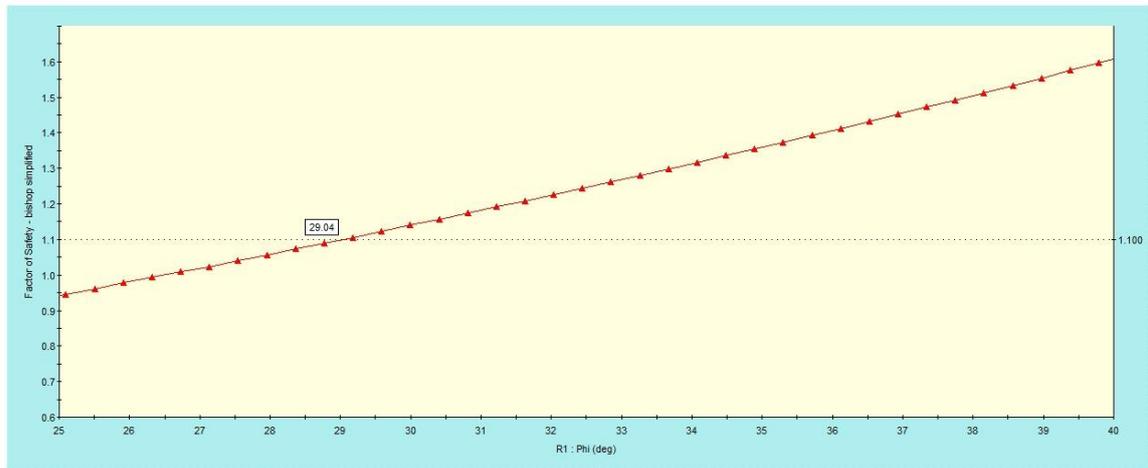


Figura 11. Sez. 73: condizioni statiche e di tirante idraulico "medio" ($q_w = 45.4$ m slm), _ FS al variare di $\phi'_{R1,k}$.



1.4. Tratto 4 – sez 55 ÷ 65 (prg 4+813 ÷ 6+213)

Lungo il tratto 4, il rilevato risulta costituito da sabbie medie e fini, limose (R2); i terreni di imposta del rilevato risultano costituiti nei primi metri da materiali a grana media-grossa, prevalentemente sabbie con ghiaie, limose (SL). [sondaggi di riferimento: SA11, SA12L].

Sezione rilevato di accesso al cavalcavia a pk“5+401” (~ sez. 57)

In tale sezione il rilevato ha un'altezza massima $H_r \cong 12$ m; il tirante idrico può raggiungere la quota di 52.7 m slm, quindi un'altezza dal piano campagna in corrispondenza del rilevato pari a circa 2.4 m. In corrispondenza del piede del rilevato, risulta sia presente una protezione spondale realizzata con materassi “Reno”, non considerati nelle analisi di stabilità.

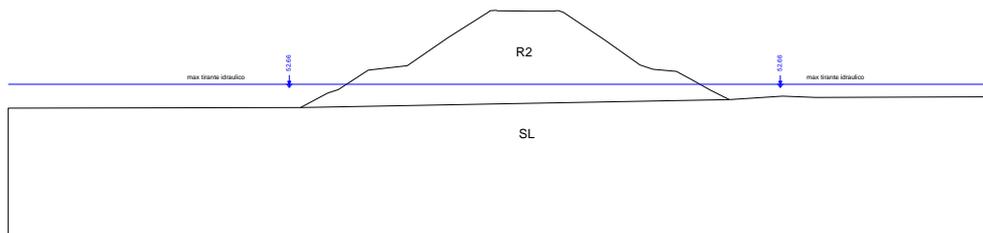


Figura 12. Sez. cav. 5+401: ricostruzione geometrica e stratigrafica.

In condizioni di massima altezza di tirante (quota $q_w = 52.7$ m slm), con sovraccarico stradale $q_d = 13$ kPa (valore di progetto), le analisi di stabilità dell'attuale configurazione restituiscono un valore minimo del coefficiente di sicurezza $FS = 1.086$ (Figura 13): in tale condizione, quindi, la verifica **non** risulterebbe soddisfatta ($FS_{STATmin} = 1.1$).



Studio criticità idrauliche e linee di intervento

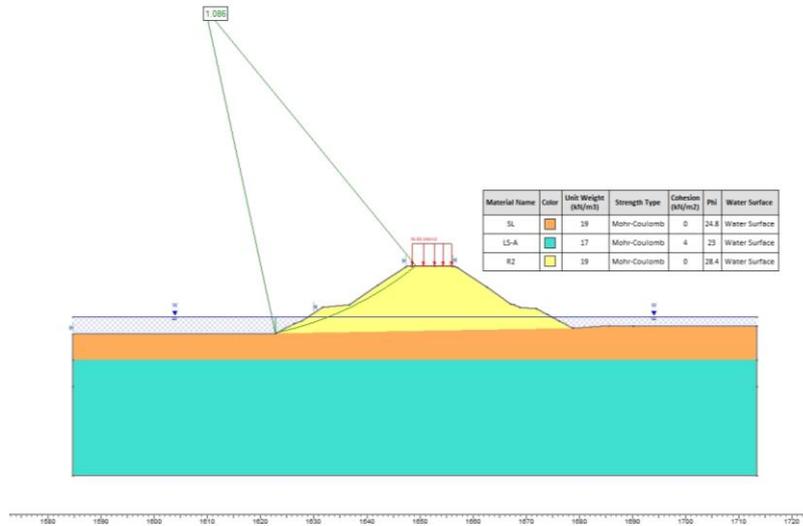


Figura 13. Sez. cav. 5+401 : condizioni statiche e di massimo tirante idraulico ($q_{w, max} = 52.7$ m slm) _ output grafico (SLIDE).

1.5. Tratto 6 – sez 76 ÷ 93 (prg 7+200 ÷ 8+713)

In tale tratto il rilevato risulta costituito da terreni a grana media e grossa, mediamente sabbie ghiaiose debolmente limose (R1); il terreno di imposta del rilevato è costituito nei primi metri da materiali a grana grossa e media e fine, prevalentemente sabbie con ghiaie limose (SL). [sondaggio di riferimento: SA15, SA16L, SB12, SA17, SA18].

Sezione 78 – prg 7+300

In tale sezione il rilevato ha un'altezza massima $H_r \cong 12$ m; il tirante idrico può raggiungere la quota di 45.8 m slm, quindi un'altezza dal piano campagna in corrispondenza del rilevato pari a circa 3.8 m. Le analisi sono state effettuate considerando la presenza di 3 ordini di gabbioni al piede del rilevato.

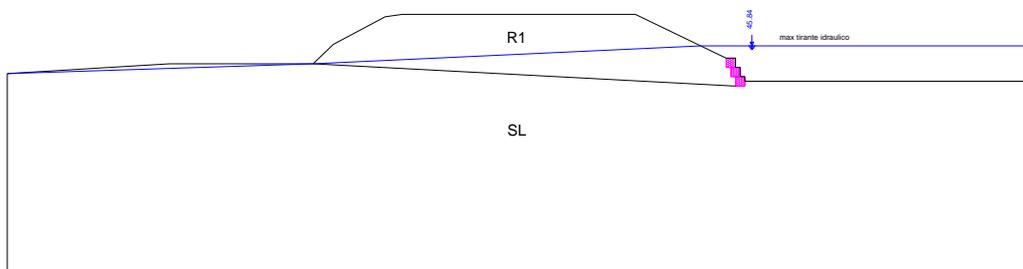


Figura 14. Sez. 78: ricostruzione geometrica e stratigrafica.



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Studio criticità idrauliche e linee di intervento

Le analisi sono state effettuate considerando meccanismi di rottura che interessino sia la scarpata lato fiume che la scarpata sul lato opposto.

Nelle condizioni di massima altezza del tirante idraulico (quota $q_{w,max} = 45.8$ m slm), con sovraccarico stradale $q_d = 13$ kPa (valore di progetto), il valore minimo del coefficiente di sicurezza, $FS = 1.126$ (Figura 15) si ottiene per una superficie di scorrimento che interessa la scarpata lato fiume.

Tuttavia, il valore del coefficiente di sicurezza minimo, $FS = 1.114$ (Figura 16) si ottiene per un valore del tirante idraulico inferiore a quello massimo ($q_w = 44.9$ m slm).

Lungo la scarpata sul lato opposto al fiume, il valore minimo del coefficiente di sicurezza, $FS = 1.173$ (Figura 17), si ottiene invece in corrispondenza dell'altezza massima del tirante (quota $q_w = 45.8$ m slm).

In condizioni statiche, quindi, considerando un'altezza del carico idraulico variabile, le verifiche risultano soddisfatte ($FS_{STATmin} = 1.1$), avendo assunto per le unità geotecniche costituenti il modello di calcolo i valori caratteristici riportati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Tenuto conto dei valori minimi dei coefficienti di sicurezza ottenuti in condizioni statiche, prossimi al valore minimo previsto dalla normativa ($FS_{STATmin} = 1.1$) e della dispersione dei valori dell'angolo di attrito determinati per il materiale costituente i rilevati, nel tratto in esame schematizzati con l'unità geotecnica R1, sono state eseguite anche delle analisi al variare del valore di $\varphi'_{R1,k}$. I risultati di tali analisi, con riferimento a meccanismi di instabilità che interessano la scarpata lato fiume e nelle condizioni di tirante idraulico a quota inferiore a quella massima ($q_w = 44.9$ m slm) sono rappresentati nel grafico riportato in Figura 18. Dal grafico è evidente che per valori di progetto dell'angolo di attrito, $\varphi'_{R1,d}$, inferiori a 29.8° , ovvero per valori caratteristici, $\varphi'_{R1,k}$, inferiori a circa 35.6° (di poco inferiore al valore caratteristico assunto per le verifiche) si ottengono valori del coefficiente di sicurezza $FS < 1.1$ e quindi le verifiche **non** risulterebbero soddisfatte; a valori di $\varphi'_{R1,k}$ inferiori a 32.3° ($\varphi'_{R1,d} < 26.8^\circ$) corrispondono addirittura condizioni di collasso ($FS < 1.0$).

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 10 di 14



Studio criticità idrauliche e linee di intervento

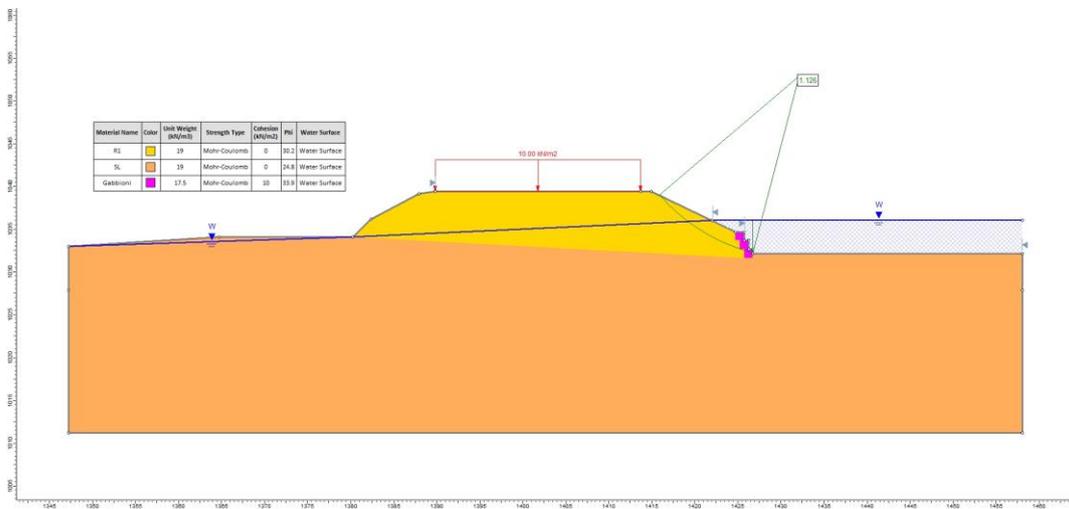


Figura 15. Sez. 78: condizioni statiche e di massimo tirante idraulico ($q_{w,max} = 45.8$ m slm), scarpata lato fiume _ output grafico (SLIDE).

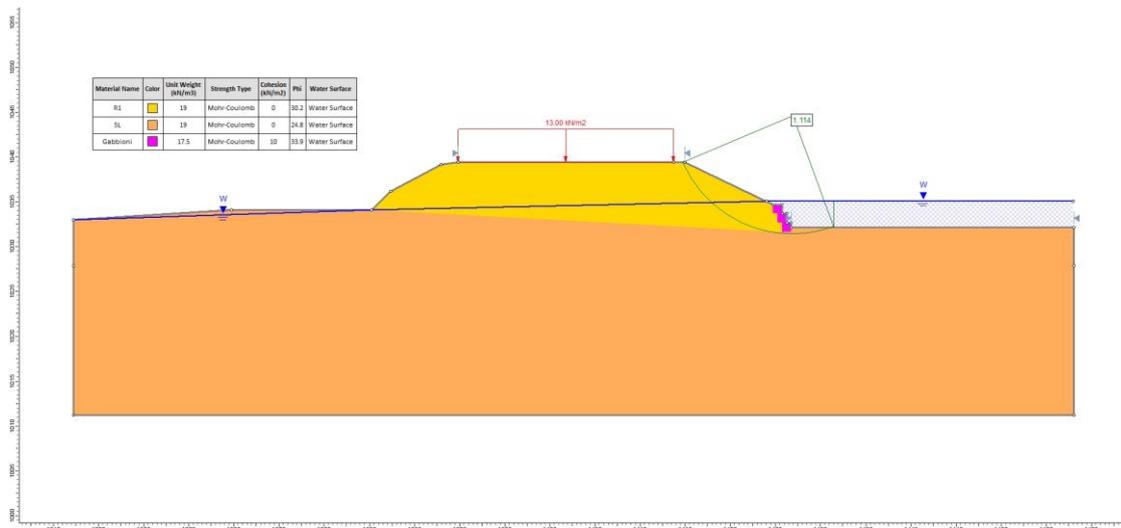


Figura 16. Sez. 78: condizioni statiche e di tirante idraulico inferiore al livello massimo ($q_w = 44.9$ m slm), $q_d = 13$ kPa, scarpata lato fiume _ output grafico (SLIDE).



Studio criticità idrauliche e linee di intervento

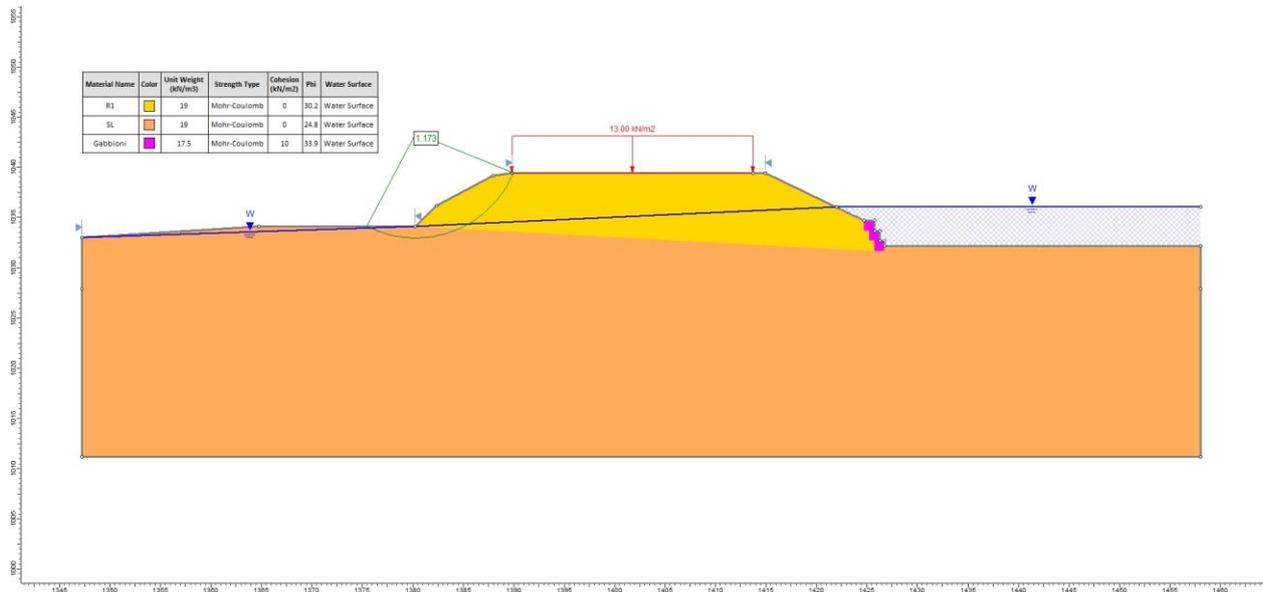


Figura 17. Sez. 78: condizioni statiche e di massimo tirante idraulico ($q_w = 45.8$ m slm), scarpata lato opposto al fiume _ output grafico (SLIDE).

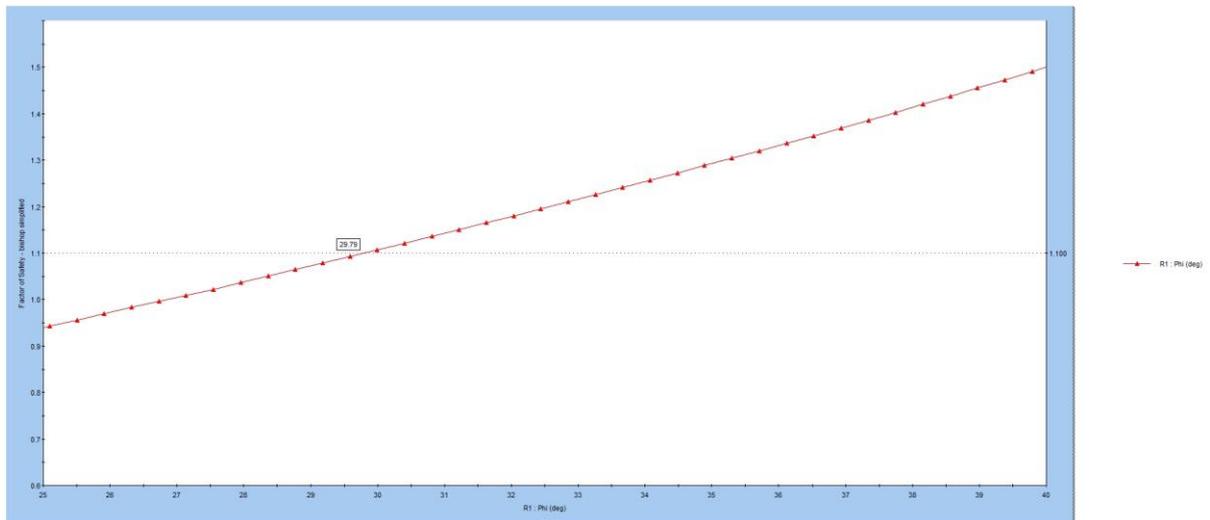


Figura 18. Sez. 78: condizioni statiche e di tirante idraulico inferiore al livello massimo $q_w = 44.9$ m slm, _ scarpata lato fiume _ FS al variare di $\phi'_{R1,k}$.



Sezione rilevato di accesso al cavalcavia a pk“8+313” (circa sez. 88)

In tale sezione il rilevato ha un'altezza massima $H_r \cong 10.5$ m; il tirante idrico può raggiungere la quota di 38.8 m slm, quindi un'altezza dal piano campagna in corrispondenza del rilevato pari a circa 1.8 m.

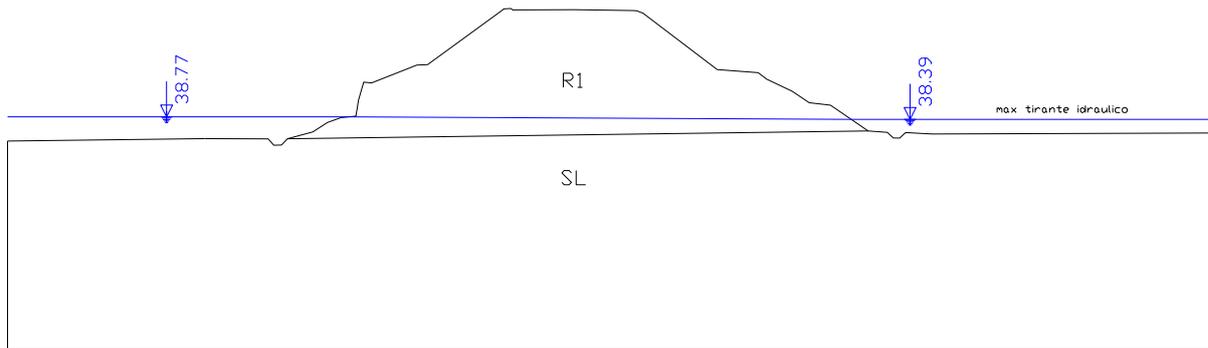


Figura 19. Sez. cav. 8+313: ricostruzione geometrica e stratigrafica.

In condizioni di massima altezza di tirante (quota $q_w = 38.8$ m slm), con sovraccarico stradale $q_d = 13$ kPa (valore di progetto), le analisi di stabilità dell'attuale configurazione restituiscono un valore minimo del coefficiente di sicurezza $FS = 1.193$ (Figura 20): in tale condizione, quindi, la verifica risulta soddisfatta ($FS_{STATmin} = 1.1$).

Con riferimento alle condizioni di massimo tirante idraulico, le analisi di sensibilità, finalizzate a valutare la variazione del coefficiente di sicurezza in funzione del valore dell'angolo di attrito del materiale costituente i rilevati (nel tratto in esame schematizzati mediante l'unità geotecnica R1), rappresentati nel grafico in Figura 21, mostrano che per valori caratteristici, $\phi'_{R1,k}$, inferiori a circa 32.5° ($\phi'_{R1,d} \leq 26.9^\circ$) si ottengono valori del coefficiente di sicurezza $FS < 1.1$ e quindi le verifiche **non** risulterebbero soddisfatte.



Studio criticità idrauliche e linee di intervento

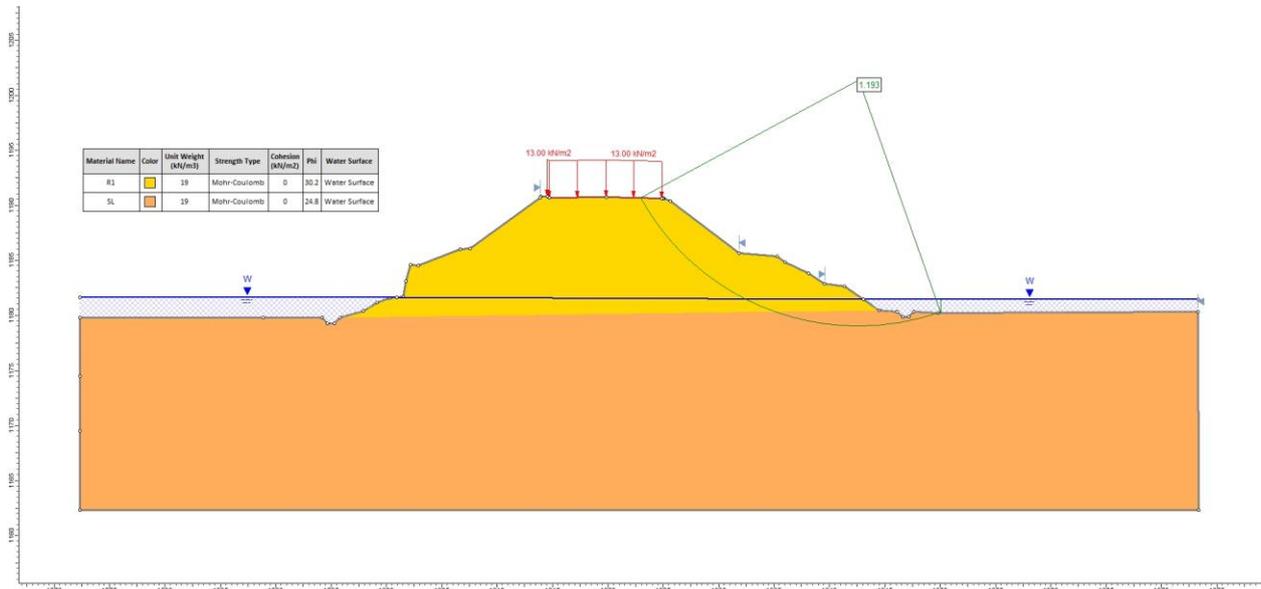


Figura 20. Sez. Cav. 8+313 : condizioni statiche e di massimo tirante idraulico ($q_{w,max} = 38.8$ m slm), scarpata lato opposto al fiume _ output grafico (SLIDE).

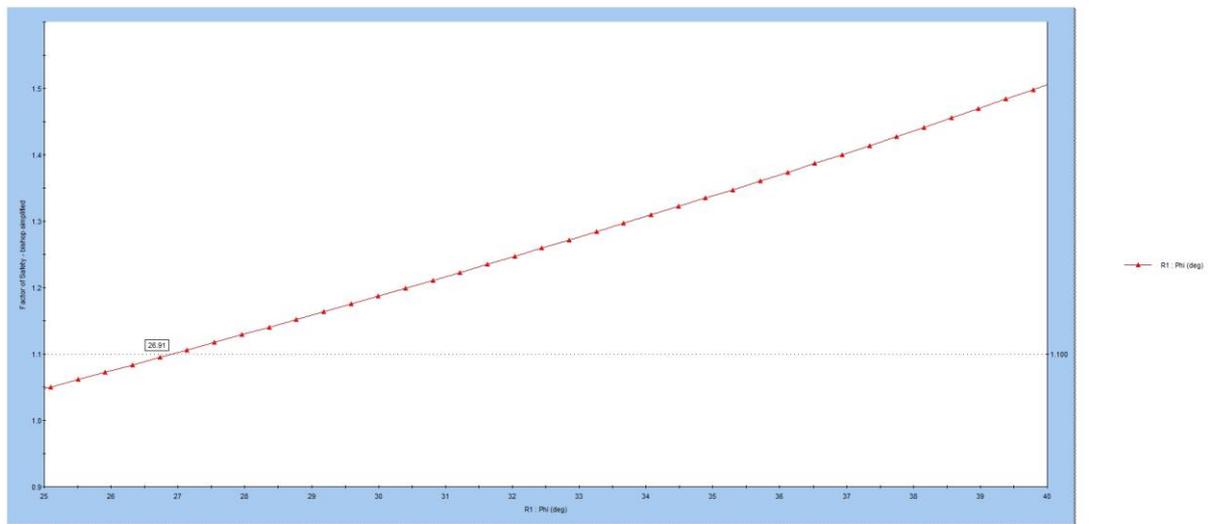


Figura 21. Sez. Cav. 8+313 : condizioni statiche e di tirante idraulico massimo ($q_{w,max} = 38.8$ m slm) _ scarpata lato fiume _ FS al variare di $\phi'_{R1,k}$.