Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

S.S. 1 "Nuova Aurelia"

Viabilità di accesso all'hub portuale di Savona

SVINCOLO DI MARGONARA

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE CENTRALE PROGETTAZIONE

I PROGETTISTI:
Ing. FULVIO MARIA SOCCODATO
Ordine Ing. di Roma n. 18861

Ing. ALESSANDRO MICHELI
Ordine Ing. di Roma n. 19654

IL GEOLOGO:
Geol. STEFANO SERANGELI
Ordine Geol. del Lazio n. 659

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.
Ing. GINEVRA BERETTA
Ordine Ing. di Roma n. 20458

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Geom. FABIO QUONDAM

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :
Ing. NICOLA DINNELLA

PROTOCOLLO | DATA

GRUPPO DI PROGETTAZIONE ANAS
Ing. Giuseppe Malgeri – Responsabile Progetto
Ing. Gianfranco Fusani – Strade
Ing. Francesco Primieri – Strade
Ing. Gabriele Giovannini – Cartografia
Ing. Attilio Petrillo – Idraulica
Ing. Pierluigi Fabbro – Interferenze
Geom. Valerio Altomare – Espropri
Ing. Luca Cedrone – Opere in sotterraneo
Ing. Rita Gandolfo – Opere in sotterraneo
Geom. Alessandro Cortese – Opere in sotterraneo
Ing. Pia Iasiello – Geotecnica
Ing. Francesco Bezzi – Impianti
Arch. Roberto Roggi – Computi
Geom. Marco Spinucci – Computi
Geol. Giuseppe Cardillo – Caratterizzazione ambientale

RESPONSABILI DI UNITA'
Ing. Fulvio Maria Soccodato – Ingegneria Territorio
Ing. Alessandro Micheli – Ingegneria Geotecnica e Impianti
Ing. Achille Devitofranceschi – Ingegneria Opere Civili
Geom. Fabio Quondam – Ingegneria Computi, Stime e Capitolati
Geol. Serena Majetta – Caratterizzazione ambientale

IDROLOGIA ED IDRAULICA

Relazione Idraulica

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO: L0901A / LIV. PROG.: D / N. PROG.: 1301	T00_ID00_IDR_RE01_A		
	CODICE ELAB.: T00ID00IDRRE01	A	–

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
C					
B					
A	EMISSIONE	Novembre 2013	Ing. G. Giovannini	Ing. A. Petrillo	Ing. F.M.Soccodato

S.S. 1 "NUOVA AURELIA"

VIABILITÀ DI ACCESSO ALL'HUB PORTUALE DI SAVONA

SVINCOLO DI MARGONARA

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA

INDICE

1 Premessa 3

2 Descrizione degli interventi 5

3 Pianificazione di assetto idrogeologico 7

4 Caratterizzazione idrologica 10

4.1.1 Caratteristiche geomorfologiche del bacino 10

4.1.2 Caratterizzazione geologica 14

4.1.3 Caratterizzazione idrologica 16

4.1.4 Metodo (C.I.M.A.) Università degli Studi di Genova. luglio 1999 17

4.1.5 Determinazione delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica 18

4.1.6 Portate di piena 22

4.1.7 Determinazione delle portate al colmo di piena (CIMA 1999) 23

5 Analisi idraulica 30

5.1 Introduzione 30

5.2 Profili di corrente 31

5.2.1 Equazioni di base 31

5.2.2 Metodo di soluzione numerica 34

5.2.3 Approssimazioni del calcolo 35

5.3 Coefficiente di Scabrezza 36

5.4 Effetto di rigurgito provocato dalla presenza di strutture in alveo 37

5.4.1 Classe A 38

5.4.2 Classe B 41

5.4.3 Classe C 42

6 Verifica idraulica 43

6.1 Introduzione 43

6.2 Impostazione del Modello Idraulico 45

6.2.1 Coefficiente di Scabrezza 46

6.2.2 Condizioni al contorno 46

6.2.3 Schematizzazione geometrica 47

6.2.4 Analisi dei risultati 47

7 Idraulica di piattaforma 54

7.1 Stima delle piogge di progetto 54

7.2 Opere di drenaggio 57

7.2.1 Sezioni in rilevato 57

7.2.2 Sezioni in trincea 58

7.2.3 Tratti in galleria naturale 58

7.3 Verifiche idrauliche delle opere di drenaggio 58

7.3.1 Calcolo dell'interasse delle caditoie 59

7.3.2 Verifica della capacità di delflusso delle caditoie 61

8 ALLEGATI 64

1 Premessa

La presente relazione intende riferire sugli aspetti e sulle problematiche idrologico-idrauliche afferenti alla realizzazione, nell'ambito dei *"Lavori di costruzione della viabilità di accesso all'Hub portuale di Savona – Interconnessione tra i caselli della A 10 di Savona ed Albisola e i porti di Savona e Vado: variante alla SS1 Aurelia nel tratto tra Savona Torrente Letimbro ed Albisola .*

Per i tratti in cui il tracciato si svolge all'aperto le problematiche sono connesse alla risoluzione delle interferenze del tracciato stradale con il reticolo idrografico (definizione, progettazione e verifica delle opere di attraversamento e degli interventi di protezione delle opere d'arte e del corpo stradale nei confronti delle azioni di trascinamento ed erosione, esercitate sulle stesse dalla corrente idrica) ed al drenaggio di linea, cioè relative alla raccolta ed all'allontanamento delle acque meteoriche ricadenti sulla piattaforma stradale.

Per i tratti in cui il tracciato stradale si svolge in galleria le problematiche sono connesse con la raccolta ed il collettamento delle acque di stillicidio, cioè di infiltrazione attraverso la calotta e l'arco rovescio della galleria, e dei liquidi trasportati, che possono sversarsi, a seguito di un incidente, sulla piattaforma stradale.

Nella presente relazione viene fornita quindi una caratterizzazione idrologico-idraulica dell'area principalmente desunta dagli studi già effettuati dall'Autorità idraulica competente.

In particolare vengono affrontati i seguenti punti:

- inquadramento dello stato di attuazione della Pianificazione di Assetto Idrogeologico nell'area di intervento;
- caratterizzazione dell'area e individuazione delle principali problematiche dal punto di vista idrologico e idraulico;
- individuazione del bacino idrografico del T. Rio Termine e caratterizzazione idrologica e morfometrica;
- individuazione delle portate al colmo di piena attese ai diversi tempi di ritorno in corrispondenza del tratto d'interesse ed implementazione di un modello idraulico per le verifiche di compatibilità idraulica;

- Il sistema di drenaggio e di raccolta delle acque ricadenti nell'ambito della piattaforma stradale.

2 Descrizione degli interventi

Il progetto definitivo "Lavori di costruzione della viabilità di accesso all'Hub portuale di Savona – Interconnessione tra i caselli della A 10 di Savona ed Albisola e i porti di Savona e Vado: variante alla SS1 Aurelia nel tratto tra Savona Torrente Letimbro ed Albisola superiore " presentato al CIPE nel 2003 realizzava il collegamento tra la nuova Aurelia ed il porto di Savona tramite due semisvincoli, posti rispettivamente in località Margonara ed in località Miramare.

In sede di approvazione da parte del CIPE, su indicazione del Ministero per i Beni Culturali, è stata richiesta la soppressione del semisvincolo di Margonara e quindi il progetto definitivo a base di gara, come anche il progetto esecutivo approvato, non presenta tale importante collegamento.

La gravità di tale eliminazione è stata più volte segnalata direttamente ai Ministeri competenti sia dal Capo Compartimento della Viabilità per la Liguria (cfr. nota del 2/3/2010) sia dalla Regione Liguria e dalla Provincia di Savona (cfr. nota del 21/07/2005 e 16/03/2010) evidenziando che l'eliminazione dello svincolo in località Margonara impedisce la connessione della viabilità del porto da e per il casello di Albissola.

Stante quanto sopra, al fine di ripristinare, sul progetto esecutivo ora appaltato, tale importante collegamento sono state preliminarmente ipotizzate due soluzioni:

- la modifica dello svincolo di Miramare
- il reinserimento dello svincolo di Margonara.

In merito alla prima soluzione, vale a dire la modifica dello svincolo Miramare, stante la assoluta mancanza di spazio e gli importanti dislivelli tra nuova e vecchia Aurelia, l'inserimento di altre due rampe aggiuntive appare da scartare a priori.

In alternativa si potrebbe ipotizzate l'inserimento di uno svincolo con una rotatoria in quota e quattro rampe dirette: tale soluzione richiederebbe tuttavia la modifica importante delle gallerie Cappuccini e S. Paolo al fine di realizzare la necessaria lunghezza delle rampe (in parte anch'esse in sotterraneo), in un contesto altamente urbanizzato, e con galleria a bassa copertura.

Tali circostanze rendono tale soluzione tecnicamente non fattibile; si ricorda infatti che in questo tratto il progetto esecutivo prevede un abbassamento del profilo dell'asse principale di circa 12 m rispetto al progetto definitivo, al fine di evitare interferenze con gli edifici.

Per quanto riguarda lo svincolo di Margonara, occorre premettere alcune notazioni:

- in sede di redazione del progetto definitivo ne è stata variata la geometria rispetto al progetto preliminare anche al fine, così come decritto nella relazione tecnica, di salvaguardare la galleria ferroviaria dismessa, che sarebbe stata oggetto di una riqualificazione come sede di minitram;
- in sede di progettazione esecutiva nel tratto interessato dallo svincolo il profilo longitudinale è stato abbassato di oltre 25 m, eliminando la finestra prima presente tra le gallerie S. Paolo e Basci.
- la modifica della livelletta di cui sopra ha reso irrealizzabile, per problemi altimetrici, lo schema del progetto definitivo.

Sono state esaminate diverse soluzioni, riportate nello Studio di Impatto Ambientale, che prevedono sempre un'intersezione a raso con l'Aurelia esistente in modo che l'imbocco delle rampe in galleria risulti alla stessa quota della sede attuale, diversamente dalla soluzione precedentemente giudicata negativamente dalla Soprintendenza, che prevedeva il portale ad una quota più alta di 10 metri rispetto all'attuale e, quindi, di forte impatto visivo.

La soluzione prescelta prevede quindi la realizzazione di una rotatoria sulla Aurelia esistente, con il vantaggio di eliminare anche gli impatti nel tratto all'aperto con la fascia collinosa, anch'essa richiamata nel parere della Soprintendenza.

Per realizzare tale schema è tuttavia necessario ristudiare radicalmente i profili altimetrici delle due rampe di innesto, variarne la geometria del tratto finale di innesto sulla Aurelia esistente ed allungare il tracciato della rampa diretta in direzione Albisola.

Infine si intercetta necessariamente la galleria ferroviaria dismessa per la quale non risultano programmi di riutilizzo.

Il presente progetto prevede pertanto per lo Svincolo di Margonara la realizzazione di due rampe, con tracciato interamente in galleria, che si innnestano sulla SS1 Aurelia attraverso una rotatoria.

3 Pianificazione di assetto idrogeologico

Il quadro di riferimento generale per la formazione del Piano di Bacino è rappresentato dalle norme contenute nella legge quadro 18 maggio 1989, n. 183. Rilevanza particolare ha inoltre la legge 4 dicembre 1993, n.493, che all'art.12 integra l'art. 17 della L. 183/89 con il comma 6 ter che introduce la possibilità di redigere ed approvare i Piani di Bacino anche per sottobacini o per stralci relativi a settori funzionali.

Per gli aspetti connessi alla pianificazione di bacino regionale si deve far riferimento alla legge regionale 28 gennaio 1993, n.9, che in sostanza recepisce la L.183/89, regionalizzandone i contenuti e istituendo l'Autorità di Bacino Regionale. Le procedure di approvazione dei Piani di Bacino sono state in parte modificate dalla legge regionale 21 giugno 1999, n.18.

Un ulteriore impulso alla pianificazione di bacino è stato fornito dal decreto legge 11 giugno 1998 n.180, convertito, con modificazioni, nella legge 3 agosto 1998 n 267 "Misure urgenti per la prevenzione del Rischio idrogeologico ed in favore delle zone colpite da disastri franosi nella regione Campania", modificato dal D.L. 132/99, convertito, con modifiche, dalla L. 262/99. Tale decreto al comma 1 dell'articolo 1 dispone che entro il termine del 30 giugno 1999, le Autorità di Bacino di rilievo nazionale ed interregionale e le regioni per i restanti bacini, adottano, ove non si sia già provveduto, Piani stralcio di Bacino per l'assetto idrogeologico redatti ai sensi del comma 6-ter dell'art.17 della L.183/89 e successive modificazioni che contengano in particolare l'individuazione e la perimetrazione delle aree a Rischio idrogeologico e le relative misure di salvaguardia.

I criteri relativi agli adempimenti di cui al comma 1 dell'art. 1 del succitato D.L. 180/98, sono stati forniti, come previsto dal comma 2 dell'art.2 del D.L. 180/98, in "Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2", pubblicato sulla G.U. del 5.1.99. Esso, in particolare, pur ribadendo la necessità che le Autorità di Bacino compiano ogni sforzo per accelerare i tempi per l'adozione dei Piani stralcio, stabilisce come termine ultimo per l'adozione dei Piani stralcio per il Rischio idrogeologico il 30 giugno 2001, e quello per l'approvazione il 30 giugno 2002. Specifica inoltre che le attività relative all'individuazione e alla perimetrazione delle aree a Rischio di inondazione e a Rischio di frana dovranno essere articolate nelle seguenti 3 fasi: 1) individuazione aree soggette a Rischio

idrogeologico; 2) perimetrazione, valutazione dei livelli di Rischio e definizione di misure di salvaguardia; 3) programmazione della mitigazione del Rischio.

Il D.L. 180/98, ha inteso quindi, dichiaratamente dare un'accelerazione agli adempimenti della L. 183/89, soprattutto riguardo all'individuazione e perimetrazione delle aree a Rischio idrogeologico (inteso come inondazione e frana).

In adempimento al comma 1, art. 1, del suddetto D.L. 180/98, l'Autorità di Bacino di rilievo regionale intende adottare, entro la scadenza posta del 2001, Piani di Bacino stralcio (ai sensi del comma 6ter, art. 17. L.183) sul Rischio idrogeologico, costituiti essenzialmente dalle due tematiche relative al Rischio idraulico e Rischio geomorfologico (Suscettività al Dissesto e Rischio di frana).

Trattandosi di uno stralcio funzionale non esaurisce chiaramente tutte le tematiche previste dal Piano di Bacino completo. Peraltro è uno stralcio più limitato rispetto allo stralcio per la difesa idrogeologica così come impostato dall'Autorità di Bacino di rilievo regionale in Liguria a seguito della L.R. 9/93. Questo tipo di piano, che è elaborato prioritariamente come adempimento al D.L. 180/98, è uno stralcio funzionale, che rappresenta una parte del Piano stralcio per la difesa idrogeologica e del quale sarà quindi parte integrante, così come del Piano di Bacino nella sua stesura completa. Esso è quindi approvato con le procedure ordinarie previste dalla L. R. 18/99.

I criteri seguiti per l'elaborazione dei suddetti Piani stralcio sul rischio idrogeologico sono quelli già adottati dall'Autorità di Bacino regionale per la redazione dei Piani stralcio per la difesa idrogeologica.

In particolare i criteri generali per l'elaborazione dei Piani di Bacino regionali sono stati formalizzati, così come previsto dalla L.9/93, nel documento "Criteri per l'elaborazione dei Piani di Bacino" approvati dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino di rilevo regionale nella seduta del 20.12.1994. Tali criteri sono stati poi integrati da una serie di raccomandazioni e documenti relativamente a specifiche problematiche.

Nell'ambito del Piano stralcio per il Rischio idrogeologico, oltre ai citati criteri generali, e a quelli relativi all'"Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1998, n. 180/98", sono stati seguiti i criteri contenuti nelle seguenti raccomandazioni o note tecniche:

- raccomandazione n.1 "Metodologie per la mappatura delle aree soggette a Rischio di inondazione" – raccomandazione n. 3bis "Documento propedeutico all'informatizzazione dei dati e delle cartografie di base per la redazione dei Piani di Bacino",
- raccomandazioni n. 4 "Standard cartografici relativi in particolare alle legende per la carta di Copertura e d'uso del suolo, carta di Dettaglio dei movimenti franosi, Censimento dei movimenti franosi"
- raccomandazione "Valutazione della Pericolosità e del Rischio idraulico e idrogeologico-
- Carte derivate" – raccomandazione "Definizione delle Fasce di inondabilità e di riassetto fluviale" – nota CTR "Rischio idraulico residuale nell'ambito della pianificazione di bacino regionale" – raccomandazione "Redazione della carta del Rischio idrogeologico nei Piani stralcio di Bacino" – linea guida 2/2000 "Indicazioni metodologiche per la costruzione della carta di Suscettività al Dissesto dei Versanti"
- linea guida 3/2000 "Schema di struttura e dei contenuti essenziali di un Piano di Bacino stralcio sul Rischio idrogeologico (ai sensi del comma 1, art.1, del Dl180/98 e ss.mm. ed ii., convertito il Legge 267/98)"

Nell'ambito della pianificazione di bacino risulta di interesse la valutazione delle potenzialità e delle previsioni di sviluppo antropico contenute nei vari livelli di pianificazione. Nel presente piano stralcio, tuttavia, si è stabilito, a livello provinciale, di non sviluppare la presente fase che verrà invece, ampiamente trattata nei successivi studi ed elaborati relativi al Piano di Bacino 183.

Per quanto riguarda l'aspetto geomorfologico il tracciato stradale in oggetto si sviluppa nell'ambito n°11 comprendente oltre ai bacini principali del rio Molinero e del rio Podestà, anche i bacini minori con sbocco direttamente a mare.

4 Caratterizzazione idrologica

4.1.1 Caratteristiche geomorfologiche del bacino

Il tracciato delle rampe di svincolo interferisce con il Rio Termine facente parte dell'ambito di bacino Regionale n.11-Levante ed è situato nel territorio amministrativo dei Comuni di Savona e di Albissola Marina.

La superficie di tale ambito risulta complessivamente di poco inferiore a 3,62 Kmq, mentre la lunghezza del corso d'acqua principale è circa 1,90 km. Il bacino è costituito da due corsi d'acqua poco ramificati, a carattere torrentizio stagionale che hanno origine sul versante costiero e sfociano direttamente in mare con la parte terminale incanalata.

Il bacino del Rio Podestà è formato dal Rio Podestà, dal Rio Termine e dal Rio Binello, che confluiscono in unico canale presso Punta Margonara. Più ad Est, al limite del bacino sfocia il Rio dei Basci che raccoglie il Rio Marchesino e il Rio della Colletta.

Si tratta di un bacino di ridotte dimensioni, mediamente acclive (classi di acclività prevalenti dal 35 % al 50%), caratterizzato dalla forma ortogonale rispetto alla direzione costiera, con il tratto medio-terminale orientato a N/E e la testata convergente in quella direzione.

Lo spartiacque si eleva dall'abitato di Savona verso il Colle Crocetta (169 m), segue lungo il crinale di Monte Pasasco (286 m) fino al passo del Piano di Grano (314m), per poi scendere lungo la strada comunale fino ad Albissola Marina.

Il bacino del Rio Podestà confina con quello del T. Letimbro ad Ovest e con il bacino del T. Sansobbia ad Est.

Il clima è caratterizzato da una distribuzione bimodale delle precipitazioni, con massimo principale autunnale ottobre e secondario primaverile marzo, e unimodale delle temperature che registrano il massimo in agosto ed il minimo in gennaio.

Il 60 % delle precipitazioni annue è mediamente distribuito nei mesi invernali ed autunnali, manifestandosi spesso sotto forma di bruschi rovesci concentrati in autunno, periodo nel quale si sono in genere avute le principali piene e i più drammatici episodi alluvionali.

Nella valle ricadono paesaggi con caratteristiche notevolmente differenziate.

Il tratto tra la costa e la sede autostradale è caratterizzato dalla presenza di un tessuto urbano continuo con presenza sporadica di aree dedicate a parco urbano e strutture sportive, aree con carattere di urbanizzazione discontinua per la presenza di edifici monumentali inseriti in un contesto di ampi spazi dedicati a parco e giardino, aree di edificazione recente con edifici di minori dimensioni concentrati sulla fascia costiera.

Nel tratto a monte, le pessime caratteristiche delle coltri di copertura e del substrato, unitamente alla generalizzata incuria nella regimazione delle acque superficiali, rendono questo tratto estremamente critico dal punto di vista idraulico e geomorfologico.

Infine le valli secondarie alla testata del bacino sono caratterizzate dall'accentuata acclività dei versanti, da coperture ridotte spesso instabili e da interi comparti di versante con aree a bosco o con vegetazione rada o assente, allo stato abbandonate e spesso coinvolte in incendi.

Lo sviluppo della rete idrografica è stata caratterizzata dalla gerarchizzazione del reticolo che permette di definire l'ordine del bacino, ossia l'ordine dell'asta fluviale terminale. La classificazione del reticolo idrografico è stata condotta secondo la metodologia proposta da Horton Strahler, pertanto l'ordine delle varie aste si determina in base al seguente schema:

- un'asta che non nasce dalla confluenza di altre due è di primo ordine;
- un'asta di ordine n e un'asta di ordine (n-1) congiungendosi danno origine ad un'asta di ordine n;
- due aste di ordine n congiungendosi danno origine ad un'asta di ordine (n+1);

Nel bacino in esame il Rio Podestà è di 3°ordine e riceve in sponda sinistra gli affluenti di 2° ordine il Rio Termine e il Rio Binella. Il Rio dei Basci è di 3°ordine e riceve il Rio Marchesina e il Rio della Colletta entrambi di 2°ordine.

La Carta del Reticolo Idrografico non costituisce elaborato contenente le previsioni di Piano ma è da considerarsi parte degli elaborati di analisi al Piano stesso. La tavola 13 comprende i corsi d'acqua già iscritti negli elenchi delle acque pubbliche, (fermo restando che il valore di ufficialità può essere attribuito unicamente all'elenco delle acque pubbliche del territorio della Provincia di Savona pubblicato sulla G.U. n. 244 del 15/10/1941 ed integrato con D.P.R. del 30/06/1954), gli ulteriori tratti che rivestono significativa rilevanza idraulica nonché tutti i tratti individuati dalla base topografica della cartografia della Carta Tecnica Regionale.

Le coperture detritiche presenti nel bacino del Rio Podestà sono di scarsa rilevanza. Sono coltri detritiche eluvio-colluviali con la granulometria prevalente fine o grossolana e con spessore minore di 3 m. Dove l'informazione è risultata di difficile acquisizione la caratterizzazione è stata comunque effettuata in base a considerazioni empiriche che tenessero conto della litologia di origine e della tipologia del fenomeno. Questo procedimento, se pur non rigorosissimo dal punto di vista oggettivo, si è reso necessario in quanto la potenza e la permeabilità delle coltri devono necessariamente entrare nella valutazione della Suscettività al Dissesto.

Le coltri eluvio-colluviali sono ampiamente diffuse lungo la fascia costiera. Le rocce cristalline, quando sono particolarmente alterate, assumono di fatto le caratteristiche di una copertura per cui la distinzione fra roccia e coltre non è sempre agevole ed il passaggio fra l'una e l'altra risulta sfumato. In talune zone, questa coltre ha una potenza molto limitata assumendo l'aspetto di una coltre di alterazione. Le informazioni sullo spessore delle coltri sono state ricavate dai rilevamenti eseguiti sul posto e dalla interpretazione fotogeologica. Spesso le coltri di questo tipo presentano fenomeni di attivazione e morfologie che possono far pensare a movimenti gravitativi, pertanto risulta talvolta sfumata la distinzione fra coltre potente e strato di alterazione. In alcuni affioramenti le coltri detritiche sono molto scarse ed assumono uno spessore maggiore di un metro solo nelle zone caratterizzate dai terrazzamenti agricoli.

Dopo punta Garbasso, nel tratto di costa compreso tra Punta Margonara e Scoglio Madonnetta sfocia il rio Termine, che drena un'area di circa 0.96 km^2. La sezione sotto il ponte di via Matteotti, che rappresenta praticamente lo sbocco amare del rio, ha geometria trapezia con larghezza di circa 25 metri e altezza, dal fondo sino al piano strada di circa 8 metri.

La criticità idraulica del sito è legata alla proliferazione in alveo di piccoli manufatti in legno e in calcestruzzo e imbarcazioni da diporto. La criticità è ancora più evidente se ci si muove circa 50 metri ancora più a monte, dove si incontra l'antico percorso della ferrovia. Infatti, proprio in corrispondenza di tale rilevato, il rio curva bruscamente per poi immettersi nel tratto finale rettilineo e quasi ortogonale alla costa.



Figura 1: Rio Termine: sbocco a mare. In figura si può vedere il ponte ad arco di via Matteotti, e la presenza in alveo di imbarcazioni da diporto.

La sezione sotto l'ex ferrovia non è ubicata ortogonalmente al verso della corrente, ma genera con quest'ultimo un angolo di circa 60°. La forma della sezione è a volta a botte, con altezza dei piedritti di circa 2 metri e larghezza di circa 15 metri. L'altezza al centro della sezione è stimata essere di circa 3.50 m. Come si può vedere dalla figura 2, che illustra il rio Termine nei pressi della sezione in esame, in questo tratto il corso d'acqua è ricoperto da una fitta vegetazione che ricopre entrambe le sponde, le quali risultano recintate da rete metallica, che impedisce l'accesso al fondo alveo.



Figura 2: Rio Termine: sezione in ingresso all'antico rilevato ferroviario.

4.1.2 Caratterizzazione idrogeologica

Il bacino in studio è di piccola estensione con corsi d'acqua poco ramificati, a carattere torrentizio stagionale che hanno origine sul versante costiero e sfociano direttamente in mare con la parte terminale spesso deviata e incanalata. Il bacino del Rio Podestà è formato da ovest verso est Dal Rio Podestà, dal Rio Termine e dal Rio Binello. Nella carta è stata segnalata la permeabilità primaria delle rocce affioranti distinguendo le seguenti classi:

• aree permeabili per porosità: appartengono a questo gruppo i Depositi Alluvionali Attuali;

• aree permeabili per fessurazione e fratturazione: sono costituite da aree il cui substrato è rappresentato da Gneiss e altre rocce del Basamento Cristallino;

• aree semipermeabili: sono compresi in questa categoria i conglomerati appartenenti alle Alluvioni Antiche;

• aree impermeabili: sono state inserite in questa categoria le aree di affioramento delle Argille di Ortovero e delle Anfiboliti.

La maggior parte del territorio del bacino è caratterizzata da permeabilità primaria, per fessurazione e fratturazione, bassa o molto bassa. La gerarchizzazione della rete idrografica è funzione del tipo litologico e della sua permeabilità. Trattandosi di un piccolo bacino si può affermare che quello del Rio Podestà è abbastanza gerarchizzato ed ha forma radiale. Le coltri di copertura sono state suddivise in permeabili e semipermeabili in base alla granulometria ed alla percentuale di matrice presente. I grandi accumuli detritici, sono considerati permeabili quando alla base dell'accumulo sono presenti scaturigini di una certa importanza. Le aree urbanizzate, ad elevata densità, sono praticamente impermeabili a causa dell'alto grado di pavimentazione dei suoli e la scarsa presenza di aree a verde pubblico o di superfici esposte che, permetterebbero la filtrazione nel sottosuolo.

4.1.3 Caratterizzazione geologica

Il bacino è caratterizzato geologicamente da un'alta percentuale di affioramento, dall'ottima esposizione delle strutture plicative, soprattutto nel settore più settentrionale, e dalla presenza di un limitato numero di litologie. Il rilevamento di campagna è stato eseguito con il metodo della ricerca delle unità litostratigrafiche raggruppabili nelle seguenti unità tettoniche appartenenti al Dominio Brianzonese:

Unità Savona Calizzano

Appartiene al Basamento Precarbonifero Superiore e affiora come massa alloctona geometricamente elevata. E' formata da un complesso polimetamorfico nel quale si sono intrusi granitoidi a loro volta trasformati in ortogneiss.

Coperture Prequaternarie

Inoltre sono state rilevate le Coperture prequaternarie Rappresentate nel bacino dalla Formazione di Molare e dalle Argille di Ortovero.

Quaternario

Al Quaternario sono state attribuite:

am Depositi alluvionali attuali

Sono alluvioni attuali e recenti di origine fluviale e di deposito di spiaggia. Sono alluvioni ghiaiose, con sabbie e limi, con lenti di torbe e argille soprattutto alla foce dei torrenti.

aa Alluvioni antiche

Sono depositi fluviali antichi costituiti da sedimenti conglomeratici e breccioidi. Si ha solo un piccolissimo affioramento sul limite ovest del bacino.

Coperture prequaternarie

a Argille di Ortovero

Sono sedimenti di deposito marino, affioranti in due placche agli estremi laterali del bacino presso la linea di costa. Si tratta di argille marnose di colore grigio azzurro con al tetto argille giallastre che costituiscono il prodotto di alterazione delle prime. Contengono una ricca fauna fossile.

Unità di Savona-Calizzano

ogn Ortogneiss

Sono gneiss corrispondenti agli Ortogneiss I e II. Sono a grana fine fortemente scistosi, gneiss a grana grossolana occhiadina per la presenza di megacristalli di k-feldspato. Sono metagraniti con grandi cristalli eterogranulari. Sono caratterizzati da almeno due scistosità prealpine sovrapposte. E' la roccia che affiora in prevalenza nel bacino dalla costa fino alla parte più settentrionale.

pgn Paragneiss

Non sempre i paragneiss sono facilmente distinguibili sul terreno dagli ortogneiss a grana fine dai quali si differenziano per l'abbondante contenuto di miche.

an Anfiboliti

Sono rocce di colore scuro spesso caratterizzate da tessitura a bande a grana da fine a media. Sul terreno affiorano come lenti associate ed intercalate ai paragneiss con pieghe isoclinali. Le Anfiboliti hanno subito due eventi di scistosità prealpina in facies anfibolica.

L'ossatura geolitologia del bacini interessati dall'indagine appartiene al basamento cristallino. Le rocce affioranti lungo le sponde torrentizie e subaffioranti nei versanti sono ortogneiss con placche di micascisti e paragneiss contenenti lenti di anfiboliti. Le rocce del basamento cristallino affiorano nella parte alta e fino alla linea di costa del bacino del Rio Podestà. Lateralmente ad Est è presente una placca della copertura prequaternaria costituita dalle argille di Ortovero. La suddivisione del substrato in tre classi in base dello stato della roccia, secondo quanto indicato dalle raccomandazioni regionali, hanno potuto confermare la presenza di roccia fratturata in corrispondenza di molti affioramenti. Si tratta quasi sempre di affioramenti limitati e di strutture che hanno ridotte implicazioni dal punto di vista del comportamento geomeccanico globale del versante, ma che tuttavia possono risultare determinanti alla mesoscala per effetto di interventi antropici. Si sottolinea pertanto come anche nelle aree indicate con roccia affiorante o subaffiorante in condizioni giaciturali buone (R0) non sia infrequente la possibilità dell'instaurarsi di dissesti superficiali (fenomeni di crollo e scivolamento lungo strati o secondo giunti coniugati) in caso di modificazione del profilo del versante. Una particolare accentuazione delle problematiche di stabilità del versante è inoltre da attendersi in corrispondenza delle cerniere delle principali strutture deformative, dove la scistosità è soggetta a bruschi cambiamenti di direzione e/o inclinazione e la roccia è particolarmente fratturata.

4.1.4 Caratterizzazione idrologica

Nell'ambito della pianificazione di bacino, ai sensi del D.L. 180/98, al fine di individuare aree a diversa pericolosità idraulica e di determinare le portate di progetto, è necessario associare ai valori di portata al colmo di piena una probabilità di accadimento, o in altri termini, un tempo di ritorno.

Al fine di descrivere in termini probabilistici le portate di piena la Regione Liguria ha stipulato con l'Università di Genova -Centro di Ricerca in Monitoraggio Ambientale (CIMA) una convenzione relativa alla "Caratterizzazione delle precipitazioni intense e delle portate di piena per i bacini liguri (luglio 1999)"; lo studio fornisce i valori al colmo di piena relativi a diversi periodi di ritorno dei corsi d'acqua con foce sul litorale tirrenico, ed è la base dati su cui si fondano le successive analisi idrauliche di questo piano stralcio. Per bacini con superficie compresa tra 0 e 10 km2, viene utilizzato il metodo semplificato come riportato nello studio suddetto e nella presente relazione di piano.

4.1.5 Metodo (C.I.M.A.) Università degli Studi di Genova. luglio 1999

In sintesi il metodo per la valutazione delle portate al colmo di piena in sezioni non strumentate può essere descritto nei seguenti punti:

- attraverso un'analisi statistica regionale, che fa uso di tutta l'informazione fornita dalle stazioni pluviometriche dislocate sull'intero territorio Regionale e su alcuni bacini limitrofi,sono state definite le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per ogni sito nonstrumentato all'interno della regione;

- dalle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica è stato derivato l'evento di precipitazione critico per assegnato periodo di ritorno. La durata e la forma di quest'ultimo sono state dedotte attraverso l'applicazione della modellazione afflussi-deflussi, da considerazioni sulla meteorologia della regione, desunte da osservazioni satellitari degli eventi intensi del 1992, da risultati riportati su alcune pubblicazioni su rivista internazionale [Deidda et al., 1999] e dall'analisi di serie storiche di precipitazione ad alta risoluzione, quali quelle della stazione del Dipartimento di Ingegneria Ambientale (DIAM) dell'Università di Genova;

- dalle osservazioni di portata disponibili per l'intero territorio ligure è stata determinata,con procedura regionale analoga a quella utilizzata per le piogge, la forma adimensionale della distribuzione di probabilità delle portate al colmo di piena;

- le curve adimensionali sono state dimensionalizzate attraverso la portata indice, definita attraverso la trasformazione afflussi-deflussi dell'evento di precipitazione critico perperiodo di ritorno T=2.9 anni. Il modello afflussi-deflussi utilizzato è un modello moltoavanzato basato sulle più moderne conoscenze riguardo le interazioni tra la morfologia e la risposta

dei bacini ad eventi meteorologici intensi. Tale modello risulta descritto in atti di convegni internazionali e su una pubblicazione su rivista internazionale [Giannoni et al., 1998, Giannoni et al., 1999a, 1999b];

- dalle curve opportunamente rese dimensionali per le sezioni di interesse sono stati desunti i valori di portata al colmo di piena per differente periodo di ritorno T.

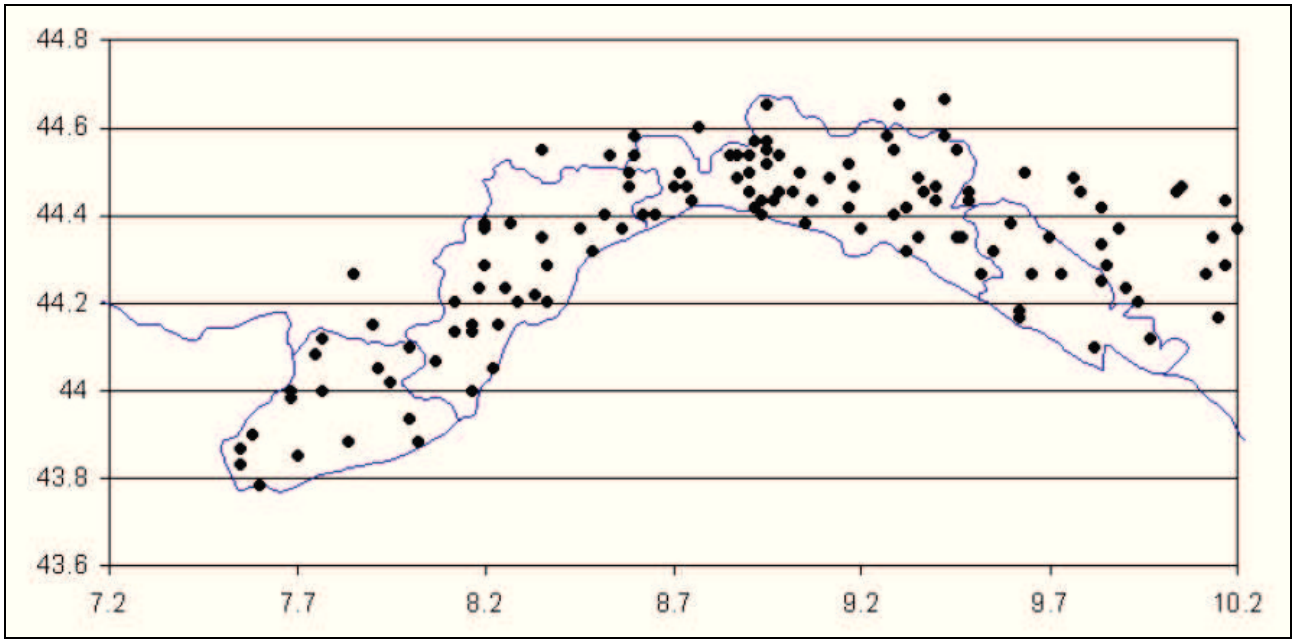


Figura 3: Posizione delle 125 stazioni ricadenti nella regione omogenea individuata sulla base di considerazioni sui meccanismi di generazione delle precipitazioni intense in Liguria. Esse appartengono al SIMI sezione di Genova per la parte tirrenica e sezione di Parma per la parte padana.

4.1.6 Determinazione delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica

Tali curve consentono, per assegnato periodo di ritorno, di definire come variano le altezze massime annuali di precipitazione in funzione della durata considerata.
La forma più comune delle LSPP è:

$$h(d,T) = a(T)d^{n}$$

con:

- h(d,T) altezza di precipitazione massima annuale per durata d e periodo di ritorno T
- a(T) coefficiente moltiplicativo dipendente dal periodo di ritorno;
- n esponente della relazione di scala.

Nel caso in esame è stato mostrato come per tutte le durate fino a 24 ore la distribuzione di probabilità possa essere ritenuta costante nella sua forma adimensionale. Ciò significa che, una volta fissato il periodo di ritorno, il rapporto tra il quantile corrispondente a tale periodo di ritorno ed il valore atteso è costante per qualunque durata. In tali condizioni quindi il coefficiente a(T) può essere espresso nella forma:

$$a(T) = K_T \frac{E[H_{d_1}]}{d_1^{\,n}}$$

con:

- E[Hd1] valore atteso della altezza di precipitazione massima annuale per la durata di riferimento d1;
- KT coefficiente moltiplicativo dipendente dal periodo di ritorno.

Inoltre è stato messo in luce che le differenze tra i diversi valori assunti da

$$E[H_{d_1}] \Big/ d_1^{\,n}$$

sono riconducibili alla variabilità campionaria e che per congruenza con il metodo di valutazione delle portate al colmo di piena si è scelto come pioggia indice E[H12]. La forma da utilizzare della LSPP risulta quindi:

$$h(d,T) = K_T E[H_{12}] \left(\frac{d}{12}\right)^n$$

Il valore dell'esponente n si ricava tenendo conto del fatto che per i valori attesi l'equazione precedente assume la forma:

$$E[H_d] = E[H_{12}] \left(\frac{d}{12}\right)^n$$

con:
d durata di interesse in ore.

Quindi con una regressione lineare dei logaritmi delle medie regionali dei massimi annuali per le diverse durate sui logaritmi delle rispettive durate si ottiene una stima dell'esponente n, pari a

n=0.39. Nella figura 3 è riportata la curva di scala con le medie regionali per le diverse durate. Si può osservare come essa si adegui in maniera molto soddisfacente alle osservazioni. Quindi l'ipotesi che i valori attesi della pioggia indice varino con la durata secondo l'espressione della LSPP riportata risulta del tutto accettabile.

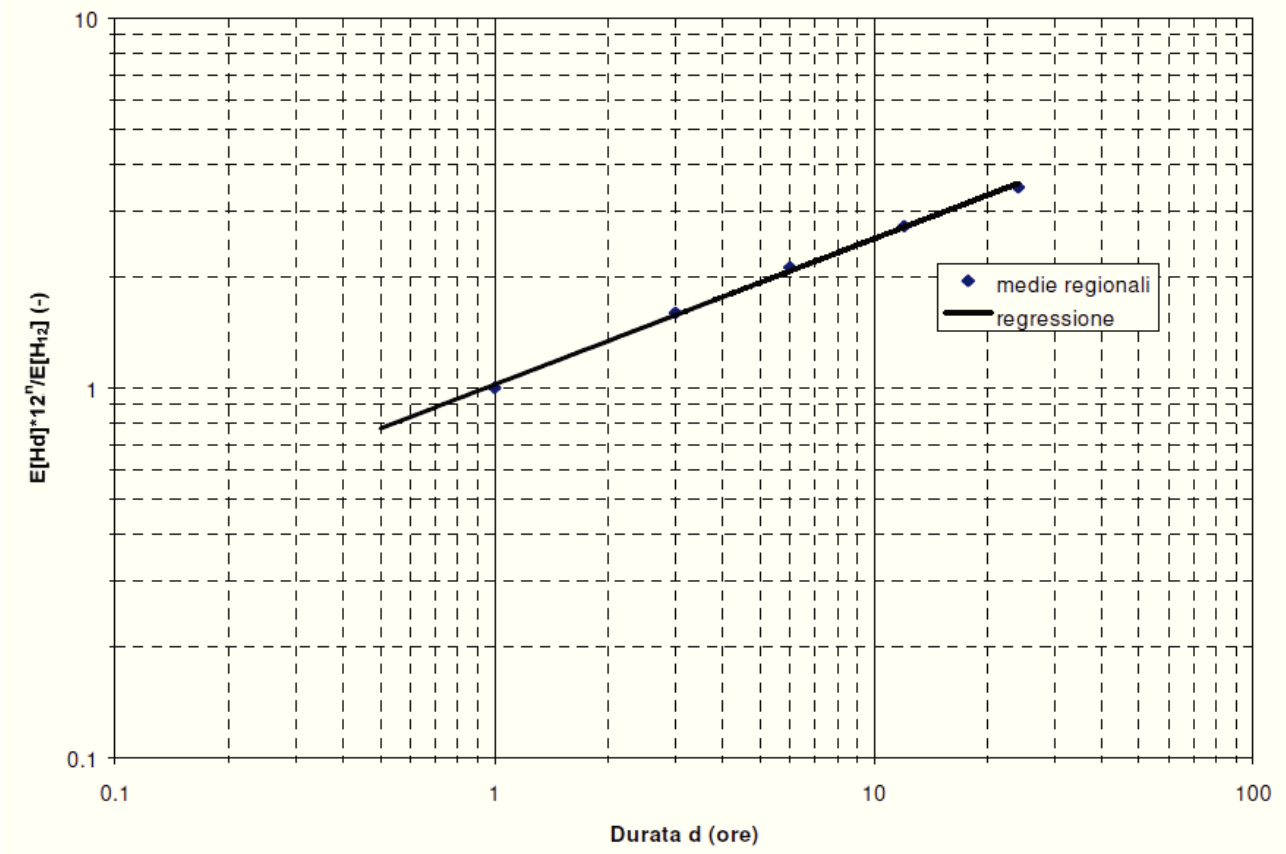


Figura 4: Curva di scala valutata sulla base delle medie regionali dei massimi annuali di precipitazione per le durate considerate. La legge di potenza ipotizzata per la curva di scala si adegua in maniera molto soddisfacente alle osservazioni, confermando l'accettabilità dell'ipotesi.

Una volta valutato l'esponente n, il valore di $E[H_{12}]/12^n$ può essere valutato per qualsiasi sito nella regione, essendo noto $E[H_{12}]$, valutato secondo le modalità esposte al paragrafo precedente. In Tabella 1 sono riportati i valori del parametro pioggia indice $E[H_1]= E[H_{12}]/12^{0.39}$ da inserire nell'espressione della LSPP. Il parametro legato al tempo di ritorno K_T può essere letto direttamente dal grafico della curva di crescita in figura precedente. Entrando con il tempo di ritorno T sulle ordinate si incrocia la curva e si legge sulle ascisse il valore cercato del parametro. Nella *Tabella 2* sono riportati i valori di K_T per i periodi di ritorno più comunemente utilizzati nella progettazione di opere idrauliche. A questo punto la LSPP risulta completamente caratterizzata, in

quanto sono noti tutti i parametri che entrano nell'espressione *(1)*. Di seguito si riporta un esempio di applicazione della procedura per la stima delle LSPP.

Si procede come segue:

1. sulla cartografia regionale si individua la zona di bacino di interesse oppure, se si opera a scala di bacino, la posizione x del suo baricentro, in longitudine est da Greenwich;

2. con il valore di x si entra nella Tabella 1 cui corrispondono i rispettivi valori di E[H1], eventualmente ricavati per interpolazione tra i due valori (si omettono, ovviamente, le cifre oltre la prima decimale, non significative);

3. si definisce il valore del periodo di ritorno di interesse e dai valori riportati in Tabella 2 si ricava il valore KT;

4. la LSPP assume quindi la forma:

$$h(d,T) = \mathrm{KT}*\mathrm{E[H1]}*d^{0.39} \qquad (1)$$

Longitudine		$E[H_1]$
Gradi	primi	mm
8	27.5	39.6
8	30	39.9
8	32.5	40.0

Tabella 1: valore del parametro pioggia indice per il Bacino Podestà. Esso è tabellato in funzione della longitudine. Per valori di longitudine intermedi il valore pioggia indice si può ottenere per interpolazione lineare.

T [anni]	K_T
30	1.88
50	2.10
100	2.43
200	2.78
500	3.28

Tabella 2: valori del parametro moltiplicatore funzione del periodo di ritorno T. Per i periodi di ritorno differenti il valore KT si può leggere sull'asse delle ascisse nell'apposito grafico, entrando sulle ordinate con il valore del periodo di ritorno.

Qualora si volesse stimare la LSPP per un periodo di ritorno non presente in Tabella 2 il parametro legato al tempo di ritorno K_T può essere letto direttamente dal grafico della curva di crescita regionale. Entrando con il tempo di ritorno T sulle ordinate (ad esempio T=10 anni) si incrocia la curva e si legge sulle ascisse il valore cercato del parametro, che in questo caso risulta essere pari a K_{10}=1.5.

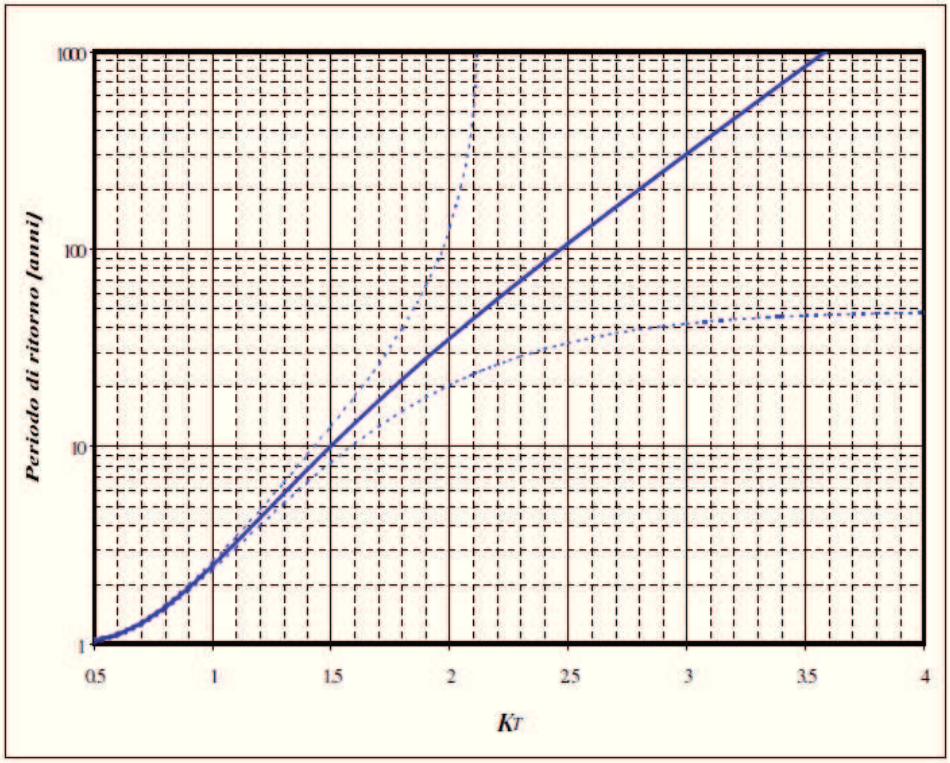


Figura 5: Curva di crescita regionale. Sulle ascisse si legge il valore adimensionale del quantile, il cui periodo di ritorno associato è indicato in ordinata.

4.1.7 Portate di piena

La curva inviluppo delle portate al colmo di piena (CATI 1970)

L'informazione idrologica storica relativa alle portate al colmo di piena è sintetizzata, per la Regione Liguria (l.r. 9/93, art. 26), nella cosiddetta "curva inviluppo dei contributi unitari alle portate al colmo di piena" per i bacini liguri con foce al Mar Tirreno, aggiornata dall'allora direttore del Servizio Idrografico - Compartimento di Genova con le osservazioni idrometriche conseguenti all'evento del 1970 nell'area centrale ligure. Essa venne costruita quindi con lo scopo di fornire un valore di portata al colmo di piena con approccio conservativo, cioè a vantaggio di sicurezza. Per tale motivo essa venne disegnata raccogliendo tutte le informazioni disponibili riguardo alle portate

al colmo di piena registrate storicamente sui bacini appartenenti al compartimento idrografico, facendo in modo che il valore del contributo unitario alla portata al colmo di piena che si legge per una determinata area di bacino sottesa sia superiore o uguale a tutti quelli storicamente osservati su bacini della stessa estensione.

L'unica valutazione di tipo statistico che è associabile ad una tale procedura si fonda sull'assunto che la popolazione di bacini, nella regione per cui la procedura vale, costituisca un insieme climatologicamente omogeneo, cioè tale che le altezze massime annue di pioggia per le diverse durate abbiano la stessa distribuzione di probabilità, nonché la stessa struttura di ragguaglio areale, e costituisca altresì un insieme morfologicamente omogeneo, cioè tale che i coefficienti di deflusso che caratterizzano gli eventi estremi dipendano soltanto dalle precipitazioni antecedenti, dall'entità delle altezze di pioggia che caratterizzano l'evento e dall'estensione del bacino. Da studi idrologici recenti emerge con evidenza che tali ipotesi non possono essere ritenute valide nella nostra regione, per cui l'utilizzazione della curva inviluppo nella sua forma attuale deve essere abbandonata come strumento progettuale perché induce condizioni di rischio non omogenee nelle diverse zone della regione e non consente valutazioni del periodo di ritorno associato alla portata di progetto.

La relazione analitica che descrive la curva di inviluppo aggiornata in conseguenza della piena dell'ottobre 1970 a cura dell'ing. Cati è la seguente:

$$q=7.92 + 88.92A^{-0.66}$$

dove:

- q: contributo unitario [$m^3/s \cdot km^2$]
- A: superficie del bacino [km^2]

Per bacini di estensione minore di 2 Km^2 si applica il massimo contributo unitario pari a 40 [$m^3/s \cdot km^2$]

4.1.8 Determinazione delle portate al colmo di piena (CIMA 1999)

Il modello afflussi deflussi, chiamato DRiFt (Discharge River Forecast), utilizzato nello studio "C.I.M.A." è stato sviluppato nell'ambito dell'analisi della risposta idrologica a scala di bacino, incentrata principalmente sulla simulazione e previsione di idrogrammi di piena. La tendenza attuale della modellazione è indirizzata verso modelli sempre più complessi il cui intento è quello di riprodurre con maggiore accuratezza i processi fisici di interesse; spesso però una sofisticata descrizione di tali processi porta a benefici non paragonabili alla complessità dei modelli. D'altra parte bisogna riconoscere che l'eccessiva semplificazione di alcuni metodi tradizionali (formula razionale) e i metodi usualmente utilizzati per la progettazione (curva inviluppo dei contributi unitari delle portate al colmo di piena) non tengono in conto aspetti importanti quali la variabilità

spaziale delle piogge, delle caratteristiche del suolo e della struttura topografica del sistema. Il modello si propone come uno strumento di semplice utilizzo, in grado comunque di interpretare le caratteristiche ritenute di principale importanza nella regione ligure, per la modellazione al colmo di piena. Il modello è stato sviluppato dal CIMA per soddisfare alle esigenze di alcuni ambienti naturali quali quello dell'arco alpino-appenninico caratterizzati da particolari strutture drenanti di dimensioni spaziali ridotte, la cui parte montana risulta preponderante nei processi di formazione della piena rispetto a quella con caratteristiche spiccatamente vallive.

Il modello è costituito da tre moduli distinti:

- individuazione della rete di drenaggio;
- determinazione dei tempi di corrivazione;
- calcolo dell'idrogramma di piena attraverso la convoluzione degli idrogrammi unitari istantanei.

Il primo modulo identifica le diverse componenti che costituiscono la rete di drenaggio effettuando la distinzione tra versante e canale. Tale distinzione avviene utilizzando una procedura di filtro con significato morfologico. Questo modulo utilizza come dato di ingresso le informazioni derivanti dai modelli digitali di elevazione del territorio sotto forma di dati di quota, area drenata e un sistema di puntatori per l'individuazione del percorso di drenaggio. Il risultato di questo modulo è la classificazione di ogni cella appartenente al bacino in cella-versante o cella-canale e la determinazione della distanza parziale da una cella a quella successiva secondo la via indicata dal puntatore. La figura che segue rappresenta i reticoli di drenaggio della regione Liguria come risultano individuati nel modello a partire dalle informazioni digitali di elevazione del territorio.

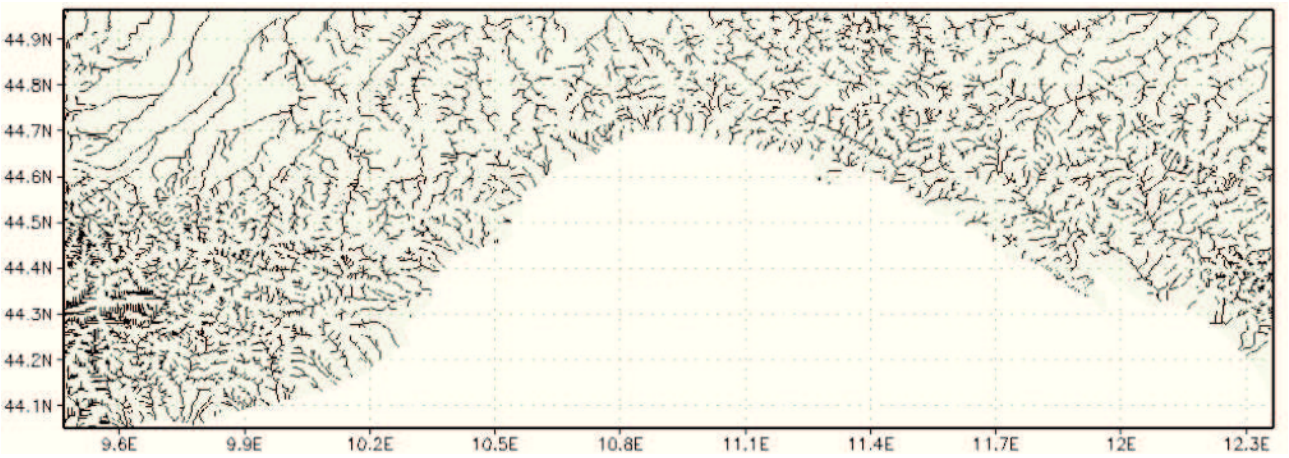


Figura 6: Individuazione reticoli idrografici della Regione Liguria.

Il secondo modulo utilizza come ingresso i risultati del primo modulo e, attribuendo nella cella-canale una velocità di scorrimento del deflusso superficiale stimata pari a 2.5 m/s e nella cella-versante una velocità stimata pari a 0.16 m/s, determina per ogni cella il relativo tempo di corrivazione individuando l'idrogramma istantaneo unitario. L'IUH è calcolato sommando il contributo di ogni cella, alla quale è associato un tempo di corrivazione calcolato come somma dei tempi trascorsi dal ruscellamento prodotto in quella cella rispettivamente sul versante e nel canale lungo il tragitto che lo collega alla sezione di chiusura.

Il terzo modulo accetta come ingresso le piogge e i tempi di corrivazione determinati dal secondo modulo e, sfruttando le proprietà dei sistemi lineari, effettua la convoluzione degli idrogrammi istantanei unitari. La pioggia lorda viene trasformata in pioggia efficace attraverso la metodologia proposta dal Soil Conservation Service, attraverso il parametro sintetico detto Curve Number (CN) in grado di riassumere informazioni quali litologia, urbanizzazione e uso del suolo. Nell'effettuare la convoluzione si hanno alcune differenze fondamentali rispetto al metodo classico dell'IUH in quanto la variabilità temporale della pioggia in ingresso e spaziale delle caratteristiche del terreno conducono ad un idrogramma istantaneo variabile nel tempo anziché ad un idrogramma istantaneo tempo invariante: l'uscita di questo terzo modulo è l'idrogramma di piena nella prefissata sezione di chiusura. Si può definire il modello come un modello lineare, semi-distribuito, parziale (non gestisce il deflusso sub-superficiale), in grado di effettuare simulazioni a scala di evento. L'approccio lineare è stato adottato in quanto, pur semplificando la modellazione, bene si presta a descrivere la realtà morfologica studiata. Il modello gestisce l'evento di piena focalizzando l'interesse sui valori di portata al picco e tempo in cui tale picco si manifesta e non tratta il moto sotterraneo di infiltrazione. Viene definito semi-distribuito in quanto accetta e gestisce l'informazione in ingresso spazialmente distribuita sul territorio e fornisce il risultato concentrato in una sezione specifica. Il bacino in analisi viene grigliato con un reticolo georeferenziato a maglia quadrata e suddiviso pertanto in un certo numero di celle aventi dimensione corrispondente a quella del modello digitale di elevazione del terreno elaborato dal CNR e pari a 10 secondi di longitudine e 7.7 secondi di latitudine, corrispondenti a circa 225m per 225m. Tutti i dati necessari al modello sono contenuti in matrici di informazione: ogni elemento della matrice rappresenta l'informazione specifica relativa al cella in questione. Pertanto le informazioni in ingresso sono distribuite e hanno la stessa definizione della maglia della griglia. L'operatività del modello è stata raggiunta dopo una preliminare analisi di sensibilità dei parametri e una successiva calibrazione dei parametri stessi, effettuata valutando il set di parametri che meglio riproduceva i diversi idrogrammi osservati. Il modello è versatile e bene si presta a differenti scopi; effettua la simulazione a scala di evento rappresentando la situazione relativa ad un periodo di tempo limitato

da alcune ore a qualche giorno; è inoltre in grado di assumere per ogni evento condizioni di umidità del suolo specifiche da cui iniziare la simulazione. Il modello è stato pensato come un modello a cinque parametri: due di carattere morfologico per l'individuazione della rete di drenaggio e la distinzione tra le due componenti di tale rete, due di carattere cinematico, le velocità rispettivamente in canale e sul versante, ed un parametro fisico rappresentante lo stato di umidità del terreno che identifica appunto la situazione fisica di inizio simulazione. Una analisi svolta precedentemente alla calibrazione ha premesso di determinare i valori da attribuire ai parametri morfologici assumendoli, almeno in una regione morfologicamente omogenea, costanti. I valori da attribuire ai parametri cinematici sono stati tarati utilizzando eventi storici. La condizione di antecedente bagnamento del suolo rappresenta un grado di libertà che si deve lasciare al modello e non è quindi un parametro tarabile a priori.

Piccoli bacini con dimensioni da 2 a 10 Kmq (CIMA 1999)

La stima della portata al colmo di piena per assegnato tempo di ritorno per le sezioni di corsi d'acqua che sottendano bacini imbriferi di ridotta dimensione areale è stata oggetto di una modellazione numerica a parte rispetto alla metodologia sopra proposta. Si riportano di seguito i singoli elementi che concorrono alla definizione della stima della portata al colmo di piena per assegnato tempo di ritorno per le sezioni di corsi d'acqua che sottendano bacini imbriferi di ridotta dimensione areale, indicativamente compresa fra 2 e 10 km^2:

- scelta della linea segnalatrice di probabilità pluviometrica;
- stima della precipitazione efficace;
- stima del tempo di risposta del bacino e dell'idrogramma unitario;
- calcolo dell'evento critico per assegnato tempo di ritorno;

Dei parametri necessari per l'applicazione pratica del metodo sopra sintetizzato, sembra di poter individuare, come passibile di valutazioni soggettive, il valore assegnato al coefficiente assunto a rappresentare la capacità del suolo di assorbire parte della precipitazione. Di stima più semplice, e sicuramente meno soggettiva, è la posizione del bacino in esame nell'ambito del territorio regionale e la dimensione areale del bacino sotteso dalla sezione per la quale si vuole calcolare il valore di portata per assegnato tempo di ritorno. Si suggerisce conseguentemente che la scelta del valore da assegnare al parametro assunto a rappresentare la capacità del suolo ad assorbire la precipitazione sia ristretta ad un insieme estremamente limitato, in grado di rappresentare le

caratteristiche estreme per quattro diverse possibili classi in cui suddividere i bacini regionali, come in Tabella 3: classificazione dei bacini regionali per la stima del valore di CN..

tipo	Descrizione	CN
A	Bacini di tipo residenziale, industriale o commerciale caratterizzati da un elevato grado di urbanizzazione. Estensione delle aree impermeabili superiore al 60%.	2
B	Bacini caratterizzati da un medio grado di urbanizzazione. Estensione delle aree impermeabili compresa fra 30% e 60%.	7
C	Bacini caratterizzati da un basso grado di urbanizzazione. Estensione delle aree impermeabili compresa fra 5% e 30%.	5
D	Bacini caratterizzati da estesa copertura arborea. Estensione delle aree impermeabili inferiore al 5%.	7

Tabella 3: classificazione dei bacini regionali per la stima del valore di CN.

Il riferimento alle condizioni standard sopra riportate consente di esprimere la portata con tempo di ritorno 2.9 anni come:

$$Q_{2.9} = C_Q \cdot A \cdot \left(0.25 + 0.27 \cdot A^{1/2}\right)^{-0.48} \qquad [m^3 s^{-1}]$$

mentre le portate per i diversi tempi di ritorno si ottengono dalla

$$Q_T = K_T \cdot Q_{2.9} \qquad [m^3 s^{-1}]$$

con *KT* – fattore di frequenza delle portate – fornito dalla Tabella 4: fattore di frequenza delle portate per i tempi di ritorno di interesse tecnico. Il coefficiente *CQ* è fornito, in funzione del tipo di bacino e della sua posizione geografica, in Tabella 5: coefficiente di portata, CQ , in funzione del tipo di bacino e della sua posizione.

T [anni]	5	10	30	50	100	200	500
K_T	1.29	1.79	2.90	3.47	4.25	5.02	6.04

Tabella 4: fattore di frequenza delle portate per i tempi di ritorno di interesse tecnico.

Longitudine		Bacino Tipo			
Gradi	primi	A	B	C	D
8	27.5	7.36	6.14	4.7	4.13
8	30	7.44	6.21	4.75	4.17
8	32.5	7.48	6.25	4.78	4.2

Tabella 5: coefficiente di portata, CQ , in funzione del tipo di bacino e della sua posizione.

Piccoli bacini con dimensioni minori di 2 Kmq (CIMA 1999)

Onde evitare la tendenza – legata alla descrizione matematica delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica – a produrre precipitazioni di intensità tendente ad infinito in corrispondenza a durate tendenti a zero, si suggerisce di adottare, per bacini aventi area minore di 2 km^2, un contributo unitario costante pari a quello ottenuto con riferimento a superfici scolanti aventi area drenata pari a 2 km^2.

In questo caso il valore di portata è pari a:

$$Q_T = K_T \cdot A \cdot U_{A=2} \ [m^3 s^{-1}];$$

nella quale:

- A è la superficie drenata espressa in km^2,
- $U_{A=2}$ è il contributo unitario per area pari a 2 km^2, espresso in $m^3/s \cdot km^2$,
- K_T il fattore di frequenza delle portate fornito in Tabella 6.

Il coefficiente $U_{A=2}$, espresso in $m^3/s \cdot km^2$, è fornito, in funzione del tipo di bacino e della sua posizione geografica, dalla Tabella 7.

***T* [anni]**	5	10	30	50	100	200	500
K_T	1.29	1.79	2.90	3.47	4.25	5.02	6.04

Tabella 6: fattore di frequenza delle portate per i tempi di ritorno di interesse tecnico.

Longitudine		Bacino Tipo			
Gradi	primi	A	B	C	D
8	27.5	9.17	7.66	5.86	5.15
8	30	9.28	7.74	5.93	5.20
8	32.5	9.33	7.79	5.96	5.23

Tabella 7: contributo unitario $U_{A=2}$ in funzione del tipo di bacino e della sua posizione.

Il Piano di Bacino stralcio sul rischio idrogeologico (ai sensi dell'art.1, comma 1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998) per il rio Podestà -Termine, per la sezione di chiusura 1, posta in prossimità della foce fornisce le seguenti le caratteristiche morfologiche e i valori di portata di fissato tempo di ritorno riportati nella seguente Tabella 8: Valori delle portate al colmo di piena per il rio Podestà (C.T.P seduta. del 11/09/2003)

Corso d'acqua	Sezione	Superficie bacino [Km^2]	Classe bacino	Long. Gradi Sessagesimali	U_A	Portata [$m^3 s^{-1}$]		
						T=50 anni	T=200 anni	T=500 anni
Rio Podestà	1	0.8	D	8°30'	5.20	15	20	25

Tabella 8: Valori delle portate al colmo di piena per il rio Podestà (C.T.P seduta. del 11/09/2003)

5 Analisi idraulica

5.1 INTRODUZIONE

I fenomeni di deflusso in esame si caratterizzano per la prevalenza di una dimensione rispetto alle altre, ed appare quindi del tutto ragionevole l'accettazione della ipotesi di monodimensionalità del moto che, consentendo notevoli semplificazioni del sistema di equazioni differenziali che governando il fenomeno, ne assicurano la risolubilità con tempi di calcolo ragionevoli. Tale ipotesi, ancorché generalmente adottata, deve essere tuttavia attentamente valutata in presenza di estesi fenomeni di esondazione o in prossimità di ostacoli presenti in alveo quali ponti, soglie, o briglie, cui consegue per il moto l'acquisizione di spiccati caratteri di bi o tridimensionalità.

Un ragionevole compromesso tra l'accuratezza e lo sforzo computazionale appare pertanto quello di limitare la simulazione, in condizioni di portate estreme, all'ipotesi di condizioni di quasi stazionarietà concomitanti con il passaggio del colmo di piena, ed adottando differenti coefficienti di scabrezza e di ragguaglio delle velocità per le aree golenali, rispetto all'alveo vero e proprio. Anche in tali condizioni, assai incerte rimangono le determinazioni relative alla effettiva direzione del moto ed al conseguente fenomeno di riduzione delle distanze, per effetto dei tagli temporanei di eventuali curve, e delle conseguenti accentuazioni della pendenza idrica locale.

Infine, la determinazione del coefficiente di scabrezza da assegnare a ciascun tronco di alveo, unitamente alla ipotesi di indeformabilità dei contorni costituenti la sezione, palesemente non veritiera specialmente durante accentuati eventi di piena, costituiscono altrettanti limiti alla attendibilità delle valutazioni ottenibili. Peraltro, alla luce della convenzionalità della definizione di rischio potenziale, soprattutto per elevati valori del tempo di ritorno caratteristico dell'evento esaminato, la metodologia prevista appare ragionevolmente corretta anche se suscettibile di affinamenti sia concettuali che applicativi.

Un aspetto assai rilevante ai fini della valutazione qualitativa dei risultati conseguibili dalla adozione di un modello numerico siffatto, è rappresentato dalle caratteristiche di affidabilità delle determinazioni relative alle "condizioni al contorno", in termini di livelli idrici nelle sezioni di controllo del sistema. La particolare natura delle aste fluviali considerate consiglia l'adozione dell'ipotesi semplificativa di raggiungimento delle condizioni di moto uniforme alla estremità di monte o di valle del tronco fluviale analizzato.

Nei paragrafi seguenti verranno quindi esposte le metodologie impiegate per le verifiche idrauliche oggetto della presente relazione, evidenziando le ipotesi adottate di semplificazione teorica delle schematizzazioni concettuali dei fenomeni idraulici, ed i criteri di valutazione assunti per la quantificazione dei parametri sintetici.

Occorre comunque evidenziare che sono stati seguiti gli indirizzi tecnici contenuti nell'Allegato 3 alle N.A. del Piano di Bacino, il quale indica che "di norma, ed in particolare nel caso della progettazione e della verifica di opere, può essere impiegato lo schema di corrente monodimensionale in condizioni di moto permanente, salvi i casi in cui sia necessario determinare valori locali della velocità della corrente o modificazioni della capacità di laminazione, o salvo specifiche indicazioni della Provincia".

5.2 PROFILI DI CORRENTE

Data la forte monodimensionalità del moto all'interno del corso d'acqua di interesse, in cui lo sviluppo pressoché rettilineo dell'asse domina per diversi ordini di grandezza sulle dimensioni della sezione trasversale interessata dal moto della corrente, ed in considerazione della regolarità della forma morfologica d'alveo, il calcolo dei profili di corrente è stato effettuato adottando le ipotesi di monodimensionalità e di regime permanente del moto.

Le verifiche idrauliche sono state quindi condotte con un modello numerico monodimensionale per il calcolo dei profili di corrente in moto permanente sviluppato tra il 1996 ed il 2001 dal Centro di Ingegneria Idraulica del Corpo degli Ingegneri dell'Esercito degli Stati Uniti *USACE-HEC (United States Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center)* ed implementato nel programma per elaboratore elettronico *HEC-RAS River Analysis System* di ampia diffusione e consolidata pratica d'uso. Di tale modello è disponibile un'ampia documentazione nella letteratura scientifica.

5.2.1 Equazioni di base

Il modello di calcolo HECRAS simula il moto permanente gradualmente variato in canali aperti con contorni fissi, anche in condizione di portata variabile lungo l'alveo e di variazioni del regime di corrente.

Il calcolo di base risolve l'equazione monodimensionale dell'energia; le perdite energetiche sono calcolate tramite l'equazione di Manning e i coefficienti di contrazione ed espansione. Nei casi in cui il profilo della superficie idrica è rapidamente variato, si utilizza l'equazione di conservazione

della quantità di moto. Si possono considerare anche gli effetti di eventuali ostruzioni, come i ponti, ed è possibile analizzare anche gli effetti dei potenziali interventi di mitigazione delle piene.

L'equazione base è quella della conservazione dell'energia:

$$Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + H_E$$

dove, per le due sezioni successive indicate con i pedici 1 e 2:

- Z è la quota del fondo del canale,
- Y è il tirante idrico in corrispondenza delle sezioni,
- α è un coefficiente che tiene conto della distribuzione non uniforme della velocità dell'acqua,
- V è la velocità media dell'acqua,
- g è l'accelerazione di gravità,
- H_e è la perdita di carico tra le due sezioni 1 e 2.

La perdita di carico totale tra due sezioni successive del corso d'acqua viene calcolata come somma delle perdite di carico per attrito lungo il contorno bagnato e delle perdite di carico per espansione o contrazione della corrente. L'equazione che esprime la perdita di carico complessiva assume dunque la forma:

$$h_e = L\overline{S_f} + C\left|\frac{\alpha V_2^2}{2g} - \frac{\alpha V_1^2}{2g}\right|$$

dove:

- *L* è la lunghezza del tronco d'alveo tra le due sezioni, pesata rispetto alla portata,
- S_f è la perdita di carico per attrito tra le due sezioni,
- *C* il coefficiente di espansione/contrazione.

La distanza pesata L viene calcolata tramite l'equazione:

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

dove:

- L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} sono le lunghezze del tronco d'alveo rappresentative del canale e delle golene sinistra e destra.
- Q_{lob}, Q_{ch}, Q_{rob} sono le portate medie transitanti nel canale e nelle due golene sinistra e destra

Il metodo di soluzione adottato da HEC-RAS per l'equazione di continuità dell'energia applicata al moto permanente gradualmente vario richiede l'assunzione che la perdita di carico in una sezione sia la stessa che si avrebbe in moto uniforme a parità di sezione e velocità dell'acqua. HEC-RAS usa la formula del moto uniforme di Manning per valutare le perdite di carico distribuite, ossia la pendenza della linea piezometrica in alveo:

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

dove *K*, fattore di trasporto, viene calcolato come:

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3}$$

in cui:

- *n* è il coefficiente di scabrezza di Manning
- *A* è l'aera della sezione
- *R* è il raggio idraulico della sezione bagnata.

Il sistema delle due equazioni consente la determinazione del profilo idrico della corrente una volta note la geometria e la scabrezza dell'alveo e le condizioni del moto alla sezione dalla quale deve iniziare il calcolo del profilo.

Nel caso di passaggio da regime di corrente veloce a corrente lenta, tramite risalto idraulico, il flusso perde il carattere gradualmente variato e l'equazione dell'energia non può essere applicata.

In tal caso, si ricorre all'equazione di conservazione della quantità di moto:

$$\frac{\beta_2 Q_2^2}{gA_2} + A_2 Y_{2,b} + \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right) L \cdot i - \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right) L \cdot J_m - \frac{\beta_1 Q_1^2}{gA_1} - A_1 Y_{1,b} = 0$$

Il calcolo dei tempi della propagazione del fronte è stato effettuato in accordo con il metodo proposto da Hunt (1987) e modificato da Molinaro e Fenaroli (1988) basato essenzialmente sulla teoria del modello cinematico combinata alla teoria delle onde a fronte rapido. Secondo tale metodo i valori di portata immessi a monte si propagano all'interno del corpo dell'onda con celerità c=dQ/dA, mentre il fronte avanza con velocità data dall'espressione:

$$v = \frac{(Q - Q_0)}{(A - A_0)}$$

dove Q ed A sono la portata e l'area della sezione bagnata dopo l'arrivo dell'onda, mentre Q_0 e A_0 sono l'area e la sezione bagnata preesistenti.

5.2.2 Metodo di soluzione numerica

Per la risoluzione dell'equazione di conservazione dell'energia in alvei a sezione variabile HEC-RAS impiega un metodo noto come "standard step method". Secondo tale metodo, il programma procede nel calcolo iterativamente, determinando per approssimazioni successive l'altezza dell'acqua alla successiva sezione di calcolo, sulla base dell'altezza già calcolata alla sezione corrente. In generale la procedura è la seguente:

a) la quota dell'acqua e la portata sono note alla sezione di inizio calcolo (sez. 1)

b) si calcola l'energia della sezione sulla base dei dati *a)* e della geometria della sezione

c) la geometria della sezione successiva (sez. 2) è nota insieme alla distanza tra le due sezioni

d) si assume una quota dell'acqua alla successiva sezione 2 e se ne calcola il raggio idraulico e l'area sulla base della geometria della sezione stessa. Quindi si determina un valore medio della capacità di deflusso delle due sezioni. La capacità di deflusso di una sezione di un alveo è, per una determinata altezza d'acqua, la portata che può transitare nell'alveo con una pendenza piezometrica unitaria

e) si calcola la perdita di carico ripartita sulla base del valore medio della capacità di deflusso, della lunghezza del tratto e della portata

f) si calcola il carico cinetico pesato, $\alpha V^2/2g$, nella seconda sezione.

g) si calcolano le ulteriori perdite di carico dovute alla contrazione ed all'allargamento della sezione sulla base di quanto determinato in *f)*

h) si calcola la variazione della quota dell'acqua tra le due sezioni, come variazione della somma del carico cinetico e delle perdite di carico

i) si calcola la quota dell'acqua nella seconda sezione come somma del primo livello idrico e delle variazioni di quota calcolata in *h)*

j) si calcola l'errore tra il livello d'acqua nella sezione 2 assunto in *d)* e quello calcolato in *i)*

k) se l'errore è minore di 1 cm la procedura è ripetuta per le sezioni successive dell'alveo, altrimenti è ripetuta per le stesse due sezioni ma con una nuova stima iniziale dell'altezza d'acqua nella sezione 2 (punto *d)*)

5.2.3 Approssimazioni del calcolo

Le principali ipotesi su cui si basa il modello matematico utilizzato si possono sintetizzare nella condizione che l'onda di piena possa essere assimilata ad una corrente a pelo libero di tipo unidimensionale.

Questa assunzione non si discosta molto dal vero se l'alveo ha un andamento regolare, con curve non troppo brusche e con le sezioni trasversali che variano gradualmente nel senso della corrente, tuttavia nella pratica è possibile che la topografia delle valli non soddisfi queste condizioni.

Per tale motivo, come sovente accade in Idraulica, la schematizzazione adottata non consente di spiegare ogni singolarità del fenomeno, ma permette di descrivere in modo soddisfacente l'andamento globale o medio. Nel caso dell'onda di piena, ciò si traduce in una descrizione della corrente media, in quanto ogni grandezza viene considerata costante su tutta la sezione trasversale.

Sotto queste condizioni l'onda di piena viene inclusa nella categoria delle correnti lineari o gradualmente variate e descritta tramite le equazioni esposte. La soluzione fornita è pertanto affetta da approssimazioni in tutte quelle situazioni in cui l'onda reale assume caratteristiche diverse dalla condizione di corrente a pelo libero di tipo lineare fino a divenire spiccatamente bidimensionali.

La presenza, infatti, di una curva molto stretta della valle o di una rapida apertura di una piana di espansione molto ampia producono variazioni delle caratteristiche della corrente, quali velocità e livello del pelo libero, non solo nella direzione longitudinale dell'asse, ma anche nella direzione ad esso perpendicolare.

Un'attenta ubicazione delle sezioni trasversali della valle ed una loro accurata descrizione in termini di canale, golene ed aree di solo invaso può ridurre l'approssimazione nel caso delle piane di esondazione, mentre per le curve molto brusche, qualora necessario, la sopraelevazione in curva del pelo libero può essere stimata utilizzando metodi empirici.

Un'altra approssimazione importante del modello deriva dalla formula di Manning, con la quale vengono calcolate le perdite di carico distribuite, ed in particolare dai valori attribuiti al coefficiente di scabrezza n. Quando sia possibile una buona stima di questo coefficiente il modello matematico è in grado di calcolare la propagazione di un'onda di piena con una approssimazione accettabile ai fini pratici. In assenza di conoscenze dettagliate delle caratteristiche fisiche delle sezioni ed in considerazioni del basso valore di portata esaminato, risulta opportuna l'adozione di valori comunque cautelativi.

Ultima e forse più importante approssimazione del calcolo indotta dal modello adottato è connessa all'ipotesi che l'alveo si mantenga a fondo fisso durante la propagazione della piena, senza risentire dell'azione modellatrice della corrente. Nella realtà, il passaggio di una piena sia naturale che artificiale altera inevitabilmente la morfologia della valle; tuttavia i mutamenti risultano assolutamente imprevedibili.

5.3 COEFFICIENTE DI SCABREZZA

Il coefficiente di scabrezza in un alveo naturale rappresenta una misura globale della resistenza al moto della corrente, in cui si compendiano una molteplicità di fattori tra i quali la forma e la regolarità della sezione, la presenza quali-quantitativa di vegetazione e le caratteristiche litologiche del materiale d'alveo.

La sua determinazione deve quindi essere condotta con grande attenzione, valutando attentamente le caratteristiche specifiche dei materiali che compongono l'alveo e la copertura vegetale delle sponde e delle aree golenali adiacenti interessate al deflusso lungo tutto lo sviluppo dell'asta fluviale di interesse.

Nella pratica tecnica il valore numerico del coefficiente rappresentativo del termine di resistenza nell'equazione del moto può essere determinato facendo ricorso a relazioni e tabelle di natura sperimentale ampiamente disponibili in letteratura tecnica. Tali relazioni forniscono il valore del coefficiente di scabrezza sulla base di analogie delle caratteristiche morfologiche e vegetazionali dell'alveo di interesse ad una serie di situazioni tipiche dei corsi d'acqua naturali già investigate sperimentalmente.

Nel seguito, la determinazione del coefficiente di scabrezza di Manning, utilizzato nelle calcolazioni idrauliche in moto permanente ed uniforme, verrà effettuata facendo riferimento al metodo di comprovata affidabilità, riportato in *"Open Channel Hydraulics"* (Chow, 1994):

$$n=(n_0+n_1+n_2+n_3+n_4)\ n_5$$

dove:

- n è il coefficiente di Manning
- n_0 è un coefficiente che dipende dalla natura del materiale costituente l'alveo variabile tra 0.020 e 0.028 passando da terra a roccia e fino ad alluvioni grossolane;
- n_1 è un coefficiente che dipende dall'entità dell'irregolarità della superficie della sezione, variabile tra 0.000 e 0.020 all'aumentare di questa.
- n_2 è un coefficiente che dipende dalla gradualità e frequenza della variazione della forma e della dimensione della sezione trasversale, variabile tra 0.000 e 0.015 all'aumentare di queste.
- n_3 è un coefficiente che tiene in conto l'eventuale entità di effetti locali relativi alla presenza di ostacoli puntuali, variabile tra 0.000 a 0.040
- n_4 è un coefficiente che dipende dall'effetto della vegetazione sulla resistenza al moto dell'acqua, variabile tra 0.000 e 0.0100
- n_5 è un coefficiente che dipende dal grado di sinuosità longitudinale del corso d'acqua, variabile tra 1.00 e 1.30 all'aumentare di questo.

5.4 EFFETTO DI RIGURGITO PROVOCATO DALLA PRESENZA DI STRUTTURE IN ALVEO

Nella progettazione di un ponte e di sue eventuali opere complementari che costituiscano una singolarità geometrica dell'alveo, a causa del restringimento imposto alla sezione idraulica per la presenza di strutture rigide quali pile o spalle, occorre porre grande attenzione alla valutazione delle modificazioni da questo indotte sulle altezze idrometriche della corrente. Il calcolo del

sovralzo a monte del restringimento va effettuato, nell'ambito della costruzione del profilo idrico, attraverso l'impiego delle usuali formulazioni della letteratura scientifica, in funzione della modalità di deflusso attraverso la sezione contratta.

Nel caso in cui il deflusso attraverso la sezione del ponte avvenga a superficie libera è possibile distinguere tre diverse classi di moto:

- Classe A: il deflusso attraverso il restringimento avviene e rimane in corrente lenta
- Classe B: il deflusso avviene con transizione da corrente lente a corrente veloce o viceversa.
- Classe C: il deflusso attraverso il restringimento avviene e rimane in corrente veloce

Nel seguito saranno brevemente riassunte le formulazioni usualmente utilizzate per il calcolo nelle varie condizioni di moto.

5.4.1 Classe A

Un deflusso di tipo A si verifica quando una corrente lenta incontra un restringimento e lo supera restando sempre in condizioni di corrente lenta, ossia con un livello della superficie idrica superiore al valore dell'altezza critica.

Per tale tipologia di deflusso sono disponibili in letteratura numerose formule sperimentali per determinare il sovralzo rispetto all'altezza del moto indisturbato:

Equazione dell'energia

Questo metodo si basa sull'applicazione dell'equazione di continuità dell'energia, così come esposta al par. 5.2.1, alle sezioni immediatamente a monte ed a valle del ponte ed a due ulteriori sezioni opportunamente derivate all'ingresso ed all'uscita del ponte.

La perdita di carico attraverso il ponte ed i livelli idrometrici di monte e valle vengono quindi calcolati trattando il ponte come una qualsiasi sezione trasversale del corso d'acqua naturale, avendo comunque ridotto l'area disponibile, incrementato il contorno bagnato e variato il coefficiente di scabrezza, per tenere in conto le modificazioni geometriche della sezione utile al deflusso indotte dalla presenza di spalle e pile.

Equazione del momento della quantità di moto

Questo metodo si basa sull'applicazione dell'equazione di equilibrio della quantità di moto tra la sezione immediatamente a monte ed immediatamente a valle del ponte.

Il calcolo procede operativamente in tre passi, applicando l'equazione di equilibrio prima tra la sezione d'alveo immediatamente a valle del ponte (indicata nel seguito con S2) e quella di valle del ponte (BD), poi tra questa e quella di monte del ponte (BU) ed infine tra questa e la sezione d'alveo immediatamente a monte del ponte (S3).

Per l'equilibrio tra la sezione d'alveo S2 e la sezione del ponte BD, risulta:

$$A_{BU} + \overline{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU} Q_{BU}}{g A_{BU}} = A_{BD} \overline{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD} Q_{BD}^2}{g A_{BD}} + F_f - W_X$$

dove:

- A_2 e A_{BD} = Area attiva di deflusso alla sezione S2 e BD, rispettivamente;
- A_{PBD} = Area ostruita dalle pile del ponte nella sezione di valle del ponte
- Y_2, Y_{BD} = Distanza verticale tra i la superficie idrica ed i baricentri delle aree A_2 e A_{BD}
- g = Accelerazione di gravità

Per l'equilibrio tra le due sezioni di valle (BD) e di monte (BU) del ponte risulta:

$$A_{BD} \overline{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD} Q_{BD}^2}{g A_{BD}} = A_2 \overline{Y}_2 + \frac{\beta_2 Q_2^2}{g A_2} - A_{P_{BD}} \overline{Y}_{P_{BD}} + F_f - W_X$$

Infine per l'equilibrio tra la sezione di monte del ponte (BD) e quella di monte dell'alveo (S3) risulta:

$$A_3 \overline{Y}_3 + \frac{\beta_3 Q_3^2}{g A_3} = A_{BU} \overline{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU} Q_{BU}^2}{g A_{BU}} + A_{P_{BU}} \overline{Y}_{P_{BU}} + \frac{1}{2} C_D \frac{A_{P_{BU}} Q_3^2}{g A_3^2} + F_f - W_X$$

dove C_D è un coefficiente di resistenza per il deflusso della corrente attorno alle pile.

Tale coefficiente viene utilizzato per stimare l'energia necessaria alla corrente per defluire attorno alla pila, dalla separazione del flusso davanti alla struttura, fino alla turbolenza di scia a valle di questa. Alcuni valori del coefficiente di resistenza sono stati determinati tramite studi sperimentali per diverse forme di pile di ponti, come riportato nella tabella seguente.

Forma della pila	Coefficiente di resistenza CD
Pile circolari	1.20
Pile allungate con retro semicircolare	1.33
Pile ellittiche con rapporto lunghezza-larghezza 2:1	0.60
Pile ellittiche con rapporto lunghezza-larghezza 4:1	0.32
Pile ellittiche con rapporto lunghezza-larghezza 8:1	0.29
Pile con fronti squadrate	2.00
Fronte triangolare con angolo di 30°	1.00
Fronte triangolare con angolo di 60°	1.39
Fronte triangolare con angolo di 90°	1.60
Fronte triangolare con angolo di 120°	1.72

Tabella 9: Coefficiente di resistenza tipica per diversi tipi di pile

Formula di Yarnell

La formula di Yarnell è un'equazione determinata empiricamente ed utilizzata per il calcolo del sovralzo a monte della corrente idrica a seguito del restringimento di sezione dovuto ad un ponte. La formulazione si basa su oltre 2600 esperimenti su modelli fisici a varia grandezza, realizzati per diverse larghezze e lunghezze di ponti, per diverse forme di pile, nonché per diverse portate ed angoli di incidenza della corrente.

L'espressione è la seguente:

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6)(\alpha + 15\alpha^4)\frac{V^2}{2g}$$

dove:

- H_{3-2} = Sovralzo del livello idrico da monte a valle del ponte
- K = Coefficiente di forma delle pile
- V_2 = Velocità nella sezione di valle
- α = Rapporto tra l'area ostruita dalle pile nella sezione di valle e l'area totale disponibile al deflusso.

L'equazione di Yarnell dipende dalla forma delle pile, rappresentata dal coefficiente *K*, dall'area ostruita dalle pile, e dalla velocità dell'acqua. Il metodo risulta indipendente dalla forma della luce del ponte in particolare qualora la perdita di energia risulti principalmente associata alla presenza delle pile. La tabella seguente riporta gli usuali valori del coefficiente *K* per varie tipologie di pile da ponte.

Forma della pila	**Coefficiente di Yarnell (K)**
Fronte e retro semicircolari	0.90
Pile con coppia di cilindri con setto di collegamento	0.95
Pile con coppia di cilindri senza setto di collegamento	1.05
Fronte e retro triangolari con angolo di 90°	1.05
Fronte e retro squadrati	1.25

Tabella 10: Coefficiente di Yarnell (K) per diversi tipi di pile.

Formula di Rehbock

La formula di Rehbock, determinata per via sperimentale, calcola il sovralzo della corrente idrica tramite l'espressione:

$$\Delta y = K_R(1-r)V_2^2 / 2g$$

dove K_R=1 per pile e rostri arrotondati e K_R =2 per pile a spigoli vivi.

5.4.2 Classe B

Il deflusso di tipo B si verifica nel caso in cui il moto attraverso la sezione ristretta del ponte avviene con il passaggio in condizioni critiche. Tale passaggio può determinare, a seconda delle condizioni di moto della corrente a monte del ponte, una transizione da corrente lenta a corrente veloce (Classe b1) o una transizione da corrente veloce a corrente lenta (Classe b2).

In entrambe le sotto-tipologie di deflusso possono essere utilizzati i metodi dell'equazione di continuità dell'energia e dell'equilibrio del momento della quantità di moto per calcolare i livelli idrici a monte e a valle del ponte.

Per la classe b1 si può inoltre fare ricorso anche ad una formula empirica che fornisce direttamente un valore ben approssimato dell'altezza a monte:

$$y_o = K(Q^2/(g \cdot b_o^2 \cdot F_{\lim}^2))^{1/3}$$

dove:

- b_o = Larghezza dell'alveo a monte del restringimento
- F_{lim} = Numero di Froude in funzione del rapporto di contrazione *r*
- K = Coefficiente dipendente dalla forma dell'ostruzione

La tabella sottostante riporta alcuni valori del coefficiente K in funzione della tipologia delle pile.

Tipo di ostruzione	**K**
Pile con fronti squadrate	1.135
Pile con fronti triangolari	1.085
Pile con fronti semicircolari	1.050
Contrazione laterale ben accompagnata	1.030-1.020

Tabella 11: Valori di coefficiente K per la condizione di moto di classe 1b

5.4.3 Classe C

Un deflusso di classe C si verifica nel caso in cui una corrente veloce transita attraverso la sezione ristretta del ponte rimanendo sempre in condizioni di moto veloce. In tale caso il massimo dell'elevazione si ha nella sezione contratta ed è inferiore o al massimo uguale all'altezza critica. Anche per quest'ultima tipologia di deflusso possono essere utilizzati i metodi dell'equazione di continuità dell'energia e dell'equilibrio del momento della quantità di moto per calcolare i livelli idrici a monte e a valle del ponte.

6 Verifica idraulica.

6.1 INTRODUZIONE

Sulla base dell'analisi idrologica effettuata nei paragrafi precedenti si sono stimate le portate di piena del Rio Termine utilizzate nella simulazione idraulica di seguito riportata, che consentirà, nei limiti delle approssimazioni già evidenziate, di verificare la compatibilità idraulica delle interferenze esistenti rispetto alle dinamiche di propagazione delle piene ai vari tempi di ritorno.

Per l'implementazione del modello idraulico è stato necessario acquisire anzitutto i dati geometrici delle sezioni d'alveo, per un tratto pari a circa 565m a partire dalla foce. L'alveo del Rio Termine, oltre ad essere particolarmente inciso, presenta una folta vegetazione ed un'accentuata tortuosità, che oltre a comportare un potenziale ostacolo al deflusso, ha comportato grosse difficoltà per il rilievo delle sezioni in questione, gravando sulla rappresentatività delle stesse e della simulazione idraulica. Delle 26 sezioni richieste, non è stato possibile rilevare la sezione 8, indicata nella figura seguente, mentre per il principale attraversamento, rappresentato dal ponte su Via Matteotti (S.S. Aurelia), è stata rilevata solo la sezione subito a monte, e si è dovuta pertanto accettare l'approssimazione di ipotizzarne una uguale a valle, denominata sezione 2.5. Lo stesso tipo di approssimazione è stata adottata a monte, dato che la sezione 26 rappresenta il rilievo a valle del relativo attraversamento; è stata quindi presa una sezione identica a monte di questo, identificata come sezione 26.5. Le sezioni 21 e 22, infine, difettavano delle quote del piano stradale, che sono state quindi poste pari a quelle indicate dalla cartografia.

Uno stralcio planimetrico delle sezioni ottenute ed utilizzate è riportata nella seguente figura, dove in magenta sono rappresentate le sezioni rilevate, in verde le sezioni relative alle approssimazioni sopra discusse e in rosso la sezione 8 e le sezioni 6 e 7, coincidenti queste ultime due con le sezioni 28 e 29 dello studio idraulico fornito dal Piano di Bacino.

Anche se non rappresentate in planimetria, per affinare il modello, sono state interpolate le sezioni trasversali con un passo pari a 15 metri.

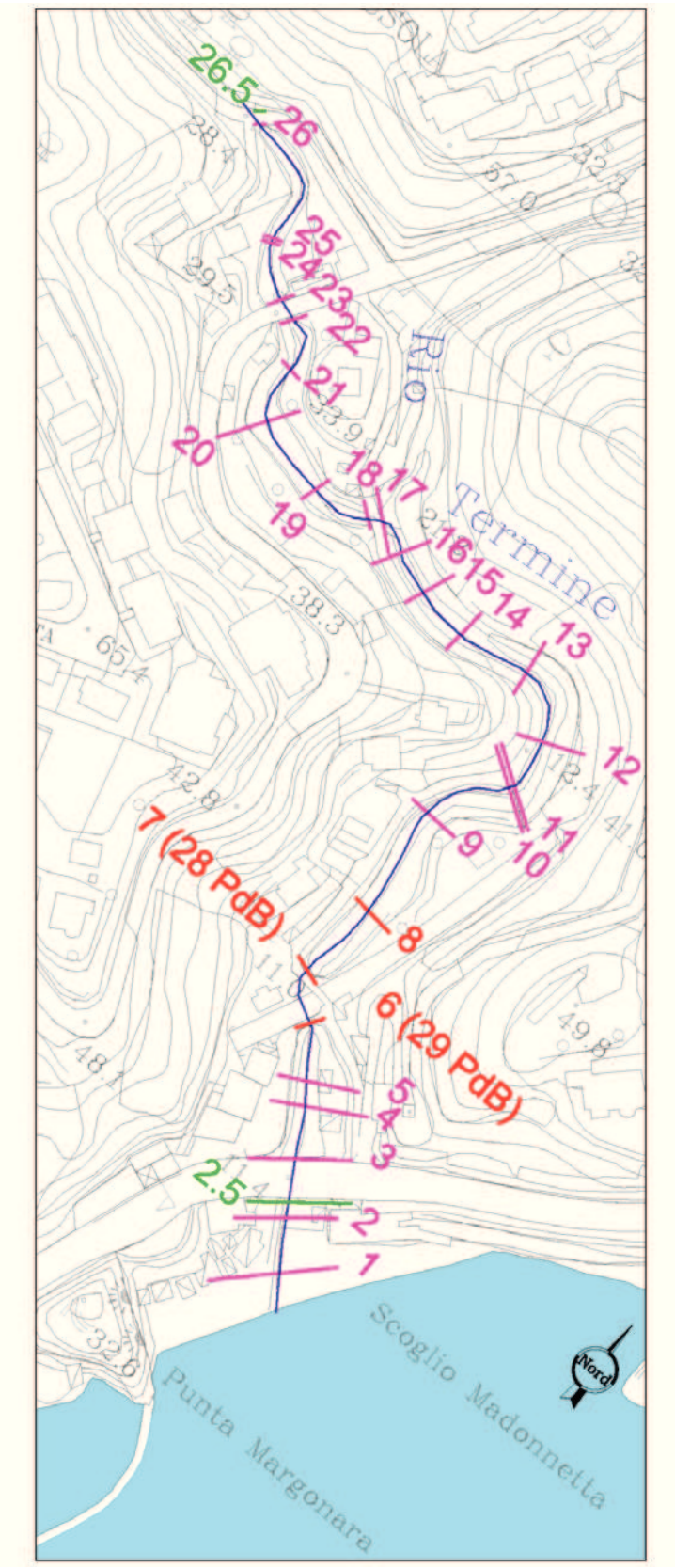


Figura 7 – Stralcio planimetrico delle sezioni fluviali utilizzate nel modello idraulico.

Come detto, il tratto indagato del Rio Termine ha un'estensione di circa 0.56 km; in questo tratto la pendenza è dell'ordine di alcuni punti percentuali, variabili mediamente tra l'1 e il 6%, e con punte anche superiori al 10% per tratti limitati, trattandosi di una zona con caratteristiche pedemontane dove l'alveo fluviale appare piuttosto incassato ed inciso.

Nella foto seguente è mostrata un'immagine dell'alveo nel tratto adiacente l'intervento in oggetto.



Figura 8 – Rio Termine in corrispondenza del ponte ad arco di Via Matteotti (S.S. Aurelia), immediatamente prima dello sbocco a mare.

6.2 IMPOSTAZIONE DEL MODELLO IDRAULICO

Le simulazioni idrauliche sono state effettuate in moto permanente monodimensionale mediante il software HEC-RAS River Analysis System i cui codici di calcolo sono stati descritti ai precedenti paragrafi.

I fenomeni di deflusso in esame si caratterizzano per la prevalenza di una dimensione rispetto alle altre, ed appare quindi del tutto ragionevole l'accettazione della ipotesi di monodimensionalità del moto che, consentendo notevoli semplificazioni del sistema di equazioni differenziali che governano il fenomeno, ne assicurano la risolubilità con tempi di calcolo ragionevoli.

Il calcolo del profilo di corrente è stato condotto per i valori di portata relativi ai tempi di ritorno considerati nel Piano di Bacino, ovvero 50, 200 e 500 anni.

6.2.1 Coefficiente di Scabrezza

La determinazione del coefficiente di scabrezza di Manning, utilizzato nelle calcolazioni idrauliche in moto permanente, è stata effettuata, come detto, facendo riferimento al metodo riportato in "Open Channel Hydraulics" (Chow, 1994) ed ai parametri indicato nell'Allegato 3 alle N.A. che dovrebbero essere considerati valori massimi non superabili:

$$n=(n0+n1+n2+n3+n4)\ n5$$

dove n è il coefficiente di Manning e le altre grandezze hanno il significato già evidenziato più sopra.

Nel nostro caso, tenendo conto delle caratteristiche morfologiche dell'alveo, è stato assunto pari a:

- 0.033 m-1 s 1/3 per l'alveo ordinario
- 0.04 m-1 s 1/3 per le aree golenali.

6.2.2 Condizioni al contorno

Il modello utilizzato per il calcolo dei profili di corrente in moto permanente richiede l'imposizione come condizioni al contorno dei valori della portata transitante in alveo e dei livelli assunti nelle due sezioni estreme di monte e valle del tronco fluviale simulato. Il tratto indagato parte dallo sbocco a mare del Rio Termine e, come detto, si sviluppa per un tratto pari a circa 565m a monte di questo. Di conseguenza, come condizione al contorno di valle, è stato imposto il livello idrico rappresentativo di un eventuale sopralzo di tempesta, stimato pari a 0,75 m.s.l.m., volendo essere questa una condizione cautelativa rispetto ai livelli idrici ottenuti dalla simulazione. Per quanto riguarda la condizione di moto di monte, si è adottata la coincidenza del livello idrico con l'altezza critica, data l'elevata pendenza longitudinale che caratterizza lo sviluppo dell'alveo inciso, con conseguente prevalenza di moto in condizioni di corrente veloce.

6.2.3 Schematizzazione geometrica

E' stata effettuata, come detto, una simulazione nella parte finale dello sviluppo del Rio Termine, per un tratto pari a circa 565m, con i vari attraversamenti come risultano dallo stato di fatto. La geometria strutturale delle opere di attraversamento esistenti è stata ricavata da rilievi celerimetrici e da ricostruzioni in base a dati disponibili. Nello specifico, percorrendo il Rio Termine dalla foce verso monte, gli attraversamenti interessati dalla simulazione sono sei. Il primo, che rappresenta l'interferenza più significativa e più prossima all'intervento, si trova su Via Matteotti (S.S. Aurelia), ed è caratterizzato da una sezione a geometria trapezia con larghezza di circa 25 metri e altezza, dal fondo sino al piano stradale di circa 8 metri. Quindi, percorrendo per una cinquantina di metri circa Via Rio Termine da Via Matteotti verso Via Gentile, si individua l'attraversamento sulla ferrovia dismessa, la cui sezione non è ubicata ortogonalmente al verso della corrente, ma genera con quest'ultimo un angolo di circa 60°. La forma della sezione è a volta a botte, con altezza dei piedritti di circa 2 metri e larghezza di circa 15 metri. L'altezza al centro della sezione è stimata essere di circa 3.50. Continuando su Via di Rio Termine in senso inverso al deflusso per circa 105 metri si arriva a un attraversamento di accesso ad una proprietà privata costituito da un ponticello di larghezza pari a 11 metri e altezza al centro della sezione pari a 3,90 metri. Successivamente, risalendo approssimativamente per ulteriori 160 metri a monte, si incontra un terzo attraversamento, l'ultimo riguardante Via Rio Termine, caratterizzato da una sezione a volta a botte, larga 4,90 metri, altezza ai piedritti di circa 4,20 metri e altezza al centro della sezione pari a circa 5,60 metri. Finalmente, si hanno gli attraversamenti di Via Genova (100 metri circa a monte del precedente), sempre a volta a botte, di larghezza di 4 metri circa, altezza ai piedritti di 2,75 metri e altezza al centro della sezione pari approssimativamente a 4,60 metri, e Via Polveriera (ad ulteriori 75 metri verso monte seguendo l'alveo fluviale) ancora a volta a botte, larga 4,90 metri e alta 1,70 metri al centro.

6.2.4 Analisi dei risultati

I risultati dei calcoli di verifica, rappresentati in grafici e tabelle e riportati negli allegati, mostrano come per tutte le portate il moto avvenga prevalentemente in condizioni di corrente veloce, talvolta prossime allo stato critico, con diverse transizioni tra i regimi di corrente lenta e veloce. La pendenza longitudinale del fondo, mediamente elevata vista la natura del bacino scolante, produce velocità di deflusso all'interno del canale principale variabili tra 1,87 e 7,46 m/s e tra 0,23 e 4,18 m/s in golena, in funzione del regime di corrente che si instaura nei diversi tratti, con numero di

Froude compresi, per quanto riguarda l'evento duecentennale, tra 0.45 e 3. I tiranti idrici, sempre per la piena duecentennale, si attestano tra 0,26 e 2,58 m.

Di seguito vengono presentati la sezione di attraversamento della S.S. Aurelia presso Via Matteotti, essendo la più vicina all'area d'intervento, e il profilo longitudinale, entrambi relativi alla piena duecentennale; per una più completa visione dei risultati si rimanda agli allegati.

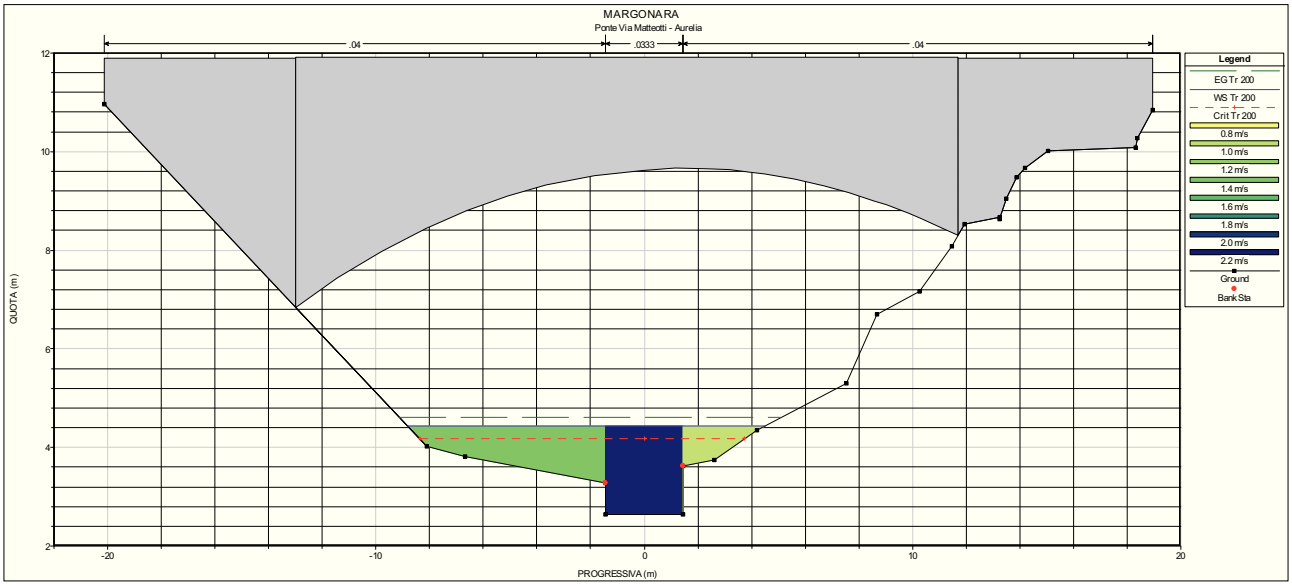


Figura 9: Ponte di Via Matteotti, sezione di monte, TR=200 anni.

Come risulta dal profilo e dalla sezione trasversale, non ci sono particolari criticità riscontrate per il Ponte di Via Matteotti, dove per la piena duecentennale risulta un franco idraulico abbondantemente superiore ai due metri, con transizione in corrente lenta a monte di questo, data la debole pendenza longitudinale dell'alveo nel tratto in questione, e con relativa diminuzione delle velocità di scorrimento. Il moto si mantiene lento attraverso il ponte, con passaggio per l'altezza critica e conseguente modifica in corrente veloce tra il ponte e la foce e quindi ricade, con riferimento alla classificazione esposta in precedenza, nella tipologia denominata "classe A".

Analogamente non sembrano presentare particolari ostacoli al deflusso, in termini di livelli idrici, che producono franchi idraulici abbondantemente superiori al metro, gli attraversamenti di Via Rio Termine, ad eccezione di quello relativo alla ferrovia dismessa. Le velocità superano i 5 m/s nel caso dell'attraversamento più a monte dei tre, e sono di poco inferiori a questa soglia nel caso del ponticello di accesso alla proprietà privata; in entrambi i casi la corrente arriva ai rilevati, passa attraverso di essi e continua il suo corso mantenendo le condizioni di corrente veloce, ricadendo pertanto nella modalità di scorrimento denominata "classe C".

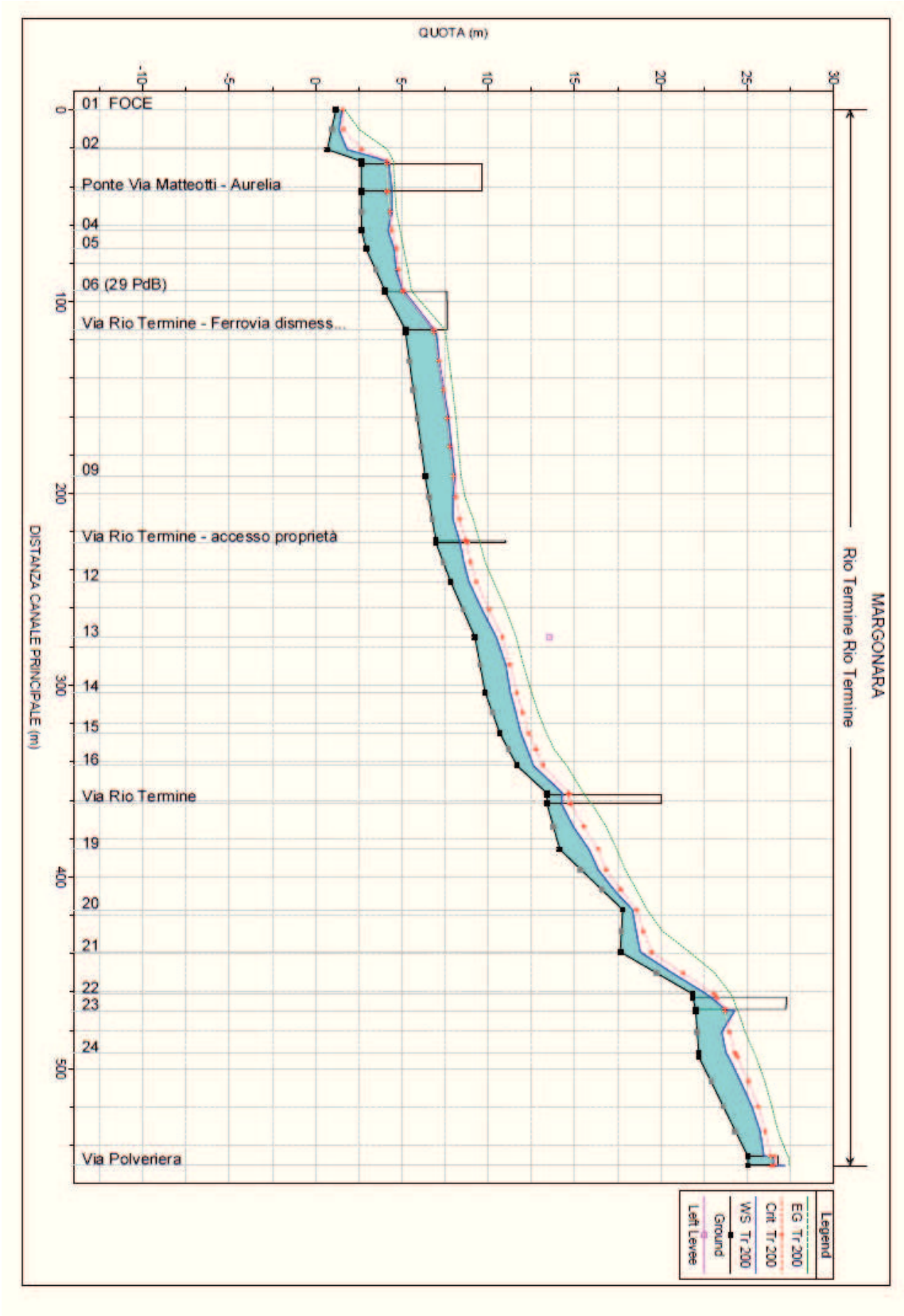


Figura 10: Profilo Longitudinale Rio Termine, TR=200 anni.

A valle dell'accesso alla proprietà privata appena presa in esame si verifica un passaggio in corrente lenta, che rimane in lenta assumendo l'altezza critica prima e in corrispondenza della sezione di entrata al rilevato dell'antica ferrovia, in corrispondenza della quale si hanno le condizioni più gravose in termini di livelli idrici, con un franco che si attesta intorno agli 80 cm in corrispondenza della freccia della volta a botte, rappresentando questa una insufficienza idraulica in relazione a quanto richiesto dalla normativa vigente. Il moto rimane nelle stesse condizioni di deflusso lungo tutto lo sviluppo del rilevato, producendo quindi una condizione del tipo "classe A".

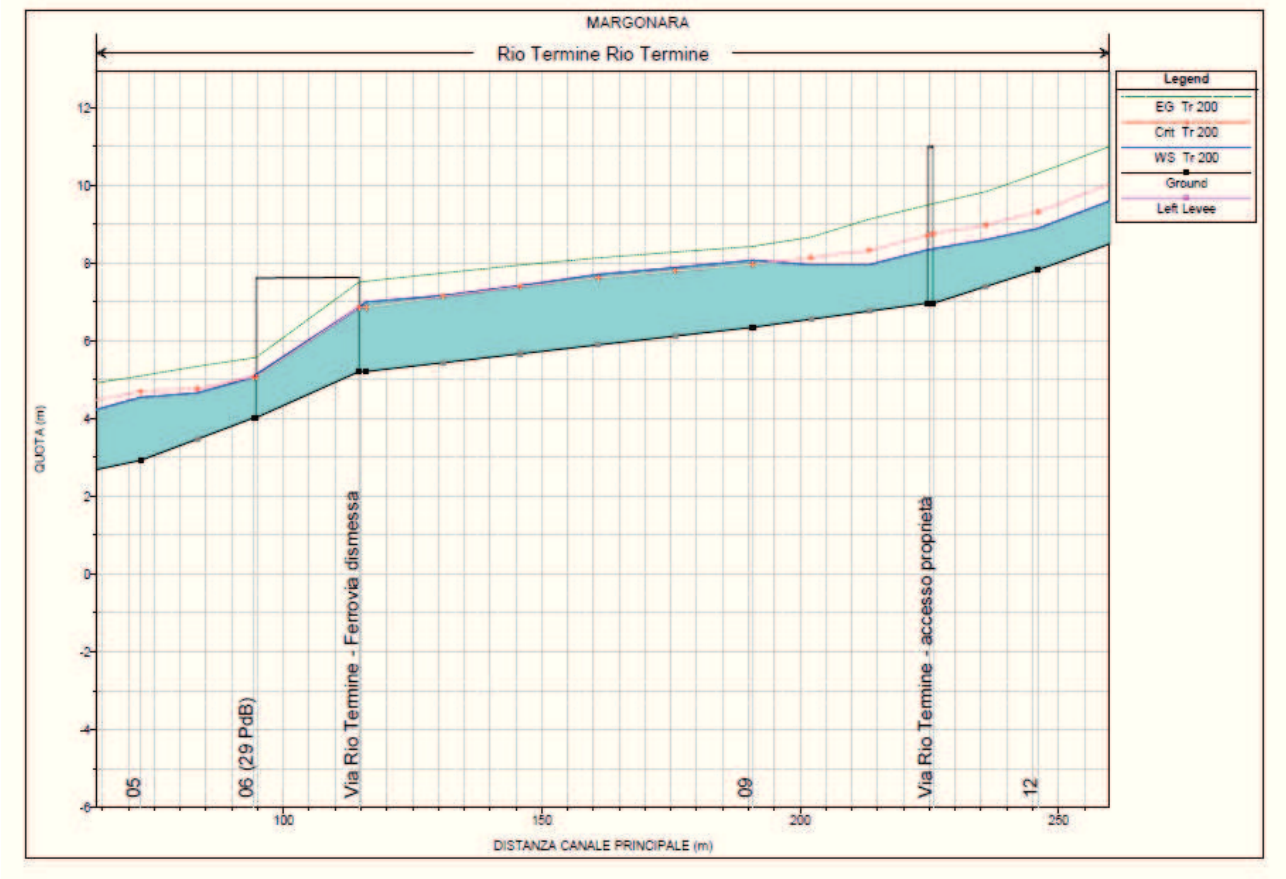


Figura 11: Particolare di Via Rio Termine, TR= 200 anni.

La criticità di questa situazione è tanto più evidente se si considera la possibilità di corpi trasportati dalla corrente che vadano ad occludere la luce del rilevato, producendo rigurgiti a monte e possibili tiranti idrici significativi.

In figura 11 è riportato un particolare del profilo idrico che illustra la situazione discussa, mentre la figura 12 è relativa alla sezione di ingresso al rilevato della ferrovia dismessa, entrambe corrispondenti alla piena duecentennale.

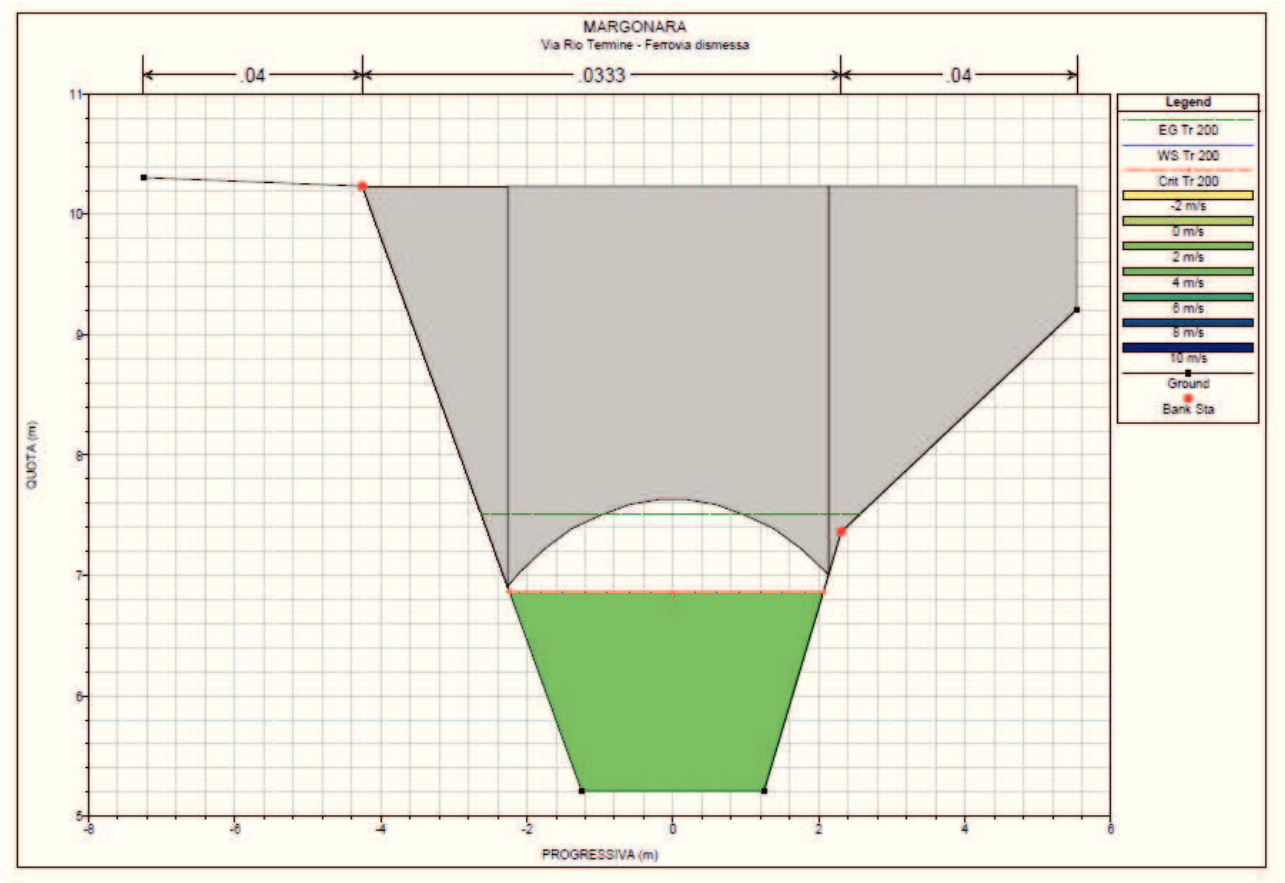


Figura 12: Sezione in entrata Ferrovia dismessa, TR= 200 anni.

Per quanto riguarda l'attraversamento sito in Via Genova, in questo caso si ha un'insufficienza dal punto di vista della sezione disponibile allo scorrimento, che viene sostanzialmente ridotta rispetto al deflusso indisturbato, producendo un cambio di condizioni di moto, con passaggio a corrente lenta immediatamente a monte dell'imbocco del rilevato, caratterizzata da un rigurgito pari a 50 cm. Non si verificano quindi insufficienze dal punto di vista dei livelli idrici, in quanto c'è un ampio franco, ma sono state modificate le condizioni di deflusso dell'alveo naturale.

Il moto è di "classe B1".

Nelle successive figure 13 e 14 si riportano un particolare del profilo nelle vicinanze dell'attraversamento e la sezione trasversale di monte dello stesso, per il tempo di ritorno duecentennale.

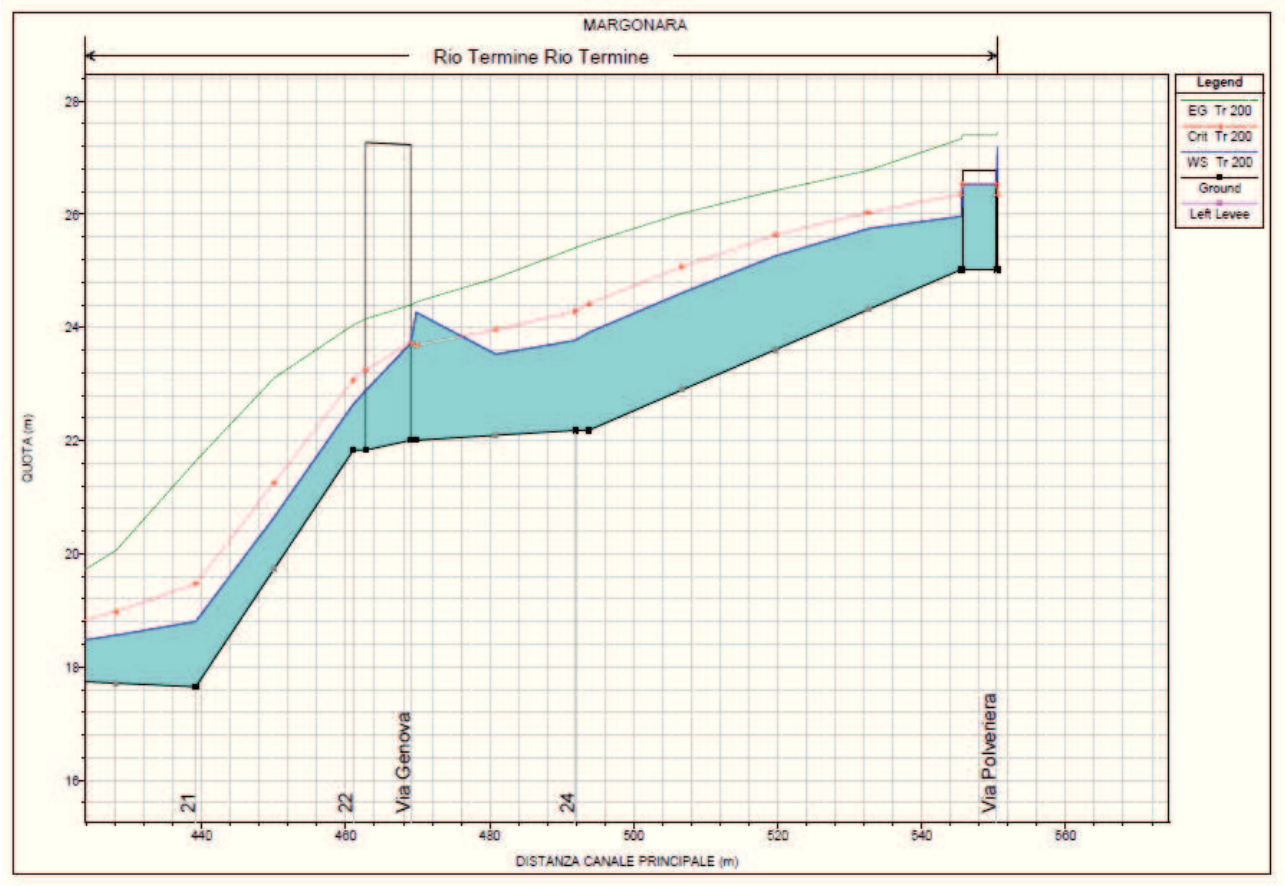


Figura 13: Particolare di Via Genova, TR=200 anni.

Non sono rappresentativi, infine, i risultati ottenuti per il ponte di Via Polveriera, in quanto è stato imposto il livello idrico coincidente con quello del deflusso in condizioni critiche, come condizione al contorno del modello di simulazione; per ottenere informazioni attendibili, in questo caso, si dovrebbe prolungare il tratto di alveo indagato verso monte.

Alla luce di quanto evidenziato dalla modellazione idraulica si evidenzia che gli interventi in progetto non risultano modificare in alcun modo le modalità di deflusso della piena di progetto del Rio Termine né tantomeno modificare le condizioni di rischio idraulico.

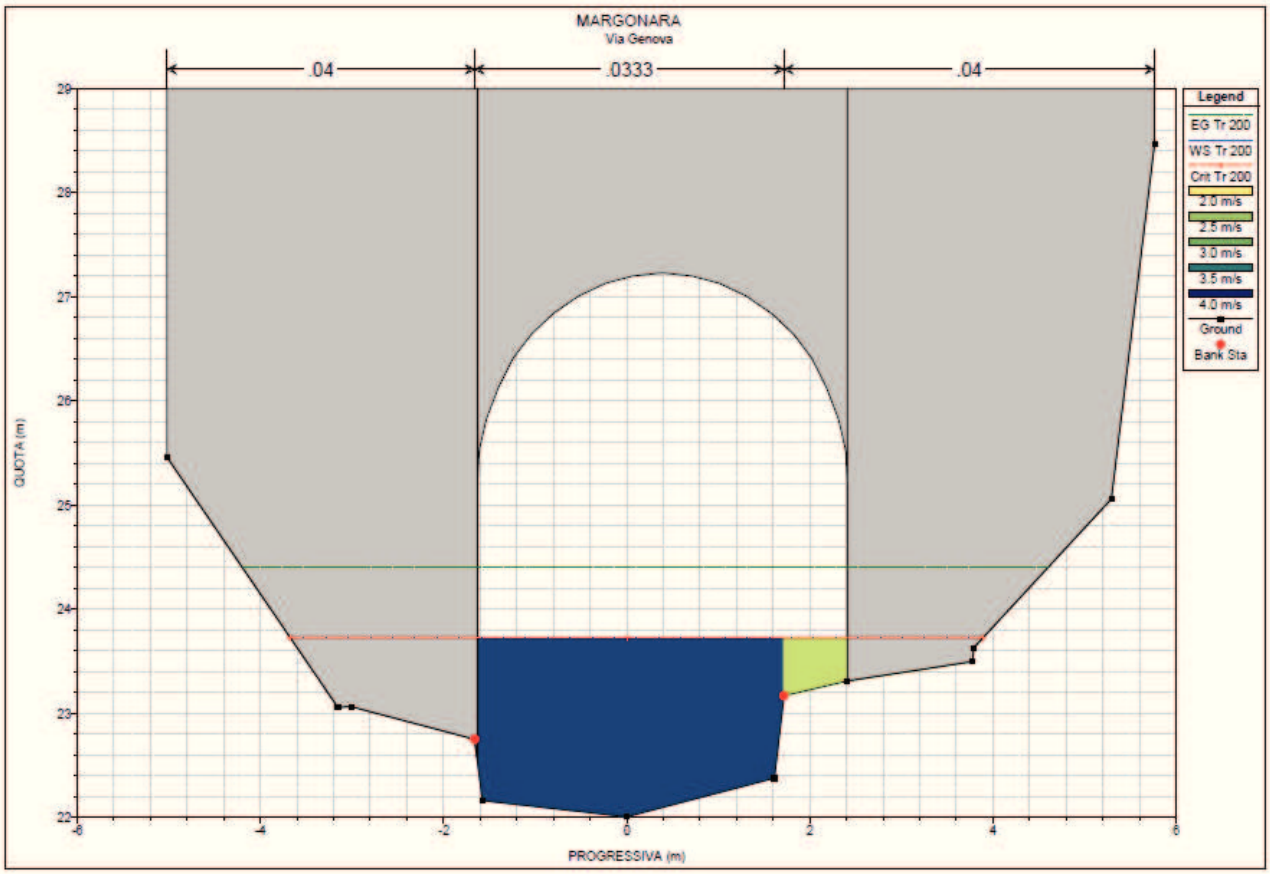


Figura 14: Via Genova, sezione di monte, TR= 200 anni.

7 Idraulica di piattaforma

Nel presente paragrafo si fornisce una descrizione delle opere di drenaggio della piattaforma stradale, fornendo gli elementi e i criteri utili per il corretto dimensionamento e verifica delle stesse.

Gli schemi della rete di smaltimento sono studiati per consentire lo scarico a gravità delle acque di drenaggio verso i recapiti finali costituiti prevalentemente dai fossi scolanti e i corsi d'acqua naturali limitrofi al tracciato.

In merito al dimensionamento, è opportuno, tenuto conto dell'importanza delle opere da realizzare e della necessità di garantire un facile allontanamento delle acque dalle pavimentazioni, assumere dati di progetto che assicurino le migliori condizioni di esercizio.

Nel calcolo del drenaggio delle acque di piattaforma, la sollecitazione meteorica da assumere alla base del progetto è quella corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni; per essa si dovrà verificare che tutti gli elementi idraulici di drenaggio raggiungano un grado di riempimento massimo compatibile con la funzione svolta.

Fanno eccezione i fossi di guardia dell'asse principale che sono verificati per un Tr pari a 50 anni.

I criteri progettuali da rispettare sono i seguenti:

- mantenimento della sicurezza sul piano viario anche in caso di apporti meteorici eccezionali;
- protezione dall'erosione di trincee, rilevati e opere d'arte che possono essere interessate dal deflusso di acque canalizzate;
- protezione dall'erosione e mantenimento della sicurezza a valle dei recapiti della rete di drenaggio.

7.1 STIMA DELLE PIOGGE DI PROGETTO

Per giungere al dimensionamento di tutti i rami della rete di drenaggio occorre preventivamente definire, sulla base degli elementi idrologici, idraulici e geometrici disponibili, le portate generate da un evento meteorico, di pre-assegnata frequenza probabile, assunto come sollecitazione di progetto.

Come già illustrato in precedenza, le ipotesi alla base del progetto sono quelle di considerare un evento corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni e proporzionare la rete di drenaggio in modo che tutti gli elementi della rete raggiungano un grado di riempimento accettabile.

Per la valutazione delle massime portate, affluenti nelle tubazioni e nelle canalizzazioni dei diversi tronchi del sistema di drenaggio, è stata utilizzata la formula, derivata dal metodo razionale:

$$Q_p = \frac{\phi_c \times b_c + \phi_s \times b_s + \phi_e \times b_e}{3600} \times L \times i_c \quad \text{(l/s)}$$

in cui:

- Qp= portata massima di pioggia (l/s)
- ·c = 0.9 coefficiente di deflusso della piattaforma stradale (adim.);
- ·s = 0.5 coefficiente di deflusso delle scarpate (adim.);
- ·e = 0.4 coefficiente di deflusso delle aree esterne (adim.);
- bc = larghezza della piattaforma stradale (mq);
- bs = larghezza della scarpata stradale (mq);
- be = larghezza della fascia esterna (mq);
- L = lunghezza tratto (m):
- Ic = intensità della pioggia critica (mm/h) (Tr=25 anni, Tc=5 minuti e Tr=50 anni, Tc=10 minuti per i fossi di guardia dell'asse principale).

Per il calcolo dell'intensità di pioggia si fa riferimento alla metodologia regionalizzata indicata nella Relazione del PSAI , e già descritta nella Relazione Idrologica.

La forma della curva di possibilità pluviometrica è del tipo:

$$h(mm) = a\, t^{n}$$

e quindi

$$i(mm/h) = h/t = a\, t^{n-1}$$

dove:

t è la durata della pioggia critica;
a è coefficiente della curva di possibilità climatica
n è l'esponente della curva di possibilità climatica

Nel seguente prospetto sono riportati, con riferimento ai tempi di ritorno di progetto (25 e 50 anni), le stime delle altezze di pioggia riferite alla durata di pioggia oraria. Per risalire alle altezze di pioggia per i tempi critici stabiliti (5' per la piattaforma, 10' per i fossi di guardia) poiché l'estensione delle CPP regionalizzate anche alle durate inferiori all'ora comporterebbe delle stime eccessivamente cautelative, si è ricorso alla teoria di Bell.

E' stato infatti dimostrato (Bell, 1969) che il rapporto fra l' altezza di pioggia h(t,T), con t<60 minuti, e l'altezza di pioggia di durata 60 minuti e pari tempo di ritorno T è dipendente solo dalla durata t:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = f(t)$$

Tale relazione, trovata nell'ambito delle ricerche idrologiche condotte negli Stati Uniti, si fonda sulla grande variabilità geomorfologica nonché sulla vasta ed articolata quantità di dati idrologici e morfometrici del territorio Americano, ed assume la seguente espressione:

$$\frac{h}{h_{60}} = \left(\frac{t}{60}\right)^{0.495}$$

in cui t risulta espresso in minuti.

Il dato più interessante che se ne trae è che il rapporto risulta poco dipendente dalla località. La relazione è stata inoltre confermata anche per vasti territori dell' Australia e dell'Africa.

Più recentemente autori italiani hanno sperimentato la validità della relazione dianzi citata calcolando i rapporti dei valori medi delle massime altezze di pioggia annue di diversa durata rispetto al valor medio della massima altezza oraria dell'anno. In particolare (Calenda e altri, 1993) sono stati ottenuti al pluviometro registratore di Roma Macao i seguenti rapporti:

d(min)	**5'**	**10'**	**15'**	**20'**	**25'**	**30'**
$r = h_{(d)}/h_1$	0.278	0.435	0.537	0.632	0.709	0.758

Applicando tali relazioni si ottengono le intensità di pioggia per le durate di interesse ai fini delle verifiche idrauliche della piattaforma, come di seguito evidenziato:

Parametri

a = 30
n = 0.23
CV = 0.43

Legge pluviometrica

h(t,T)= Kt at^n
Kt= 1-CV*(0.45+0.779*ln(ln(T/(T-1))))

h(t 1, 25) =	56.34	mm
h(t 1, 50) =	63.41	mm

Tr	Kt
5	1.31
10	1.56
25	1.88
50	2.11

Elemento	**Tr**	**Tc**	**Tc**	**h**	**i**
	anni	min	ore	mm	mm/h
Piattaforma (cunette, collettori, ecc.)	25	5	0.083	15.66	187.94
Fossi di guardia	50	10	0.167	27.58	165.49

7.2 OPERE DI DRENAGGIO

Nel seguito vengono delineate le principali tipologie di opere di drenaggio in relazione alle specifiche applicazioni.

7.2.1 Sezioni in rilevato

La soluzione adottata per il drenaggio della piattaforma stradale e della pista ciclabile, prevista in fregio, nell'ambito dei brevi tratti di collegamento con la sede attuale della SS1 Aurelia, è l'adozione di caditoie, realizzate a mezzo di pozzetti in cls a doppia cameretta, poste in corrispondenza del marciapiede, dotate di bocca di lupo e di griglia e recapitanti in un collettore De 315 in Pead, rinfiancato in cls, disposto al di sotto della pista ciclabile e recapitante nel vicino Rio Termine.

7.2.2 Sezioni in trincea

Nei brevi tratti di trincea è prevista l'adozione, in fregio alla pavimentazione stradale, di cunette alla francese in cls di larghezza 1 m.

7.2.3 Tratti in galleria naturale

Per i tratti in galleria naturale, che costituiscono in realtà la maggior parte del tracciato, è prevista l'adozione di un sistema di drenaggio che garantisce la raccolta dei liquidi di piattaforma, rappresentate nel caso specifico dalle acque di pioggia trascinate all'interno della galleria dai veicoli e dai liquidi trasportati versati accidentalmente sulla piattaforma, e di quelle esterne, costituite in tal caso dalla acque di stillicidio.

Il sistema di drenaggio risulta pertanto costituito da due collettori laterali che raccolgono le acque di stillicidio provenienti dalla calotta, ubicati da ambo le parti della sezione, le acque di piattaforma provenienti dall'esterno come dall'interno della galleria (acque di precipitazione e/o sversate accidentalmente dai veicoli), ubicati da ambo le parti della sezione. E' previsto inoltre l'adozione di un collettore di drenaggio centrale, del tipo fessurato, che intercetta le acque raccolte all'interno dell'arco rovescio sia per infiltrazioni dalla piattaforma che dall'esterno della galleria.

Il sistema di impermeabilizzazione esterna alla galleria, che fa capo ai sopra citati tubi di drenaggio, è costituito, partendo dall'esterno, da geotessile, da geomembrana in pvc di spessore, portata a coprire l'intero piedritto e da una tubazione in pvc rigido microfessurato con funzione di raccolta delle acque drenate dal geotessile.

Tutti i sistemi di raccolta sopra descritti recapitano a gravità, attraverso collettori dn 400 mm Pead, nel sistema di drenaggio della galleria S. Paolo dell'asse principale.

7.3 VERIFICHE IDRAULICHE DELLE OPERE DI DRENAGGIO

La verifica di un idoneo dimensionamento delle canalizzazioni di drenaggio è stato effettuato, facendo riferimento alle condizioni di moto uniforme, attraverso la relazione di Chezy:

$$V = K \times Ri^{2/3} \times J^{1/2}$$

in cui:

- V= velocità media del flusso (m/s)
- K= coefficiente di scabrezza di Gaucker - Strickler ($m^{1/3}/s$)
- R_i = raggio idraulico (m), rapporto tra sezione idraulica A(m^2) e contorno bagnato C(m);
- J = pendenza longitudinale (m/m)

associata all'equazione di continuità:

$$Q_p = V \times A$$

ove:

- Q_p = portata (m^3/s)
- A = area bagnata (m^2).

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti di scabrezza è stato assunto:

- K=60 $m^{1/3}/s$ per le canalizzazioni aperte in C.A.
- K=70 $m^{1/3}/s$ per le tubazioni in cls.
- K=90 $m^{1/3}/s$ per le tubazioni in acciaio.

Sulla base della stima delle piogge e delle portate di progetto prima evidenziate, e della geometria prevista per canalette, fossi di guardia e collettori, sono stati verificati gli elementi di drenaggio secondo i criteri di seguito illustrati.

7.3.1 Calcolo dell'interasse delle caditoie

Le canalette sono previste nella carreggiata esterna dei tratti in curva della strada ed hanno le caratteristiche geometriche indicate nelle sezioni tipo. La loro funzione è quella di raccogliere le sole acque provenienti dalla piattaforma stradale.

La portata massima smaltibile dalla cunetta in funzione della pendenza longitudinale della strada è stata calcolata con la legge di Gauckler-Strickler, avendo fissato il massimo riempimento y = 10 cm.

La portata vale:

$$Q_s = K \cdot A_c \cdot R_I^{2/3} \cdot j_c^{1/2};$$

K= 70 m$^{1/3}$/sec (Coefficiente di Gauckler - Strickler);

j_c = pendenza longitudinale

A_c = Area Bagnata in mq con

$$A_c = \frac{b \cdot y}{2};$$

dove b è la larghezza della cunetta

R = Raggio idraulico in m, con

$R_I = \frac{A_c}{C}$ e

$C = y \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{1}{j^2}}\right)$ = Contorno bagnato

La portata affluente è stata calcolata con la formula seguente:

$$\mathrm{Q} = \frac{(\Phi_1 \cdot \mathrm{l} + \Phi_2 \cdot \mathrm{S}) \cdot \mathrm{L} \cdot \mathrm{i}(25, \tau)}{3600 \cdot}$$

dove:

L = sviluppo massimo assegnabile alla cunetta in m;

Q = portata massima di smaltimento in l/s;

l = larghezza di piattaforma più cunetta in m;

S = larghezza media, in proiezione orizzontale, della scarpata verticale;

Φ_1 = coefficiente di deflusso della superficie pavimentata = 0.9;

Φ_2 = coefficiente di deflusso della scarpata = 0.5.

Quando l'apporto di acqua piovana di un determinato tratto di strada raggiunge la predetta portata massima, la canaletta non sarà più in grado di smaltire le portate affluenti, per cui si dovrà prevedere una caditoia, che consenta di deviare le acque defluenti nel tubo collettore posto al di sotto della cunetta.

Con questo procedimento si ricava l'interasse tra i pozzetti di raccolta; il calcolo dell'interasse massimo prima dello scarico è stato determinato tratta per tratta.

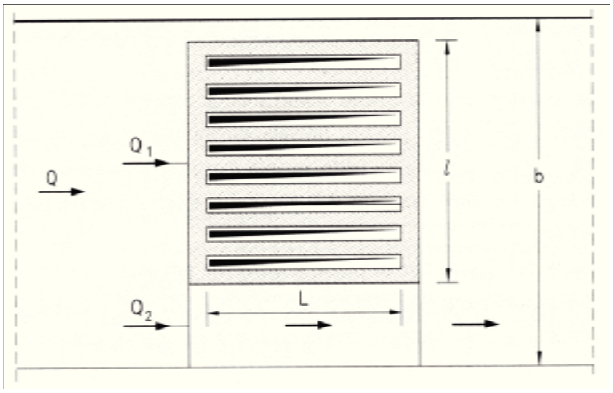
In ogni caso per provvedere alla pulizia e manutenzione della tubazione tra due pozzetti contigui, nel caso sotto la cunetta ci sia una tubazione corrente tale interasse viene limitato a 30 m.

7.3.2 Verifica della capacità di delflusso delle caditoie

La verifica della capacità di deflusso delle caditoie viene effettuata scegliendo una luce per la grata, inserendo le sue dimensioni geometriche nelle formule di efflusso e calcolando la portata che capta, la sua efficienza e la luce netta. Nel dimensionamento e posizionamento delle caditoie si è verificato che la caditoia potesse smaltire tutta la portata in arrivo, altrimenti si è diminuito l'interasse di progetto ricavato con la metodologia esposta al precedente paragrafo.

La capacità della luce è la portata massima che essa può addurre al sottostante canale di fognatura L'efficienza della luce è il rapporto tra la portata che essa intercetta e quella totale proveniente da monte d'intercettamento.

La luce netta L_{netta} è la somma delle lunghezze delle luci libere.



Q= portata proveniente da monte

Q_1= portata fluente nella cunetta nella larghezza l

Q_2= portata fluente nella cunetta nella larghezza b-l che prosegue a valle

v= velocità media della corrente in cunetta

Q_1 è catturata integralmente dalla caditoia solo se la velocità della corrente è minore o uguale di una velocità limite che si indica con v_o

$v_0 = 1{,}86 \times L^{0,79}$ per griglie con barre perpendicolari alla direzione della corrente

$v_0 = 2{,}54 \times L^{0,51}$ per griglie con barre parallele alla direzione della corrente

Q_1* aliquota di Q_1 captata dalla griglia, con rendimento $R_1=Q_1^*/Q_1$

$$R_1 = \frac{Q_{1^*}}{Q1} = 1 - 0{,}3 \times (v - v_0)$$

Analogamente Q_2* ed $R_2=Q_2^*/Q_2$

$R_2=Q_2^*/Q_2=(1+(0{,}083\ v^{1,8}/J\ L^{2,3}))^{-1}$

Mentre l'Efficienza, in moto uniforme si può scrivere come:

$E_0=Q_1/Q=1-Q_2/Q=1-[(b-l)/b]^{8/3} = 1-[1-l/b]^{8/3}$

L'espressione dell'efficienza della griglia è allora

$$E=(Q_1^*+Q_2^*)/Q = (R_1\ Q_1+R_2\ Q_2)/Q = R_1\ Q_1/Q+R_2\ Q_2/Q=R_1\ E_0+R_2\ (1-E_0)$$

Le verifiche sono state condotte verificando che l'efficienza sia pari al 100% ovvero che la Q_2 sia nulla e che quindi la caditoia capti integralmente la portata fluente.

Per il dimensionamento delle grate si è considerata invece la seguente impostazione teorica.

La capacità di una grata di derivare la portata Q_1, dipende dalle sue caratteristiche geometriche, ovvero dalla percentuale delle aperture sul totale e dalla lunghezza L.

Si può ritenere che il fenomeno sia governato dal numero di Froude $F=v/(g\ y)^{1/2}$ della corrente incidente.

Per verificare la lunghezza L_0 necessaria si può utilizzare la teoria dei getti liberi (proposta dalla John Hopkins University, 1956) la quale assegna a L_0 l'espressione:

$$L_0= [2q^2/(gy_0)]^{1/2}$$

Nella quale q è la portata per unità di larghezza e y_0 la relativa altezza all'imbocco della grata. Posto $q=vy_0$ può anche scriversi in modo dimensionale:

$$L_0/y_0 = F_0\ (2)^{1/2}$$

Ma anche una frazione della portata esterna alla corrente che affluisce frontalmente alla grata può essere derivata. La lunghezza L_1 richiesta, detto θ l'angolo che il lato verticale del marciapiede forma con al cunetta è data da:

$$L_1/y_0=1{,}20\ F_0\ tg\theta\ [1-l/(y_0\ tg\theta)]^{1/2}$$

Se fosse $L<L_1$ la portata Q_2 non derivata sarebbe:

$$Q_2=1/4\ (L_1-L)\ y_0\ (gy_0)1/2\ [1-l\ (y_0\ tg\theta)]^{3/2}$$

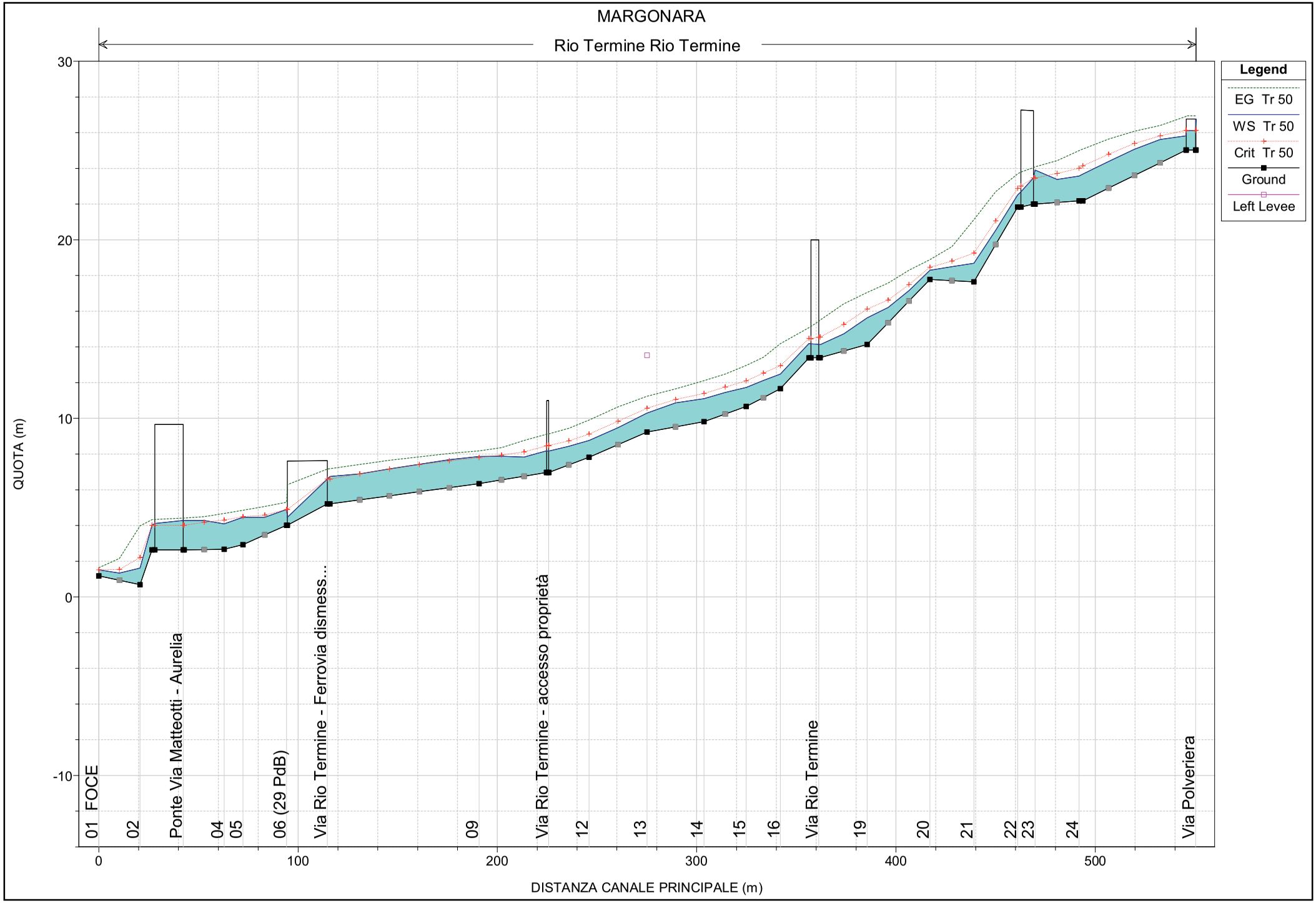
8 ALLEGATI

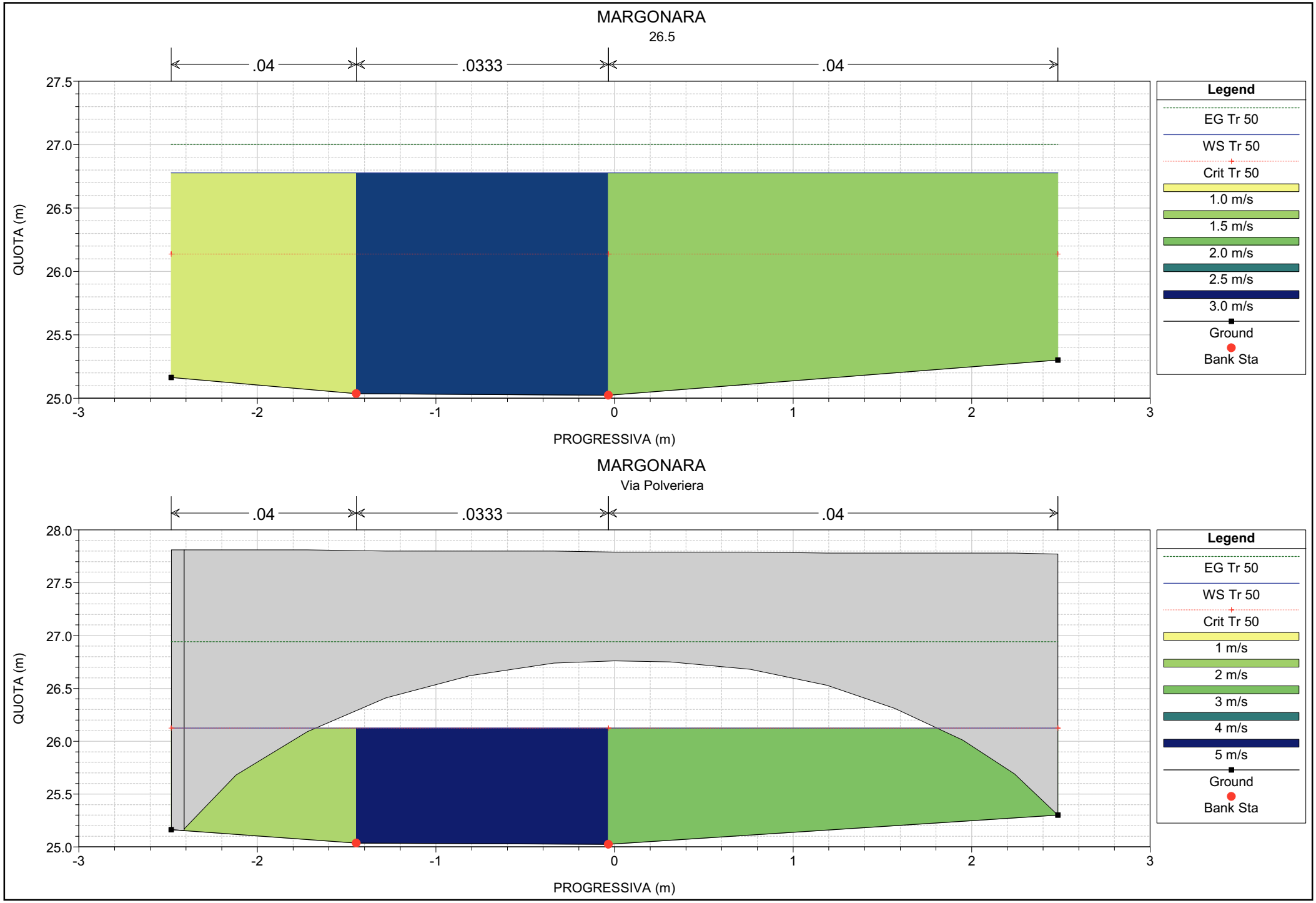
ALLEGATO A

RIO TERMINE – SIMULAZIONE IDRAULICA

Grafici e Tabulati di calcolo

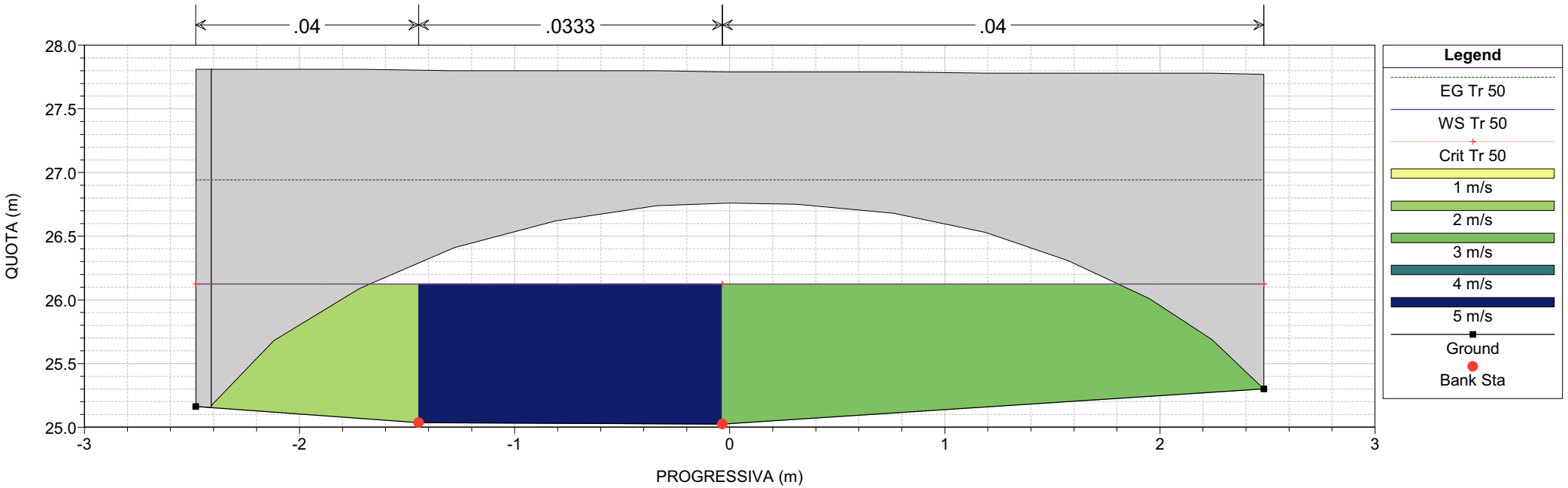
A.1 Profili di corrente per Tr=50 anni


MARGONARA
Rio Termine Rio Termine
Legend
EG Tr 50
WS Tr 50
Crit Tr 50
Ground
Left Levee
QUOTA (m)
30
20
10
0
-10
01 FOCE
02
Ponte Via Matteotti - Aurelia
04
05
06 (29 PdB)
Via Rio Termine - Ferrovia dismess...
09
Via Rio Termine - accesso proprietà
12
13
14
15
16
Via Rio Termine
19
20
21
22
23
24
Via Polveriera
0
100
200
300
400
500
DISTANZA CANALE PRINCIPALE (m)

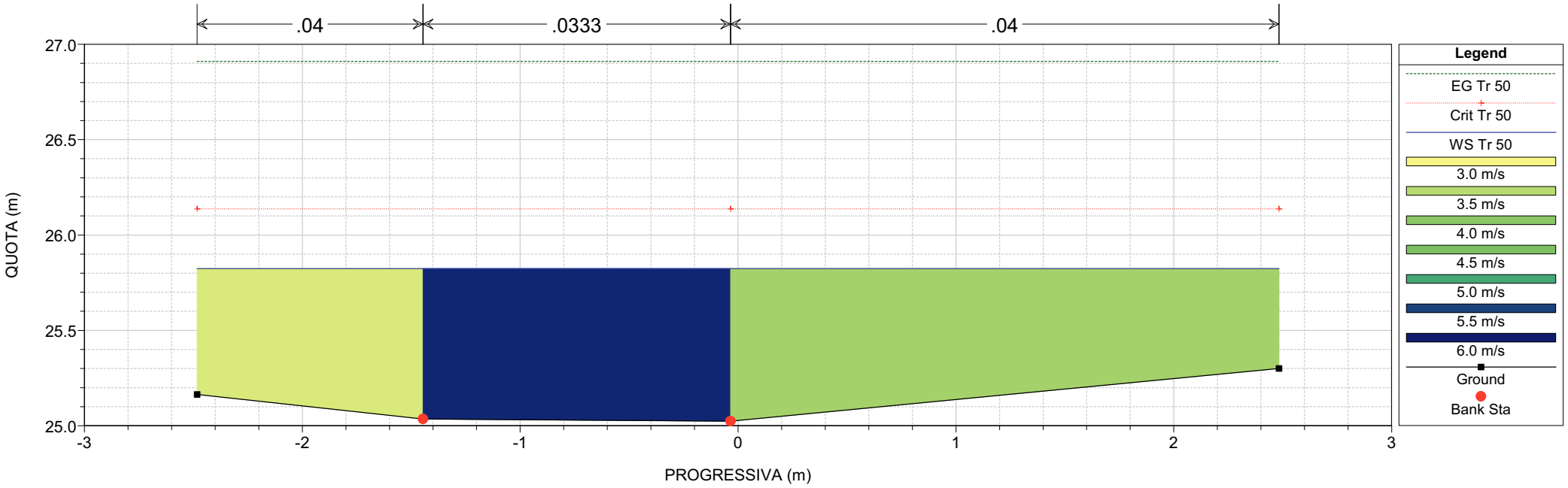

MARGONARA
26.5
.04
.0333
.04
27.5
27.0
26.5
26.0
25.5
25.0
QUOTA (m)
-3
-2
-1
0
1
2
3
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 50
WS Tr 50
Crit Tr 50
1.0 m/s
1.5 m/s
2.0 m/s
2.5 m/s
3.0 m/s
Ground
Bank Sta
MARGONARA
Via Polveriera
.04
.0333
.04
28.0
27.5
27.0
26.5
26.0
25.5
25.0
QUOTA (m)
-3
-2
-1
0
1
2
3
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 50
WS Tr 50
Crit Tr 50
1 m/s
2 m/s
3 m/s
4 m/s
5 m/s
Ground
Bank Sta

MARGONARA

Via Polveriera

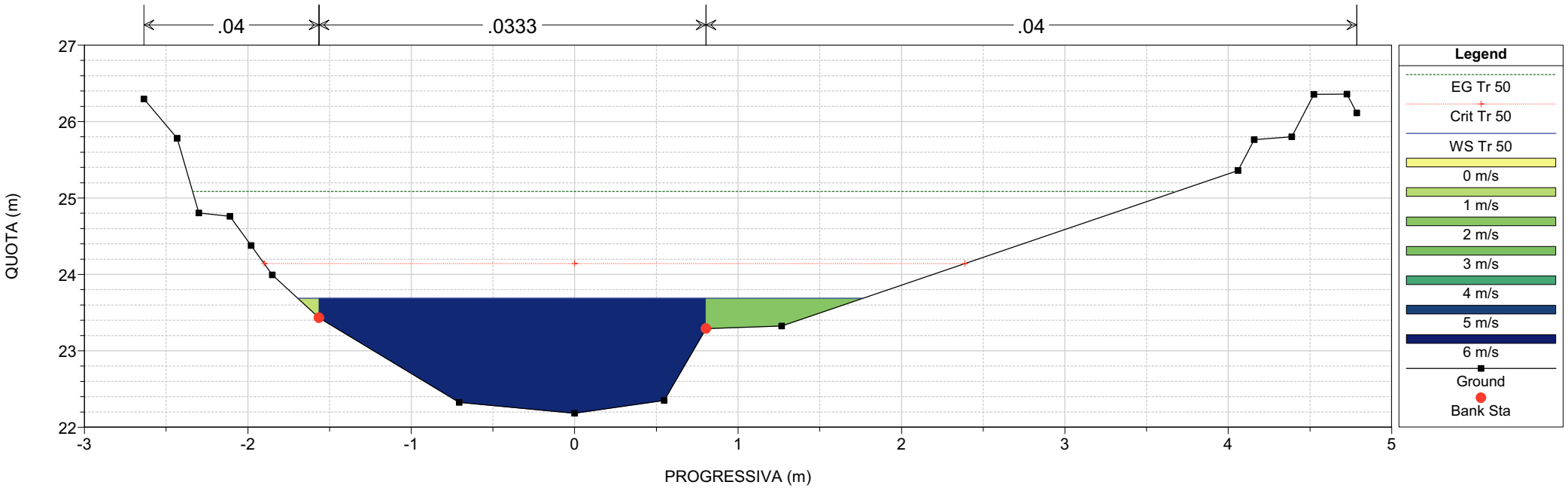


MARGONARA



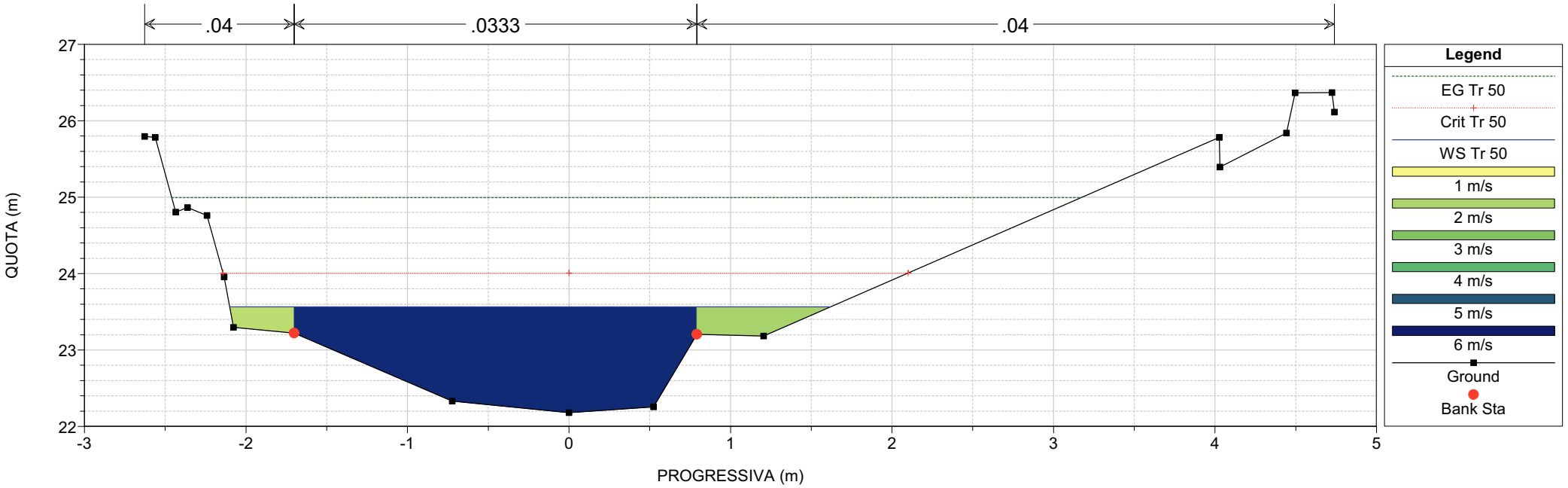
MARGONARA

25



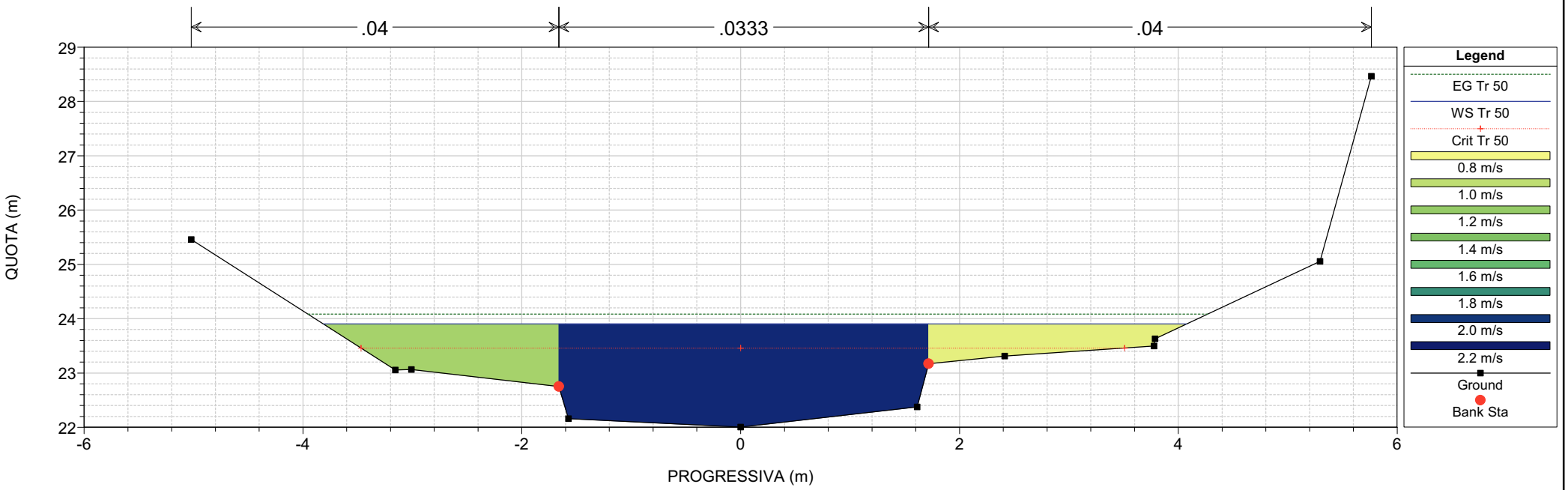
MARGONARA

24



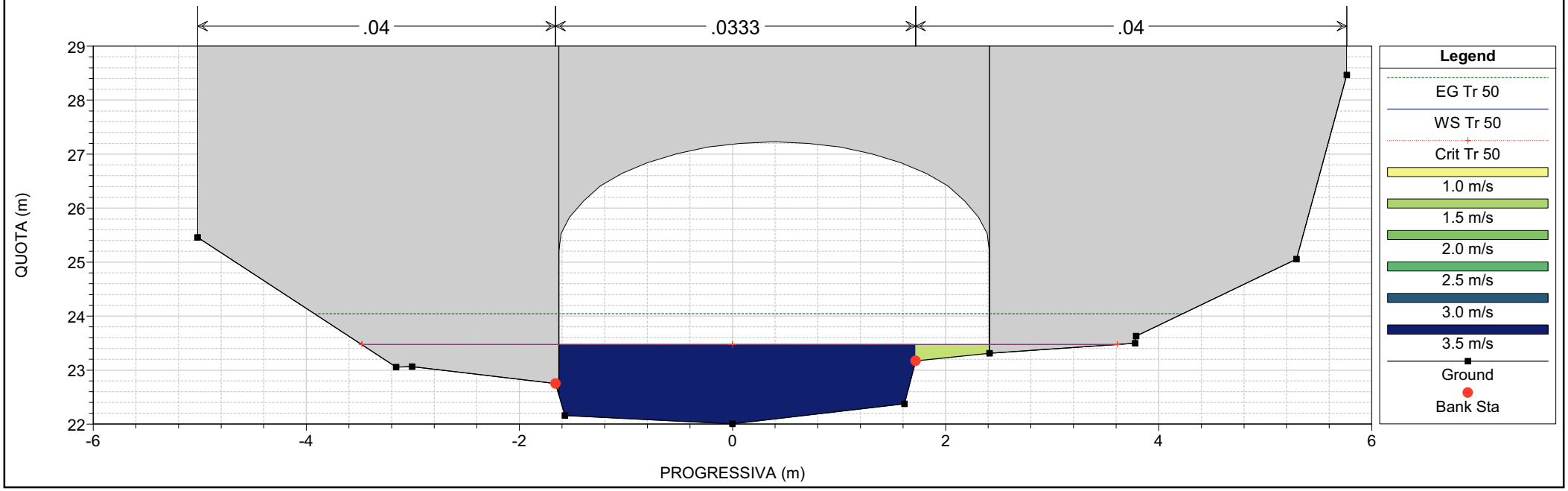
MARGONARA

23



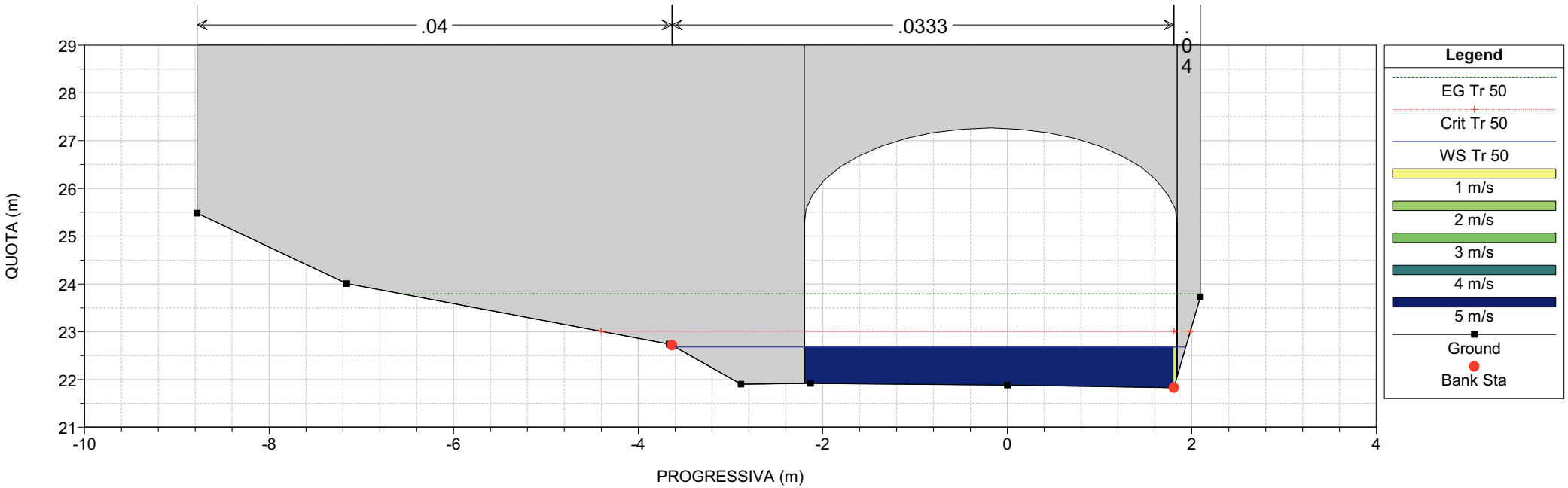
MARGONARA

Via Genova



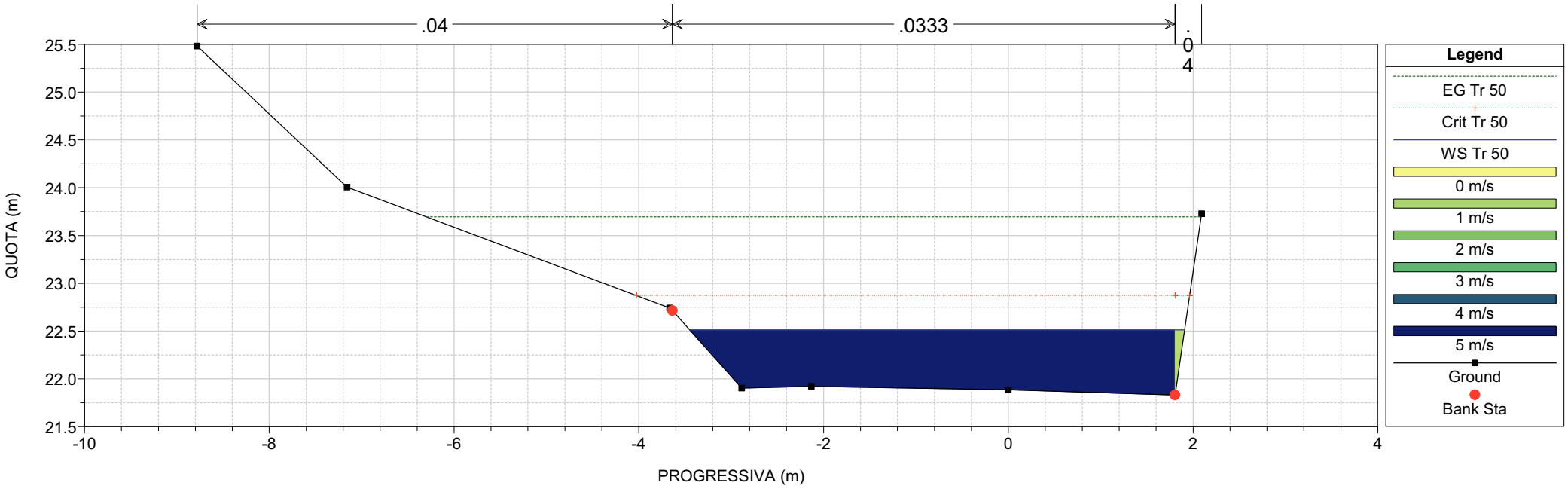
MARGONARA

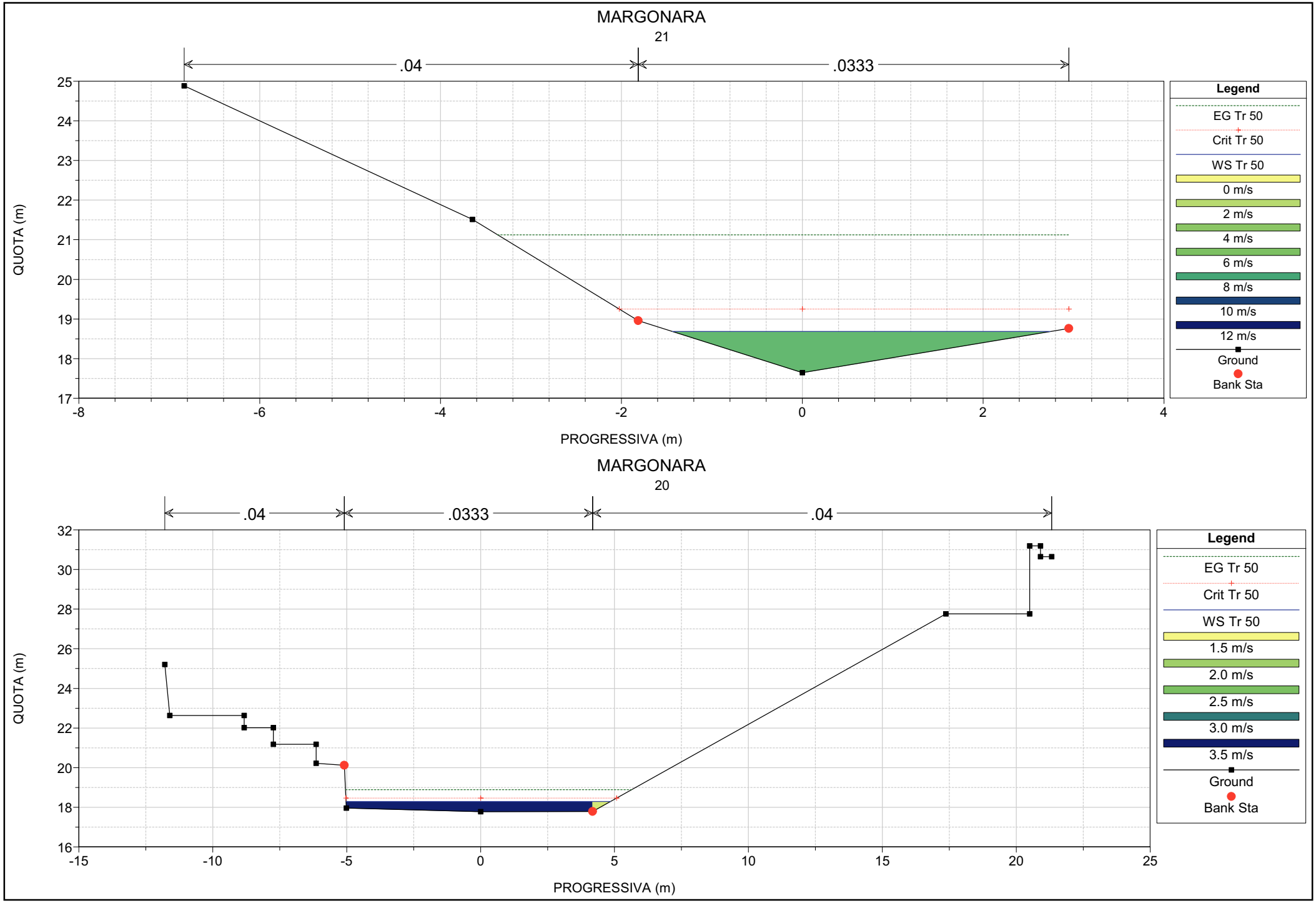
Via Genova



MARGONARA

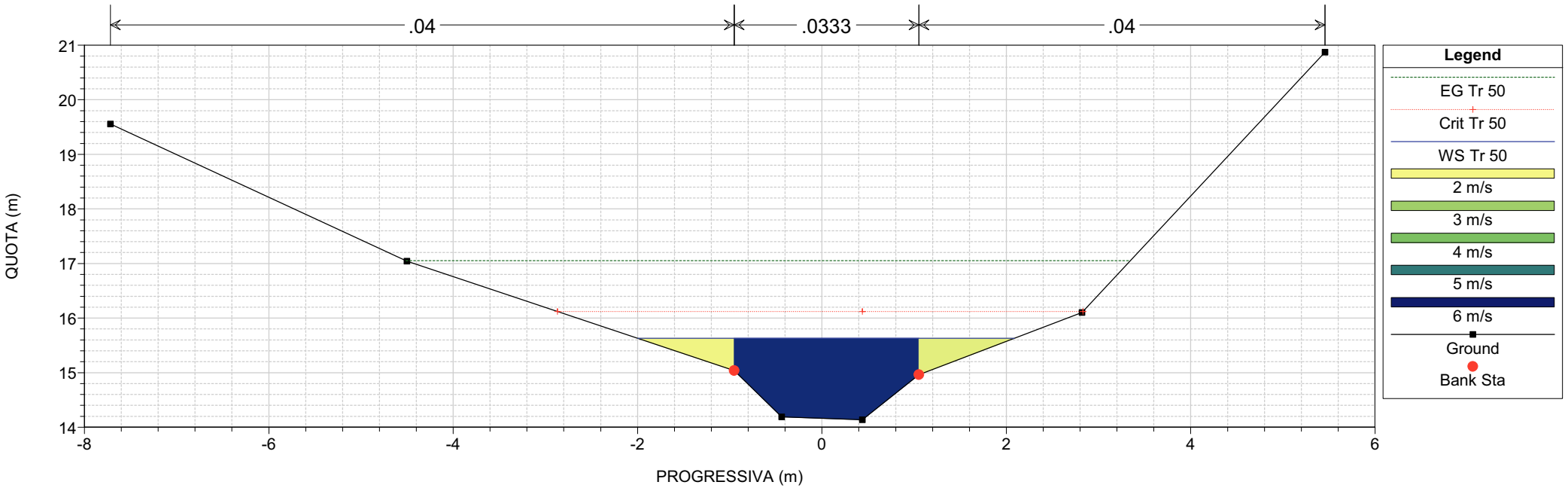
22



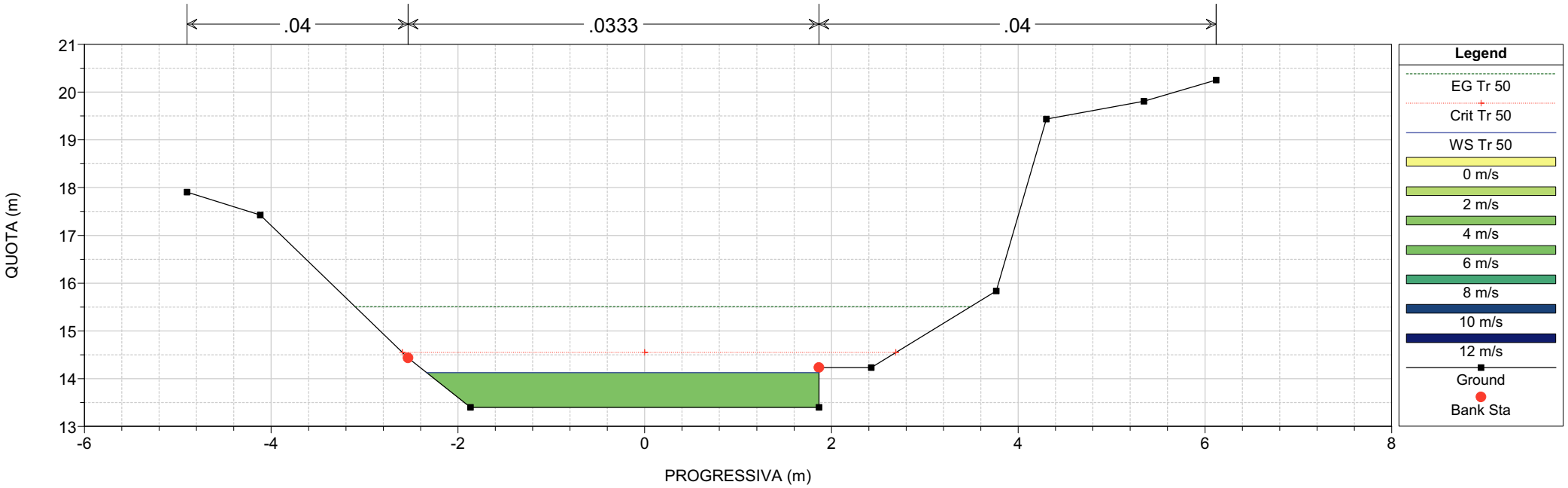

MARGONARA
21
.04
.0333
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 50
Crit Tr 50
WS Tr 50
0 m/s
2 m/s
4 m/s
6 m/s
8 m/s
10 m/s
12 m/s
Ground
Bank Sta
MARGONARA
20
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 50
Crit Tr 50
WS Tr 50
1.5 m/s
2.0 m/s
2.5 m/s
3.0 m/s
3.5 m/s
Ground
Bank Sta

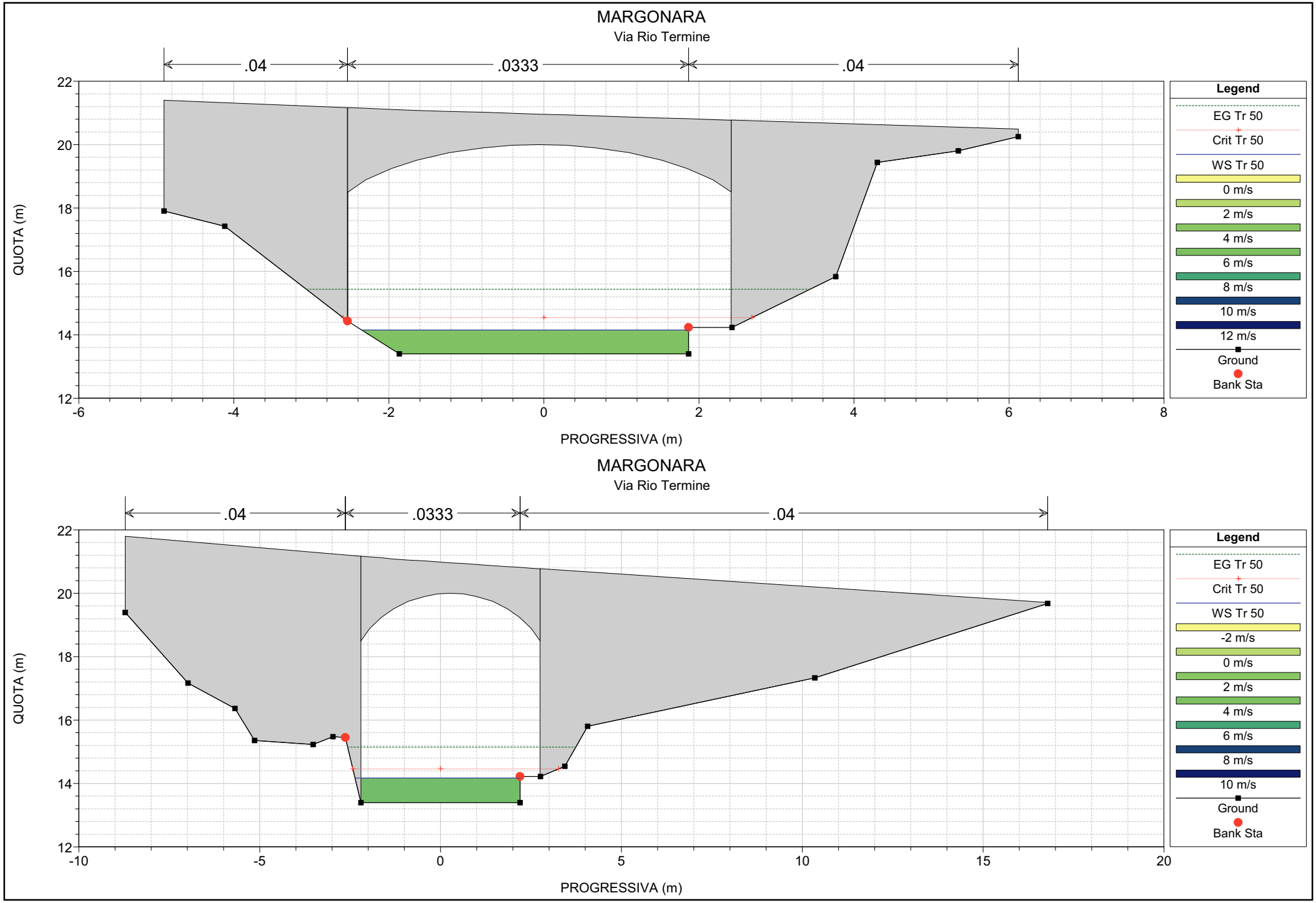
MARGONARA

19

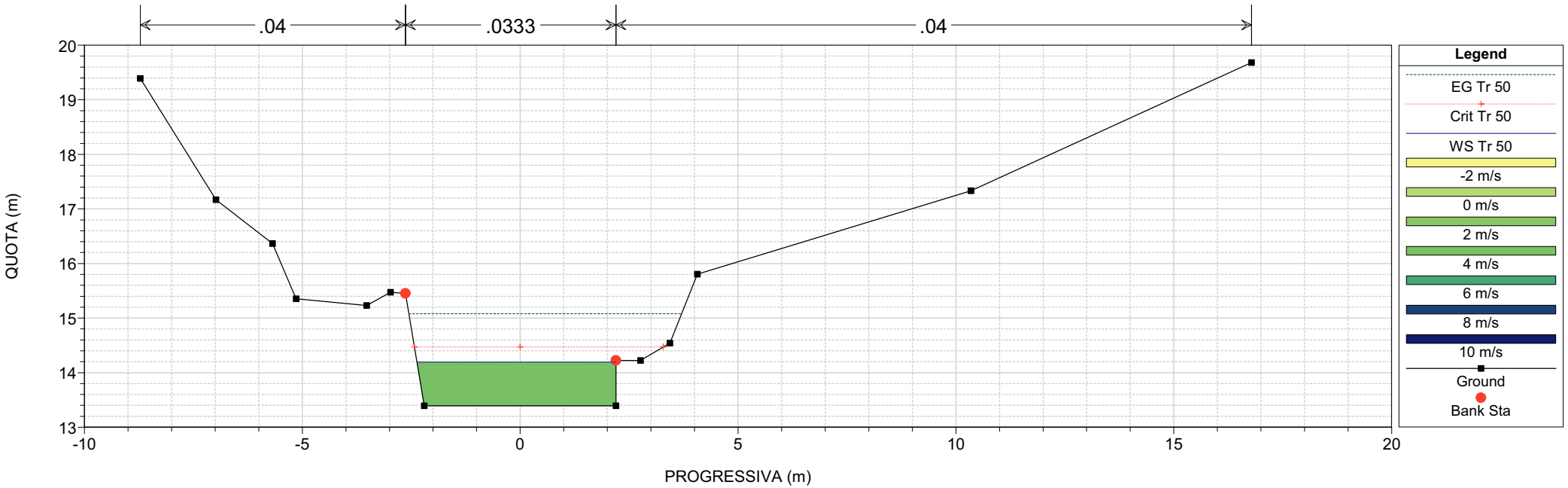


MARGONARA



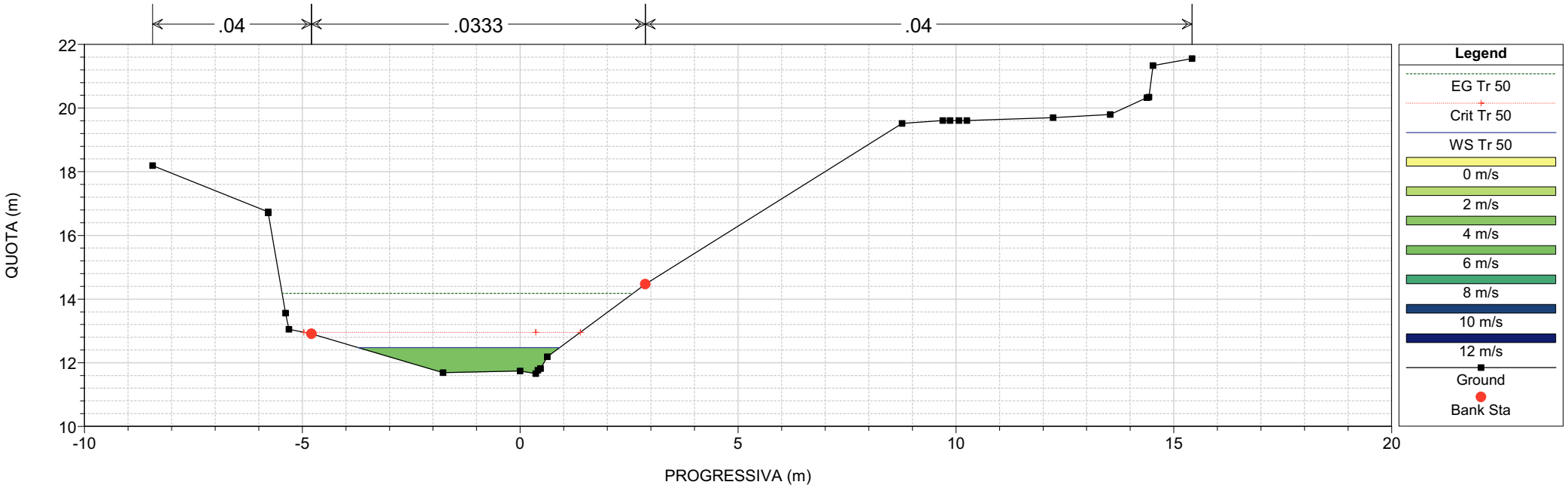

MARGONARA
Via Rio Termine
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 50
Crit Tr 50
WS Tr 50
0 m/s
2 m/s
4 m/s
6 m/s
8 m/s
10 m/s
12 m/s
Ground
Bank Sta
MARGONARA
Via Rio Termine
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 50
Crit Tr 50
WS Tr 50
-2 m/s
0 m/s
2 m/s
4 m/s
6 m/s
8 m/s
10 m/s
Ground
Bank Sta

MARGONARA



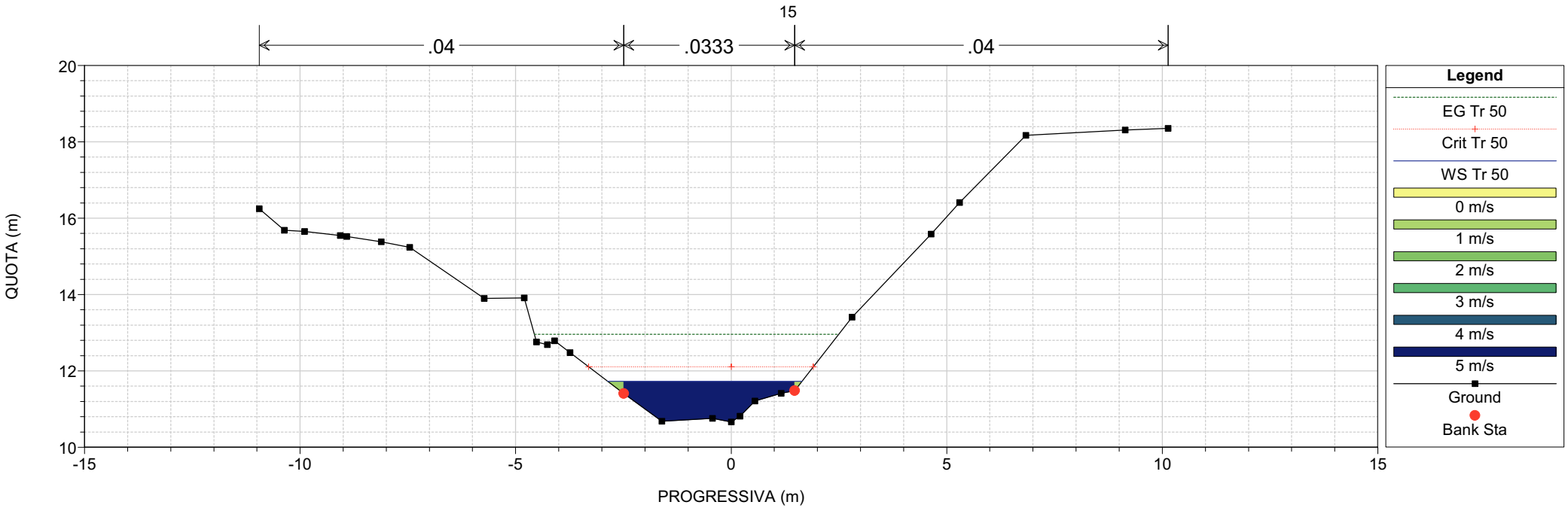
MARGONARA

16



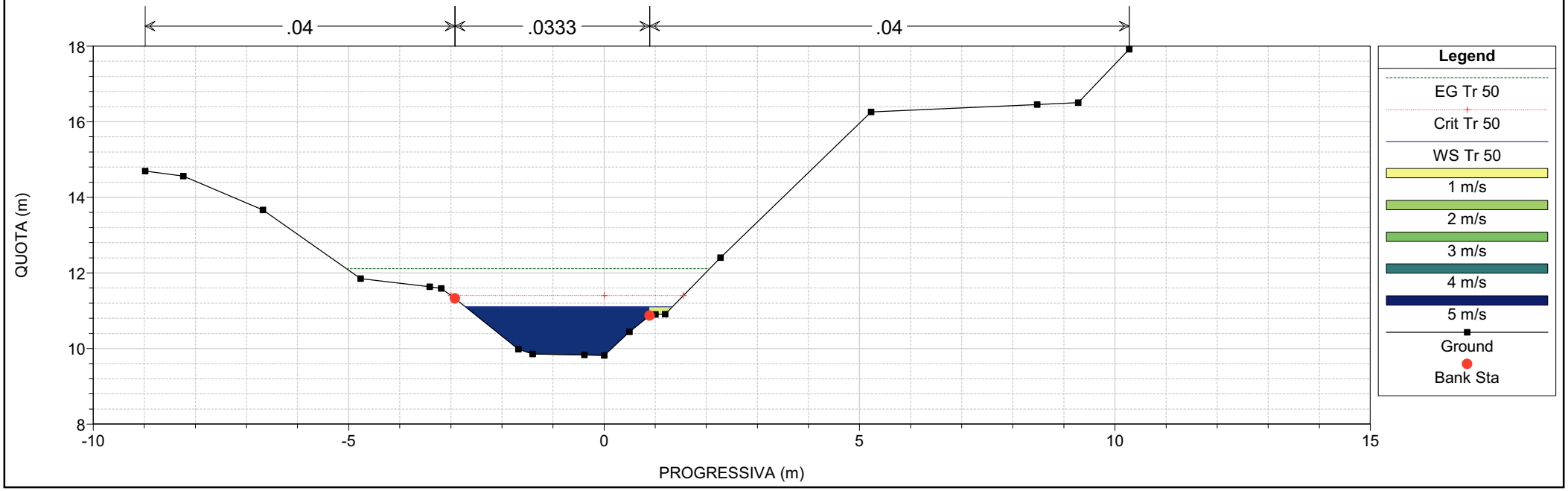
MARGONARA

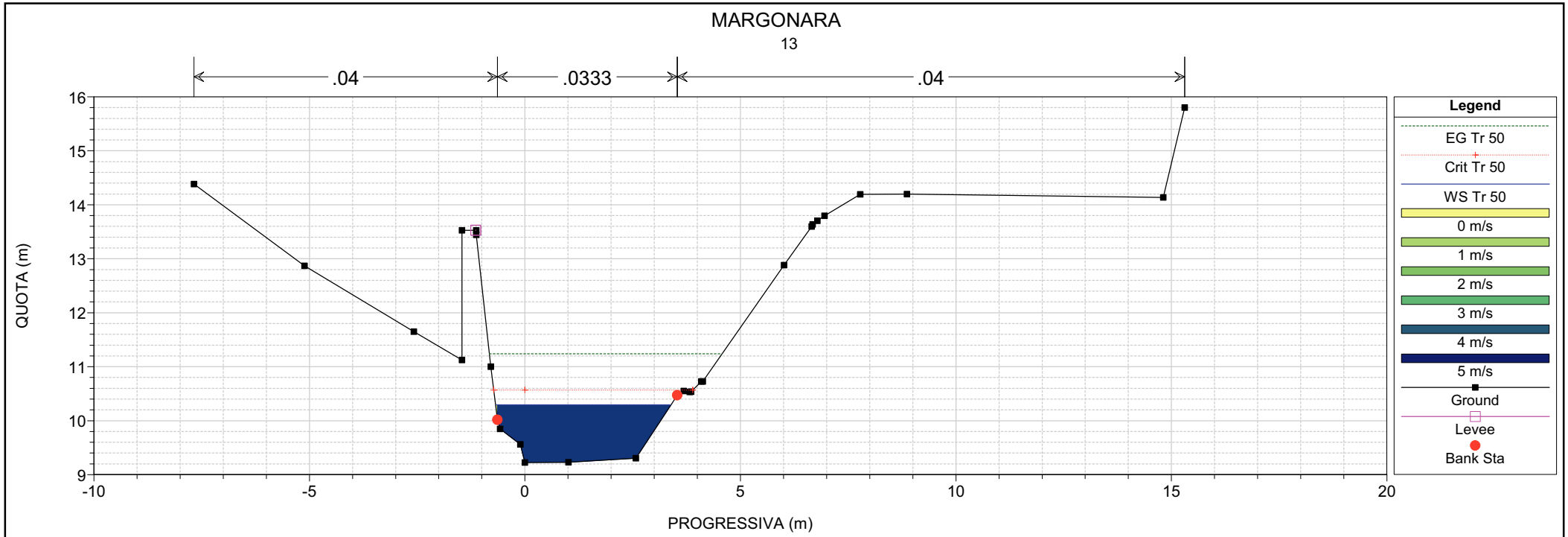
15

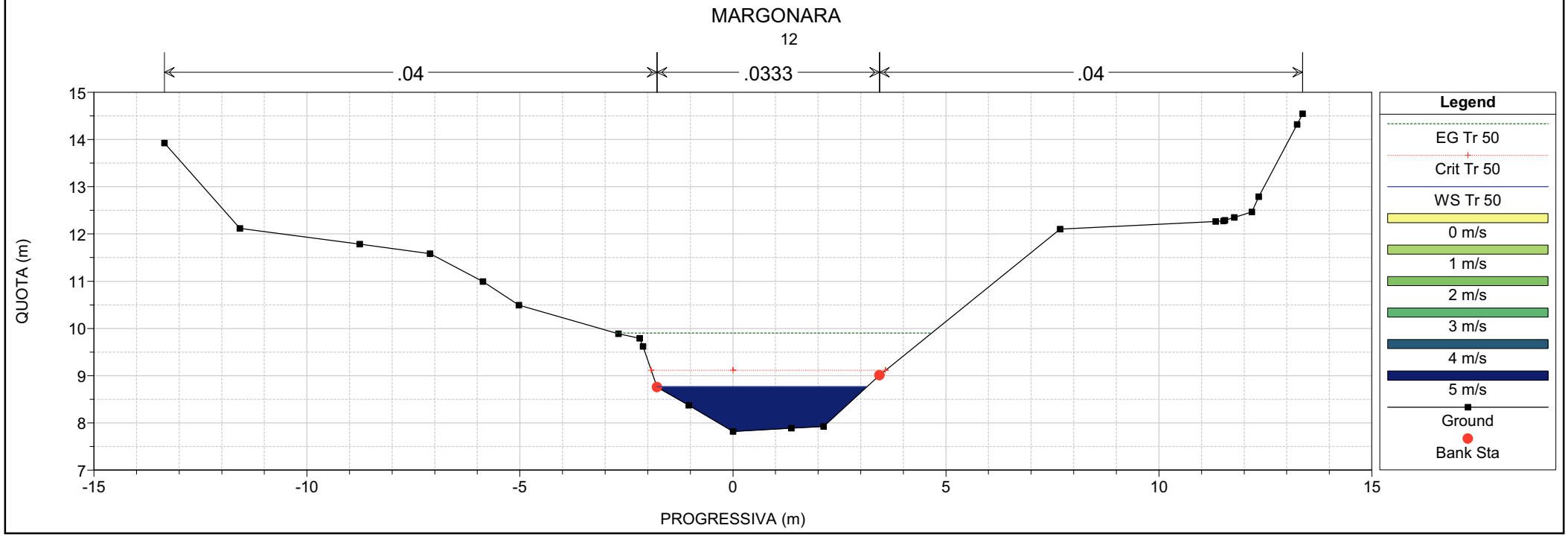


MARGONARA

14

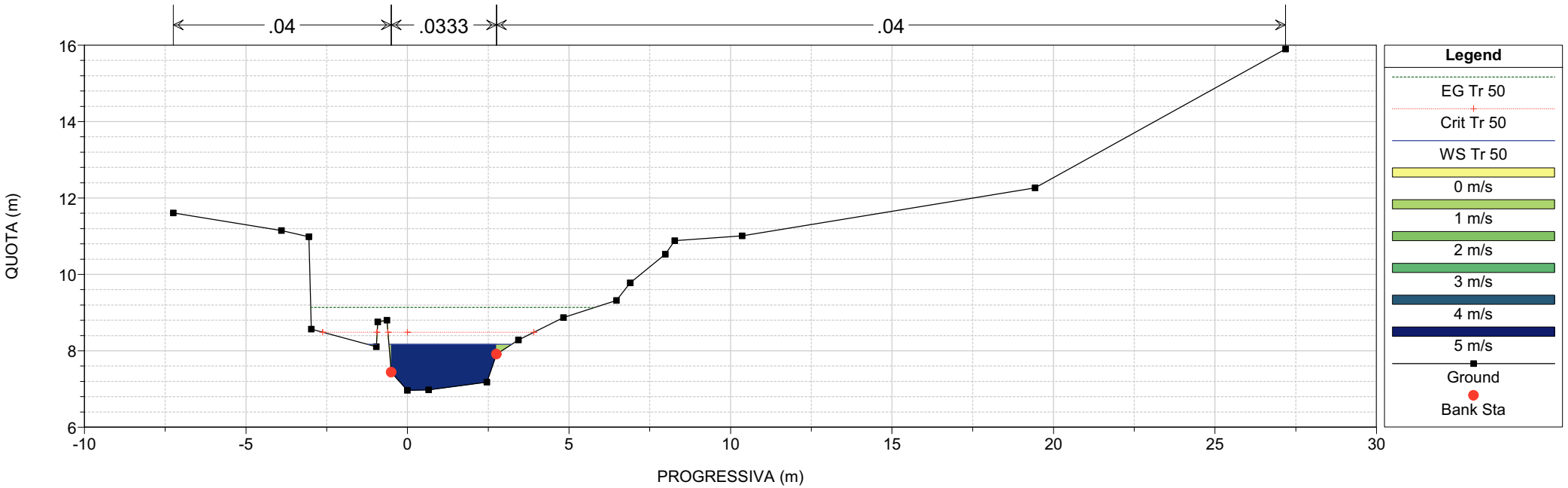



MARGONARA
13
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 50
Crit Tr 50
WS Tr 50
0 m/s
1 m/s
2 m/s
3 m/s
4 m/s
5 m/s
Ground
Levee
Bank Sta


MARGONARA
12
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 50
Crit Tr 50
WS Tr 50
0 m/s
1 m/s
2 m/s
3 m/s
4 m/s
5 m/s
Ground
Bank Sta

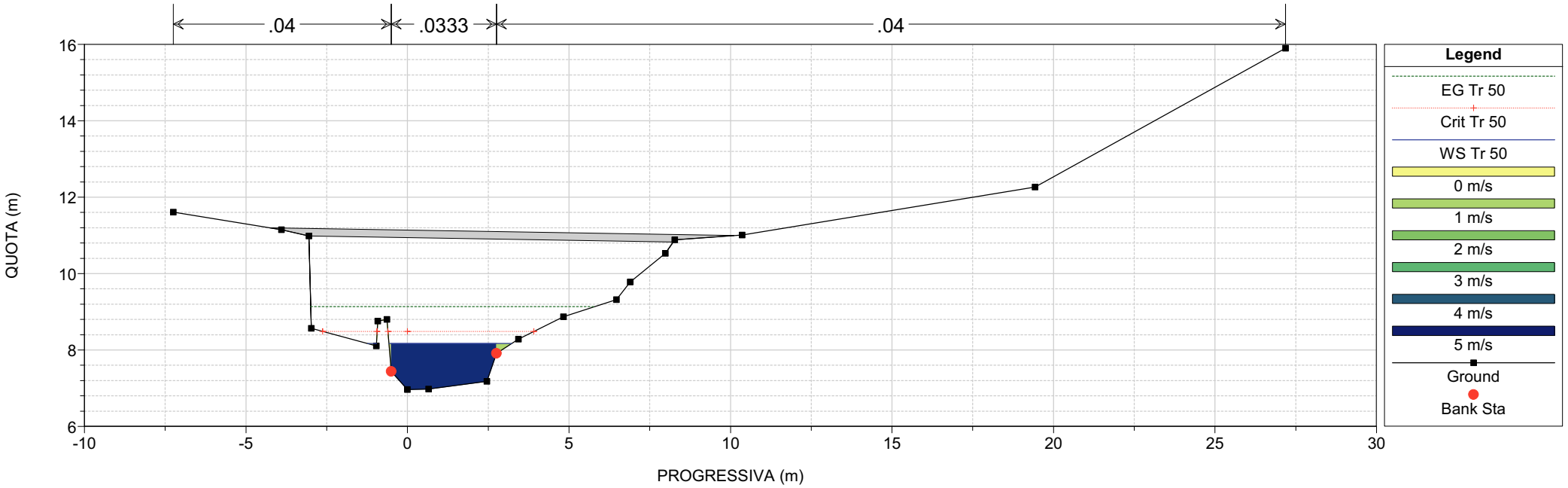
MARGONARA

11



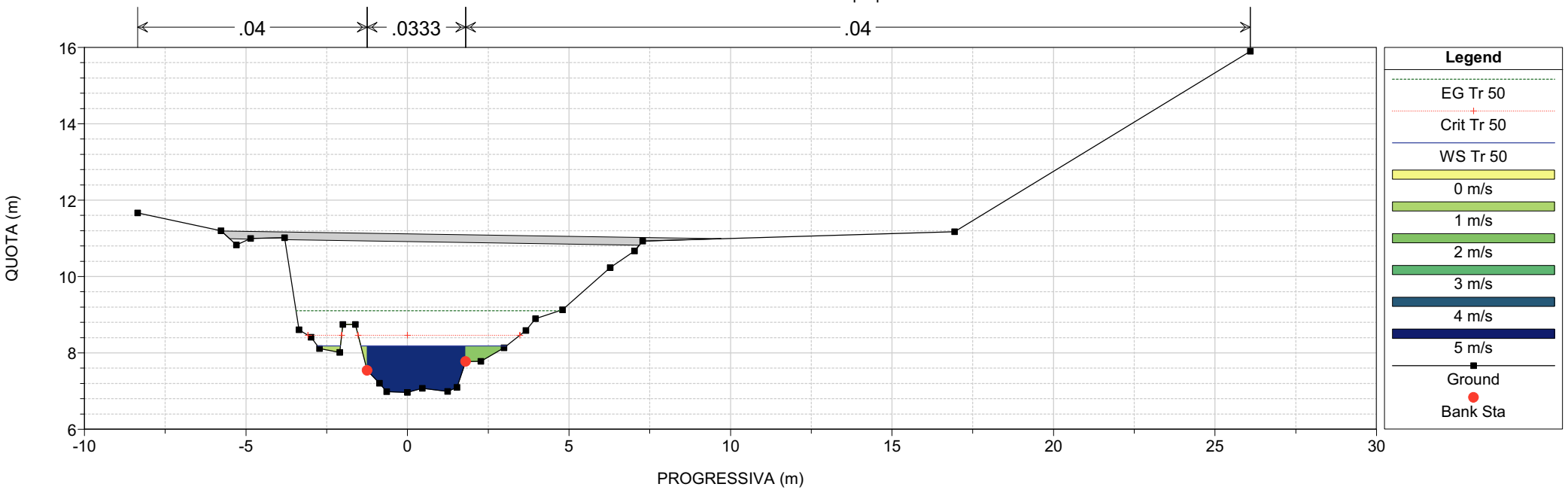
MARGONARA

Via Rio Termine - accesso proprietà

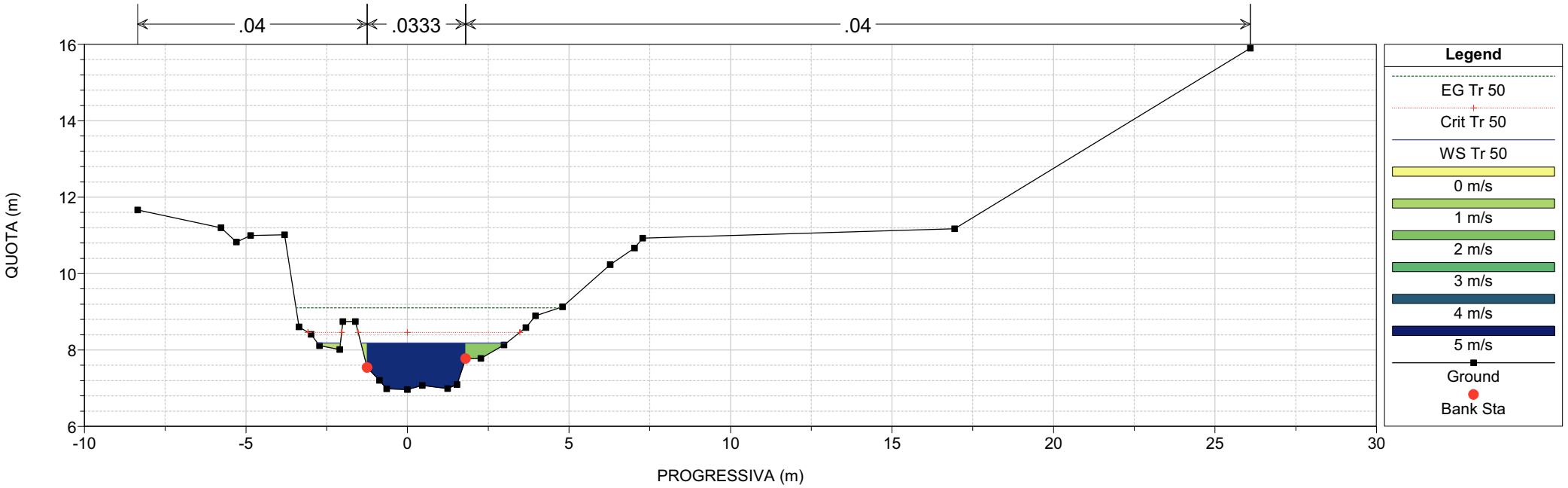


MARGONARA

Via Rio Termine - accesso proprietà

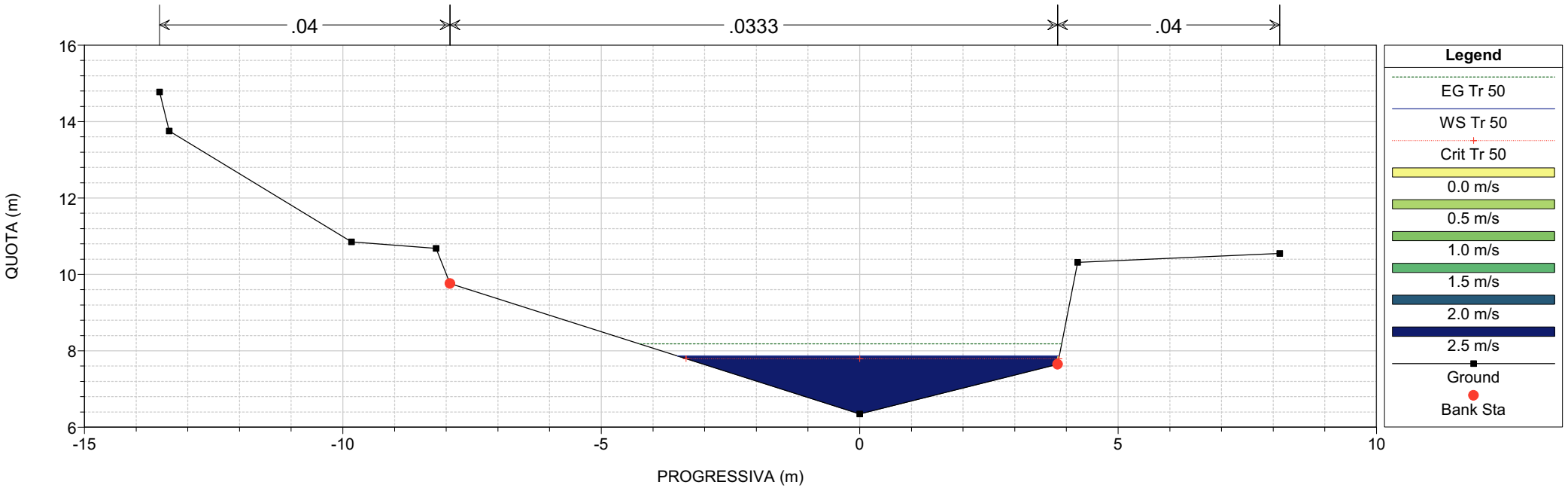


MARGONARA



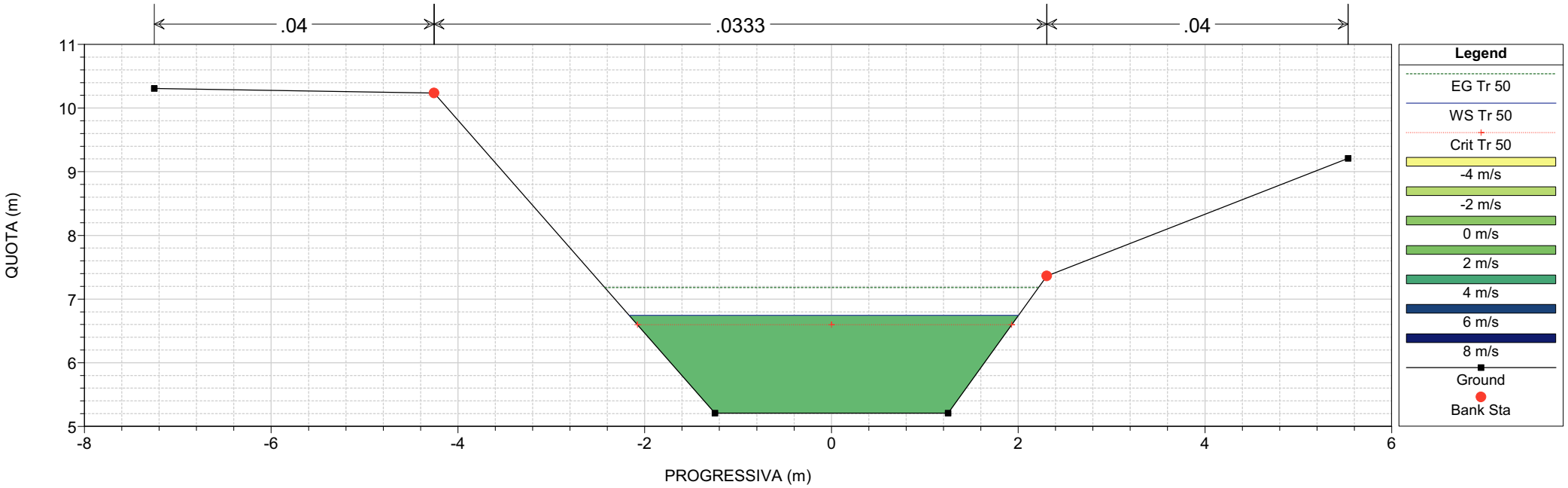
MARGONARA

09



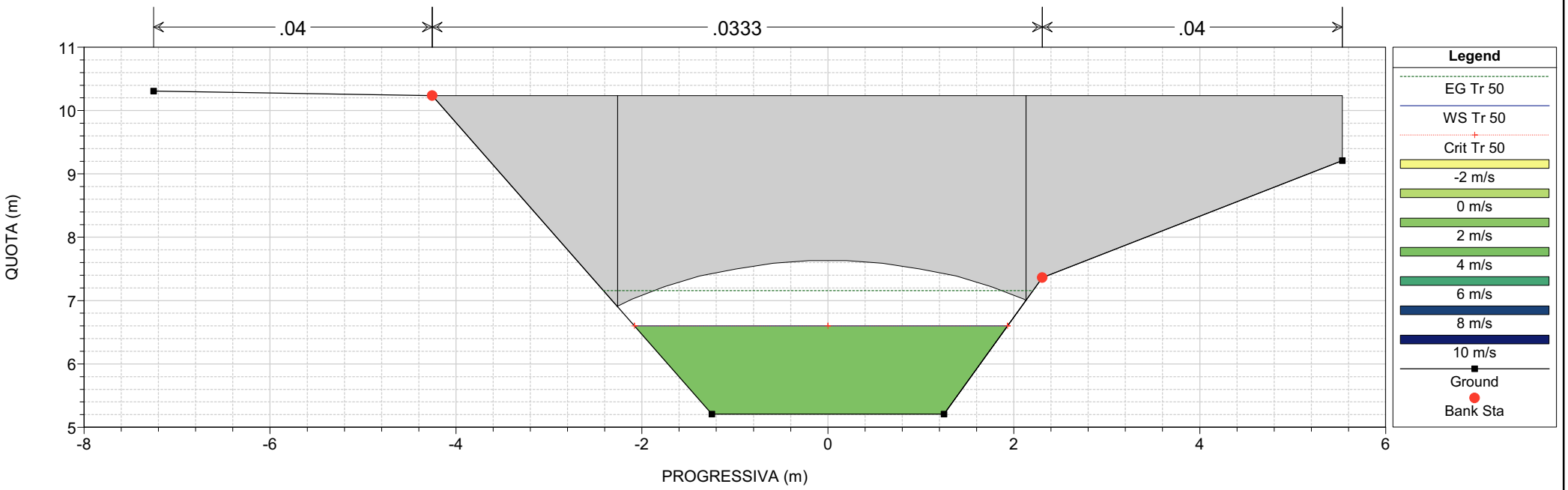
MARGONARA

07 (28 PdB)



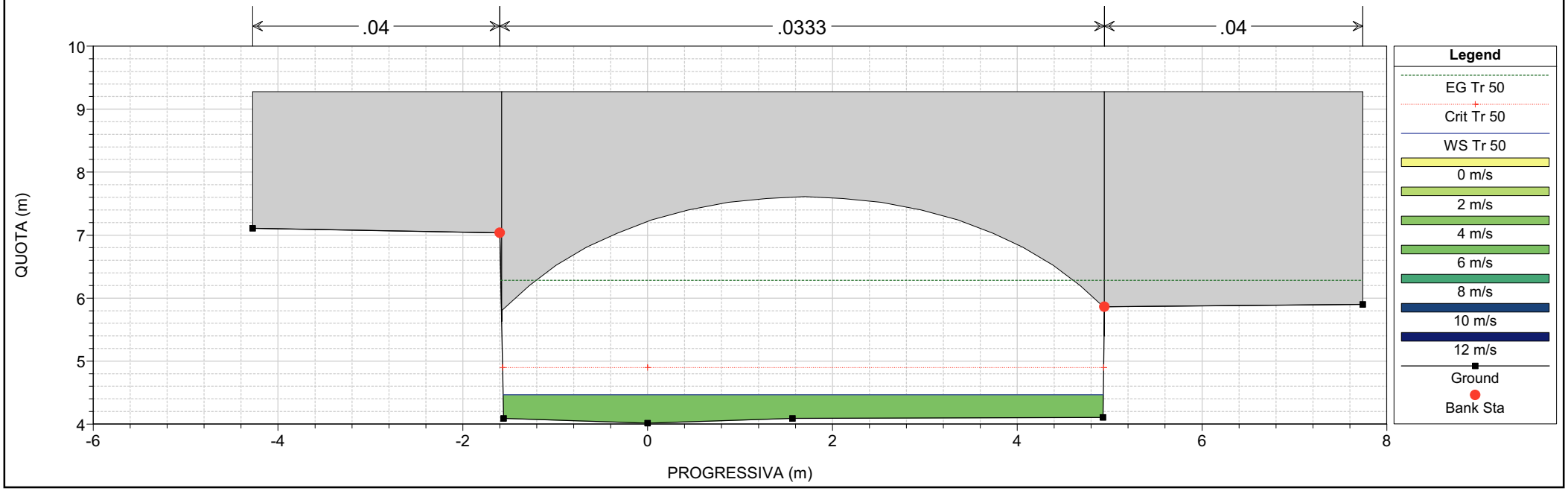
MARGONARA

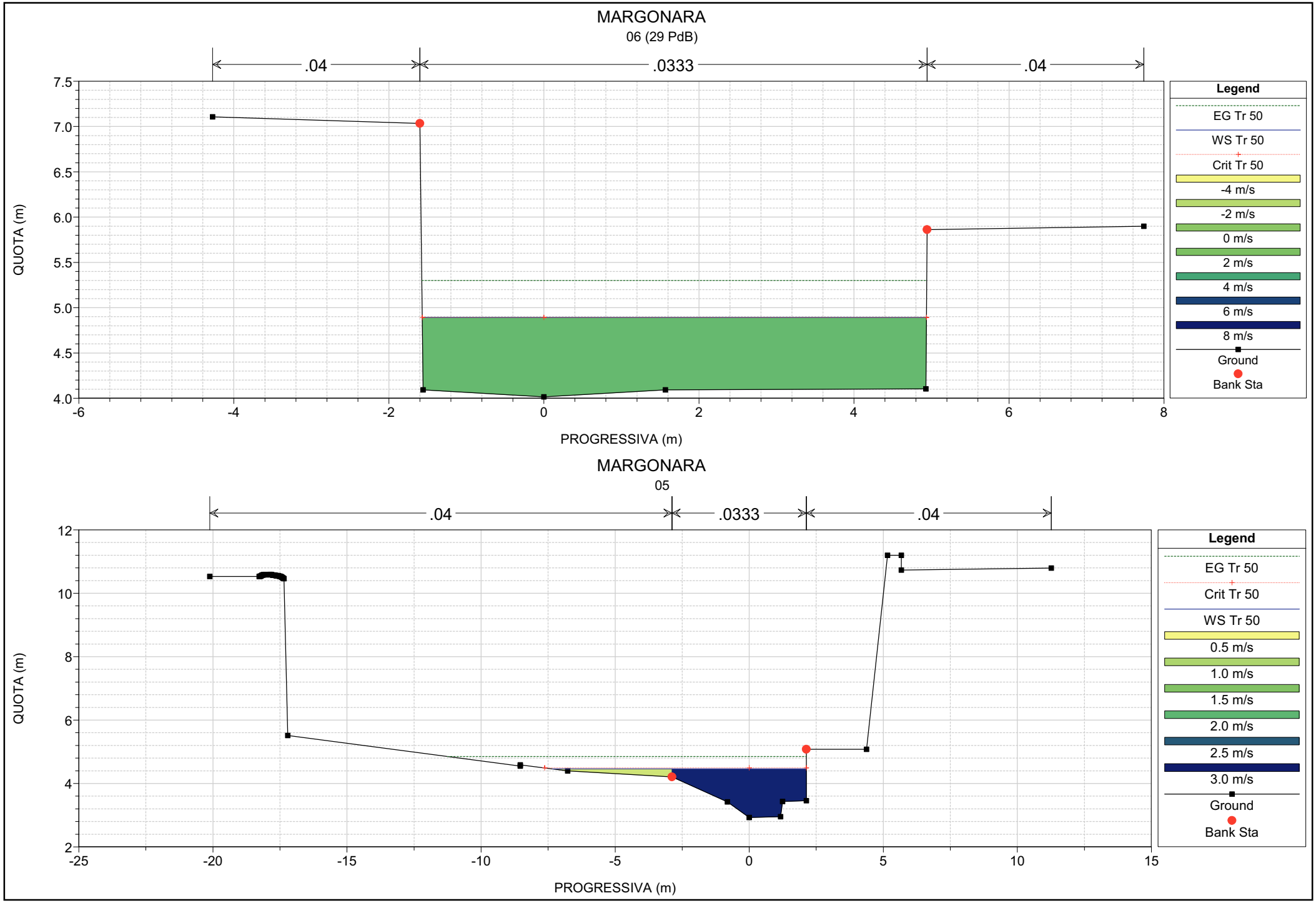
Via Rio Termine - Ferrovia dismessa



MARGONARA

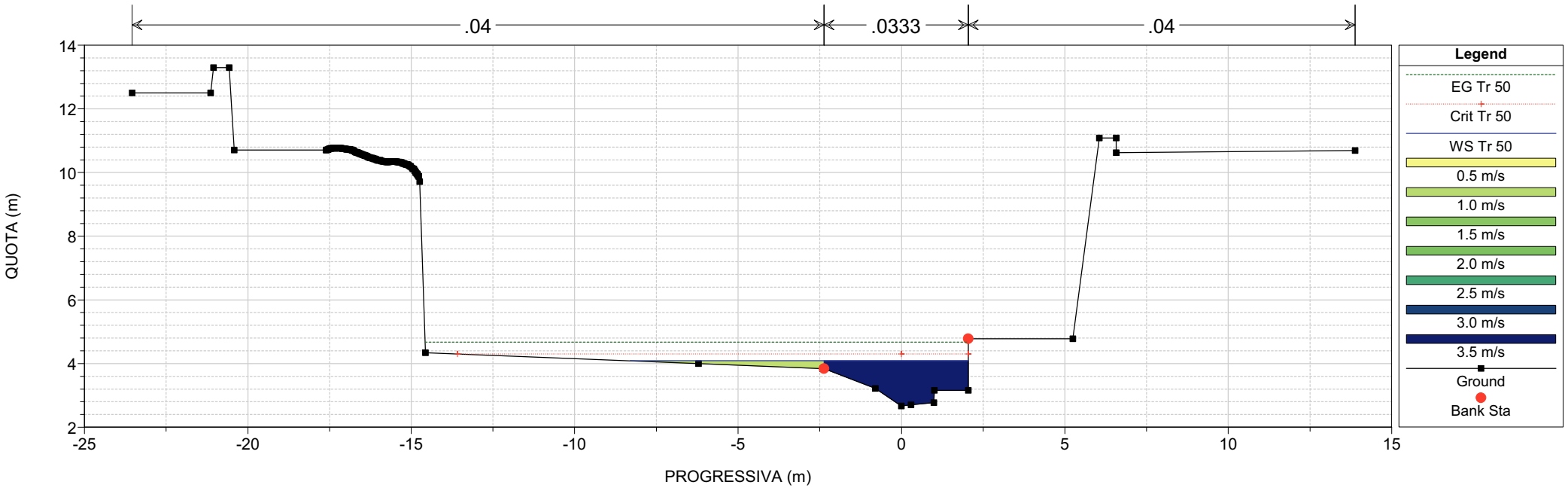
Via Rio Termine - Ferrovia dismessa




MARGONARA
06 (29 PdB)
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 50
WS Tr 50
Crit Tr 50
-4 m/s
-2 m/s
0 m/s
2 m/s
4 m/s
6 m/s
8 m/s
Ground
Bank Sta
MARGONARA
05
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 50
Crit Tr 50
WS Tr 50
0.5 m/s
1.0 m/s
1.5 m/s
2.0 m/s
2.5 m/s
3.0 m/s
Ground
Bank Sta

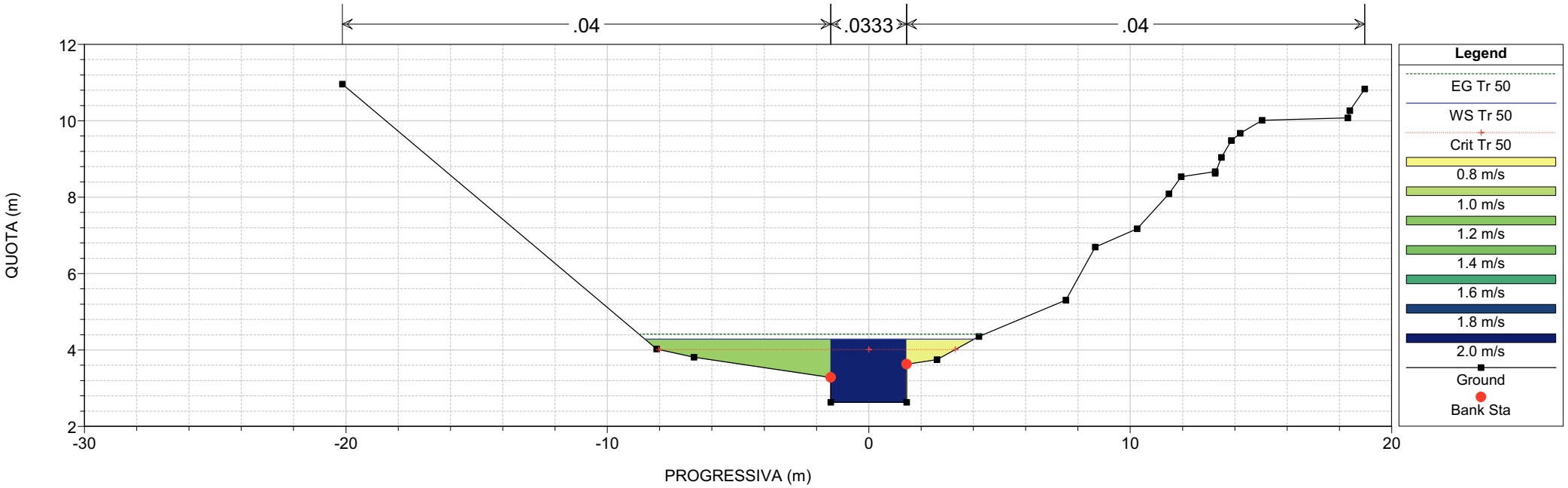
MARGONARA

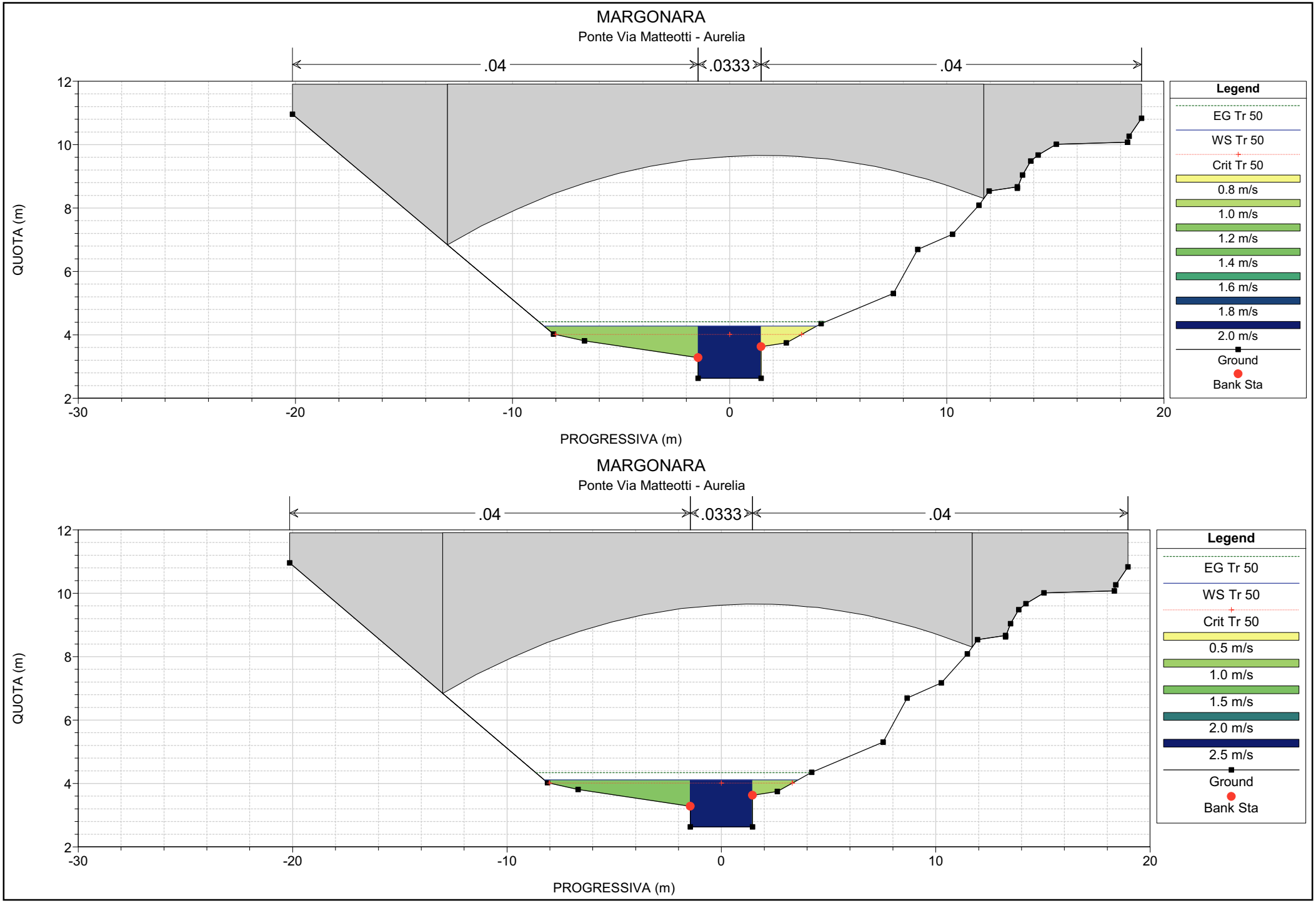
04

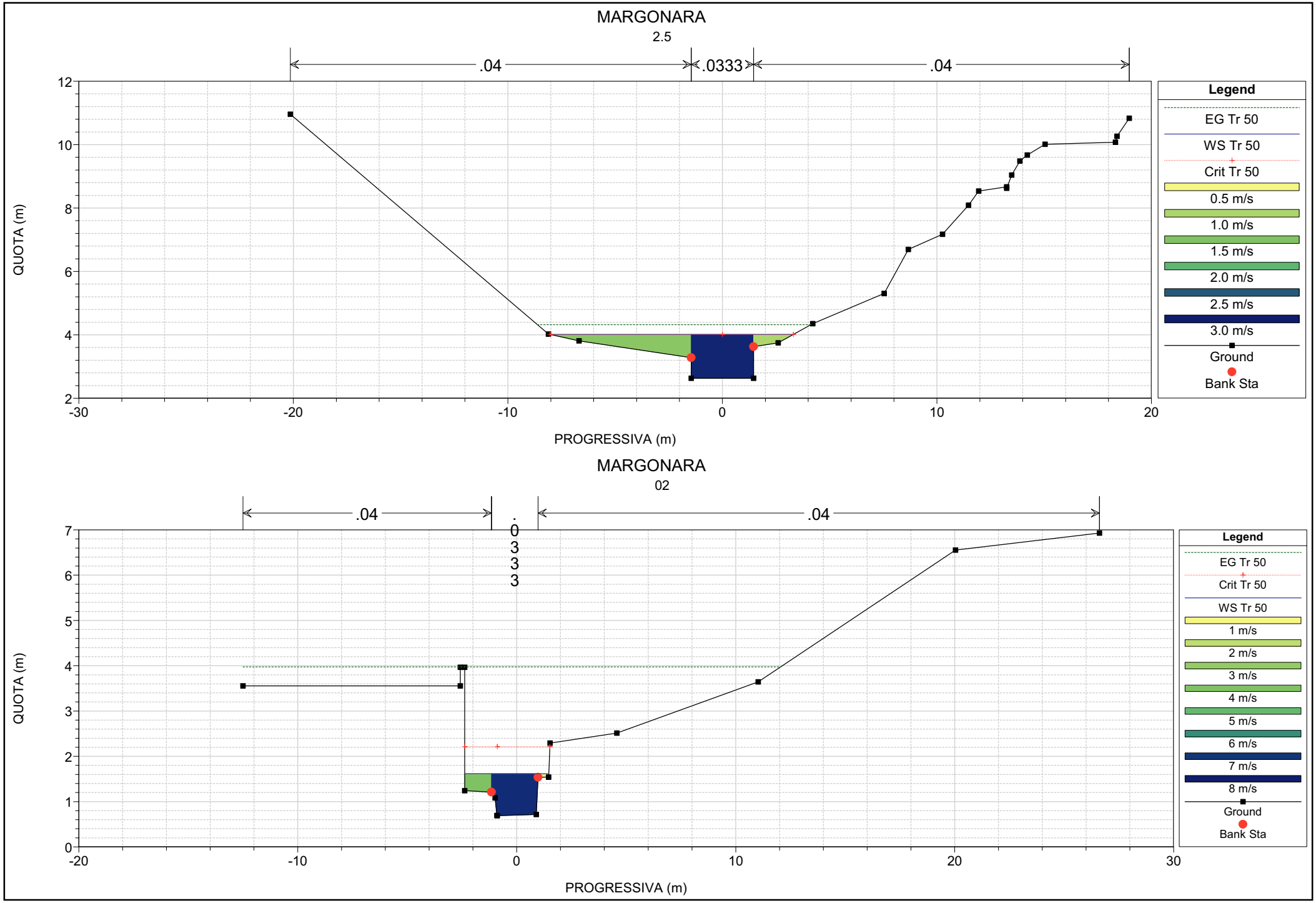


MARGONARA

03

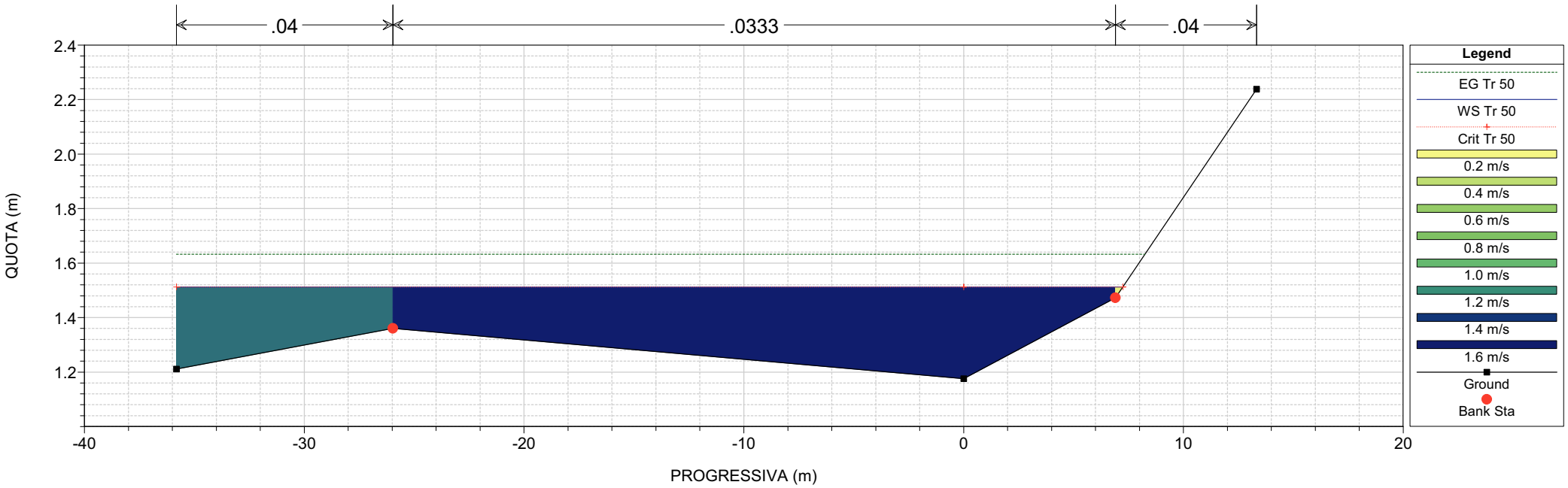



MARGONARA
Ponte Via Matteotti - Aurelia
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 50
WS Tr 50
Crit Tr 50
0.8 m/s
1.0 m/s
1.2 m/s
1.4 m/s
1.6 m/s
1.8 m/s
2.0 m/s
Ground
Bank Sta
MARGONARA
Ponte Via Matteotti - Aurelia
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 50
WS Tr 50
Crit Tr 50
0.5 m/s
1.0 m/s
1.5 m/s
2.0 m/s
2.5 m/s
Ground
Bank Sta


MARGONARA
2.5
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 50
WS Tr 50
Crit Tr 50
0.5 m/s
1.0 m/s
1.5 m/s
2.0 m/s
2.5 m/s
3.0 m/s
Ground
Bank Sta
MARGONARA
02
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 50
Crit Tr 50
WS Tr 50
1 m/s
2 m/s
3 m/s
4 m/s
5 m/s
6 m/s
7 m/s
8 m/s
Ground
Bank Sta

MARGONARA

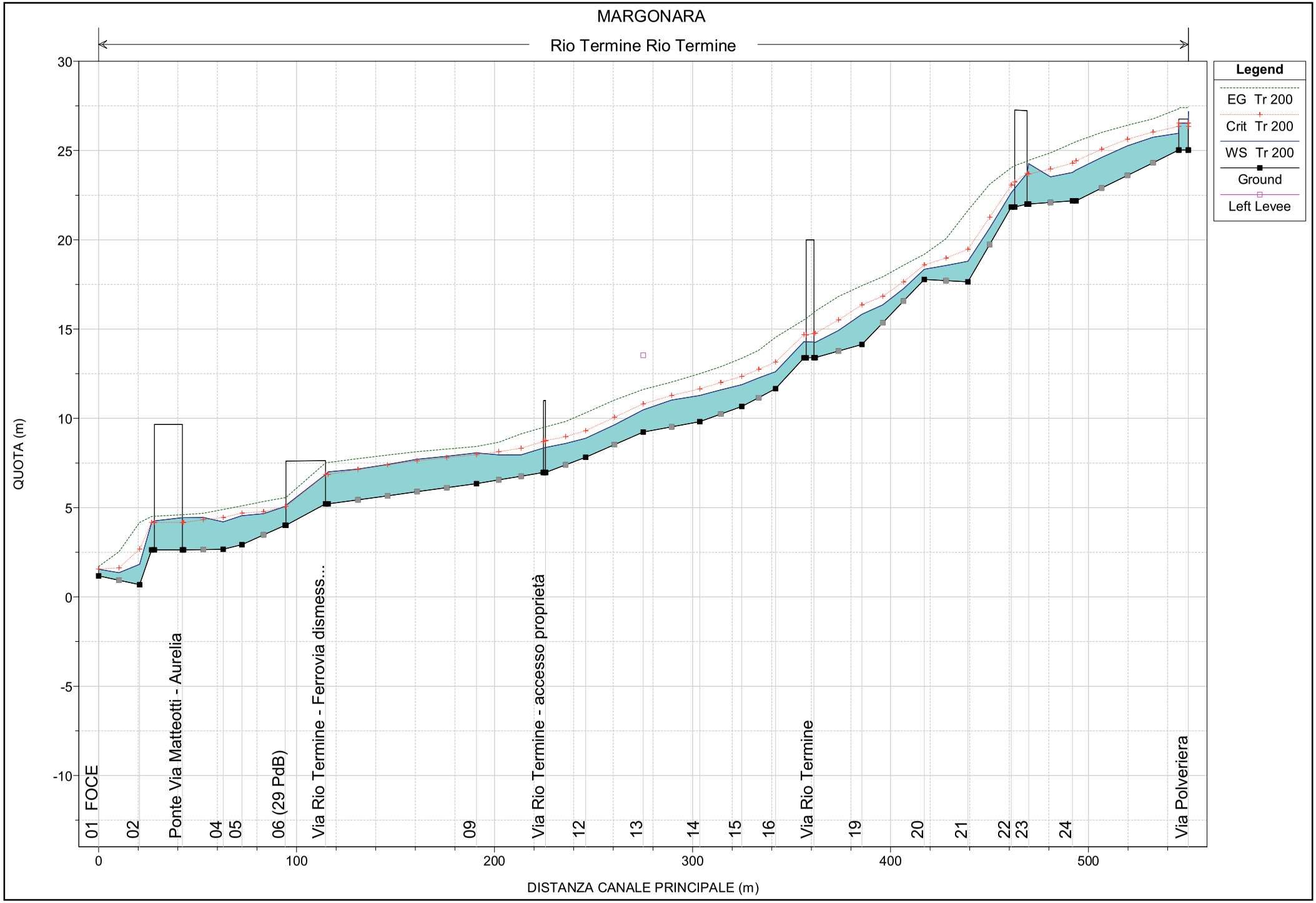
01 FOCE

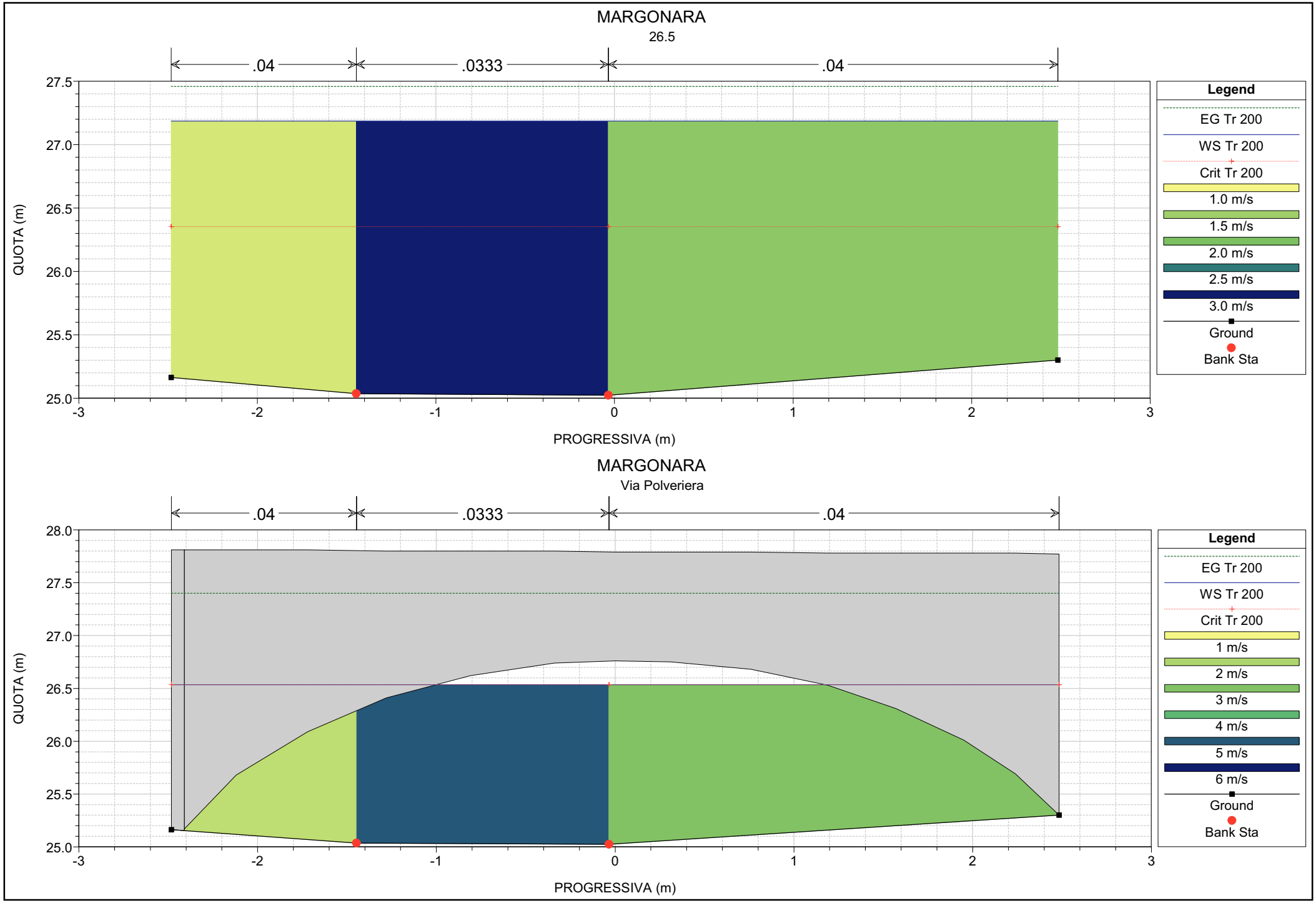


HEC-RAS Plan: MARG River: Rio Termine Reach: Rio Termine Profile: Tr 50

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	Hydr Depth	W.S. Elev	Crit Depth	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Vel Left	Vel Right	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Hydr Radius
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m/s)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)
Rio Termine	565.3569	Tr 50	15.00	25.02	1.67	26.78	1.11	26.14	27.00	0.003819	2.69	1.16	1.56	8.27	4.97	0.65	1.02
Rio Termine	561 BR U	Tr 50	15.00	25.02	1.27	26.12	1.10	26.12	26.94	0.024292	4.97	1.80	2.79	4.42	3.48	1.22	0.61
Rio Termine	561 BR D	Tr 50	15.00	25.02	1.27	26.12	1.10	26.12	26.94	0.024292	4.97	1.80	2.79	4.42	3.48	1.22	0.61
Rio Termine	560.3569	Tr 50	15.00	25.02	0.71	25.82	1.11	26.14	26.91	0.049404	5.72	3.22	3.71	3.54	4.97	2.05	0.57
Rio Termine	508.5896	Tr 50	15.00	22.18	0.86	23.69	1.96	24.14	25.09	0.047237	5.33	0.81	2.13	2.99	3.45	1.59	0.59
Rio Termine	506.7242	Tr 50	15.00	22.18	0.81	23.56	1.83	24.01	24.99	0.048457	5.41	1.76	2.11	3.00	3.72	1.68	0.58
Rio Termine	484.6192	Tr 50	15.00	22.01	1.11	23.90	1.45	23.46	24.08	0.003406	2.05	1.12	0.86	8.79	7.89	0.50	0.89
Rio Termine	480 BR U	Tr 50	15.00	22.01	1.13	23.47	1.47	23.47	24.04	0.020237	3.37		1.33	4.56	4.04	0.88	0.62
Rio Termine	480 BR D	Tr 50	15.00	21.83	0.80	22.68	1.18	23.01	23.79	0.050196	4.67		1.26	3.23	4.04	1.61	0.46
Rio Termine	475.8704	Tr 50	15.00	21.83	0.59	22.51	1.04	22.87	23.69	0.055497	4.82		0.81	3.14	5.36	2.00	0.51
Rio Termine	453.9920	Tr 50	15.00	17.65	0.52	18.69	1.61	19.25	21.13	0.149119	6.92			2.17	4.18	3.07	0.46
Rio Termine	431.8901	Tr 50	15.00	17.78	0.45	18.29	0.69	18.47	18.89	0.038190	3.44		1.67	4.45	9.87	1.61	0.43
Rio Termine	400.4057	Tr 50	15.00	14.14	0.76	15.63	1.98	16.12	17.05	0.041592	5.51	2.06	2.19	3.13	4.09	1.58	0.59
Rio Termine	376.7989	Tr 50	15.00	13.40	0.69	14.13	1.15	14.55	15.51	0.068016	5.20			2.88	4.20	2.01	0.54
Rio Termine	375 BR U	Tr 50	15.00	13.40	0.71	14.15	1.14	14.54	15.44	0.061239	5.02			2.99	4.22	1.90	0.56
Rio Termine	375 BR D	Tr 50	15.00	13.39	0.78	14.17	1.07	14.46	15.15	0.044403	4.38			3.43	4.40	1.58	0.58
Rio Termine	371.1767	Tr 50	15.00	13.39	0.79	14.19	1.08	14.47	15.08	0.038444	4.17			3.59	4.57	1.50	0.60
Rio Termine	356.8153	Tr 50	15.00	11.66	0.56	12.48	1.29	12.96	14.18	0.095021	5.78			2.59	4.63	2.47	0.49
Rio Termine	339.7238	Tr 50	15.00	10.66	0.69	11.73	1.44	12.11	12.96	0.045802	4.93	1.32	0.91	3.11	4.52	1.80	0.59
Rio Termine	318.5302	Tr 50	15.00	9.82	0.84	11.10	1.58	11.40	12.11	0.034143	4.47		1.23	3.41	4.05	1.48	0.66
Rio Termine	289.9670	Tr 50	15.00	9.23	0.86	10.29	1.34	10.57	11.24	0.032692	4.30	0.35		3.49	4.07	1.48	0.67
Rio Termine	260.8482	Tr 50	15.00	7.82	0.64	8.77	1.30	9.11	9.90	0.051186	4.73	0.07		3.17	4.93	1.88	0.58
Rio Termine	240.6268	Tr 50	15.00	6.97	0.86	8.17	1.52	8.49	9.13	0.025579	4.36	0.41	0.94	3.52	4.08	1.36	0.63
Rio Termine	239.8 BR U	Tr 50	15.00	6.97	0.86	8.17	1.52	8.49	9.13	0.025579	4.36	0.41	0.94	3.52	4.08	1.36	0.63
Rio Termine	239.8 BR D	Tr 50	15.00	6.97	0.73	8.18	1.50	8.46	9.11	0.025088	4.35	0.79	1.61	3.78	5.21	1.34	0.57
Rio Termine	239.4704	Tr 50	15.00	6.97	0.73	8.18	1.50	8.46	9.11	0.025088	4.35	0.79	1.61	3.78	5.21	1.34	0.57
Rio Termine	205.6756	Tr 50	15.00	6.35	0.81	7.86	1.45	7.79	8.18	0.009942	2.50		0.16	6.01	7.39	0.88	0.74
Rio Termine	130.8021	Tr 50	15.00	5.21	1.23	6.74	1.39	6.60	7.18	0.011784	2.93			5.12	4.17	0.85	0.85
Rio Termine	110 BR U	Tr 50	15.00	5.21	1.13	6.60	1.39	6.60	7.16	0.016424	3.31			4.53	4.01	1.00	0.80
Rio Termine	110 BR D	Tr 50	15.00	4.02	0.39	4.46	0.88	4.90	6.28	0.161797	5.97			2.51	6.49	3.07	0.35
Rio Termine	109.1032	Tr 50	15.00	4.02	0.81	4.89	0.88	4.89	5.30	0.015626	2.83			5.30	6.50	1.00	0.66
Rio Termine	87.2187	Tr 50	15.00	2.93	0.61	4.46	1.56	4.49	4.85	0.012527	2.82	0.75		5.78	9.47	0.89	0.52
Rio Termine	77.7982	Tr 50	15.00	2.67	0.47	4.09	1.64	4.30	4.67	0.022051	3.47	0.92		4.86	10.35	1.15	0.41
Rio Termine	57.7381	Tr 50	15.00	2.63	0.82	4.28	1.38	4.01	4.42	0.003806	1.92	1.11	0.83	10.28	12.58	0.48	0.71
Rio Termine	55 BR U	Tr 50	15.00	2.63	0.81	4.28	1.38	4.01	4.42	0.003846	1.92	1.12	0.84	10.24	12.57	0.48	0.71
Rio Termine	55 BR D	Tr 50	15.00	2.63	0.70	4.12	1.38	4.01	4.34	0.006801	2.39	1.25	0.93	8.24	11.85	0.63	0.60
Rio Termine	41.58	Tr 50	15.00	2.63	0.62	4.01	1.38	4.01	4.32	0.010118	2.77	1.34	0.98	7.04	11.34	0.75	0.54
Rio Termine	35.5290	Tr 50	15.00	0.69	0.61	1.62	1.53	2.21	3.97	0.120803	7.13	3.90	1.46	2.35	3.85	2.46	0.44
Rio Termine	14.8360	Tr 50	15.00	1.18	0.23	1.51	0.34	1.51	1.63	0.019531	1.59	1.27	0.26	9.89	43.06	1.05	0.23

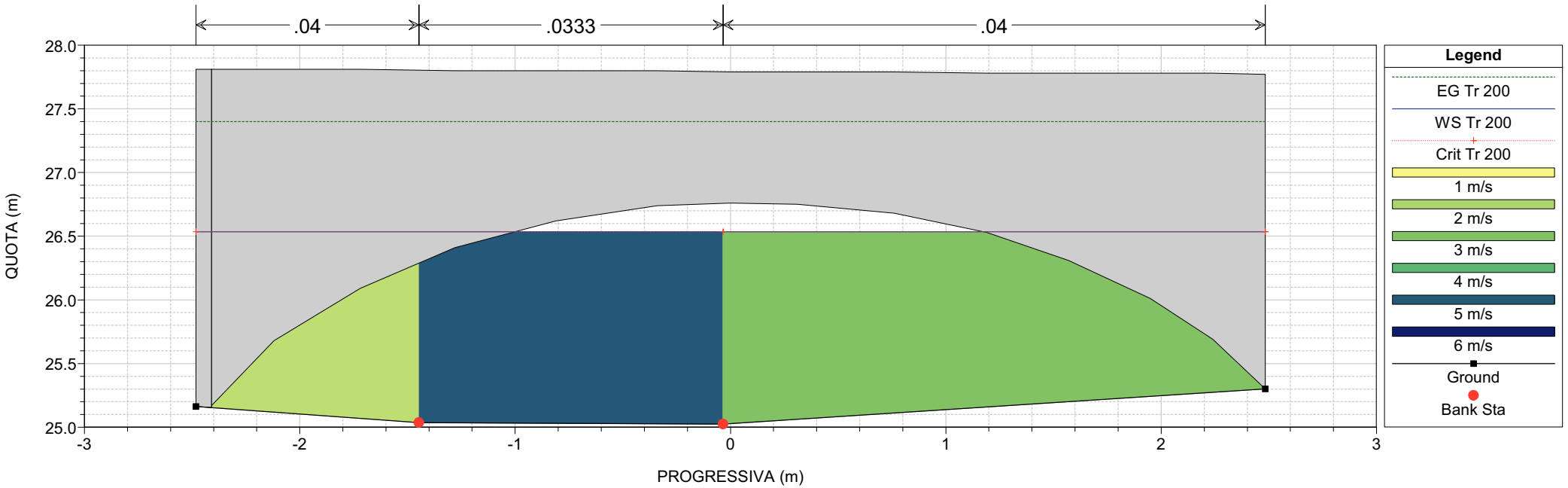
A.2 Profili di corrente per Tr=200 anni


MARGONARA
Rio Termine Rio Termine
Legend
EG Tr 200
Crit Tr 200
WS Tr 200
Ground
Left Levee
QUOTA (m)
DISTANZA CANALE PRINCIPALE (m)
30
25
20
15
10
5
0
-5
-10
0
100
200
300
400
500
01 FOCE
02
Ponte Via Matteotti - Aurelia
04
05
06 (29 PdB)
Via Rio Termine - Ferrovia dismess...
09
Via Rio Termine - accesso proprietà
12
13
14
15
16
Via Rio Termine
19
20
21
22
23
24
Via Polveriera

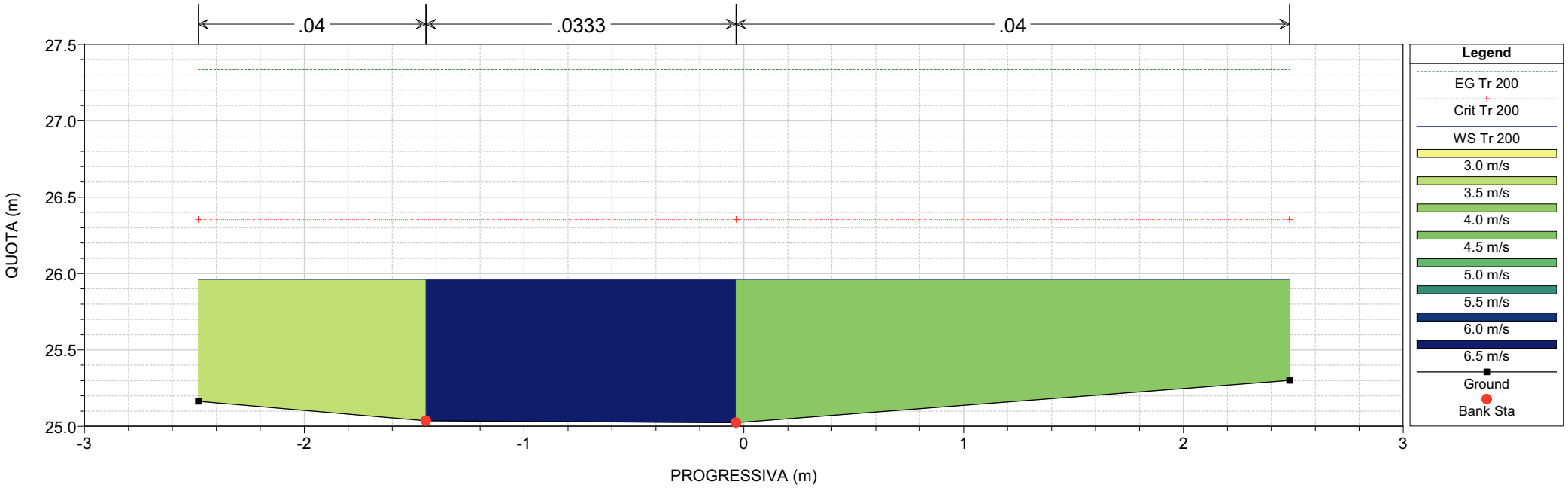

MARGONARA
26.5
.04
.0333
.04
27.5
27.0
26.5
26.0
25.5
25.0
QUOTA (m)
-3
-2
-1
0
1
2
3
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 200
WS Tr 200
Crit Tr 200
1.0 m/s
1.5 m/s
2.0 m/s
2.5 m/s
3.0 m/s
Ground
Bank Sta
MARGONARA
Via Polveriera
.04
.0333
.04
28.0
27.5
27.0
26.5
26.0
25.5
25.0
QUOTA (m)
-3
-2
-1
0
1
2
3
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 200
WS Tr 200
Crit Tr 200
1 m/s
2 m/s
3 m/s
4 m/s
5 m/s
6 m/s
Ground
Bank Sta

MARGONARA

Via Polveriera

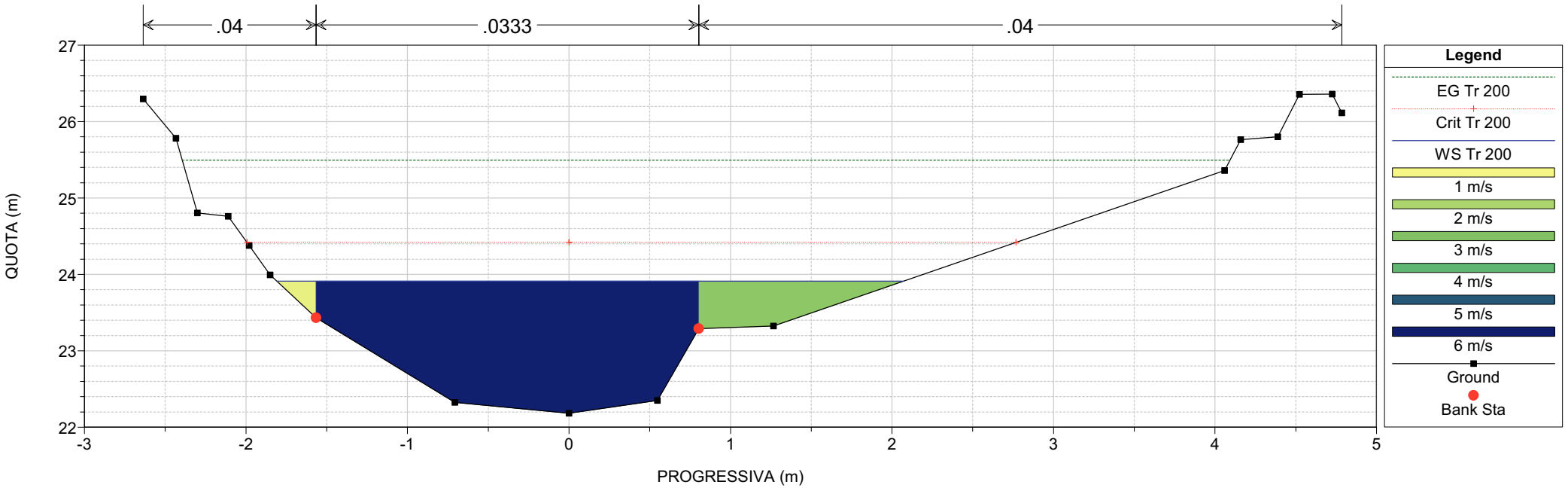


MARGONARA



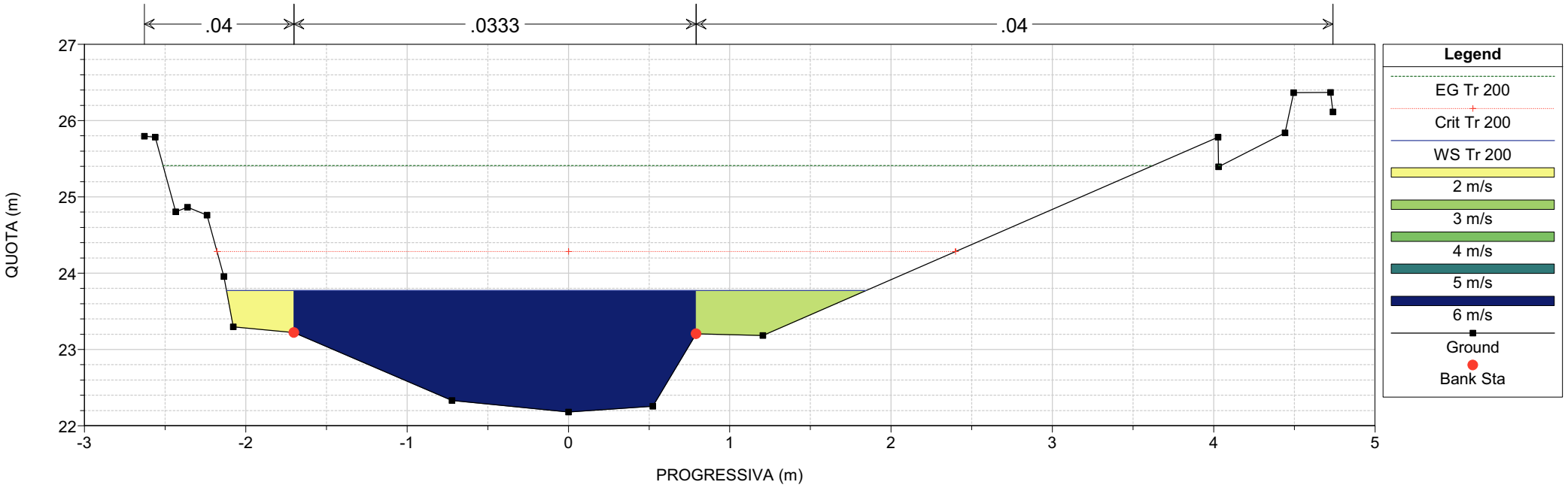
MARGONARA

25



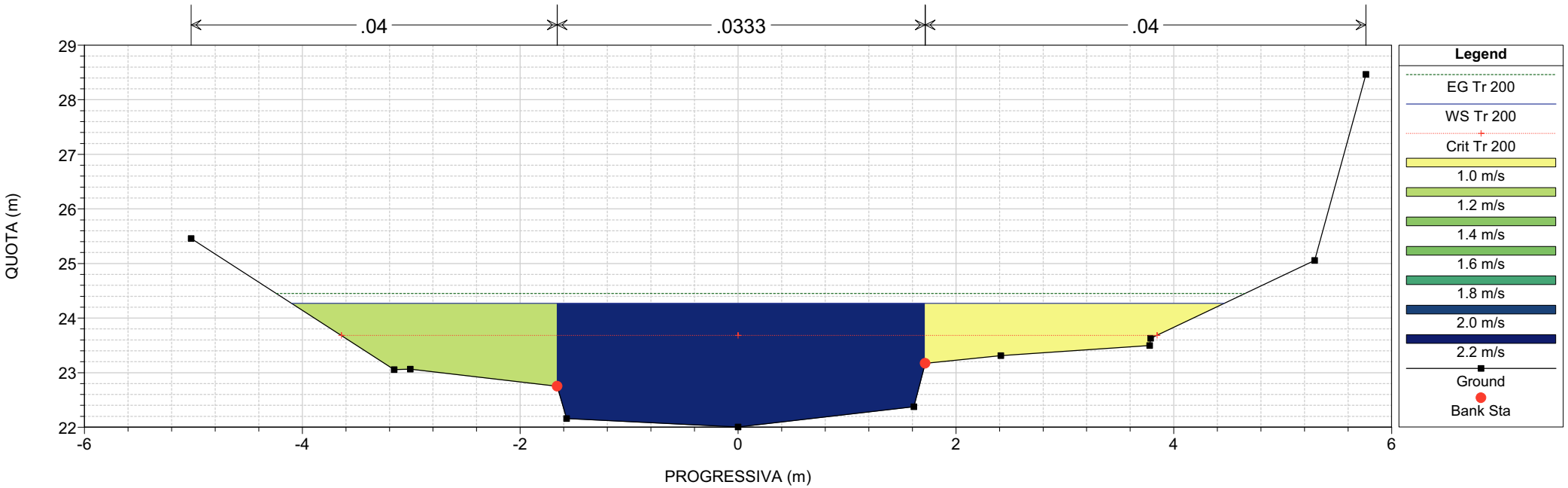
MARGONARA

24



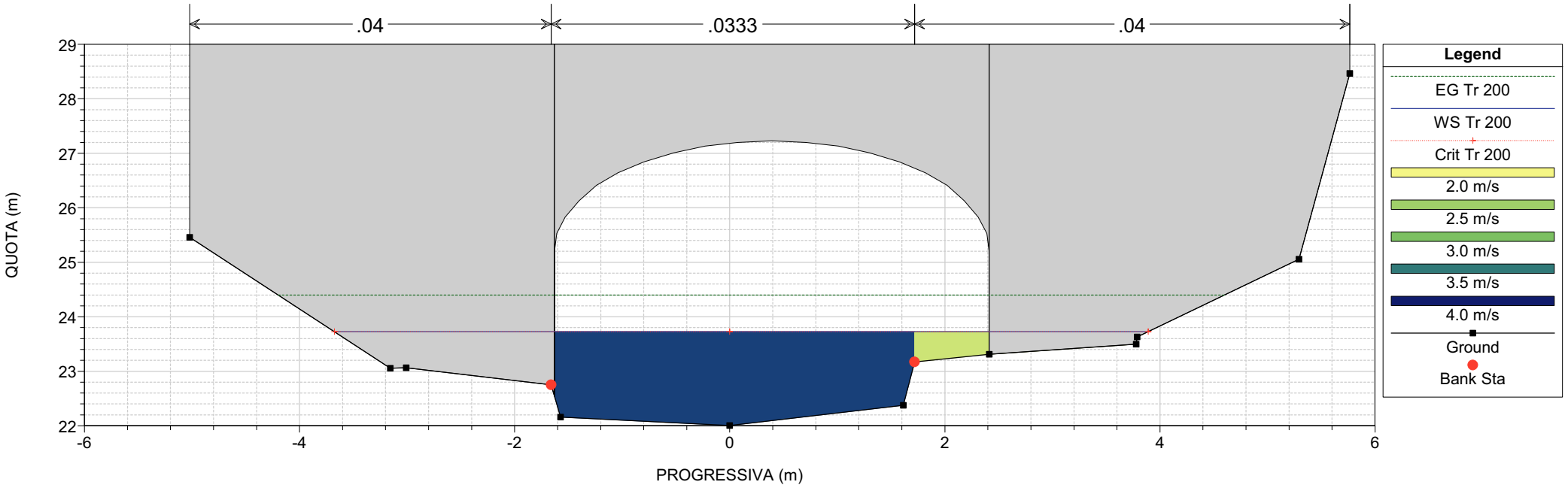
MARGONARA

23



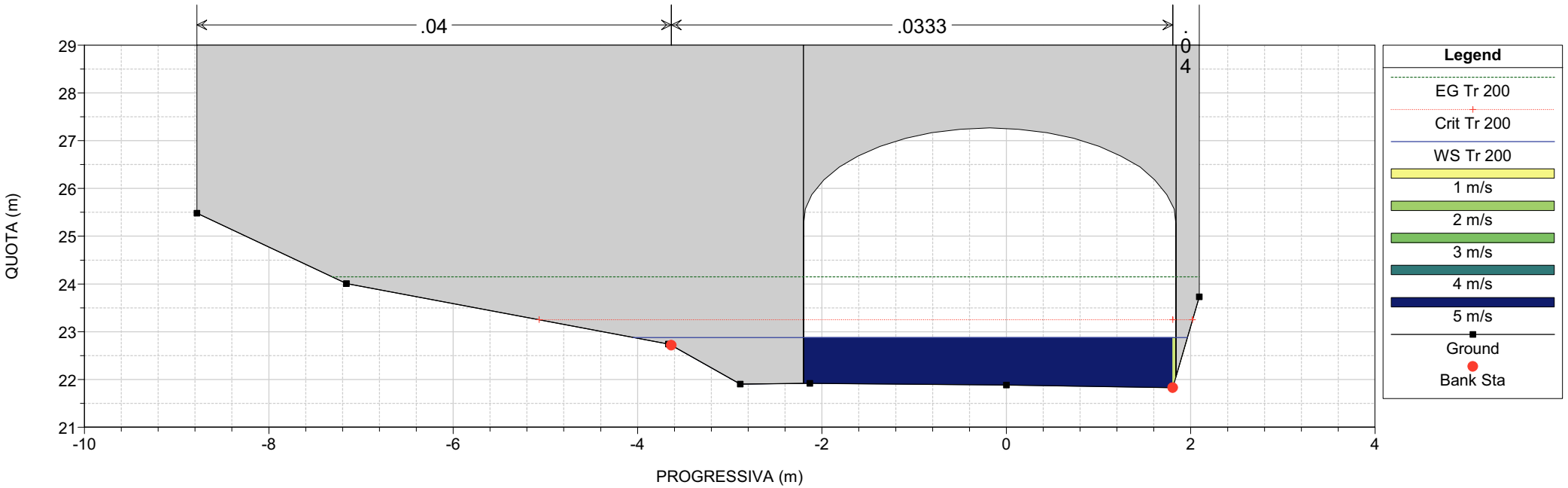
MARGONARA

Via Genova



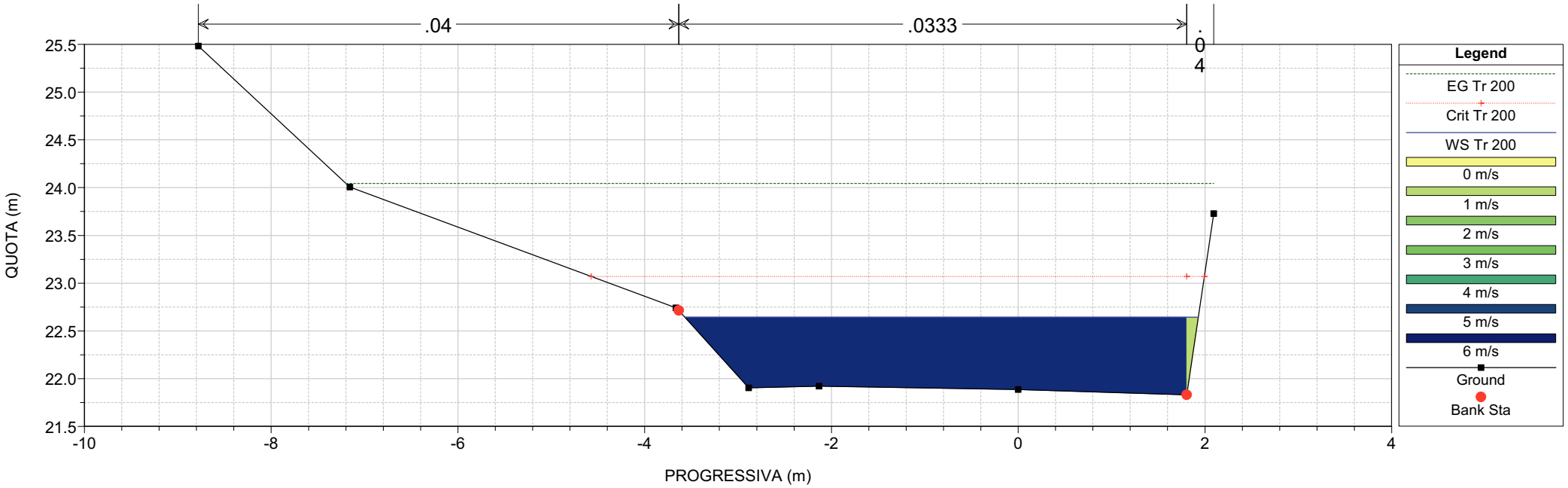
MARGONARA

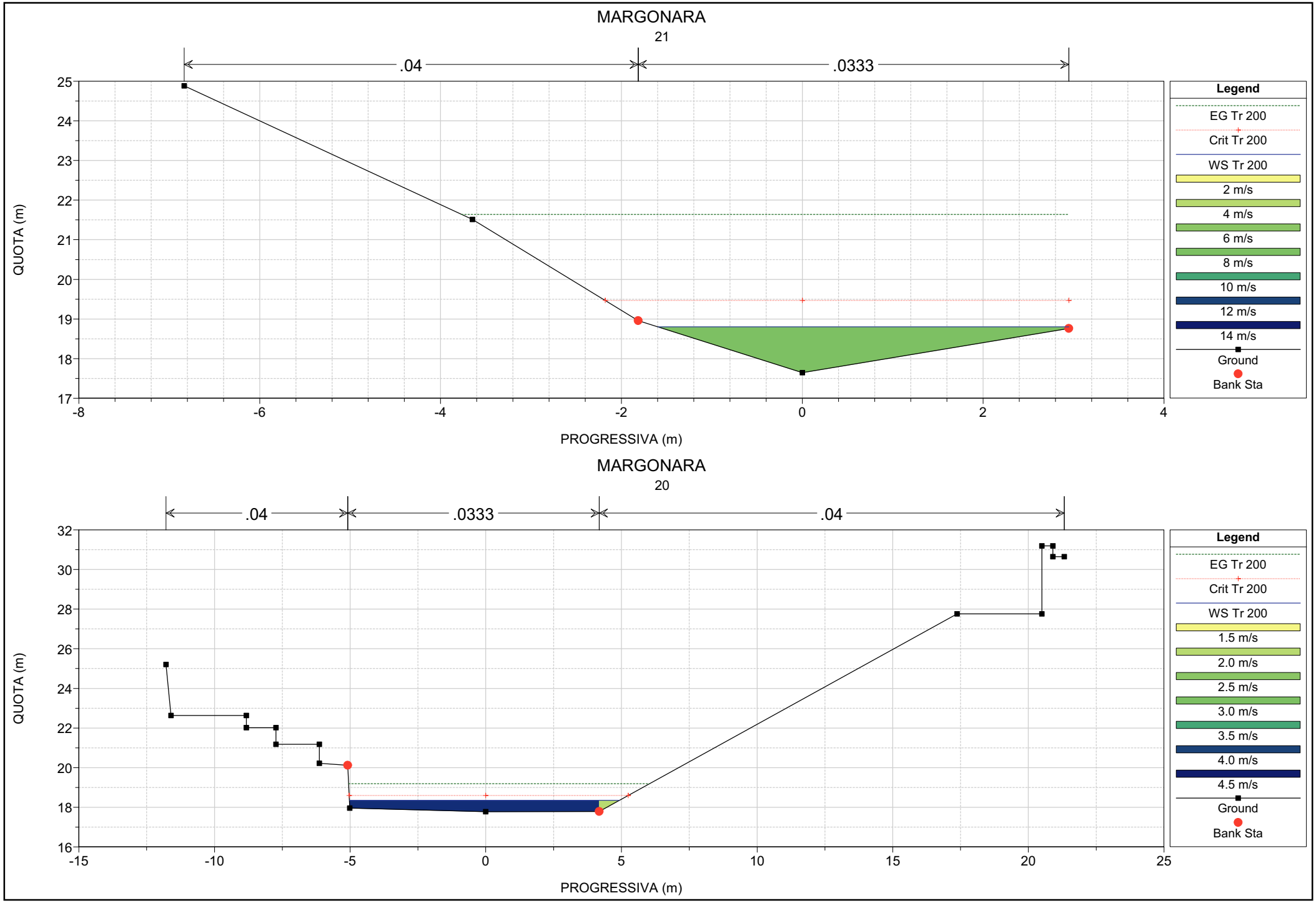
Via Genova



MARGONARA

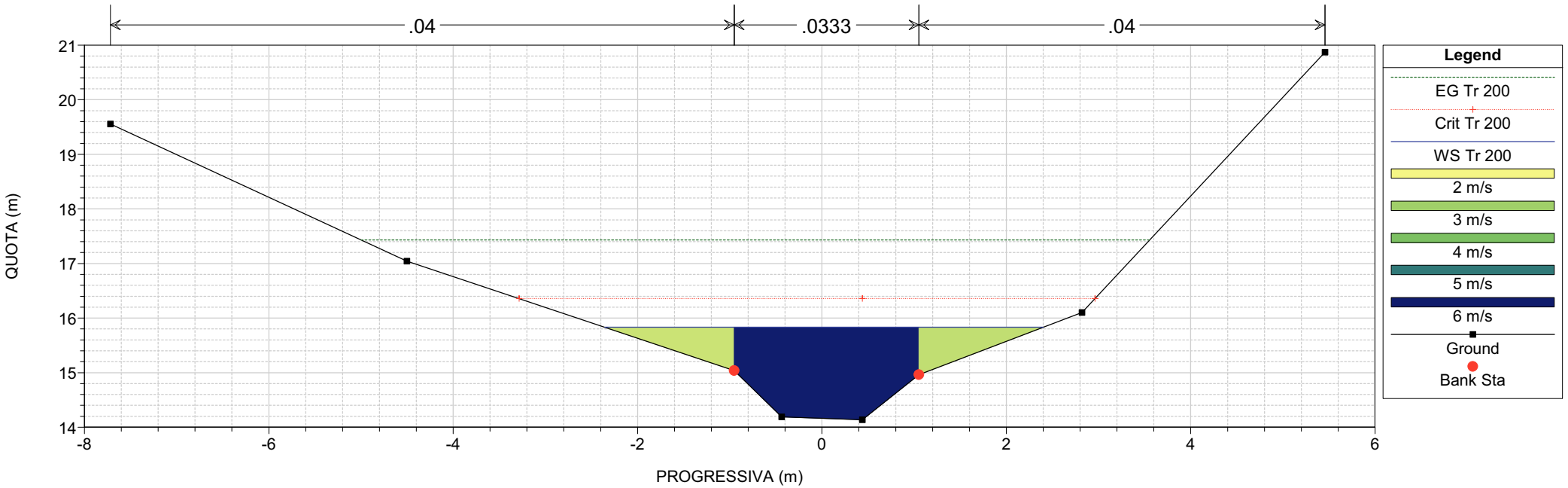
22



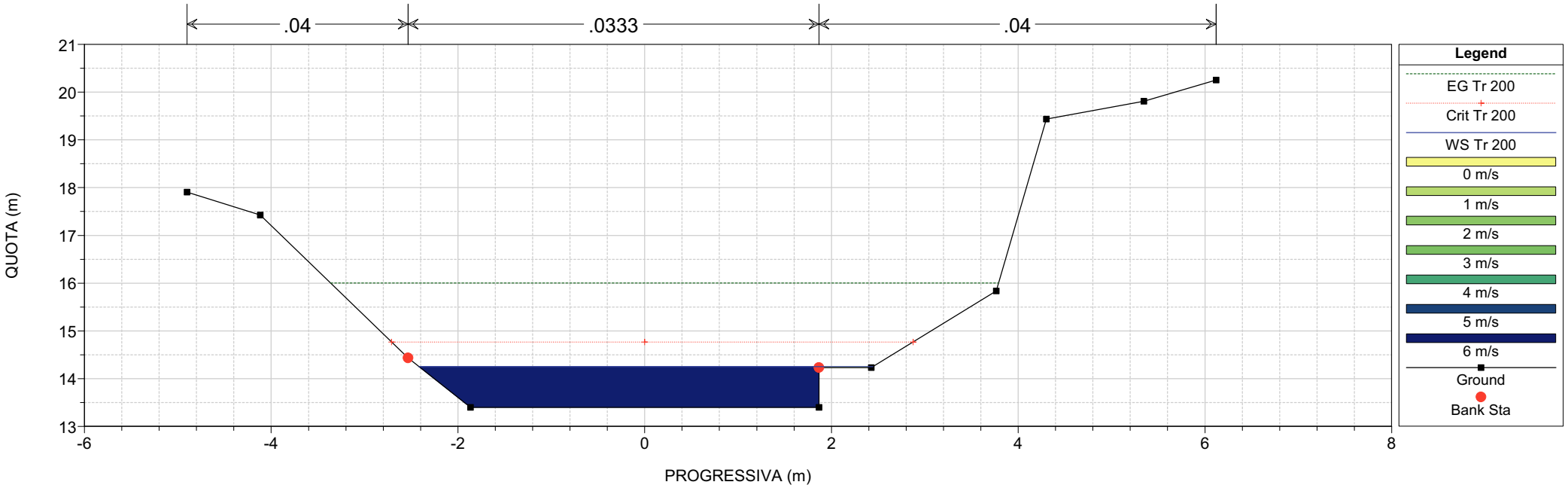

MARGONARA
21
.04
.0333
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 200
Crit Tr 200
WS Tr 200
2 m/s
4 m/s
6 m/s
8 m/s
10 m/s
12 m/s
14 m/s
Ground
Bank Sta
MARGONARA
20
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 200
Crit Tr 200
WS Tr 200
1.5 m/s
2.0 m/s
2.5 m/s
3.0 m/s
3.5 m/s
4.0 m/s
4.5 m/s
Ground
Bank Sta

MARGONARA

19

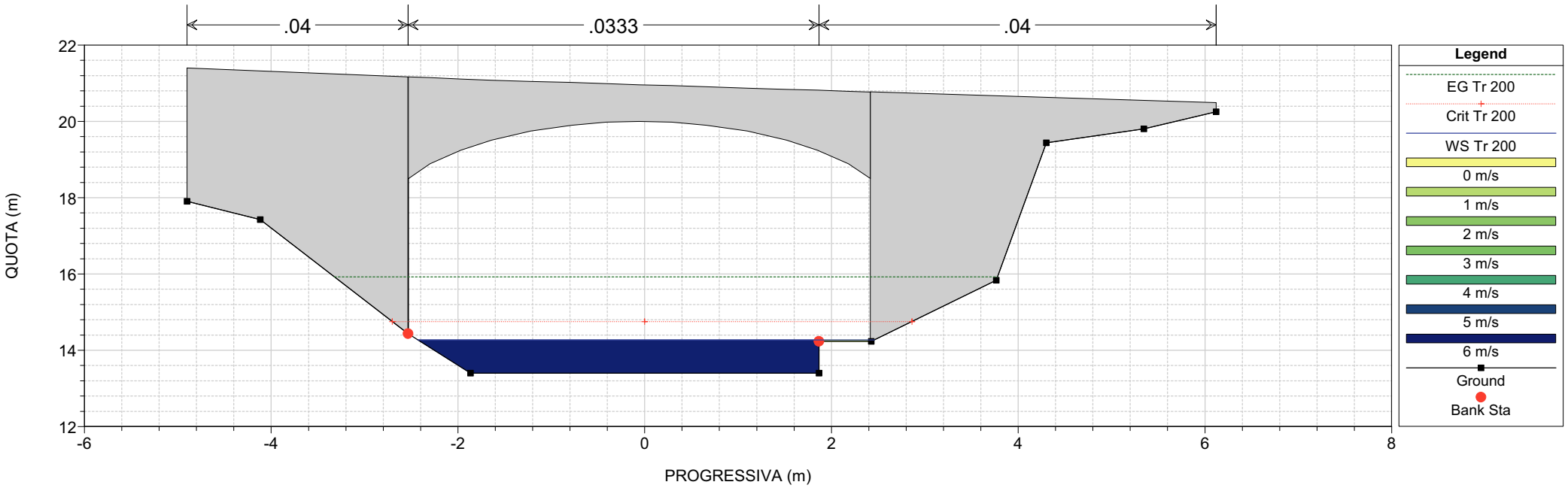


MARGONARA



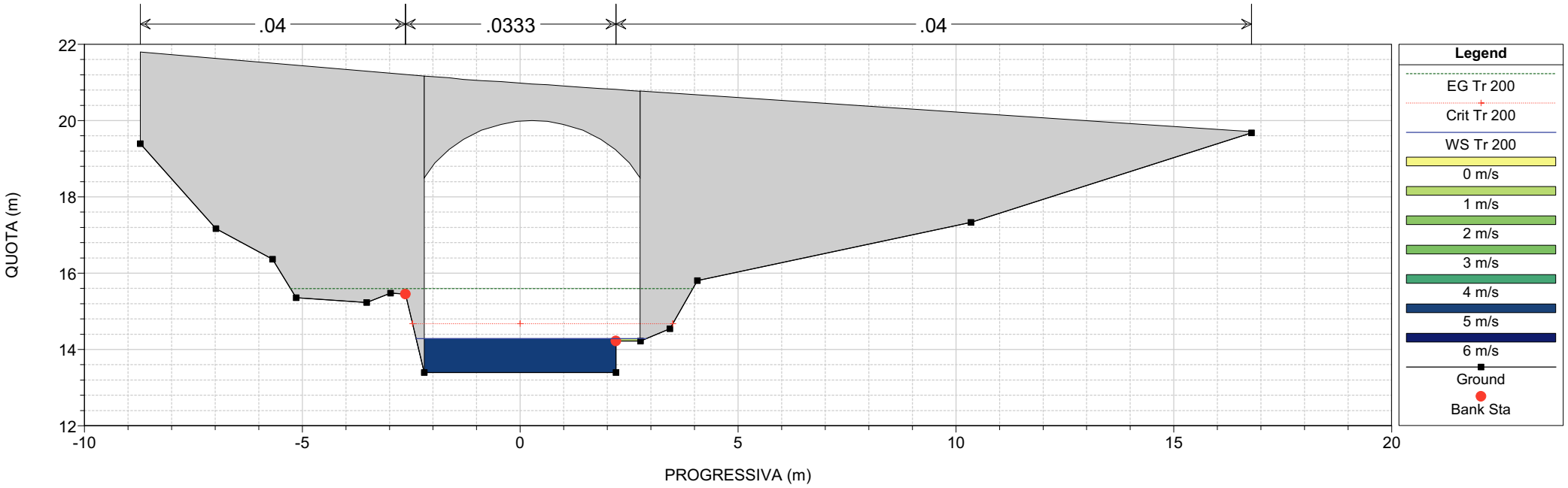
MARGONARA

Via Rio Termine

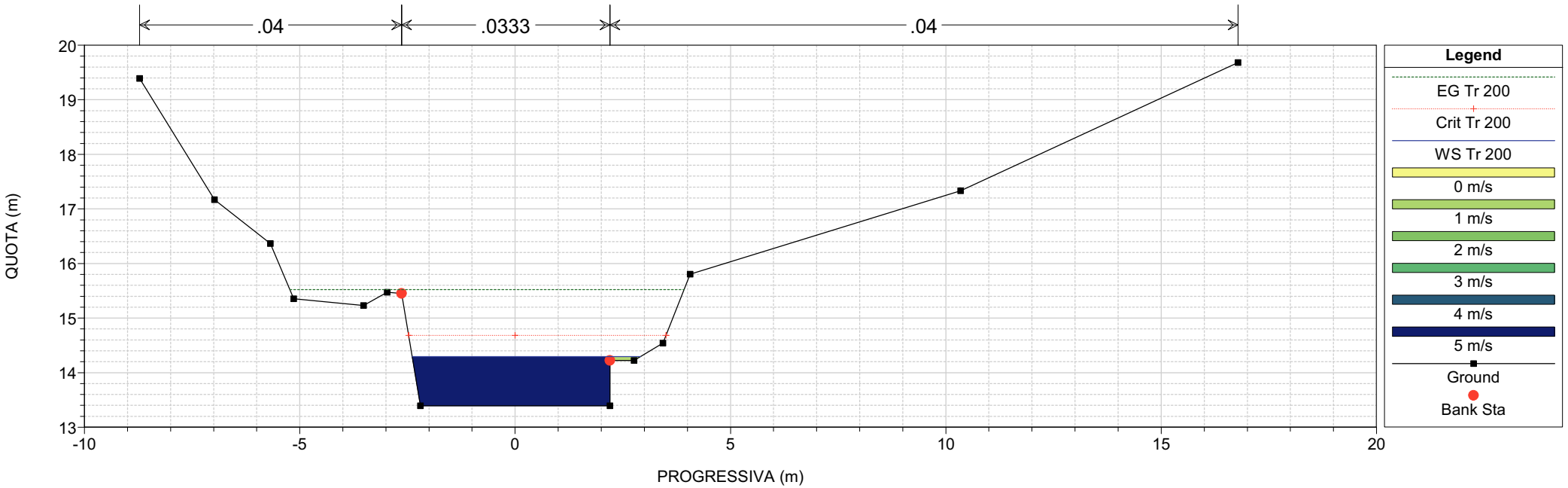


MARGONARA

Via Rio Termine

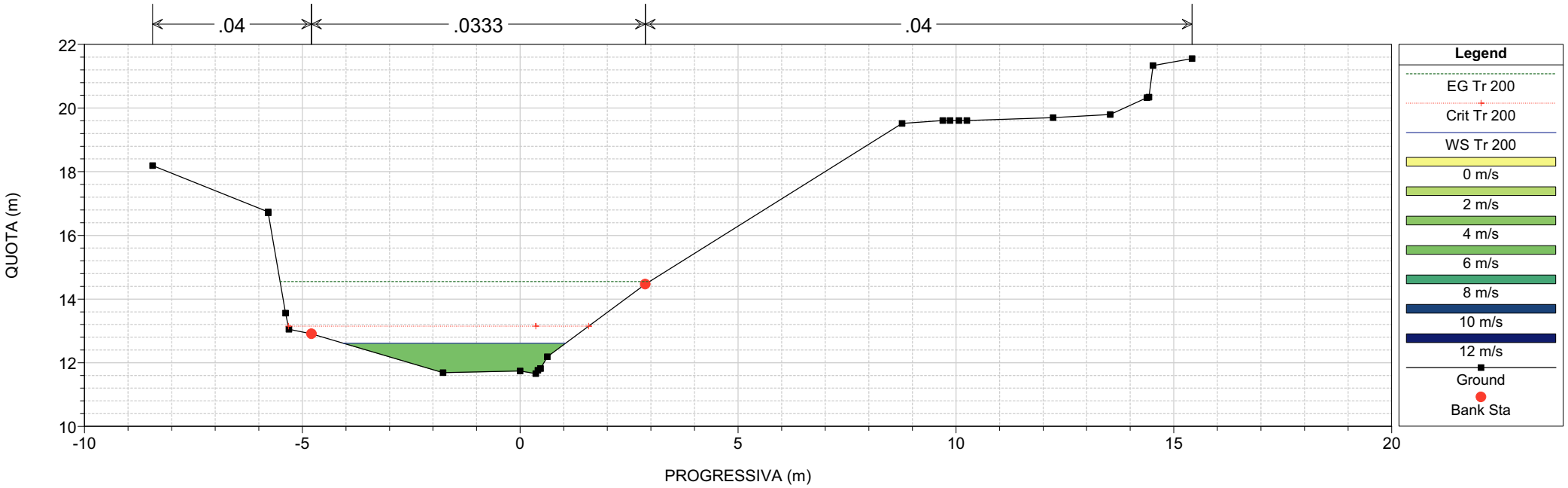


MARGONARA



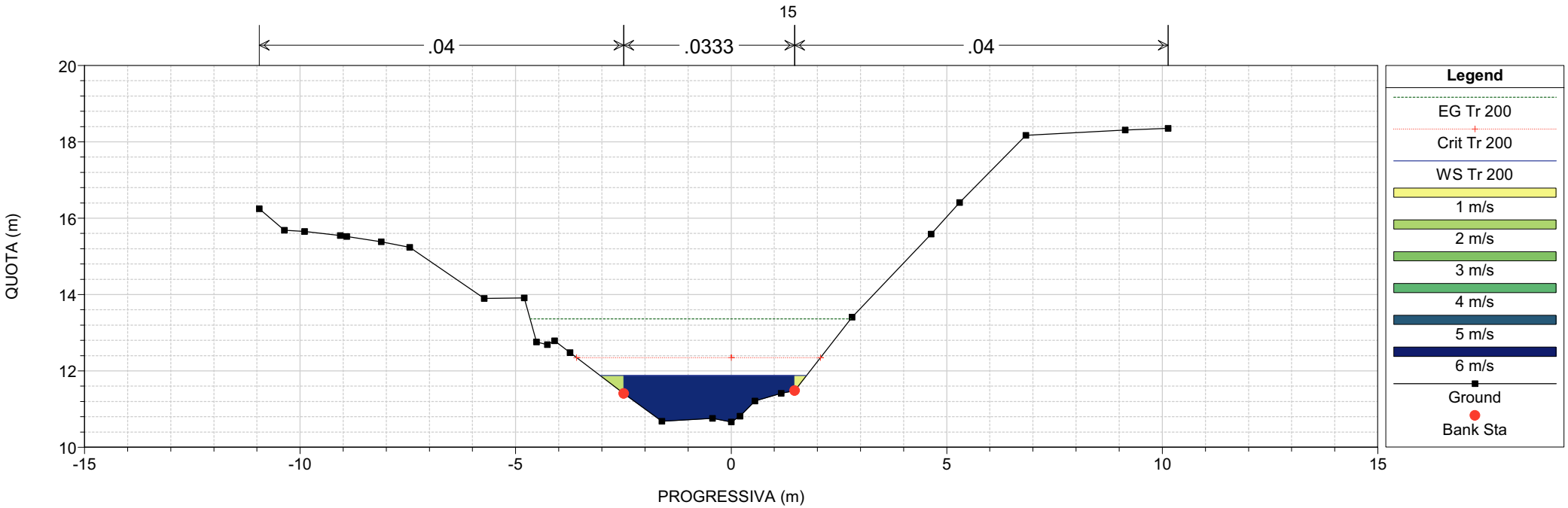
MARGONARA

16



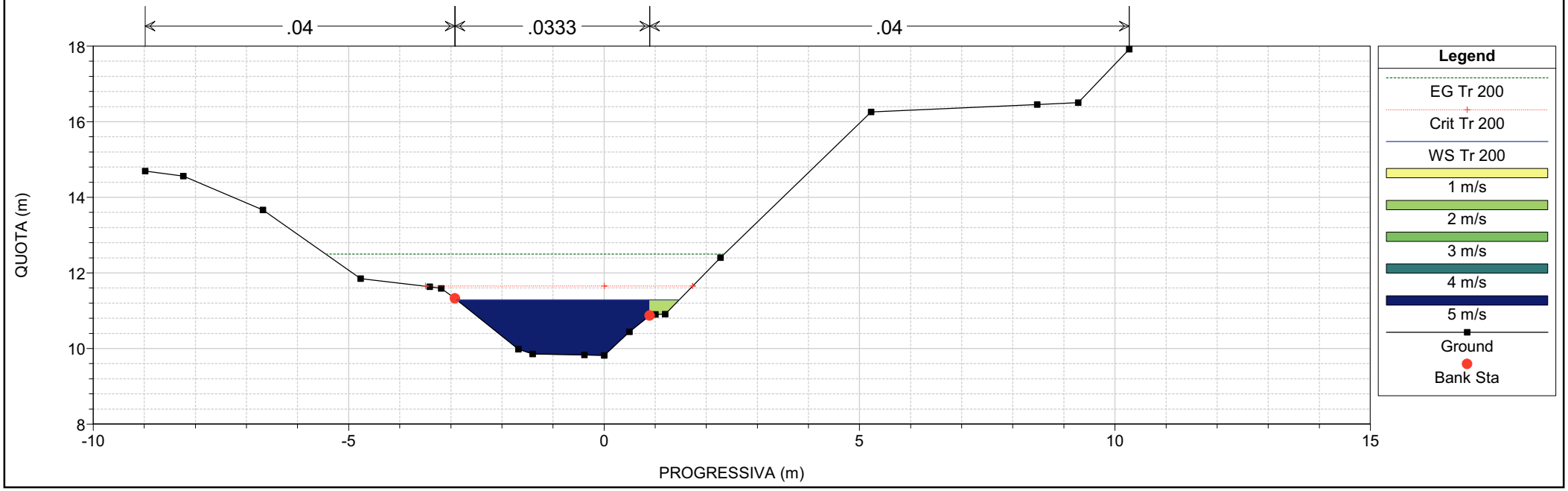
MARGONARA

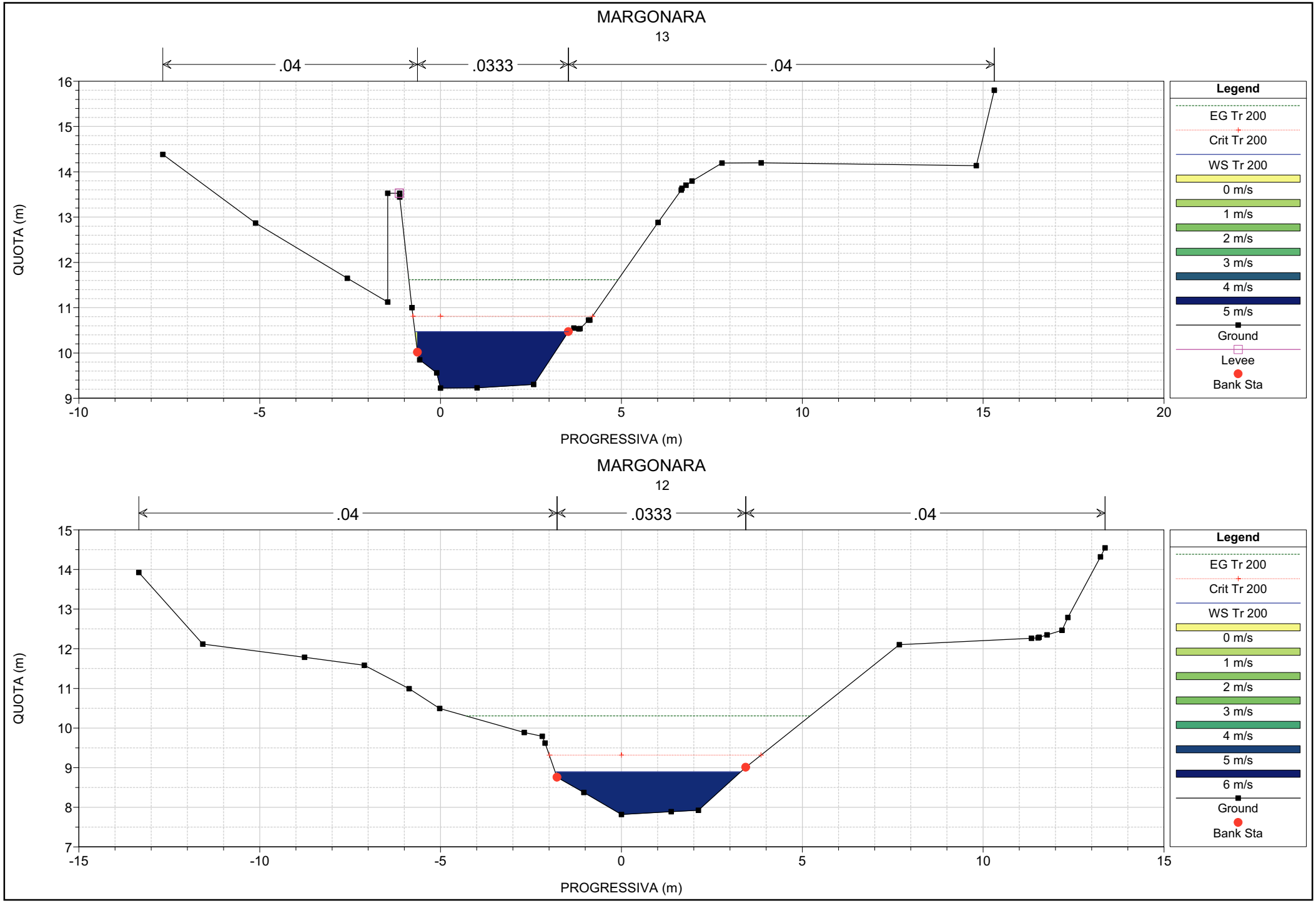
15



MARGONARA

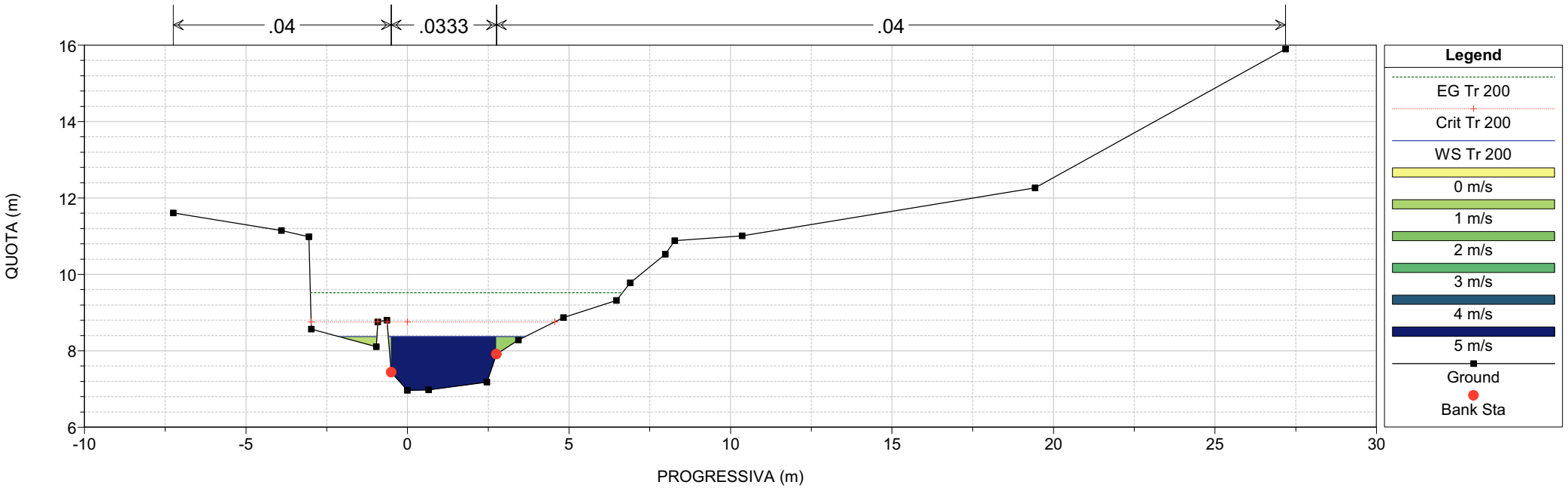
14




MARGONARA
13
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 200
Crit Tr 200
WS Tr 200
0 m/s
1 m/s
2 m/s
3 m/s
4 m/s
5 m/s
Ground
Levee
Bank Sta
MARGONARA
12
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 200
Crit Tr 200
WS Tr 200
0 m/s
1 m/s
2 m/s
3 m/s
4 m/s
5 m/s
6 m/s
Ground
Bank Sta

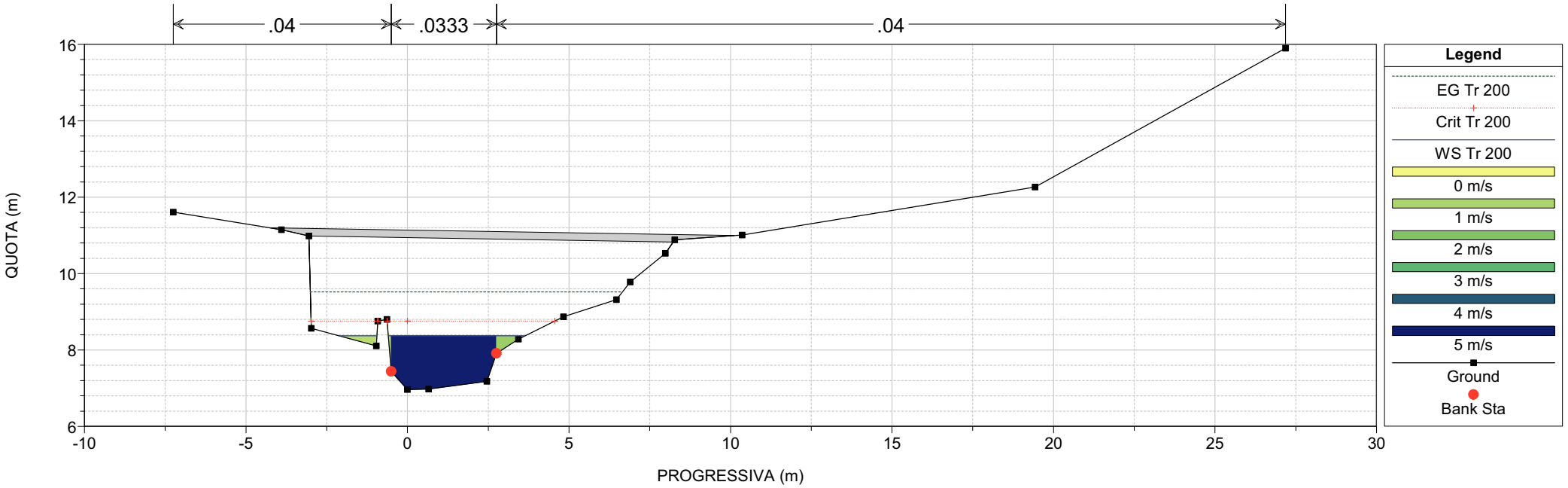
MARGONARA

11



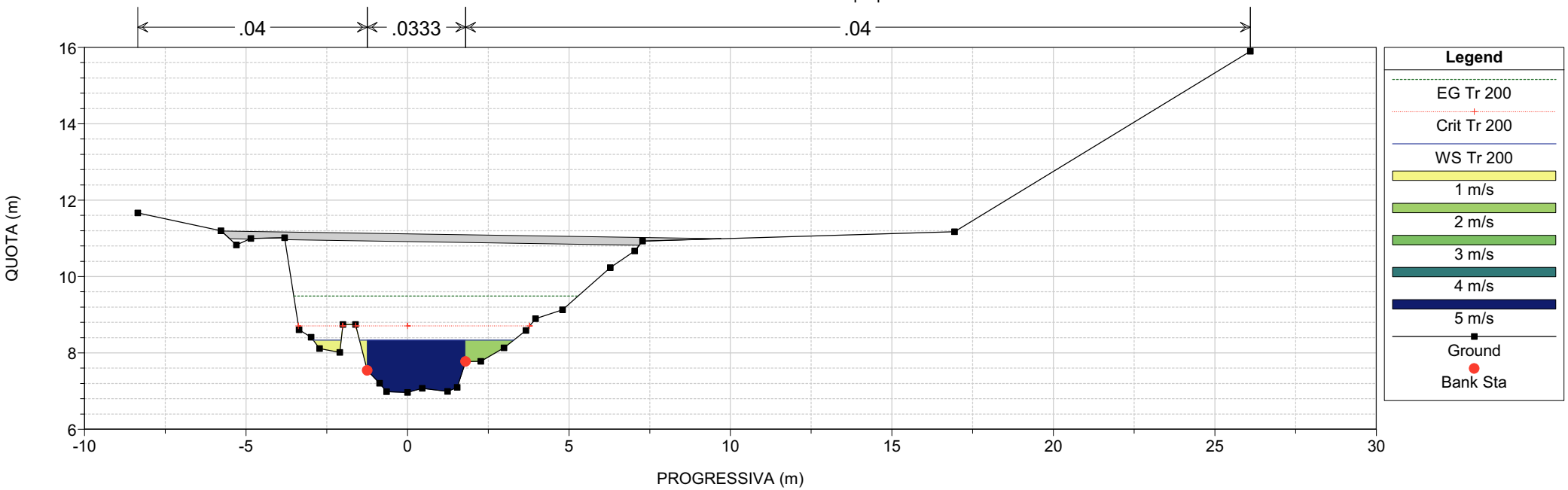
MARGONARA

Via Rio Termine - accesso proprietà

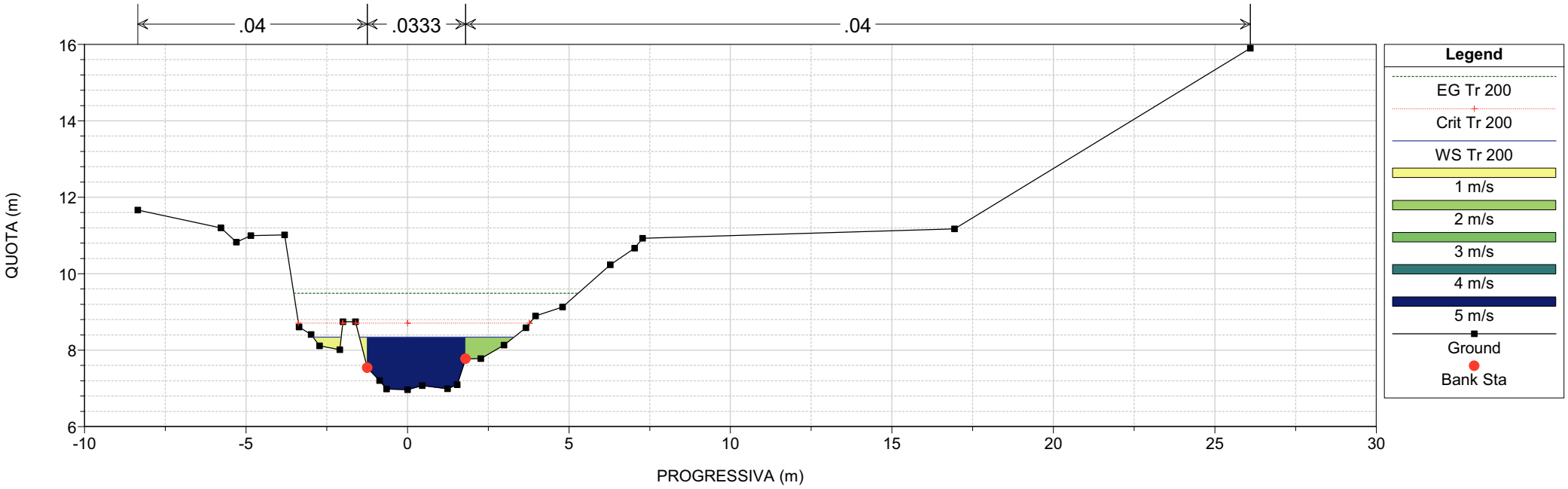


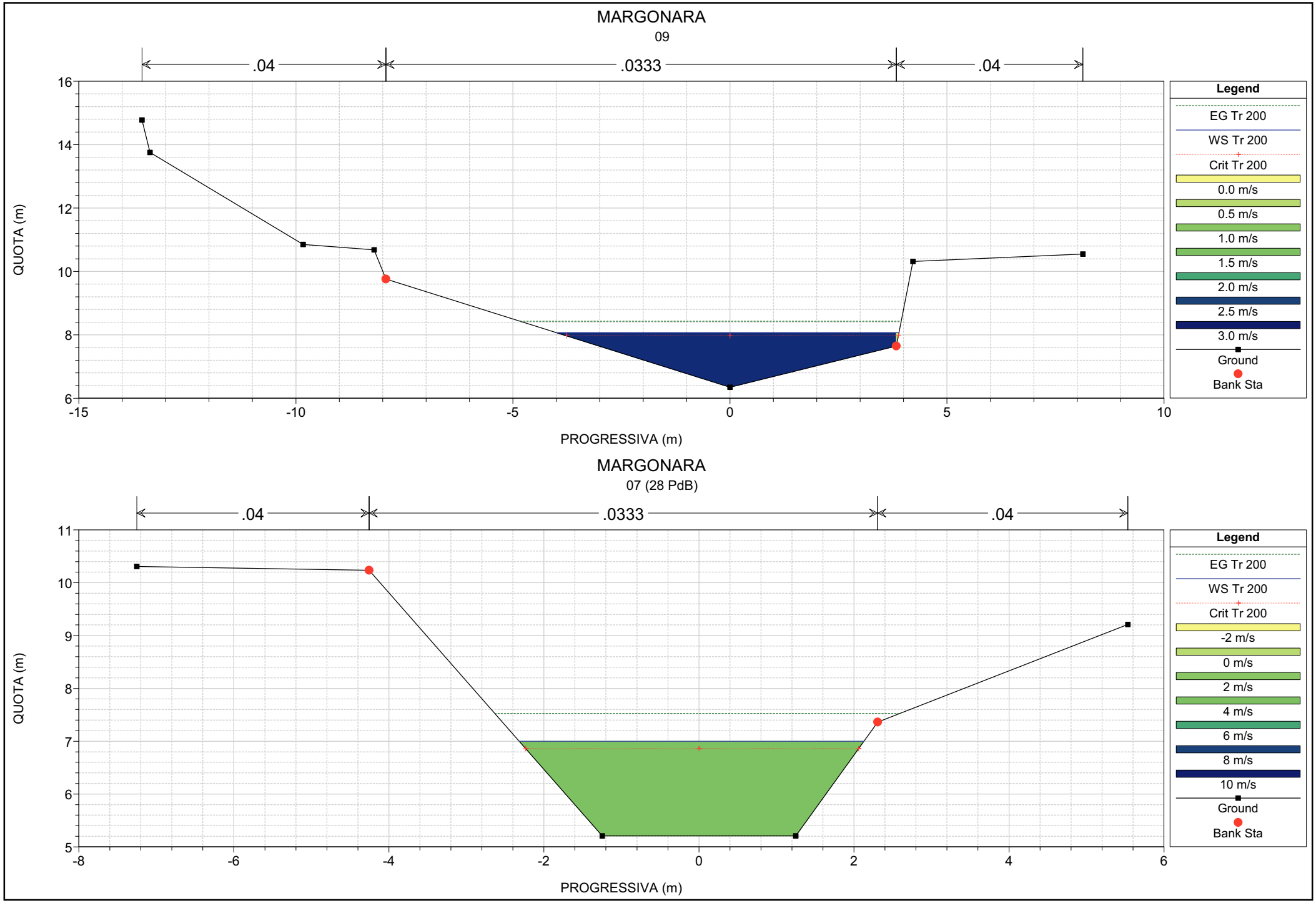
MARGONARA

Via Rio Termine - accesso proprietà



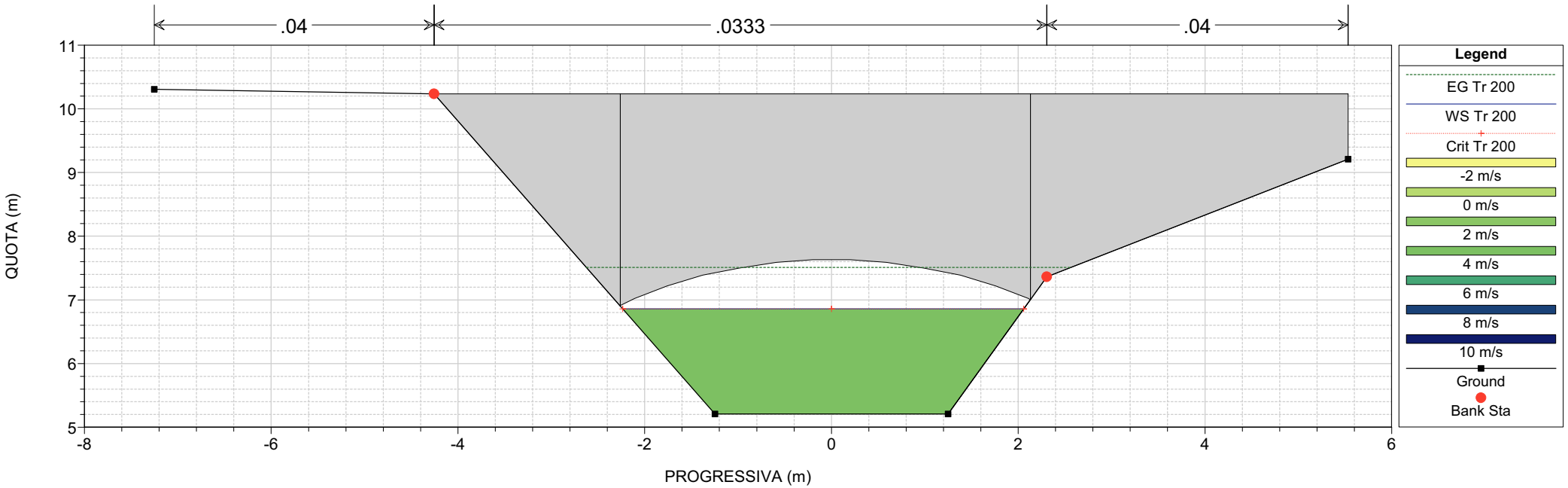
MARGONARA




MARGONARA
09
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 200
WS Tr 200
Crit Tr 200
0.0 m/s
0.5 m/s
1.0 m/s
1.5 m/s
2.0 m/s
2.5 m/s
3.0 m/s
Ground
Bank Sta
MARGONARA
07 (28 PdB)
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 200
WS Tr 200
Crit Tr 200
-2 m/s
0 m/s
2 m/s
4 m/s
6 m/s
8 m/s
10 m/s
Ground
Bank Sta

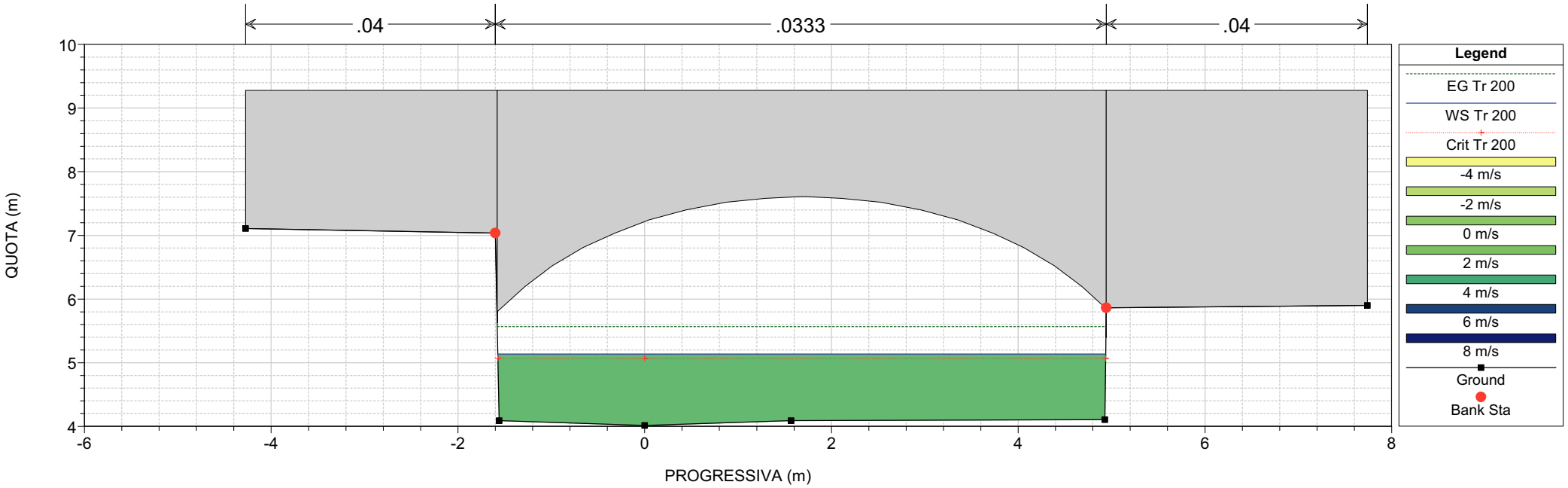
MARGONARA

Via Rio Termine - Ferrovia dismessa



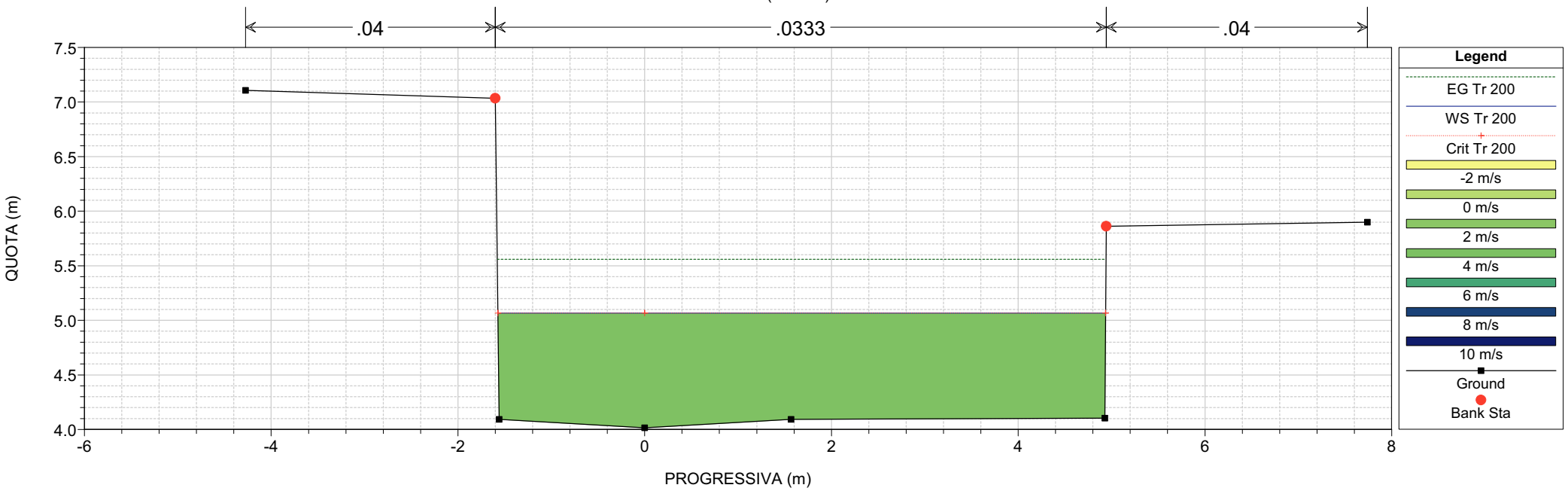
MARGONARA

Via Rio Termine - Ferrovia dismessa



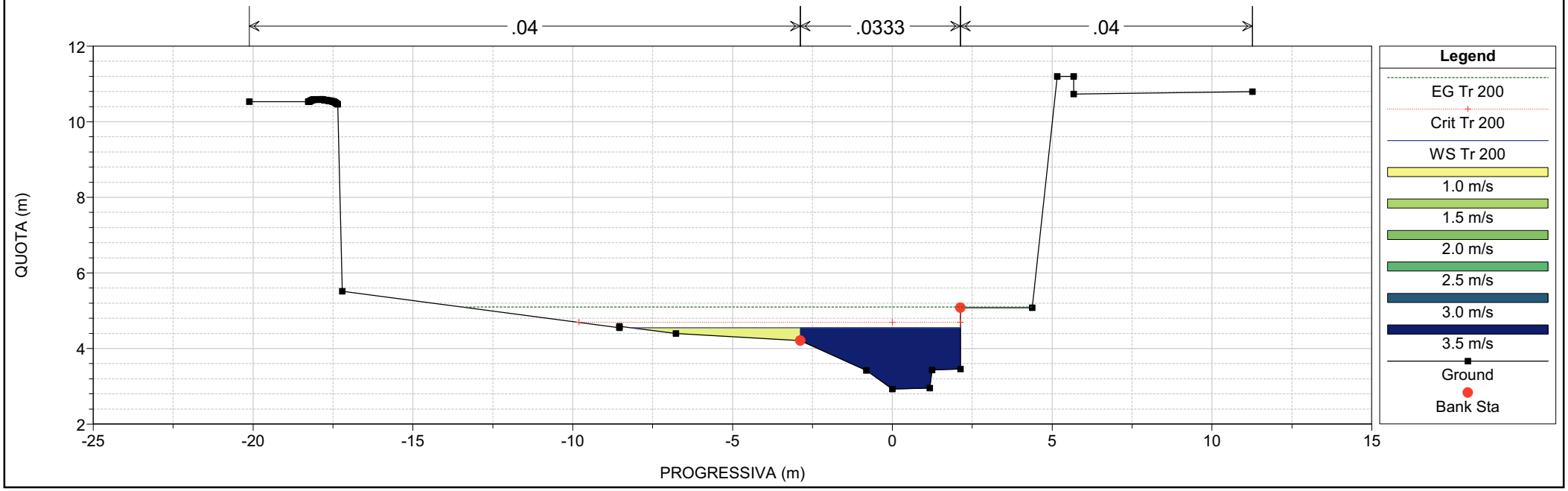
MARGONARA

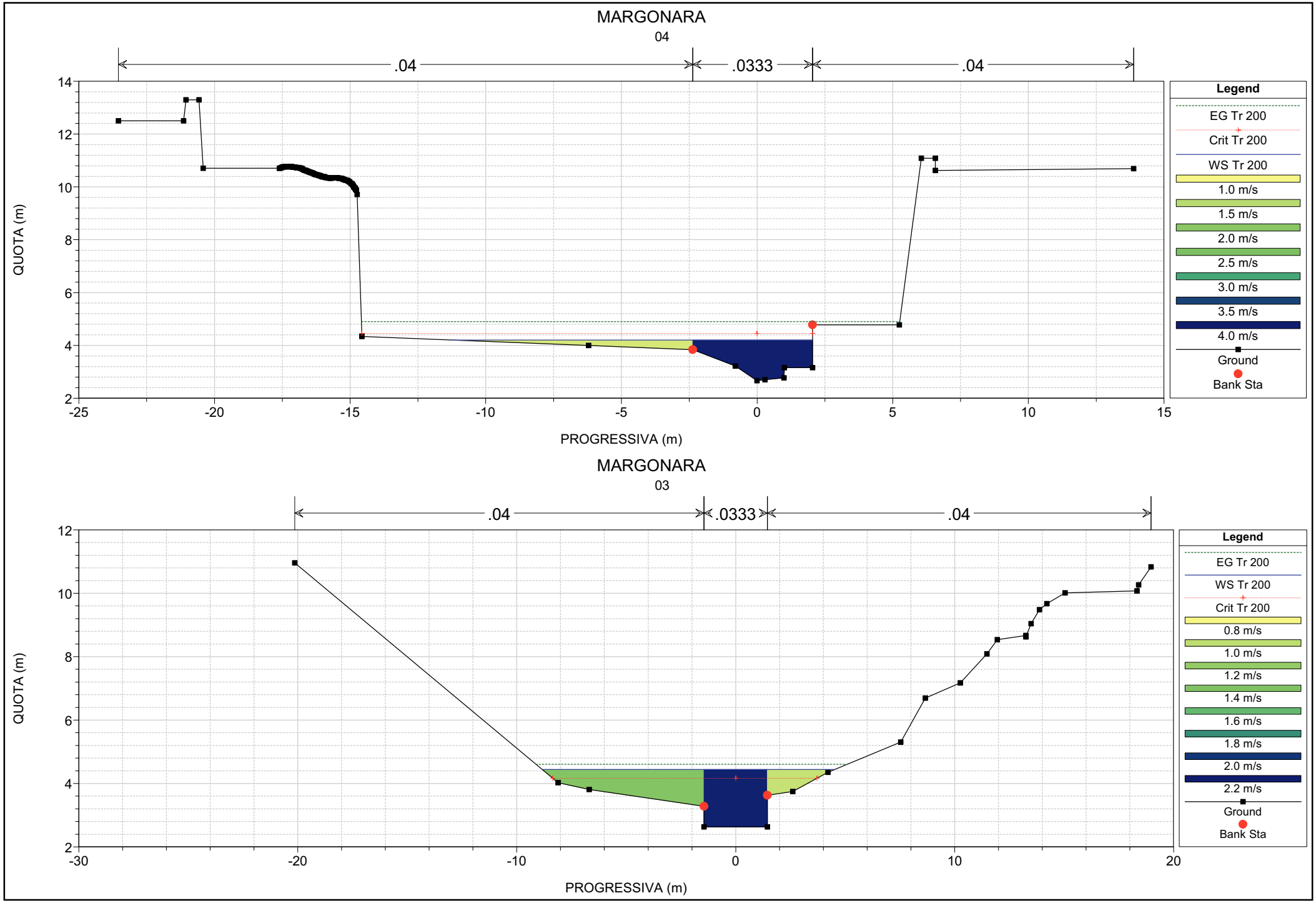
06 (29 PdB)

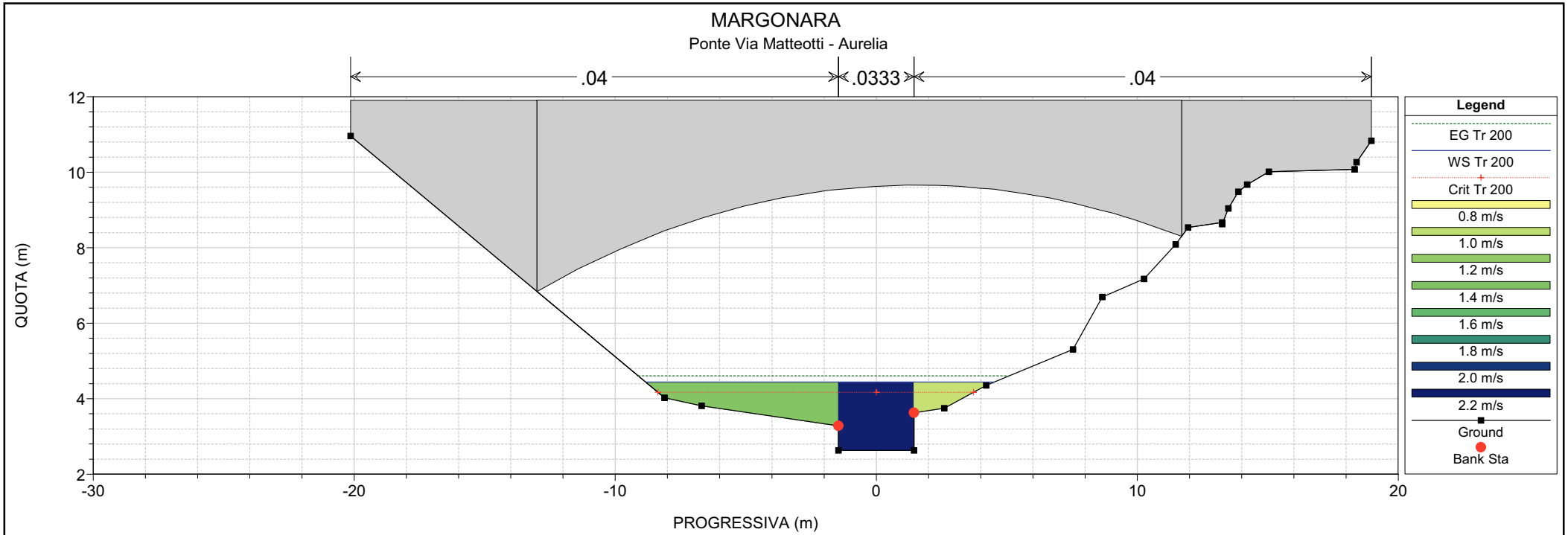


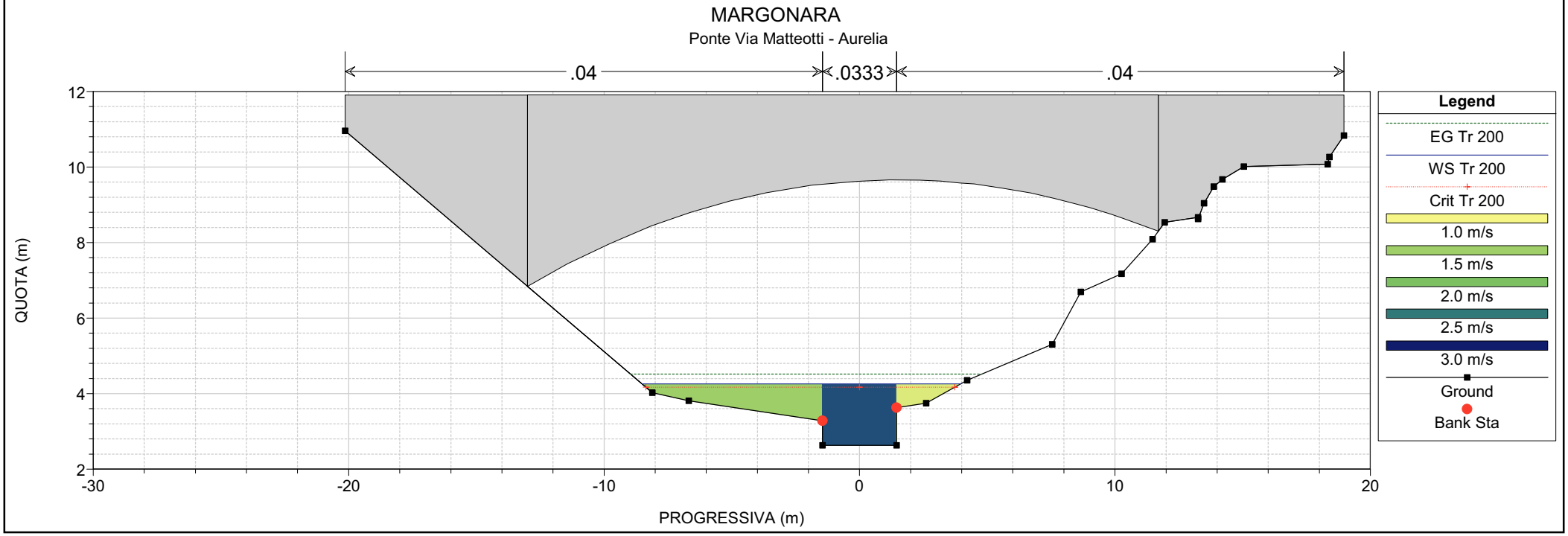
MARGONARA

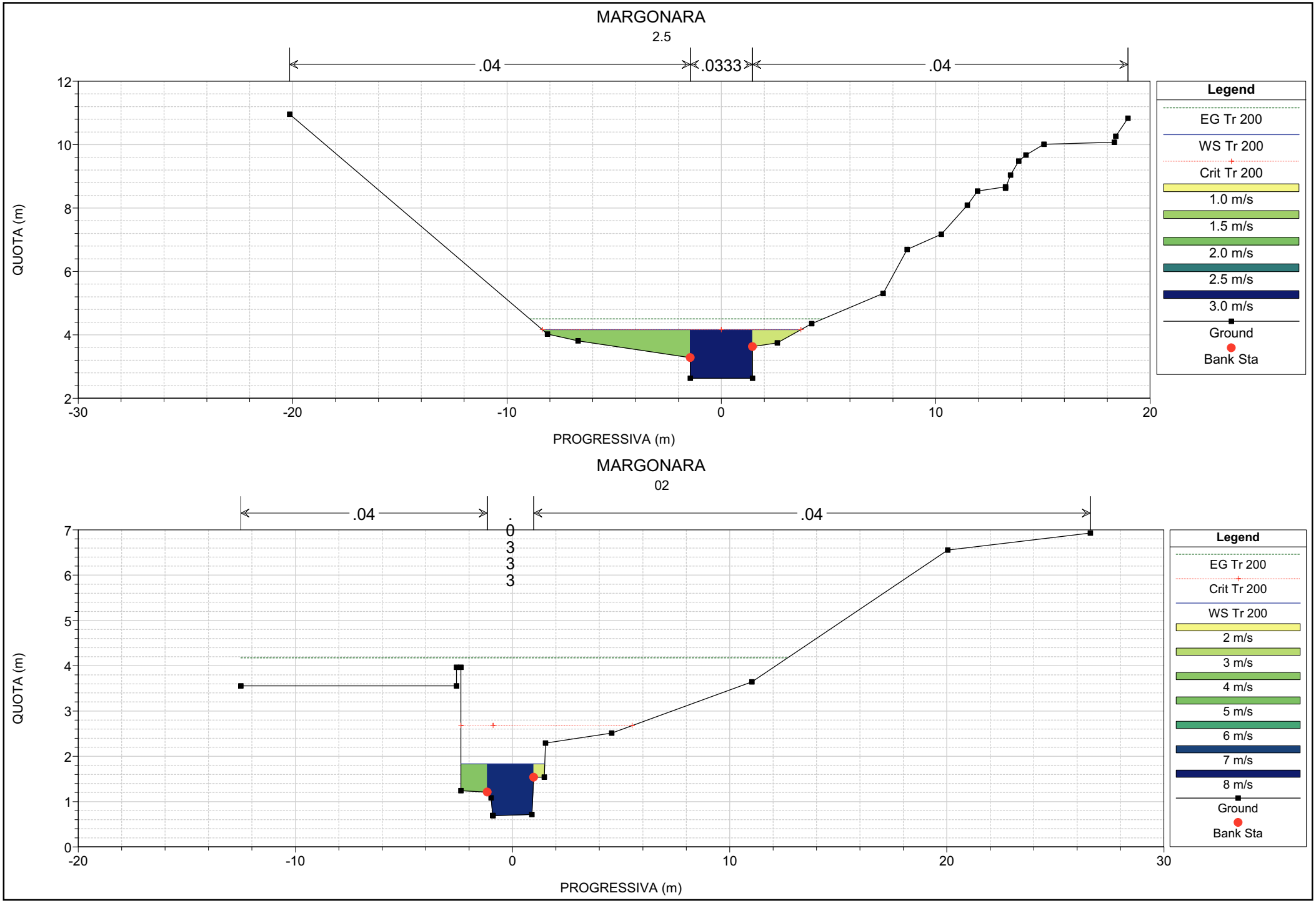
05




MARGONARA
04
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 200
Crit Tr 200
WS Tr 200
1.0 m/s
1.5 m/s
2.0 m/s
2.5 m/s
3.0 m/s
3.5 m/s
4.0 m/s
Ground
Bank Sta
MARGONARA
03
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 200
WS Tr 200
Crit Tr 200
0.8 m/s
1.0 m/s
1.2 m/s
1.4 m/s
1.6 m/s
1.8 m/s
2.0 m/s
2.2 m/s
Ground
Bank Sta

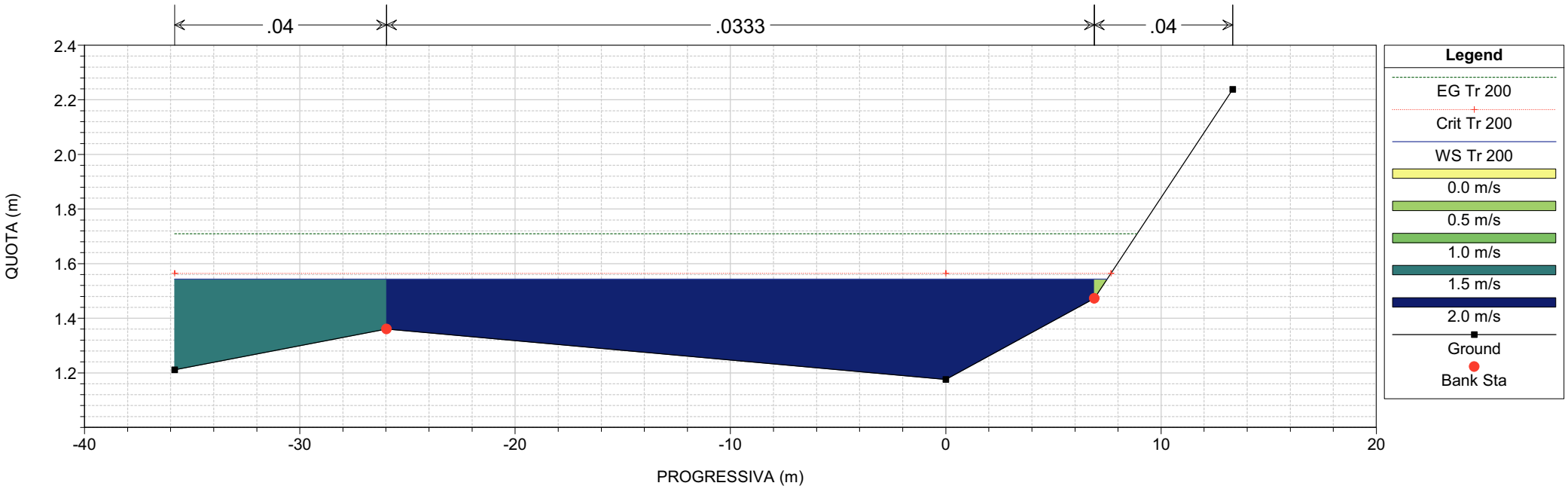

MARGONARA
Ponte Via Matteotti - Aurelia
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 200
WS Tr 200
Crit Tr 200
0.8 m/s
1.0 m/s
1.2 m/s
1.4 m/s
1.6 m/s
1.8 m/s
2.0 m/s
2.2 m/s
Ground
Bank Sta


MARGONARA
Ponte Via Matteotti - Aurelia
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 200
WS Tr 200
Crit Tr 200
1.0 m/s
1.5 m/s
2.0 m/s
2.5 m/s
3.0 m/s
Ground
Bank Sta


MARGONARA
2.5
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 200
WS Tr 200
Crit Tr 200
1.0 m/s
1.5 m/s
2.0 m/s
2.5 m/s
3.0 m/s
Ground
Bank Sta
MARGONARA
02
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 200
Crit Tr 200
WS Tr 200
2 m/s
3 m/s
4 m/s
5 m/s
6 m/s
7 m/s
8 m/s
Ground
Bank Sta

MARGONARA

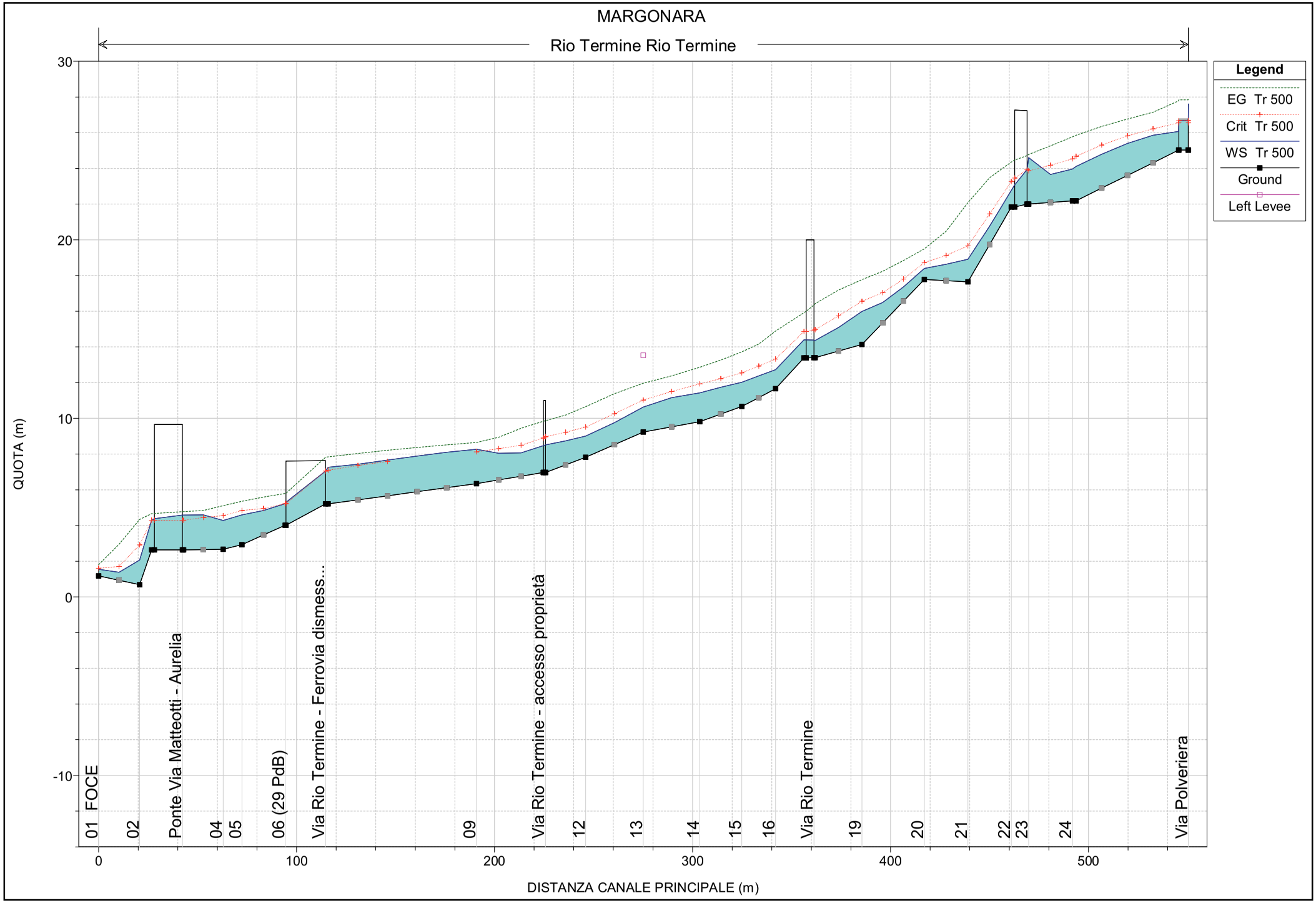
01 FOCE

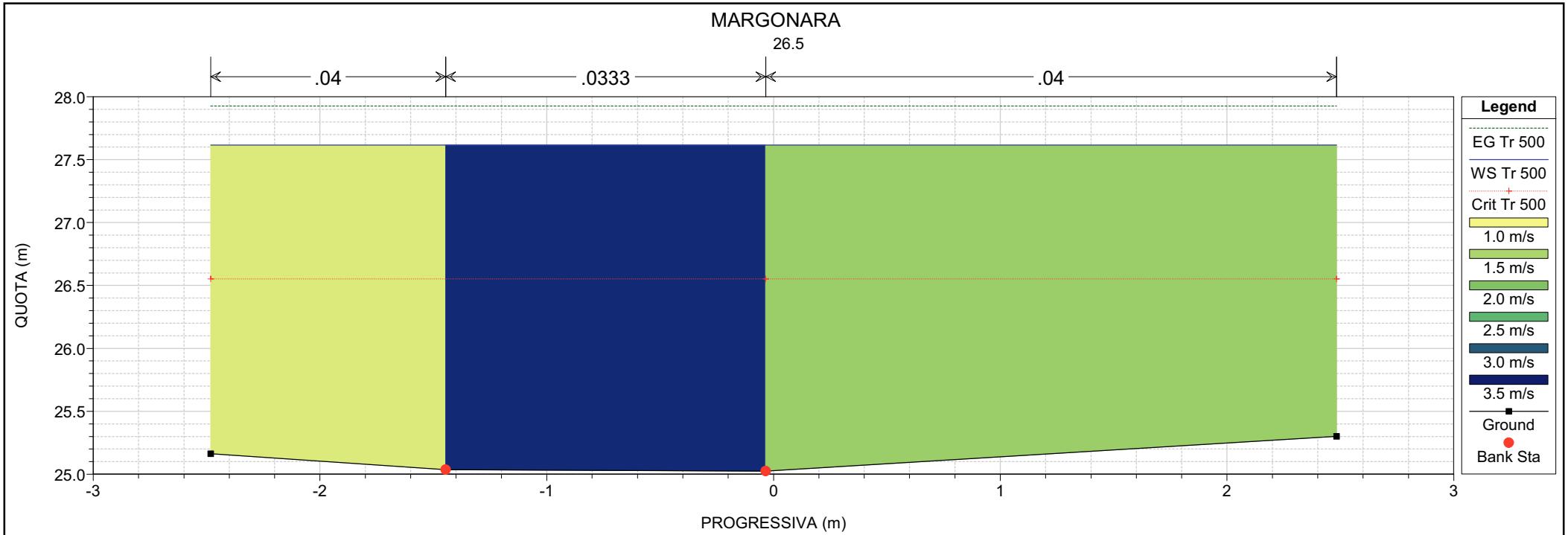


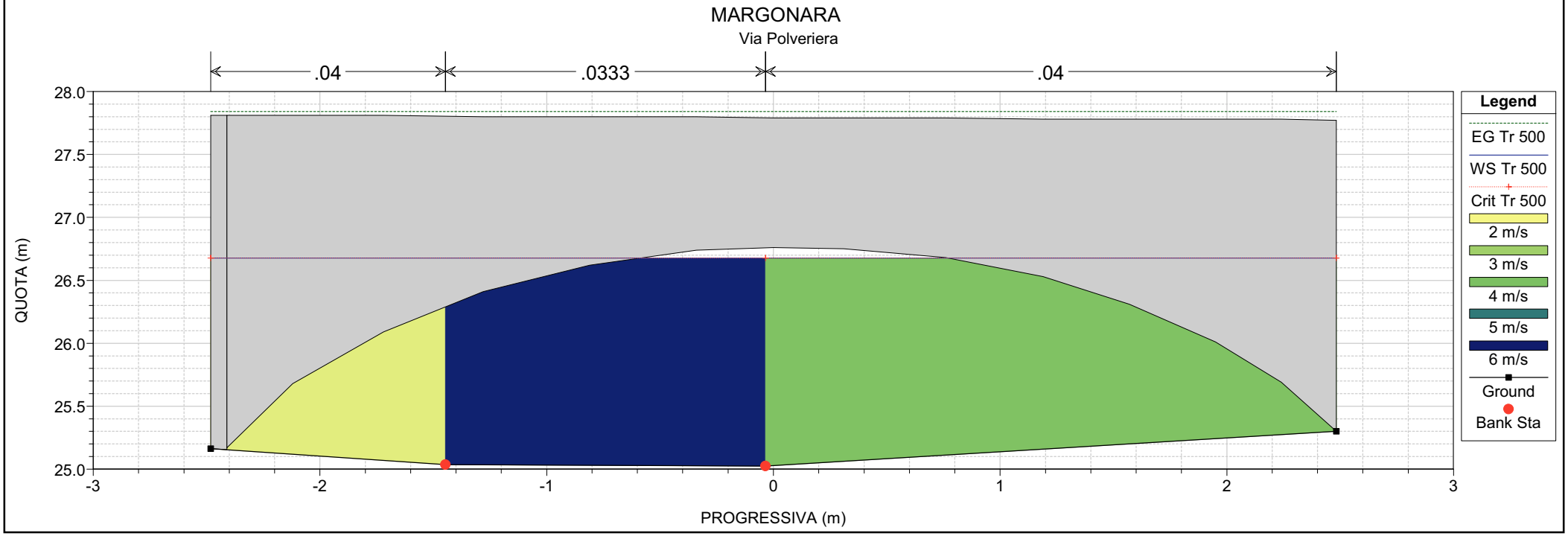
HEC-RAS Plan: MARG River: Rio Termine Reach: Rio Termine Profile: Tr 200

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	Hydr Depth	W.S. Elev	Crit Depth	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Vel Left	Vel Right	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Hydr Radius
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m/s)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)
Rio Termine	565.3569	Tr 200	20.00	25.02	2.07	27.19	1.33	26.35	27.46	0.003556	2.99	1.18	1.64	10.30	4.97	0.65	1.16
Rio Termine	561 BR U	Tr 200	20.00	25.02	2.58	26.54	1.51	26.54	27.40	0.025207	5.02	1.72	2.97	5.61	2.17	1.07	0.64
Rio Termine	561 BR D	Tr 200	20.00	25.02	2.58	26.54	1.51	26.54	27.40	0.025207	5.02	1.72	2.97	5.61	2.17	1.07	0.64
Rio Termine	560.3569	Tr 200	20.00	25.02	0.85	25.96	1.33	26.35	27.34	0.050957	6.47	3.48	4.15	4.23	4.97	2.14	0.66
Rio Termine	508.5896	Tr 200	20.00	22.18	0.98	23.91	2.24	24.42	25.50	0.043124	5.74	1.18	2.59	3.81	3.88	1.57	0.67
Rio Termine	506.7242	Tr 200	20.00	22.18	0.96	23.77	2.10	24.28	25.41	0.044786	5.85	2.02	2.54	3.79	3.96	1.66	0.66
Rio Termine	484.6192	Tr 200	20.00	22.01	1.38	24.27	1.68	23.68	24.45	0.002738	2.09	1.17	1.00	11.81	8.56	0.46	1.09
Rio Termine	480 BR U	Tr 200	20.00	22.01	1.38	23.73	1.72	23.73	24.40	0.021161	3.68		2.21	5.58	4.04	0.88	0.67
Rio Termine	480 BR D	Tr 200	20.00	21.83	1.00	22.88	1.42	23.25	24.15	0.046825	4.99		1.43	4.03	4.04	1.55	0.52
Rio Termine	475.8704	Tr 200	20.00	21.83	0.70	22.64	1.24	23.07	24.04	0.052366	5.25		0.89	3.85	5.50	1.99	0.59
Rio Termine	453.9920	Tr 200	20.00	17.65	0.59	18.80	1.82	19.47	21.64	0.147845	7.46			2.68	4.54	3.10	0.52
Rio Termine	431.8901	Tr 200	20.00	17.78	0.50	18.35	0.82	18.60	19.19	0.047406	4.11		2.00	4.98	9.95	1.82	0.47
Rio Termine	400.4057	Tr 200	20.00	14.14	0.84	15.83	2.22	16.36	17.43	0.039942	5.97	2.46	2.55	4.01	4.75	1.59	0.66
Rio Termine	376.7989	Tr 200	20.00	13.40	0.70	14.25	1.37	14.77	16.00	0.073338	5.86		0.49	3.42	4.86	2.10	0.56
Rio Termine	375 BR U	Tr 200	20.00	13.40	0.73	14.27	1.35	14.75	15.93	0.067258	5.70		0.75	3.53	4.85	2.01	0.57
Rio Termine	375 BR D	Tr 200	20.00	13.39	0.80	14.29	1.28	14.68	15.60	0.051562	5.08		0.83	3.97	4.95	1.71	0.59
Rio Termine	371.1767	Tr 200	20.00	13.39	0.78	14.30	1.29	14.68	15.52	0.046498	4.91		0.85	4.11	5.30	1.67	0.60
Rio Termine	356.8153	Tr 200	20.00	11.66	0.64	12.61	1.49	13.15	14.55	0.091299	6.16			3.25	5.10	2.47	0.56
Rio Termine	339.7238	Tr 200	20.00	10.66	0.80	11.88	1.68	12.35	13.36	0.043585	5.43	1.67	1.23	3.82	4.80	1.81	0.67
Rio Termine	318.5302	Tr 200	20.00	9.82	0.96	11.28	1.83	11.65	12.50	0.034587	4.91		1.68	4.18	4.35	1.52	0.74
Rio Termine	289.9670	Tr 200	20.00	9.23	1.00	10.47	1.58	10.81	11.62	0.032854	4.75	0.49		4.23	4.25	1.51	0.75
Rio Termine	260.8482	Tr 200	20.00	7.82	0.74	8.89	1.50	9.31	10.30	0.052372	5.27	0.47		3.80	5.13	1.94	0.66
Rio Termine	240.6268	Tr 200	20.00	6.97	0.83	8.37	1.79	8.76	9.52	0.024490	4.80	0.80	1.32	4.47	5.41	1.37	0.61
Rio Termine	239.8 BR U	Tr 200	20.00	6.97	0.83	8.37	1.79	8.76	9.52	0.024490	4.80	0.80	1.32	4.47	5.41	1.37	0.61
Rio Termine	239.8 BR D	Tr 200	20.00	6.97	0.82	8.34	1.74	8.71	9.49	0.026773	4.92	1.12	2.02	4.63	5.64	1.41	0.62
Rio Termine	239.4704	Tr 200	20.00	6.97	0.82	8.34	1.74	8.71	9.49	0.026663	4.91	1.12	2.01	4.64	5.65	1.41	0.62
Rio Termine	205.6756	Tr 200	20.00	6.35	0.96	8.07	1.62	7.97	8.43	0.008854	2.64		0.23	7.60	7.90	0.86	0.86
Rio Termine	130.8021	Tr 200	20.00	5.21	1.40	7.00	1.65	6.86	7.53	0.012412	3.22			6.21	4.45	0.87	0.94
Rio Termine	110 BR U	Tr 200	20.00	5.21	1.30	6.86	1.65	6.86	7.51	0.016389	3.57			5.60	4.29	1.00	0.90
Rio Termine	110 BR D	Tr 200	20.00	4.02	1.05	5.13	1.05	5.07	5.57	0.012621	2.91			6.87	6.51	0.91	0.80
Rio Termine	109.1032	Tr 200	20.00	4.02	0.99	5.07	1.05	5.07	5.56	0.015392	3.11			6.43	6.51	1.00	0.76
Rio Termine	87.2187	Tr 200	20.00	2.93	0.65	4.55	1.77	4.69	5.10	0.016365	3.37	1.09		6.64	10.29	1.02	0.55
Rio Termine	77.7982	Tr 200	20.00	2.67	0.47	4.21	1.79	4.45	4.90	0.023983	3.87	1.24		6.26	13.27	1.20	0.42
Rio Termine	57.7381	Tr 200	20.00	2.63	0.93	4.44	1.53	4.16	4.61	0.004120	2.12	1.32	0.97	12.37	13.37	0.50	0.81
Rio Termine	55 BR U	Tr 200	20.00	2.63	0.92	4.44	1.54	4.17	4.61	0.004162	2.13	1.32	0.98	12.33	13.35	0.51	0.81
Rio Termine	55 BR D	Tr 200	20.00	2.63	0.80	4.26	1.54	4.17	4.52	0.007375	2.64	1.51	1.13	9.96	12.47	0.66	0.70
Rio Termine	41.58	Tr 200	20.00	2.63	0.73	4.16	1.53	4.16	4.50	0.010098	2.97	1.62	1.21	8.84	12.07	0.77	0.64
Rio Termine	35.5290	Tr 200	20.00	0.69	0.82	1.83	1.99	2.68	4.17	0.091833	7.22	4.18	2.48	3.18	3.86	2.22	0.55
Rio Termine	14.8360	Tr 200	20.00	1.18	0.26	1.54	0.39	1.56	1.71	0.022968	1.87	1.50	0.41	11.21	43.31	1.16	0.26

A.3 Profili di corrente per Tr=500 anni

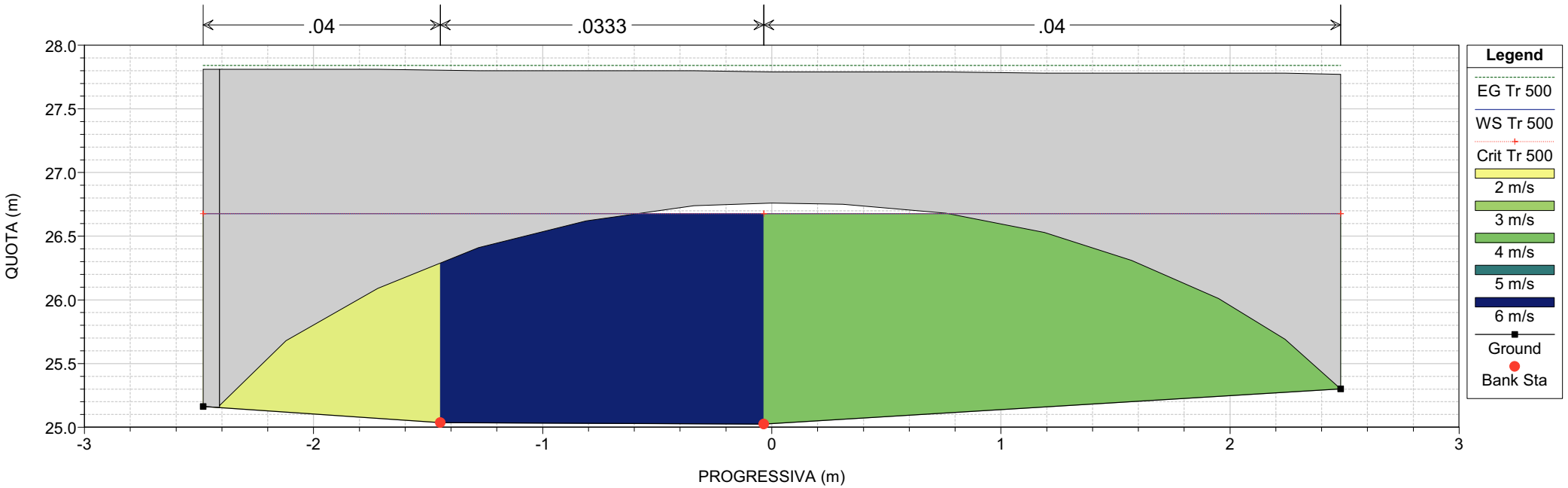

MARGONARA
Rio Termine Rio Termine
Legend
EG Tr 500
Crit Tr 500
WS Tr 500
Ground
Left Levee
QUOTA (m)
30
20
10
0
-10
01 FOCE
02
Ponte Via Matteotti - Aurelia
04
05
06 (29 PdB)
Via Rio Termine - Ferrovia dismess...
09
Via Rio Termine - accesso proprietà
12
13
14
15
16
Via Rio Termine
19
20
21
22
23
24
Via Polveriera
0
100
200
300
400
500
DISTANZA CANALE PRINCIPALE (m)


MARGONARA
26.5
.04
.0333
.04
28.0
27.5
27.0
26.5
26.0
25.5
25.0
QUOTA (m)
-3
-2
-1
0
1
2
3
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 500
WS Tr 500
Crit Tr 500
1.0 m/s
1.5 m/s
2.0 m/s
2.5 m/s
3.0 m/s
3.5 m/s
Ground
Bank Sta

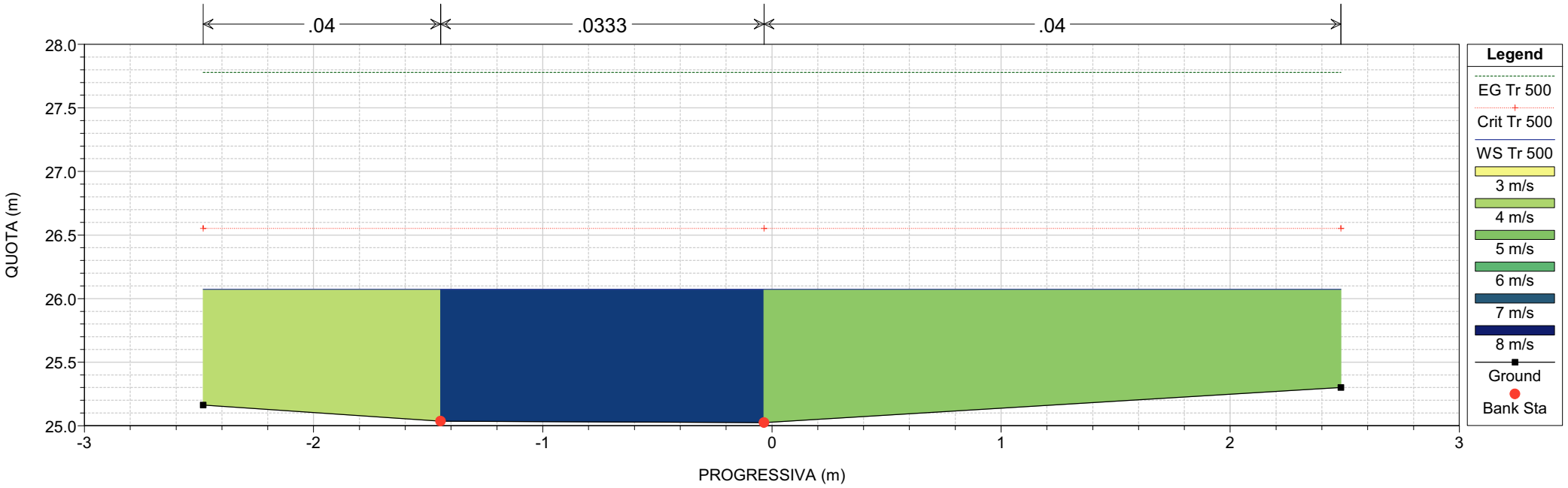

MARGONARA
Via Polveriera
.04
.0333
.04
28.0
27.5
27.0
26.5
26.0
25.5
25.0
QUOTA (m)
-3
-2
-1
0
1
2
3
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 500
WS Tr 500
Crit Tr 500
2 m/s
3 m/s
4 m/s
5 m/s
6 m/s
Ground
Bank Sta

MARGONARA

Via Polveriera

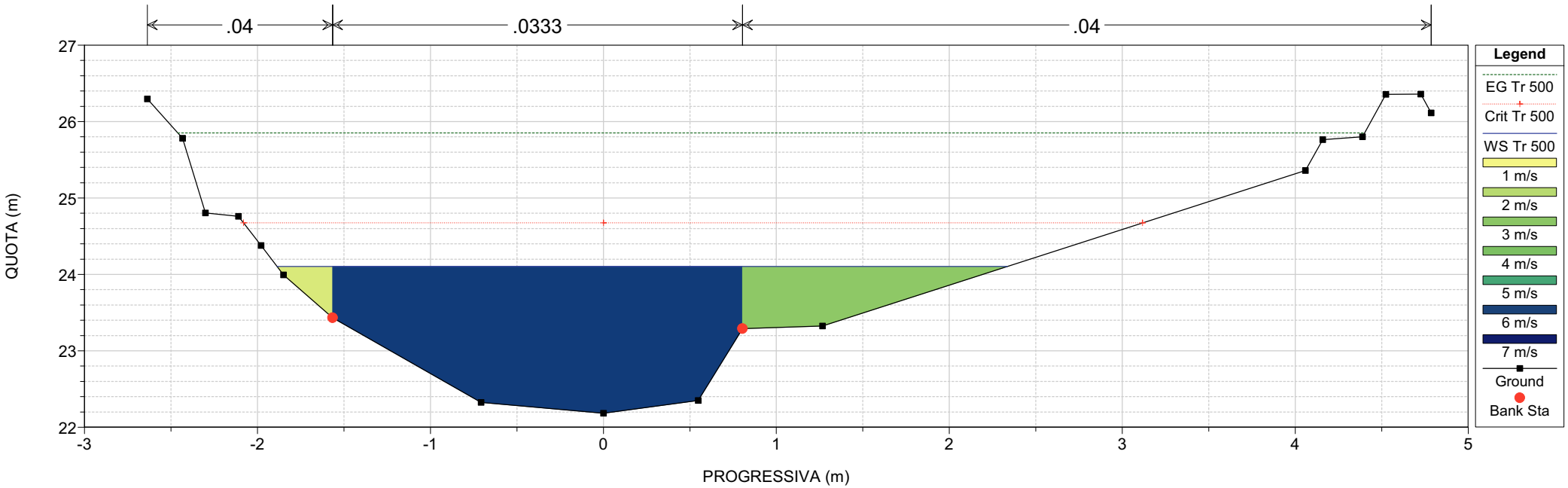


MARGONARA



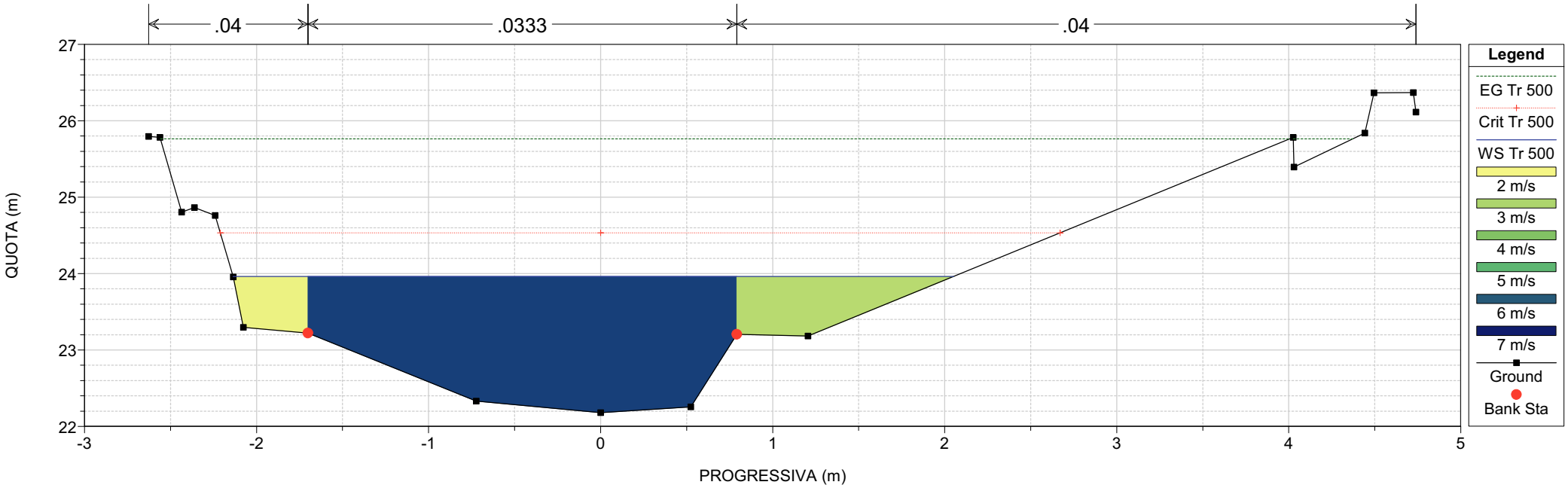
MARGONARA

25



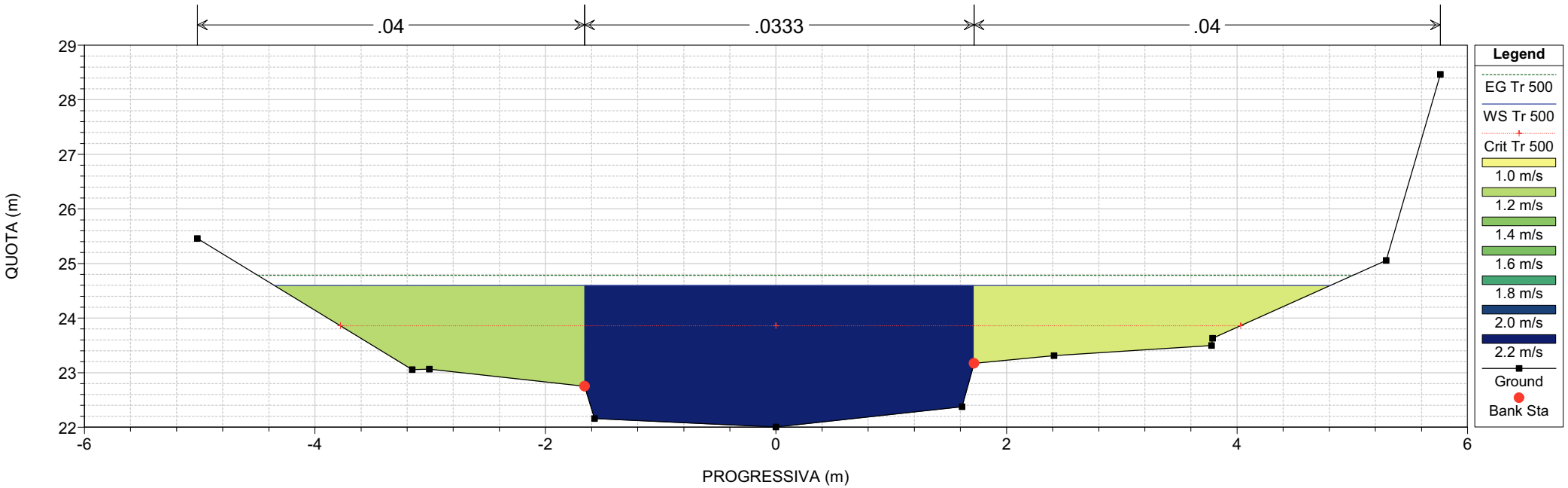
MARGONARA

24



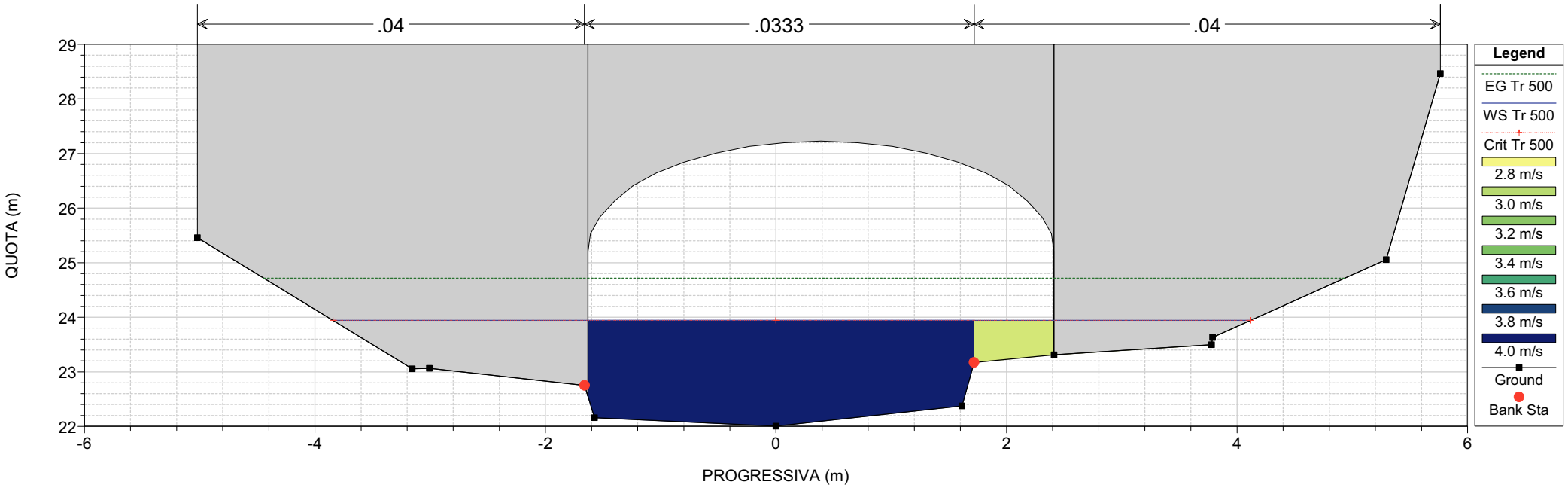
MARGONARA

23



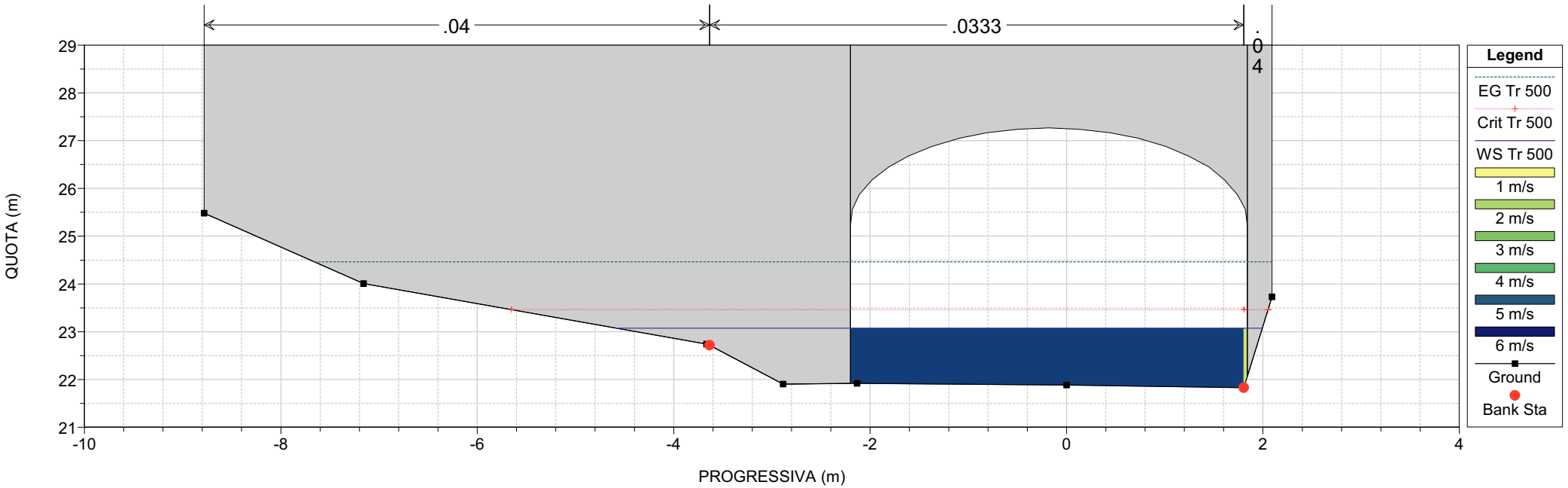
MARGONARA

Via Genova



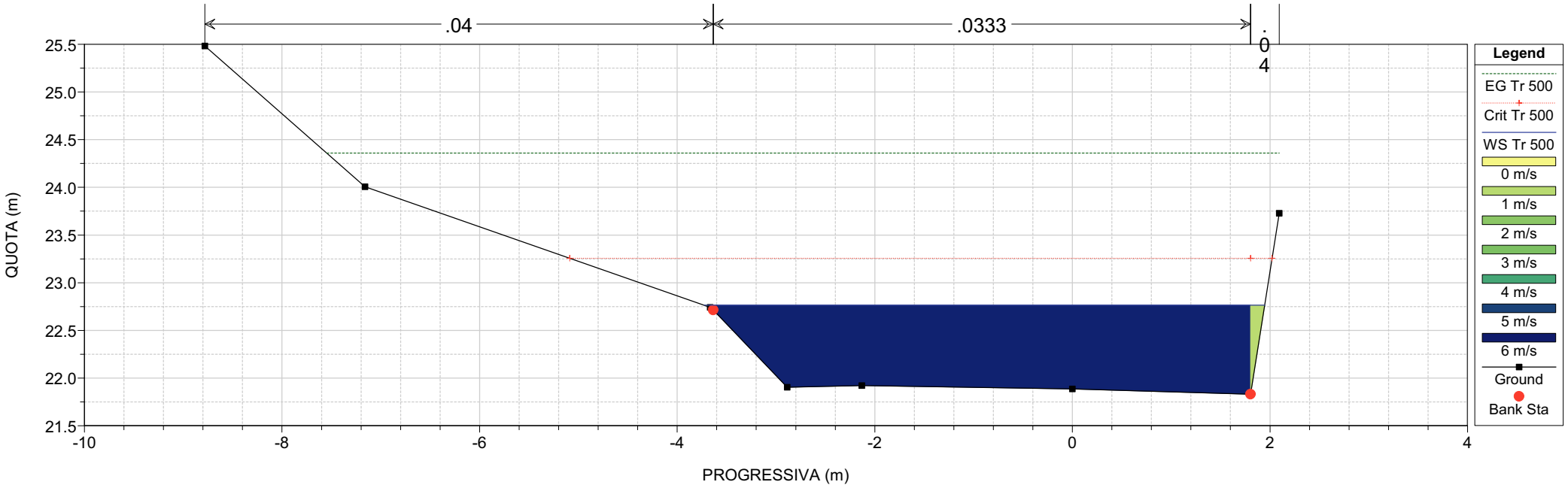
MARGONARA

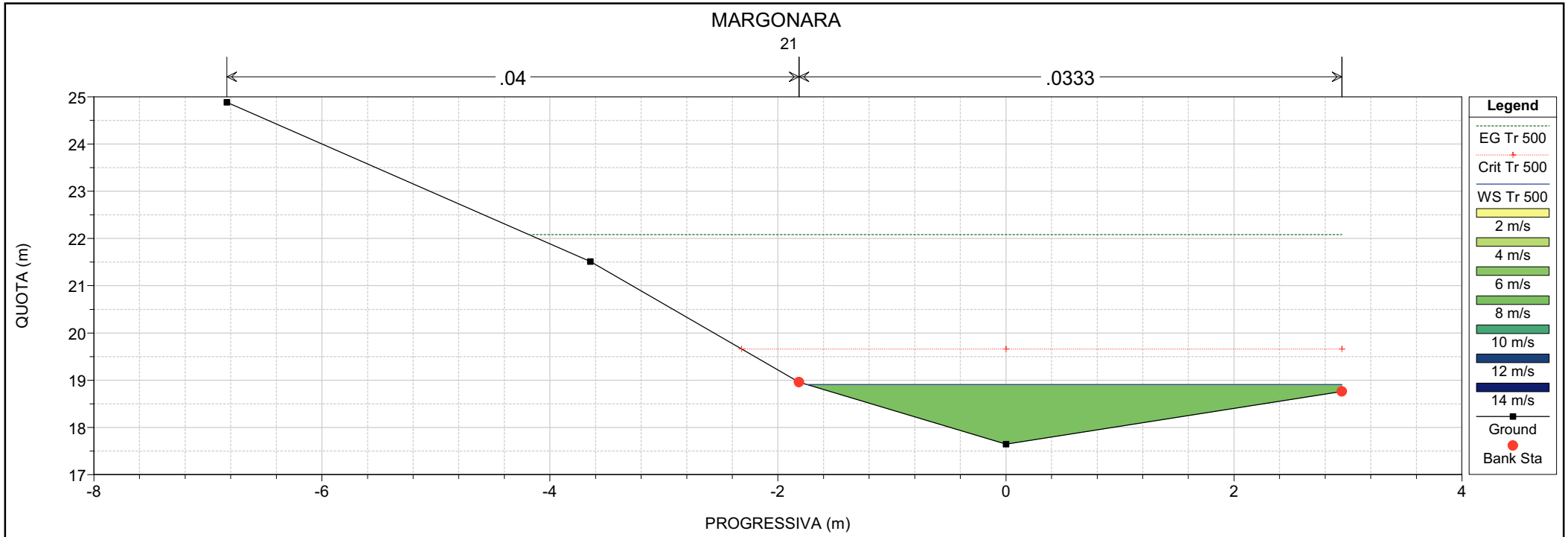
Via Genova

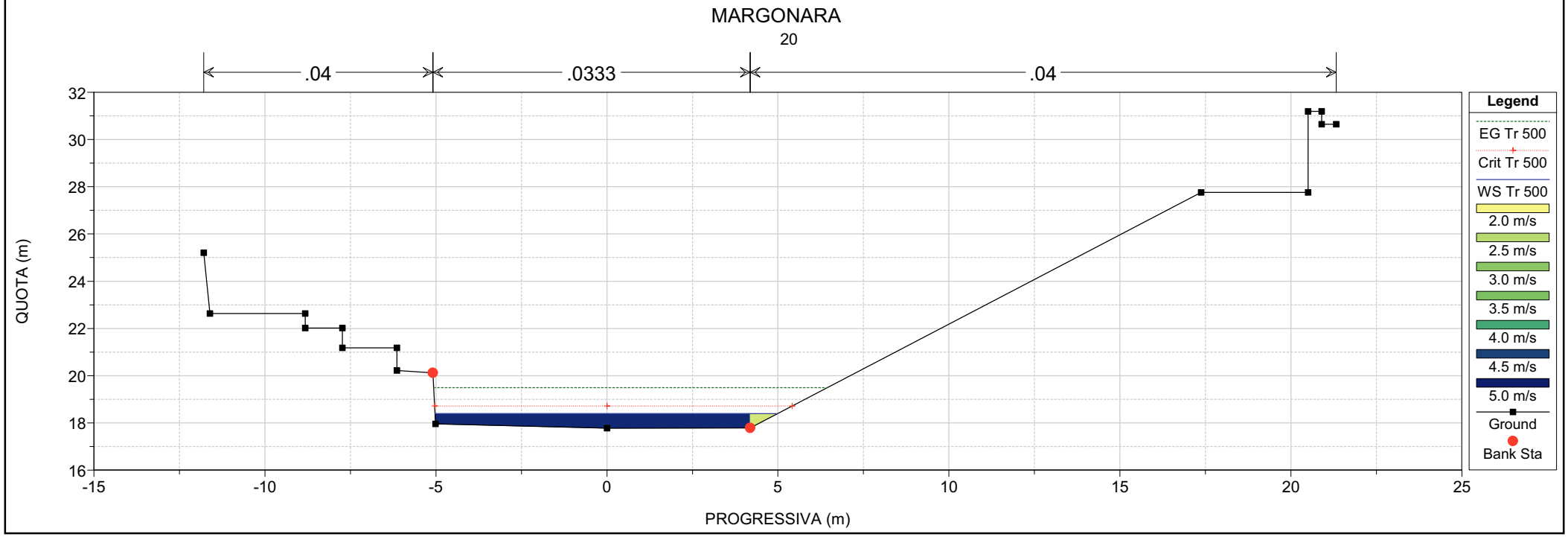


MARGONARA

22

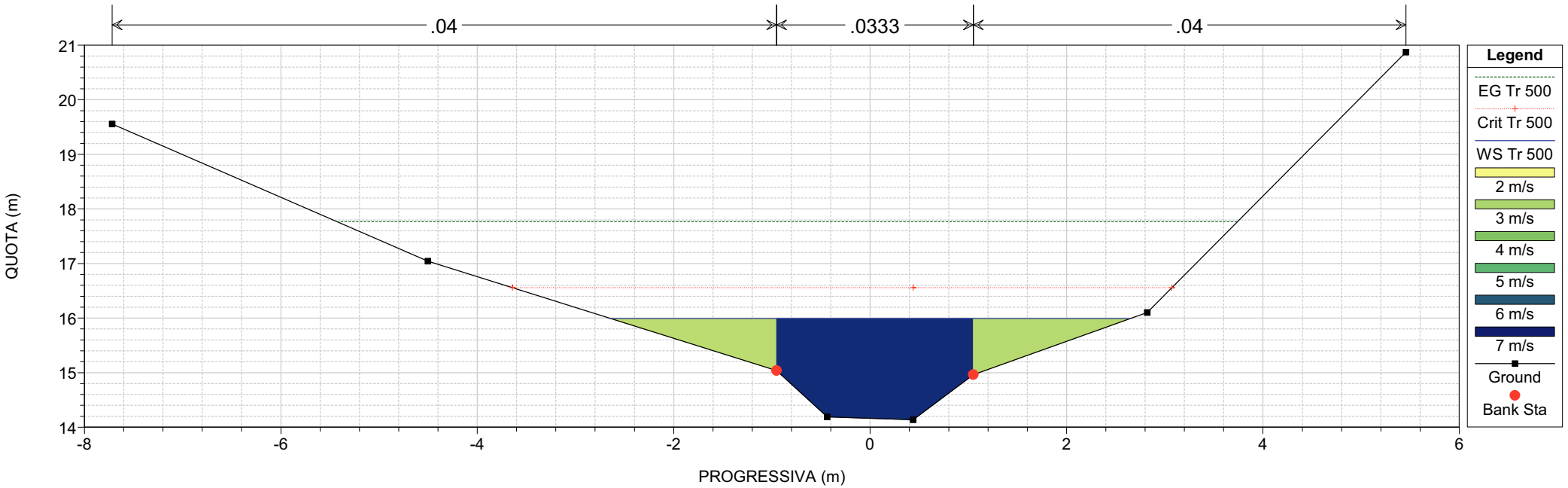



MARGONARA
21
.04
.0333
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 500
Crit Tr 500
WS Tr 500
2 m/s
4 m/s
6 m/s
8 m/s
10 m/s
12 m/s
14 m/s
Ground
Bank Sta

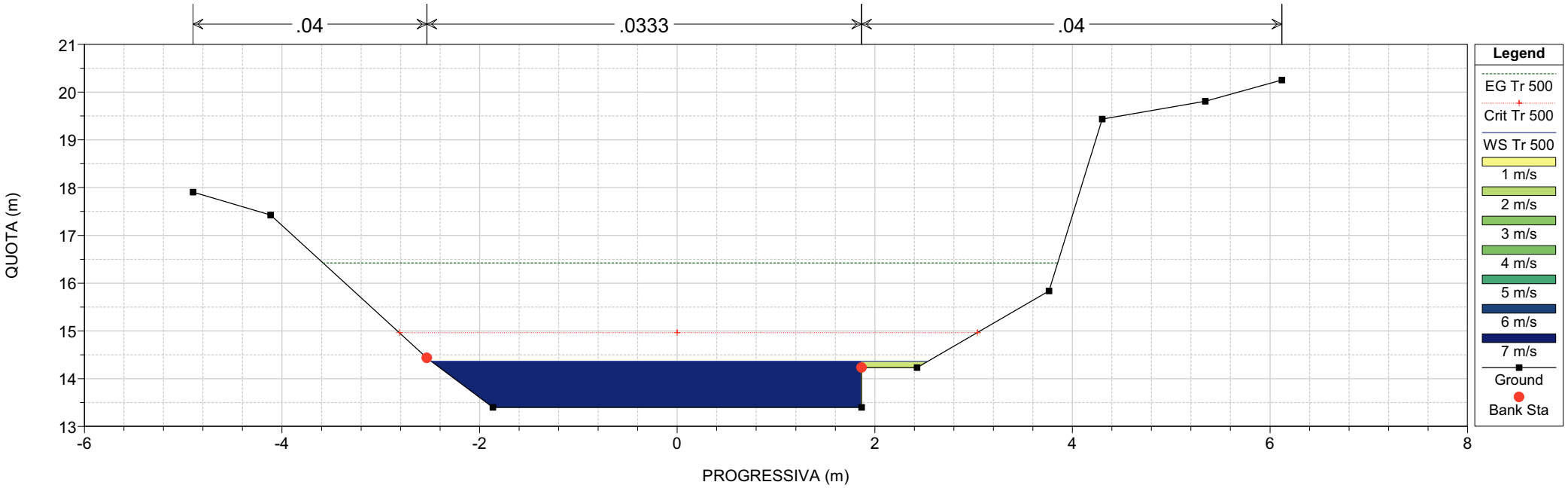

MARGONARA
20
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 500
Crit Tr 500
WS Tr 500
2.0 m/s
2.5 m/s
3.0 m/s
3.5 m/s
4.0 m/s
4.5 m/s
5.0 m/s
Ground
Bank Sta

MARGONARA

19

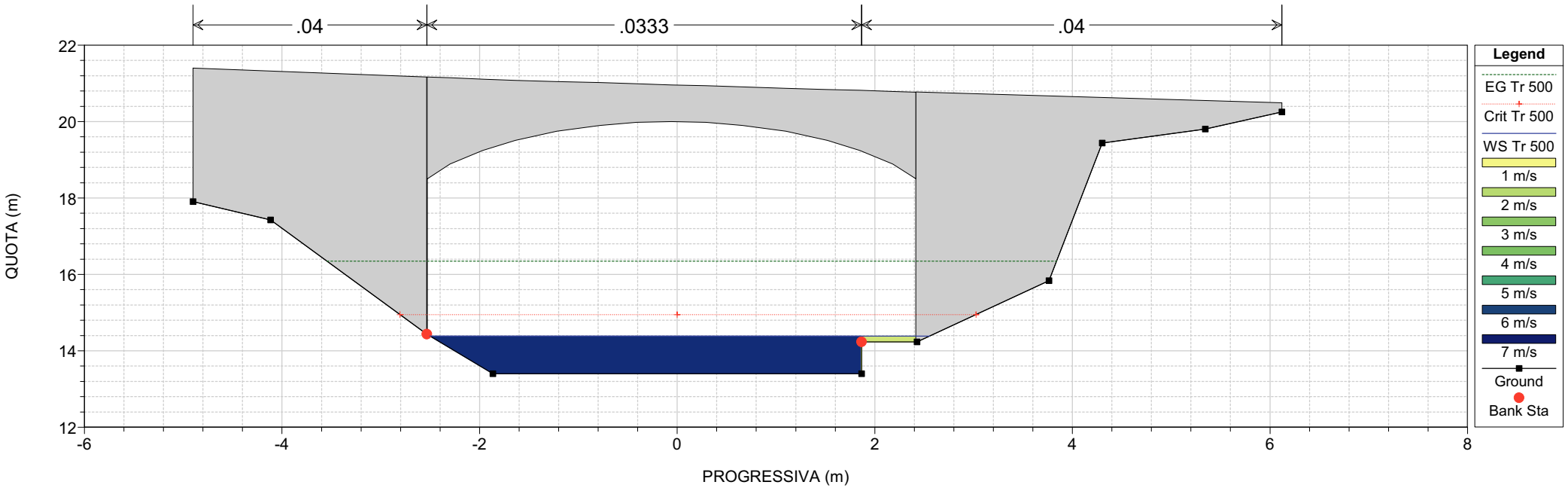


MARGONARA



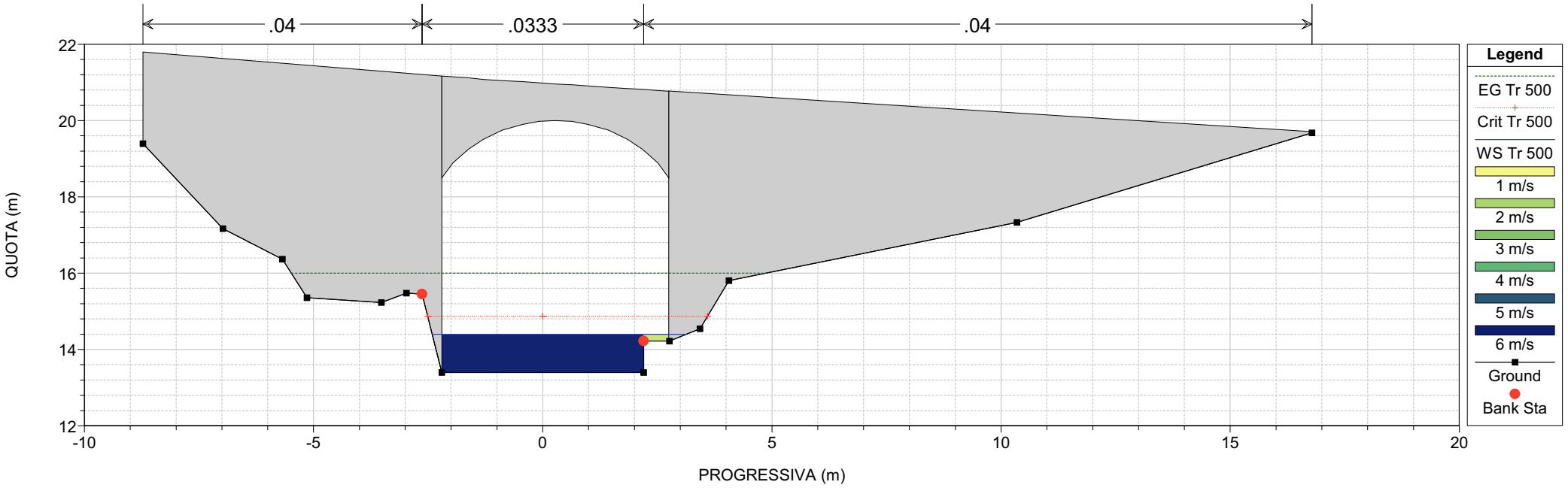
MARGONARA

Via Rio Termine

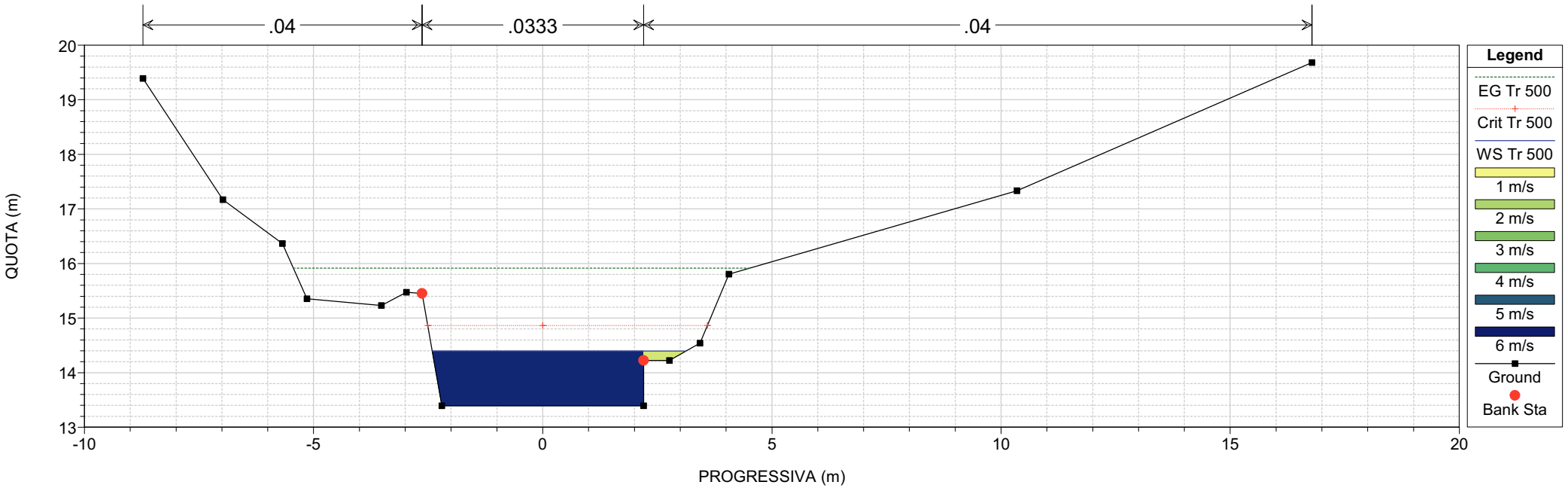


MARGONARA

Via Rio Termine

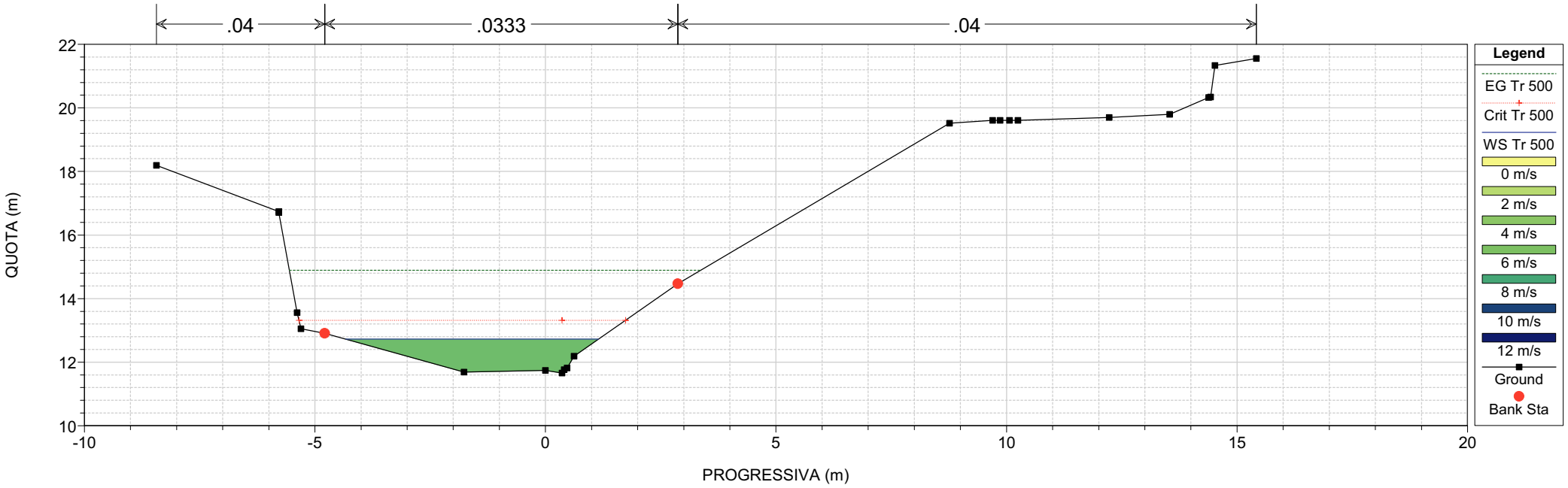


MARGONARA



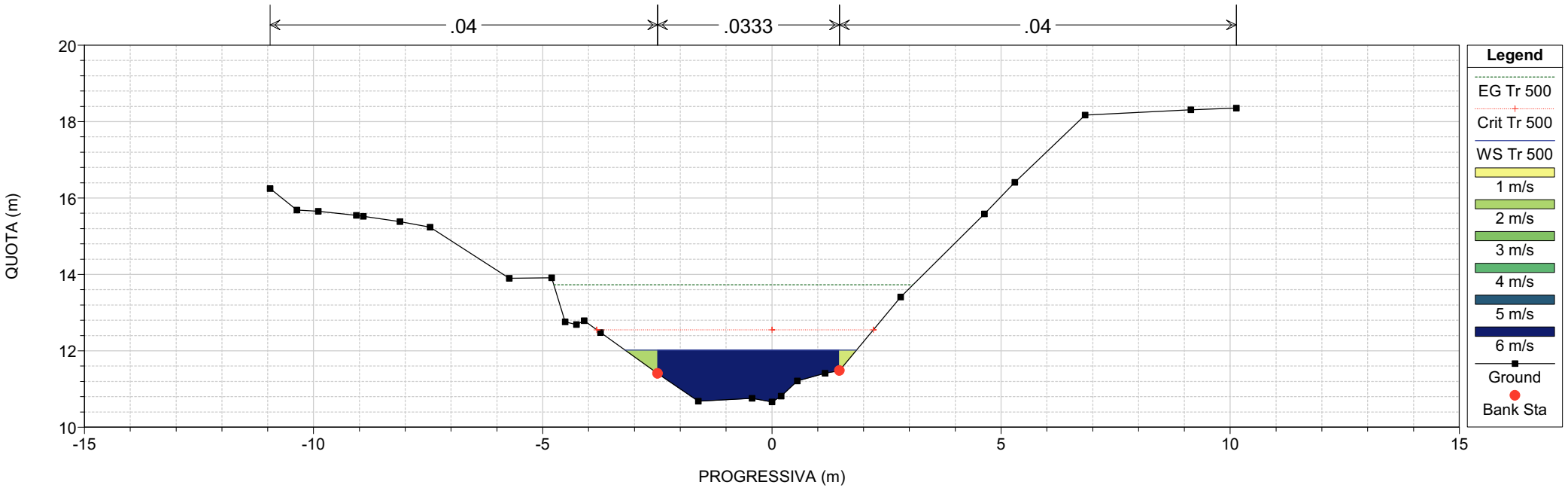
MARGONARA

16



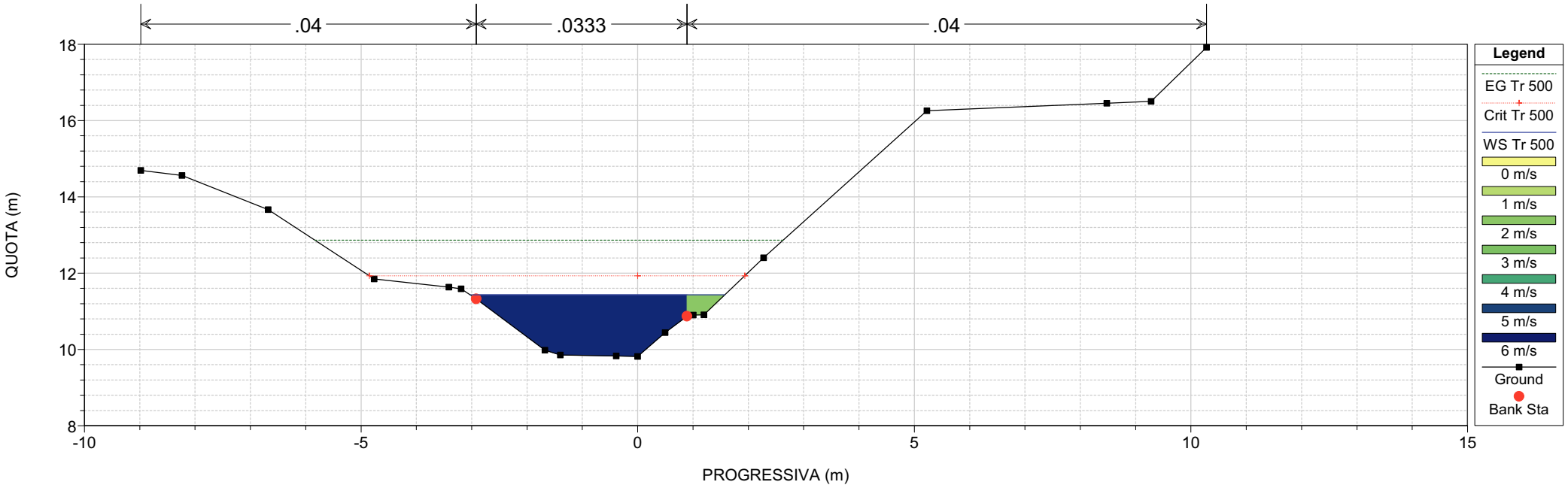
MARGONARA

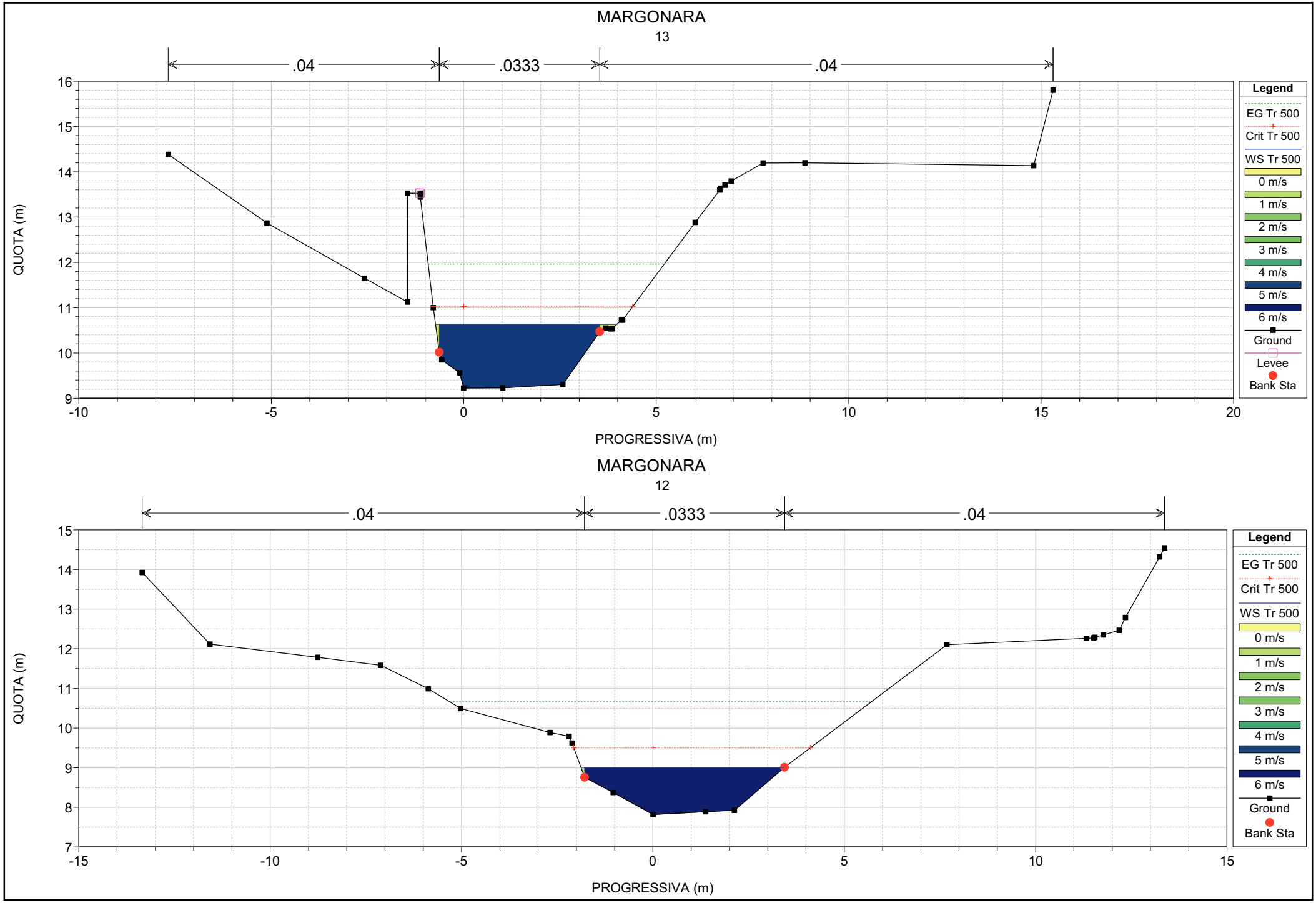
15



MARGONARA

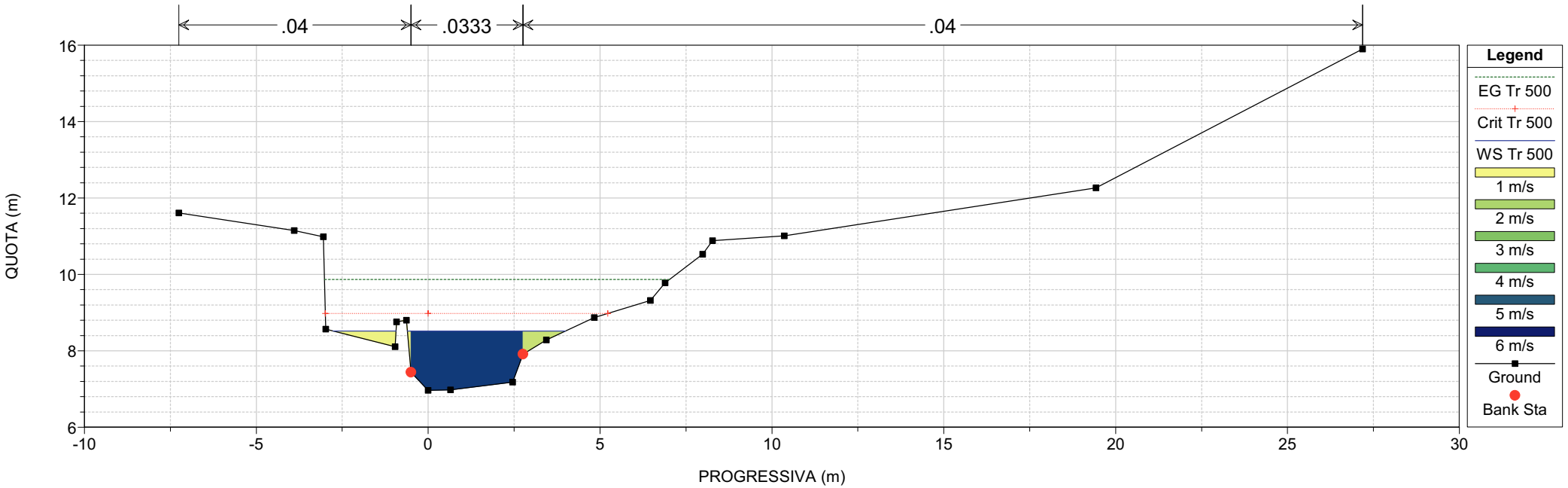
14




MARGONARA
13
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 500
Crit Tr 500
WS Tr 500
0 m/s
1 m/s
2 m/s
3 m/s
4 m/s
5 m/s
6 m/s
Ground
Levee
Bank Sta
MARGONARA
12
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 500
Crit Tr 500
WS Tr 500
0 m/s
1 m/s
2 m/s
3 m/s
4 m/s
5 m/s
6 m/s
Ground
Bank Sta

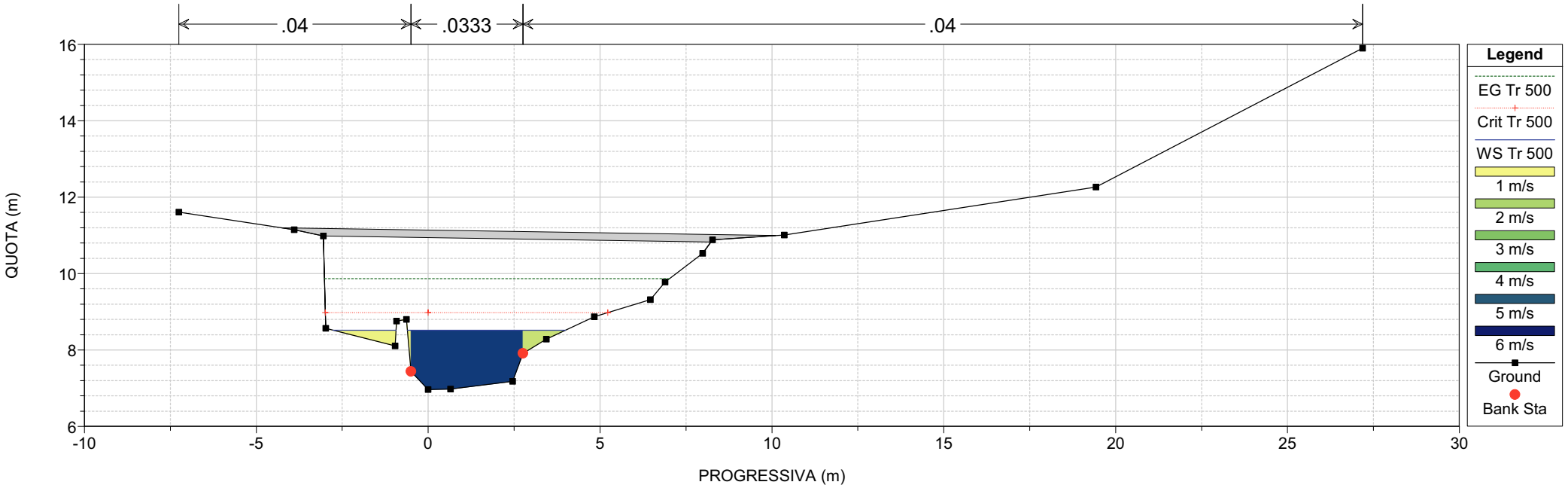
MARGONARA

11



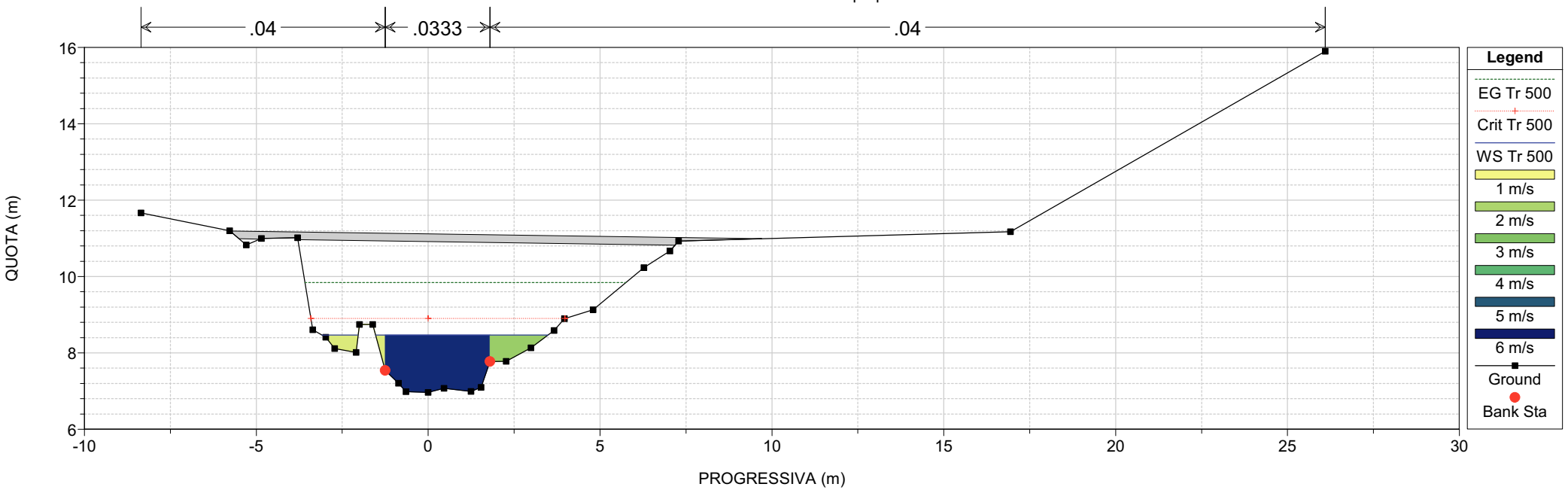
MARGONARA

Via Rio Termine - accesso proprietà

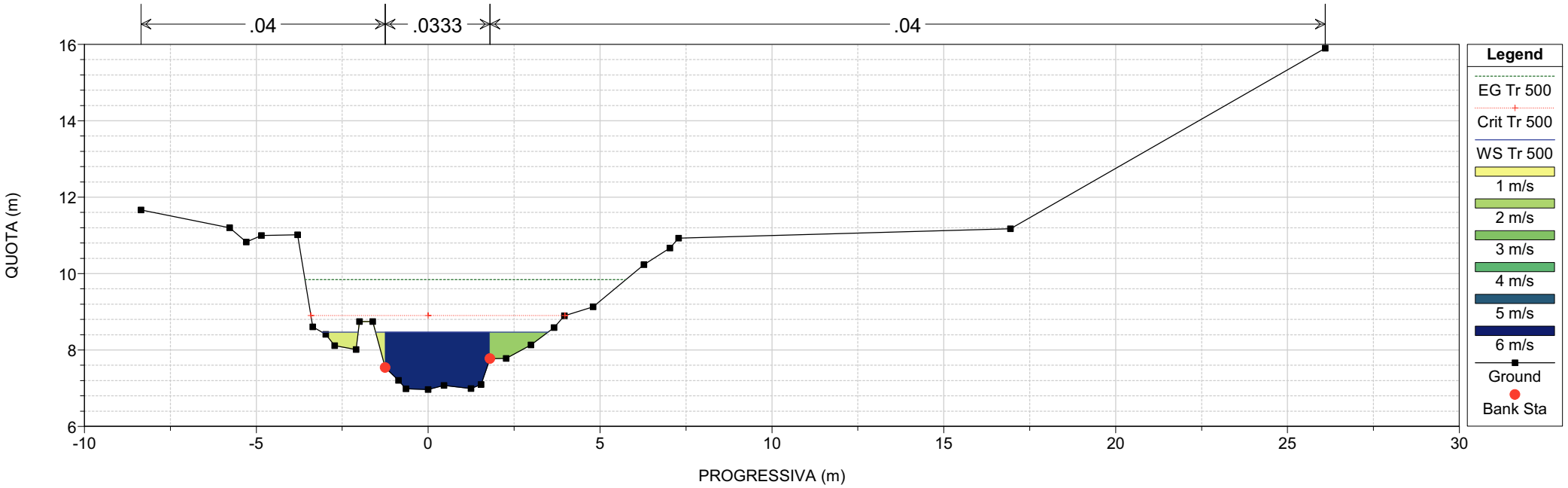


MARGONARA

Via Rio Termine - accesso proprietà

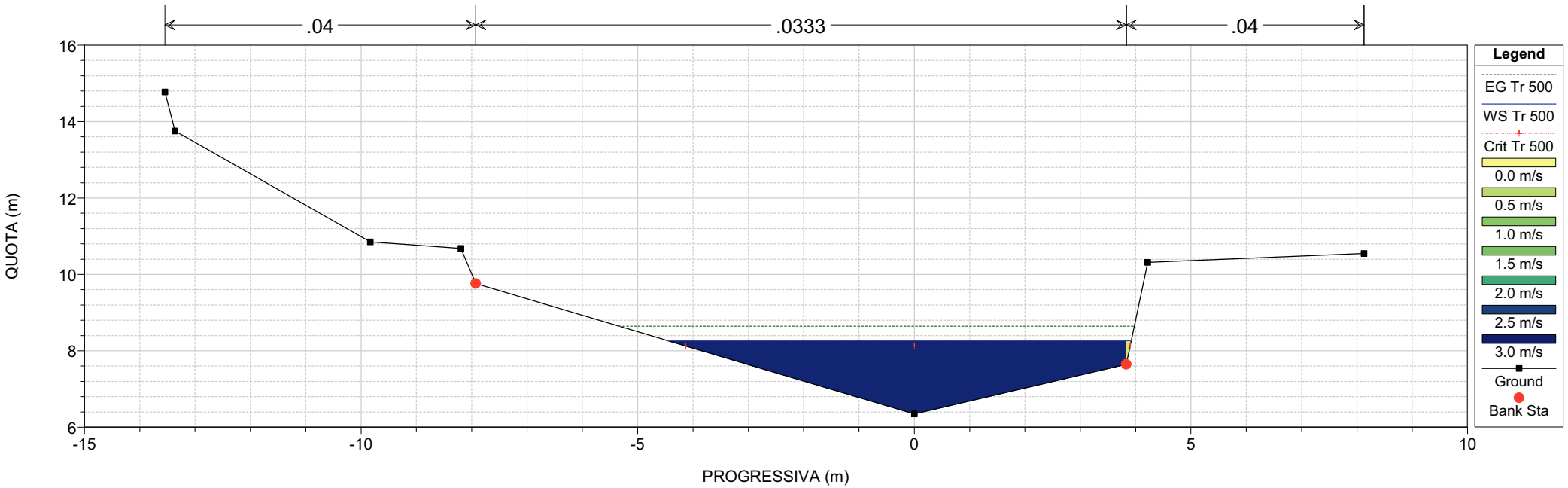


MARGONARA



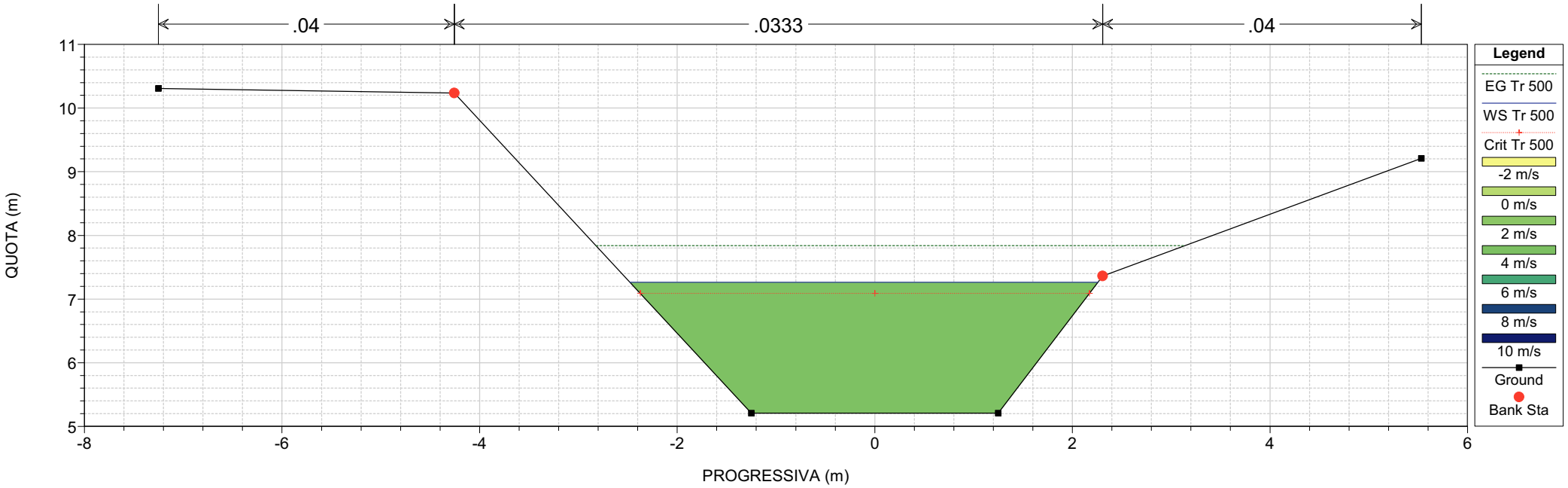
MARGONARA

09



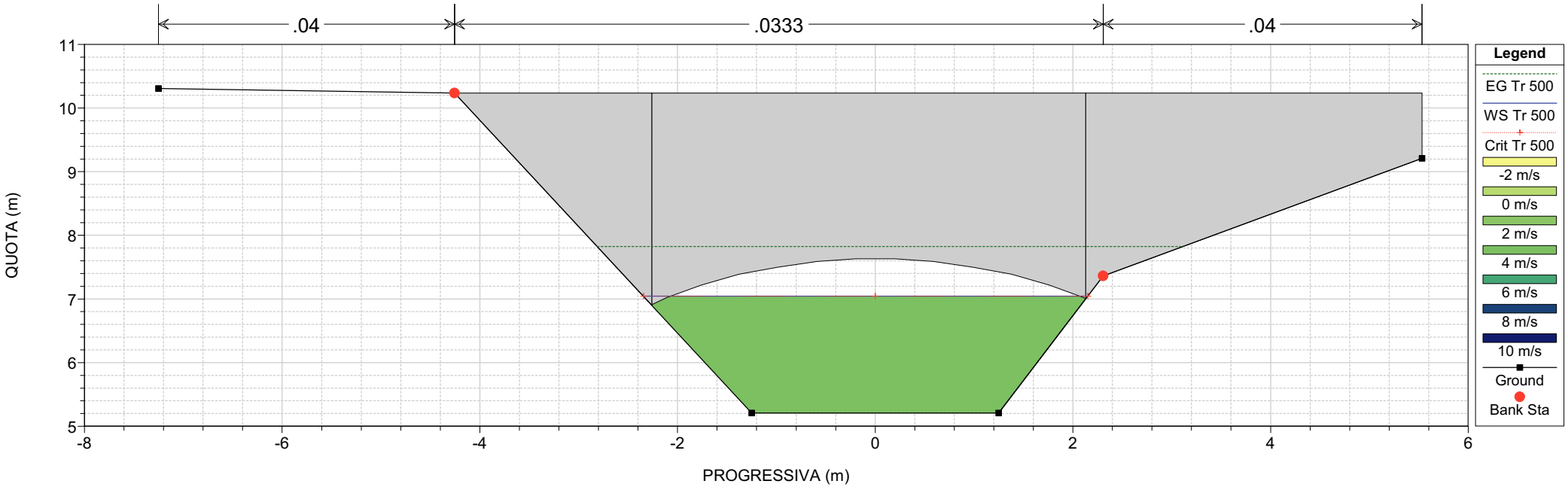
MARGONARA

07 (28 PdB)



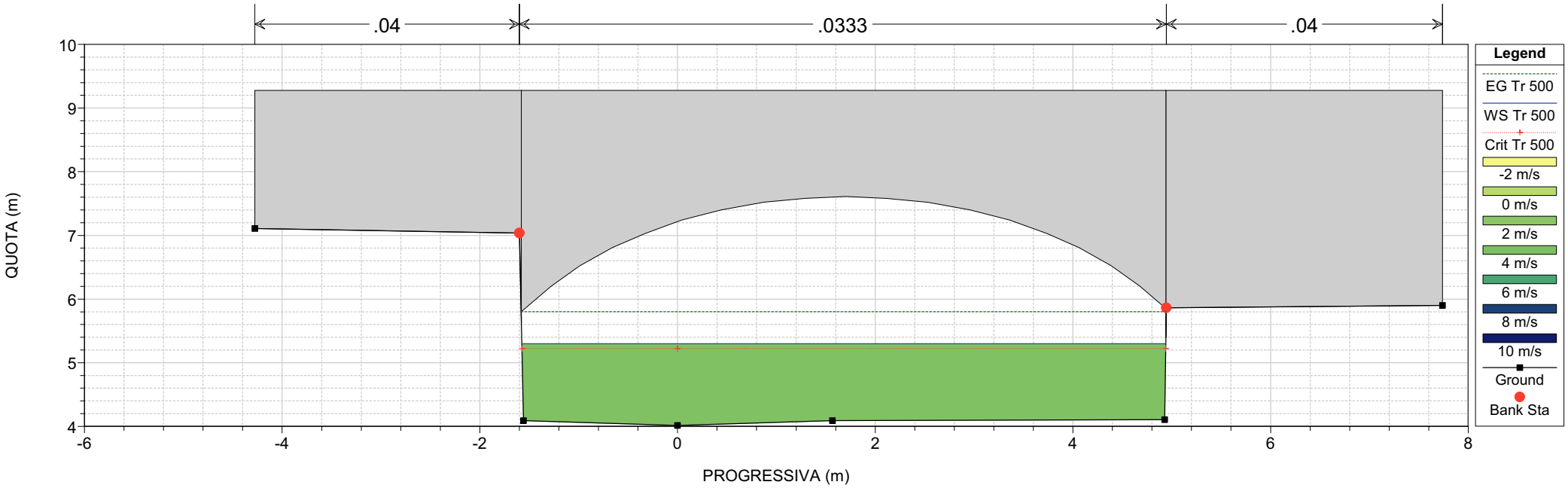
MARGONARA

Via Rio Termine - Ferrovia dismessa



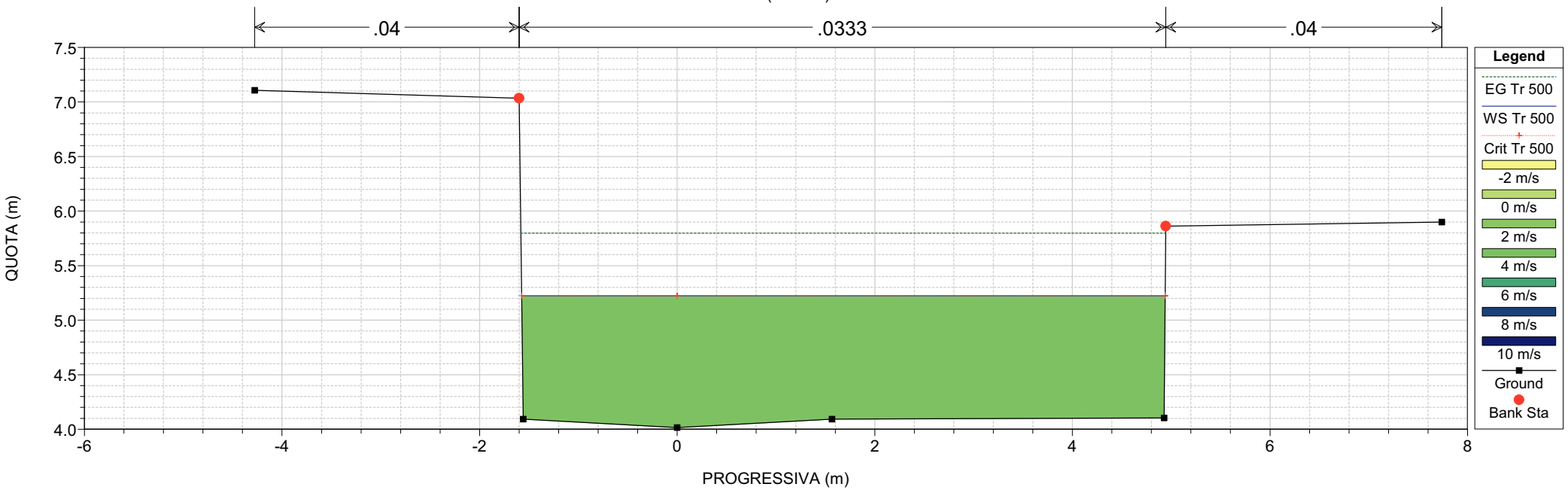
MARGONARA

Via Rio Termine - Ferrovia dismessa



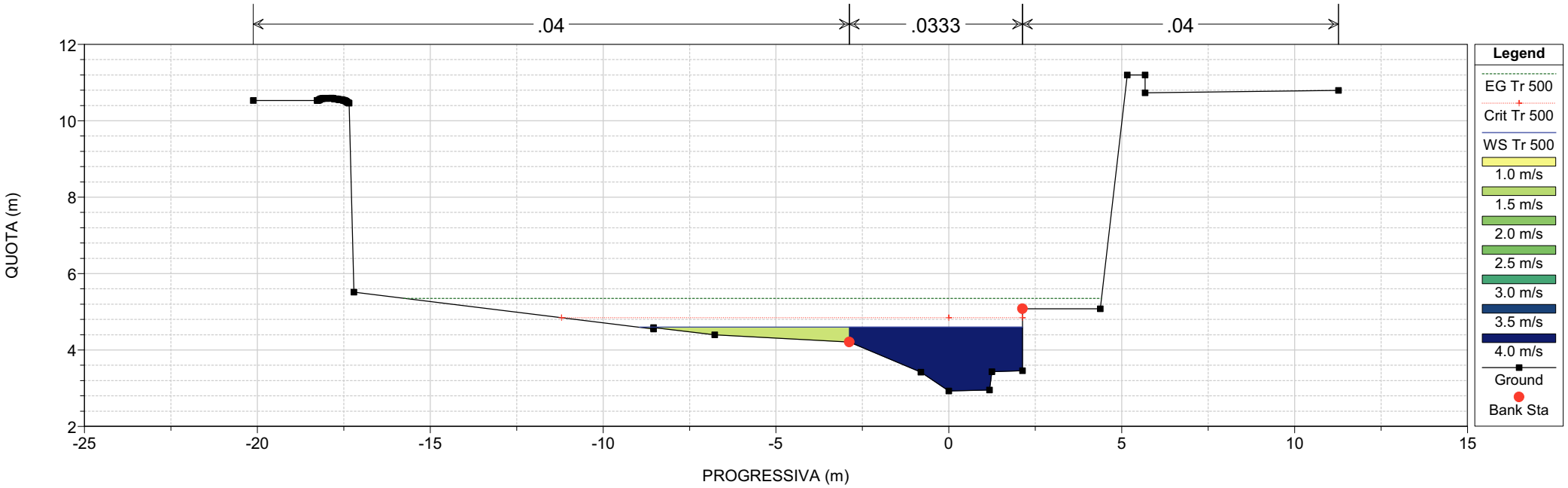
MARGONARA

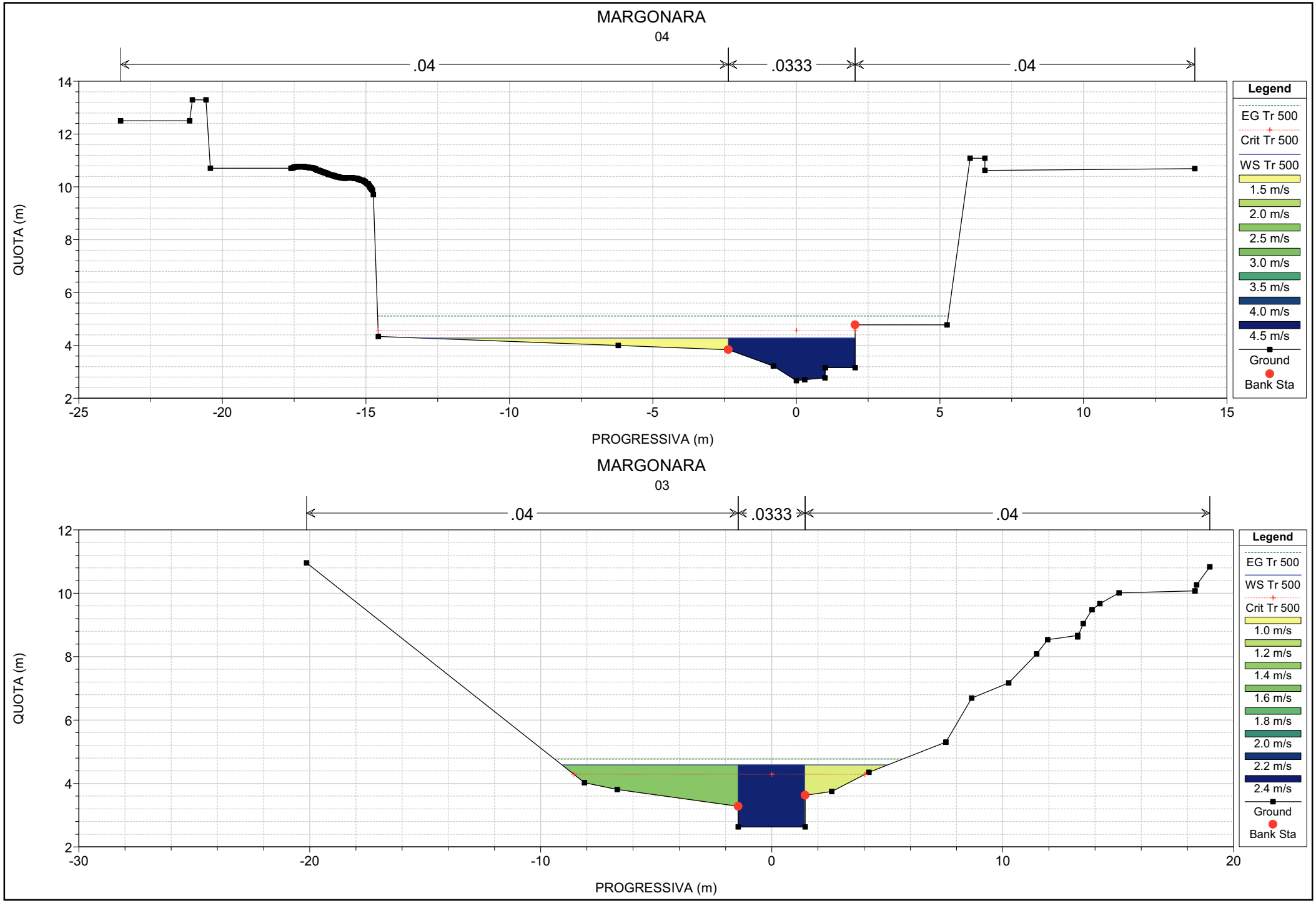
06 (29 PdB)



MARGONARA

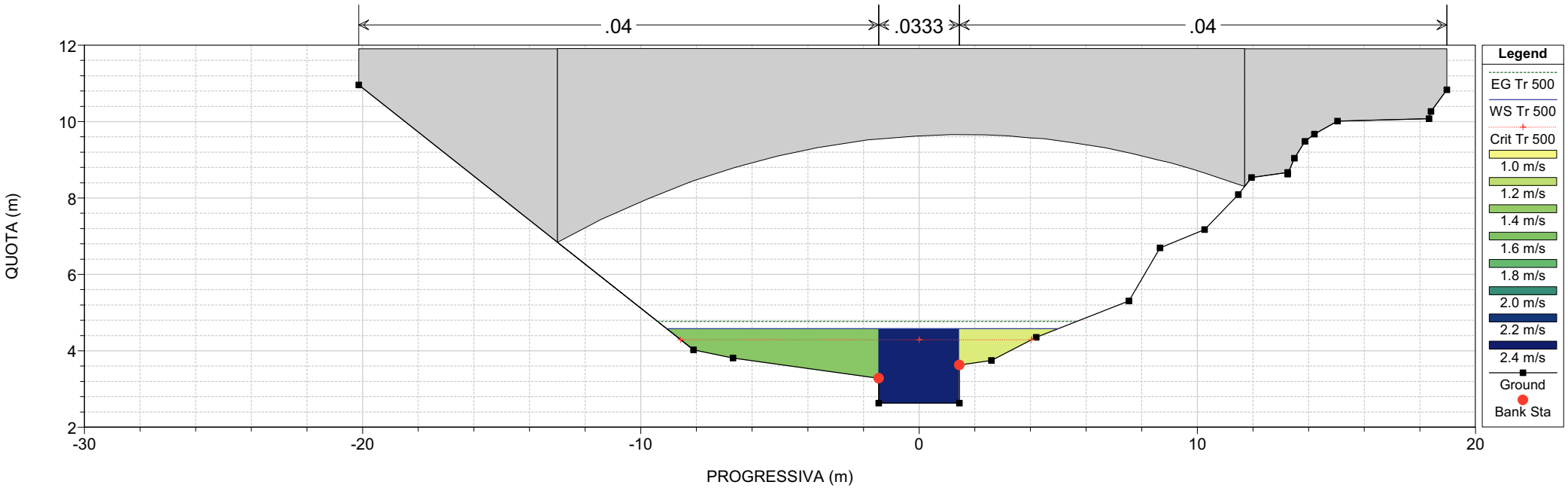
05




MARGONARA
04
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 500
Crit Tr 500
WS Tr 500
1.5 m/s
2.0 m/s
2.5 m/s
3.0 m/s
3.5 m/s
4.0 m/s
4.5 m/s
Ground
Bank Sta
MARGONARA
03
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 500
WS Tr 500
Crit Tr 500
1.0 m/s
1.2 m/s
1.4 m/s
1.6 m/s
1.8 m/s
2.0 m/s
2.2 m/s
2.4 m/s
Ground
Bank Sta

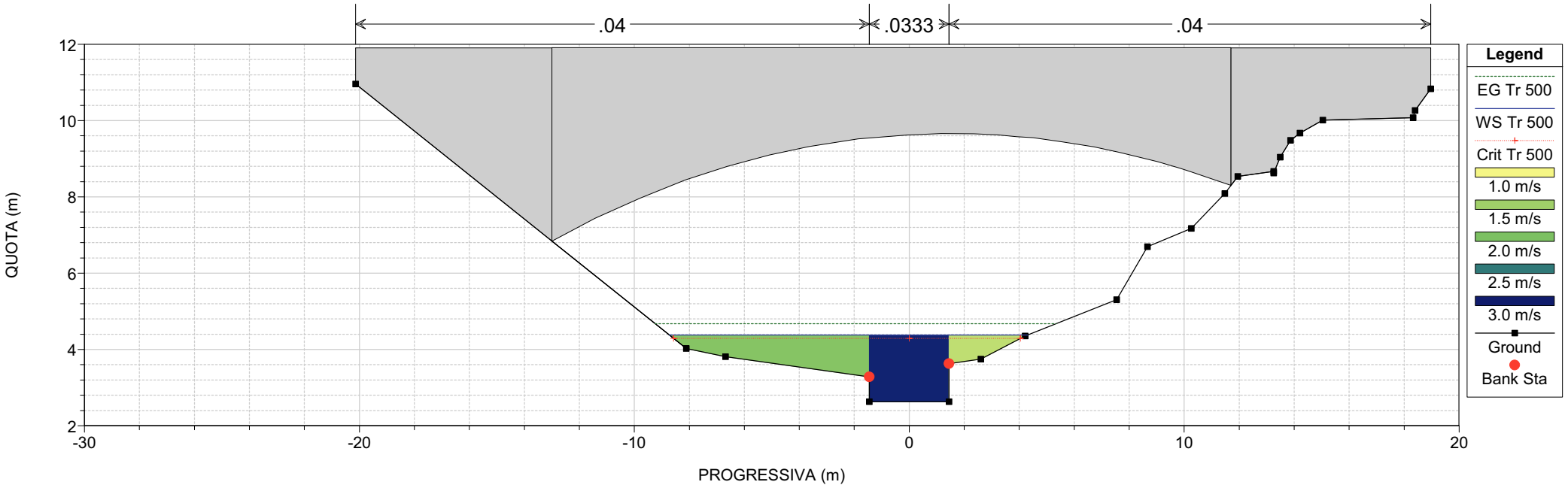
MARGONARA

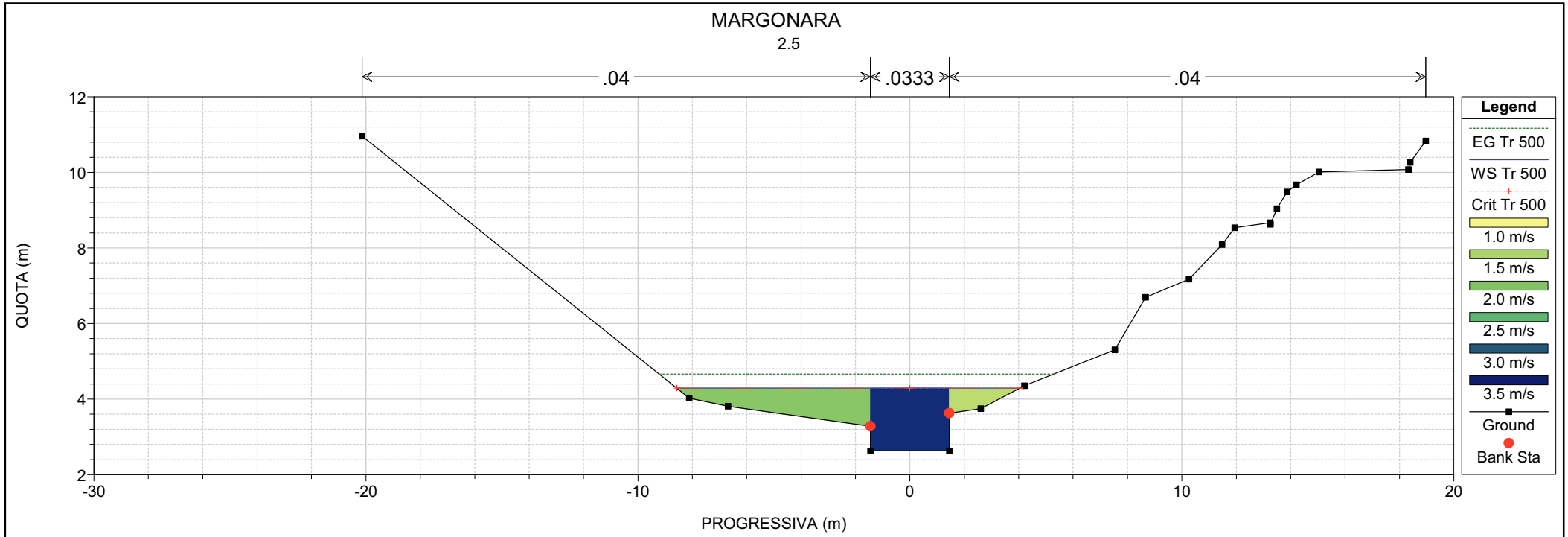
Ponte Via Matteotti - Aurelia

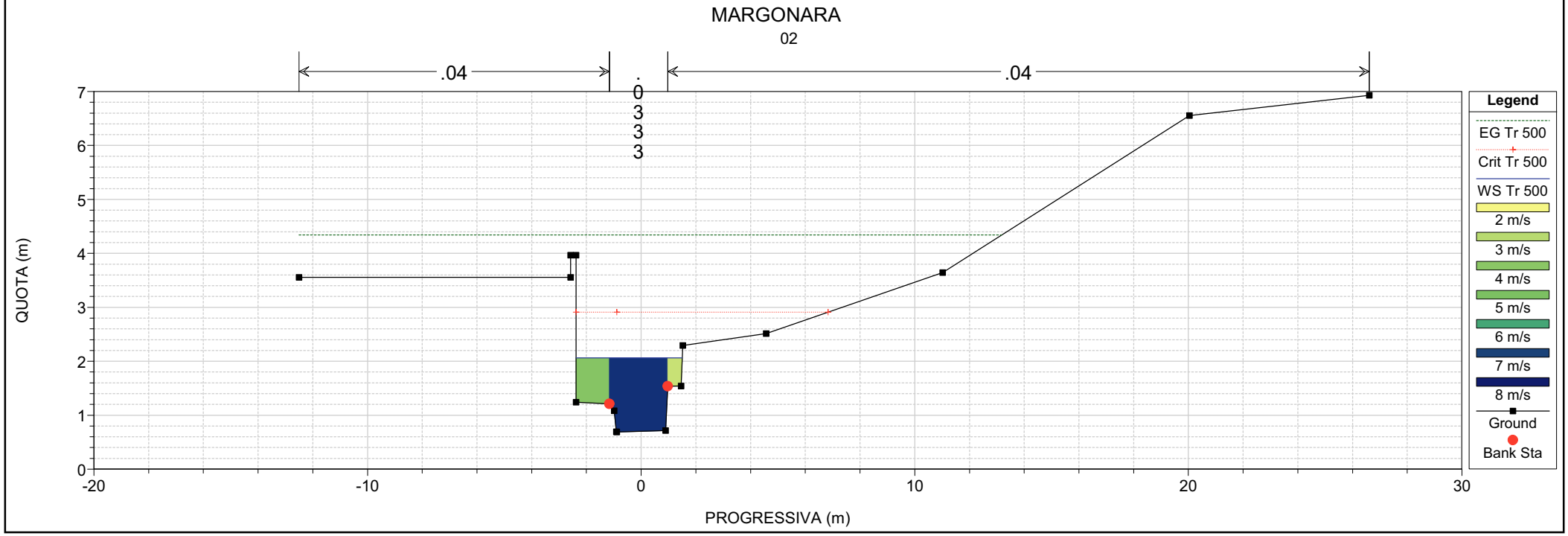


MARGONARA

Ponte Via Matteotti - Aurelia

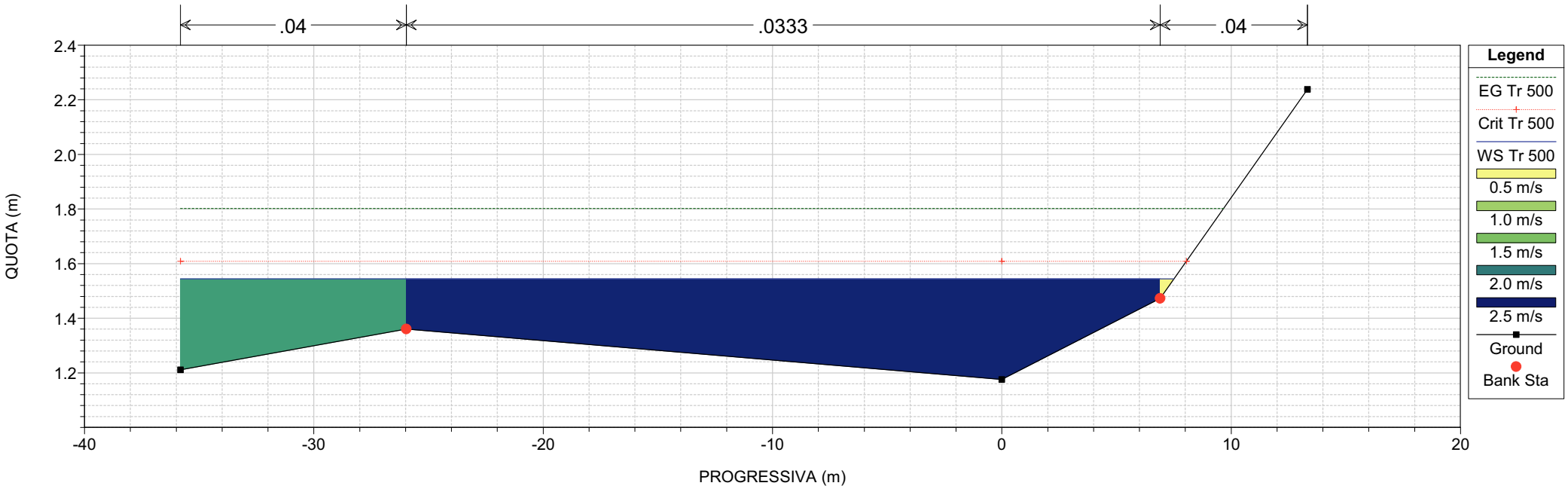



MARGONARA
2.5
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 500
WS Tr 500
Crit Tr 500
1.0 m/s
1.5 m/s
2.0 m/s
2.5 m/s
3.0 m/s
3.5 m/s
Ground
Bank Sta


MARGONARA
02
.04
.0333
.04
QUOTA (m)
PROGRESSIVA (m)
Legend
EG Tr 500
Crit Tr 500
WS Tr 500
2 m/s
3 m/s
4 m/s
5 m/s
6 m/s
7 m/s
8 m/s
Ground
Bank Sta

MARGONARA

01 FOCE



HEC-RAS Plan: MARG River: Rio Termine Reach: Rio Termine Profile: Tr 500

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	Hydr Depth	W.S. Elev	Crit Depth	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Vel Left	Vel Right	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Hydr Radius
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m/s)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)
Rio Termine	565.3569	Tr 500	25.00	25.02	2.50	27.62	1.53	26.55	27.93	0.003207	3.20	1.16	1.66	12.43	4.97	0.64	1.27
Rio Termine	561 BR U	Tr 500	25.00	25.02	4.34	26.68	1.65	26.68	27.84	0.040772	5.76	2.19	3.66	5.86	1.35	1.19	0.61
Rio Termine	561 BR D	Tr 500	25.00	25.02	4.34	26.68	1.65	26.68	27.84	0.040772	5.76	2.19	3.66	5.86	1.35	1.19	0.61
Rio Termine	560.3569	Tr 500	25.00	25.02	0.96	26.07	1.53	26.55	27.78	0.055128	7.25	3.78	4.60	4.77	4.97	2.27	0.72
Rio Termine	508.5896	Tr 500	25.00	22.18	1.09	24.11	2.49	24.67	25.85	0.040801	6.10	1.44	2.92	4.60	4.22	1.56	0.74
Rio Termine	506.7242	Tr 500	25.00	22.18	1.09	23.96	2.35	24.53	25.76	0.041593	6.20	2.13	2.83	4.57	4.19	1.64	0.74
Rio Termine	484.6192	Tr 500	25.00	22.01	1.61	24.60	1.85	23.86	24.78	0.002353	2.13	1.20	1.09	14.72	9.16	0.44	1.25
Rio Termine	480 BR U	Tr 500	25.00	22.01	1.60	23.94	1.94	23.94	24.72	0.022314	3.95		2.91	6.46	4.04	0.89	0.70
Rio Termine	480 BR D	Tr 500	25.00	21.83	1.19	23.07	1.63	23.46	24.46	0.044015	5.23		1.57	4.81	4.04	1.49	0.56
Rio Termine	475.8704	Tr 500	25.00	21.83	0.80	22.76	1.43	23.26	24.36	0.049445	5.60	0.37	0.95	4.52	5.67	1.98	0.66
Rio Termine	453.9920	Tr 500	25.00	17.65	0.68	18.91	2.01	19.66	22.08	0.142391	7.90			3.17	4.69	3.07	0.58
Rio Termine	431.8901	Tr 500	25.00	17.78	0.55	18.40	0.94	18.72	19.49	0.055135	4.68		2.28	5.46	10.01	1.99	0.51
Rio Termine	400.4057	Tr 500	25.00	14.14	0.91	15.99	2.42	16.56	17.77	0.039775	6.39	2.77	2.85	4.82	5.29	1.62	0.72
Rio Termine	376.7989	Tr 500	25.00	13.40	0.79	14.37	1.56	14.96	16.42	0.074837	6.37		1.59	3.99	5.03	2.15	0.62
Rio Termine	375 BR U	Tr 500	25.00	13.40	0.83	14.39	1.55	14.95	16.35	0.069493	6.22		1.61	4.08	4.92	2.08	0.63
Rio Termine	375 BR D	Tr 500	25.00	13.39	0.91	14.40	1.48	14.87	16.00	0.055581	5.63		1.52	4.51	4.95	1.79	0.65
Rio Termine	371.1767	Tr 500	25.00	13.39	0.84	14.40	1.47	14.86	15.92	0.051408	5.48		1.47	4.65	5.54	1.77	0.64
Rio Termine	356.8153	Tr 500	25.00	11.66	0.70	12.72	1.66	13.32	14.89	0.090769	6.53			3.83	5.48	2.49	0.61
Rio Termine	339.7238	Tr 500	25.00	10.66	0.89	12.02	1.89	12.55	13.73	0.041976	5.85	1.94	1.47	4.50	5.05	1.82	0.74
Rio Termine	318.5302	Tr 500	25.00	9.82	1.05	11.43	2.11	11.93	12.87	0.035011	5.35	0.54	1.97	4.84	4.60	1.56	0.80
Rio Termine	289.9670	Tr 500	25.00	9.23	1.05	10.63	1.80	11.03	11.96	0.031456	5.12	0.58	0.81	4.94	4.71	1.51	0.79
Rio Termine	260.8482	Tr 500	25.00	7.82	0.83	9.00	1.69	9.51	10.66	0.052810	5.70	0.72		4.40	5.31	1.98	0.72
Rio Termine	240.6268	Tr 500	25.00	6.97	0.83	8.52	2.01	8.98	9.87	0.025298	5.26	1.12	1.59	5.34	6.43	1.42	0.62
Rio Termine	239.8 BR U	Tr 500	25.00	6.97	0.83	8.52	2.01	8.98	9.87	0.025234	5.25	1.12	1.59	5.35	6.44	1.42	0.62
Rio Termine	239.8 BR D	Tr 500	25.00	6.97	0.89	8.47	1.94	8.90	9.84	0.028418	5.42	1.35	2.34	5.40	6.07	1.48	0.66
Rio Termine	239.4704	Tr 500	25.00	6.97	0.89	8.47	1.94	8.90	9.84	0.028418	5.42	1.35	2.34	5.40	6.07	1.48	0.66
Rio Termine	205.6756	Tr 500	25.00	6.35	1.10	8.27	1.78	8.12	8.65	0.007962	2.73		0.28	9.18	8.38	0.83	0.96
Rio Termine	130.8021	Tr 500	25.00	5.21	1.57	7.26	1.88	7.09	7.84	0.012000	3.37			7.43	4.74	0.86	1.03
Rio Termine	110 BR U	Tr 500	25.00	5.21	1.54	7.04	1.83	7.04	7.82	0.018355	3.91			6.39	4.14	0.92	0.94
Rio Termine	110 BR D	Tr 500	25.00	4.02	1.22	5.30	1.20	5.22	5.80	0.012847	3.15			7.93	6.51	0.91	0.89
Rio Termine	109.1032	Tr 500	25.00	4.02	1.14	5.22	1.21	5.22	5.80	0.015447	3.36			7.45	6.51	1.00	0.85
Rio Termine	87.2187	Tr 500	25.00	2.93	0.65	4.60	1.92	4.85	5.35	0.021692	3.98	1.33		7.17	11.07	1.18	0.55
Rio Termine	77.7982	Tr 500	25.00	2.67	0.48	4.28	1.88	4.55	5.11	0.027805	4.32	1.51		7.30	15.07	1.30	0.43
Rio Termine	57.7381	Tr 500	25.00	2.63	1.01	4.58	1.66	4.29	4.77	0.004351	2.29	1.48	1.08	14.31	14.11	0.52	0.89
Rio Termine	55 BR U	Tr 500	25.00	2.63	1.01	4.58	1.66	4.29	4.77	0.004395	2.30	1.49	1.09	14.26	14.09	0.53	0.89
Rio Termine	55 BR D	Tr 500	25.00	2.63	0.88	4.38	1.66	4.29	4.68	0.007770	2.85	1.72	1.29	11.54	13.04	0.69	0.77
Rio Termine	41.58	Tr 500	25.00	2.63	0.82	4.29	1.66	4.29	4.66	0.010391	3.17	1.85	1.38	10.35	12.61	0.79	0.72
Rio Termine	35.5290	Tr 500	25.00	0.69	1.05	2.06	2.22	2.91	4.34	0.070754	7.20	4.19	2.72	4.06	3.88	2.02	0.65
Rio Termine	14.8360	Tr 500	25.00	1.18	0.26	1.54	0.43	1.61	1.80	0.035700	2.33	1.87	0.51	11.23	43.32	1.45	0.26