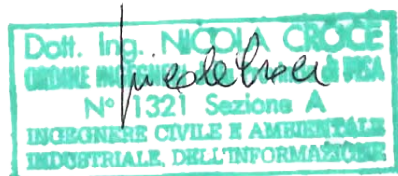


REGIONE TOSCANA

PROGETTO ESECUTIVO



**StudiO
CrocE** s.r.l.

Dott. Ing. Nicola Croce
Prof. Ing. Pietro Croce
Dott. Arch. Vladimiro Croce

collaboratori:

Dott. Ing. Marino Pelusi
Dott. Ing. Raffaele Taccola Dott. Arch. Matteo Di Prete
Dott. Ing. Claudia Imbrenda Geom. Stefania Morino
Dott. Ing. Gianluca De Matteis

56017 Ghezzano (PI), via Carducci, 47

tel. 050 878716 fax. 050 878716

e-mail: studiocroce@gmail.com

www.studiocroce.com

committente

REGIONE TOSCANA

progetto

**LAVORI DI RIFACIMENTO DEI PONTI ANAS E FF.SS. SUL
TORRENTE PARMIGNOLA - LOTTO I - COMPLETAMENTO**

RELAZIONE GENERALE ED IDRAULICA

data Luglio 2020

all.

A



REGIONE TOSCANA

ADEGUAMENTO IDRAULICO DEL TORRENTE PARMIGNOLA

A MONTE DEL NUOVO PONTE DELLA S.S. AURELIA COMUNE DI CARRARA

PROGETTO ESECUTIVO

Contenuto del documento:

1. PREMESSA.....	2
2. VERIFICHE IDRAULICHE.....	3
3. Moto Vario.....	7
4. ALLEGATI HEC-RAS.....	15

1. PREMESSA

Nella presente relazione sono illustrati gli interventi relativi all'adeguamento del torrente Parmignola a monte del nuovo ponte sull'Aurelia.

L'intervento consiste nella realizzazione del collegamento tra il vecchio alveo e il nuovo alveo collegante i nuovi ponti dell'Aurelia e della Ferrovia.

La sezione idraulica sarà realizzata mediante infissione di palancole metalliche in acciaio, con cordolo di collegamento in c.a.. Il tratto prospiciente il fabbricato presente in destra idraulica, per uno sviluppo longitudinale di 25 m, sarà realizzato con berlinese di micropali rivestiti con muro in c.a.. La terra escavata verrà utilizzata per realizzare dei riempimenti a tergo dei nuovi argini in palancole. Verrà realizzato un muro in c.a. ad U per il collegamento del palancole con le spalle del ponte Aurelia e una soletta al di sotto del ponte ANAS; a valle della ferrovia, dopo la demolizione dell'argine sinistro (linea gotica) verrà realizzato un muro in c.a. su palancole esistente infisso in uno dei lotti precedenti.

Lo scatolare che si immette subito a monte del vecchio ponte sull'aurelia verrà convogliato in alveo tramite la posa di due tubazioni DN 800 in PEAD dotate di clapet.

Il tutto completato da lavori di risagomatura, scogliere di protezione e ripristini stradali.

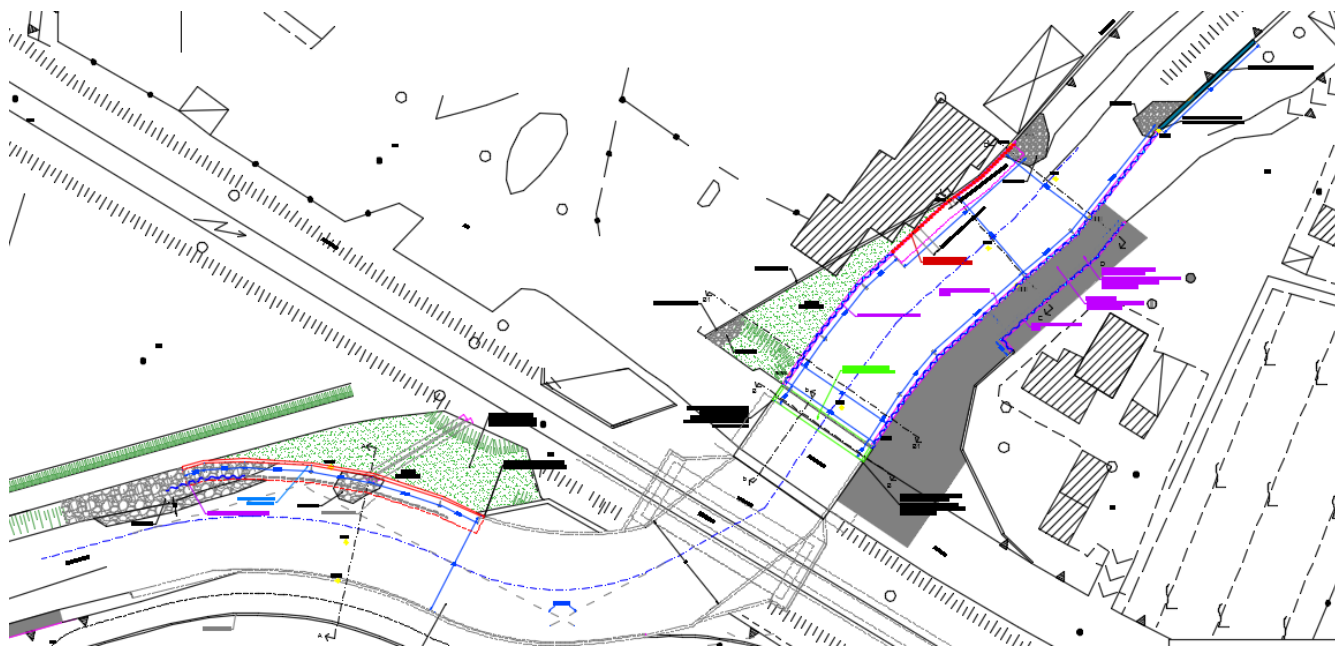


Fig. 1 Interventi

Per la sicurezza idraulica, durante le lavorazioni, verrà realizzato un prolungamento del vecchio palancolato (a valle della ferrovia) fin sotto l'argine destro esistente e si realizzerà una scogliera intasata per evitare erosioni del piede d'argine.

Per la realizzazione dei muri d'alveo sarà necessario demolire parte della sede stradale che verrà ricostruita successivamente.

Durante le lavorazioni l'Impresa dovrà presidiare gli argini in caso di eventi meteorici per monitorare ed evitare fenomeni di erosione.

Appare evidente che l'intervento presenta un'elevata criticità durante la fase di deviazione dell'alveo esistente; per questo motivo sono state individuate delle fasi lavorative che dovranno essere concordate in fase esecutiva con l'Impresa costruttrice al fine di assicurare le operazioni di lavoro e deviazione in sicurezza idraulica, tali fasi sono meglio descritte nel psc.

2. VERIFICHE IDRAULICHE

Per il dimensionamento delle opere di progetto si è fatto riferimento alla portata di massima piena, relativa ad un tempo di ritorno di 200 anni, così come definita dalla Delibera n. 53 del 28/04/99 del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino Interregionale del F. Magra, che ha competenza sul bacino del T. Parmignola e relativi affluenti, i cui valori risultano pari a circa 215 mc/s.

L'idrogramma di piena corrispondente è riportato nella seguente Tabella I e nel grafico di Fig.1.

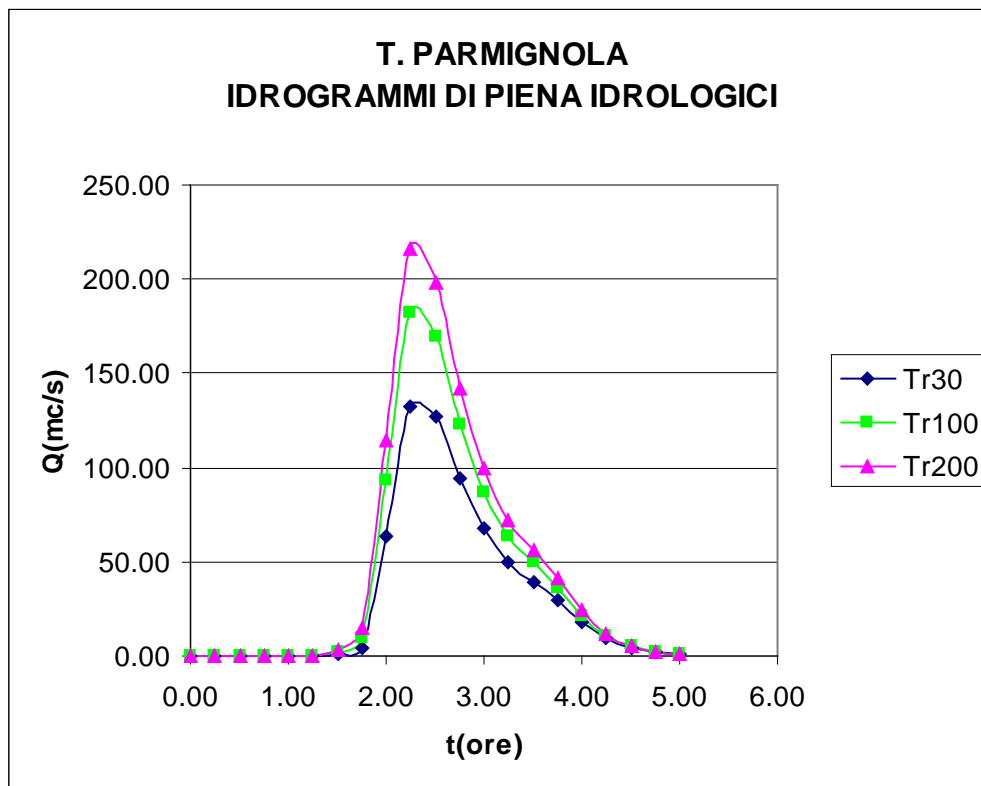


Fig. 1 – Idrogrammi di piena

I profili di rigurgito e i volumi di esondazione sono stati determinati utilizzando il software per le simulazioni idrauliche HEC RAS 5.0.

t	Tr200
(ore)	(mc/s)
0.00	0.00
0.25	0.00
0.50	0.00
0.75	0.00
1.00	0.03
1.25	0.45
1.50	3.27
1.75	14.36

2.00	114.54
2.25	215.67
2.50	198.40
2.75	142.46
3.00	99.26
3.25	72.31
3.50	56.22
3.75	40.95
4.00	24.32
4.25	12.07
4.50	5.41
4.75	2.34
5.00	1.01

Tabella I – Idrogramma di piena per Tr 200

Questo modello, sviluppato presso l'U.S. Army Corps of Engineers sul codice di calcolo UNET, gode oggi di una vasta diffusione grazie alle vaste potenzialità offerte.

Proprio alla sua diffusione, incentivata da una distribuzione di tipo freeware, si deve la stima posta su un prodotto considerato ampiamente collaudato.

La geometria fluviale, intesa come insieme delle sezioni trasversali e asse fluviale che le collega, può essere editata mediante un'apposita interfaccia oppure, utilizzando l'estensione HEC-GeoRAS per GIS, può esser importata da una morfologia TIN. A questo riguardo va però detto che è assai difficile trovare modelli digitali del suolo (TIN o GRID) ad una risoluzione tale da permettere l'estrazione di informazioni aventi lo stesso grado di dettaglio di un rilievo topografico.

Questa metodologia di lavoro, se adottata congiuntamente all'utilizzo delle tradizionali orografie digitali (1:2000 o 1:5000), può dunque considerarsi adatta per lo più alla sola progettazione su larga scala di corsi d'acqua aventi letti fluviali molto estesi.

A livello di schematizzazione di un bacino, HEC RAS gestisce la modellazione di più tronchi fluviali con la rappresentazione delle confluenze secondo diversi approcci teorici (metodo dei momenti, metodo dell'energia...) a seconda delle portate e delle angolazioni presenti nei singoli casi.

A tal proposito, oltre al caricamento di una portata da una sezione di monte e nei pressi di un'immissione localizzata, è altresì possibile gestire immissioni di portate distribuite (versamento dalle pendici). I limiti applicativi sono invece rappresentati dalla impossibilità di simulare l'inondazione di territori extra-alveo. Non è infatti supportato lo studio di fenomeni di trasferimento bidimensionale.

Si deve qui notare che nella fase computazionale le sezioni sono assunte ortogonali alla direzione della corrente idrica.

Per il calcolo delle perdite di carico distribuite si utilizza l'equazione di Manning che risulta:

$$3.1.1) \quad S_f = v^2 n^2 / R^{\frac{4}{3}}$$

in cui :

S_f = perdita di carico distribuita ;

v = velocità media della corrente ;

n = coefficiente di scabrezza;

R = raggio idraulico della sezione (rapporto tra l'area liquida ed il contorno bagnato);

Considerando che in letteratura tecnica la portata della corrente liquida può essere rappresentata dalla seguente espressione:

$$3.1.2) \quad Q = K S_f^{1/2}$$

dove il termine K definito conveyance (esso misura l'attitudine di una data sezione a far defluire le portate) diviene, tenendo conto della formula di Manning e introducendo l'area A della sezione liquida

3.1.3)
$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3}$$

Per il calcolo del coefficiente di Manning si è fatto riferimento alla "Guide for selecting Manning's roughness coefficient for natural channels and flood plains" del United States Geological Survey Water Supply- Paper 2339, che in funzione della granulometria del letto del fiume e della vegetazione oltre che del grado di irregolarità del corso d'acqua consente di calcolare il valore di scabrezza.

Qui di seguito vengono descritte sommariamente le basi teoriche delle due procedure utilizzate

3. Moto Vario

Per la derivazione delle equazioni del moto vario si adottando le seguenti ipotesi:

- La distribuzione della pressione è di tipo idrostatico (ipotesi valida se le linee di flusso non presentano curvatura accentuata).
- La pendenza di fondo alveo è piccola, così che la sezione trasversale normale alla corrente si confonde con la sezione verticale.
- L'alveo è prismatico, le variazioni nella sezione trasversale e nella pendenza di fondo possono essere prese in considerazione approssimando il corso d'acqua con una serie di tratti prismatici.

- Le perdite di carico in moto vario possono essere espresse tramite una delle classiche formule adottate per il moto uniforme (si utilizza l'equazione di Manning); con questa ipotesi si assume che in regime di moto vario ad una data velocità V della corrente si abbiano le stesse perdite di carico che si avrebbero in moto uniforme con la stessa velocità
- La velocità e le accelerazioni lungo la verticale sono trascurabili rispetto alle analoghe grandezze in direzione del moto.
- Le variazioni della densità del fluido sono trascurabili

Adottando le ipotesi sopra elencate; e nell'ipotesi di moto monodimensionale, si ottengono le classiche equazioni di De Saint Venant nella seguente forma:

$$3.2.1) \quad \frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$$

$$3.2.2) \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + g \cdot A \cdot \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0$$

dove q_l è la portata laterale per unità di lunghezza e S_f la perdita di carico esprimibile, anche in questo caso, attraverso l'equazione di Manning.

Lo schema monodimensionale è applicabile nel caso di corsi d'acqua con un alveo a sezione semplice (channel), privo cioè delle aree golenali laterali (floodplain). Tale schema viene, comunque, applicato anche al caso di alvei a sezione composta considerando le aree golenali al di fuori del canale come un'unica area di accumulo o di espansione che scambia acqua con il canale, mentre il flusso in tali aree è considerato come flusso in un canale separato.

Per i due flussi separati vengono scritte le equazioni di continuità e di conservazione della quantità di moto, per semplificare il problema si ipotizza che la superficie dell'acqua sia definita da un'unica superficie orizzontale in ogni sezione normale alla direzione del flusso, in maniera tale che lo scambio di quantità di moto tra il canale e le aree laterali sia trascurabile e la portata sia distribuita secondo l'intera sezione

La suddivisione della portata defluente tra l'alveo centrale (channel) e l'area costituita dalle golene viene effettuata attribuendo al primo una frazione della portata complessiva determinata come segue:

$$3.2.3) \quad Q_c = \phi Q$$

dove:

Q_c = portata nell'alveo centrale;

Q = portata totale;

ϕ = $K_c / (K_c + K_f)$;

K_c = trasporto (conveyance) dell'alveo centrale (channel);

K_f = trasporto (conveyance) dell'area golenale (floodplain).

Sotto queste ipotesi l'equazione del moto monodimensionale può essere scritta:

$$3.2.4) \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(\Phi Q)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\Phi) \cdot Q]}{\partial x_c} = 0$$

$$3.2.5) \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\Phi^2 Q^2 / A_c)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\Phi)^2 Q^2 / A_f]}{\partial x_c} + gA_c \left[\frac{\partial Z}{\partial X_c} + S_{fc} \right] + gA_f \left[\frac{\partial Z}{\partial X_f} + S_{ff} \right] = 0$$

nelle quali i suffissi c e f si riferiscono all'alveo centrale e all'area golenale.

Lo schema di calcolo precedente, consente di tener conto delle diverse caratteristiche di scabrezza tra l'alveo centrale e le golene.

Queste equazioni rappresentano un sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali non lineare la cui soluzione non è generalmente possibile per via analitica, per la loro integrazione è necessario quindi ricorrere a metodi numerici.

Il solutore di Hec-Ras per il moto vario adotta un metodo alle differenze finite basato su uno schema implicito a quattro punti. Il sistema di equazioni algebriche che così si ottiene viene risolto con il metodo di Newton-Raphson. L'equazione 3.2.4 ha subito ulteriori affinamenti al fine di rendere le soluzioni più stabili, in particolare alle classiche equazioni di continuità e di moto nella formulazione generale di De Saint Venant, si vanno ad aggiungere opportune equazioni per la stima delle dissipazioni energetiche sia di carattere concentrato che di carattere distribuito.

Per molti manufatti particolari, l'USACE ha svolto campagne sperimentali mirate alla determinazione di appositi modelli di calcolo, permettendo all'utente la specificazione del caso progettuale mediante il solo inserimento di alcuni coefficienti reperibili da tabelle allegate.

Ovviamente, oltre che da questi, il grado di risoluzione della simulazione dipenderà dalla attendibilità dei dati inseriti, dalla distanza adottata tra le sezioni e dal numero di punti con cui queste saranno descritte.

Nello schema alle differenze finite adottato le funzioni derivate e i valori di funzione sono calcolati in un punto interno $(n+\theta)\Delta t$; questo valore a $(n+1)\Delta t$ entra in tutti i termini delle equazioni. Per un corso d'acqua questo dà luogo a un sistema di soluzioni simultanee delle

equazioni; il sistema di soluzioni simultanee rappresenta un importante aspetto dello schema perché da informazioni dall'intero corso d'acqua che possono influenzare le soluzioni in ogni punto, pertanto il passo temporale deve essere significativamente più grande rispetto agli schemi numerici espliciti.

L'analisi di stabilità della soluzione con Von Neumann mostra che lo schema implicito è teoricamente incondizionatamente stabile per $0.5 < \theta \leq 1$, condizionatamente stabile per $\theta = 0.5$ e instabile per $\theta < 0.5$.

Altri fattori che contribuiscono all'instabilità della soluzione sono:

- brusche variazioni delle caratteristiche delle sezioni;
- brusche variazioni di pendenza longitudinale;
- caratteristica dell'onda di piena;
- opere d'arte come argini, soglie sfioranti, luci a battente, sfioratori che provochino variazioni brusche nella geometria dell'alveo o delle condizioni del moto.

Pertanto ogni simulazione richiede uno studio di dettaglio specifico per eliminare le cause di instabilità numerica.

Il codice UNET assicura soluzioni stabili nelle simulazioni in moto permanente per correnti lente, per correnti veloci ed anche per scenari misti (gestiti tramite uno switch automatico tra i due approcci). Maggiori problemi si hanno invece per quanto riguarda il moto vario dove, per ottenere la convergenza alla soluzione, si deve porre grande attenzione alle condizioni al contorno imposte, alla specificazione del modello geometrico ed alla scelta del passo temporale per l'elaborazione.

Per quanto riguarda il moto vario, le simulazioni saranno ancora estendibili ad un intero reticolo fluviale ma, per ogni tronco, questa volta le determinazioni dei valori di portata dovranno esser rappresentate dall'introduzione degli interi idrogrammi di piena.

Per la modellazione di ponti, tombamenti, dighe e altre particolarità idrauliche sono stati incorporati gli stessi codici di calcolo sviluppati nel modulo relativo al moto permanente.

La soluzione delle equazioni di moto monodimensionale gradualmente variato basata sul codice UNET, nata inizialmente per correnti essenzialmente in regime sub-critico, presenta talvolta problemi di stabilità, specialmente in presenza di passaggi da corrente lenta a veloce e viceversa.

La corretta specificazione delle condizioni al contorno ricoprirà qui un'importanza fondamentale. Ad esempio, per quanto riguarda l'inserimento della condizione di valle, se in condizioni di moto permanente è generalmente sufficiente introdurre la pendenza della linea dell'energia approssimata alla pendenza del fondo alveo, in moto vario questo risulta generalmente invalidare l'attendibilità dei risultati nelle prossimità delle condizioni stesse. Si avrà perciò la necessità di ottenere ulteriori informazioni quali la scala di deflusso della sezione di valle piuttosto che, nei particolari casi in cui sia noto, un idrogramma osservato.

Si ricorda qui che UNET, per la risoluzione del sistema non lineare di equazioni differenziali (3.2.1) e (3.2.2) adotta la linearizzazione proposta da Preissmann-Cunge-Chen. Come schema generale, avendo per ogni tronco fluviale, diviso in $N-1$ tratti, $2N$ incognite (Q e z negli N nodi) e $2N-2$ equazioni (equazioni (3.2.1) e (3.2.2) negli $N-1$ tratti), le condizioni al contorno da imporre saranno sempre due. In realtà sarà qui richiesto di seguire piccole prescrizioni dettate dall'esperienza e di calibrare alcuni parametri quali tolleranze, passi temporali, numero di

iterazioni massimo per passo, raddoppi di sezione, etc... che, pur non essendo classificabili come condizioni al contorno, caratterizzano il modello variando da caso a caso. Relativamente alle prescrizioni di cui si è ora accennato, si dovrà cercare di ottenere una specificazione geometrica del modello, caratterizzata da un infittimento delle sezioni trasversali nelle prossimità di particolarità idrauliche, così da compensare le rapide variazioni del livello idrico (z) con il minore passo (x). E' consigliabile poi eliminare tratti di alveo a forte pendenza, se privi di manufatti idraulici di non trascurabile importanza, trasferendo eventualmente inalterata l'onda di piena a valle di essi. Spesso infatti, lo studio delle equazioni di moto vario per le correnti supercritiche, rappresenta un forte limite di HEC RAS.

Per quanto riguarda invece la descrizione dell'onda di piena, di norma si dovrà disporre di una serie di valori misurati a intervalli di tempo di ampiezza costante tale da non determinare differenze di portate superiori al 10-12%. L'esperienza nell'utilizzo del codice UNET inoltre consiglia l'eliminazione di eventuali code nell'idrogramma, caratterizzate da portate molto ridotte, per le quali si crea un fenomeno di "run bombing" dovuto al calcolo delle differenze percentuali tra livelli idrici nei successivi passi temporali.

Sia per l'editing della Geometry Data che per quello della Flow Data sarà dunque utile ricorrere, dove richiesto e dove non supportato dalla reperibilità degli stessi, alla generazione di valori con tecniche di interpolazione.

Molti studi dimostrano che da questi stessi dati dipenderà anche la scelta del Computation Interval. L'USACE, a titolo orientativo, indica una relazione tra velocità di convergenza e caratteristiche medie dei dati immessi del tipo (criterio di Von Neumann):

$$(3.2.6) D_c = K e^{-\lambda/\Delta x}$$

$$(3.2.7) \Delta T_c \propto \Delta T_f * \Delta x / \lambda$$

dove:

D_c = damping estimator;

K = model accuracy factor;

λ = length of wave;

x = distance between cross sections;

T_c = optimal computation interval;

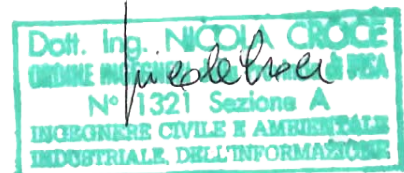
T_f = hydrograph simulation time.

Come coefficienti di scabrezza di Manning e' stato assunto il valore di $0,022 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ in considerazione del fatto che le sponde sono realizzate in muratura.

I risultati delle simulazioni sono riportati in appendice .

Luglio 2020

Ing. Nicola Croce



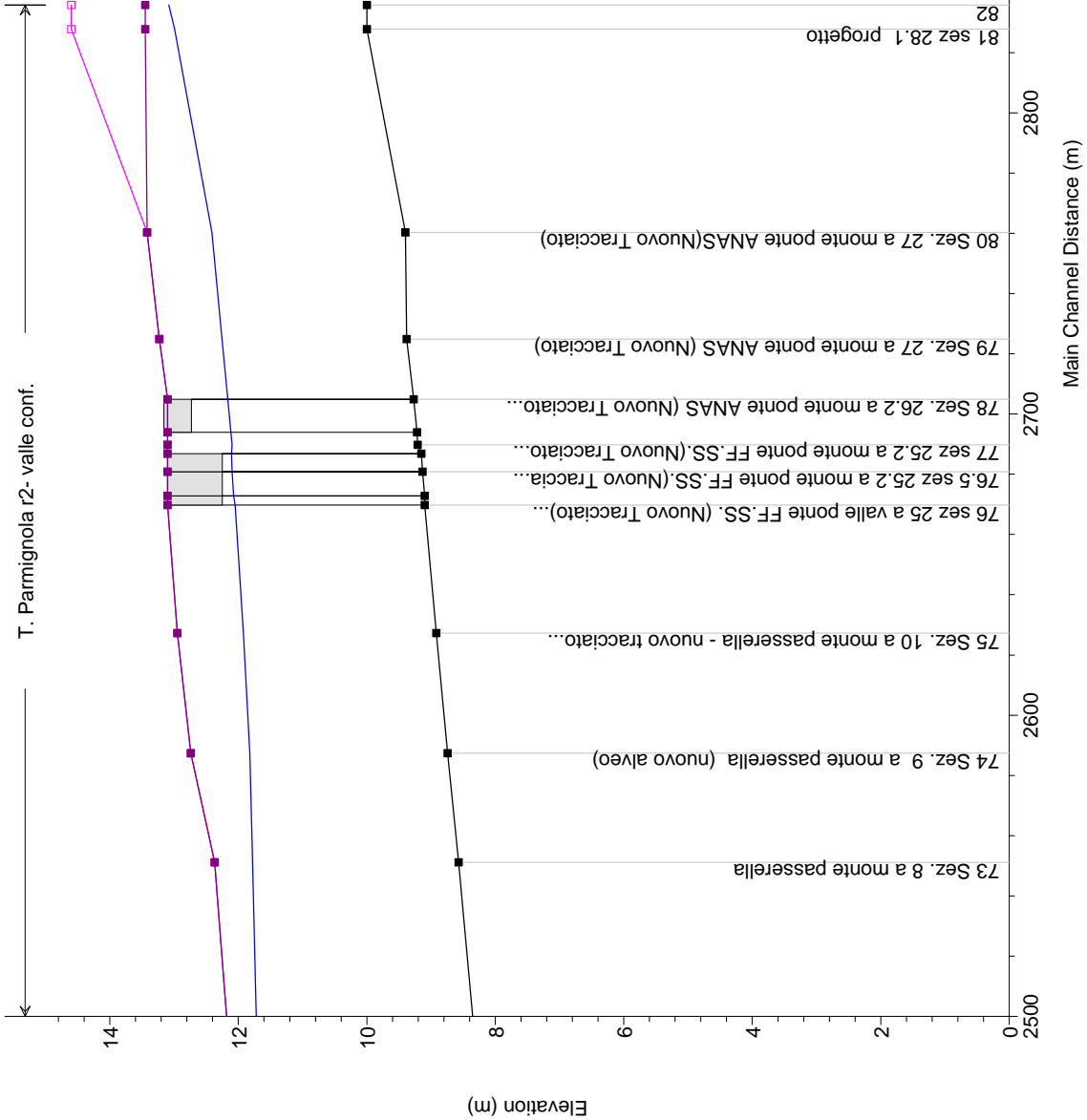


Studio di Ingegneria Dott. Ing. Nicola Croce - Prof. Ing. Pietro Croce
via Carducci, 47 - 56017 Ghezzano (PI) e-mail: studiocroce@gmail.com
www.studiocroce.com

4. ALLEGATI HEC-RAS

parmignola2015con sez ponteferr
 Plan: Plan 03
 1/18/2016

Geom: parm2015



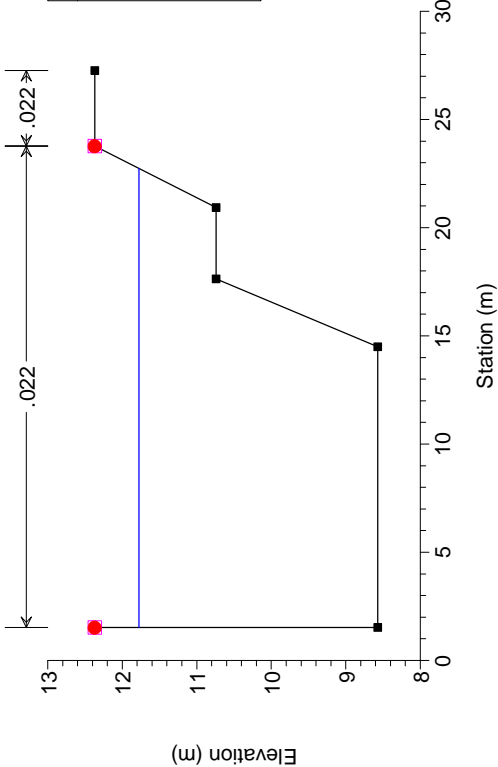
HEC-RAS Plan: Plan 03 River: T. Parnignola Reach: r2- valle conf. Profile: Max WS

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Length Chnl (m)	Min Ch El (m)	Levee El Left (m)	Levee El Right (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Vol Left (1000 m3)	Volume (1000 m3)
r2- valle conf.	73	Max WS	212.11	79.03	8.57	12.37	12.37	11.78		12.61	0.002970	4.03	52.64	21.22	0.82		112.97
r2- valle conf.	74	Max WS	212.23	36.17	8.74	12.74	12.74	11.82		12.77	0.003085	4.30	49.31	16.01	0.78		114.81
r2- valle conf.	75	Max WS	212.38	39.96	8.92	12.95	12.95	11.92		12.92	0.003444	4.42	48.01	16.00	0.82		116.76
r2- valle conf.	76	Max WS	212.61	42.52	9.10	13.10	13.10	12.05	11.72	13.08	0.003533	4.51	47.17	16.00	0.84		118.78
r2- valle conf.	76.4	Max WS	212.61	3.00	9.10	13.10	13.10	12.07	11.72	13.08	0.003385	4.45	47.83	16.17	0.83		118.93
r2- valle conf.	76.5	Max WS	212.64	8.00	9.13	13.10	13.10	12.10	11.75	13.11	0.003400	4.45	47.76	16.18	0.83		119.31
r2- valle conf.	76.9	Max WS	212.71	6.00	9.15	13.10	13.10	12.10	11.78	13.14	0.003536	4.52	47.09	15.99	0.84		119.59
r2- valle conf.	77	Max WS	212.81	3.00	9.21	13.10	13.10	12.10		13.18	0.003766	4.61	46.19	16.00	0.87		119.73
r2- valle conf.	77.1	Max WS	212.81	4.10	9.22	13.10	13.10	12.12	11.84	13.19	0.003729	4.59	46.35	16.01	0.86		119.92
r2- valle conf.	78	Max WS	212.92	11.00	9.27	13.10	13.10	12.16	11.89	13.24	0.004843	4.60	46.28	16.01	0.86		120.43
r2- valle conf.	79	Max WS	213.16	20.00	9.38	13.23	13.23	12.25		13.35	0.004952	4.64	45.97	16.00	0.87		121.35
r2- valle conf.	80	Max WS	214.14	35.35	9.40	13.42	13.42	12.41	12.31	13.64	0.005420	4.91	43.62	15.91	0.95		122.94
r2- valle conf.	81	Max WS	215.02	67.55	10.00	14.60	13.45	12.99	13.56	15.11	0.011854	6.44	33.36	15.89	1.42		125.54
r2- valle conf.	82	Max WS	215.09	8.00	10.00	14.60	13.45	13.08	13.55	15.00	0.010301	6.14	36.03	15.97	1.32		125.81

parmignola2015con sez ponteferr Plan: Plan 03 1/18/2016

Geom: parm2015

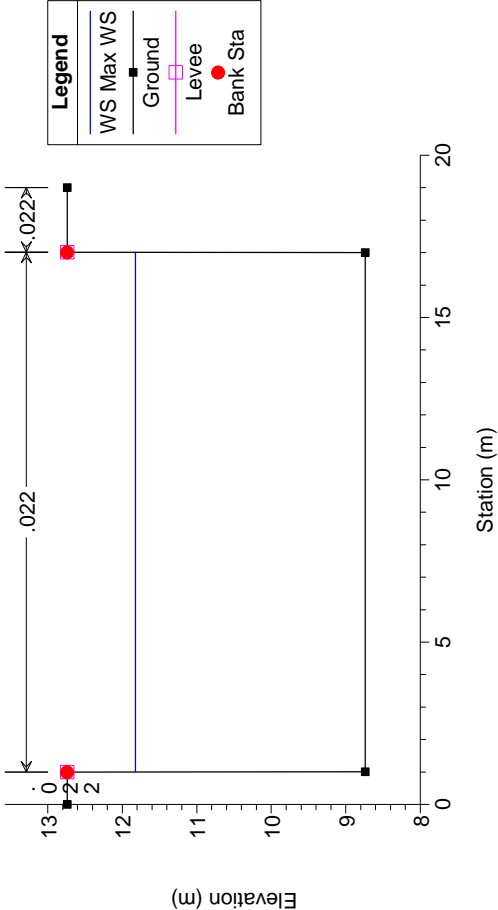
RS = 73 Sez. 8 a monte passerella



parmignola2015con sez ponteferr Plan: Plan 03 1/18/2016

Geom: parm2015

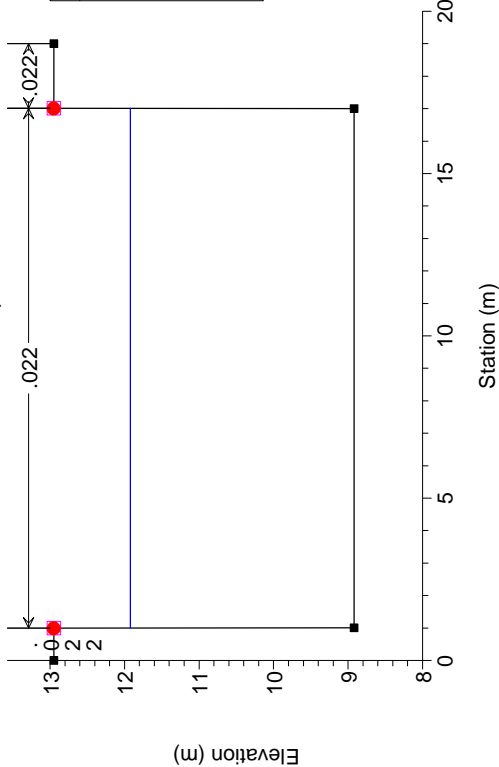
RS = 74 Sez. 9 a monte passerella (nuovo alveo)



parmignola2015con sez ponteferr Plan: Plan 03 1/18/2016

Geom: parm2015

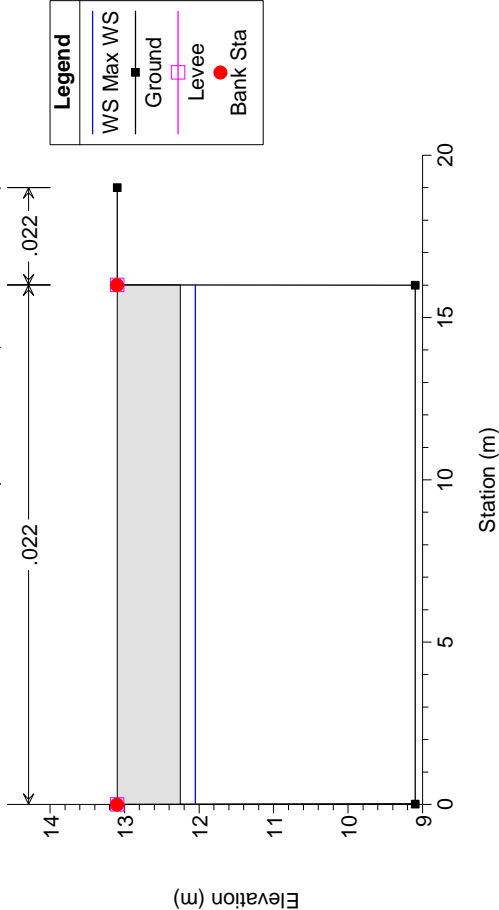
RS = 75 Sez. 10 a monte passerella - nuovo tracciato



parmignola2015con sez ponteferr Plan: Plan 03 1/18/2016

Geom: parm2015

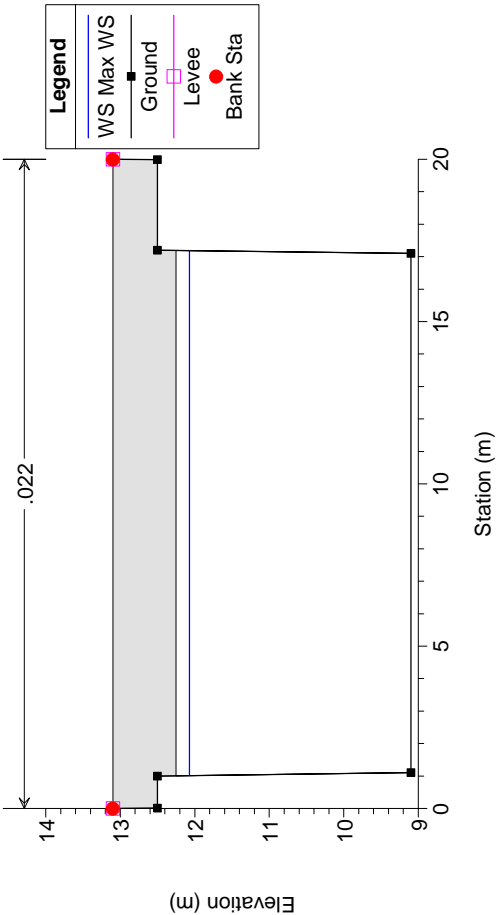
RS = 76 sez 25 a valle ponte FF.SS. (Nuovo Tracciato)



parmignola2015con sez ponteferr Plan: Plan 03 1/18/2016

Geom: parm2015

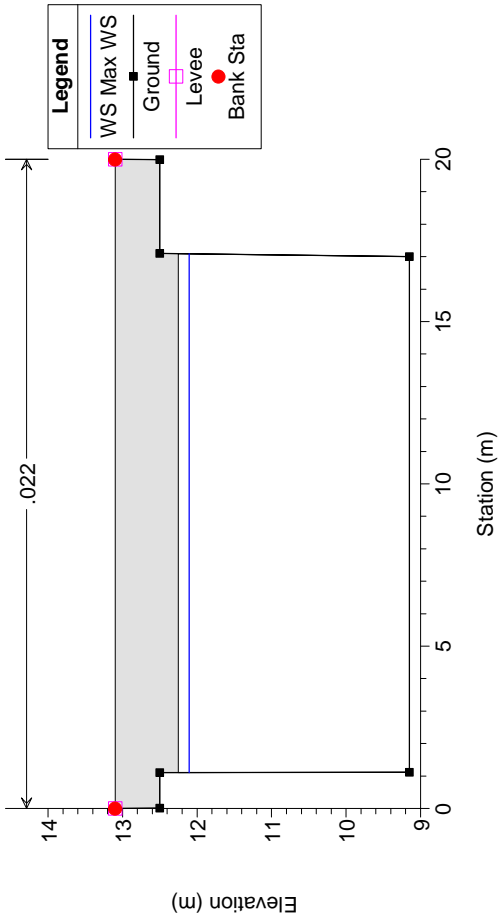
RS = 76.4 sez 25.2 a monte ponte FF.SS.(Nuovo Tracciato)



parmignola2015con sez ponteferr Plan: Plan 03 1/18/2016

Geom: parm2015

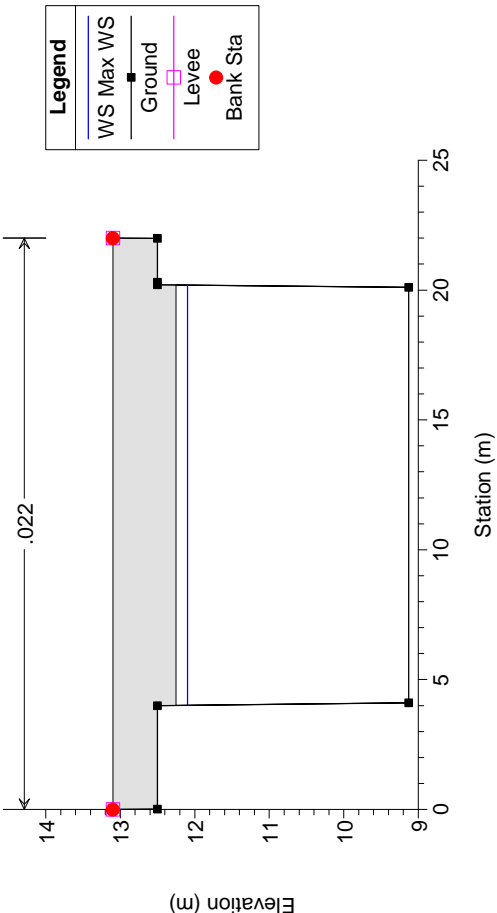
RS = 76.9 sez 25.2 a monte ponte FF.SS.(Nuovo Tracciato)



parmignola2015con sez ponteferr Plan: Plan 03 1/18/2016

Geom: parm2015

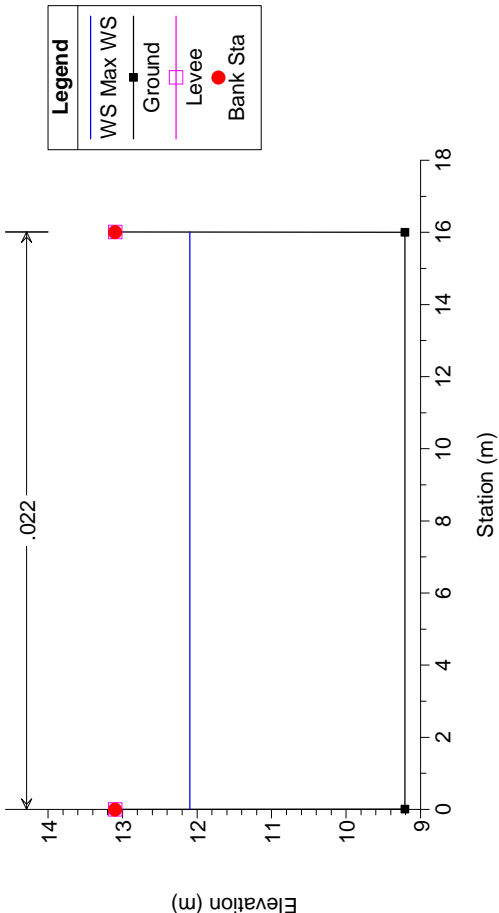
RS = 76.5 sez 25.2 a monte ponte FF.SS.(Nuovo Tracciato)



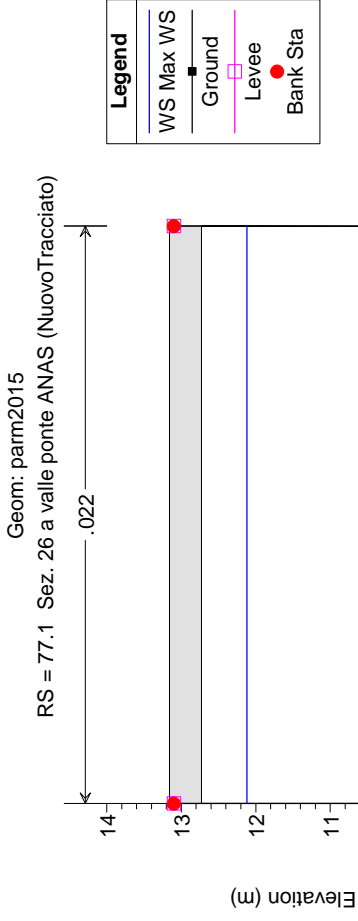
parmignola2015con sez ponteferr Plan: Plan 03 1/18/2016

Geom: parm2015

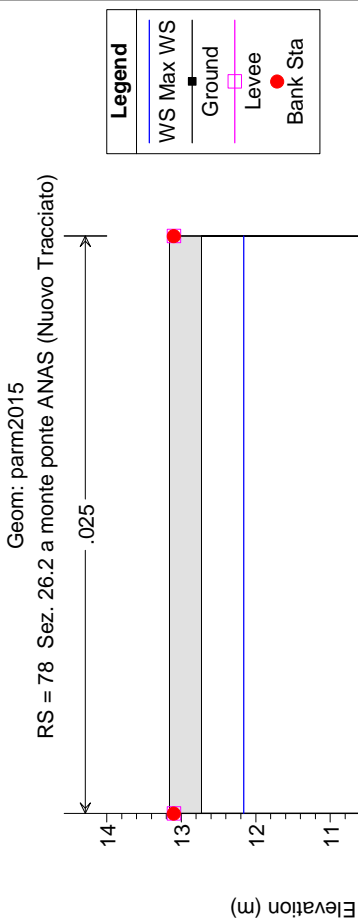
RS = 77 sez 25.2 a monte ponte FF.SS.(Nuovo Tracciato)



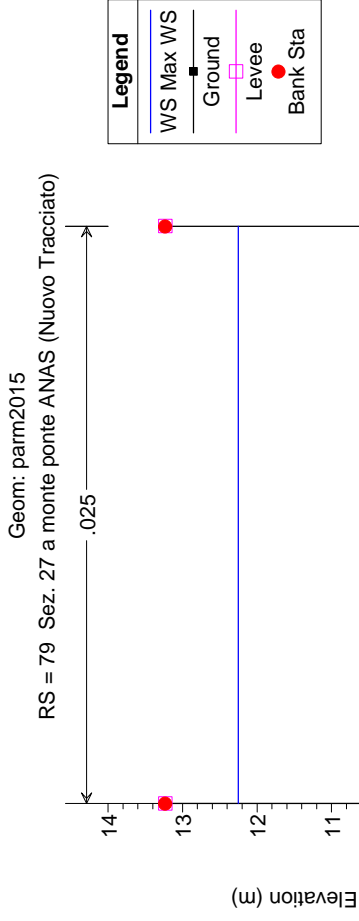
parmignola2015con sez ponteferr Plan: Plan 03 1/18/2016



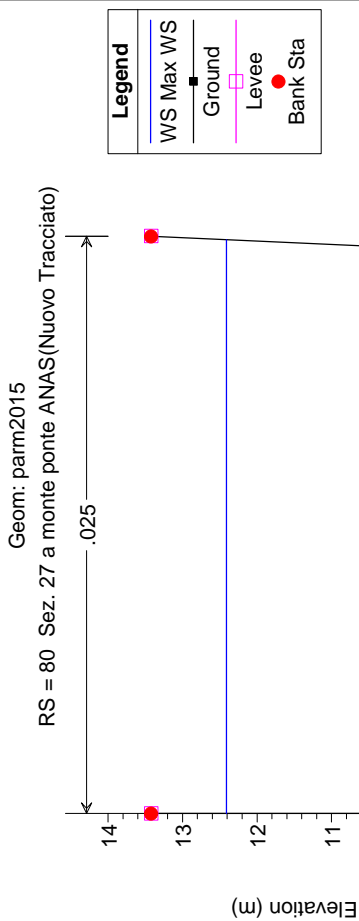
parmignola2015con sez ponteferr Plan: Plan 03 1/18/2016



parmignola2015con sez ponteferr Plan: Plan 03 1/18/2016

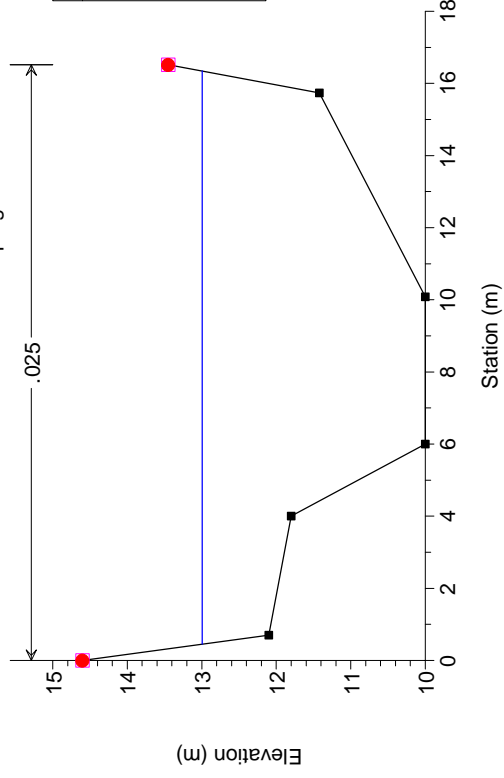


parmignola2015con sez ponteferr Plan: Plan 03 1/18/2016



parmignola2015con sez ponteferr Plan: Plan 03 1/18/2016

Geom: parm2015
RS = 81 sez 28.1 progetto



parmignola2015con sez ponteferr Plan: Plan 03 1/18/2016

Geom: parm2015
RS = 82

