

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA CENTRO

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA – MANOPPELLO
LOTTO 2

IDROLOGIA ED IDRAULICA

Relazione interferenze idrauliche minori e compatibilità idraulica

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IA97 00 R 29 RI ID0002 002 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	D. Fodde	Agosto 2021	C.Volpini	Agosto 2021	T. Paoletti	Agosto 2021	F. Arduini Novembre 2021
B	Rev. A seguito richieste RFI	D.Fodde	Novembre 2021	C.Volpini	Novembre 2021	T. Paoletti	Novembre 2021	 ITALFERR S.p.A. Direzione tecnica Interventi Centro Tecnica Scafa-Volpini Ufficio degli Interventi Ferroviari di Roma

INDICE

1.	PREMESSA	7
2.	NORMATIVA E LETTERATURA TECNICA DI RIFERIMENTO	8
3.	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	10
3.1	INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA	10
3.2	INQUADRAMENTO MANUFATTI IDRAULICI DI ATTRAVERSAMENTO DELLA LINEA FERROVIARIA	15
4.	COMPATIBILITA' IDRAULICA DEGLI INTERVENTI	18
5.	ANALISI IDRAULICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI.....	25
5.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	26
5.1.1	<i>Manuale di progettazione ferroviario</i>	<i>26</i>
5.1.2	<i>NTC 2018 e relativa Circolare Esplicativa</i>	<i>27</i>
5.1.3	<i>Criteri di verifica</i>	<i>28</i>
5.1.4	<i>Metodologia di verifica idraulica mediante simulazioni idrauliche su modello matematico in schema di moto permanente.....</i>	<i>29</i>
5.2	VERIFICA DELLE OPERE IDRAULICHE	43
5.2.1	<i>Geometria degli alvei</i>	<i>43</i>
5.2.2	<i>Portate di progetto</i>	<i>43</i>
5.2.3	<i>Definizione dei coefficienti di scabrezza</i>	<i>44</i>
5.2.4	<i>Condizioni al contorno</i>	<i>47</i>
5.3	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE PROTEZIONI DEL FONDO E DELLE SPONDE	47
5.3.1	<i>Calcolo delle tensioni agenti</i>	<i>48</i>
5.3.2	<i>Calcolo delle tensioni resistenti</i>	<i>49</i>
5.4	INALVEAZIONE IN21 – INTERFERENZA ALLA PK.0+500.000	50
5.4.1	<i>Descrizione simulazione numerica ante operam</i>	<i>50</i>
5.4.2	<i>Risultati simulazione idraulica ante operam TR 200 anni.....</i>	<i>52</i>
5.4.3	<i>Descrizione simulazione numerica post operam</i>	<i>54</i>
5.4.4	<i>Risultati simulazione idraulica post operam TR 200 anni.....</i>	<i>55</i>
5.4.5	<i>Verifica del franco</i>	<i>58</i>

5.4.6	<i>Sistemazione e protezione</i>	58
5.5	INALVEAZIONE IN22 – INTERFERENZA ALLA PK. 1+020.000	61
5.5.1	<i>Descrizione simulazione numerica ante operam</i>	61
5.5.2	<i>Risultati simulazione idraulica ante operam TR 200 anni</i>	63
5.5.3	<i>Descrizione simulazione numerica post operam</i>	65
5.5.4	<i>Risultati simulazione idraulica post operam TR 200 anni</i>	67
5.5.5	<i>Verifica del franco</i>	69
5.5.6	<i>Sistemazione e protezione</i>	69
5.6	INALVEAZIONE VI22-TORRENTE FOSSATELLO	72
5.6.1	<i>Descrizione simulazione numerica ante operam</i>	72
5.6.2	<i>Risultati simulazione idraulica ante operam TR 200 anni</i>	74
5.6.3	<i>Descrizione simulazione numerica post operam</i>	76
5.6.4	<i>Risultati simulazione idraulica post operam TR 200 anni</i>	78
5.6.5	<i>Verifica del franco</i>	80
5.6.6	<i>Sistemazione e protezione</i>	81
5.7	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	83

ELENCO TABELLE

<i>Tabella 1 - Principali opere ferroviarie di linea previste in progetto – Lotto 2</i>	<i>15</i>
<i>Tabella 2 - Elenco delle opere idrauliche/attraversamento</i>	<i>15</i>
<i>Tabella 3 - Principali criteri di verifica per le opere di attraversamento idraulico</i>	<i>29</i>
<i>Tabella 4 - Coefficiente di resistenza idrodinamico CD.....</i>	<i>36</i>
<i>Tabella 5 - Coefficiente di Yarnell.....</i>	<i>37</i>
<i>Tabella 6 - Opere di attraversamento e portate di progetto manufatti.....</i>	<i>44</i>
<i>Tabella 7 - Tabella riepilogativa per la scelta del coefficiente di Manning(Chow,1959).....</i>	<i>46</i>
<i>Tabella 8 - Interferenza IN21 - Risultati simulazione ante operam</i>	<i>52</i>
<i>Tabella 9 - Interferenza IN21 - Risultati simulazione post operam.....</i>	<i>55</i>
<i>Tabella 10 - Franco idraulico IN21 – nuovo tombino ferroviario.....</i>	<i>58</i>
<i>Tabella 11 - Interferenza IN22 - Risultati simulazione ante operam</i>	<i>63</i>
<i>Tabella 12 - Interferenza IN02 - Risultati simulazione post operam.....</i>	<i>67</i>
<i>Tabella 13 - Franco idraulico interferenza IN22 – nuovo tombino ferroviario</i>	<i>69</i>
<i>Tabella 14 - Torrente Fossatello (VI22)- Risultati simulazione ante operam</i>	<i>74</i>
<i>Tabella 15 - Torrente Fossatello (VI22)- Risultati simulazione post operam</i>	<i>78</i>
<i>Tabella 16 - Franco idraulico Torrente Fossatello (VI22)– nuovo ponte ferroviario</i>	<i>80</i>

ELENCO FIGURE

<i>Figura 1 - Inquadramento geografico nuovo tracciato ferroviario.....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 2 - Inquadramento geografico IN21 – Interferenza alla pk. 0+500.000.....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 3 - Inquadramento geografico IN22 – Interferenza alla pk. 1+020.000.....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 4 - Inquadramento geografico Torrente Fossatello (VI22) alla pk 3+900.000</i>	<i>18</i>
<i>Figura 5 - Mappe della pericolosità – Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) – Distretto Idrografico Appenino Centrale. Tav. 26 P.....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 6 - Mappe della pericolosità – Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) – Distretto Idrografico Appenino Centrale. Tav. 27 P.....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 7 - Mappe della pericolosità – Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) – Distretto Idrografico Appenino Centrale. Tav. 26 R</i>	<i>21</i>
<i>Figura 8 - Mappe della pericolosità – Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) – Distretto Idrografico Appenino Centrale. Tav. 27R</i>	<i>22</i>
<i>Figura 9 - Mappe di individuazione del rischio idraulico – Piano Stralcio Difesa Alluvioni (PSDA) Tav. 9.4.07.pe.04</i>	<i>23</i>
<i>Figura 10 - Mappe di individuazione del rischio idraulico – Piano Stralcio Difesa Alluvioni (PSDA) Tav. 9.4.07.pe.05</i>	<i>24</i>
<i>Figura 11 - Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d’acqua</i>	<i>30</i>
<i>Figura 12 - Sezione schematica di un corso d’acqua naturale.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 13 - Sezione schematica di un corso d’acqua naturale.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 14 - Pianta schematica di un attraversamento fluviale.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 15 - Sezione schematica di un attraversamento fluviale</i>	<i>36</i>
<i>Figura 16 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 17 - Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso Cd</i>	<i>38</i>
<i>Figura 18 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 19 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 20 - Schema di un tombino ponticello</i>	<i>40</i>
<i>Figura 21 - Diagramma di funzionamento del tombino ponticello</i>	<i>40</i>
<i>Figura 22 - Interferenza IN21 - Configurazione ante operam.....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 23 - Interferenza IN21 - Profilo idrico ante operam.....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 24 - Interferenza IN21 - Configurazione post operam.....</i>	<i>55</i>

**Relazione interferenze idrauliche minori e
compatibilità idraulica**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 29	RI	ID002 002	B	6 di 83

<i>Figura 25 - Interferenza IN21 - Profilo idrico post operam</i>	<i>57</i>
<i>Figura 26 - Interferenza IN21- sezione ingresso manufatto (INLET)</i>	<i>59</i>
<i>Figura 27 - Interferenza IN21- sezione uscita manufatto (OUTLET).....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 28 - Interferenza IN22 - Configurazione ante operam.....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 29 - Interferenza IN22 - Profilo idrico ante operam</i>	<i>64</i>
<i>Figura 30 - Interferenza IN22 - Configurazione post operam.....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 31 - Interferenza IN22 - Profilo idrico post operam</i>	<i>68</i>
<i>Figura 32 - sezione post-operam a monte dell'attraversamento IN22</i>	<i>70</i>
<i>Figura 33 - sezione post-operam a valle dell'attraversamento IN22</i>	<i>71</i>
<i>Figura 34 - Torrente Fossatello (VI22) - Configurazione ante operam.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 35 - Torrente Fossatello (VI22)- Profilo idrico ante operam</i>	<i>75</i>
<i>Figura 36 - Torrente Fossatello (VI22)- Configurazione post operam.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 37 - Torrente Fossatello (VI22)- Profilo idrico post operam</i>	<i>79</i>
<i>Figura 38 - sezione post-operam a monte dell'attraversamento VI22</i>	<i>81</i>
<i>Figura 39 - sezione post-operam a valle dell'attraversamento VI22</i>	<i>82</i>

1. **PREMESSA**

La presente relazione riporta lo studio idraulico condotto sui tre corsi d'acqua minori, tributari del Fiume Pescara, che interferiscono con gli interventi previsti nell'ambito del progetto di fattibilità tecnica ed economica (e della successiva fase di progettazione definitiva) del raddoppio ferroviario della tratta Scafa – Manoppello, realizzato nell'ambito del potenziamento infrastrutturale della linea Roma – Pescara.

Di seguito sono esposti i risultati della modellazione idraulica dei corsi d'acqua interferenti negli scenari ante operam e post operam, i criteri e le metodologie adottate per il dimensionamento dei manufatti e per la verifica idraulica degli stessi per un evento di piena associato ad un tempo di ritorno (Tr) pari a 200 anni, in conformità a quanto prescritto dal Manuale di Progettazione Ferroviario, dalle NTC 2018 e dalla relativa Circolare esplicativa del 21/01/2019

2. **NORMATIVA E LETTERATURA TECNICA DI RIFERIMENTO**

NORMATIVA

- R.D. 25/07/1904, n. 523 – “Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie”;
- R.D. 27/07/1934, n. 1265 – “Testo unico delle leggi sanitarie”;
- Circolare 07/01/1974, n. 11633 – “Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto”;
- D.M. 12/12/1985 – “Normativa tecnica per le tubazioni”;
- Circolare 20/03/1986, n. 27291 – “Istruzioni relative alla normativa tecnica per le tubazioni”;
- L.18/05/1989, n. 183 “Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo”;
- D.lgs. 03/04/ 2006, n. 152 – “Norme in materia ambientale” e s.m.i.;
- D.lgs. 16/01/2008, n. 4 – “Codice dell’Ambiente” (modificazioni ed integrazioni al D.lgs. 152/2006, entrato in vigore il 13/02/2008);
- Piano Stralcio Difesa Alluvioni (PSDA) dell’Autorità dei Bacini di Rilievo Regionale dell’Abruzzo e del Bacino Interregionale del Fiume Sangro – Nov. 2013 (Tav. 9.4.07.pe.04 e 9.4.07.pe.05);
- Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) del Distretto Appennino Centrale – Il ciclo Dicembre 2019 (Pericolosità Idraulica Tav. P26 - P27 – Rischio idraulico Tav. R26 – R27);
- D.M. 17/01/2018 – “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21/01/2019, n.7 – “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17/01/2018”;
- UNI 11292 14/02/2019 – “Locali Destinati ad Ospitare Gruppi di Pompaggio per Impianti Antincendio – Caratteristiche Costruttive e Funzionali”;
- Manuale di Progettazione RFI – Edizione dicembre/2020;

- L.R. 13/08/2011, n. 12 – Approvazione delle “Linee Guida sulla invarianza idraulica nelle trasformazioni territoriali” – deliberazione della Giunta Regionale n.117 del 24 marzo 2020 – B.U.R.L. 02/04/2020, n. 37 – Attuazione della Direttiva 2007/60/CE;

LETTERATURA TECNICA DI RIFERIMENTO

- V.T. Chow – “Open-Channel Hydraulics – McGraw-Hill – 1959;
- G. Supino – “Le reti idrauliche” – Ed. Patron – Bologna – 1965;
- D. S. Miller – “Internal Flow Systems” – BHR Group Limited – 1978;
- D. Tonini – “Elementi di idrografia ed idrologia” – Vol. 2 – Ed. Cortina – 1983;
- U.S. Department of Agriculture – Natural Resources Conservation Service – “Urban hydrology for small watersheds” – 1986;
- A. Lencastre – “Manuel d’hydraulique générale – Eyrolles” – 1986;
- D. Citrini, G. Nosedà – “Idraulica” – Casa Editrice Ambrosiana Milano – 1987;
- F. Arredi – “Costruzioni Idrauliche” – Utet – 1987;
- G. Ippolito – “Appunti di costruzioni idrauliche” – Liguori – 1993;
- S. Gabriele, G. Liritano – “Alcuni aspetti teorici ed applicativi nella regionalizzazione delle piogge con il modello TCEV” – Previsione e Prevenzione degli Eventi Idrologici Estremi e Loro Controllo, Rapporto 1992/93, L1, GNDCI-CNR, Roma – 1994;
- G. Calenda, F. Campolo, C. Cosentino, R. Guercio – “Valutazione delle piene nei bacini delle sezioni idrografiche di Roma e Pescara” – In *La valutazione delle piene in Italia-Rapporto Nazionale di Sintesi*, CNR-GNDCI, Allegato F, Roma – 1994;
- L. Da Deppo, C. Datei – “Fognature” – Edizioni Progetto Padova – 1997;
- S. Artina et al. – “Sistemi di Fognatura” – Centro Studi Deflussi Urbani – Hoepli – 1997;
- C. Ciaponi, S. Papiri, U. Sanfilippo, S. Todeschini – “Acque di prima Pioggia – Manuale di Progettazione” – CSDU/ Hoepli – 2014;
- M. C. Grandi, A. Massacci, L. Passatore, F. Romagnoli – “Le piante che depurano l’acqua – Applicazioni in fitorimediazione, fitodepurazione e biopiscine” – Editrice il campo – 2014.

3. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Nel presente capitolo viene descritto il progetto di fattibilità tecnica ed economica del raddoppio ferroviario della tratta Scafa - Manoppello, realizzato nell'ambito della velocizzazione della linea Roma – Pescara.

3.1 Inquadramento generale dell'area

L'inizio dell'intervento è fissato in corrispondenza dell'asse FV dell'attuale stazione di Manoppello Km 23+434 LS in coincidenza con la fine del lotto precedente Interporto d'Abruzzo - Manoppello (km 5+978.92) e si estende per circa 8 km terminando in ambito della stazione di Scafa al km 7+893.99.

La velocità di progetto è prevista nel tratto iniziale pari a 125 km/h per proseguire a 145 km/h fino all'ingresso della fermata di Scafa e la pendenza longitudinale massima adottata è del 15‰ compensata.

Il tracciato ferroviario di progetto si sviluppa integralmente all'aperto e viene realizzato parzialmente in variante e parzialmente in stretto affiancamento alla linea storica in esercizio.

I ponticelli ed i tombini al di sotto del binario esistente, verranno demoliti e ricostruiti secondo la normativa ad oggi vigente e secondo il nuovo carico assiale e la velocità di progetto, garantendo lo stesso standard sia per il binario pari sia per il dispari.

Il progetto nel suo complesso è composto da un'alternanza di tratti in rilevato, in trincea ed in viadotto; sono stati individuati edifici civili in stretta vicinanza della nuova piattaforma ferroviaria per la cui tutela e salvaguardia si prevedono delle idonee opere di mitigazione. Inoltre, nei tratti di linea ferroviaria dove lo studio acustico ne ha evidenziato la necessità, in base ai limiti della vigente normativa, saranno installate delle barriere antirumore.

Il primo tratto di lunghezza complessiva 3,3 km, superati i primi 700 m di derivazione dalla linea attuale a Manoppello, si sviluppa totalmente in variante, resa necessaria per consentire il superamento delle tre importanti interferenze con la SS n.5 Tiburtina, l'Autostrada A25 e il fiume Pescara ed evitare l'interferenza con l'impianto del gas di Alanno, il tracciato è previsto alla velocità di tracciato Vt 125 Km/h (Rango C 140 Km/h).

In quest'ambito si trova l'importante viadotto VI21 di L= 1420 m con il quale si superano l'autostrada e il fiume Pescara. Invece per la SS n.5 Tiburtina (NV21) è prevista una deviazione plano-altimetrica con

ricucitura delle viabilità esistenti. Il progetto della viabilità si sviluppa con un sottopasso della linea ferroviaria attraverso un' opera di scavalco a "farfalla" (SL21).

Sono previste alcune demolizioni nell'area industriale.

Dal km 3+300 fino al km 6+050 il nuovo progetto prevede il raddoppio in affiancamento al binario esistente nei tratti di stretto affiancamento, l'interasse minimo del nuovo binario è previsto a 5.50 m dal binario in esercizio.

Al km 4+358 è ubicata la nuova stazione di Alanno (marciapiedi L=250 m) in corrispondenza dell'attuale al km 28+054 della LS, il tracciato è previsto alla velocità di tracciato Vt 145 Km/h (Rango C 160 Km/h). La configurazione di progetto della stazione prevede la realizzazione del nuovo marciapiede ad isola tra il binario dispari e il binario tronco di larghezza variabile da 7.25 a 5.25 m e l'adeguamento del primo marciapiede che viene previsto sopraelevato a +0.55 dal p.f. nel rispetto della la nuova livelletta ferroviaria, prolungato fino alla lunghezza di 250 m.. Sono previsti inoltre: il sottopasso ciclo-pedonale, il parcheggio per le vetture e gli autobus di linea e due fabbricati tecnologici (FA25, FA26). Infine, dal lato del fiume Pescara è prevista la risistemazione della viabilità locale preesistente in affiancamento al terzo binario di attestamento.

Sono necessarie alcune demolizioni di fabbricati privati in ambito di Alanno.

Il sottopasso esistente carrabile alla pk 4+420 viene demolito e ricostruito solo ad uso ciclo-pedonale.

Le due viabilità principali che vengono interferite sono la NV22 - *Riqualificazione svincolo di Viale del Lavoro* con la demolizione dell'attuale collegamento tra l'area del Consorzio Val Pescara e viale del Lavoro, ricucite con un tratto in sottopasso su uno dei fornicelli della SL28, e la realizzazione di una rotatoria con sottopasso ferroviario e la NV24 – *Adeguamento Via del Fiume Pescara* con rifacimento del cavalcaferrovia e demolizione dell'esistente, il progetto prevede inoltre una nuova sistemazione dei rami di collegamento alla rotatoria esistente.

Dalla pk 6+050 fino alla fine dell'intervento, la velocità di progetto è quella della linea attuale Vt=85 Km/h (Rango C 95 Km/h) per consentire l'ingresso nella cittadina di Scafa mantenendo il corridoio dell'attuale linea ferroviaria e riducendo al minimo gli impatti della nuova linea a doppio binario sull'abitato e sulle infrastrutture esistenti (viadotto A25 e ponte ferroviario su fiume Pescara).

Al km 6+310 l'attuale LS sotto-attraversa il viadotto autostradale, il progetto sviluppato realizza il nuovo tracciato a doppio binario esattamente nello stesso sedime dell'attuale ferrovia inserendo opere di

mitigazione per la tutela delle pile del viadotto, per consentire questo intervento viene prevista una deviazione provvisoria della linea storica di lunghezza 600 m circa.

Dalla pk 6+600 fino alla 7+300 il tracciato si discosta dalla ferrovia esistente proseguendo in variante per realizzare il nuovo ponte sul fiume Pescara VI23 in affiancamento all'attuale.

L'attuale passaggio a livello su la SP64 al km 6+600 viene soppresso e in sostituzione è stato studiato un nuovo sottopasso ferroviario al km 6+535 (NV25) con piccola risistemazione della viabilità locale.

Sono previste alcune demolizioni di fabbricati.

Dal km 7+300 si entra nell'impianto esistente della fermata di Scafa che attualmente è così configurato:

un binario di corsa (futuro BP) con un marciapiede alto (+55 cm su pf) di L=250 m, un binario di precedenza (futuro BD) con un marciapiede basso lato FV (+25 cm sul pf) di L=215 m e un sottopasso pedonale ubicato in prossimità della radice lato Pescara questi interventi sono stati realizzati e finiti nel 2019.

La nuova fermata di Scafa inizia alla pk 7+307.89 dove è ubicata la comunicazione P/D S60U/400/0.074 e alla pk 7+456.83 il binario di progetto si allaccia al binario di corsa esistente mentre l'attuale binario di precedenza viene adeguato e portato a interasse 4 m (attualmente l'interasse è superiore ai 5m) e si ricollega all'esistente alla pk 7+773 dove è ubicato l'attuale deviatoio per il tronchino di sicurezza della precedenza.

Sono previste le seguenti lavorazioni:

- demolizione di circa 40 m dei marciapiedi esistenti nella radice lato Pescara e prolungamento fino alla lunghezza di 250 m nella radice lato Roma.
- Adeguamento dell'attuale binario di precedenza (futuro BD) per posizionarlo a interasse 4 m rispetto l'attuale (interasse esistente superiore ai 5 m), questa correzione consente di adeguare alla normativa vigente l'attuale marciapiede lato FV che viene alzato a +55 cm sul pf.

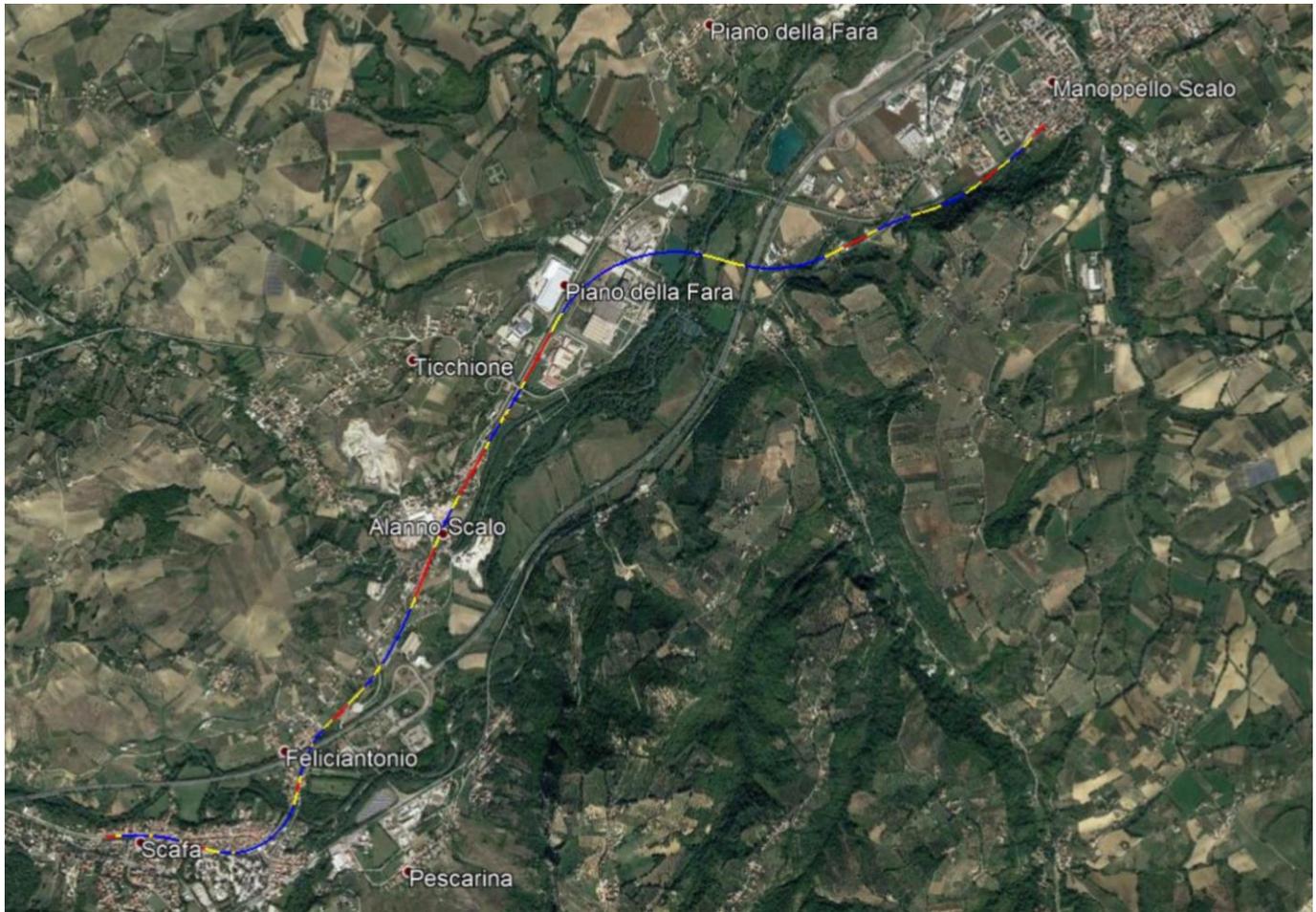


Figura 1 - Inquadramento geografico nuovo tracciato ferroviario.

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa con la suddivisione dell'intervento nelle principali opere ferroviarie di linea previste in progetto:

WBS	Da km	A km	Lato raddoppio sede rispetto alla LS	Note
TR21	0+000,00	0+320,00	SX	Realizzazione in interruzione di esercizio ferroviario
RI21	0+320,00	0+650,00	SX	Realizzazione in interruzione di esercizio ferroviario
RI22	0+650,00	0+800,00	Variante SX	Tratto in variante

**Relazione interferenze idrauliche minori e
compatibilità idraulica**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 29	RI	ID002 002	B	14 di 83

VI24	0+800,00	0+950,00	Variante SX	Viadotto in variante
SL32	0+950,00	1+000,00	Variante SX	Manufatto scatolare in variante
RI23	1+000,00	1+068,20	Variante SX	Tratto in variante
VI26	1+068,20	1+193,20	Variante SX	Viadotto in variante
SL21	1+193,20	1+364,00	Variante SX	Farfalla con sottopassaggio della SS5 Tiburtina
VI21	1+364,00	2+764,00	Variante SX	Viadotto in variante
SL22	2+764,00	2+900,00	Variante SX	Manufatto scatolare in variante
RI24	2+900,00	3+200,00	Variante SX	Tratto in variante
RI25	3+200,00	3+350,00	SX	Tratto in affiancamento
SL28	3+350,00	3+862,64	SX	Manufatto scatolare in presenza di esercizio
VI22	3+862,64	3+922,63	SX	Ponte ferroviario
RI26	3+922,63	4+350,00	SX	Realizzazione in presenza di esercizio ferroviario
TR22	4+350,00	4+550,00	SX	Realizzazione in presenza di esercizio ferroviario
RI27	4+500,00	4+950,00	SX	Realizzazione in presenza di esercizio ferroviario
TR23	4+950,00	6+150,00	SX	Realizzazione in presenza di esercizio ferroviario
TR24	6+150,00	6+300,00	SX	Realizzazione in presenza di esercizio ferroviario
RI28	6+300,00	6+638,00	SX	Realizzazione a seguito variante provv. L.S.
SL25	6+540,76	6+540,76	SX	Realizzazione a seguito variante provv. L.S.
VI23	6+638,00	6+808,00	Variante SX	Realizzazione in variante
RI29	6+808,00	7+150,00	Variante SX	Realizzazione in variante
TR25	7+150,00	7+893,99	SX	Tratto in affiancamento alla L.S.

DEVIATA PROVVISORIA

TR90	0+000,00	0+176,80	DX	Realizzazione in interruzione di esercizio ferroviario
RI90	0+176,80	0+403,00	Variante DX	Realizzazione in variante
TR91	0+403,00	0+615,74	Variante DX	Realizzazione in interruzione di esercizio ferroviario

Tabella 1 - Principali opere ferroviarie di linea previste in progetto – Lotto 2

3.2 Inquadramento manufatti idraulici di attraversamento della linea ferroviaria

Il raddoppio ferroviario in progetto si sviluppa in affiancamento al Fiume Pescara ed interferisce con una serie di corsi d'acqua minori, tributari del Fiume Pescara stesso: Interferenza IN21 alla pk. 0+500.000, interferenza IN22 alla pk. 1+020.000 e Torrente Fossatello (VI22) alla pk.3+900.000. Nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono riportati i manufatti per i quali la verifica idraulica è stata eseguita mediante elaborazione su modello matematico monodimensionale in schema di moto permanente. Per ogni manufatto si riporta la progressiva chilometrica da profilo, la WBS (work breakdown structure) e la posizione rispetto alla linea in esercizio (L.S).

Nuova Nomenclatura	Pk	TIPOLOGIA		
		TIPOLOGIA	DIMENSIONI	Lunghezza
IN21	0+500.00	scatolare	2.00x2.00	5.00m
IN22	1+020.00	scatolare	3.00X2.00	13.00m
VI22	3+900.00	ponte	60.00x5.00	8.00m

Tabella 2 - Elenco delle opere idrauliche/attraversamento

Invece le immagini che seguono riportano un inquadramento delle interferenze dei corsi d'acqua oggetto di studio con il tracciato di progetto.



Figura 2 - Inquadramento geografico IN21 – Interferenza alla pk. 0+500.000

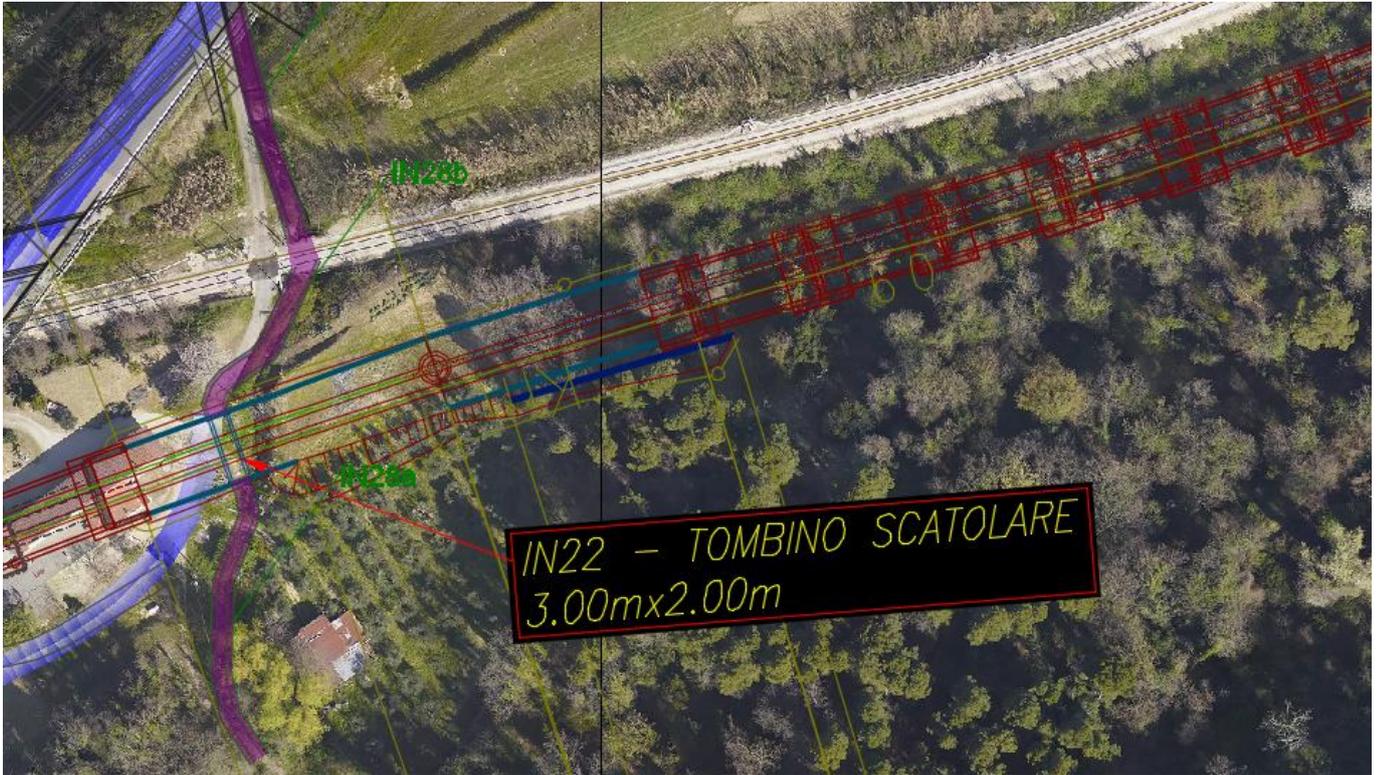


Figura 3 - Inquadramento geografico IN22 – Interferenza alla pk. 1+020.000

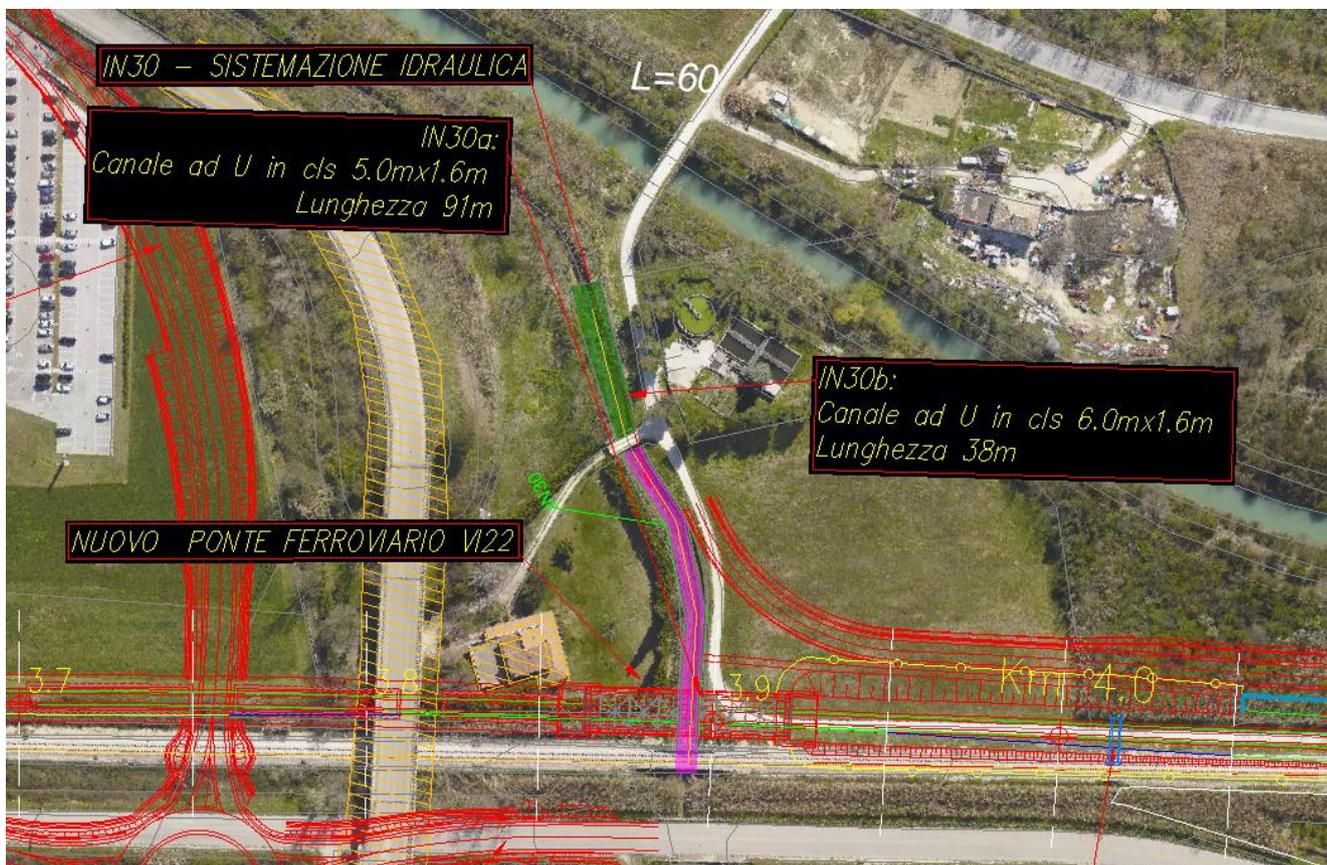


Figura 4 - Inquadramento geografico Torrente Fossatello (VI22) alla pk 3+900.000

4. COMPATIBILITA' IDRAULICA DEGLI INTERVENTI

L'intervento in progetto ricade nell'ambito dell'Autorità dei Bacini di Rilievo Regionale dell'Abruzzo e del Bacino Interregionale del Fiume Sangro, ricompresa nel territorio del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale.

Il progetto è stato pertanto redatto nel rispetto delle seguenti normative:

- Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) del Distretto Appennino Centrale - approvato con Delibera del Comitato Istituzionale Integrato n. 9 del 3 marzo 2016 (Tav. P26 – P27 - R26 – R27);

- Piano Stralcio Difesa Alluvioni (PSDA) dell’Autorità dei Bacini di Rilievo Regionale dell’Abruzzo e del Bacino Interregionale del Fiume Sangro – Nov. 2013 (Tav. 9.4.07.pe.04 e 9.4.07.pe.05) e relative Norme Tecniche di Attuazione (N.T.A) ;
- L.R. 13/08/2011, n. 12 – Approvazione delle “Linee Guida sulla invarianza idraulica nelle trasformazioni territoriali” – deliberazione della Giunta Regionale n.117 del 24 marzo 2020 – B.U.R.L. 02/04/2020, n. 37 – Attuazione della Direttiva 2007/60/CE.

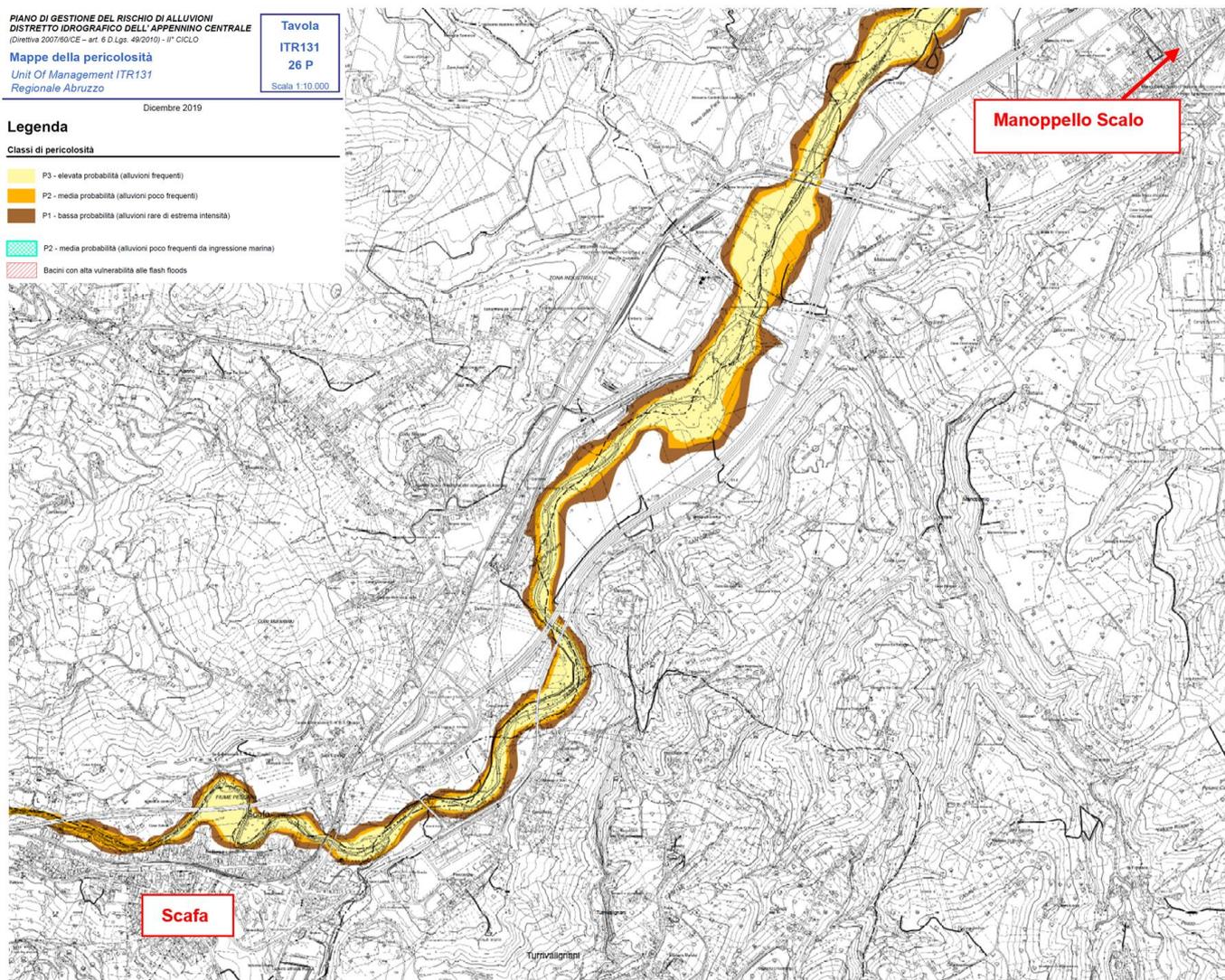


Figura 5 - Mappe della pericolosità – Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) – Distretto Idrografico Appennino Centrale. Tav. 26 P

**Relazione interferenze idrauliche minori e
compatibilità idraulica**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 29	RI	ID002 002	B	20 di 83

PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO DI ALLUVIONI
DISTRETTO IDROGRAFICO DELL' APPENNINO CENTRALE
(Direttiva 2007/60/CE – art. 6 D.Lgs. 49/2010) - 1° CICLO
Mappe della pericolosità
Unit Of Management ITR131
Regionale Abruzzo

Tavola
ITR131
27 P
Scala 1:10.000

Dicembre 2019

Legenda

Classi di pericolosità

- P3 - elevata probabilità (alluvioni frequenti)
- P2 - media probabilità (alluvioni poco frequenti)
- P1 - bassa probabilità (alluvioni rare di estrema intensità)
- P2 - media probabilità (alluvioni poco frequenti da ingressione marina)
- Bacini con alta vulnerabilità alle flash floods

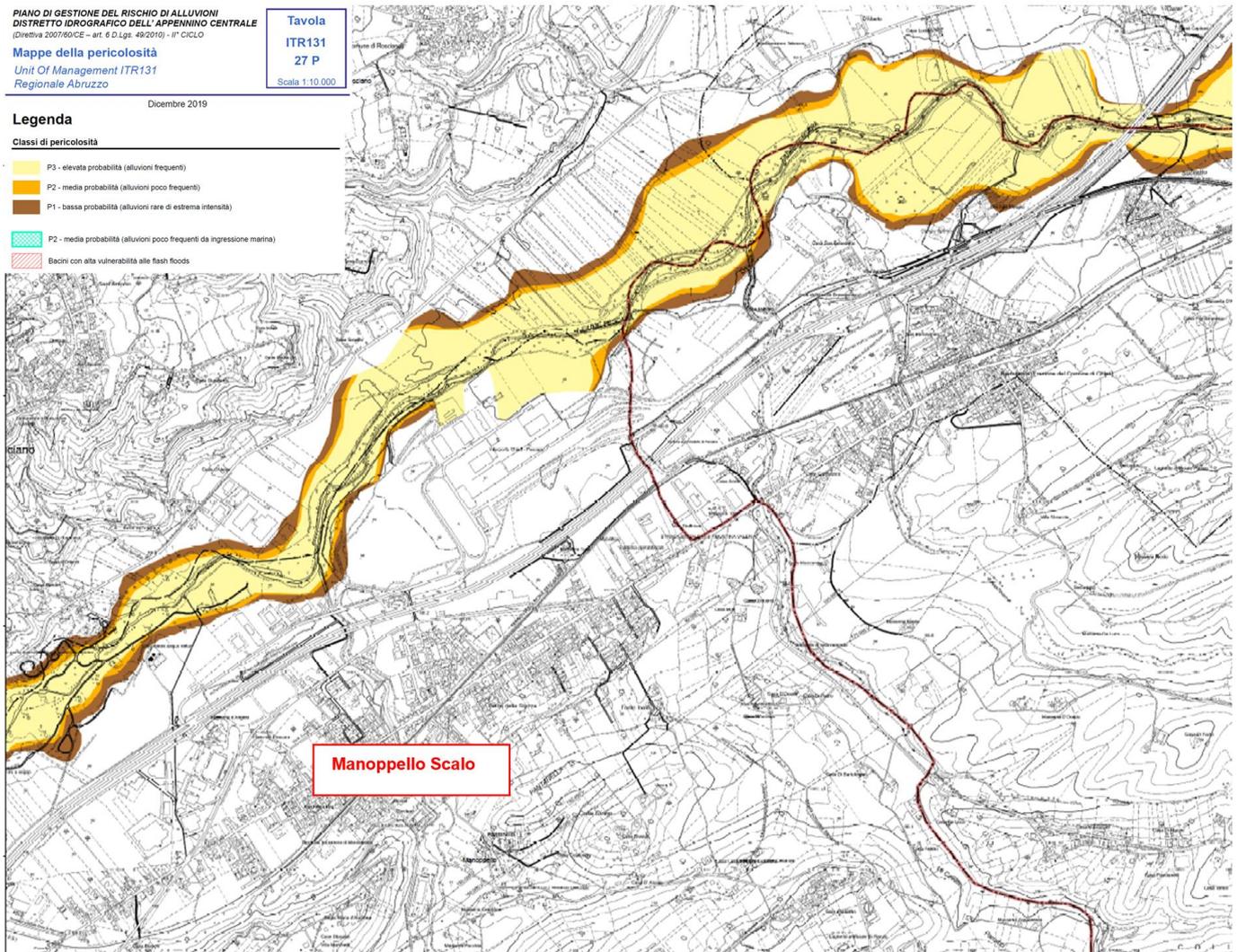


Figura 6 - Mappe della pericolosità – Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) – Distretto Idrografico Appennino Centrale.
Tav. 27 P

Relazione interferenze idrauliche minori e compatibilità idraulica

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 29	RI	ID002 002	B	21 di 83

PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO DI ALLUVIONI
DISTRETTO IDROGRAFICO DELL'APPENNINO CENTRALE
(Direttiva 2007/60/CE – art. 6 D.Lgs. 49/2010) - 1° CICLO
Mappe del rischio
Unit Of Management ITR131
Regionale Abruzzo

Tavola
ITR131
26 R
Scala 1:10.000

Legenda

Dicembre 2019

Classe di Rischio

- R4 - Rischio molto elevato
- R3 - Rischio elevato
- R2 - Rischio medio
- R1 - Rischio moderato o nullo

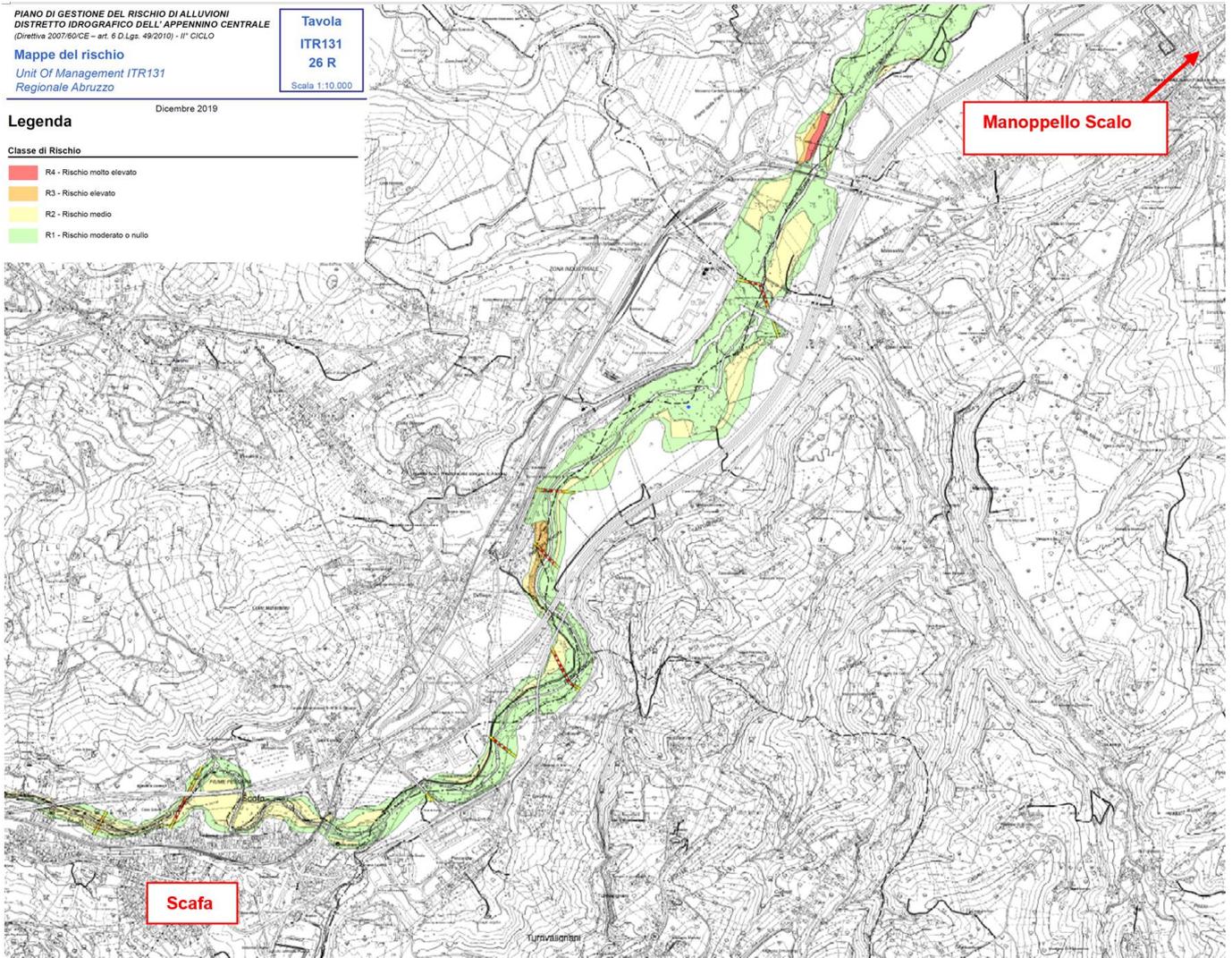


Figura 7 - Mappe della pericolosità – Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) – Distretto Idrografico Appennino Centrale. Tav. 26 R

**Relazione interferenze idrauliche minori e
compatibilità idraulica**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 29	RI	ID002 002	B	22 di 83

PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO DI ALLUVIONI
DISTRETTO IDROGRAFICO DELL'APPENNINO CENTRALE
(Direttiva 2007/60/CE – art. 6 D.Lgs. 49/2010) - II° CICLO

Mappe del rischio

Unit Of Management ITR131
Regionale Abruzzo

Tavola

ITR131

27 R

Scala 1:10.000

Legenda

Classe di Rischio

- R4 - Rischio molto elevato
- R3 - Rischio elevato
- R2 - Rischio medio
- R1 - Rischio moderato o nullo

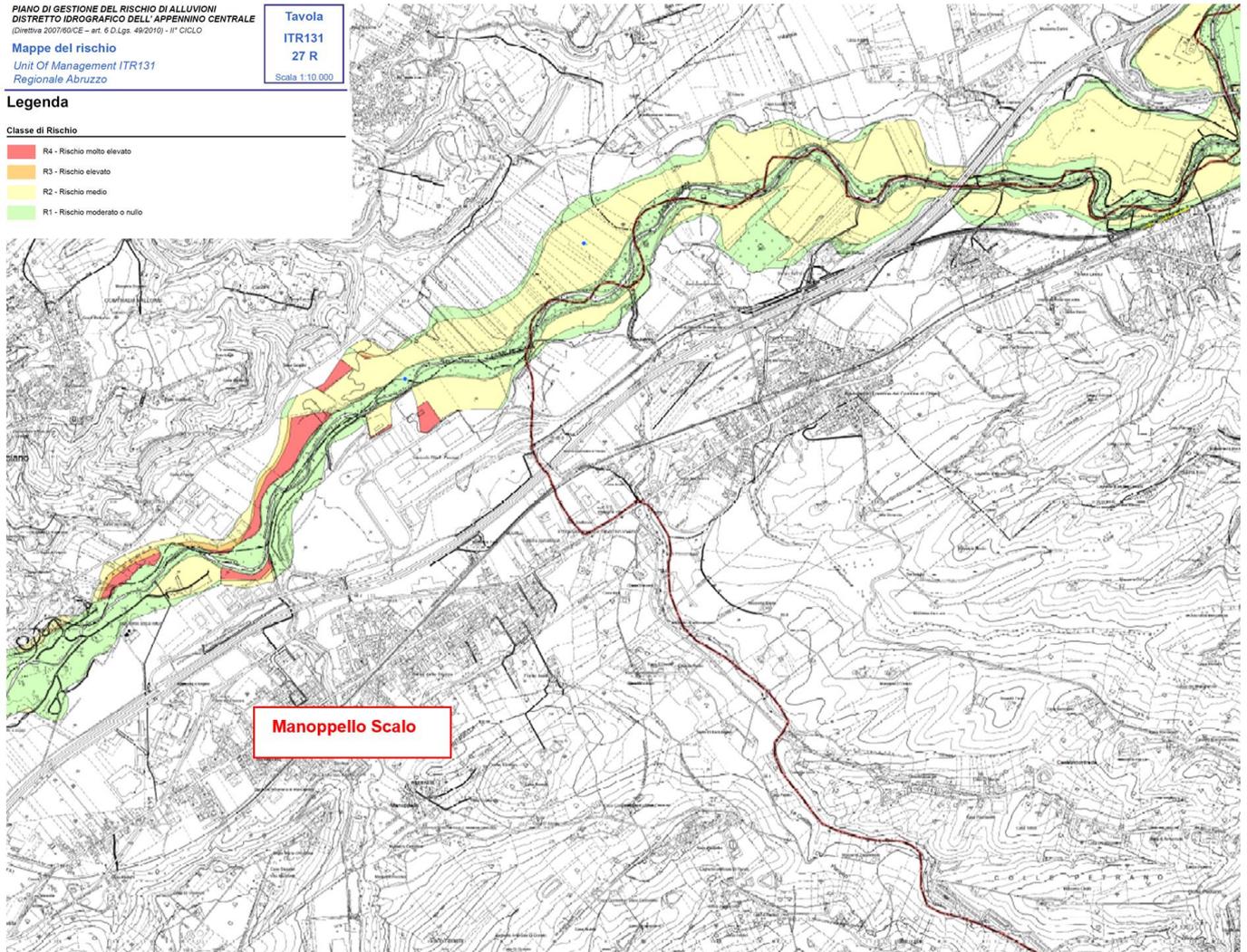


Figura 8 - Mappe della pericolosità – Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) – Distretto Idrografico Appennino Centrale.
Tav. 27R

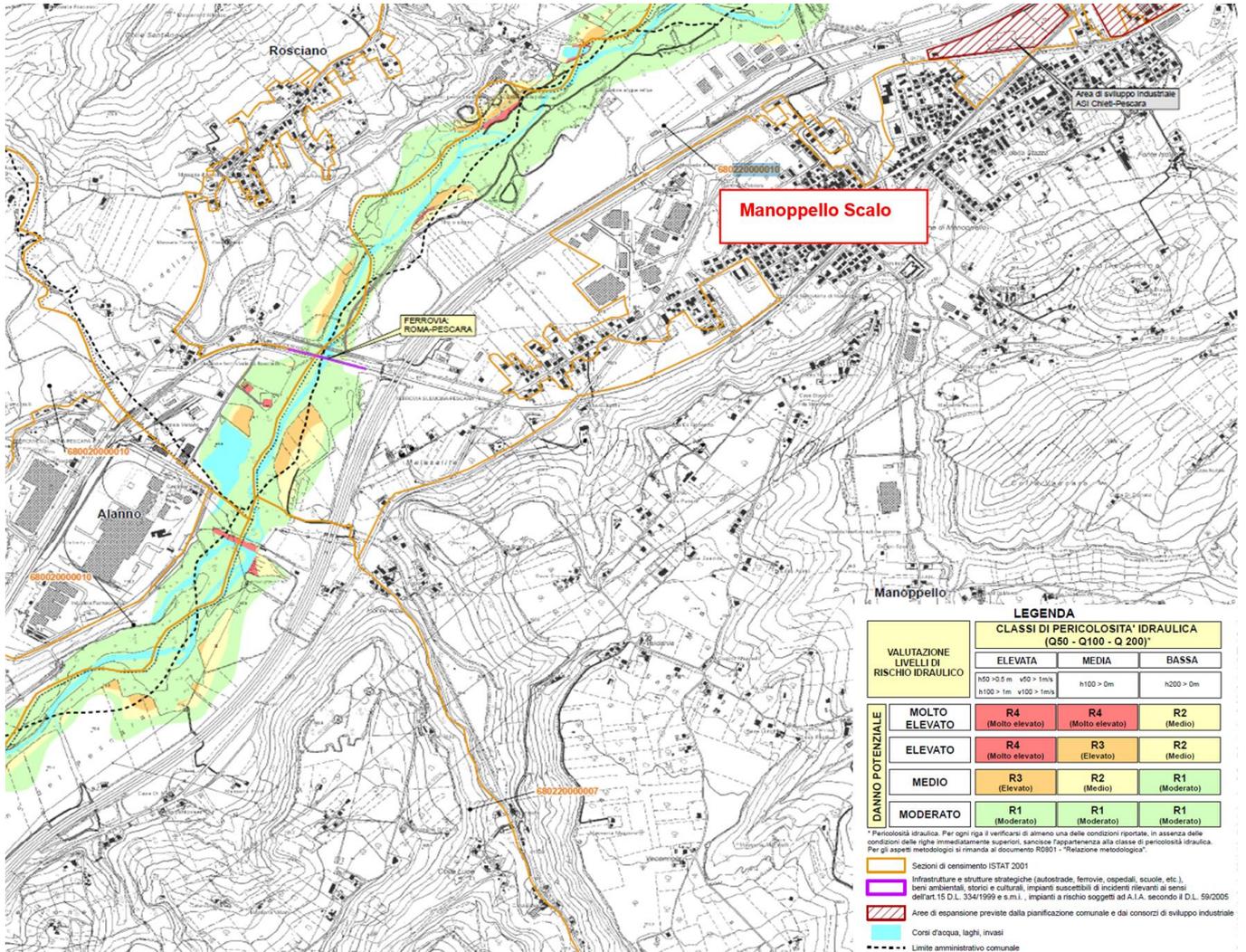


Figura 9 - Mappe di individuazione del rischio idraulico – Piano Stralcio Difesa Alluvioni (PSDA) Tav. 9.4.07.pe.04

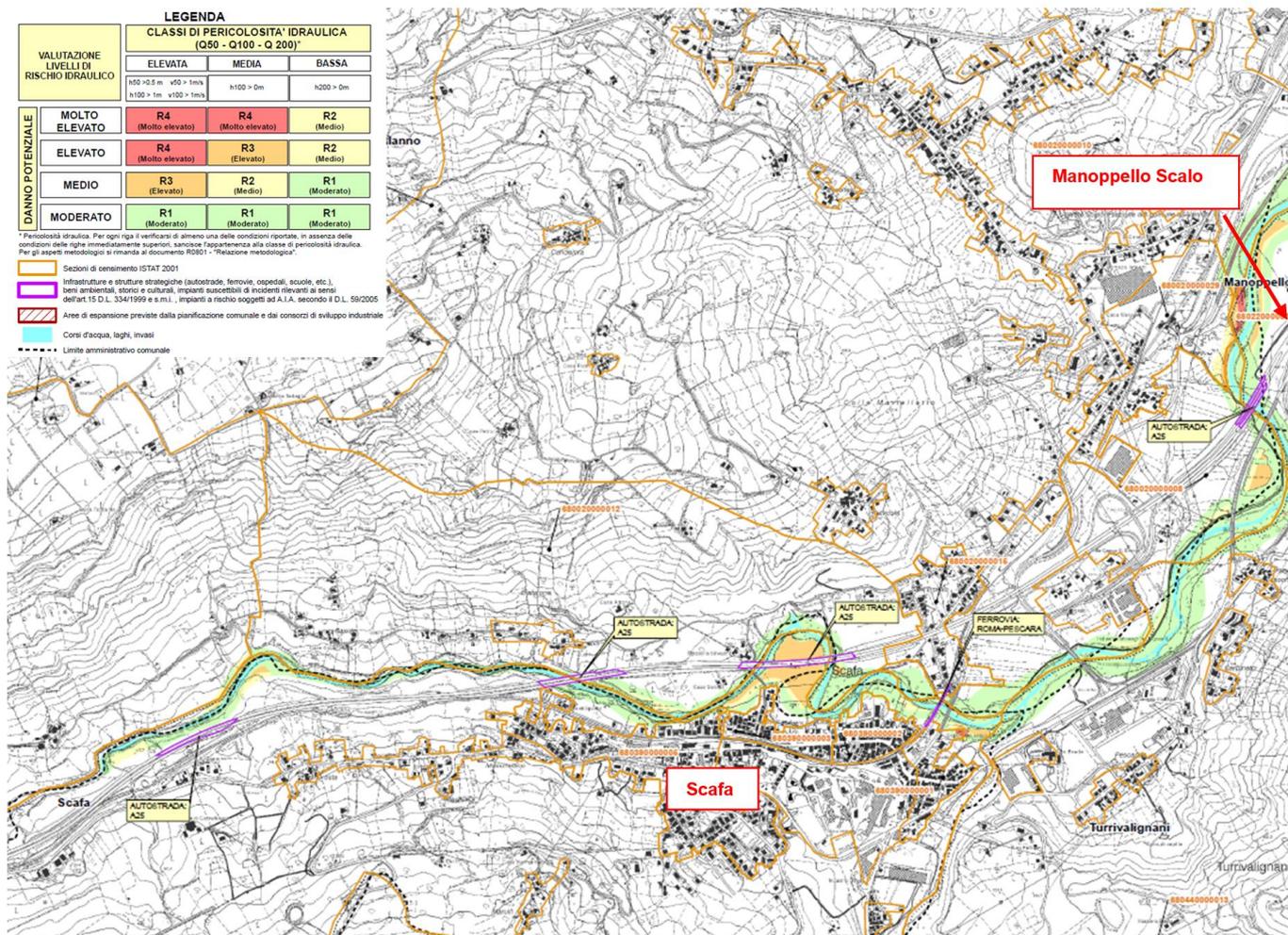


Figura 10 - Mappe di individuazione del rischio idraulico – Piano Stralcio Difesa Alluvioni (PSDA) Tav. 9.4.07.pe.05

Come illustrato nelle figure sopra riportate, la linea ferroviaria in progetto è interessata dalle aree di pericolosità idraulica elevata (P3), media (P2) e bassa (P1), come da PGRAAC, soltanto in corrispondenza dei due nuovi attraversamenti del Fiume Pescara.

Si è operato quindi in conformità alle Norme Tecniche di Attuazione del PSDA (normativa comunque rimasta in vigore e di riferimento nell'ambito della pianificazione di bacino, a seguito anche dell'emanazione del P.G.R.A.A.C.) sviluppando uno studio di compatibilità idraulica in cui si è dimostrata la coerenza delle opere in progetto con quanto proposto dal Piano Stralcio Difesa Alluvioni ed in particolare che gli "interventi previsti rispettino il vincolo di non aumentare il livello di pericolosità e di rischio esistente - fatto salvo quello eventuale intrinsecamente connesso agli interventi stessi - e di non

precludere la possibilità di eliminare o ridurre le condizioni di pericolosità e rischio mediante azioni future”, nonché in ottemperanza delle prescrizioni in materia di compatibilità idraulica (i.e. franco idraulico minimo di 1,5 m e distanza minima di 40 metri tra pile contigue in alveo, in direzione ortogonale alla corrente) riportate nelle NTC2018 (Capitolo 5) e nella relativa circolare esplicativa n.7/2019 ed in accordo al Manuale di Progettazione Ferroviaria.

5. ANALISI IDRAULICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI

In questo capitolo verranno illustrate le metodologie di calcolo e le verifiche idrauliche effettuate al fine di rispettare la normativa vigente in termini di franco idraulico di sicurezza sotto i nuovi ponti ferroviari, e il grado di riempimento massimo ammissibile all'intero dei nuovi tombini idraulici.

Lo studio condotto sui tre attraversamenti inerenti i corsi d'acqua minori è stato effettuato a partire dalla perimetrazione dei bacini idrografici e dai dati idrologici, mediante l'utilizzo dei dati pluviometrici disponibili nelle stazioni pluviometriche limitrofe alle varie aree di intervento. Tali dati, mediante un processo di inferenza statistica (analisi pluviometrica) e un confronto con le formulazioni del Va.Pi, hanno consentito il calcolo delle portate idrologiche associate al tempo di ritorno di progetto ($Tr=200$ anni). Lo studio idraulico effettuato ha consentito di determinare i valori limite di velocità lungo i tratti di sistemazione idraulica e in prossimità delle opere di attraversamento. I valori di velocità ottenuti sono risultati prevalentemente al di sotto di 5.00 m/s ad eccezione di alcuni tratti dove, a causa delle pendenze del fondo alveo, tali velocità sono risultate leggermente superiori ma mai oltre il valore limite di 7.00 m/s. Essendo le sistemazioni idrauliche e gli attraversamenti in C.A., i picchi di velocità superiori a 5.00 m/s non sono ritenuti particolarmente problematici ai fini della durabilità delle opere previste, in quanto, mediante una manutenzione ordinaria (ispezione almeno annuale) e straordinaria (ispezione a seguito di eventi meteorici particolarmente intensi), si garantisce la durabilità del rivestimento e delle opere in calcestruzzo armato.

5.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

5.1.1 Manuale di progettazione ferroviario

Come previsto dal Manuale di Progettazione ferroviario, ogni tipo di manufatto idraulico è stato verificato utilizzando i seguenti tempi di ritorno Tr :

...omissis...

c) Manufatti di attraversamento (ponti e tombini):

- *linea ferroviaria* $Tr= 200$ [anni] per $S > 10$ [km²]
- *linea ferroviaria* $Tr= 200$ [anni] per $S < 10$ [km²]
- *deviazioni stradali* $Tr=200$ [anni]

...omissis...

PONTI

Per la verifica idraulica delle opere di attraversamento principali il manuale prevede quanto segue:

“Relativamente ai requisiti idraulici nei confronti dei livelli di massima piena si specifica quanto segue:

- *franco rispetto all'intradosso dell'opera dovrà essere: non inferiore a 1,5 m sopra al livello idrico nella sezione immediatamente a monte dell'attraversamento, per la portata con tempo di ritorno prescritto dalla normativa nazionale o locale, non inferiore a 0,50 m sopra la quota del carico idraulico totale per la portata con tempo di ritorno 200 anni*
- *posizionamento delle spalle del viadotto in modo tale da non ridurre significativamente la sezione di deflusso in alveo ed in golena;*
- *posizionamento e geometria delle pile in alveo ed in golena in modo da non provocare significativi fenomeni di rigurgito ovvero fenomeni di erosione localizzati sulle sponde ed in alveo.*
- *Il calcolo dello scalzamento localizzato indotto dalle opere di sostegno deve essere valutato considerando le dimensioni delle pile; nel caso in cui il plinto di fondazione venga messo allo scoperto dall'erosione, le dimensioni maggiori e le forme più tozze dello stesso provocano un ulteriore scalzamento e pertanto, in tale condizione, il calcolo dell'erosione localizzata va ripetuto considerando le dimensioni del plinto invece che quelle della pila.”*

Per la verifica idraulica delle opere di attraversamento secondarie il manuale prevede quanto segue:

“Le tipologie ammesse sono:

- tombini circolari in c.a. con diametro minimo 1.5 [m];
- tombini scatolari in c.a. con dimensioni minime 2.0 x 2.0 [m];

Sono ammessi fino a due tombini affiancati.

In nessun caso saranno ammessi attraversamenti con opere a sifone.

La pendenza longitudinale del fondo dell'opera non dovrà essere inferiore al 2 [‰] e ciò al fine di impedire la sedimentazione di eventuale materiale solido trasportato.

La sezione di deflusso complessiva del tombino dovrà consentire lo smaltimento della portata massima di piena con un grado di riempimento non superiore al 70 [%] della sezione totale.

Dovranno essere previsti gli opportuni accorgimenti per evitare, in corrispondenza delle fondazioni del manufatto, fenomeni di scalzamento o erosione.”

5.1.2 NTC 2018 e relativa Circolare Esplicativa

Come previsto dalla Norme Tecniche per le Costruzioni e la relativa circolare Applicativa, tutti gli attraversamenti maggiori dovranno rispettare le seguenti prescrizioni:

- NTC 2018: 5.1.2.3 Compatibilità idraulica

Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto dovrà essere corredato da uno studio di compatibilità idraulica [...] riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema e al livello di progettazione. Deve in ogni caso essere definita una piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno T_r pari a 200 [anni].

....omissis.....

Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 [m], e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza fra l'intradosso delle strutture e il fondo alveo.

- Circolare applicativa: C5.1.2.3 Compatibilità idraulica

Ai fini dell'applicazione del punto 5.1.2.3 della Norma, s'intende per alveo la sezione occupata dal deflusso della portata di piena di progetto. Quest'ultima è a sua volta caratterizzata da un tempo di ritorno pari a $Tr = 200$ [anni], dovendosi intendere tale valore quale il più appropriato da scegliere, non escludendo tuttavia valori anche maggiori che devono però essere adeguatamente motivati e giustificati

...omissis...

5.1.3 Criteri di verifica

Sulla base di quanto riportato nei due precedenti paragrafi, le nuove opere di attraversamento sono state progettate secondo i seguenti i criteri:

	Manuale di progettazione ferroviaria	NTC 2018 e relativa circolare applicativa
Manufatti di attraversamento principali (ponti e viadotti)	<ul style="list-style-type: none"> • linea ferroviaria $Tr = 200$ [anni] per $S > 10$ [km²] • linea ferroviaria $Tr = 200$ [anni] per $S < 10$ [km²] • deviazioni stradali $Tr = 200$ [anni] 	$Tr = 200$ [anni]
Verifica Franco di Progetto ponti.	Franco minimo tra l'intradosso dell'opera e la quota del carico idraulico totale corrispondente al livello idrico di massima piena, pari a 0.50 [m] e comunque non inferiore ad 1.5 m sul livello idrico.	1,50 [m]
Dislivello tra fondo e sottotrave	-	Non inferiore a $6 \div 7$ [m] quando si possa temere il transito d'alberi d'alto fusto

Posizione spalle	<i>Posizionamento delle spalle del viadotto in modo tale da non ridurre significativamente la sezione di deflusso in alveo ed in golena;</i>	<i>Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali.</i>
Manufatti di attraversamento secondari (tombini e scatolari)	<i>Grado di riempimento non superiore al 70 [%] della sezione totale.</i>	<i>il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50 [m]</i>

Tabella 3 - Principali criteri di verifica per le opere di attraversamento idraulico

5.1.4 Metodologia di verifica idraulica mediante simulazioni idrauliche su modello matematico in schema di moto permanente

Le simulazioni numeriche sono state condotte utilizzando un programma di calcolo monodimensionale in moto permanente che fornisce un'adeguata rappresentazione del fenomeno, descrivendo le principali grandezze fisiche per ogni sezione idraulica di calcolo. Per la determinazione del profilo idrico nella situazione attuale e di progetto è stato utilizzato il codice denominato HEC – RAS 5.0.7 River Analysis System del gennaio 2010, sviluppato dalla U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, i cui fondamenti concettuali sono riportati in seguito.

5.1.4.1 Caratteristiche del modello matematico

Di seguito vengono esposti i fondamenti teorici alla base della modellazione idraulica monodimensionale, effettuata mediante il codice di calcolo HEC-RAS RIVER ANALYSYS SYSTEM versione 5.0.7 di Marzo 2019, utilizzata per il calcolo dei livelli di piena e conseguenti aree d'esondazione.

La determinazione del livello del pelo libero in ogni sezione è operata, nel caso di correnti lente, a partire dalla sezione di valle, risolvendo per via iterativa l'equazione dell'energia, ossia:

$$(1)$$

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

Dove: Y_1 e Y_2 rappresentano rispettivamente le profondità del pelo libero della sezione di valle e di monte, Z_1 e Z_2 rappresentano rispettivamente le elevazioni sul medio mare del fondo del canale della sezione di valle e di monte, V_1 e V_2 rappresentano rispettivamente le velocità medie nella sezione di valle e di monte, α_1 e α_2 i rispettivi coefficienti di Coriolis, g l'accelerazione di gravità e h_e le perdite di energia tra le due sezioni.

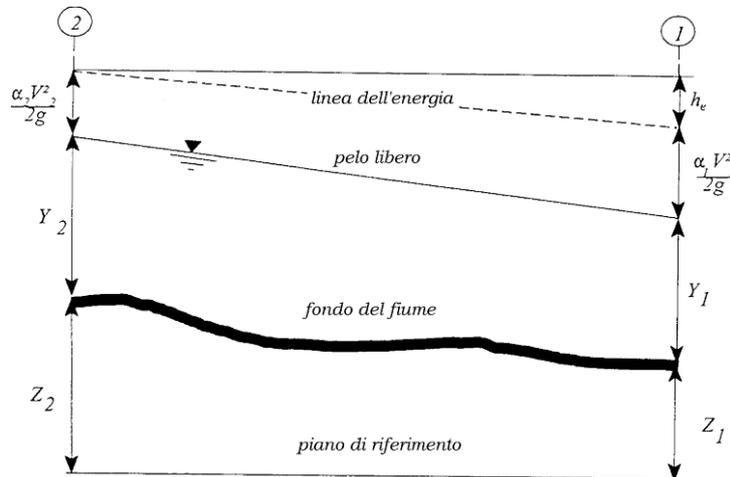


Figura 11 - Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua

La **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** mostra lo schema del bilancio di energia tra la sezione di valle e quella di monte; nella figura sono indicati i singoli termini di bilancio in accordo all'equazione (1).

Le perdite di energia complessive h_e tra le due sezioni sono dovute alle perdite continue e a quelle localizzate dovute a fenomeni di espansione e contrazione della vena fluida; in particolare si ha:

$$h_e = L\bar{J} + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

dove, con L è indicata la distanza tra le due sezioni, con \bar{J} le perdite di carico medie distribuite tra le due sezioni mentre il C correla le perdite, dovute all'espansione ed alla contrazione della vena in funzione dell'andamento piano – altimetrico del corso d'acqua, alla differenza dei carichi cinetici delle due sezioni.

Per la valutazione delle perdite di carico è utilizzata la formula di Manning, ossia:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} \sqrt{J} \quad (3)$$

dove: Q rappresenta la portata, A l'area bagnata, R_h il raggio idraulico, n il coefficiente di scabrezza secondo Manning e J le perdite di energia per unità di lunghezza.

Nel caso di sezioni composte, tipiche dei corsi d'acqua naturali, è necessario suddividere la sezione in parti in modo da trattare separatamente sezioni in cui la velocità media può essere ritenuta, ai fini pratici, costante.

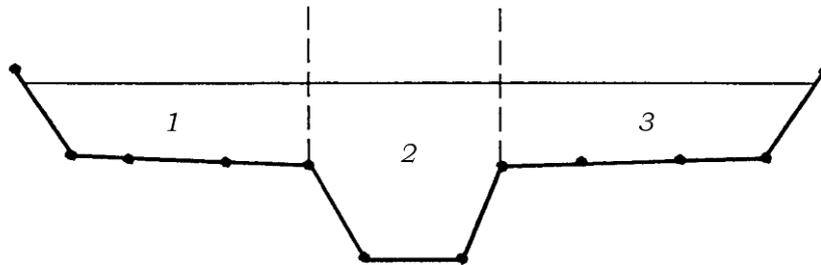


Figura 12 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale

Con riferimento alla **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** indicata con $K_i = Q_i / \sqrt{J}$ la capacità di portata di ogni singola parte i -esima in cui è stata suddivisa la sezione, si ha, in accordo alla formula di Manning:

$$K_i = \frac{1}{n_i} A_i R_{h,i}^{2/3} \quad (4)$$

Calcolata la capacità di portata per ogni singola parte in cui è stata suddivisa la sezione, la perdita di carico per unità di lunghezza J risulta pari a:

$$J = \left(\frac{Q}{\sum_i K_i} \right)^2 \quad (5)$$

Questo risultato può essere facilmente ricavato osservato che, per la costanza di J , la portata di ogni singola area $Q_i = K_i \sqrt{J}$ è proporzionale al rispettivo coefficiente di portata e che la portata totale vale

$$Q = \sum_i Q_i$$

Calcolata la perdita di carico in corrispondenza della sezione 1 e della sezione 2 la pendenza media della linea dell'energia tra le due sezioni e fornita dalla seguente equazione:

$$\bar{J} = \frac{J_1 + J_2}{2} \quad (6)$$

Calcolata la capacità di portata di ogni singola sezione, è possibile, da queste, valutare il coefficiente di Coriolis. Questo coefficiente è pari al rapporto tra l'energia cinetica reale della corrente, proporzionale a $\sum_i Q_i^3 / A_i^2$, e l'energia cinetica calcolata facendo uso del valore medio della velocità, proporzionale a Q^3 / A^2 .

Esprese le portate delle singole parti i -esime in funzione del rispettivo coefficiente di portata si perviene con qualche semplice passaggio alla seguente espressione:

$$\alpha = \frac{\left(\sum_i \frac{K_i^3}{A_i^2} \right) \left(\sum_i A_i \right)^2}{\left(\sum_i K_i \right)^3} \quad (7)$$

dal cui calcolo è possibile ottenere α , il coefficiente di Coriolis.

Calcolate tramite le rispettive equazioni le perdite di energia h_e ed il coefficiente di Coriolis α la (1), associata all'equazione di continuità, permette di calcolare la quota del pelo libero, $Y_2 + Z_2$, nella sezione di monte a partire dal valore dell'energia totale, $Y_1 + Z_1 + \alpha_1 V_1^2 / 2g$ noto in corrispondenza della sezione di valle.

Essendo la (1) un'equazione non lineare, la soluzione è ottenuta con ciclo iterativo, a partire da una soluzione iniziale, approssimata, di primo tentativo.

Ogni volta che la corrente passa attraverso la condizione critica l'equazione dell'energia non viene considerata applicabile e viene utilizzata l'equazione del momento. All'interno di Hec-Ras l'equazione del

momento può essere applicata ai seguenti problemi: formazione di un risalto idraulico, sovrizzo determinato dai ponti e intersezioni di corsi d'acqua.

L'equazione della conservazione del momento è definita partendo dalla seconda legge di Newton $\sum F_x = ma$ con x la direzione del moto, applicata ad un elemento di fluido racchiuso tra due generiche sezioni 1-2, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..** Per equilibrio si ottiene:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad (8)$$

Dove:

- P_i = Risultante della pressione idrostatica;
- W_x = Componente della forza peso nella direzione del moto;
- F_f = Forza d'attrito tra le due sezioni;
- Q = Portata complessiva;
- ρ = Densità del fluido;
- ΔV_x = Variazione della velocità tra le due sezioni.

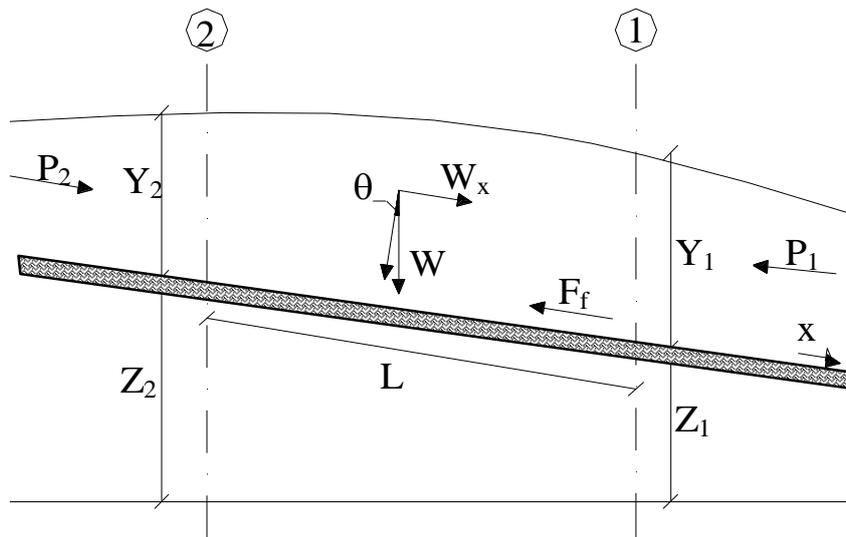


Figura 13 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale

La risultante della pressione idrostatica per pendenze dell'ordine di 1 a 10 è valutabile come:

$$P = \gamma \cdot A \cdot \bar{Y} \cdot \cos \theta \cong \gamma \cdot A \cdot \bar{Y} \quad (9)$$

potendo porre, per le pendenze in esame, $\cos \theta = 1$.

Nella relazione (9) γ corrisponde al peso specifico del fluido, A l'area della sezione ed \bar{Y} l'altezza del pelo libero nel baricentro della sezione.

La componente della forza peso, noto il peso specifico del fluido, la lunghezza L del tronco e l'area totale di fluido presente, è valutata nel modo seguente:

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \Rightarrow W_x = W \cdot \sin \theta \quad (10)$$

La forza d'attrito F_f è funzione delle caratteristiche del fluido come la densità dell'acqua, l'azione tangenziale che si esplica sul fondo e la cadente piezometrica J.

In particolare:

$$F_f = \tau PL$$

$$\tau = \gamma R J \Rightarrow F_f = \gamma \frac{A}{P} J PL = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot J L \quad (11)$$

dove P ed R sono rispettivamente il perimetro bagnato ed il raggio idraulico della sezione.

La soluzione dell'equazione (8) è ottenuta per iterazioni successive.

Le equazioni (1) e (8) sono applicate anche alle sezioni caratterizzate dalla presenza di un ponte. È sufficiente suddividere il tratto interessato in più sezioni e ripetere per la successione di esse l'analisi svolta per il tratto delimitato da sole due sezioni.

Prendendo un tratto caratterizzato dalla presenza di un ponte si evidenziano 3 zone:

- una zona di contrazione in cui arriva la corrente;
- una zona intermedia interessata dalla presenza del ponte;
- una zona di espansione in cui esce la corrente.

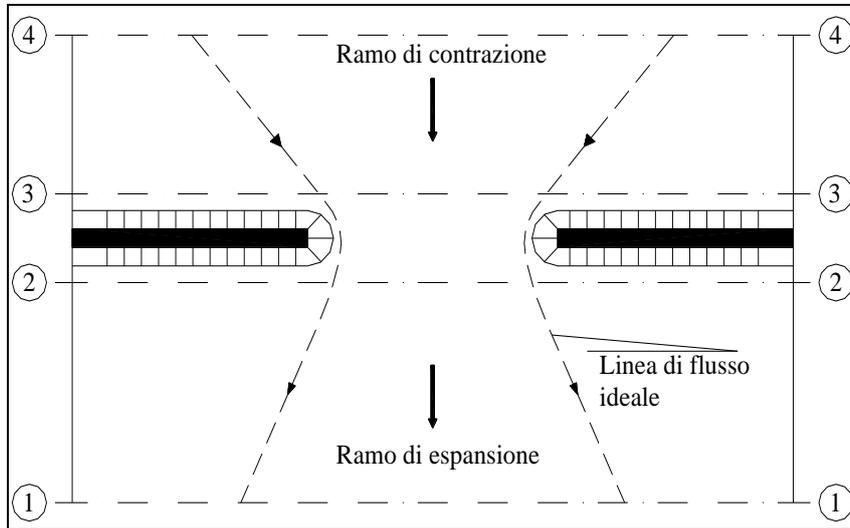


Figura 14 - Pianta schematica di un attraversamento fluviale

L'applicazione dell'equazione della conservazione del momento tra le sezioni 1-2 e 3-4 è del tutto analoga alla situazione vista in precedenza mentre la presenza del ponte comporta termini nuovi nella valutazione dell'equilibrio tra le sezioni 2-BD (Step 1), BD-BU (Step 2) e BU-3 (Step 3).

Step 1 – Definendo con A_{pi} l'area ostruita e con Y_{pi} la distanza verticale che intercorre tra il baricentro delle pile e la superficie libera (WS) nella zona di valle, l'espressione del bilancio è scritta come:

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{gA_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} = \frac{Q_2^2 \beta_2}{gA_2} + A_2 Y_2 - A_{PBD} Y_{PBD} + F_f - W_x$$

Step 2 – Equilibrio tra BU e BD

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{gA_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} + F_f - W_x = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{gA_{BU}} + A_{BU} Y_{BU}$$

Step 3 – Equilibrio tra BU e 3

$$\frac{Q_3^2 \beta_3}{gA_3} + A_3 Y_3 = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{gA_{BU}} + A_{BU} Y_{BU} - A_{PBU} Y_{PBU} + F_f - W_x + \frac{1}{2} C_D \frac{A_{PBU} Q_3^2}{gA_3^2}$$

con C_D coefficiente di resistenza idrodinamica intorno alla pila ricavabile dalla **Errore**. L'origine riferimento non è stata trovata. in funzione del tipo di pila presente.

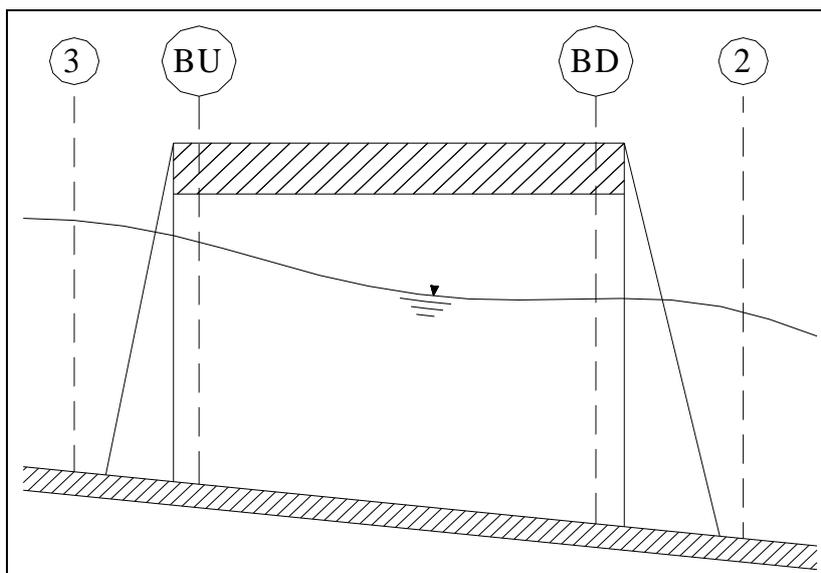


Figura 15 - Sezione schematica di un attraversamento fluviale

TIPO DI PILA	C_D
Pila circolare	1.2
Pila allungata con punta semicircolare	1.33
Pila ellittica con rapporto assi 2 :1	0.6
Pila ellittica con rapporto assi 4 :1	0.32
Pila ellittica con rapporto assi 8 :1	0.29
Pila rettangolare	2.00
Pila triangolare con apertura $\alpha = 30^\circ$	1.00
Pila triangolare con apertura $\alpha = 60^\circ$	1.39
Pila triangolare con apertura $\alpha = 90^\circ$	1.60
Pila triangolare con apertura $\alpha = 120^\circ$	1.72

Tabella 4 - Coefficiente di resistenza idrodinamico C_D

In alternativa all'equazione della conservazione del momento è utilizzata l'equazione di Yarnell che permette di valutare le perdite di energia localizzate in corrispondenza di un ponte.

Le perdite di energia tra le sezioni 2 e 3 sono valutate nel modo seguente:

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6) \cdot (\alpha + 15\alpha^4) \cdot \frac{V_2^2}{2g} \quad (12)$$

dove $H_{i,j}$ rappresenta appunto la perdita di energia nel passaggio della corrente attraverso la sezione ostruita e K , coefficiente di Yarnell, tiene conto delle differenti sagome di pila esistenti, ω rappresenta il rapporto tra la velocità e l'altezza della sezione 2; α il rapporto tra l'area ostruita dalle pile e l'area totale ed infine V_2 la velocità a valle della sezione.

TIPO DI PILA	K
Pila semicircolare in punta	0.9
Pila cilindrica doppia collegata con diaframma	0.95
Pila cilindrica doppia senza diaframma	1.05
Pila con punta triangolare $\alpha = 90^\circ$	1.05
Pile rettangolari	1.25
Dieci pile a cavalletto inclinate	2.5

Tabella 5 - Coefficiente di Yarnell

Il modello elaborato prevede una corrente con un'altezza idrica minore dell'altezza di intradosso del ponte. Nel caso di correnti con altezza idrica superiore o eguale alla quota di intradosso dell'attraversamento fluviale, la valutazione delle perdite di energia è effettuata attraverso il calcolo della portata che attraversa la sezione. In particolare, in riferimento ad un caso generico, la portata è calcolata nel modo seguente:

$$Q = C_d A_1 \left[2g \left(Y_1 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \right]^{1/2} \quad (13)$$

Dove:

C_d = Coefficiente di deflusso (il cui andamento è riportato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) assumendo valori tra 0.27 e 0.5;

A_1 = Area della luce nella sezione di monte;

Y_1 = Altezza idrica della sezione di monte;

α = Coefficiente correttivo cinetico;

V_1 = Velocità della corrente a monte.

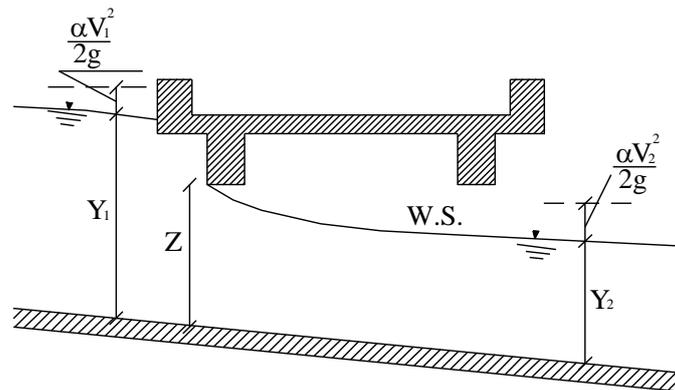


Figura 16 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

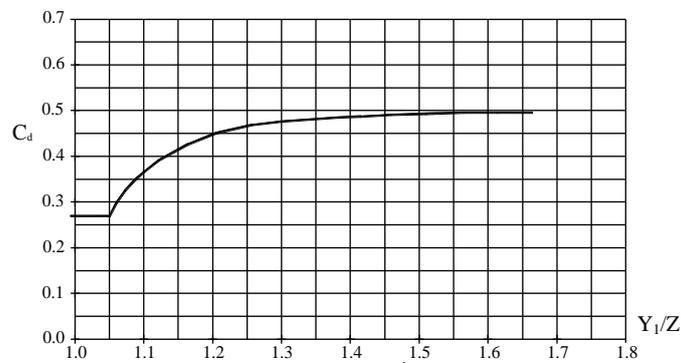


Figura 17 - Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso C_d

Se il ponte è in pressione sia a monte che a valle l'equazione (10) è corretta nel modo seguente:

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

dove C assume il valore di 0.8 ed H coincide con la perdita di energia totale tra la sezione di monte e di valle del ponte.

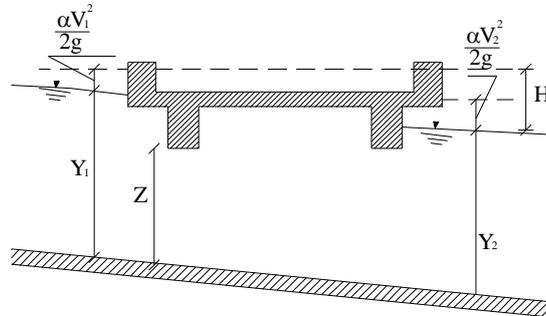


Figura 18 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

Infine, se il ponte è superato dalla corrente di piena la portata si calcola nel modo seguente:

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

con C si indica un coefficiente correttivo della portata, L la lunghezza del ponte ed H la differenza di energie tra monte e valle.

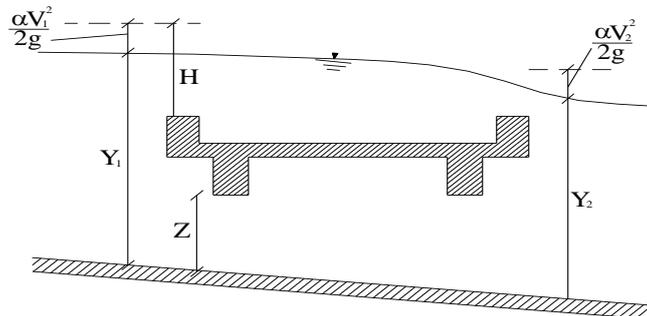


Figura 19 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

L'analisi del deflusso attraverso un tombino si basa sul concetto di controllo all'imbocco o allo sbocco.

Il deflusso secondo il controllo all'imbocco si verifica quando la capacità di deflusso all'entrata del tombino è inferiore a quella interna. La sezione di controllo è collocata subito a valle dell'imbocco della struttura. L'altezza d'acqua passa per il livello critico e il regime di deflusso risulta essere rapido. L'energia richiesta a monte viene calcolata assumendo che l'imbocco del tombino agisca come uno stramazzone; di conseguenza il profilo che si ottiene secondo tale approccio dipende principalmente dalla geometria dell'entrata.

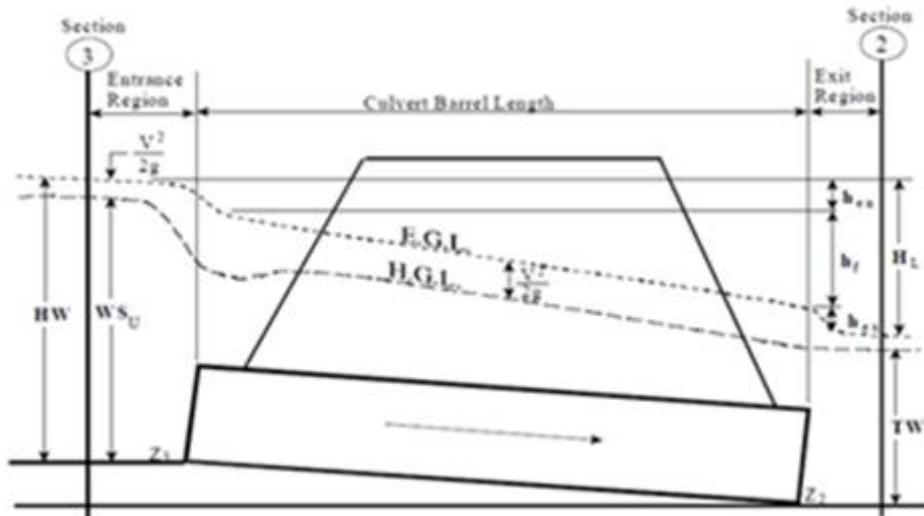


Figura 20 - Schema di un tombino ponticello

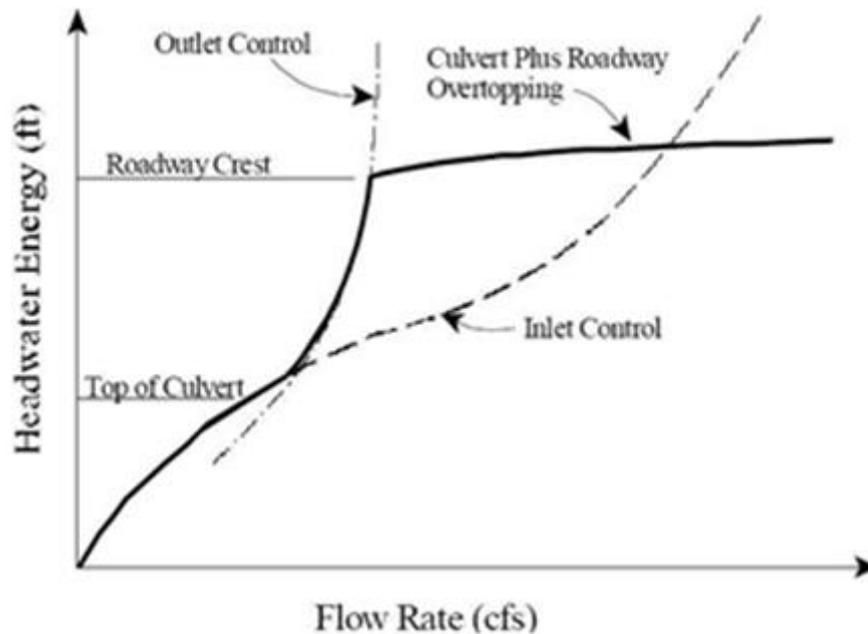


Figura 21 - Diagramma di funzionamento del tombino ponticello

Il deflusso secondo il controllo allo sbocco si verifica quando la capacità di deflusso viene limitata dalle condizioni che si instaurano a valle o dalle caratteristiche geometriche della struttura. In linea generale il livello di energia determinato a monte controlla il tipo di deflusso nel tombino, data la portata a monte e il livello a valle.

Per il controllo allo sbocco l'energia di monte viene calcolata effettuando un bilancio di energia dalla sezione di valle a quella di monte. Il modulo considera le perdite di ingresso, quelle di uscita e quelle per attrito all'interno della struttura.

Per quanto riguarda il controllo all'imbocco, la capacità della struttura è limitata dall'apertura del tombino, piuttosto che dalle condizioni che si instaurano a valle. Per il calcolo del livello vengono utilizzate le equazioni ricavate dal National Bureau of Standards e pubblicate nel "Hydraulic Design of Highway Culverts" (FHWA, 1985). Le equazioni sono:

Deflusso libero:

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M - 0.5S$$

$$\frac{HW_i}{D} = K \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M$$

Deflusso rigurgitato:

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^2 + Y - 0.5S$$

Dove:

HW_i = Livello dell'energia all'imbocco;

D = Altezza interna del tombino;

H_c = Altezza critica;

Q = Portata;

A = Area della sezione interna del tombino;

S = Pendenza;

K, M, c, Y = Costanti variabili con la geometria e le condizioni di ingresso.

Per il controllo allo sbocco l'energia richiesta a monte per consentire il deflusso deve essere computata considerando diverse condizioni nel tombino e a valle di esso. Hec-Ras usa l'equazione di Bernoulli per effettuare tale calcolo:

$$Z_3 + Y_3 + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + H_L$$

Dove:

- Y_3, Y_2 = Tirante d'acqua nelle sezioni di monte e di valle;
- Z_3, Z_2 = Quota del fondo del tombino a monte e a valle;
- a_3, a_2 = Coefficiente di Coriolis nella sezione 1 e 2;
- g = Accelerazione di gravità;
- H = Perdita di carico attraverso il tombino.

Nel caso in cui si verifichi moto in pressione all'interno del tombino, la perdita totale di energia viene calcolata secondo la:

$$H_L = h_{en} + h_f + h_{ex}$$

Dove:

- h_{en} = Perdite in entrata;
- h_f = Perdite per attrito;
- h_{ex} = Perdite in uscita.

Le perdite per attrito vengono considerate mediante la formulazione di Manning:

$$h_f = L \left(\frac{Qn}{1.486 AR^{3/2}} \right)^2$$

Dove:

- h_f = Perdite per attrito;
- L = Lunghezza del tombino;

- Q = Portata;
 n = Coefficiente di scabrezza di Manning;
 A = Area della sezione di flusso;
 R = Raggio idraulico.

Le perdite di ingresso sono calcolate come frazione del carico cinetico a monte, e analogamente per quelle di uscita, secondo il carico cinetico di valle. Tali coefficienti dipendono fortemente dalla geometria che caratterizza l'imbocco e lo sbocco dell'opera.

5.2 VERIFICA DELLE OPERE IDRAULICHE

5.2.1 Geometria degli alvei

I modelli matematici sono stati sviluppati riproducendo la geometria degli alvei naturali mediante le sezioni trasversali dei corsi d'acqua, ricavate da un rilievo topografico di dettaglio eseguito sulle aste fluviali. In alcuni casi le sezioni del modello numerico sono state ricavate dal rilievo aerofotogrammetrico realizzato sull'intera tratta di progetto.

Ulteriori informazioni sono state reperite mediante specifici sopralluoghi nel corso dei quali sono state acquisite informazioni sullo stato di fatto degli alvei nell'area di studio e sulla geometria degli attraversamenti e delle sistemazioni idrauliche esistenti.

5.2.2 Portate di progetto

Le portate utilizzate nel modello numerico sono state desunte dallo studio idrologico allegato al progetto. In accordo con il manuale di progettazione ferroviario e le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC 2018), sono stati considerati eventi con tempo di ritorno pari a 200 [anni].

La portata due-centennale rappresenta l'evento minimo di riferimento per le verifiche previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni e dal manuale di progettazione ferroviario per le opere che sottendono bacini di dimensione superiori od inferiori ai 10 [km²].

Nello studio idrologico le portate di calcolo sono state ottenute dall'applicazione del metodo razionale a partire da altezze di pioggia calcolate con la metodologia VaPi e analisi locale delle stazioni pluviometriche (Gumbel).

Dalla comparazione dei risultati ottenuti implementando entrambe le metodologie si evince che la metodologia VaPi risulta essere più cautelativa. Pertanto, nella presente fase di progettazione si è scelto di caratterizzare la forzante idrologica di progetto attraverso la metodologia VaPi.

In tabella sono riportati i valori di portata massimi ottenuti dalle analisi idrologiche, per i tempi di ritorno di 200 [anni] (si rimanda all'elaborato "Relazione Idrologica - IA9700R09RIID0001001A" per ulteriori approfondimenti).

Bacino	Progressiva	Manufatto di progetto	Q [m ³ /s]
IN21	0+500.00	IN21	2.06
IN22	1+020.00	IN22	6.83
IN30	3+900.00	VI22	101.30

Tabella 6 - Opere di attraversamento e portate di progetto manufatti

5.2.3 Definizione dei coefficienti di scabrezza

La stima dei coefficienti di scabrezza delle superfici è caratterizzata da un notevole grado di incertezza dal momento che questi parametri presentano un ampio spettro di valori in dipendenza dello stato dell'alveo, dal grado di manutenzione e pulizia detto stesso, dalla presenza e dal tipo di vegetazione, dai cicli stagionali, dalla granulometria del fondo, ecc. Si riporta una tabella riepilogativa (Chow, 1959) per la scelta del coefficiente di Manning in funzione delle condizioni dell'alveo.

Nella valutazione dei coefficienti di scabrezza occorre tener presente che questi sono comunque suscettibili di modifiche per tenere conto degli effetti dissipativi legati a:

- Perdite localizzate prodotte dall'interazione della corrente con irregolarità geometriche come presenza di ostacoli di vario genere, espansioni brusche, incisioni nelle golene, brusche variazioni di larghezza;
- Perdite energetiche dovute alla modificazione del fondo dell'alveo, alla risospensione e

trasporto solido, allo sradicamento e al trasporto di materiale vegetale.

Si preferisce dunque optare per dei coefficienti di scabrezza che tengano mediamente conto (vista la grande variabilità dei parametri) delle condizioni ambientali e restino a favore di sicurezza.

Pertanto, i coefficienti di Manning utilizzati nella modellazione sono:

IN21

- 0.030 [s/m^{1/3}] per l'alveo inciso (AO, PO);
- 0.040 [s/m^{1/3}] per le aree golenali (AO, PO);
- 0.015 [s/m^{1/3}] per top e bottom dei manufatti idraulici (AO, PO).

IN22

- 0.030 [s/m^{1/3}] per l'alveo inciso (AO, PO) e per sistemazione idraulica con massi cementati (PO);
- 0.040 [s/m^{1/3}] per le aree golenali (AO, PO);
- 0.015 [s/m^{1/3}] per le aree di sistemazione idraulica in cls e per top e bottom dei manufatti idraulici (AO, PO).

IN30 – TORRENTE FOSSATELLO

- 0.030 [s/m^{1/3}] per l'alveo inciso (AO, PO);
- 0.040 [s/m^{1/3}] per le aree golenali (AO, PO).
- 0.015 [s/m^{1/3}] per le aree di sistemazione idraulica in cls e per top e bottom dei manufatti idraulici (AO, PO).

A. CORSI D'ACQUA NATURALI				
<i>Corsi d'acqua minori (tirante inferiore a 3,5m)</i>				
1. Corsi d'acqua di pianura				
a. Puliti, rettilinei, in piena senza scavi localizzati	0.025	0.030	0.033	
b. Puliti, rettilinei, in piena senza scavi localizzati, con sassi e sterpaglia	0.030	0.035	0.040	
c. Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi	0.033	0.040	0.045	
d. Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, con cespugli e pietre	0.035	0.045	0.050	
e. Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, in magra	0.040	0.048	0.055	
f. Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, con cespugli e più pietrame	0.045	0.050	0.060	
g. Tratti lenti, sterpaglia e buche profonde	0.050	0.070	0.080	
h. Tratti molto erbosi, buche profonde e grossi arbusti e cespugli	0.070	0.100	0.150	
2. Aree golenali				
a. A pascolo senza vegetazione arbustiva	0.025	0.030	0.050	
b. Aree coltivate	0.020	0.035	0.050	
c. Con vegetazione arbustiva spontanea	0.035	0.070	0.160	
d. Con vegetazione arborea coltivata	0.030	0.060	0.120	
3. Corsi d'acqua montani, senza vegetazione in alveo, sponde ripide alberi e cespugli lungo le sponde sommergibili durante le piene				
a. Fondo: ghiaia, ciottoli e massi sparsi	0.030	0.040	0.050	
b. Fondo: ciottoli e massi grossi	0.040	0.050	0.070	
B. CANALI ARTIFICIALI				
1. Canali in terra lisciata ed uniforme				
a. Puliti, scavata di recente	0.016	0.018	0.020	
b. Puliti, dopo prolungata esposizione	0.018	0.022	0.025	
c. Ghiaia, sezione uniforme, pulita	0.022	0.025	0.030	
d. Erba corta, pochi cespugli	0.022	0.027	0.033	
2. Canali in terra con ondulazioni o irregolari				
a. Senza vegetazione	0.023	0.025	0.030	
b. Con erba e pochi cespugli	0.025	0.030	0.033	
c. Cespugli o piante acquatiche in canali profondi	0.030	0.035	0.040	
d. Fondo in terra e sponde in pietrisco	0.028	0.030	0.035	
e. Fondo in pietrame e sponde in cespugli	0.025	0.035	0.040	
f. Fondo in ciottoli e sponde pulite	0.030	0.040	0.050	
3. Canali scavati o dragati				
a. Senza vegetazione	0.025	0.028	0.033	
b. Cespugli sparsi sulle sponde	0.035	0.050	0.060	
4. Canali in roccia				
a. Lisci ed uniformi	0.025	0.035	0.040	
b. Frastagliati ed irregolari	0.035	0.040	0.050	
5. Canali senza manutenzione, sterpaglia e cespugli				
a. Sterpaglia densa, alta quanto il tirante idrico	0.040	0.050	0.080	
b. Fondo pulito cespugli sulle sponde	0.045	0.070	0.110	
c. Fondo pulito, cespugli sulle sponde, in piena	0.050	0.080	0.120	
d. Cespugli densi ed acque profonde	0.080	0.100	0.140	

Tabella 7 - Tabella riepilogativa per la scelta del coefficiente di Manning (Chow, 1959)

5.2.4 Condizioni al contorno

Tutti i corsi d'acqua considerati confluiscono (a valle) nel corso d'acqua principale (Fiume Pescara).

Essendo le superfici e le conformazioni geomorfologiche dei bacini degli affluenti completamente differenti da quelle del bacino del corso d'acqua principale (Aterno-Pescara), lo saranno anche i relativi tempi di corrivazione.

Infatti, risulta verosimile che l'evento pluviometrico di progetto per i corsi d'acqua secondari non sia concomitante con quello del Fiume Pescara e che a portate associate a tempi di ritorno pari a 200 anni per i bacini secondari corrisponda una portata nel corso d'acqua principale associata ad un tempo di ritorno decisamente inferiore.

In considerazione della disponibilità limitata dei dati pluviometrici e geomorfologici dei bacini secondari e al fine di operare in sicurezza, è stata assunta la contemporaneità degli eventi di piena per i corsi d'acqua secondari e per il Fiume Pescara ($T_r=200$ anni).

Più specificatamente, è stata adottata come condizione al contorno di valle il livello idrico duecentennale simulato nel modello 2D Post-Operam del Fiume Pescara per il Torrente Fossatello e per l'interferenza IN22, mentre per l'interferenza IN21 è stata scelta la pendenza di moto uniforme poiché il tratto di studio termina a valle molto prima della confluenza con il Fiume stesso. Per quanto riguarda la condizione al contorno di monte, in considerazione della geomorfologia dei corsi d'acqua modellati, è stata scelta la pendenza di moto uniforme.

5.3 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE PROTEZIONI DEL FONDO E DELLE SPONDE

Stante il carattere torrentizio dei corsi d'acqua è stato previsto di proteggere le zone in prossimità degli attraversamenti di progetto mediante la riprofilatura con alvei e golene con rivestimenti in C.A.

Lungo i corsi d'acqua oggetto di studio sono previste sistemazioni idrauliche ad U in cls, pertanto non sono state svolte le usuali verifiche delle azioni di trascinamento condotte invece per altre tipologie di sistemazioni idrauliche, come l'utilizzo di massi sciolti o cementati. Si è invece verificato che la velocità massima simulata risultasse inferiore al valore limite consigliato per elementi idraulici in C.A. in buone condizioni e mantenuti periodicamente (la velocità limite consigliata dalla letteratura tecnica di riferimento è generalmente pari a $5\div 7$ m/s).

Ad ogni modo si riporta per completezza il metodo teorico generalmente impiegato per il calcolo delle tensioni di trascinamento agenti e resistenti.

5.3.1 Calcolo delle tensioni agenti

L'espressione per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo fa riferimento al raggio idraulico R:

$$\tau_b = \gamma_w R j$$

Dove:

γ_w = il peso specifico dell'acqua;

R = il raggio idraulico;

j = la pendenza piezometrica.

Per i corsi d'acqua naturali ed i canali sufficientemente larghi il raggio idraulico R risulta pressoché coincidente con il tirante d'acqua; la formula quindi diviene, per un punto posizionato sul fondo:

$$\tau_b = \gamma_w y j$$

con y tirante idrico.

Le espressioni precedenti fanno riferimento alle condizioni al fondo del canale.

Per la verifica della stabilità delle sponde si è fatto riferimento ad un valore massimo della tensione tangenziale pari a:

$$\tau_m = 0.75 \gamma_w y j$$

che è chiaramente un valore ridotto della massima tensione tangenziale.

5.3.2 Calcolo delle tensioni resistenti

Considerato un ciottolo di diametro equivalente uguale al diametro medio d_{50} del pietrame di fondo (cioè il diametro del vaglio che consente il passaggio del 50 [%] in peso del materiale litoide che costituisce il rivestimento) si definisce coefficiente di Shields la grandezza adimensionale:

$$C^* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w)d_m}$$

dove:

τ_c è la tensione tangenziale di trascinamento nella situazione critica di inizio movimento;

γ_s è il peso specifico dell'inerte.

Il denominatore risulta proporzionale alla tensione normale sul fondo dovuta al peso immerso del ciottolo; il coefficiente di Shields è dunque analogo ad un coefficiente di attrito.

La tensione tangenziale al fondo, che può essere raggiunta senza movimento del pietrame (tensione tangenziale critica), vale dunque:

$$\tau_s = C^*(\gamma_s - \gamma_w)d_m$$

Il coefficiente C^* per il pietrame assume valori tra lo 0.14 nel caso in cui il rivestimento fosse contenuto da rete metallica e lo 0.047 nel caso di pietrame sciolto (rip-rap).

Le espressioni precedenti si riferiscono al rivestimento di fondo del corso d'acqua; per quello sulle sponde occorre ridurre la tensione limite secondo la formula:

$$\tau_s = \tau_c * k_s$$

dove:

$$k_s = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \varphi}}$$

θ = Pendenza della sponda;

φ = Angolo di attrito interno del pietrame che costituisce il rivestimento.

Nel caso in cui l'inclinazione delle sponde sia maggiore di 45 [°] ($\theta > 45$ [°]) il fattore di riduzione verrà considerato pari a $K_s = 0.57$.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA SCAFA – MANOPPELLO LOTTO 2 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</p>					
<p>Relazione interferenze idrauliche minori e compatibilità idraulica</p>	<p>COMMESSA IA97</p>	<p>LOTTO 00 R 29</p>	<p>CODIFICA RI</p>	<p>DOCUMENTO ID002 002</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 50 di 83</p>

Il rivestimento risulta stabile se è verificata la diseuguaglianza che si ottiene quando le tensioni agenti sono inferiori alle tensioni resistenti:

$$\tau_b \leq \tau_c$$

5.4 INALVEAZIONE IN21 – INTERFERENZA ALLA PK.0+500.000

Il canale IN21 interferisce con il nuovo tracciato ferroviario alla pk 0+500.000. L'attraversamento si inquadra come "attraversamento secondario" in conformità a quanto riportato nel paragrafo 3.7.2.2.1 del MdP RFI/ITF, in quanto l'estensione del bacino idrografico sotteso alla sezione di chiusura (nuovo attraversamento) risulta pari a 0.20 Km², inferiore al valore limite di 10 Km².

La portata di progetto, relativa ad un tempo di ritorno di 200 anni, è pari a 2.06 m³/s.

Per poter definire le quote dell'opera di progetto, affinché questo risulti compatibile con i franchi minimi di sicurezza imposti dalle NTC2018, sono state eseguite delle simulazioni numeriche con il software HEC-RAS v. 5.0.7 in moto permanente monodimensionale per la portata di tempo di ritorno 200 anni, sia per lo stato di fatto che per lo stato di progetto.

5.4.1 Descrizione simulazione numerica ante operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica inizia immediatamente a monte dell'attraversamento della linea ferroviaria in progetto circa 15 [m] e si estende 15 [m] a valle del manufatto, per una lunghezza complessiva pari a circa 30 [m].

Le condizioni al contorno imposte nel modello sono state: pendenza di moto uniforme a monte pari a 1% (pendenza media tra le prime sezioni nel tratto iniziale del corso d'acqua) e pendenza di moto uniforme a valle pari a 2.60% (pendenza media tra le ultime sezioni nel tratto finale del corso d'acqua).

Il tracciato planimetrico e le sezioni utilizzate nello studio idraulico sono stati ricavati dal rilievo e sono rappresentati nella seguente figura.

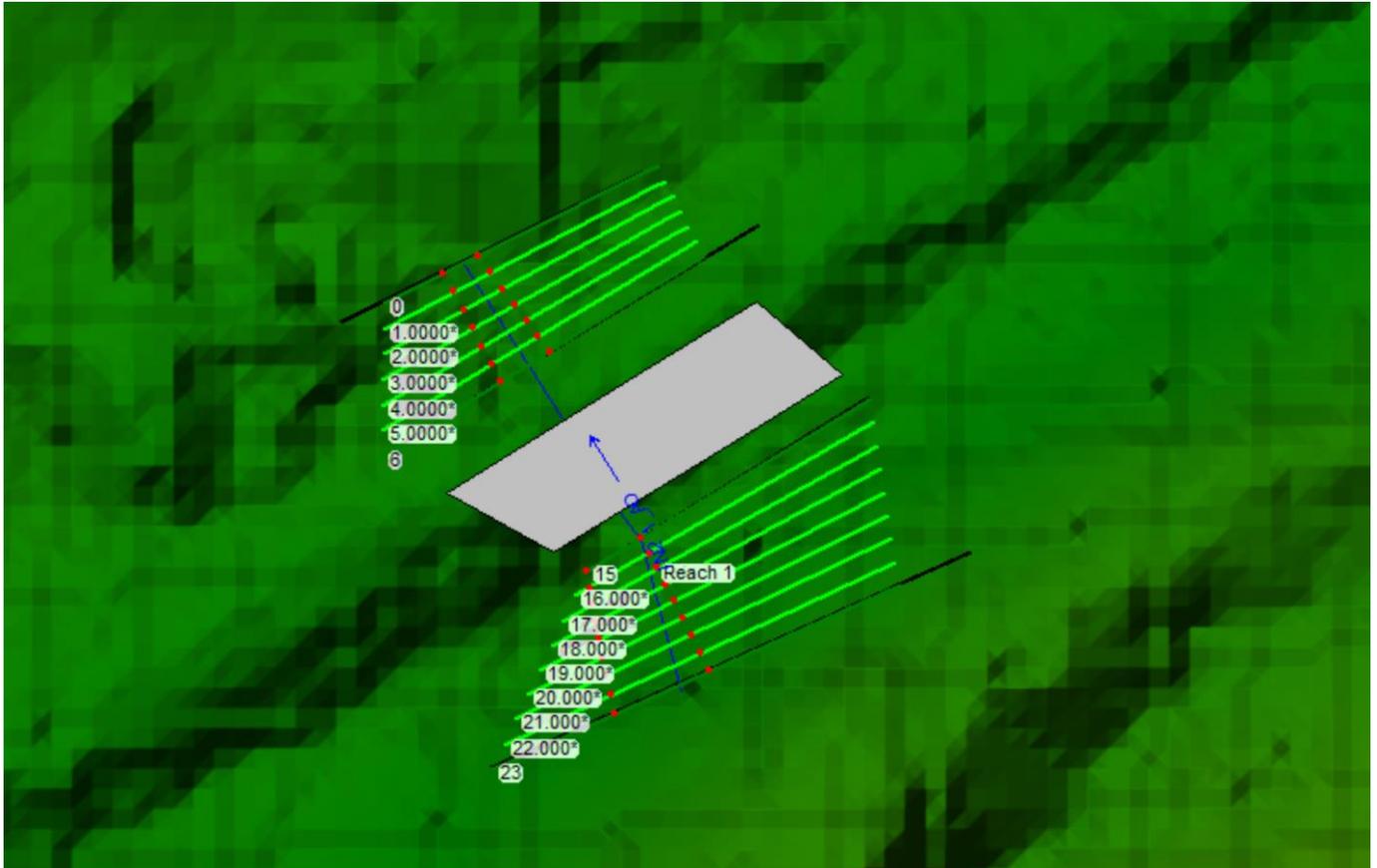


Figura 22 - Interferenza IN21 - Configurazione ante operam

5.4.2 Risultati simulazione idraulica ante operam TR 200 anni

La tabella seguente riporta tutte le grandezze fondamentali del moto risultanti dalla simulazione, in particolare: la quota del fondo (z_f), la quota del pelo libero della corrente (h), l'altezza critica della corrente (h_c), il livello energetico (H), la velocità media della corrente (U) ed il numero di Froude (Fr). Il nome delle sezioni corrisponde a quello riportato negli elaborati grafici.

Sezione		Q	Zf	h	hc	H	U	Fr
ID	progressiva	[m ³ /s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
S02	23	2.06	69.48	69.84	69.98	70.28	2.94	2.3
S02*	15	2.06	68.79	69.14	69.23	69.58	0.92	0.36
S01	6	2.06	68.37	68.92	69.09	69.41	3.11	1.84
S00	0	2.06	68.14	68.76	68.87	69.17	2.83	1.39

Tabella 8 - Interferenza IN21 - Risultati simulazione ante operam

Nella figura seguente è riportato il profilo idrico di calcolo, unitamente ai profili del terreno, dell'energia e quelli degli argini.

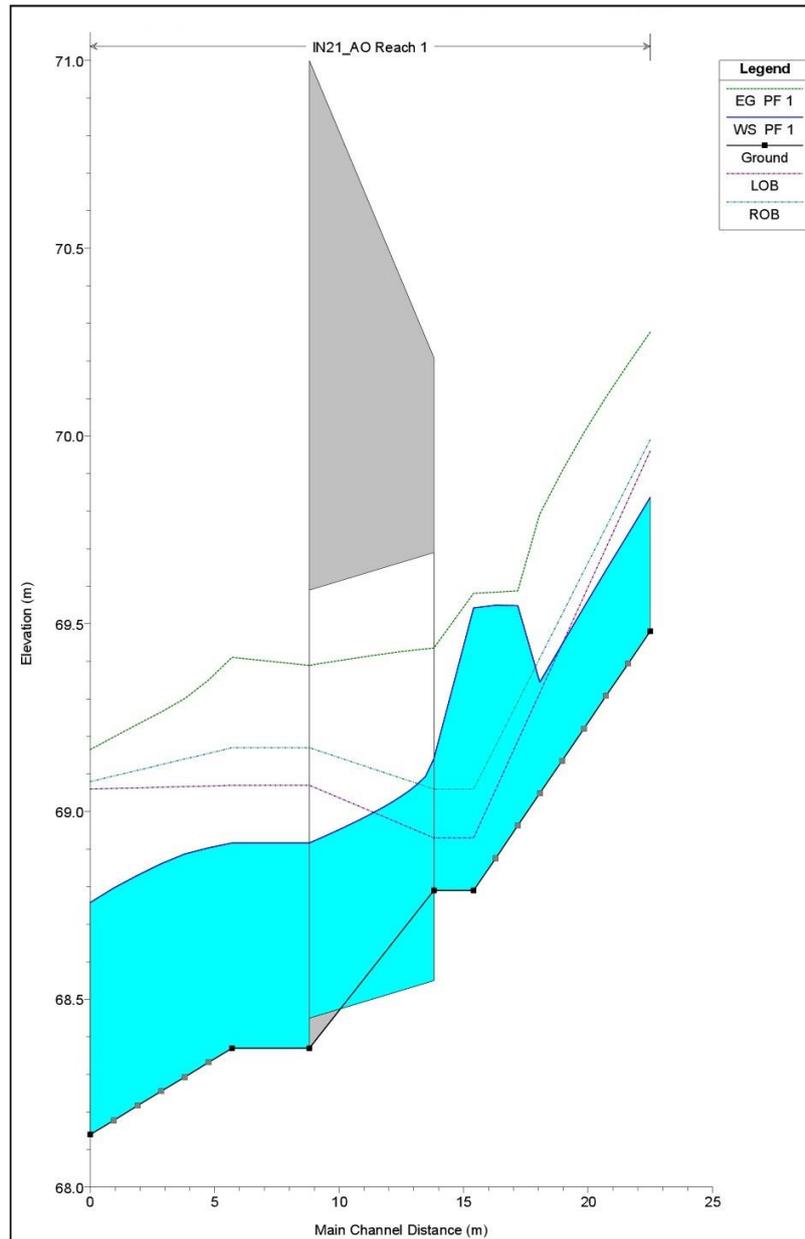


Figura 23 - Interferenza IN21 - Profilo idrico ante operam

5.4.3 Descrizione simulazione numerica post operam

Come nel modello Ante Operam, anche nel Post Operam la portata imposta come input di monte nel modello, relativa ad un tempo di ritorno di 200 anni, è pari a circa 2.06 m³/s.

Le condizioni al contorno imposte nel modello sono state: pendenza di moto uniforme a monte pari a 1% (pendenza media delle prime sezioni a monte del corso d'acqua) e pendenza di moto uniforme a valle pari a 2.60% (pendenza media tra le ultime sezioni nel tratto finale del corso d'acqua).

Il progetto prevede la costruzione di un manufatto scatolare di dimensioni interne utili al passaggio della piena pari a 2.0 x 2.0 [m] e la lunghezza dell'opera pari a 5.00m.

La sistemazione idraulica prevede la riprofilatura del canale con sponde con inclinazione di 45°, di larghezza variabile. Tale sistemazione sarà estesa per un tratto di circa 30 m (15 m a monte e 15 m a valle del nuovo attraversamento).

La pendenza media del tratto risistemato è pari a circa il 6÷8 [%] nei tratti a monte dell'opera e circa il 2.7 [%] a valle dell'opera, il tombino ha pendenza media del fondo pari a circa l'2.0 [%].

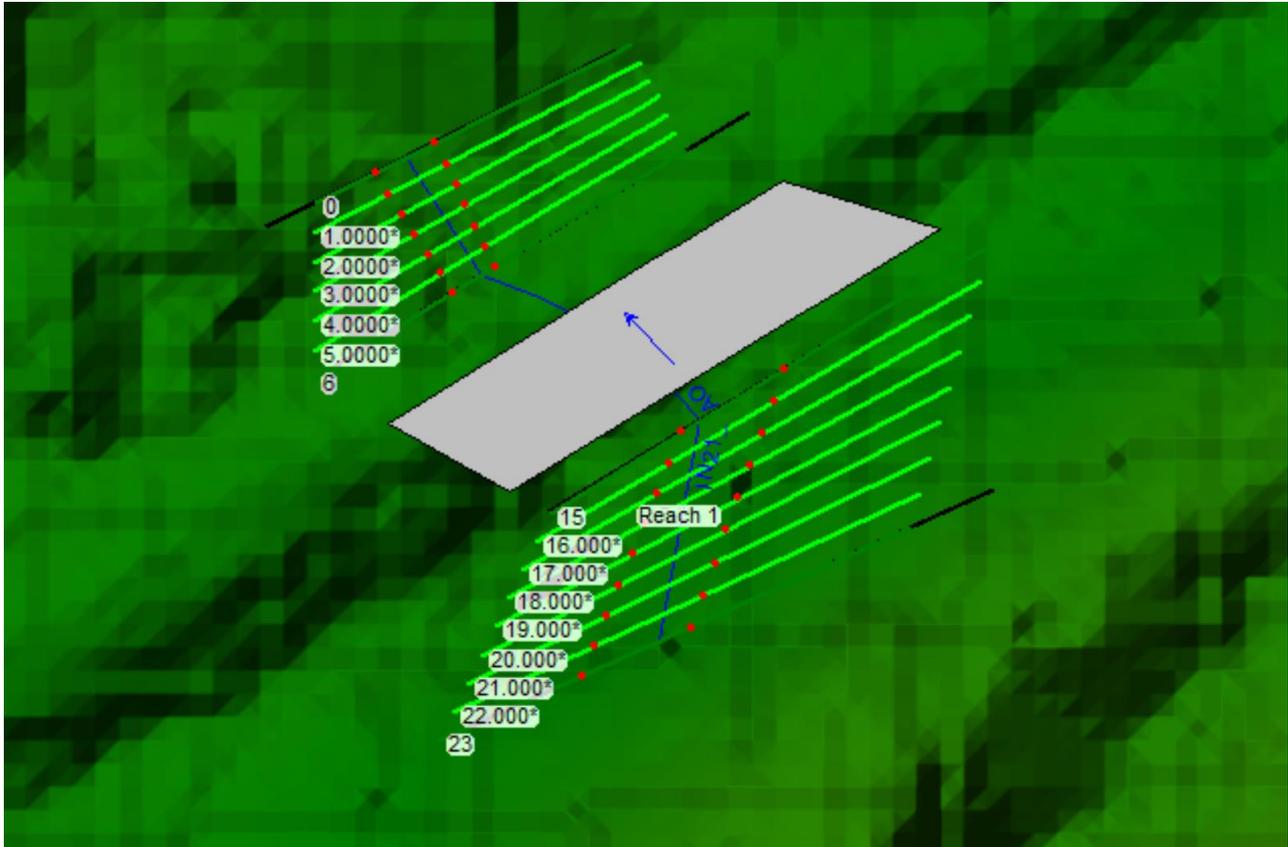


Figura 24 - Interferenza IN21 - Configurazione post operam

5.4.4 Risultati simulazione idraulica post operam TR 200 anni

La tabella seguente riporta tutte le grandezze fondamentali del moto risultanti dalla simulazione, in particolare: la quota del fondo (Min Ch El), la quota del pelo libero della corrente (W.S.Elev), il livello energetico (E.G.Elev), la velocità media della corrente (Vel Chnl) ed il numero di Froude.

Sezione		Q	Zf	h	hc	H	U	Fr
ID	progressiva	[m ³ /s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
S02	23	2.06	69.47	69.65	69.77	70.09	2.95	2.31
S02*	15	2.06	68.79	69.36	69.09	69.38	0.75	0.33
S01	6	2.06	68.32	68.79	68.92	69.21	2.87	1.53
S00	0	2.06	68.15	68.56	68.69	68.99	2.90	1.61

Tabella 9 - Interferenza IN21 - Risultati simulazione post operam

Nella figura seguente è riportato, inoltre, il profilo idrico di calcolo, unitamente ai profili del terreno, dell'energia e quelli degli argini.

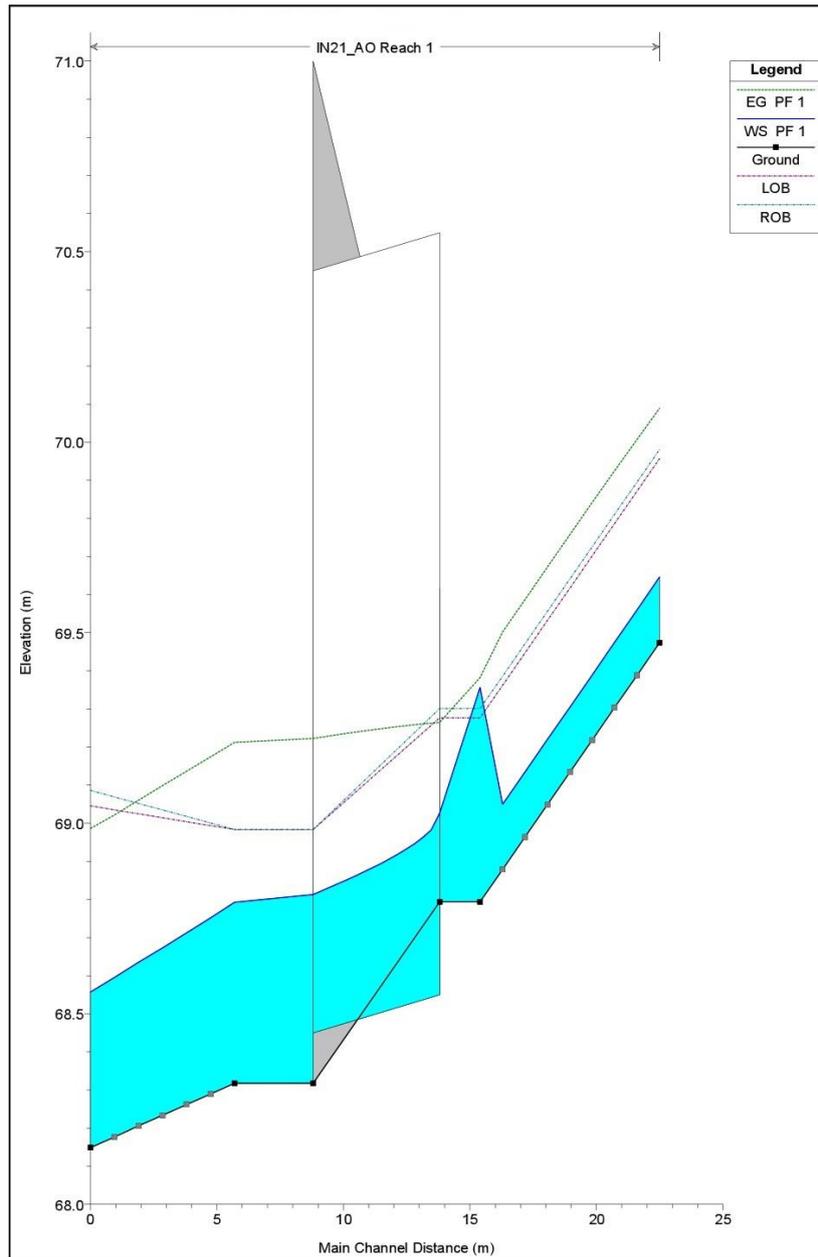


Figura 25 - Interferenza IN21 - Profilo idrico post operam

5.4.5 Verifica del franco

Il nuovo manufatto di attraversamento è stato dimensionato e verificato garantendo che la differenza tra livello idrico duecentennale e l'intradosso dell'opera, risulti sempre inferiore a 0.50 m in conformità con quanto indicato nella Circolare N.7/2019 di applicazione delle NTC2018 per i franchi minimi di sicurezza.

I risultati del modello idraulico evidenziano che: $f_{idr}=1.52$ m come si osserva nella seguente tabella.

	Livello idrico Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Livello energia Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco idraulico Tr=200 anni [m]	Franco energetico Tr=200 anni [m]
Sez. 01* manufatto	69.03	69.26	70.55	1.52	1.29

Tabella 10 - Franco idraulico IN21 – nuovo tombino ferroviario

5.4.6 Sistemazione e protezione

Il Manuale tecnico di progettazione ferroviario prevede per gli attraversamenti secondari, ossia quelli che sottendono un bacino di superficie inferiore ai 10 [km²], che la sezione di deflusso complessiva del tombino garantisca lo smaltimento della portata di massima piena con un grado di riempimento non superiore al 70 [%] della sezione totale. In riferimento alla stessa tipologia di attraversamento idraulico (tombini), le NTC 2018 e la Circolare 2019 prescrivono un massimo grado di riempimento pari ai 2/3 della sezione utile.

Nel caso specifico, il grado di riempimento massimo è pari al 24 [%] circa.

Nelle seguenti immagini si riportano le sezioni bagnate in corrispondenza dell'imbocco e dello sbocco dell'opera di attraversamento idraulico in progetto estratte dal modello HEC-RAS Post-Operam.

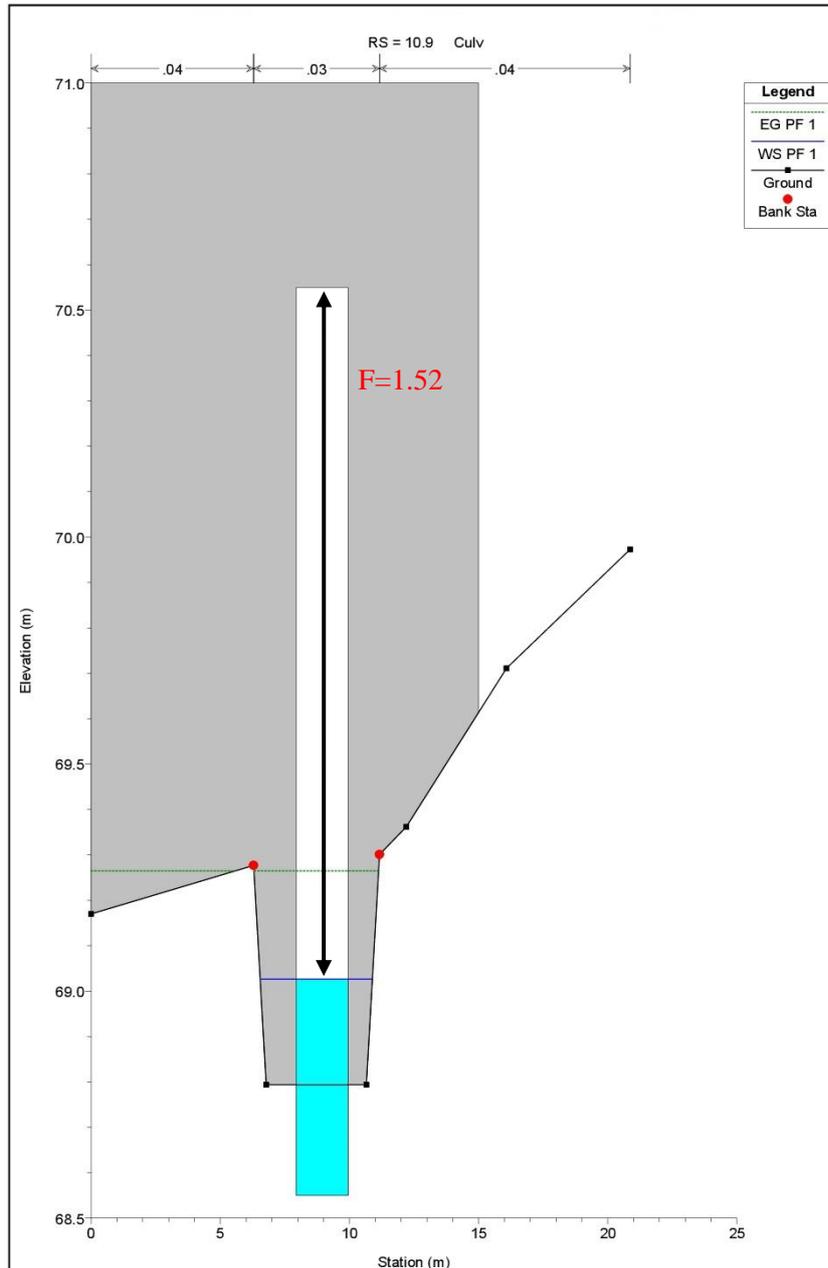


Figura 26 - Interferenza IN21- sezione ingresso manufatto (INLET)

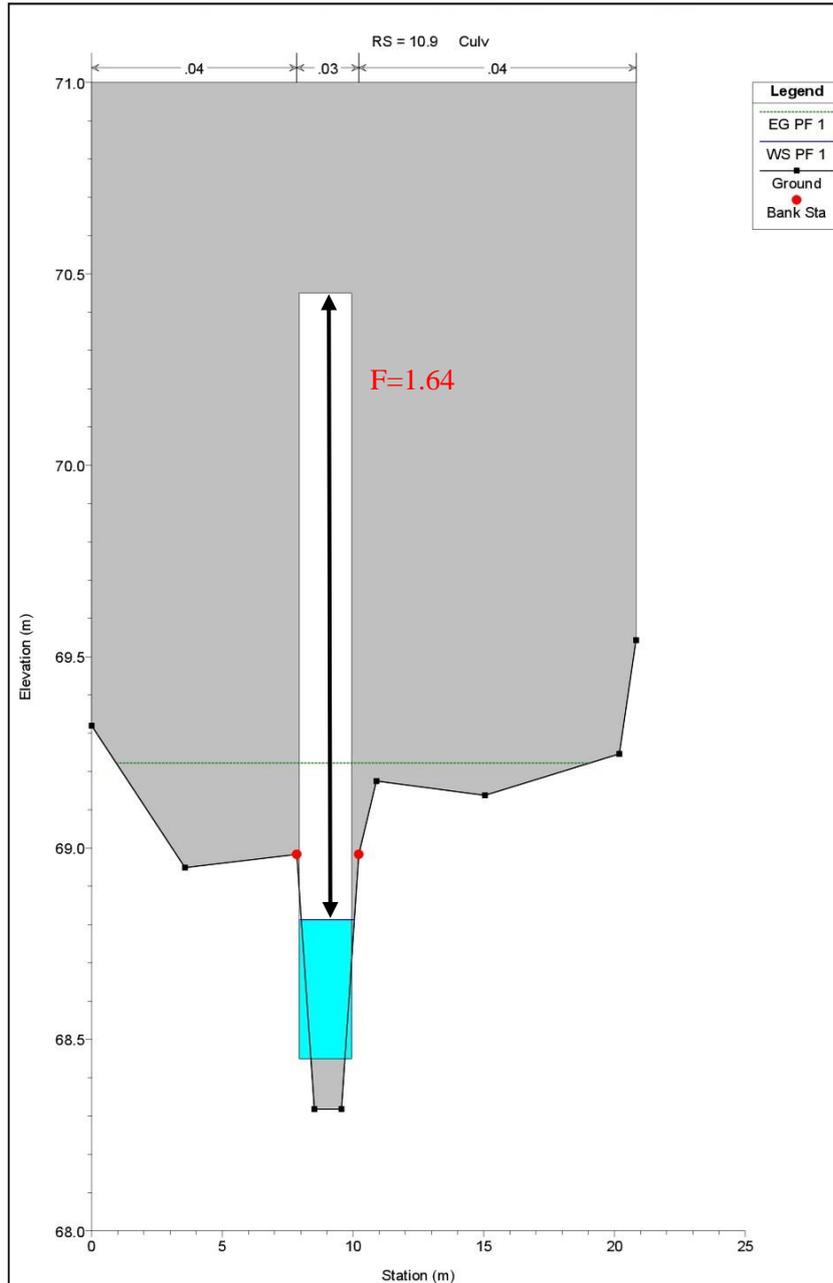


Figura 27 - Interferenza IN21- sezione uscita manufatto (OUTLET)

5.5 INALVEAZIONE IN22 – INTERFERENZA ALLA PK. 1+020.000

Il canale IN22 interferisce con il nuovo tracciato ferroviario alla pk 1+020.000.

L'attraversamento si inquadra come "attraversamento secondario" in conformità a quanto riportato nel paragrafo 3.7.2.2.1 del MdP RFI/ITF, in quanto l'estensione del bacino idrografico sotteso alla sezione di attraversamento risulta pari a 0.80 Km², inferiore al valore limite di 10 Km².

La portata di progetto, relativa ad un tempo di ritorno di 200 anni, è pari a 6.83 m³/s.

Per poter definire le quote dell'opera di progetto, affinché questo risulti compatibile con i franchi minimi di sicurezza imposti dalle NTC2018, sono state eseguite delle simulazioni numeriche con il software HEC-RAS v. 5.0.7 in moto permanente monodimensionale per la portata di tempo di ritorno 200 anni, sia per lo stato di fatto che per lo stato di progetto.

Al fine di garantire il deflusso della piena due-centennale sono state quindi dimensionate delle opere di sistemazione idraulica a monte e a valle dell'attraversamento ferroviario.

5.5.1 Descrizione simulazione numerica ante operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica inizia a monte del tombino ferroviario esistente, circa 200 [m] a monte dell'attraversamento della linea ferroviaria in progetto e si estende 220 [m] a valle del manufatto, per una lunghezza complessiva pari a circa 420 [m] e una pendenza media pari a circa il 5 [%] nel tratto a monte del manufatto esistente.

Le condizioni al contorno imposte nel modello sono state: pendenza di moto uniforme a monte pari a 8% (pendenza media tra le prime sezioni nel tratto iniziale del corso d'acqua) e livello del fiume Pescara in corrispondenza dell'ultima sezione di valle pari a 64.6 m (ottenuto dalla modellazione 2D del fiume Pescara).

Il tracciato planimetrico e le sezioni utilizzate nello studio idraulico sono stati ricavati dal rilievo e sono rappresentati nella seguente figura.

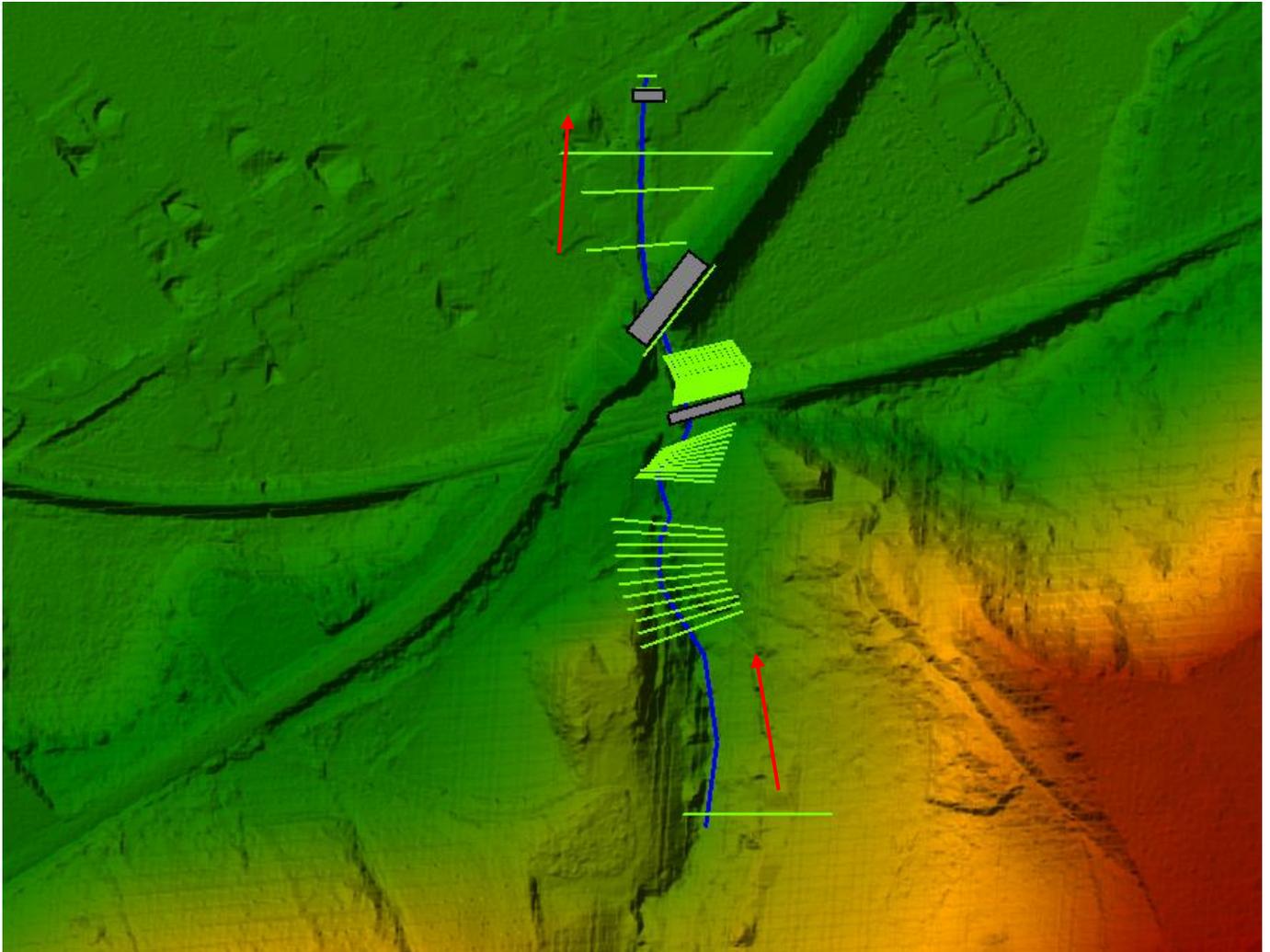


Figura 28 - Interferenza IN22 - Configurazione ante operam

5.5.2 Risultati simulazione idraulica ante operam TR 200 anni

La tabella seguente riporta tutte le grandezze fondamentali del moto risultanti dalla simulazione, in particolare: la quota del fondo (Min Ch El), la quota del pelo libero della corrente (W.S.Elev), il livello energetico (E.G.Elev), la velocità media della corrente (Vel Chnl) ed il numero di Froude.

Sezione		Q	Zf	h	hc	H	U	Fr
ID	progressiva	[m ³ /s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	F
S07	256	6.83	83.41	84.02	84.28	84.92	4.19	2.42
S06	157	6.83	75.44	75.94	76.23	76.95	4.45	2.45
S05	99	6.83	72.17	72.77	73.08	73.76	4.4	2
S04	75	6.83	70.53	71.1	71.45	72.28	4.81	2.22
S03	54	6.83	66.37	67.7	66.96	67.72	0.72	0.23
S02	28	6.83	66.07	66.72	66.94	67.43	3.74	1.96
S01	17	6.83	65.02	66.21	66.04	66.21	0.25	0.08
S00	3	6.83	64.56	65.56	65.56	65.97	2.85	1
S07*	-10	6.83	64.51	65.18	65.34	65.68	3.16	1.55
S06*	-28	6.83	63.66	64.35	64.61	65.18	4.02	1.93
S05*	-57	6.83	63.24	64.61	63.82	64.61	0.23	0.07
S04*	-86	6.83	62.35	64.61	62.69	64.61	0.1	0.02
S03*	-106	6.83	62.22	64.61	62.41	64.61	0.05	0.01
S02*	-133	6.83	62	64.6	63.07	64.61	0.35	0.08
S01*	-140	6.83	61.9	64.6	62.98	64.6	0.35	0.07
S00*	-147	6.83	61.87	64.6	62.95	64.6	0.33	0.07

Tabella 11 - Interferenza IN22 - Risultati simulazione ante operam

Nella figura seguente è riportato il profilo idrico di calcolo, unitamente ai profili del terreno, dell'energia e quelli degli argini.

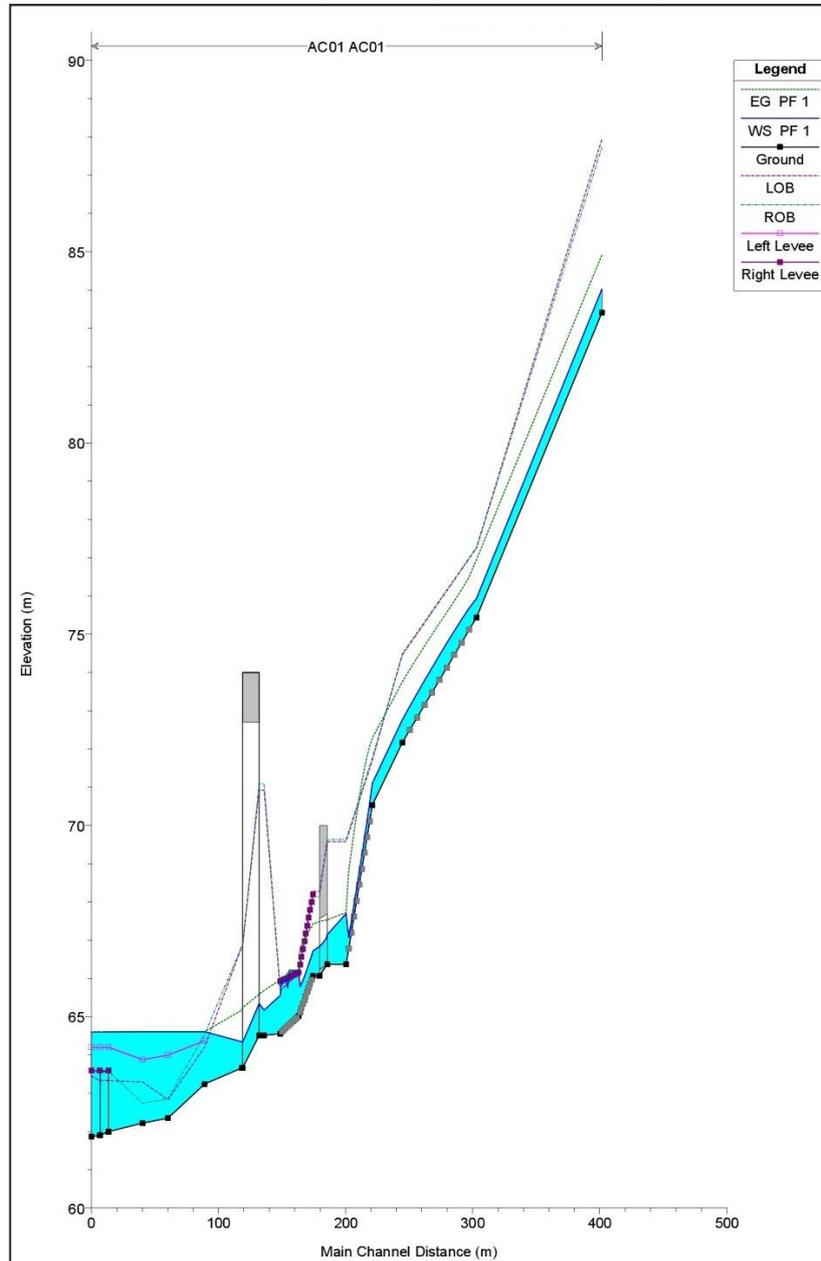


Figura 29 - Interferenza IN22 - Profilo idrico ante operam

5.5.3 Descrizione simulazione numerica post operam

Come nel modello Ante Operam, anche nel Post Operam la portata imposta come input di monte nel modello, relativa ad un tempo di ritorno di 200 anni, è pari a 6.83 m³/s.

Le condizioni al contorno imposte nel modello sono state: pendenza di moto uniforme a monte pari a 8% (pendenza media delle prime sezioni a monte del corso d'acqua) e livello del fiume Pescara in corrispondenza dell'ultima sezione di valle pari a 64.6 m (ottenuto dalla modellazione 2D del fiume Pescara).

Il progetto prevede la costruzione di un tombino scatolare con luce netta pari a 3 m e altezza pari a 2 m, a monte della linea ferroviaria esistente.

La sistemazione idraulica prevede, inoltre, la riprofilatura del canale con sezioni trapezie in massi cementati aventi base maggiore 4m, base minore 2m per un tratto di estensione di circa 57 metri a monte del nuovo tombino ferroviario, per facilitare il raccordo del canale che attualmente è un canale naturale all'imbocco del tombino di progetto ed un canale ad U in cls di dimensione 3.00x1.00m a valle della nuova opera di attraversamento ferroviario per un tratto di estensione di circa 81 metri.

La pendenza media del tratto risistemato è pari a circa il 5 [%] nei tratti a monte dell'opera e circa il 2.35 [%] a valle dell'opera, il tombino ha pendenza media del fondo pari a circa l'2.0 [%]. Sono presenti numerosi salti del fondo comunque di altezze contenute.

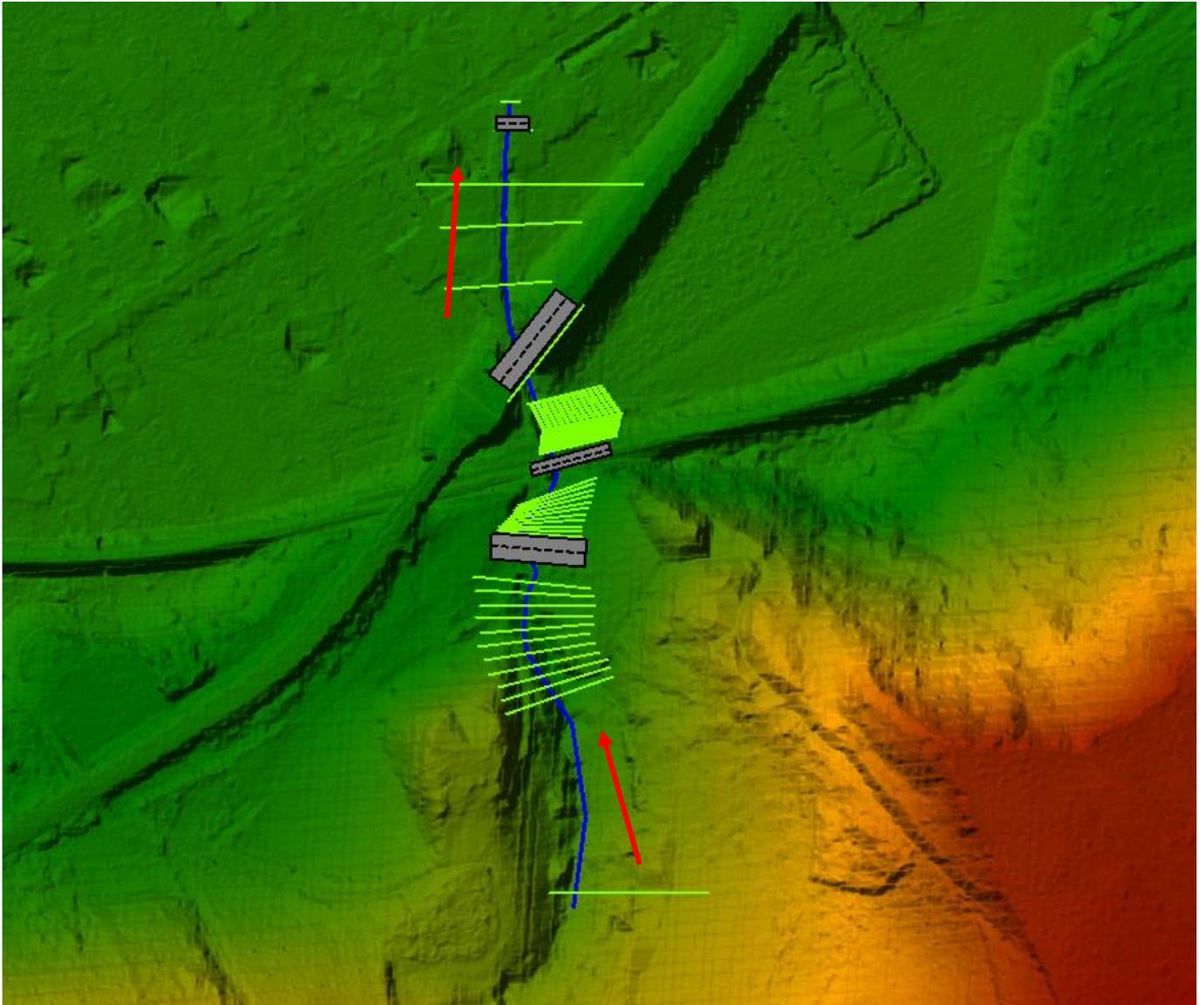


Figura 30 - Interferenza IN22 - Configurazione post operam

5.5.4 Risultati simulazione idraulica post operam TR 200 anni

La tabella seguente riporta tutte le grandezze fondamentali del moto risultanti dalla simulazione, in particolare: la quota del fondo (Min Ch El), la quota del pelo libero della corrente (W.S.Elev), il livello energetico (E.G.Elev), la velocità media della corrente (Vel Chnl) ed il numero di Froude.

Sezione		Q	Zf	h	hc	H	U	Fr
ID	progressiva	[m ³ /s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
S07	256	6.83	83.41	84.02	84.28	84.92	4.19	2.42
S06	157	6.83	75.44	75.94	76.23	76.95	4.45	2.45
S05	99	6.83	72.17	72.77	73.08	73.76	4.4	2
S04	75	6.83	71.86	72.4	72.67	73.3	4.21	1.83
S03	54	6.83	66.07	66.39	66.88	68.97	7.11	4.01
S02	28	6.83	65.15	66.31	65.96	66.31	0.36	0.11
S01	17	6.83	64.69	65.35	65.5	65.96	3.45	1.36
S00	3	6.83	64.51	65.13	65.34	65.76	3.53	1.81
S07*	-10	6.83	63.66	64.35	64.61	65.18	4.02	1.93
S06*	-28	6.83	63.24	64.61	63.82	64.61	0.23	0.07
S05*	-57	6.83	62.22	64.61	62.41	64.61	0.05	0.01
S04*	-86	6.83	62	64.6	63.07	64.61	0.35	0.08
S03*	-106	6.83	61.87	64.6	62.95	64.6	0.33	0.07

Tabella 12 - Interferenza IN02 - Risultati simulazione post operam

Nella figura seguente è riportato il profilo idrico di calcolo, unitamente ai profili del terreno, dell'energia e quelli degli argini.

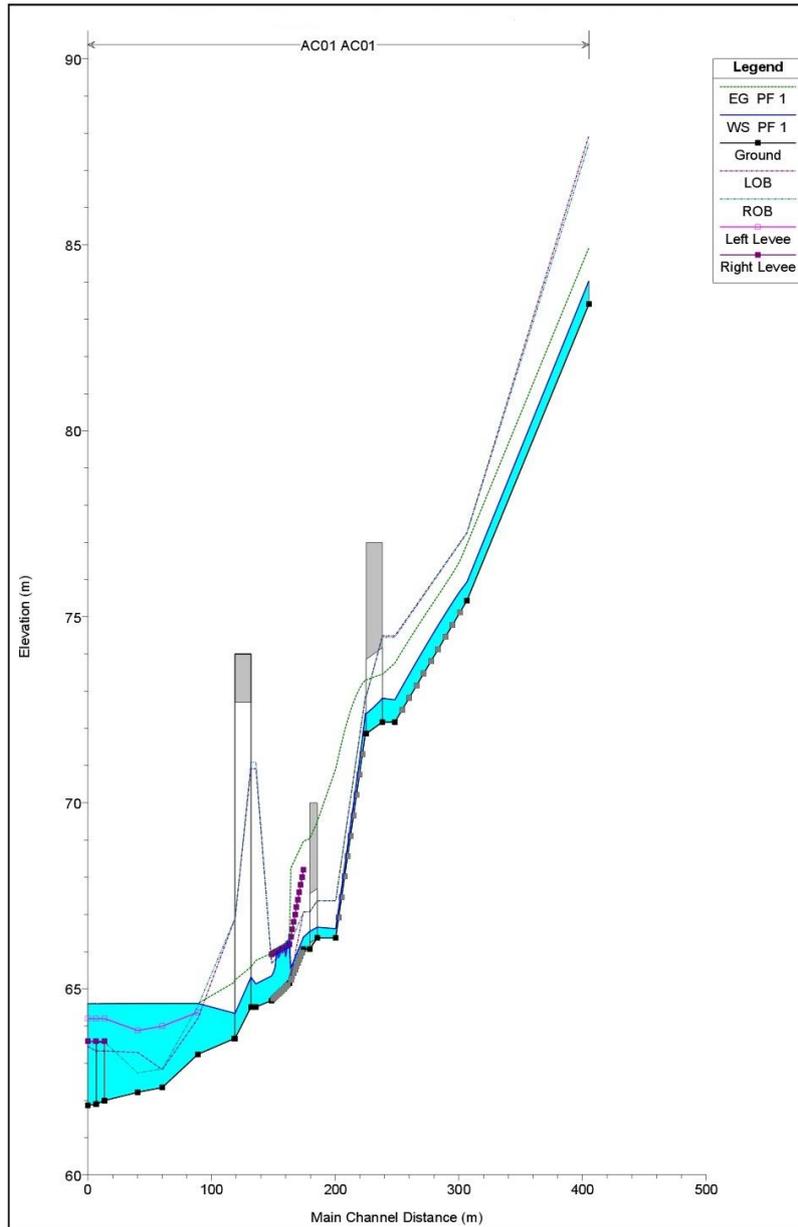


Figura 31 - Interferenza IN22 - Profilo idrico post operam

5.5.5 Verifica del franco

Il nuovo manufatto di attraversamento è stato dimensionato e verificato garantendo che la differenza tra livello idrico duecentennale e l'intradosso dell'opera, risulti sempre inferiore a 0.50 m in conformità con quanto indicato nella Circolare N.7/2019 di applicazione delle NTC2018 per i franchi minimi di sicurezza.

I risultati del modello idraulico evidenziano che: $f_{idr}=1.36$ m come si osserva nella seguente tabella.

	Livello idrico Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Livello energia Tr=200 anni [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco idraulico Tr=200 anni [m]	Franco energetico Tr=200 anni [m]
Sez. 80 manufatto	72.81	73.45	74.17	1.36	0.72

Tabella 13 - Franco idraulico interferenza IN22 – nuovo tombino ferroviario

5.5.6 Sistemazione e protezione

Il Manuale tecnico di progettazione ferroviario prevede per gli attraversamenti secondari, ossia quelli che sottendono un bacino di superficie inferiore ai 10 [km²], che la sezione di deflusso complessiva del tombino garantisca lo smaltimento della portata di massima piena con un grado di riempimento non superiore al 70 [%] della sezione totale. In riferimento alla stessa tipologia di attraversamento idraulico (tombini), le NTC 2018 e la Circolare 2019 prescrivono un massimo grado di riempimento pari ai 2/3 della sezione utile.

Nel caso specifico, il grado di riempimento massimo è pari al 32 [%] circa.

Nelle seguenti immagini si riportano le sezioni bagnate in corrispondenza dell'imbocco e dello sbocco dell'opera di attraversamento idraulico in progetto estratte dal modello HEC-RAS Post-Operam.

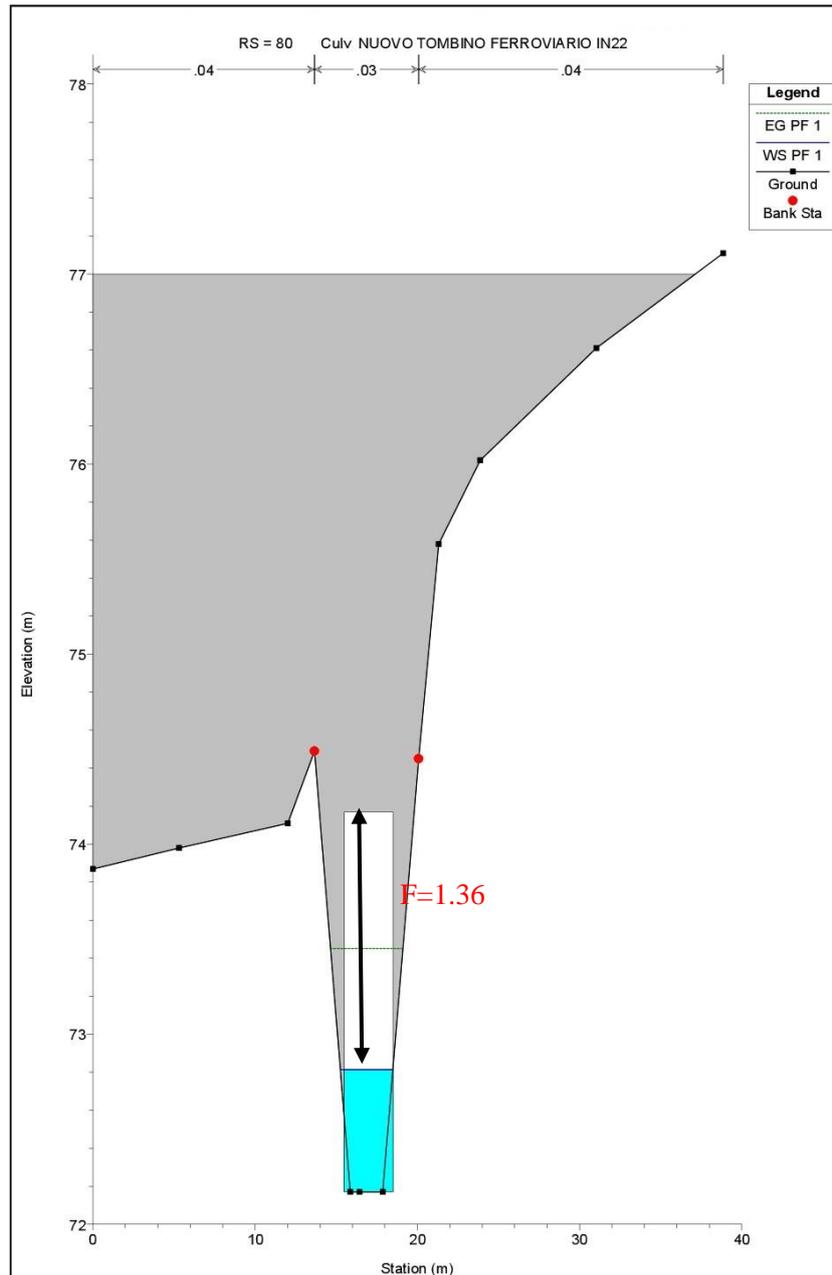


Figura 32 - sezione post-operam a monte dell'attraversamento IN22

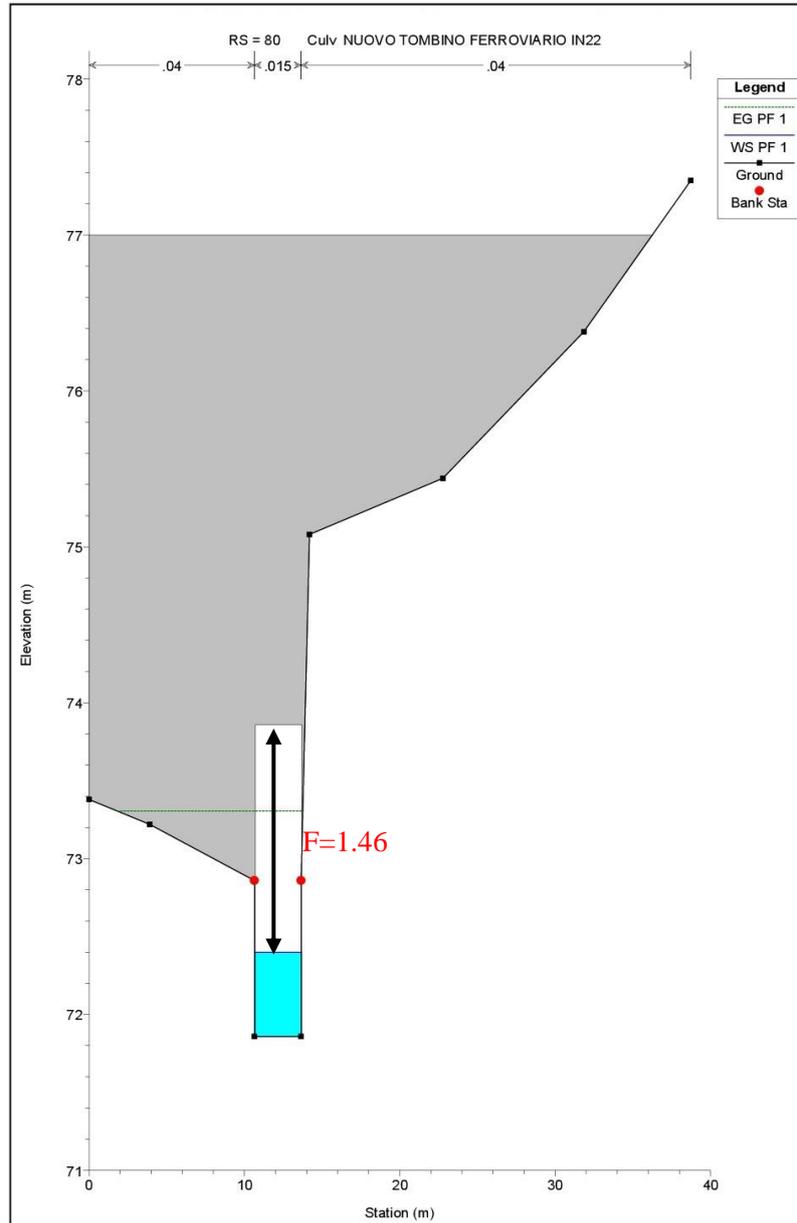


Figura 33 - sezione post-operam a valle dell'attraversamento IN22

5.6 INALVEAZIONE VI22-TORRENTE FOSSATELLO

Il Torrente Fossatello (VI22) interferisce con il nuovo tracciato ferroviario alla Pk 3+900.000. L'attraversamento si inquadra come "attraversamento principale" in conformità a quanto riportato nel paragrafo 3.7.2.2.1 del MdP RFI/ITF, in quanto l'estensione del bacino idrografico sotteso alla sezione di attraversamento risulta pari a 22 Km², superiore al valore limite prescritto di 10 Km².

La portata di progetto, relativa ad un tempo di ritorno di 200 anni, è pari a 101.3 m³/s.

Per poter definire le quote dell'opera di progetto, affinché questo risulti compatibile con i franchi minimi di sicurezza imposti dalle NTC2018, sono state eseguite delle simulazioni numeriche con il software HEC-RAS v. 5.0.7 in moto permanente monodimensionale per la portata di tempo di ritorno 200 anni, sia per lo stato di fatto che per lo stato di progetto.

Al fine di garantire il deflusso della piena di progetto sono state quindi dimensionate delle opere di sistemazione idraulica a monte e a valle dell'attraversamento ferroviario.

5.6.1 Descrizione simulazione numerica ante operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica inizia a monte del ponte stradale esistente, circa 600 [m] a monte dell'attraversamento della linea ferroviaria in progetto e si estende 260 [m] a valle del manufatto, per una lunghezza complessiva pari a circa 860 [m] e una pendenza media è pari a circa il 1.0 [%] nel tratto a monte del manufatto esistente.

Le condizioni al contorno imposte nel modello sono state: pendenza di moto uniforme a monte pari a 0.60% (pendenza media tra le prime sezioni nel tratto iniziale del corso d'acqua) e livello del fiume Pescara in corrispondenza dell'ultima sezione di valle pari a 74.7 m (ottenuto dalla modellazione 2D del fiume Pescara).

Il tracciato planimetrico e le sezioni utilizzate nello studio idraulico sono stati ricavati dal rilievo e sono rappresentati nella seguente figura.



Figura 34 - Torrente Fossatello (VI22) - Configurazione ante operam

5.6.2 Risultati simulazione idraulica ante operam TR 200 anni

La tabella seguente riporta tutte le grandezze fondamentali del moto risultanti dalla simulazione, in particolare: la quota del fondo (Min Ch El), la quota del pelo libero della corrente (W.S.Elev), il livello energetico (E.G.Elev), la velocità media della corrente (Vel Chnl) ed il numero di Froude.

Sezione		Q	Zf	h	hc	H	U	Fr
ID	progressiva	[m ³ /s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
S00	837	101.3	78.83	82.34	82.36	82.98	3.91	0.74
S01	687	101.3	77.96	81.76	81.32	81.88	1.88	0.35
S02	572	101.3	77.38	81.38		81.65	2.58	0.53
S03	456	101.3	76.51	81.22		81.47	2.36	0.39
S04	333	101.3	76.42	81.14		81.31	2.08	0.36
S05	252	101.3	75.98	81.18	78.71	81.24	1.15	0.19
S05*	223	101.3	76.03	81.1	78.84	81.16	1.25	0.2
S05**	206	101.3	76.12	79.13		79.23	1.83	0.36
S06	186	101.3	75.52	78.74		79.17	3.6	0.67
S07	135	101.3	74.88	78.82		78.99	2.26	0.38
S07*	125	101.3	75.1	78.86	77.76	78.96	1.78	0.33
S07**	113	101.3	75.04	78.86		78.94	1.58	0.3
S08	85	101.3	74.87	77.95	77.95	78.81	4.65	0.9
S09	39	101.3	73.26	77.78	77.16	77.86	1.6	0.33
S10	-4	101.3	73.09	77.17	76.96	77.76	3.62	0.77
S11	-56	101.3	72.77	76.5	76.5	77.46	4.38	0.94

Tabella 14 - Torrente Fossatello (VI22)- Risultati simulazione ante operam

Nella figura seguente è riportato il profilo idrico di calcolo, unitamente ai profili del terreno, dell'energia e quelli degli argini.

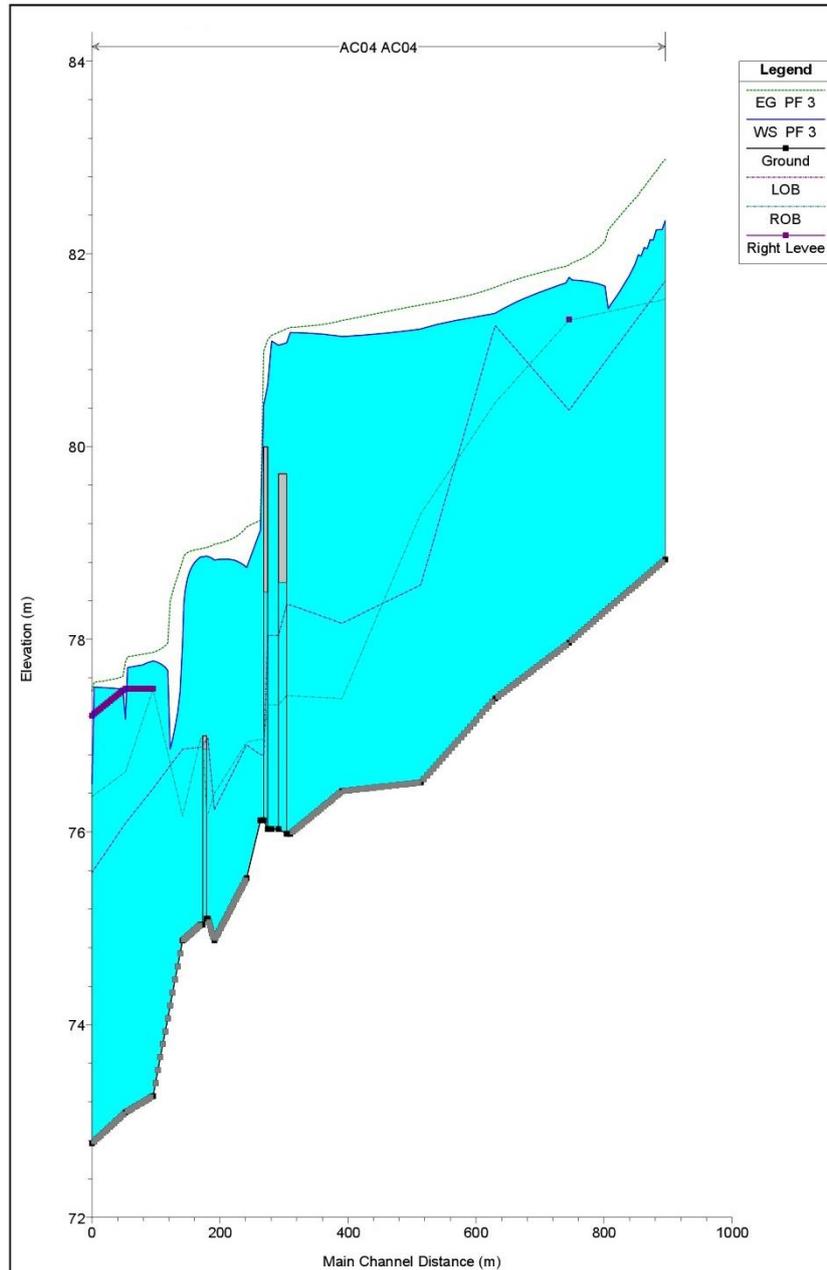


Figura 35 - Torrente Fossatello (VI22)- Profilo idrico ante operam

5.6.3 Descrizione simulazione numerica post operam

Come nel modello Ante Operam, anche nel Post Operam la portata imposta come input di monte nel modello è pari a 101.3 m³/s.

Le condizioni al contorno imposte nel modello sono state: pendenza di moto uniforme a monte pari a 0.60% (pendenza media delle prime sezioni a monte del corso d'acqua) e livello del fiume Pescara in corrispondenza dell'ultima sezione di valle pari a 74.7 m (ottenuto dalla modellazione 2D del fiume Pescara).

Il progetto prevede la costruzione della nuova opera di attraversamento, realizzata con un ponte a travi reticolari a via inferiore con una luce netta pari a 60 m, a valle dell'opera di attraversamento esistente sulla linea storica, che verrà poi demolita.

La sistemazione idraulica consisterà nella realizzazione di un canale ad U in cls 5x1.60 m per un tratto di lunghezza pari a 16 m a monte dell'opera di progetto. A valle della stessa opera, il canale verrà risistemato ad U in cls sempre con dimensioni di 5x1.60 m per un tratto di 70 m e successivamente con dimensioni di 6x1.60 m per un tratto di altri 30 m. In quest'ultimo tratto di 30 m verrà anche riprofilato il fondo alveo, come si osserva nella seguente figura.

Relazione interferenze idrauliche minori e
compatibilità idraulica

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA97	00 R 29	RI	ID002 002	B	77 di 83

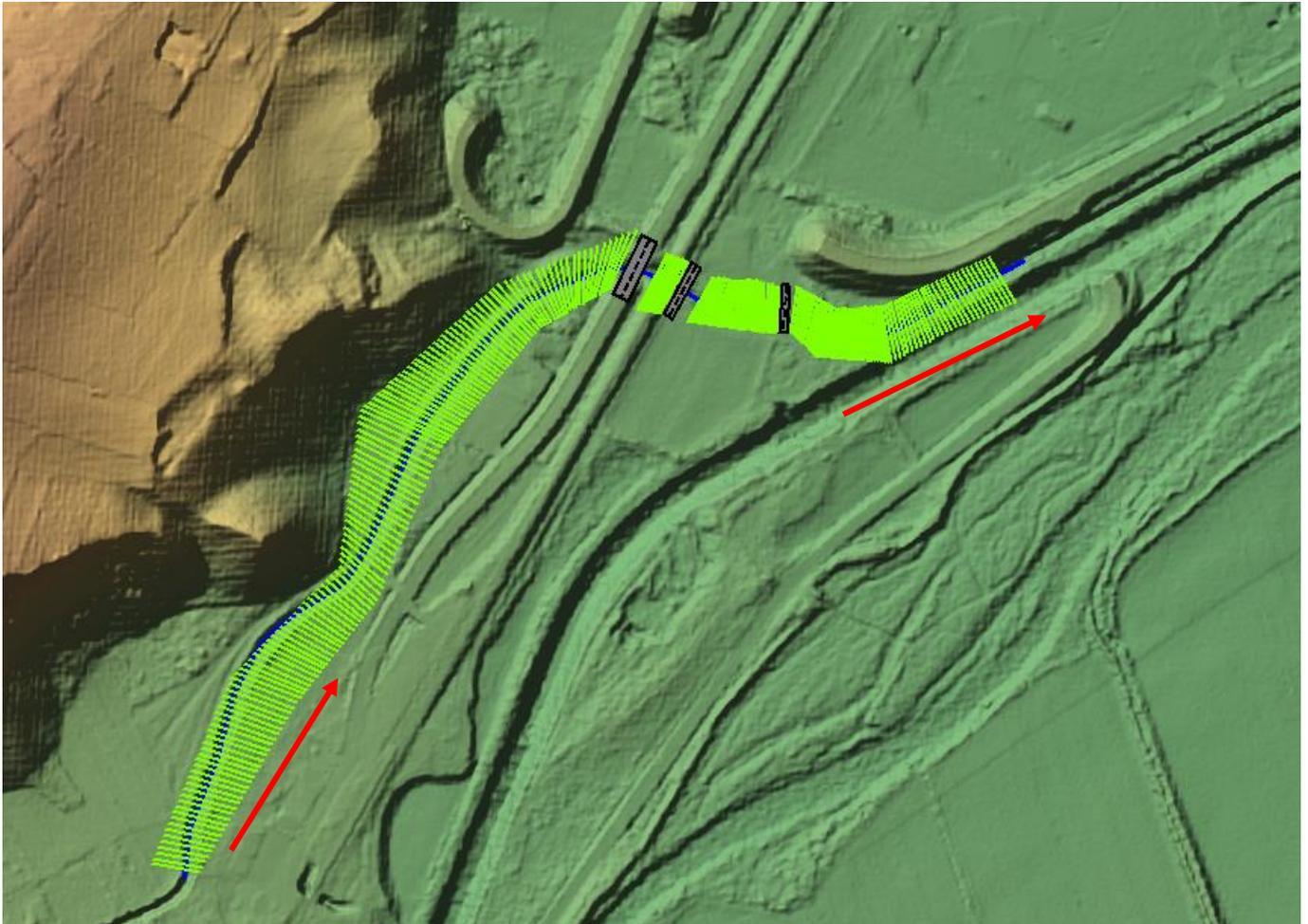


Figura 36 - Torrente Fossatello (VI22)- Configurazione post operam

5.6.4 Risultati simulazione idraulica post operam TR 200 anni

La tabella seguente riporta tutte le grandezze fondamentali del moto risultanti dalla simulazione, in particolare: la quota del fondo (Min Ch El), la quota del pelo libero della corrente (W.S.Elev), il livello energetico (E.G.Elev), la velocità media della corrente (Vel Chnl) ed il numero di Froude.

Sezione		Q	Zf	h	hc	H	U	Fr
ID	progressiva	[m ³ /s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
S00	837	101.3	78.83	82.35	82.35	82.97	3.84	0.74
S01	687	101.3	77.96	81.64	81.18	81.82	2.18	0.44
S02	572	101.3	77.38	81.09	80.89	81.51	3.15	0.68
S03	456	101.3	76.51	80.89		81.2	2.63	0.45
S04	333	101.3	76.42	80.74		80.95	2.55	0.42
S05	252	101.3	75.98	80.78	78.85	80.85	1.53	0.23
S05*	223	101.3	75.12	77.56	78.51	80.32	7.65	1.56
S05**	207	101.3	75.05	77.58	78.49	80.16	7.39	1.48
S06	186	101.3	75	77.66	78.46	79.91	6.96	1.36
S07	135	101.3	74.59	78.63		78.94	3.03	0.48
S07*	123	101.3	74.5	78.63	77.57	78.93	3	0.47
S07**	113	101.3	74.4	78.51		78.87	3.04	0.48
S08	85	101.3	74.3	77.68	77.68	78.76	4.86	0.86
S09	73	101.3	73.26	77.67	77.24	77.79	2	0.35
S10	33	101.3	73.09	77.58	76.98	77.71	1.96	0.38
S11	21	101.3	72.77	76.49	76.49	77.55	4.63	0.86

Tabella 15 - Torrente Fossatello (VI22)- Risultati simulazione post operam

Nella figura seguente è riportato il profilo idrico di calcolo, unitamente ai profili del terreno, dell'energia e quelli degli argini.

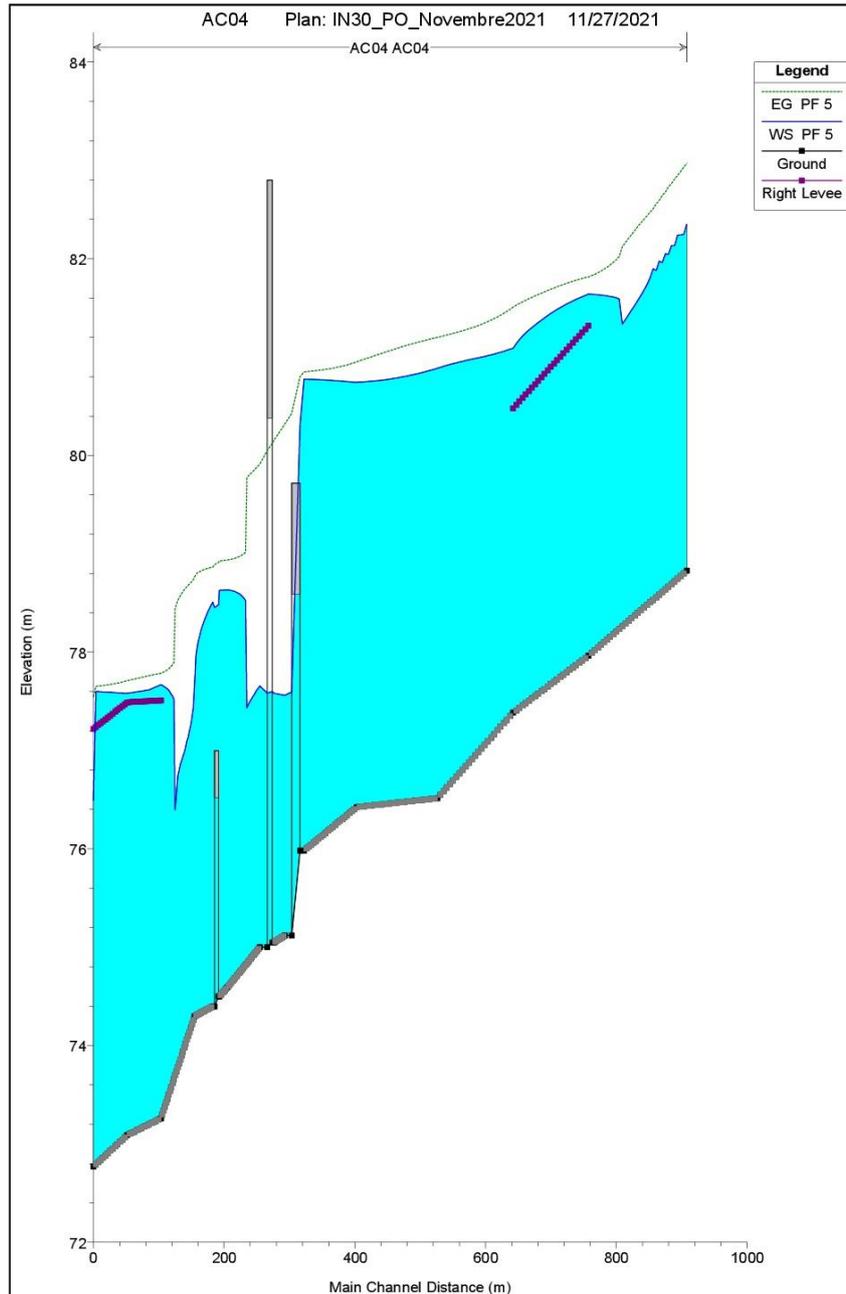


Figura 37 - Torrente Fossatello (VI22)- Profilo idrico post operam

5.6.5 Verifica del franco

Il nuovo ponte in progetto è stato dimensionato e verificato idraulicamente in modo da garantire, in via cautelativa, il rispetto del franco idraulico ($f_{idr-min}=1.50$ m), come prescritto dalle Norme Tecniche, mentre il franco sul carico idraulico totale ($f_{carico-min}=0.5$ m) dovrà essere oggetto di deroga al Manuale di progettazione, in quanto risulta inferiore al franco minimo indicato dallo stesso.

I risultati del modello idraulico evidenziano che: $f_{idr}=2.2$ m come si osserva nella seguente tabella.

	Livello idrico di progetto [m.s.l.m.]	Intradosso [m.s.l.m.]	Franco idraulico [m]
Sez. 205U manufatto	77.60	79.8	2.2

Tabella 16 - Franco idraulico Torrente Fossatello (VI22)– nuovo ponte ferroviario

Dai risultati del modello idraulico del torrente Fossatello si evince che, la differenza tra livello idrico duecentennale e intradosso dell'opera, risulta sempre superiore a 1.50 m; al contrario, il franco minimo rispetto al carico idraulico totale, non risulta garantito.

Pertanto, è stata chiesta deroga per il mancato rispetto del franco minimo relativo al carico idraulico totale come indicato nel Manuale di progettazione, al paragrafo 3.7.2.2.1 Attraversamenti principali, del quale si riporta di seguito uno stralcio.

3.7.2.2.1 Attraversamenti principali

Per tali categorie di opere, relative a bacini con superficie $S > 10$ km², si dovrà verificare la sezione di attraversamento in relazione alle caratteristiche dimensionali del manufatto in modo da minimizzare le modificazioni all'attuale deflusso nelle fasce fluviali, indotte dalla esecuzione delle opere.

Relativamente ai requisiti idraulici nei confronti dei livelli di massima piena si specifica quanto segue:

Il franco rispetto all'intradosso dell'opera dovrà essere:

- *non inferiore a 1,5 m sopra al livello idrico nella sezione immediatamente a monte dell'attraversamento, per la portata con tempo di ritorno prescritto dalla normativa nazionale o locale vigente;*

- non inferiore a 0,50 m sopra la quota del carico idraulico totale per la portata con tempo di ritorno 200 anni.

5.6.6 Sistemazione e protezione

Nelle seguenti immagini si riportano le sezioni bagnate in corrispondenza dell'imbocco e dello sbocco dell'opera di attraversamento idraulico in progetto estratte dal modello HEC-RAS Post-Operam.

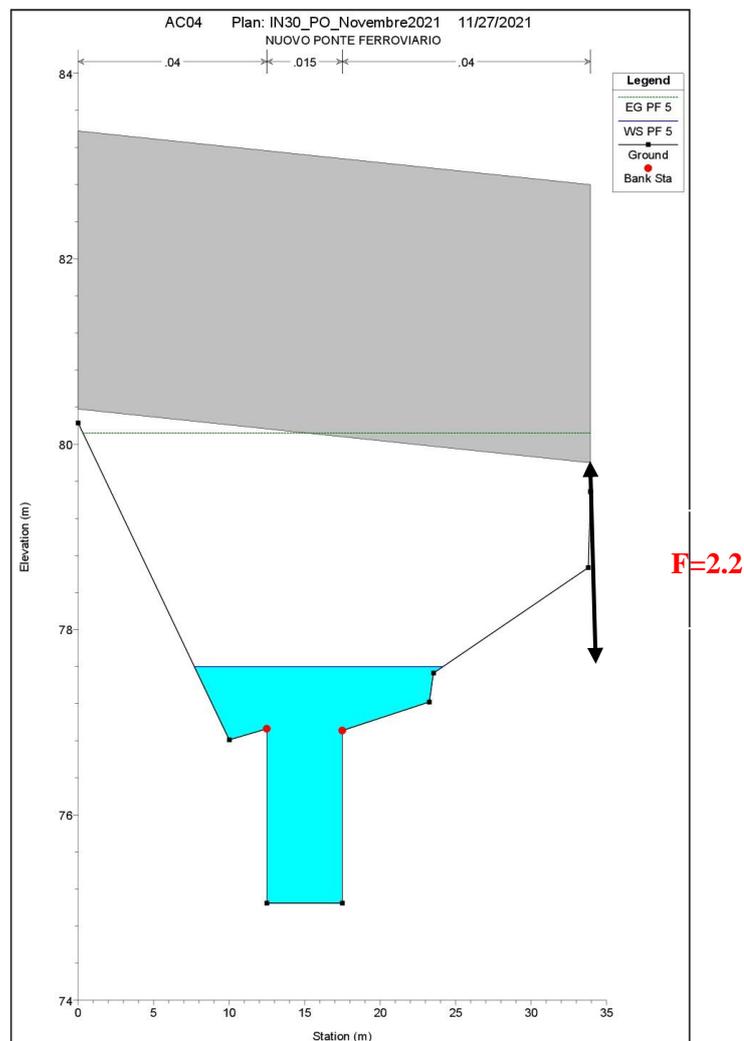


Figura 38 - sezione post-operam a monte dell'attraversamento VI22

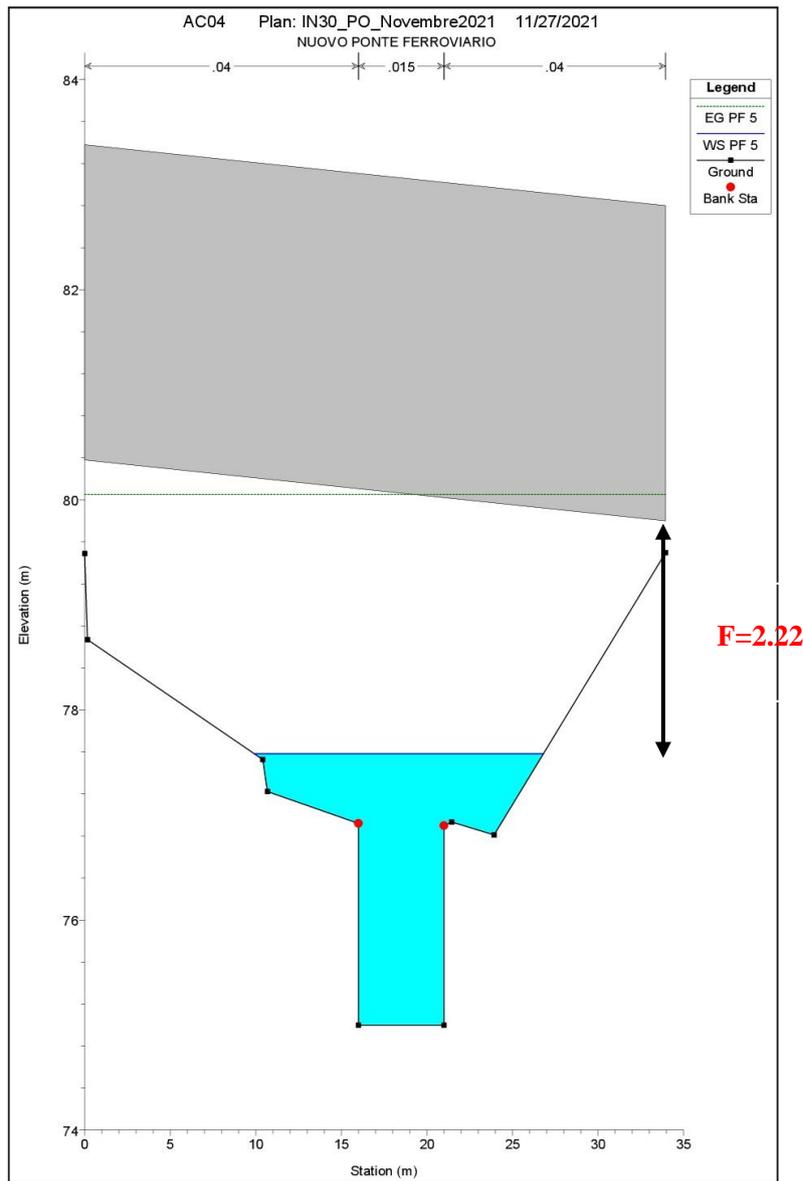


Figura 39 - sezione post-operam a valle dell'attraversamento VI22

5.7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dai risultati numerici, si evince che per ogni attraversamento idraulico in progetto la relativa sistemazione idraulica risulta adeguata a contenere la portata di progetto.

Infine, si evidenzia che tale sistemazione non va a peggiorare lo stato attuale. Ossia, nella modellazione Post Operam, la presenza del tratto risistemato e la costruzione del nuovo attraversamento ferroviario non provocano un innalzamento del livello idrico rispetto al modello Ante Operam in corrispondenza di altri eventuali ponti ferroviari storici esistenti oppure dei ponti stradali/tombini esistenti a monte e a valle del manufatto di progetto.

In conclusione, gli interventi previsti in progetto ottemperano alle Norme Tecniche e alle prescrizioni del PSDA e del PGRA vigenti.