

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA898**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:



Dott. Ing. N.Granieri
Dott. Ing. F.Durastanti
Dott. Ing. V.Truffini
Dott. Arch. A.Bracchini
Dott. Ing. L.Nani

Dott. Ing. M.Abram
Dott. Ing. F.Pambianco
Dott. Ing. M.Briganti Botta
Dott. Ing. L.Gagliardini
Dott. Geol. G.Cerquiglini

MANDANTI:



Dott. Ing. G.Guiducci
Dott. Ing. A.Signorelli
Dott. Ing. E.Moscatelli
Dott. Ing. A.Bela

Dott. Ing. G.Lucibello
Dott. Arch. G.Guastella
Dott. Geol. M.Leonardi
Dott. Ing. G.Parente



Dott. Arch. E.A.E.Crimi
Dott. Ing. M.Panfilii
Dott. Arch. P.Ghirelli
Dott. Ing. D.Pelle

Dott. Ing. L.Ragnacci
Dott. Arch. A.Strati
Archeol. M.G.Liseno



Dott. Ing. D.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. C.Consorti

Dott. Ing. F.Aloe
Dott. Ing. A.Salvemini



Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. G.Pulli
Dott. Ing. F.Macchioni

Dott. Ing. G.Verini Supplizi
Dott. Ing. V.Piunno
Geom. C.Sugaroni



Dott. Ing. P.Agnello

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



IDROLOGIA E IDRAULICA

Modellazione idraulica bidimensionale del Fiume San Leonardo

| CODICE PROGETTO | | | NOME FILE | | | REVISIONE | SCALA: |
|-----------------|---|----------|-----------------------------|-------------|---------------|------------|--------|
| PROGETTO | LIV. PROG. | N. PROG. | T04ID00IDRRE04 | | | | |
| L0408Z | E | 2101 | CODICE ELAB. T04ID00IDRRE04 | | | B | - |
| B | Revisione a seguito di Rapporto di Verifica | | Nov. 2021 | F.Macchioni | V. Rotisciani | N.Granieri | |
| A | Emissione | | Giu 2021 | F.Macchioni | V. Rotisciani | N.Granieri | |
| REV. | DESCRIZIONE | | DATA | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO | |

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

INDICE

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | PREMESSA | 3 |
| 2 | NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 4 |
| 3 | PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO | 5 |
| 4 | DATI DI BASE | 15 |
| 5 | IMPLEMENTAZIONE MODELLO DI CALCOLO | 16 |
| 5.1 | GENERALITÀ | 16 |
| 5.2 | SCENARI SIMULATI..... | 16 |
| 5.3 | GEOMETRIA..... | 17 |
| 5.4 | OROGRAFIA..... | 18 |
| 5.5 | SCABREZZA | 19 |
| 5.6 | CONDIZIONI AL CONTORNO DEL MODELLO..... | 21 |
| 5.7 | TEORIA ALLA BASE DEL MODELLO | 23 |
| 6 | RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE 2D | 26 |
| 6.1 | PARTICOLARI SU OPERE INTERESSATE DALL'ESONDAZIONE..... | 31 |
| 6.2 | DIFFERENZE TRA SCENARIO POST-OPERAM E ANTE-OPERAM..... | 35 |
| 7 | FENOMENI IDRODINAMICI E MORFOLOGICI INDOTTI DALL'INTERAZIONE DELL'ALVEO CON L'OPERA..... | 40 |
| 7.1 | PREMESSA | 40 |
| 7.2 | VULNERABILITÀ IDRAULICA DEI PONTI PER FENOMENI EROSIVI | 41 |
| 7.2.1 | Generalità sull'erosione..... | 42 |
| 7.2.2 | Abbassamento generalizzato dell'alveo | 45 |
| 7.2.3 | Fenomeni di erosione localizzata in corrispondenza di pile e spalle di un ponte | 46 |
| 7.2.4 | Analisi dello scalzamento al piede delle pile | 52 |
| 7.2.5 | Interventi di sistemazione idraulica | 55 |
| 7.2.6 | Interventi di difesa idraulica dei rilevati | 56 |
| 7.3 | TENDENZA EVOLUTIVA DI UN CORSO D'ACQUA..... | 59 |
| 7.3.1 | Condizione di incipiente movimento..... | 61 |
| A.1.1 | Trasporto solido | 63 |
| A.1.2 | Capacità di trasporto solido..... | 64 |
| A.1.3 | Portata formativa..... | 66 |

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

| | |
|--|----|
| A.1.4 Bilancio sedimentologico | 69 |
| 7.3.2 Valutazione dello stato di erosione dell'alveo e stima della tendenza evolutiva..... | 70 |

1 PREMESSA

La presente relazione, parte integrante del progetto esecutivo dell' "ammodernamento a n° 4 corsie della S.S. 514 "di Chiaromonte" e della S.S. 194 Ragusana dallo svincolo con la S.S. 115 allo svincolo con la S.S. 114", illustra lo studio idrodinamico dell'area in corrispondenza ed adiacente al Viadotto San Leonardo.

In particolare è stato effettuato lo studio idrodinamico bidimensionale del Fiume San Leonardo finalizzato alla valutazione delle aree potenzialmente inondabili e delle interazioni di queste con l'opera in progetto.

Le analisi svolte sono state condotte in conformità a quanto previsto ed effettuato nell'ambito del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.) della regione Sicilia e delle NTC2018.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Si riporta di seguito un elenco delle normative vigenti che sono state prese a riferimento per la definizione degli interventi di carattere idraulico.

- Regio Decreto 25 luglio 1904, n°523 "Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie"
- Decreto del Ministero LL.PP. 4 maggio 1990 "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali"
- Circolare n. 34233 del 25 febbraio 1991 del Ministero dei LL.PP. "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali"
- D.M. 17/01/2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (G.U. n. 42 del 20/02/2018) – comma 5.1.2.4 "Compatibilità idraulica"
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (GU n. 35 del 11-2-2019 - Suppl. Ordinario n.5)" – cap. 5.1. Ponti stradali – Comma 5.1.2.4 "Compatibilità idraulica"
- "Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico" a cura dell'Assessorato Regionale al Territorio e Ambiente della Sicilia (2004) – Norme di Attuazione
- (P.G.R.A.) Piano di gestione del Rischio di Alluvioni (P.G.R.A.) - Attuazione della Direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni - NORME DI ATTUAZIONE.
- D.S.G. 189/2020 "Prime direttive per la determinazione dell'ampiezza dell'alveo nel caso di sponde incerte (art. 94 del R.D. 523/1904) e per la determinazione della fascia di pertinenza fluviale da sottoporre alle limitazioni d'uso" - Dipartimento regionale dell'Autorità di Bacino del Distretto Idrografico Sicilia.

3 PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO

L'assetto idrogeologico dell'area interessata dall'infrastruttura in progetto è regolamentato dal "Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico" (di seguito P.A.I.), redatto dall'Assessorato Regionale al Territorio e Ambiente della Sicilia ai sensi dell'art. 17, comma 6 ter, della L. 183/89, dell'art. 1, comma 1, del D.L. 180/98, convertito con modificazioni dalla L. 267/98, e dell'art. 1 bis del D.L. 279/2000, convertito con modificazioni dalla L. 365/2000.

Esso ha valore di Piano Territoriale di Settore ed è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni, gli interventi e le norme d'uso riguardanti la difesa dal rischio idrogeologico del territorio siciliano.

Il P.A.I. ha sostanzialmente tre funzioni:

- la funzione conoscitiva, che comprende lo studio dell'ambiente fisico e del sistema antropico, nonché della ricognizione delle previsioni degli strumenti urbanistici e dei vincoli idrogeologici e paesaggistici;
- la funzione normativa e prescrittiva, destinata alle attività connesse alla tutela del territorio e delle acque fino alla valutazione della pericolosità e del rischio idrogeologico e alla conseguente attività di vincolo in regime sia straordinario che ordinario;
- la funzione programmatica, che fornisce le possibili metodologie d'intervento finalizzate alla mitigazione del rischio, determina l'impegno finanziario occorrente e la distribuzione temporale degli interventi.

Il riferimento territoriale del P.A.I. è la Regione Sicilia che costituisce un unico bacino di rilievo regionale. La Sicilia, estesa complessivamente 25.707 kmq, è stata suddivisa in 102 bacini idrografici e aree territoriali intermedie, oltre alle isole minori. Per ogni bacino idrografico è stato realizzato un piano stralcio. I piani sono pubblicati singolarmente, nel caso dei bacini idrografici di maggiore estensione e le isole minori, o raggruppando i bacini idrografici meno estesi e le aree territoriali intermedie.

Nell'ambito delle attività svolte per la redazione del P.A.I., lo studio idraulico è stato finalizzato sia alla valutazione delle capacità di convogliamento dei diversi tratti d'alveo nelle loro condizioni attuali, sia all'individuazione dell'estensione delle aree di allagamento, nei tratti soggetti ad esondazione.

Necessaria è stata la costruzione di un quadro conoscitivo di base dell'ambiente fisico oggetto di studio; pertanto, oltre alla definizione del reticolo idrografico, dei limiti del bacino principale e dei

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

sottobacini, è stata effettuata una prima caratterizzazione delle aste fluviali. Parallelamente a tale attività, sono stati acquisiti tutti gli elementi conoscitivi utili all'individuazione delle aree potenzialmente inondabili attraverso informazioni storiche e analisi di tipo territoriale.

Si è proceduto, così, allo studio idrologico dei vari bacini e sono state stimate le massime portate relative alle sezioni di interesse del corso d'acqua (in dipendenza delle aree potenzialmente inondabili prima individuate) e la probabilità associata che tali portate vengano raggiunte o superate.

Nella fase successiva, attraverso lo studio idraulico, sono state determinate, in ogni sezione scelta, i livelli idrici associati agli eventi di piena precedentemente definiti e, conseguentemente, sono state perimetrate le aree inondabili.

Infine, sono stati valutati la pericolosità ed il rischio. Si sottolinea che, nella metodologia adottata per determinare il rischio per inondazione, poiché la valutazione quantitativa del danno richiede, oltre ad una conoscenza dettagliata degli elementi esposti al rischio sul territorio, anche la stima della vulnerabilità, valutabile tramite analisi territoriali, sociali ed economiche da svolgersi ad un livello di dettaglio che trascende le scale proprie della pianificazione di bacino, nell'ambito del P.A.I. il rischio è stato valutato considerando soltanto due fattori. In particolare si è tenuto conto del valore degli elementi a rischio presenti nell'area in esame (E) e della pericolosità idraulica (P).

$$R = P \times E$$

Tabella 3.1: Classi di pericolosità idraulica

| Classe di pericolosità | |
|------------------------|-----------------------------------|
| P4 | Aree a pericolosità molto elevata |
| P3 | Aree a pericolosità elevata |
| P2 | Aree a pericolosità moderata |
| P1 | Aree a pericolosità bassa |

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

Tabella 3.2: Elementi a rischio

| Classe | Descrizione |
|-----------|---|
| E1 | Case sparse - Impianti sportivi e ricreativi - Cimiteri - Insediamenti agricoli a bassa tecnologia - Insediamenti zootecnici. |
| E2 | Reti e infrastrutture tecnologiche di secondaria importanza e/o a servizio di ambiti territoriali ristretti (acquedotti, fognature, reti elettriche, telefoniche, depuratori, ...) - Viabilità secondaria (strade provinciali e comunali che non rappresentino vie di fuga) - Insediamenti agricoli ad alta tecnologia - Aree naturali protette, aree sottoposte a vincolo ai sensi del D. L.vo 490/99. |
| E3 | Nuclei abitati - Ferrovie - Viabilità primaria e vie di fuga - Aree di protezione civile (attesa, ricovero e ammassamento) - Reti e infrastrutture tecnologiche di primaria importanza (reti elettriche e gasdotti) - Beni culturali, architettonici e archeologici sottoposti a vincolo - Insediamenti industriali e artigianali - Impianti D.P.R. 175/88. |
| E4 | Centri abitati - Edifici pubblici di rilevante importanza (es. scuole, chiese, ospedali, ecc.). |

Tabella 3.3: Classi di rischio

| | |
|-----------|--|
| R1 | RISCHIO MODERATO: per il quale i danni sociali, economici e al patrimonio ambientale sono marginali. |
| R2 | RISCHIO MEDIO: per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità del personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche. |
| R3 | RISCHIO ELEVATO: per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale. |
| R4 | RISCHIO MOLTO ELEVATO: per il quale sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socio-economiche. |

Gli studi suddetti, condotti per i tempi di ritorno $T = 50, 100$ e 300 anni, si possono pertanto articolare nelle seguenti fasi fondamentali:

- individuazione e caratterizzazione dell'ambiente fisico oggetto di studio;
- analisi storico-inventariale (raccolta dati) e analisi territoriale;
- studio idrologico;
- studio idraulico;

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

- perimetrazione delle aree a diversa pericolosità di inondazione e valutazione del rischio idraulico.

La stima della pericolosità costituisce il presupposto essenziale per la valutazione del rischio sul territorio. Essa è stata valutata in maniera differente a seconda delle informazioni disponibili e dell'affidabilità della ricostruzione delle aree inondabili.

Nel caso in cui la scala della cartografia disponibile e le connesse sezioni trasversali della valle fluviale non consentissero di ottenere un'affidabile distribuzione spaziale delle altezze idriche all'interno dell'area inondata (ottenuta peraltro utilizzando modelli monodimensionali, oppure bidimensionali semplificati), si è fatto riferimento ad una metodologia, cosiddetta "semplificata", che valuta la pericolosità soltanto in funzione del tempo di ritorno (vedi Tabella 3.4).

Tabella 3.4: Calcolo della pericolosità idraulica secondo la metodologia semplificata

| T | P |
|------------|----------|
| 50 | P3 |
| 100 | P2 |
| 300 | P1 |

Le classi di rischio sono dunque determinate dalla sovrapposizione della carta della pericolosità con gli elementi a rischio risultanti dalle informazioni derivate dalla CTR in scala 1:10.000 e dalle ortofotocarte alla medesima scala. Mediante l'incrocio del dato relativo all'elemento con quello della classe di pericolosità, si può pertanto risalire agevolmente al grado di rischio (Tabella 3.5).

Tabella 3.5: Valutazione del rischio idraulico secondo la metodologia semplificata.

| Rischio | E1 | E2 | E3 | E4 |
|----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| P1 | R1 | R1 | R2 | R3 |
| P2 | R1 | R2 | R3 | R4 |
| P3 | R2 | R2 | R4 | R4 |

Nel caso in cui, invece, i risultati della modellazione idraulica fossero supportati da elementi conoscitivi di dettaglio (cartografia 1:2000 e/o sezioni trasversali rilevate in loco), atti a consentire una notevole affidabilità relativa al calcolo della distribuzione spaziale delle grandezze idrauliche (ottenute

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

tramite l'uso di modelli mono/bidimensionali o quasi-bidimensionali), si è fatto ricorso ad una metodologia "completa" che valuta la pericolosità incrociando le informazioni relative al tempo di ritorno con quelle relative alla distribuzione spaziale delle altezze idriche.

Tabella 3.6: Calcolo della pericolosità idraulica secondo la metodologia completa.

| Battente Idraulico | Tempo di Ritorno | | |
|-------------------------|------------------|-----|-----|
| | 50 | 100 | 300 |
| $H < 0.3 \text{ m}$ | P1 | P1 | P1 |
| $0.3 < H < 1 \text{ m}$ | P2 | P2 | P2 |
| $1 < H < 2 \text{ m}$ | P4 | P3 | P2 |
| $H > 2 \text{ m}$ | P4 | P4 | P3 |

Tabella 3.7: Valutazione del rischio idraulico secondo la metodologia completa.

| Rischio | E1 | E2 | E3 | E4 |
|---------|----|----|----|----|
| P1 | R1 | R1 | R2 | R2 |
| P2 | R1 | R2 | R3 | R3 |
| P3 | R2 | R2 | R3 | R4 |
| P4 | R2 | R3 | R4 | R4 |

I piani di riferimento per il tracciato in progetto sono relativi a:

- Bacino Idrografico del Fiume San Leonardo (SR) (093) – Maggio 2004.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO



Figura 3-1: P.A.I. Sicilia – bacino idrografico di interesse per l’infrastruttura in progetto

In particolare, l’area in esame è ricompresa nelle seguenti cartografie di pericolosità e rischio idraulico alla scala 1:10.000.

- Bacino idrografico del Fiume San Leonardo (CT-SR):
 - SS_P-IDR_641050-07 - Carta della pericolosità idraulica per fenomeni di esondazione n°07;
 - SS_R-IDR_641050-07 - Carta del rischio idraulico per fenomeni di esondazione n°07;

Si riportano di seguito le suddette carte in cui è stato sovrapposto il tracciato in progetto; è evidente come l’infrastruttura non interessi né aree a pericolosità idraulica né a rischio.

Nell’ambito del progetto definitivo, era stata verificata, attraverso contatti con i tecnici del “Servizio III - Assetto del territorio e difesa del suolo” dell’Assessorato Regionale al Territorio e Ambiente della

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

Sicilia (il quale svolge le funzioni dell'Autorità di Bacino non ancora istituita), l'assenza di ulteriori zone di attenzione idraulica eventualmente individuate dallo stesso Servizio in studi non ancora pubblicati.

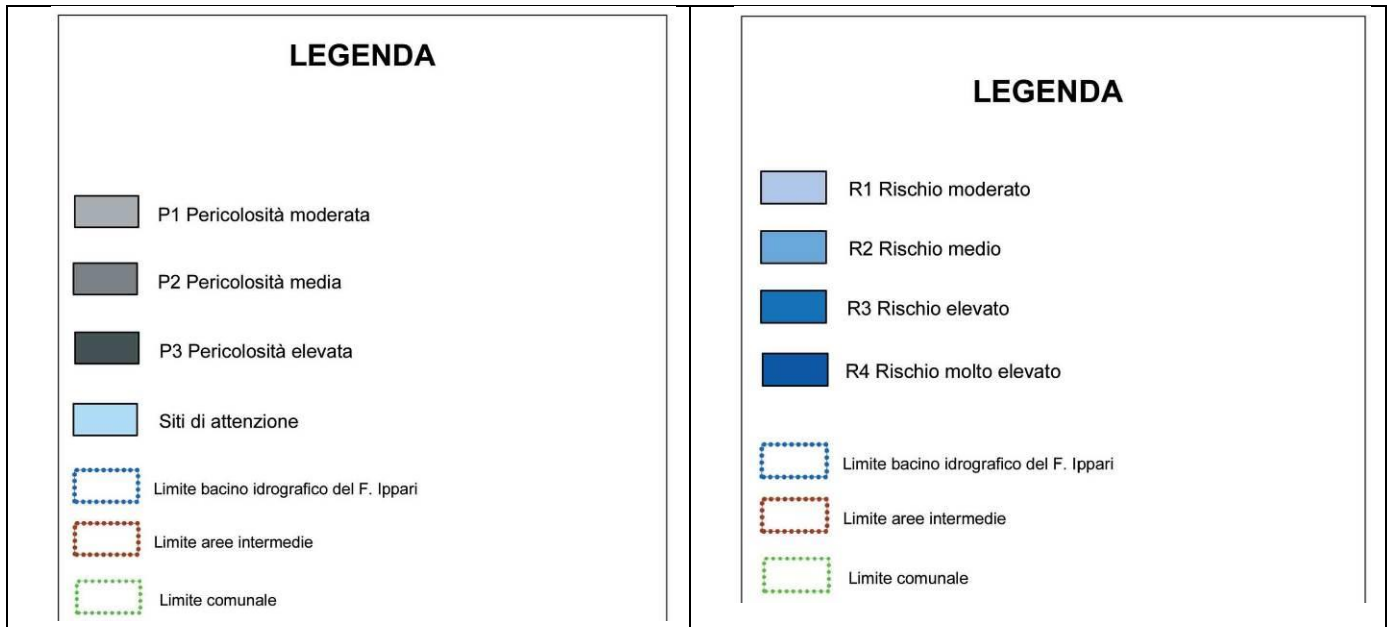


Figura 3-2: Legende "Carta della pericolosità idraulica per fenomeni di esondazione" e "Carta del rischio idraulico per fenomeni di esondazione" - Bacino idrografico del Fiume Ippari (080) ed aree comprese tra il bacino del F.Acate-Dirillo (079) e il bacino del F. Irmino (081)

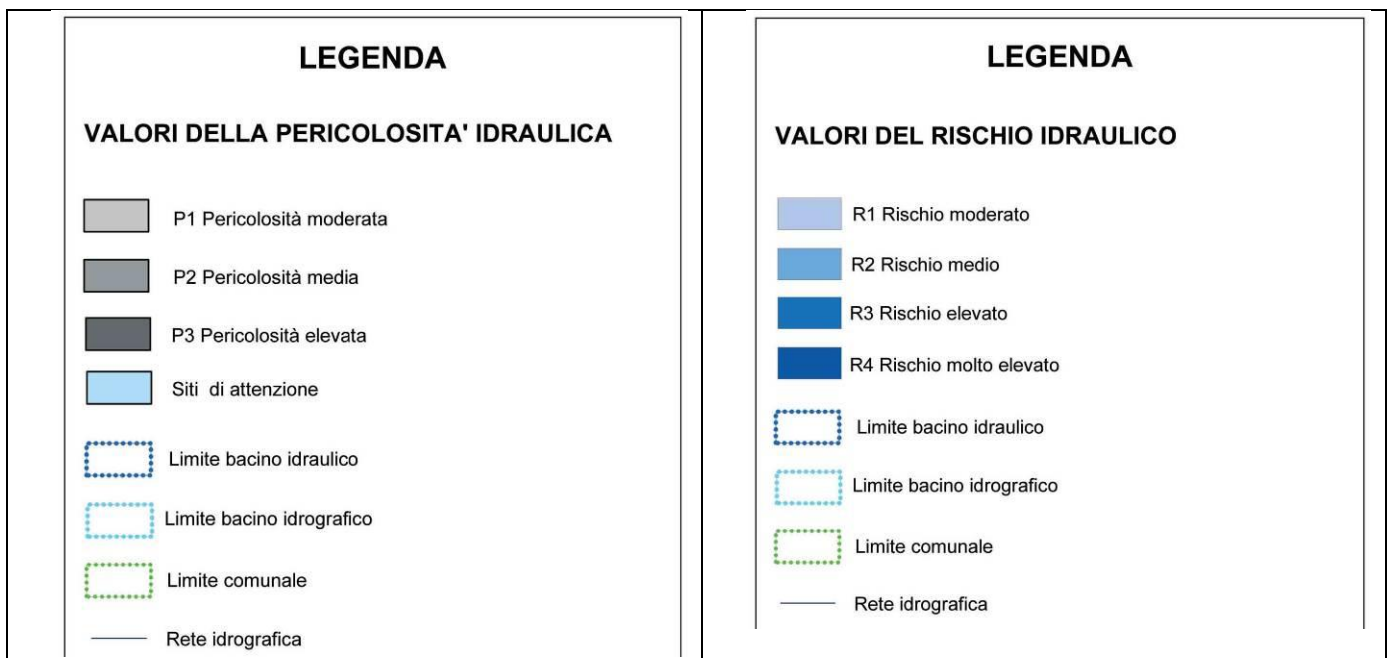


Figura 3-3: Legende "Carta della pericolosità idraulica per fenomeni di esondazione" e "Carta del rischio idraulico per fenomeni di esondazione" - Bacino idrografico del Fiume San Leonardo (CT-SR)

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

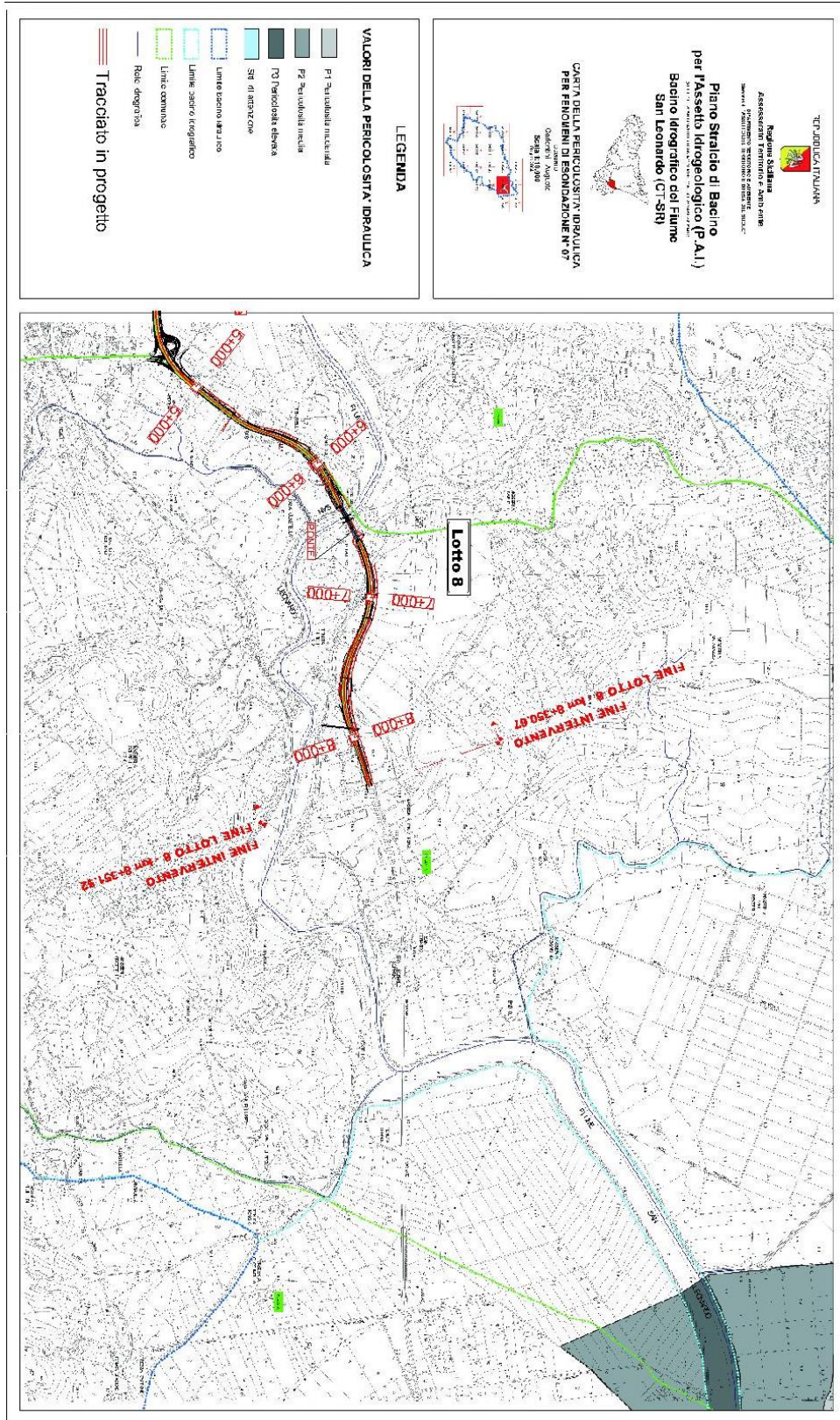


Figura 3-4: SS_P-IDR_641050-07 - Carta della pericolosità idraulica per fenomeni di esondazione n°07 - sovrapposizione tracciato in progetto

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

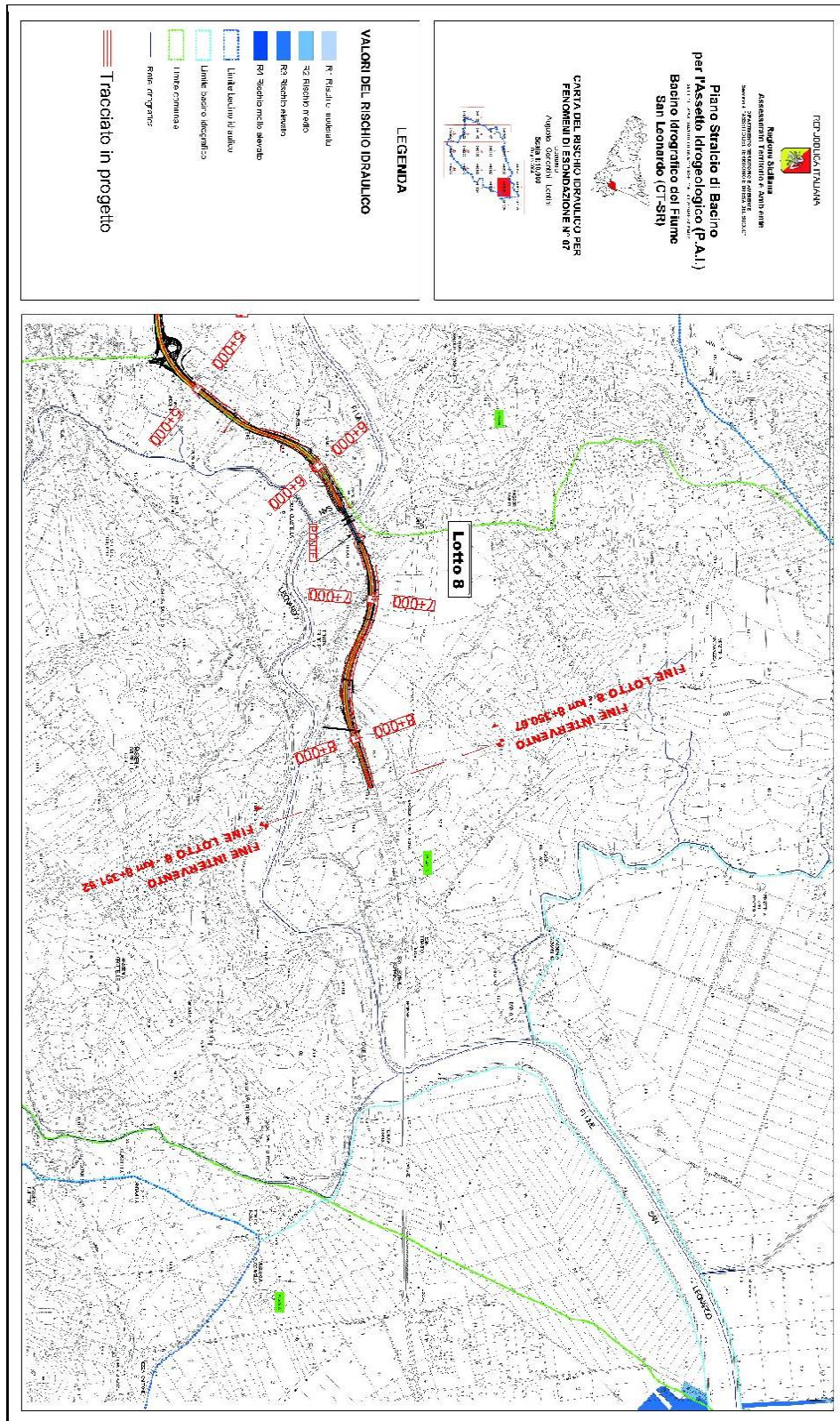


Figura 3-5: SS_R-IDR_641050-07 - Carta del rischio idraulico per fenomeni di esondazione n°07 - sovrapposizione tracciato in progetto

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

Le verifiche idrauliche sono condotte in accordo con la specifica normativa di settore contenuta al paragrafo 5.1.2.3 (Compatibilità idraulica) delle Norme Tecniche per le costruzioni approvate con Decreto Ministeriale 17/01/2018 e al paragrafo 5.1.2.3 (Compatibilità idraulica) della Circolare 21/01/2019, n. 7 del Consiglio Superiore Lavori Pubblici. La portata di progetto è quella caratterizzata da $Tr=200$ anni e per tale valore il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d'acqua e, se arginata, i corpi arginali. Qualora fosse necessario realizzare pile in alveo (intesa come alveo la sezione occupata dal deflusso della portata di progetto), la luce netta tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente. Nel caso di pile e/o spalle in alveo, cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni in corrispondenza delle fondazioni e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle tenuto anche conto del materiale galleggiante che il corso d'acqua può trasportare.

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.

L'analisi di compatibilità idraulica è effettuata nel rispetto dell'art. 5 commi 1 e 2 del P.G.R.A. relativo all'invarianza idraulica per una portata di progetto con $Tr=300$ anni.

4 DATI DI BASE

Per la riproduzione dell'orografia è stato utilizzato un modello digitale del terreno (DTM) laser altimetrico (LIDAR) con risoluzione 2x2 m².

Per valutare i risultati allo stato di progetto, tale modello è stato modificato simulando il rilevato stradale in progetto nell'area di studio.

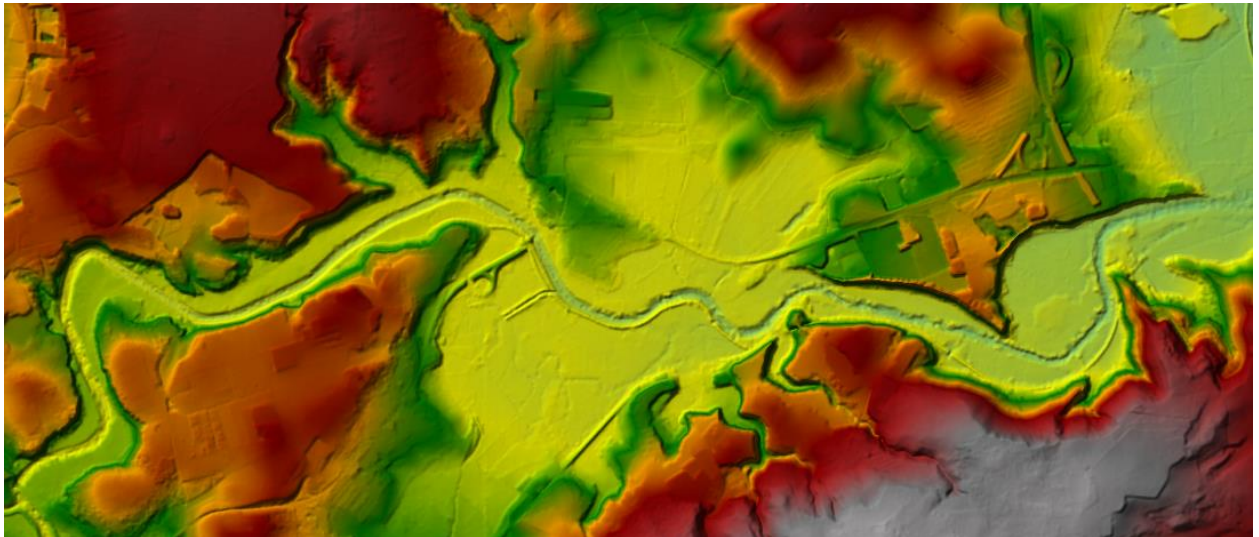


Figura 4-1 - Modello digitale del terreno allo stato attuale.

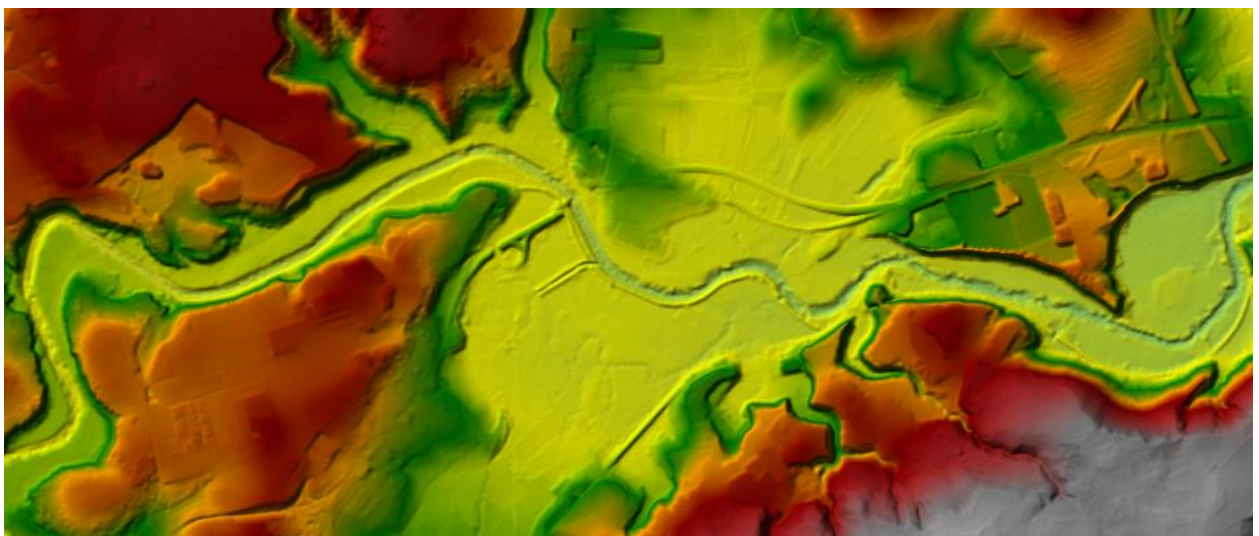


Figura 4-2 - Modello digitale del terreno allo stato di progetto.

5 IMPLEMENTAZIONE MODELLO DI CALCOLO

5.1 GENERALITÀ

Lo studio idrodinamico ha interessato l'area di esondazione del fiume San Leonardo per una lunghezza di tratto di fiume analizzato pari a 6.64 km e per un'area totale di 9.28 km². In Figura 5-1 è mostrata l'area oggetto di studio:



Figura 5-1 - area di studio.

Questa modellazione è finalizzata alla determinazione delle aree potenzialmente inondabili (per le portate di piena di riferimento) lungo il nuovo rilevato, alla loro interferenza con gli interventi in progetto e quindi alla valutazione del cambiamento tra condizioni Ante-Operam e Post-Operam.

5.2 SCENARI SIMULATI

Si è proceduto alla simulazione delle onde di piena riferite ai tempi di ritorno di 200 e 300 anni sia in condizioni Ante-Operam che in condizioni Post-Operam.

5.3 GEOMETRIA

La griglia di calcolo per la modellazione è stata posta pari a 20x20 m² come mostrato in Figura 5-2.

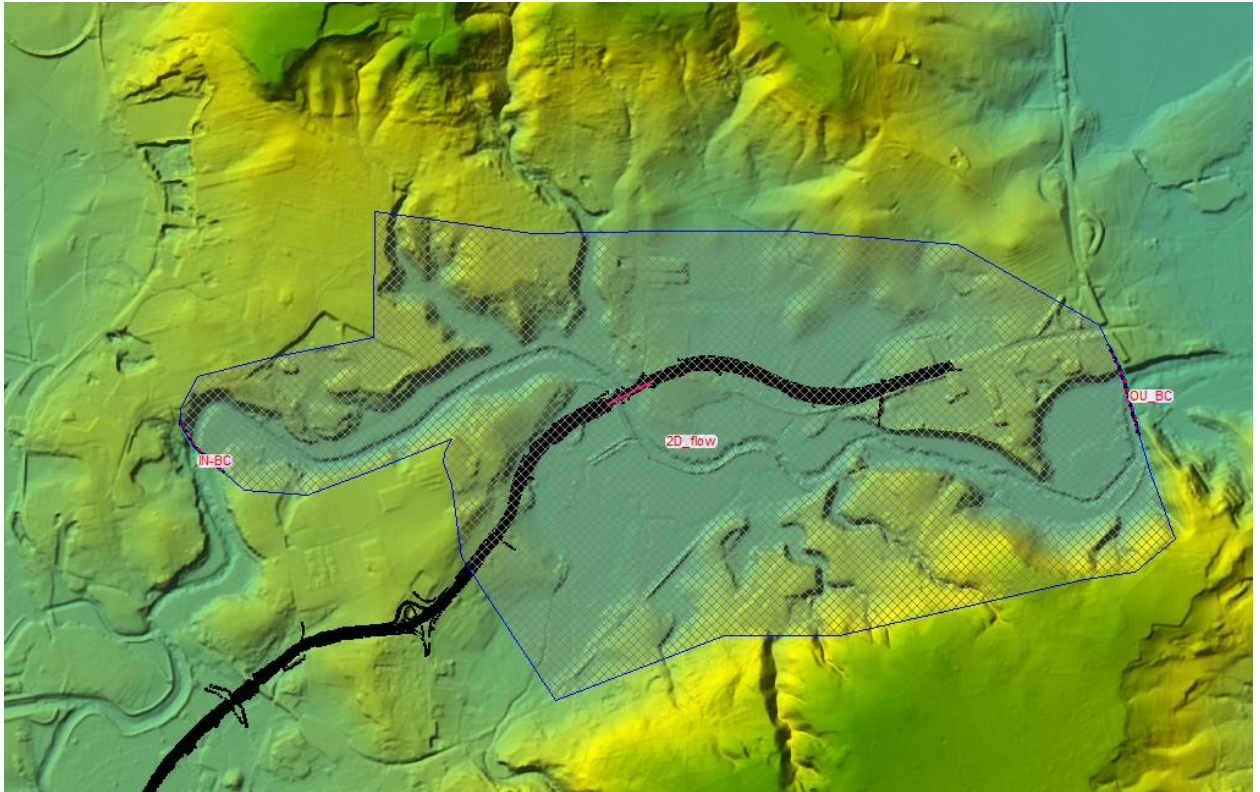


Figura 5-2 - griglia di calcolo.

In prossimità dell'attraversamento sul fiume San Leonardo, la griglia è stata ulteriormente infittita (5x5 m²) per cogliere bruschi cambiamenti di tiranti e velocità dovuti a diversi restringimenti di sezione, come mostrato in Figura 5-3

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

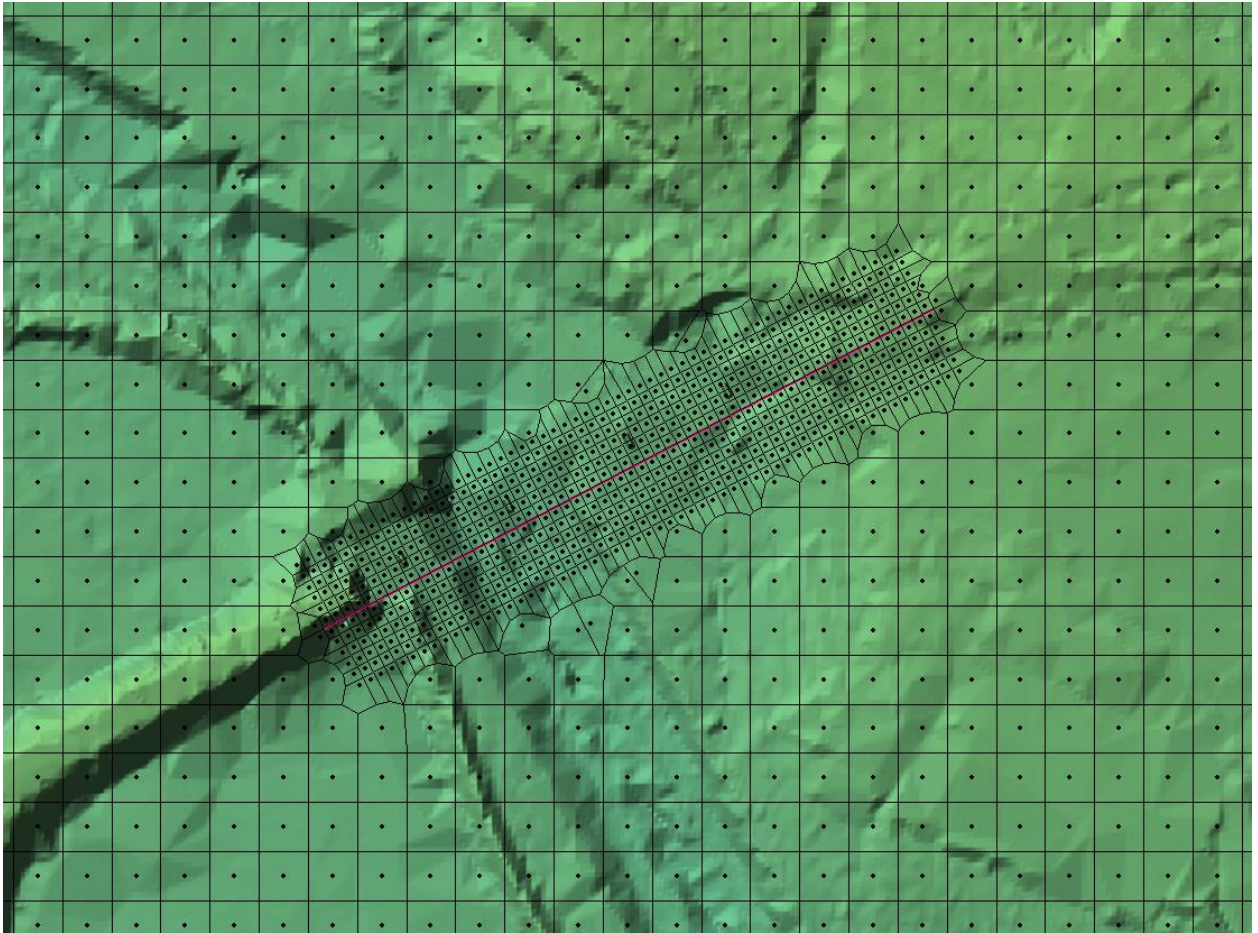


Figura 5-3 - infittimento della griglia in corrispondenza dell'attraversamento sul fiume San Leonardo.

5.4 OROGRAFIA

La simulazione della presenza degli attraversamenti, sia allo stato attuale che di progetto, è stata effettuata modificando il DTM originale inserendo le pile nei punti corrispondenti.

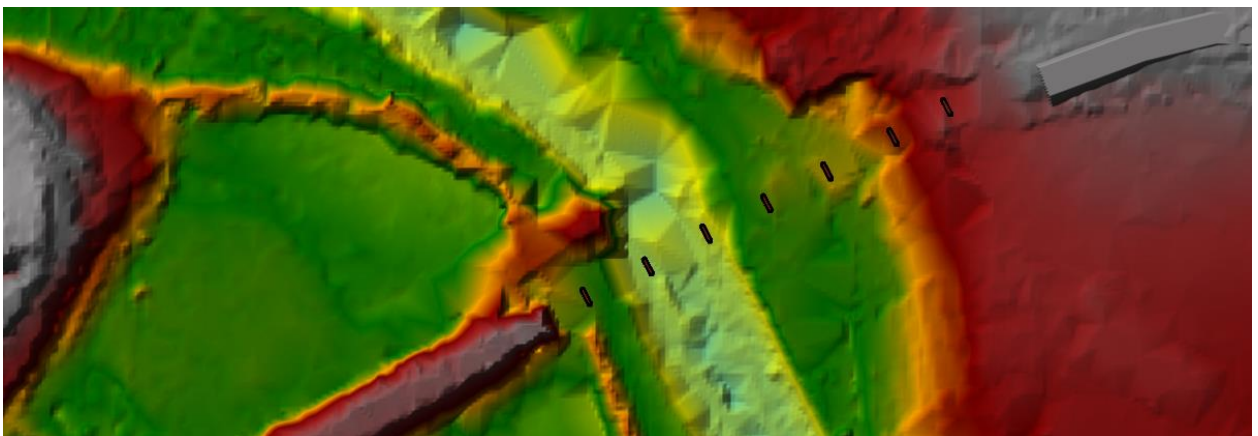


Figura 5-4 - pile viadotto sulla SS14dir.

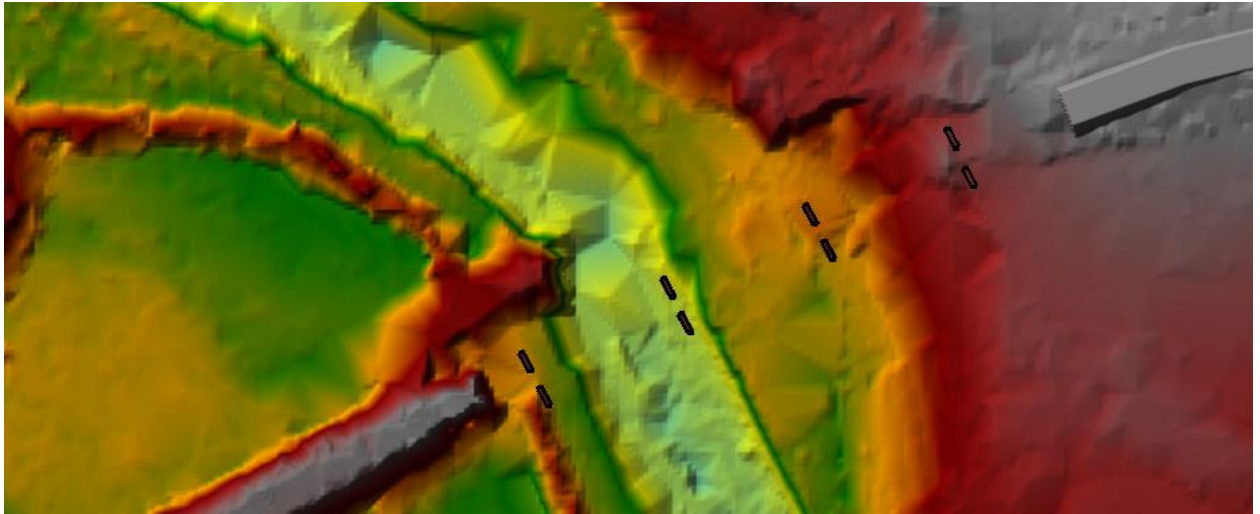


Figura 5-5 - pile Viadotto San Leonardo

5.5 SCABREZZA

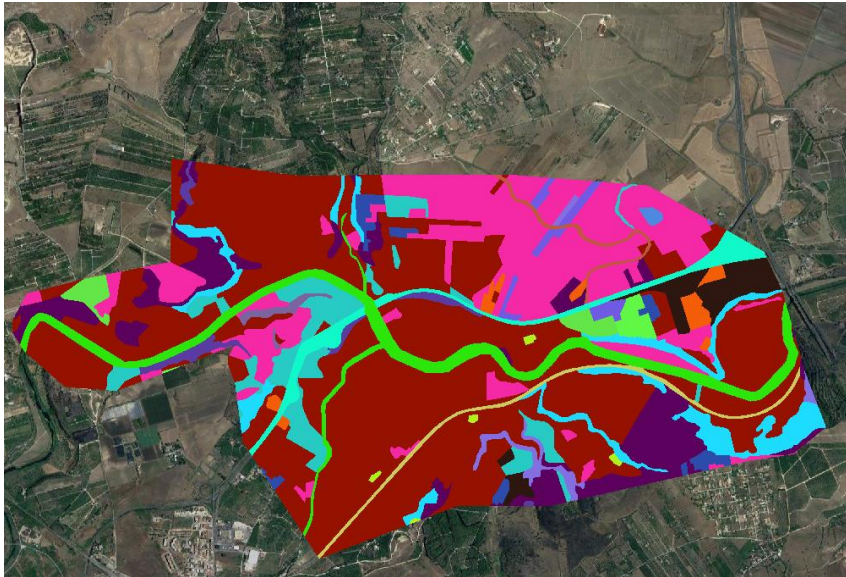
Per la determinazione del coefficiente di scabrezza su tutta l'area di studio è stato utilizzato il dataset CORINE Land Cover (CLC) scaricabile dal geoportale della Regione Sicilia al sito. Ad ogni classe di uso del suolo è stato associato un valore del coefficiente di Manning secondo la seguente tabella.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

Tabella 5.1 - tabella di conversione classe di uso del suolo e il coefficiente di Manning.

| Name | ManningsN |
|--------|-----------|
| NoData | |
| 1222 | 0.02 |
| 21121 | 0.04 |
| 222 | 0.04 |
| 242 | 0.04 |
| 3211 | 0.038 |
| 32222 | 0.04 |
| 4121 | 0.04 |
| 31111 | 0.03 |
| 2311 | 0.037 |
| 1112 | 0.03 |
| 223 | 0.04 |
| 5122 | 0.03 |
| 3116 | 0.035 |
| 133 | 0.04 |
| 121 | 0.028 |
| 132 | 0.05 |
| 31122 | 0.05 |
| 221 | 0.04 |
| 1122 | 0.05 |
| 1221 | 0.05 |

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO



| Classification | Color |
|----------------|--------------|
| 1222 | Blue |
| 21121 | Pink |
| 222 | Red |
| 242 | Purple |
| 3211 | Dark Purple |
| 32222 | Light Purple |
| 4121 | Orange |
| 31111 | Cyan |
| 2311 | Teal |
| 1112 | Dark Blue |
| 223 | Light Purple |
| 5122 | Blue |
| 3116 | Green |
| 133 | Black |
| 121 | Orange |
| 132 | Light Green |
| 31122 | Purple |
| 221 | Light Green |
| 1122 | Yellow-Green |
| 1221 | Yellow |

Figura 5-6 - Distribuzione del coefficiente di Manning per l'area di studio.

5.6 CONDIZIONI AL CONTORNO DEL MODELLO

La condizione al contorno di valle consiste nell'imporre la pendenza delle perdite di carico totali pari alla pendenza dell'alveo, pari a 0.002 nel tratto terminale di alveo considerato.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

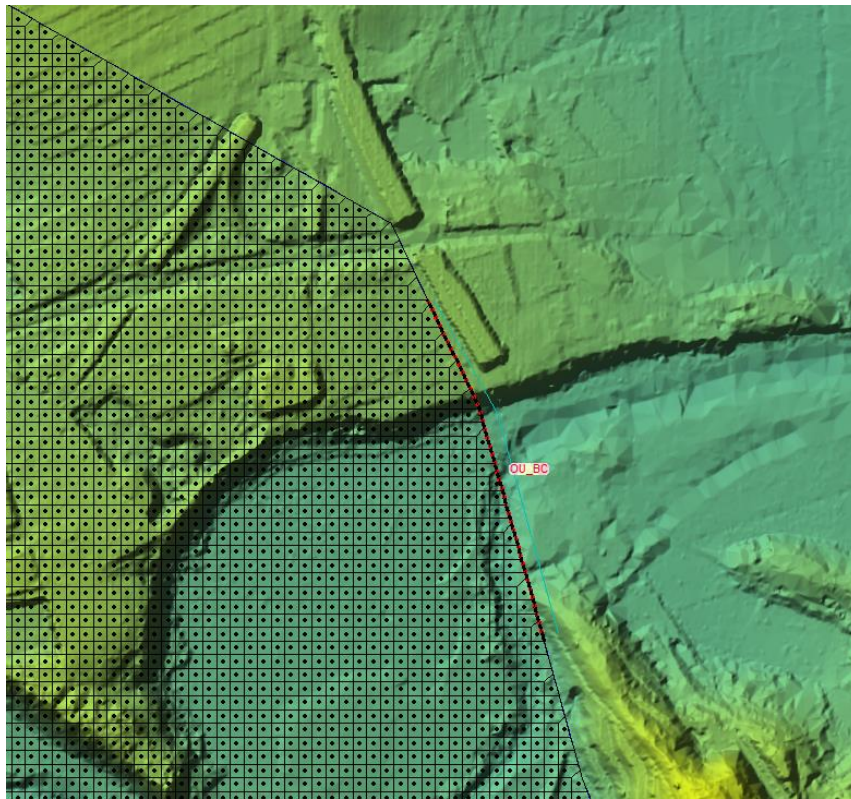


Figura 5-7 - condizione al contorno di valle: perdita dei carichi totali pari alla pendenza dell'alveo.

La condizione al contorno di monte consiste in un idrogramma triangolare isoscele, comunemente utilizzato nel metodo razionale.

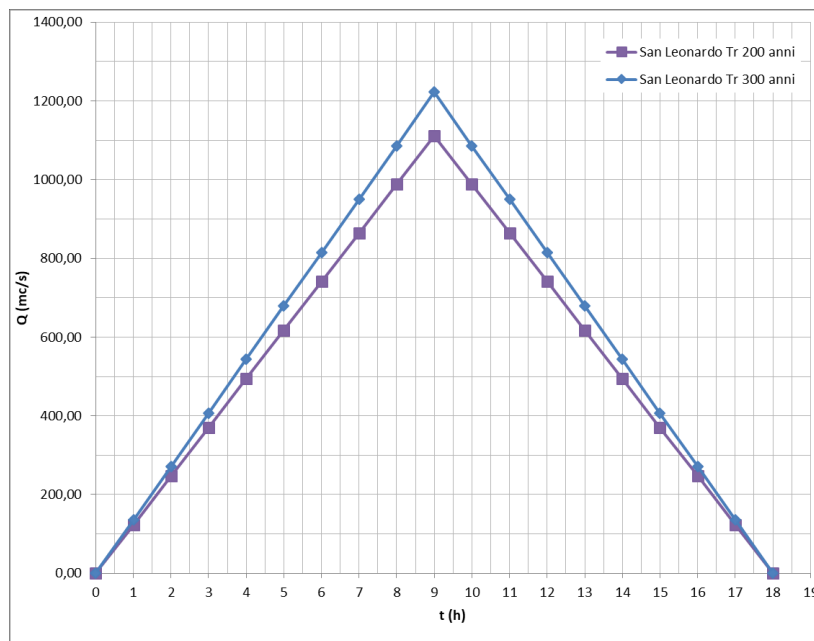


Figura 5-8 – Idrogramma triangolare isoscele per Tr 200 e 300 anni.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

Dove la portata di progetto è data da:

$$Q_c = \frac{r * h_n * A}{3.6 * t_c}$$

dove:

- Q_c è la portata al colmo [mc/s];
- R è il fattore di ragguaglio della precipitazione all'area del bacino [adim.];
- h_n è la pioggia netta [mm];
- A è la superficie del bacino [kmq];
- t_c è il tempo di corrivazione [h].

Il metodo si basa sulle seguenti ipotesi:

1. La formazione della piena si basa unicamente su un fenomeno di trasferimento di massa liquida;
2. Ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui è caduta;
3. La velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza delle altre gocce, cioè ognuna di esse è indipendente dalle altre;
4. La portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari provenienti dalle singole aree del bacino che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura;
5. La precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento.

Per maggiori dettagli sulla trasformazione afflussi – deflussi si veda la relazione idrologica.

5.7 TEORIA ALLA BASE DEL MODELLO

Il codice di calcolo utilizzato per l'implementazione del modello bidimensionale del fiume San Leonardo è il software Hec-Ras 5.0.7 sviluppato dall'Hydrologic Center del Corpo degli Ingegneri dell'Esercito degli Stati Uniti d'America. La modellazione bidimensionale di un corso d'acqua permette di rappresentare con accuratezza la propagazione delle onde di piena nell'asta fluviale e nelle aree ripariali attigue con la riuscendo a modellare il comportamento della corrente in prossimità di bruschi restringimenti/allargamenti e forti curvature; è possibile inoltre rappresentare con un elevato grado di dettaglio la propagazione del moto in prossimità di attraversamenti o di eventuali interferenze presenti lungo lo sviluppo del tratto fluviale verso valle. Allo stesso tempo la rappresentazione in termini bidimensionali del campo di velocità consente di analizzare l'evoluzione degli allagamenti indotti dal propagarsi delle onde di piena all'interno dell'area esaminata. Il software impiegato è in grado di

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

contenere all'interno dello stesso modello numerico elementi di tipo bidimensionale e monodimensionale. Il modello numerico utilizzato risolve le equazioni in condizioni di moto vario.

La rappresentazione bidimensionale del moto si basa sulla risoluzione delle shallow water equations (o SWE). Le ipotesi alla base per la soluzione delle SWE sono che il flusso sia orizzontale e che la variazione della velocità nella verticale rispetto alla direzione del moto sia trascurabile. Inoltre, le equazioni sono sviluppate accettando a priori l'ipotesi di idrostaticità del gradiente delle pressioni lungo la direzione verticale. La formulazione delle SWE utilizzate nel software è riassunta di seguito:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = q_{1D}$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(hu^2 + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = S_{0,x} - S_{f,x} + q_{1D}u_{1d}$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(hv^2 + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial(huv)}{\partial x} = S_{0,y} - S_{f,y} + q_{1D}v_{1d}$$

I termini citati rappresentano rispettivamente: h, il tirante idrico della corrente; u e v, rispettivamente le componenti della velocità lungo le direzioni x e y; t, il tempo; g, l'accelerazione di gravità; $S_{0,x}$, $S_{0,y}$ le componenti dovute alle tensioni tangenziali al fondo, rispettivamente in direzione x e y; $S_{f,x}$, $S_{f,y}$, le componenti dovute alla pendenza del fondo, rispettivamente in direzione x e y; q_{1D} , la portata immessa per unità di superficie; u_{1d} e v_{1d} , le componenti di velocità relative alla portata immessa rispettivamente in direzione x e y.

Il contributo degli effetti turbolenti viene considerato limitatamente alla turbolenza localizzata alla parete (wallfriction), mentre gli effetti turbolenti legati alle fluttuazioni di velocità nelle regioni più interne del fluido vengono trascurate. In genere si ingloba quest'ultimo effetto dissipativo nel termine che rappresenta la dissipazione localizzazione alla parete.

La formulazione conservativa delle SWE è essenziale al fine di preservare la massa e la quantità di moto. Questo tipo di formulazione permette di rappresentare le discontinuità nel flusso e i cambiamenti tra moto gradualmente e rapidamente vario (graduallyvaried flow e rapidlyvaried flow).

Le SWE, applicate in forma conservativa, sono discretizzate usando lo schema esplicito di primo ordine ai volumi finiti. Gli schemi ai volumi finiti utilizzano volumi di controllo per rappresentare le aree di interesse. Il dominio di calcolo è suddiviso in forme geometriche in grado di interpretare le caratteristiche peculiari del campo di moto stesso sulle quali vengono integrate le SWE.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

Lo schema che risolve le SWE è basato sullo schema numerico di Gudonov con i flussi numerici attraverso i contorni dei volumi di controllo calcolati. La metodologia secondo i volumi finiti è considerata essere vantaggiosa in termini di flessibilità della geometria e semplicità concettuale.

Per ciascun elemento di calcolo il timestep richiesto è calcolato utilizzando le condizioni di Courant-Friedrichs-Lewy al fine di raggiungere la stabilità numerica. La formulazione della condizione di Courant-Friedrichs-Lewy è la seguente:

$$c \frac{\Delta x}{\Delta t} \leq 1$$

dove: c è il numero di Courant (il valore di default è 0.95). Inoltre, He-Ras utilizza mesh non strutturate per rappresentare il domino di calcolo bidimensionale.

6 RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE 2D

In questo capitolo vengono presentati i risultati delle modellazioni bidimensionali. Verranno mostrati i tiranti e le velocità dello scenario Post-Operam per un tempo di ritorno di 200 e 300 anni e le differenze in termini di tirante e velocità tra condizioni Post-Operam e Ante-Operam per un tempo di ritorno di 200 e 300 anni.

Lo scopo dello studio bidimensionale in condizioni ante e post operam è quello di mostrare che non si hanno modifiche sostanziali al livello di rischio idraulico e soprattutto che l'opera in progetto non provochi un aumento del rischio idraulico, cioè sono funzionali alla valutazione di compatibilità idraulica.

Nelle condizioni ante operam si verifica una esondazione diffusa del fiume San Leonardo per tempo di ritorno di 200 anni. L'area interessata dall'esondazione è a carattere agricolo e risulta priva di fabbricati salvo annessi agricoli di modesta dimensione.

Nelle condizioni post operam viene mostrato come il livello del tirante idrico non subisce innalzamenti significativi e l'area di esondazione risulta invariata come estensione. Questo indica quindi, che l'intervento in progetto, cioè la realizzazione del viadotto San Leonardo, non modifica le condizioni di deflusso della piena e rispetta i principi della compatibilità idraulica.

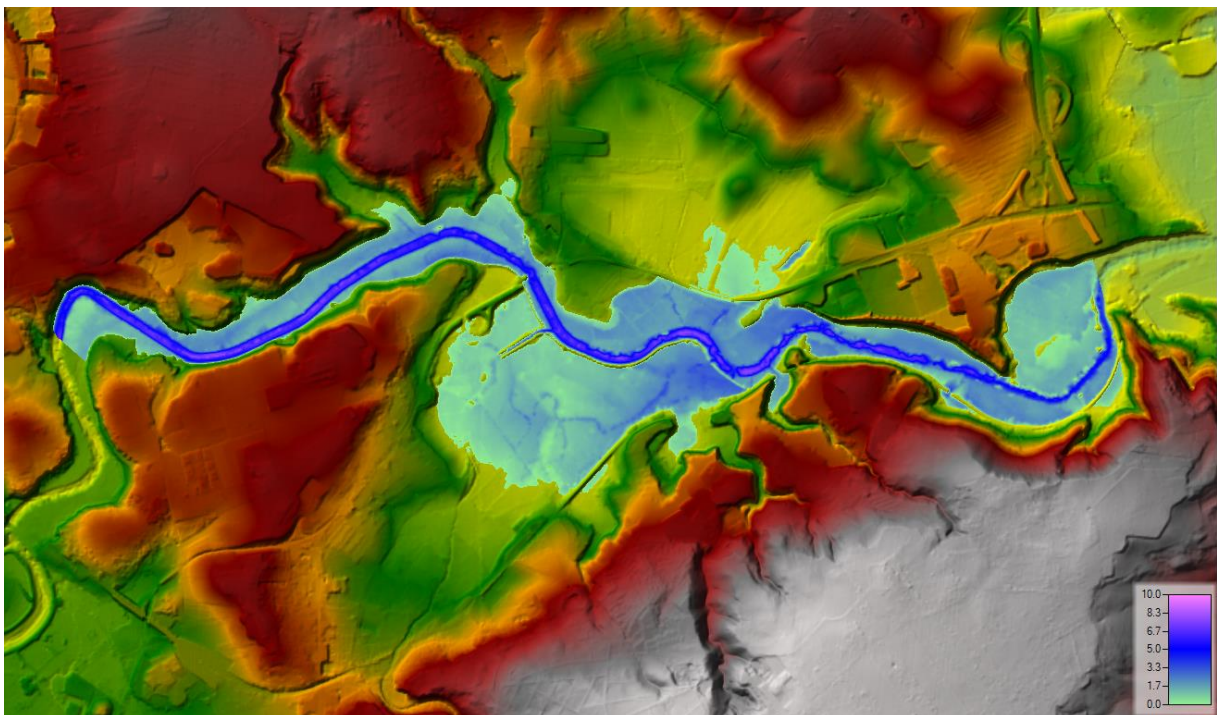


Figura 6-1 - Mappa dei tiranti Tr 200 anni - stato attuale

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

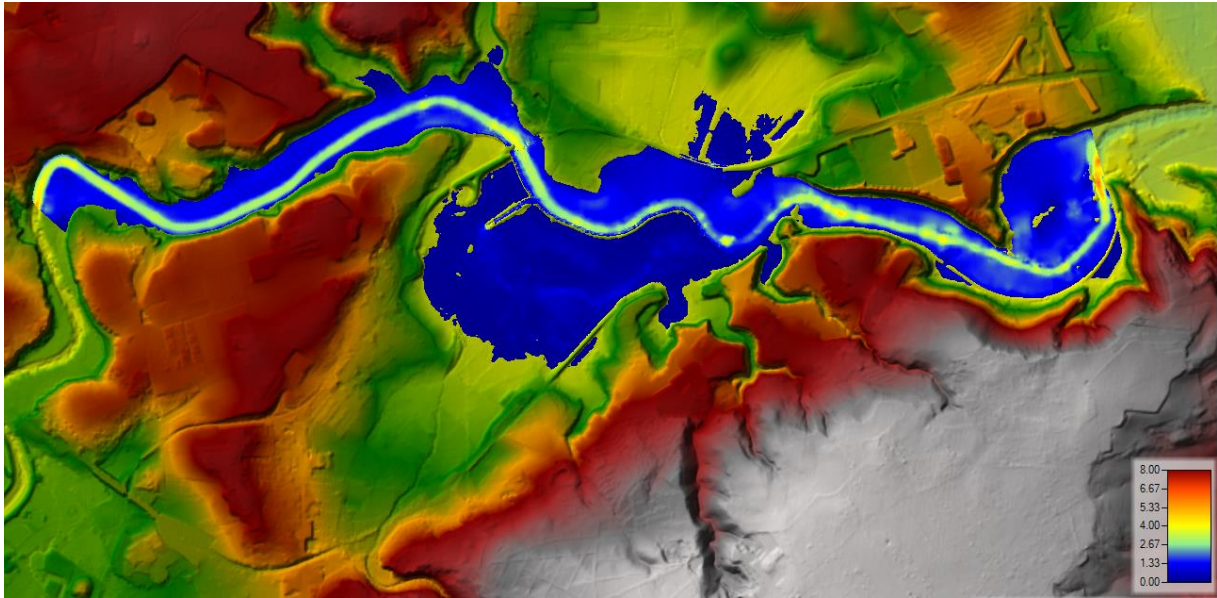


Figura 6-2 - Mappa delle velocità Tr 200 anni - stato attuale

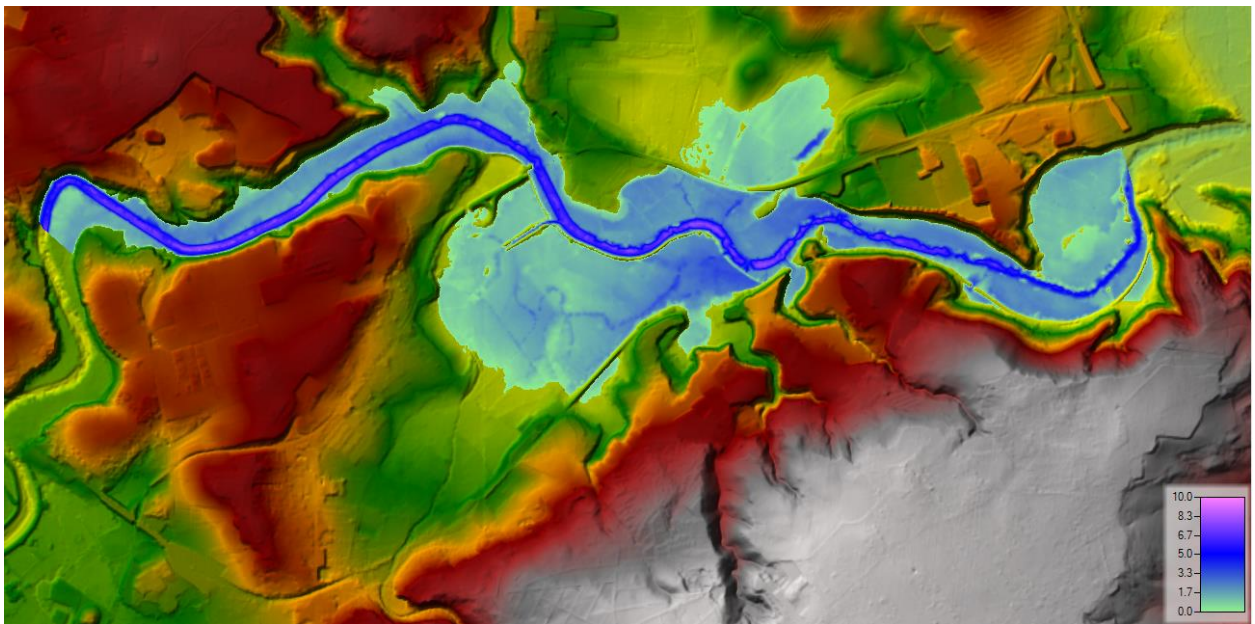


Figura 6-3 - Mappa dei tiranti Tr 300 anni - stato attuale

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

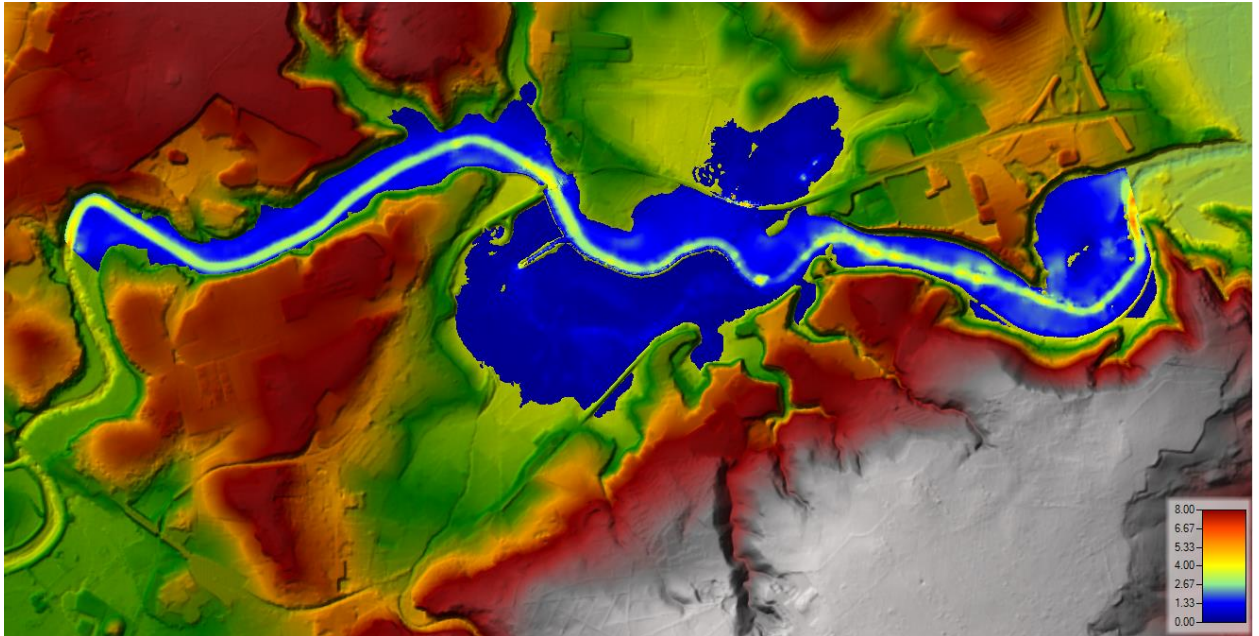


Figura 6-4 - Mappa delle velocità Tr 300 anni - stato attuale

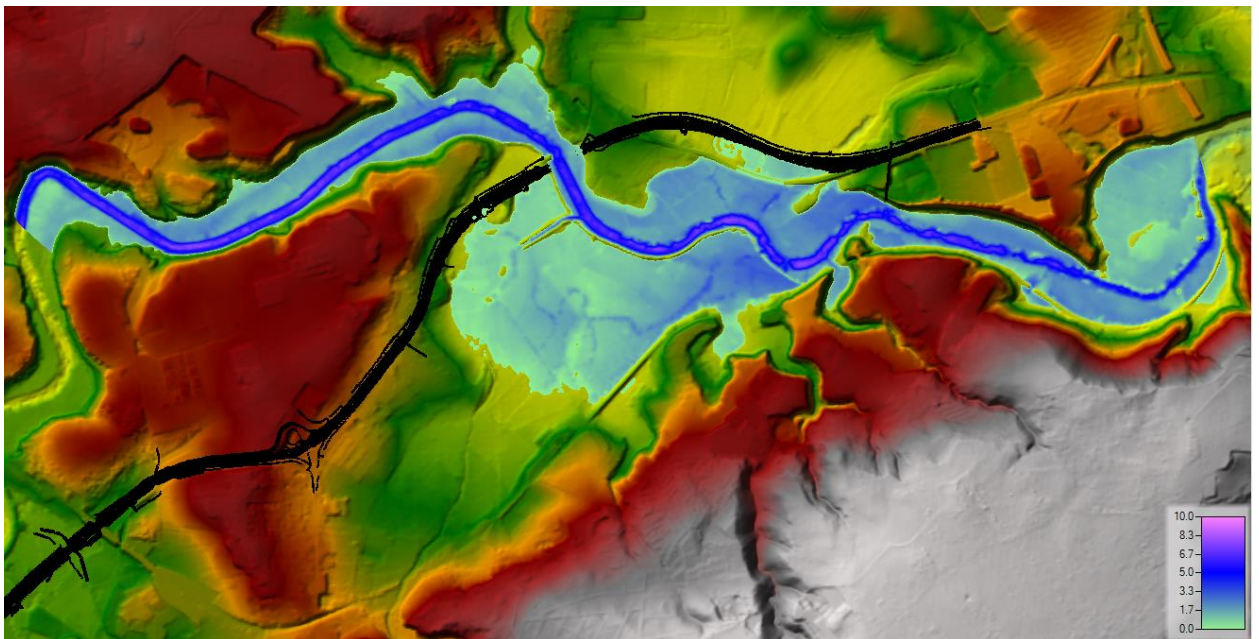


Figura 6-5 - mappa dei tiranti Tr 200 anni - stato progetto

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

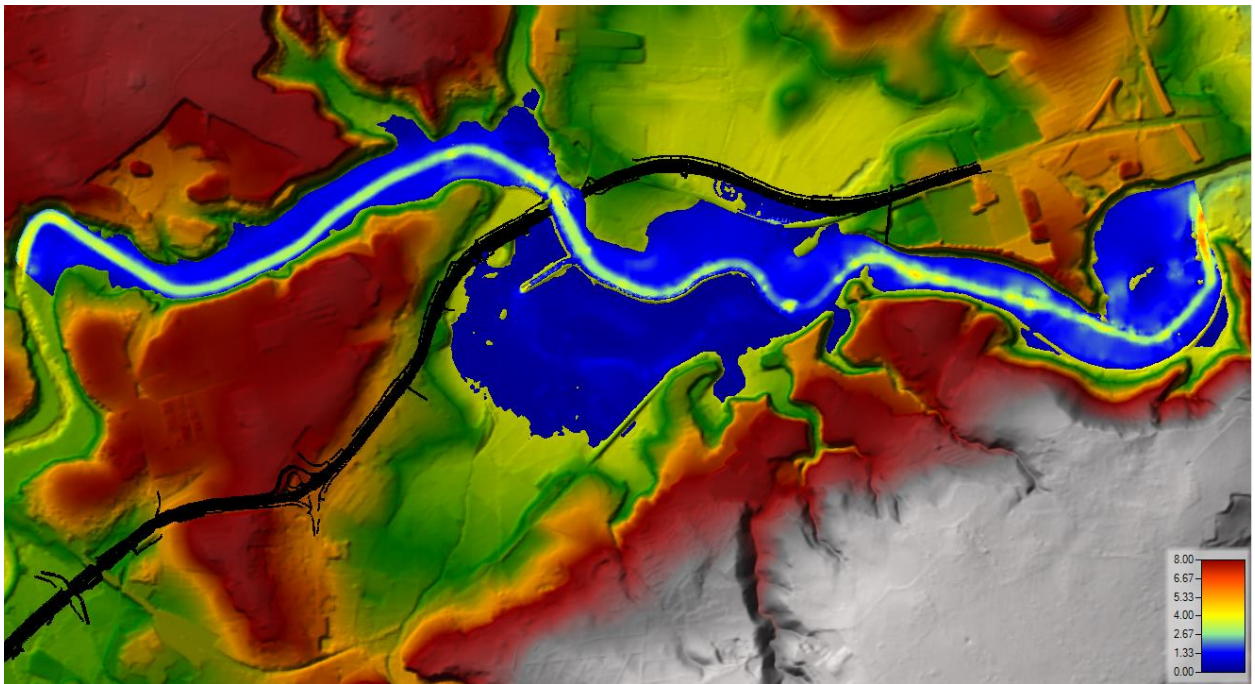


Figura 6-6 - Mappa delle velocità Tr 200 anni - stato progetto

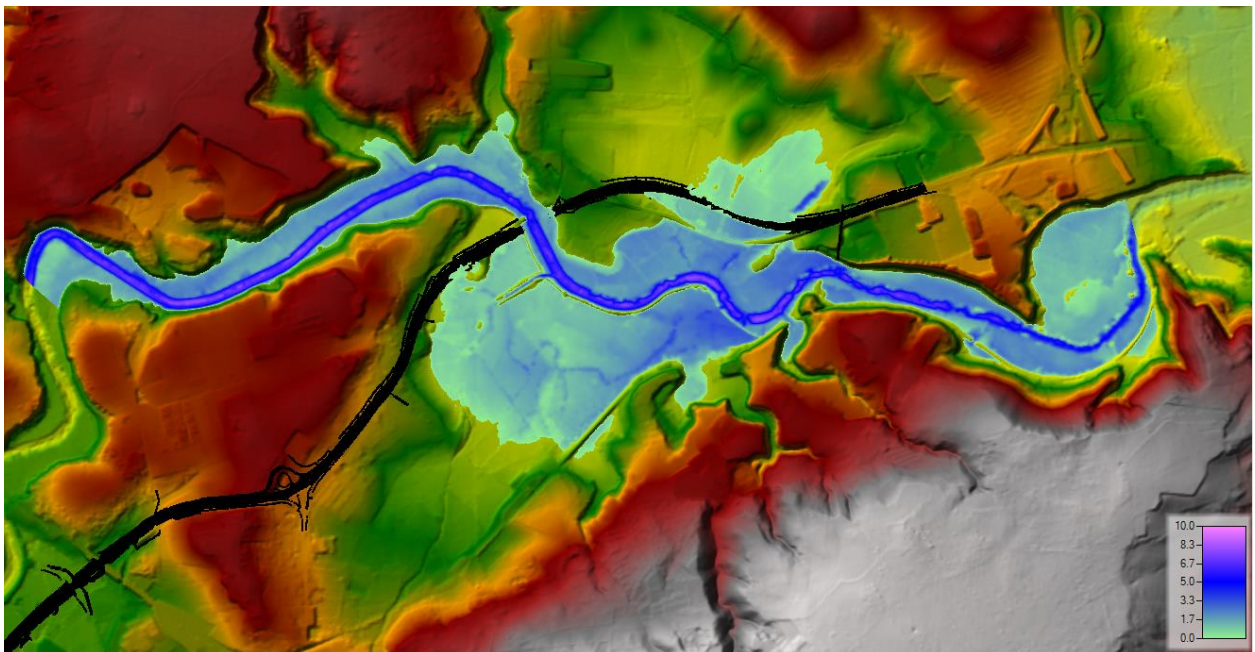


Figura 6-7 - mappa dei tiranti Tr 300 anni - stato progetto

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

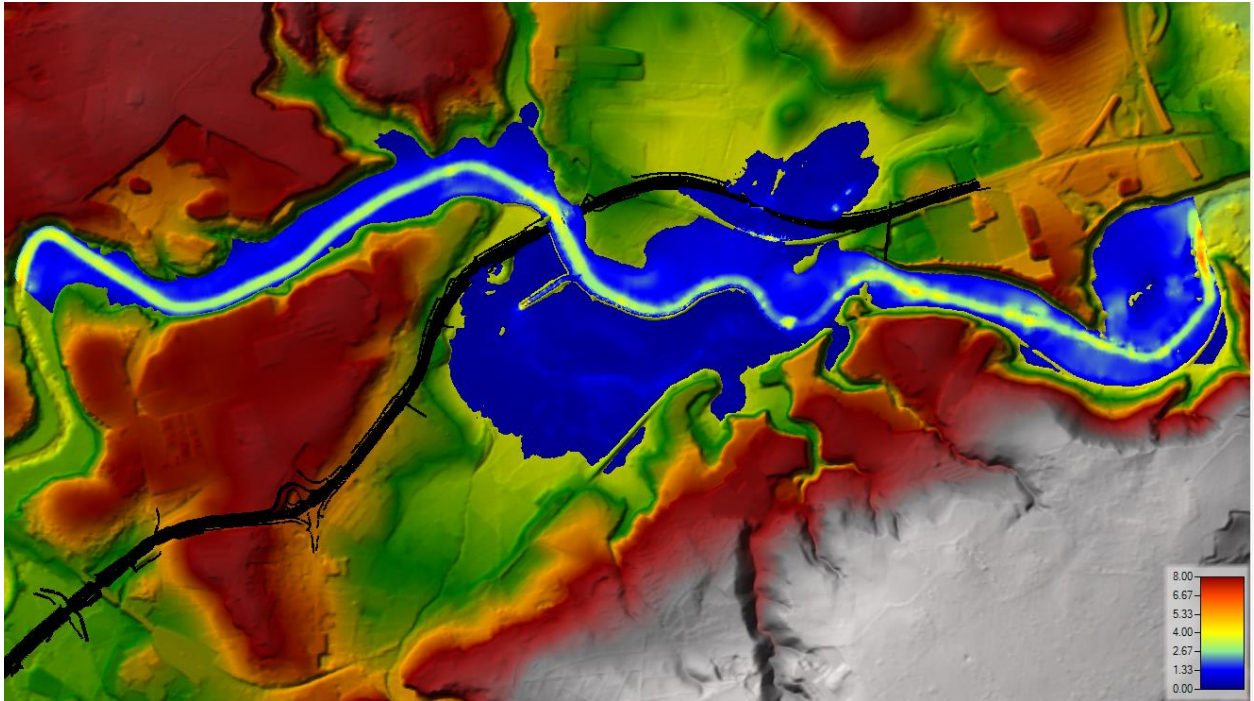


Figura 6-8 - mappa delle velocità Tr 300 anni - stato progetto

6.1 PARTICOLARI SU OPERE INTERESSATE DALL'ESONDAZIONE

L'opera in progetto interessata dall'esondazione è il "Viadotto San Leonardo". Esso è costituito da due impalcati, quello destro in direzione Catania e quello sinistro in direzione Ragusa.

Entrambi i viadotti sono costituiti dalla seguente successione di campate: 40 m + 66 m + 66 m + 66 m + 40 m per un totale di 278m.

L'impalcato è realizzato in struttura mista acciaio-calcestruzzo e presenta una larghezza complessiva di 11.25 metri con cordoli laterali da 75cm. Le travi in acciaio sono poste ad interasse pari a 7m e presentano un'altezza totale di 2600mm. Le pile in calcestruzzo presentano sezione circolare di diametro 2.00m. L'altezza delle pile varia da un minimo di 1.20 m ad un massimo di 9.1m.

Le elevazioni sono costituite da pile in calcestruzzo di altezza variabile (massimo 11 metri) e presentano una sezione a clessidra di larghezza massima 9.30 metri e spessore minimo (centrale) 1.10 metri e massimo (laterale) 1.60 metri.

Per semplicità di modellazione e di lettura dei risultati, per la valutazione del franco per la piena con Tr 200 (da Normativa) si considera l'impalcato orizzontale con quota dell'intradosso pari al valore minimo.

L'estremo superiore delle pile è posto pari al valore suddetto.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

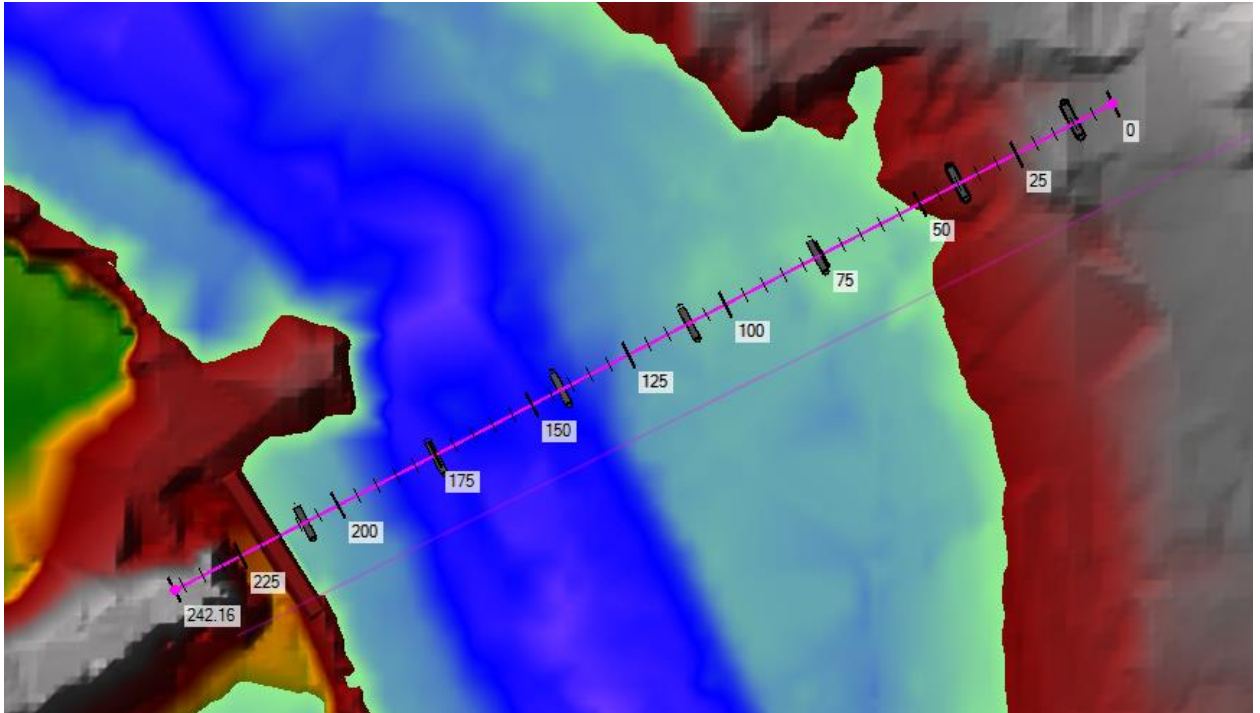


Figura 6-9 - Particolare dell'area in corrispondenza dell'attraversamento "Viadotto San Leonardo" allo stato attuale - Tr200 anni.

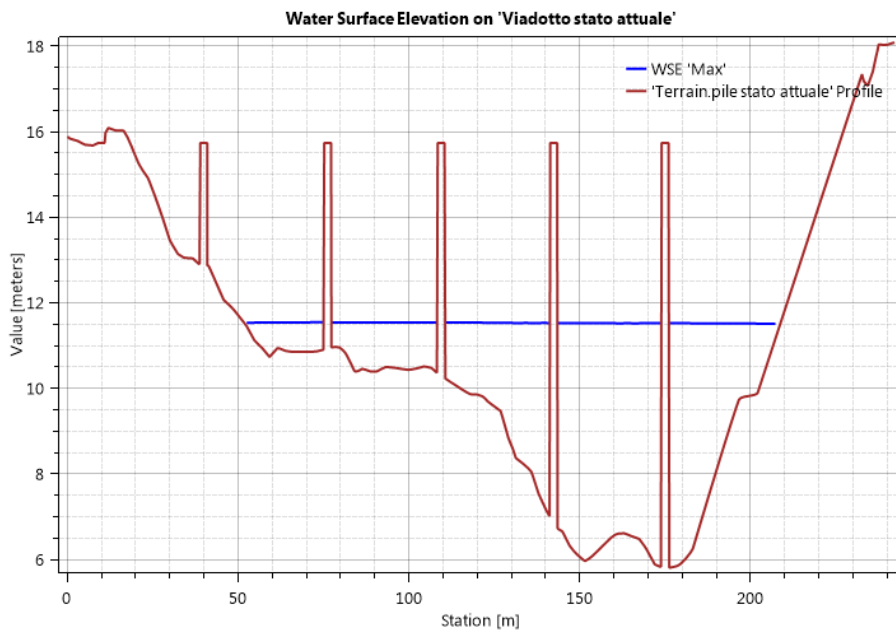


Figura 6-10 - Sezione idraulica allo stato attuale in corrispondenza del Viadotto - Tr200 anni.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

Tabella 6.1 - Franco idraulico stato attuale in corrispondenza del Viadotto

| station | WSE Tr 200 | DTM | Quote impalcato | Franco idraulico |
|---------|---------------|----------|--------------------|---------------------|
| m | m s.l.m. | m s.l.m. | m s.l.m. | m |
| 17.61 | - | 15.87 | 15.74 | - |
| 45.75 | - | 12.07 | 15.74 | - |
| 74.946 | 11.548 | 10.9081 | 15.74 | 4.19 |
| 100.716 | 11.544 | 10.4467 | 15.74 | 4.20 |
| 124.28 | 11.538 | 9.6238 | 15.74 | 4.20 |
| 150.406 | 11.528 | 6.0377 | 15.74 | 4.21 |
| 161.565 | 11.524 | 6.6147 | 15.74 | 4.22 |
| 192.732 | 11.52 | 8.7916 | 15.74 | 4.22 |
| 232.803 | - | 17.2899 | 15.74 | - |
| 242.158 | - | 18.0844 | 15.74 | - |

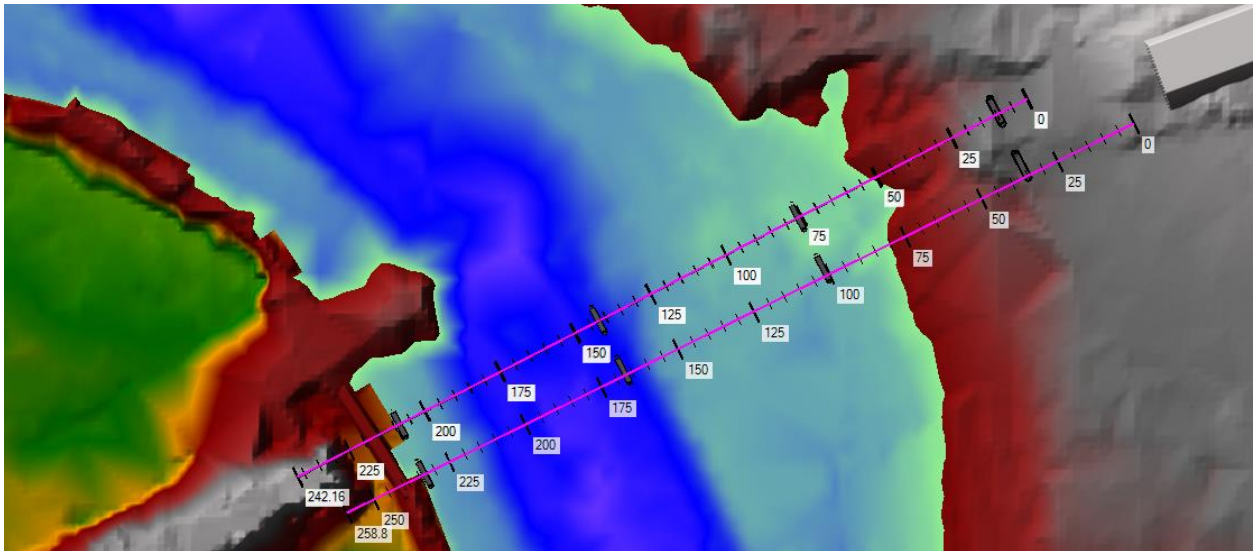


Figura 6-11 - Particolare dell'area in corrispondenza dell'attraversamento "Viadotto San Leonardo" allo stato di progetto - Tr200 anni.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

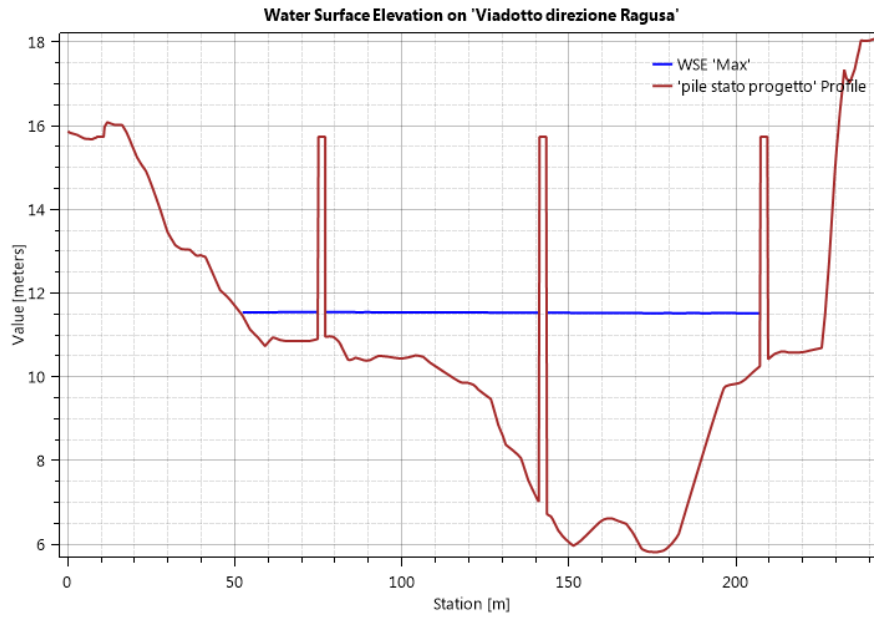


Figura 6-12 - Sezione idraulica allo stato di progetto in corrispondenza del Viadotto direzione Ragusa - Tr200 anni.

Tabella 6.2 - Franco idraulico stato progetto in corrispondenza del Viadotto direzione Ragusa.

| station m | WSE Tr 200 m s.l.m. | DTM m s.l.m. | Quote impalcato m s.l.m. | Franco idraulico m |
|--------------|---------------------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------|
| 8.54 | - | 15.72 | 15.74 | - |
| 38.78 | - | 12.89 | 15.74 | - |
| 60.479 | 11.547 | 10.8736 | 15.74 | 4.19 |
| 100.55 | 11.547 | 10.4493 | 15.74 | 4.19 |
| 125.78 | 11.541 | 9.523 | 15.74 | 4.20 |
| 150.336 | 11.533 | 6.0291 | 15.74 | 4.21 |
| 173.874 | 11.525 | 5.825 | 15.74 | 4.22 |
| 199.986 | 11.526 | 9.8373 | 15.74 | 4.21 |
| 225.66 | - | 10.6938 | 15.74 | - |
| 241.77 | - | 18.08 | 15.74 | - |

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

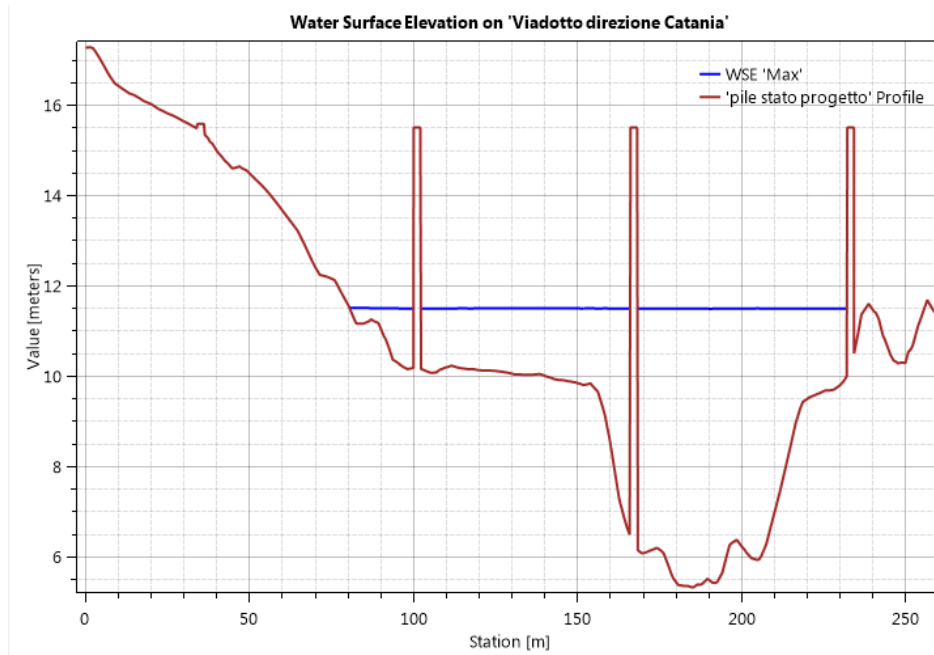


Figura 6-13 - Sezione idraulica allo stato di progetto in corrispondenza del Viadotto direzione Catania - Tr200 anni

Tabella 6.3 - Franco idraulico stato progetto in corrispondenza del Viadotto direzione Catania.

| station | WSE Tr 200 | DTM | Quote impalcato | Franco idraulico |
|---------|---------------|----------|--------------------|---------------------|
| m | m s.l.m. | m s.l.m. | m s.l.m. | m |
| 49.272 | - | 14.5466 | 15.51 | - |
| 87.942 | 11.511 | 11.2219 | 15.51 | 4.00 |
| 98.394 | 11.504 | 10.1688 | 15.51 | 4.01 |
| 150.199 | 11.508 | 9.8482 | 15.51 | 4.00 |
| 200.728 | 11.506 | 6.1733 | 15.51 | 4.00 |
| 246.216 | - | 10.3548 | 15.51 | - |
| 258.799 | - | 11.4201 | 15.51 | - |

I valori dei franchi idraulici per i due impalcati rispettano ampiamente il valore minimo di 1.50 m indicato in Normativa.

Inoltre, il confronto tra la verifica in condizione ante operam e quella in condizione post operam del viadotto San Leonardo direzione Ragusa, che hanno lo stesso allineamento, mostra che non si hanno variazioni del livello di franco idraulico.

6.2 DIFFERENZE TRA SCENARIO POST-OPERAM E ANTE-OPERAM

In questo paragrafo vengono presentate le differenze in termini di tiranti e velocità nelle condizioni Ante e Post Operam.

Come illustrato nelle immagini seguenti le variazioni in termini di tirante idrico sono contenute mediamente nell'ordine del centimetro, con una perfetta sovrapposizione delle aree di esondazione

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

nelle due condizioni di verifica. Le differenze di velocità sono sostanzialmente nulle (mediamente inferiori a 0.1 m/s).

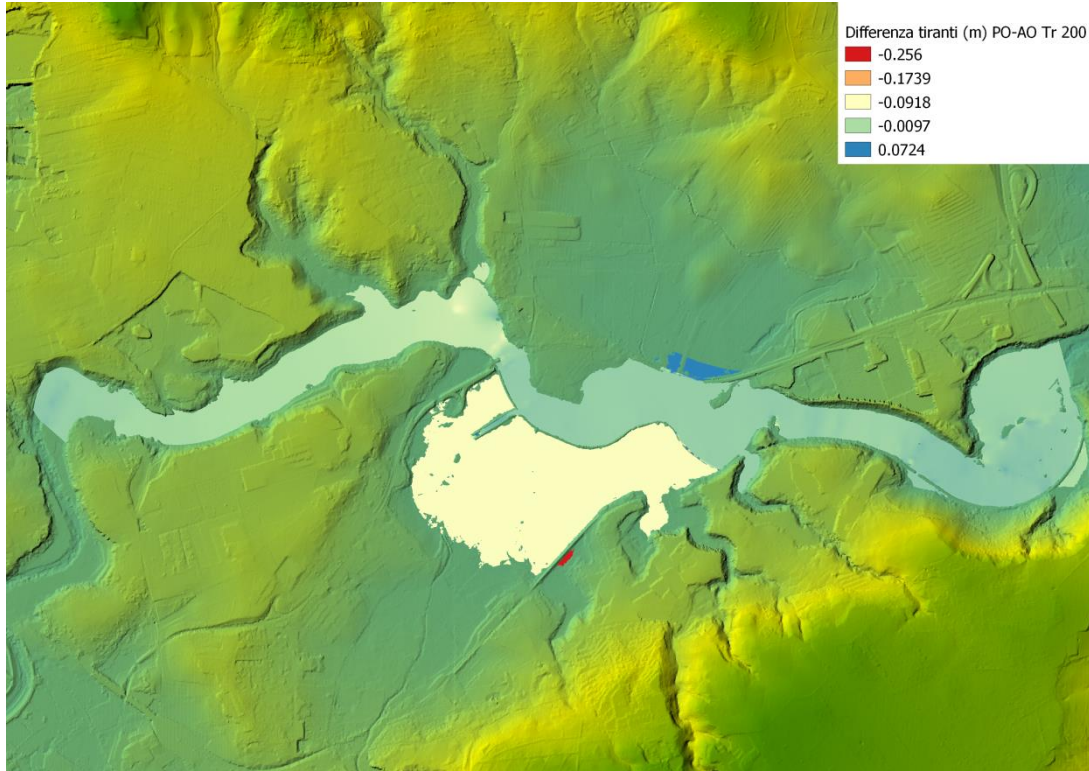


Figura 6-14 - Tr200, Differenza tra tiranti Post-Operam e Ante-Operam

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

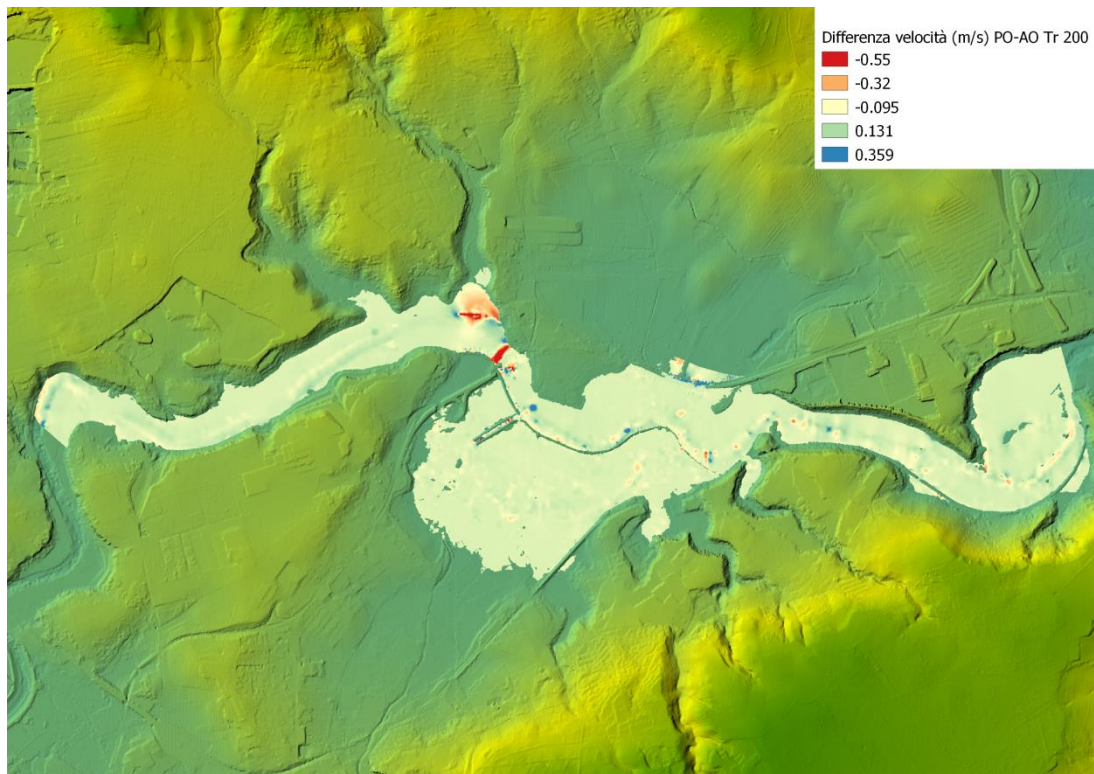


Figura 6-15 - Tr200, Differenza tra velocità Post-Operam e Ante-Operam

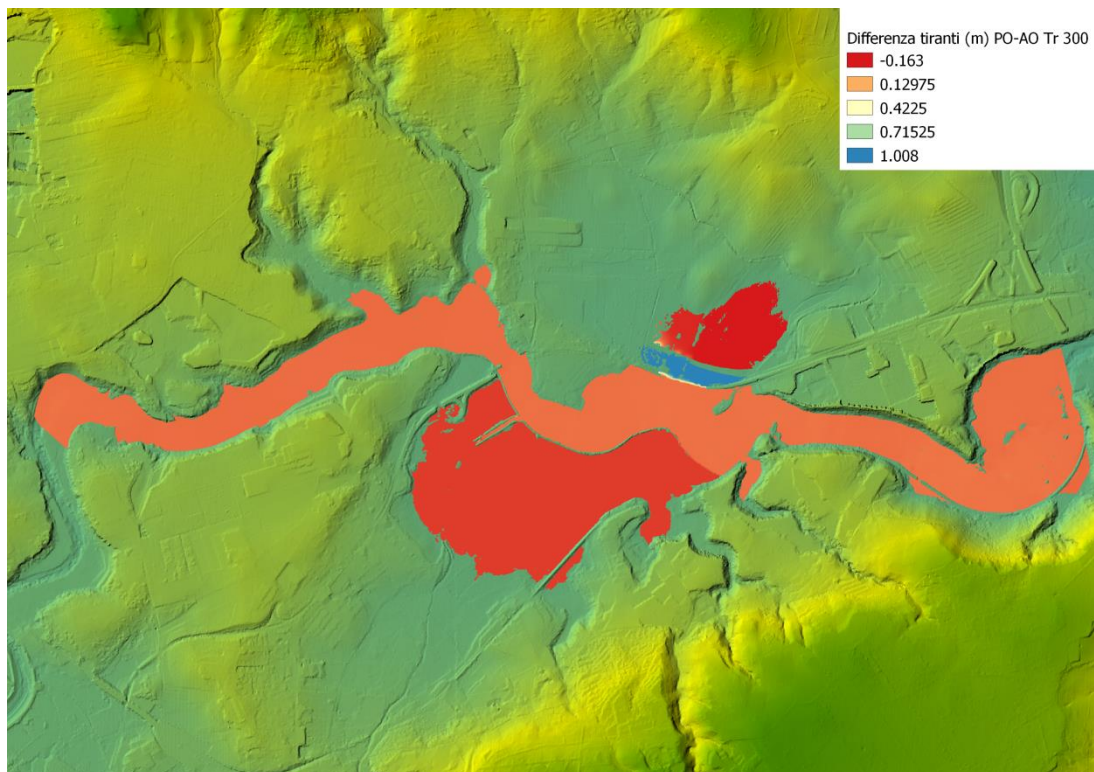


Figura 6-16 - Tr300, Differenza tra tiranti Post-Operam e Ante-Operam

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

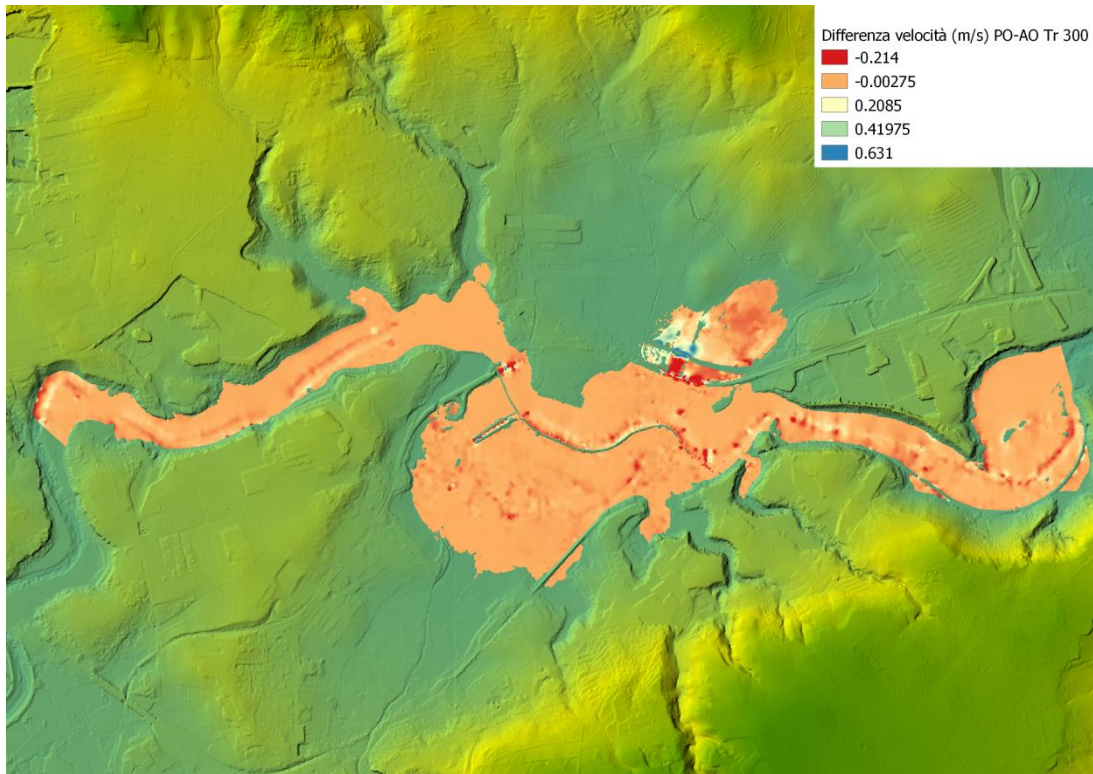


Figura 6-17 – Tr300, Differenza tra velocità Post-Operam e Ante-Operam.

Le maggiori variazioni di tirante e velocità nelle due condizioni si rilevano in corrispondenza del Viadotto e della strada in progetto. Il rilevato stradale funge da argine nei confronti della piena duecentennale con un franco di circa 80 cm nel punto più basso.

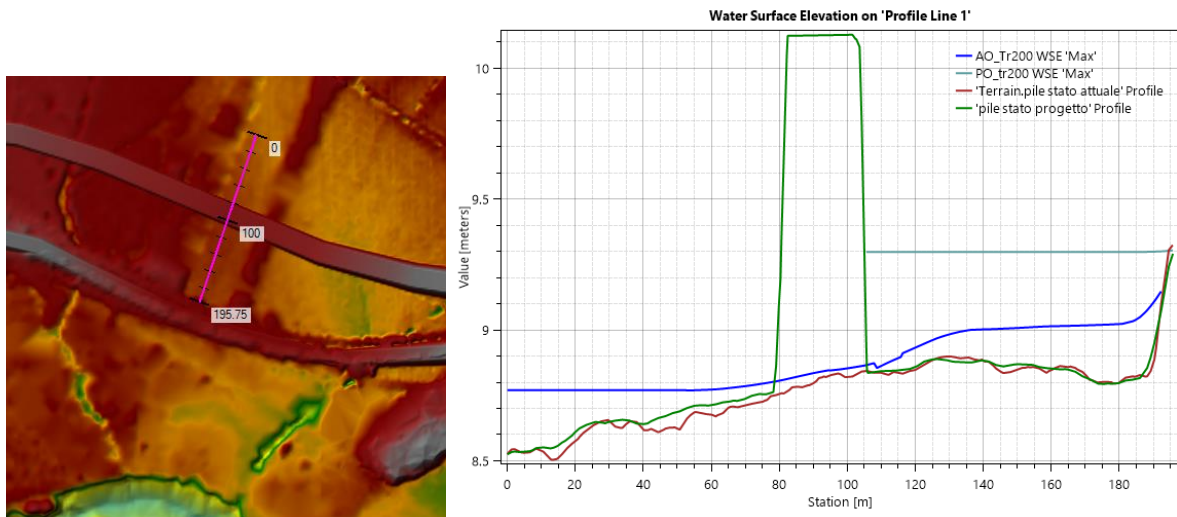


Figura 6-18 - Confronto dei tiranti in corrispondenza del punto più basso del rilevato di progetto.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

Di seguito si riporta un confronto delle velocità in corrispondenza del viadotto San Leonardo. Si noti come nelle condizioni post operam la velocità della corrente è costante senza picchi in corrispondenza delle pile.

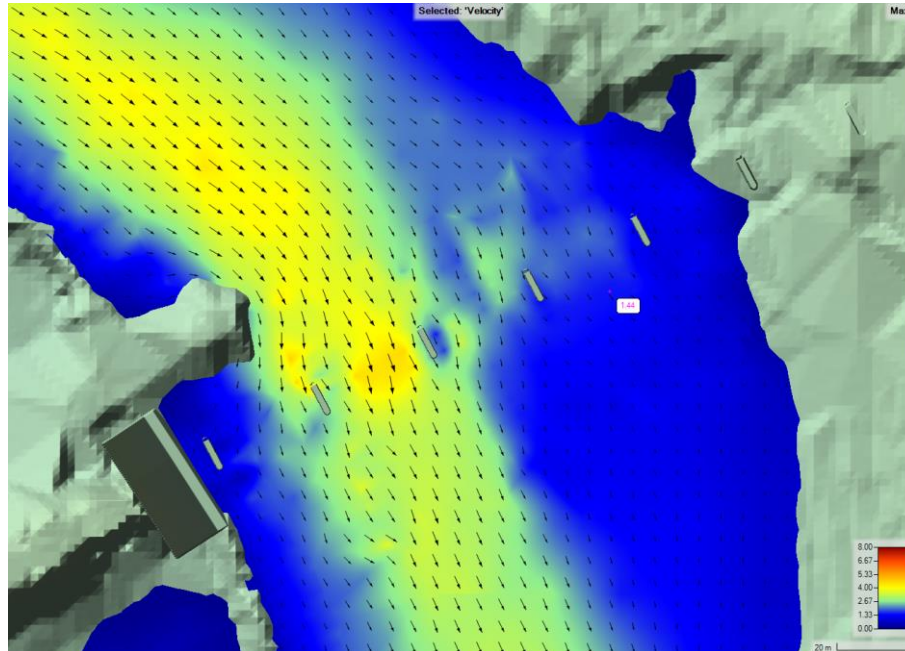


Figura 6-19 – Velocità e linee di flusso per Tr 200 anni in condizioni ante operam.

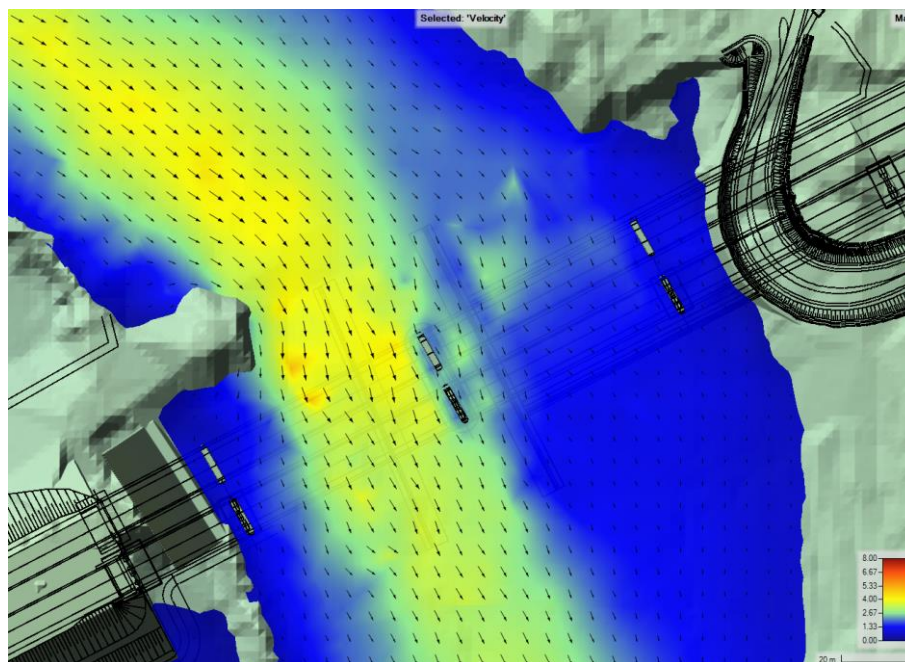


Figura 6-20 – Velocità e linee di flusso per Tr 200 anni in condizioni post operam.

7 FENOMENI IDRODINAMICI E MORFOLOGICI INDOTTI DALL'INTERAZIONE DELL'ALVEO CON L'OPERA

7.1 PREMESSA

L'analisi idraulica di un attraversamento deve tenere conto dei fenomeni di tipo geomorfologico che interessano l'alveo, siano essi naturali che derivanti da fattori antropici e, in particolare, dagli effetti indotti dall'attraversamento stesso. L'obiettivo principale è stimare il grado di stabilità e le tendenze evolutive in rapporto alle correlazioni esistenti tra i diversi fattori interagenti. I corsi d'acqua sono intrinsecamente un sistema dinamico, che tende a modificare le sue caratteristiche, secondo processi che possono essere lenti o rapidi in risposta a sollecitazioni diverse. Le modificazioni possono riguardare le erosioni di sponda, il deposito dei sedimenti con formazione di isole, l'abbassamento del fondo alveo. Molti corsi d'acqua naturali dimostrano un accentuato grado di instabilità naturale, mentre in altri casi i fenomeni di instabilità sono prevalentemente da ricondurre all'effetto di fattori antropici. I fenomeni che maggiormente influenzano le verifiche idrauliche di un ponte sono quelli che riguardano l'instabilità planimetrica dell'alveo, in rapporto alla posizione e all'orientamento delle luci del ponte, e quelli relativi all'abbassamento del fondo alveo, in relazione ai fenomeni di scalzamento sulle opere di sostegno dell'impalcato collocate in alveo, ovvero le pile e le spalle. Queste opere, se poste all'interno della sezione di deflusso, provocano il restringimento della sezione stessa e, conseguentemente, la variazione dell'assetto idrometrico della corrente in particolare durante il deflusso della portata di piena. Il fenomeno idraulico più visibilmente rilevante è l'aumento del tirante idrico a monte dell'ostacolo (rialzo idraulico).

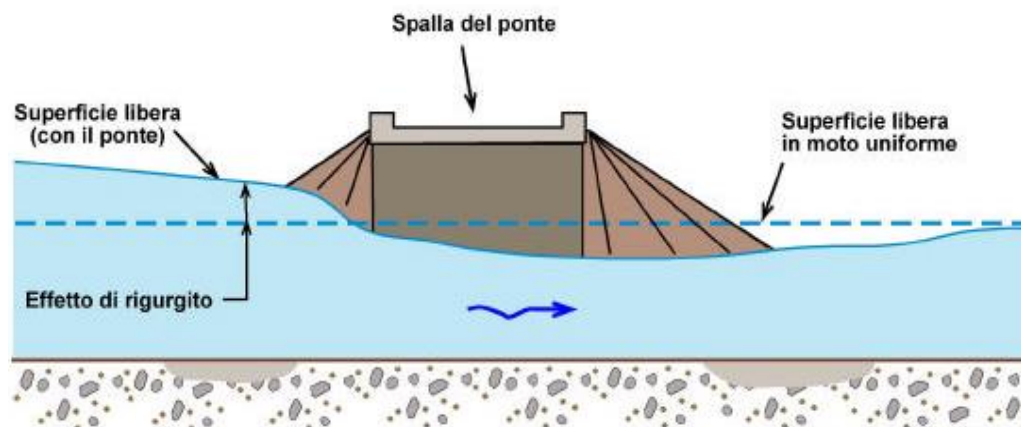


Figura 7-1 - effetto di rigurgito (innalzamento del profilo idrico) a monte dell'ostacolo

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

Il secondo ma non meno importante fenomeno idraulico da considerare è l'erosione localizzata che si verifica alla base delle opere di fondazione in alveo. Il moto della corrente in corrispondenza del ponte risente delle maggiori velocità provocate dal restringimento di sezione; alla velocità in corrispondenza delle strutture del ponte sono correlati l'elevata turbolenza e i vortici che determinano i fenomeni di scalzamento sulle fondazioni delle spalle e delle pile, con potenziali problemi di stabilità alla struttura

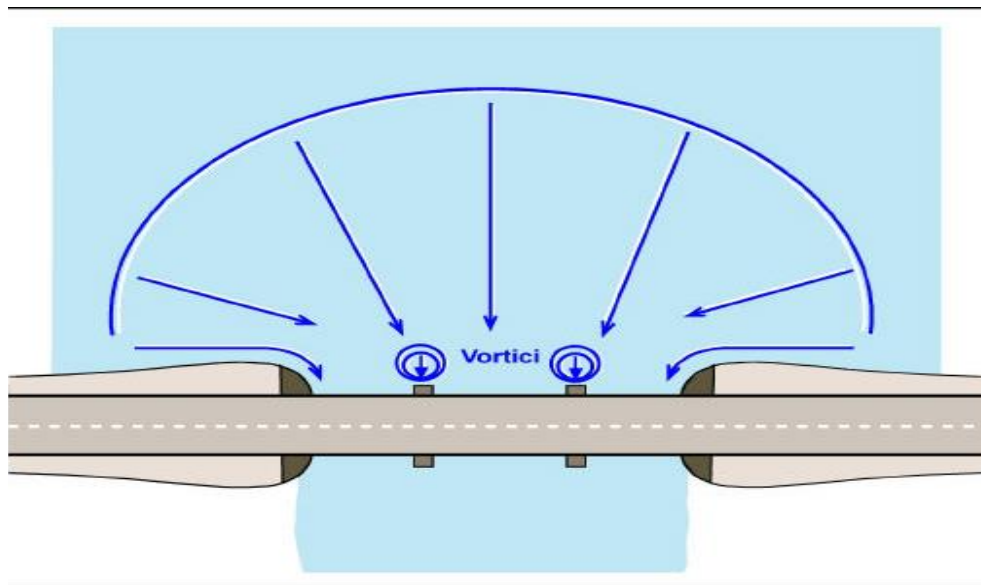


Figura 7-2: Schematizzazione del campo di moto in prossimità dell'attraversamento

7.2 VULNERABILITÀ IDRAULICA DEI PONTI PER FENOMENI EROSIVI

L'elevata vulnerabilità delle strutture di attraversamento fluviale all'azione della corrente è dimostrata dall'occorrenza di danneggiamenti o crolli delle medesime, in occasione di eventi alluvionali significativi. Le conseguenze, potenzialmente calamitose, dell'insufficienza idraulica dei ponti pongono la valutazione della loro vulnerabilità fra le esigenze primarie degli Enti preposti alla pianificazione ed alla tutela della sicurezza idraulica del territorio. Un'indagine su un campione di circa 400 ponti investiti da 8 distinti eventi alluvionali relativa alla situazione nazionale (*Ballio et al., 1998*) evidenzia come i fenomeni erosivi localizzati siano responsabili di buona parte dei casi di deficienza delle strutture. Le tipologie di danno primario ai ponti riscontrate in detta indagine sono riassunte nel grafico riportato nella Figura 7-3 (a sinistra), che riporta anche l'indicazione della relativa frequenza di accadimento; esse possono essere divise nelle seguenti classi principali:

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

- cedimento delle pile o delle spalle del ponte a causa di erosione alla base delle relative fondazioni;
- lesione o distruzione dell'impalcato;
- crollo totale o parziale del rilevato di accesso.

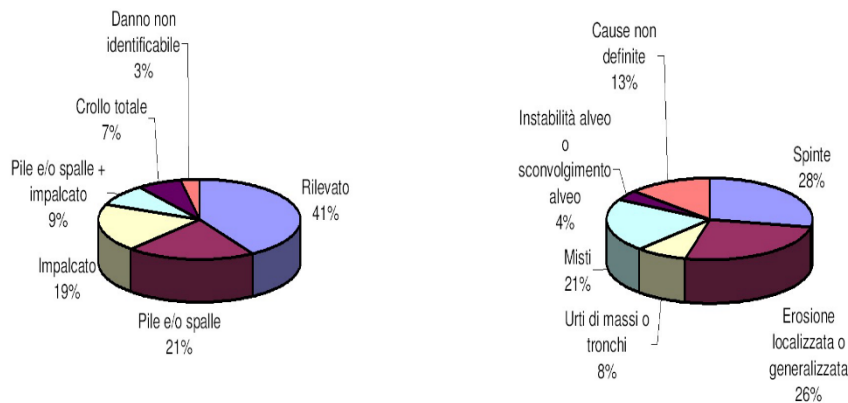


Figura 7-3: Elementi strutturali dei manufatti di attraversamento danneggiati a seguito di eventi alluvionali (a sx) e cause di danno primario subito dai ponti (a dx). Dati desunti da Ballio et al. (1998)

Le cause di danneggiamento primario sono invece mostrate nel grafico riportato in Figura 7-3 (a destra); si noti come l'erosione, sia una delle maggiori cause di vulnerabilità degli attraversamenti considerati, in quanto responsabile del 26% dei danneggiamenti compresi nel campione a disposizione. E' anche interessante osservare che la parte del manufatto più spesso danneggiata è il rilevato di accesso, che è soggetto a danneggiamento con maggior frequenza (41% dei casi) rispetto a pile e spalle dei ponti (26% dei casi), mentre è rilevante anche il numero dei casi che riguardano l'impalcato (19%). Tale peculiare comportamento potrebbe, almeno in prima istanza, essere spiegabile da un lato in base ad una maggiore frequenza nel nostro Paese di rilevati di accesso ai ponti ubicati nelle zone golenali dell'alveo, che potrebbe giustificare la maggiore frequenza dei danni ai rilevati stessi, dall'altro agli effetti della vegetazione fluitata dalla corrente in precedenza che potrebbero giustificare la frequenza piuttosto elevata di danni agli impalcati delle strutture di attraversamento.

7.2.1 Generalità sull'erosione

L'erosione è il risultato dell'azione della corrente fluviale, che mobilita e trasporta i sedimenti d'alveo. I materiali sciolti sono più facilmente erodibili in tempi brevi di quelli coesivi, sebbene le profondità di scavo raggiunte all'equilibrio siano scarsamente dipendenti dalla coesione medesima. L'entità

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

dell'erosione, inoltre, dipende strettamente dal trasporto solido del corso d'acqua. La stima della profondità massima potenzialmente raggiungibile dallo scavo è resa complessa dalla natura ciclica del fenomeno. Le escavazioni, infatti, generalmente raggiungono le profondità maggiori durante gli eventi alluvionali, in particolare al momento del transito del picco di portata, per poi essere parzialmente o totalmente riempite nella fase di esaurimento dell'idrogramma di piena. Il fenomeno dell'erosione alla base delle pile dei ponti è generalmente costituito dalla sovrapposizione di tre processi, che vengono solitamente stimati indipendentemente per poi sommarne gli effetti. Detti processi sono:

- abbassamento del fondo dell'alveo in prossimità del ponte che non dipende dalla presenza dell'opera fluviale stessa ed è dovuto unicamente al trasporto solido dei sedimenti da parte della corrente fluviale. Le cause più comuni di questo tipo di erosione sono generalmente la variazione del profilo del corso d'acqua o la variazione delle traiettorie della corrente. Entrambe queste variazioni, comportano un cambiamento delle forze di trascinamento e possono quindi portare al superamento della situazione di moto incipiente dando inizio così all'asportazione di materiale (general scour o erosione generalizzata);



Figura 7-4: Esempio di erosione generalizzata sul fiume Po

- l'erosione (localizzata) dovuta direttamente alla presenza del ponte che, occupando una parte del letto con le sue fondazioni, riduce la sezione dell'alveo e di conseguenza fa aumentare la velocità della corrente. Così facendo aumentano le forze di trascinamento e quindi, se le

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

condizioni di moto incipiente sono superate, l'entità del trasporto aumenta a sua volta causando erosione su tutta la sezione (contraction scour);

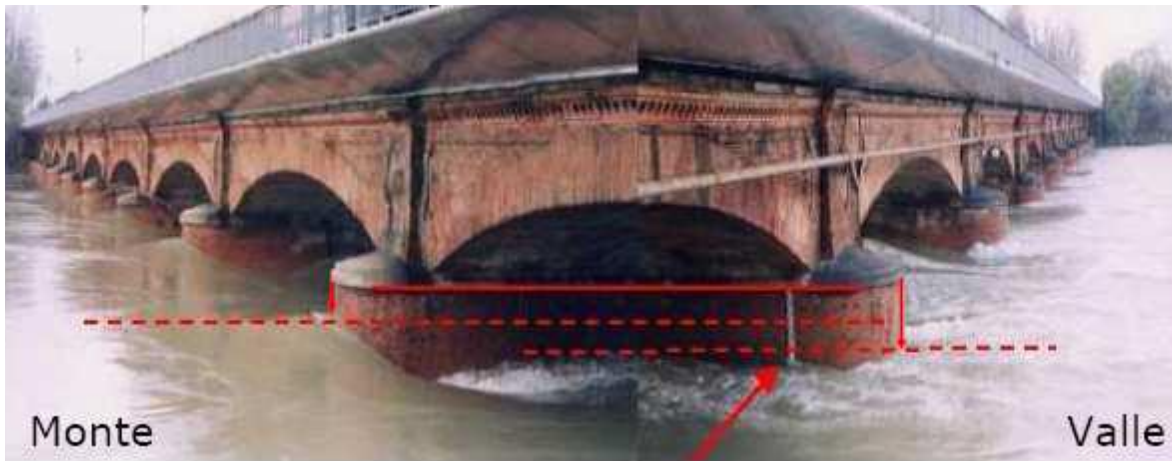


Figura 7-5: Scavi in contrazione: la presenza delle pile di ponte provoca un dislivello di circa 40 cm tra monte e valle

- l'erosione localizzata alla base delle pile e delle spalle del ponte, causata dalle deviazioni del flusso idrico indotte dalla presenza delle strutture in alveo, che causano aumenti locali della velocità della corrente (local scour).L'aumento di velocità e il suo cambio di direzione causano fenomeni di erosione "puntuali" alla base del ponte.



Figura 7-6 - esempi del fenomeno di erosione localizzata alla base delle pile.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

La profondità totale di scavo è variabile nel tempo, sia a breve che a lungo termine. Una descrizione accurata del fenomeno non potrebbe quindi prescindere dalla definizione dell'evoluzione temporale dei diversi processi di erosione.

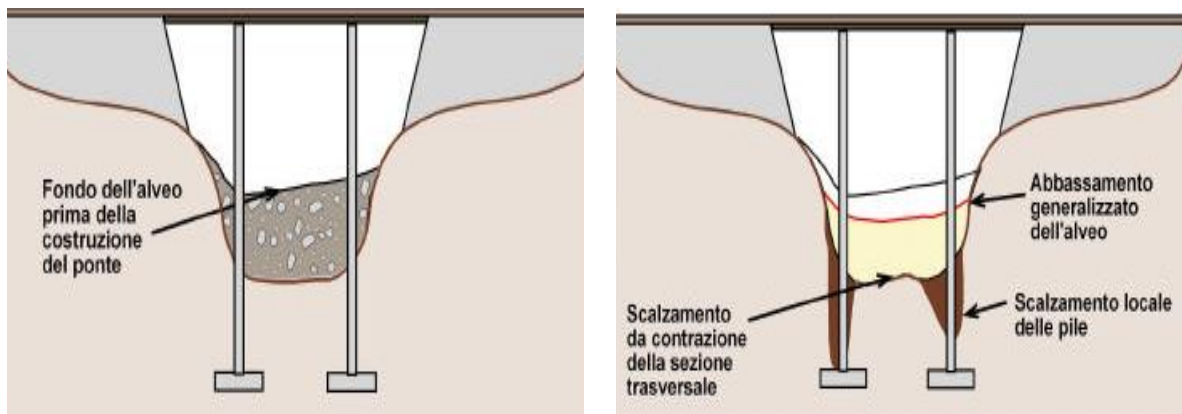


Figura 7-7 - componenti dello scalmamento nella sezione di un ponte

7.2.2 Abbassamento generalizzato dell'alveo

Il calcolo dell'eventuale abbassamento d'alveo è indispensabile al fine di definire la quota che il fondo alveo assumerebbe in assenza del manufatto, che viene assunta quale quota di riferimento per calcolare l'entità dei fenomeni di erosione localizzata e per scavo di contrazione, questi ultimi, riconducibili alla presenza in alveo del manufatto. Detta quota può variare nel tempo sia per evoluzioni temporali di periodo medio-lungo sia per evoluzioni di periodo più breve, spesso limitato alla durata di un unico evento di piena. L'evoluzione temporale del fenomeno deve in ogni caso essere determinata sulla base di accurate valutazioni idrologiche e idrauliche, queste ultime riferite ad un tratto d'alveo adeguatamente esteso a monte ed a valle dell'opera considerata. La tendenza del fondo alveo ad essere soggetto ad abbassamenti globali può essere desunta da osservazioni dirette, compiute in condizioni di magra. In particolare, è significativa la posizione altimetrica del fondo alveo nei confronti di opere non interferenti con l'attraversamento fluviale e poste a sufficiente distanza da quest'ultimo; ad esempio, la presenza di fondazioni scoperte di opere radenti di difesa spondale è sintomatica di una significativa tendenza all'abbassamento del tronco d'alveo esaminato. La valutazione in prossimità

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

dell'attraversamento della quota del fondo alveo non è semplice, poiché quest'ultima è influenzata dai fenomeni erosivi locali che verranno descritti nei paragrafi successivi. Il livello del pelo libero della corrente in condizioni di magra, qualora il tirante sia trascurabile, può essere un efficace indicatore per risalire alla posizione della quota del fondo a monte e a valle dell'opera, poiché tende a livellare gli effetti dell'erosione locale in corrispondenza dell'attraversamento.

7.2.3 Fenomeni di erosione localizzata in corrispondenza di pile e spalle di un ponte

Poiché il processo di erosione attiva è il risultato di un'alternanza tra scavo e deposito prodotto dalla corrente, la dinamica della formazione di uno scavo attorno ad opere di sostegno deve essere considerato in termini generali di trasporto solido. Nell'intorno di un ostacolo posto in alveo rapide variazioni di intensità e di distribuzione della velocità possono provocare fenomeni di erosione localizzata, specie quando l'alveo sia composto da materiale incoerente. L'erosione localizzata alla base delle pile o delle spalle è, come visto, una delle cause più frequenti di crollo o danneggiamento dei manufatti di attraversamento fluviale. La causa principale dell'erosione localizzata in corrispondenza delle pile è la formazione di vortici alla loro base, che sono comunemente detti "vortici a ferro di cavallo".

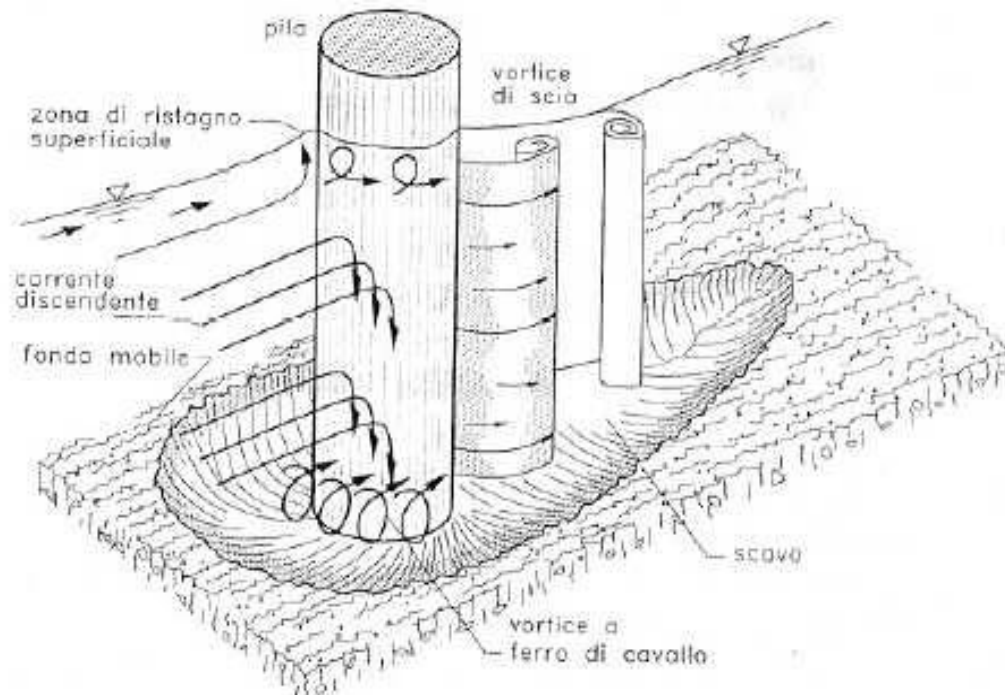


Figura 7-8: rappresentazione schematica del processo di escavazione localizzata in corrispondenza di una pila di ponte

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

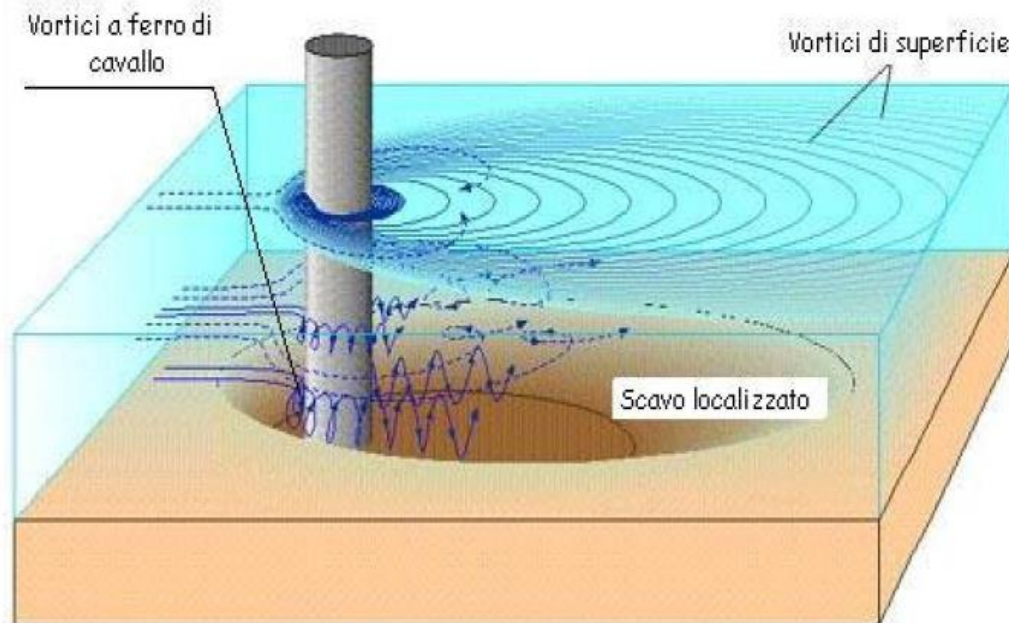


Figura 7-9: rappresentazione schematica del campo di moto del processo di escavazione localizzata in corrispondenza di una pila di ponte

Al crescere della profondità dello scavo, l'energia del vortice tende a diminuire, sicché l'escavazione tende a raggiungere una profondità di equilibrio.

Oltre al vortice a ferro di cavallo, a valle della pila si formano vortici ad asse verticale, che pure contribuiscono alla rimozione dei sedimenti d'alveo; tuttavia, l'intensità di questi ultimi vortici diminuisce rapidamente al crescere della distanza dalla pila, sicché spesso, immediatamente a valle del ponte, si ha la deposizione del materiale asportato. L'altezza di scavo raggiungibile in condizioni di assenza di trasporto solido (clear-water scour) è superiore alla corrispondente in presenza di trasporto (live bed scour, vedi Figura 7-10).

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

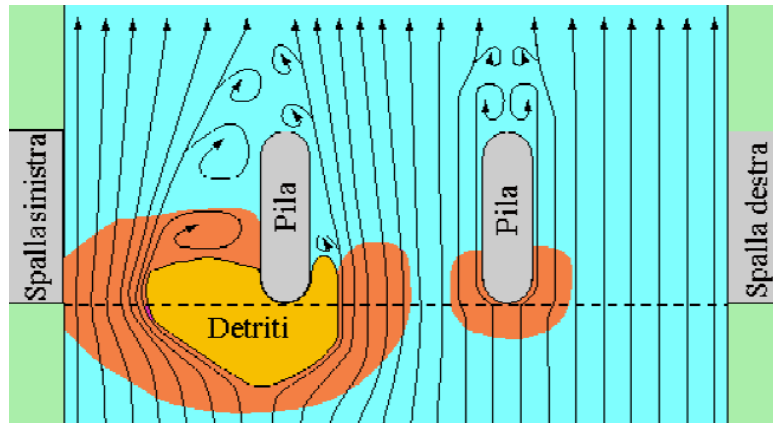


Figura 7-10: effetto della presenza di detriti sull'erosione localizzata alla base delle pile dei ponti

E' interessante notare che, qualora si sia in presenza di trasporto solido, l'altezza di scavo attorno alla base della pila, dopo una fase iniziale di crescita, oscilla attorno alla configurazione di equilibrio per effetto del continuo succedersi di fasi di parziale riempimento e successivo approfondimento dello scavo (vedi Figura 7-11). Indicativamente, si può ritenere che la massima altezza di scavo sia superiore in percentuale pari a circa il 10% rispetto all'altezza raggiunta all'equilibrio (Richardson e Davis, 1995).

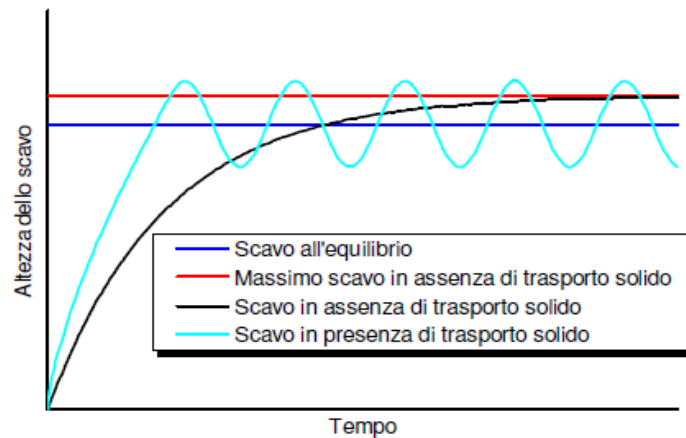


Figura 7-11: Evoluzione temporale dell'escavazione alla base delle pile dei ponti, in condizioni di presenza e assenza di trasporto solido

I principali fattori che influenzano il processo di erosione alla base delle pile sono la velocità e la profondità della corrente, la larghezza della pila e la sua forma, la lunghezza della pila e l'angolo d'attacco della corrente, la natura del materiale d'alveo e l'eventuale presenza di detriti trasportati dalla

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

corrente. Questi ultimi possono in particolare creare effetti indesiderati, ampliando la zona di influenza dei vortici precedentemente descritti, contribuendo così ad amplificare lo scavo ed aumentare la superficie dell'alveo esposta allo scavo stesso. Vanno inoltre considerati con attenzione i fenomeni di evoluzione morfologica del letto del fiume; ad esempio le migrazioni laterale di un alveo meandriforme possono indurre variazioni dell'angolo d'attacco della corrente nei confronti dei manufatti in alveo, con conseguente cambiamento dell'entità dei fenomeni di escavazione.

La scalzamento al piede delle spalle è normalmente causato dalla turbolenza e dai vortici che si generano per effetto del convogliamento del deflusso golenale all'interno delle campate del ponte, in relazione all'azione di indirizzamento della corrente esercitata dai rilevati di approccio che si collegano alle spalle. Il massimo valore dello scalzamento di solito si verifica sul lato di monte della spalla ed è funzione del grado di contrazione, della profondità di corrente e della quota della portata complessiva che defluisce sul piano golenale.

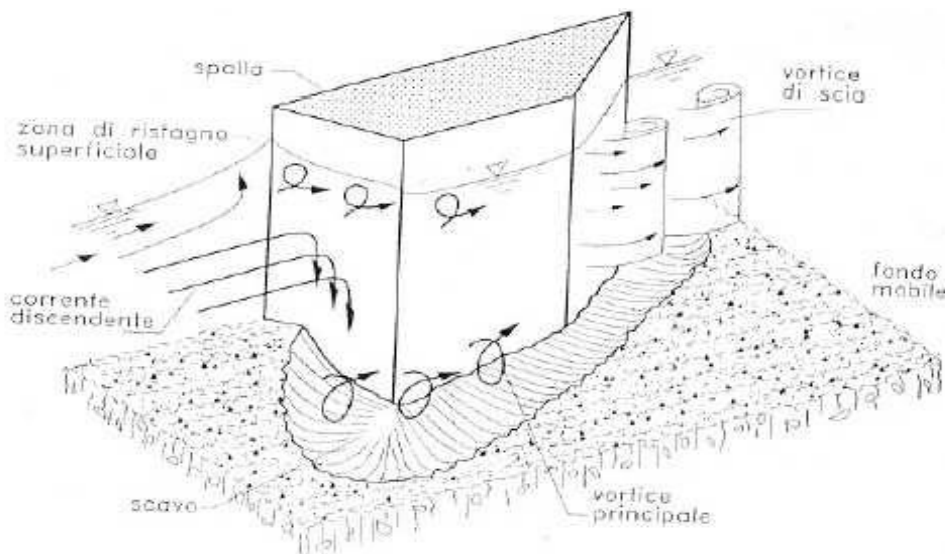


Figura 7-12: rappresentazione schematica del campo di moto e del processo di escavazione localizzata in corrispondenza della spalla di un ponte

La maggiore esposizione allo scalzamento riguarda le spalle posizionate in prossimità delle sponde incise dell'alveo; in molti casi, particolarmente con piani golenali molto ampi che sono sede deflussi consistenti, sono state osservate profondità di scalzamento dell'ordine di grandezza di 3 – 4 volte la profondità di corrente sul piano golenale. L'ostruzione al deflusso provocata dalla spalla e dai rilevati dà

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

origine a un vortice orizzontale, che parte del lato di monte e corre lungo la fondazione, e a un vortice verticale sul lato di valle della spalla.

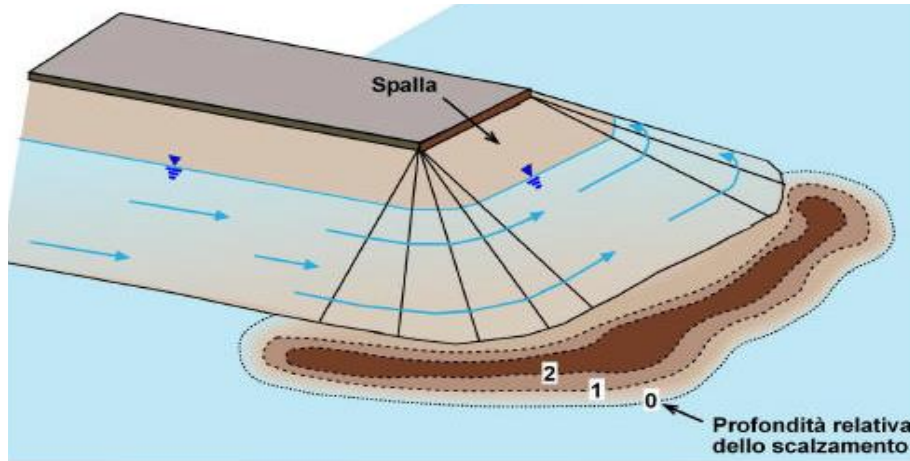


Figura 7-13: rappresentazione schematica del campo di moto e del processo di escavazione localizzata in corrispondenza della spalla di un ponte

7.2.3.1 Calcolo dello scavo in corrispondenza delle pile di un ponte

Vista la complessità che caratterizza lo studio analitico del problema della determinazione dell'entità dello scavo in corrispondenza delle pile di un ponte, si ricorre all'utilizzo di formule di tipo empirico. Assumendo come riferimento una pila di forma generica, la profondità dello scavo d_s può essere descritta dalle seguenti variabili, che sintetizzano i parametri significativi per lo studio del problema già elencati nell'introduzione del capitolo:

$$\frac{d_s}{s} = f\left(\frac{V_0}{V_c}, \frac{h_0}{s}, \text{forma}, \alpha\right)$$

dove:

- d_s è la profondità di scavo misurata a partire dal fondo indisturbato;
- V_0 è la velocità media della corrente indisturbata;
- V_c è la velocità critica di trascinamento, intesa come velocità media della corrente alla quale inizia il movimento del materiale di fondo ;
- s è la larghezza della pila caratterizzata da un lunghezza l ;

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

- h_0 profondità della corrente indisturbata;
- α angolo che la corrente indisturbata forma con l'asse della pila (angolo di attacco);

Nei casi di studio del presente progetto si fa riferimento, per la stima della profondità di scavo d_s , alla direttiva dell'Autorità di bacino dl fiume Po dal titolo "Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B" che propone la seguente formula di F.Breusers, Nicollet, Shen (1977):

$$\frac{d_s}{s} = f_1\left(\frac{V_0}{V_c}\right) \cdot \left(2 \cdot \tanh\left(\frac{h_0}{s}\right)\right) \cdot f_2(forma) \cdot f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right)$$

dove:

- $f_1 f_2 f_3$ rappresentano le funzioni che legano d_s/s rispettivamente alle variabili (V_0/V_c) , alla forma delle pile e alla coppia $(\alpha$ e $l/s)$.
- V_c è la velocità critica di trascinamento, intesa come velocità media della corrente alla quale inizia il movimento del materiale di fondo di assegnato diametro d e pari a

$$V_c = 0.85 \cdot \sqrt{\left[2gd\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)\right]}$$

Per i miscugli si adotta normalmente, come riferimento granulometrico, $d=d_{50}$.

La funzione f_1 viene determinata come:

- $f_1 = 0$ per $\frac{V_0}{V_c} \leq 0.5$;
- $f_1 = 2 \cdot \frac{V_0}{V_c} - 1$ per $0.5 < \frac{V_0}{V_c} \leq 1$;
- $f_1 = 1$ per $\frac{V_0}{V_c} \geq 1$

La funzione f_2 dipende dalla forma delle pile e vale:

- $f_2 = 1$ per pile circolari o con fronti arrotondate;

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

- $f_2 = 0.75$ per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente;
- $f_2 = 1.30$ per pile rettangolari.

Infine la funzione f_3 è ricavabile tramite l'utilizzo del grafico di Figura 7-14.

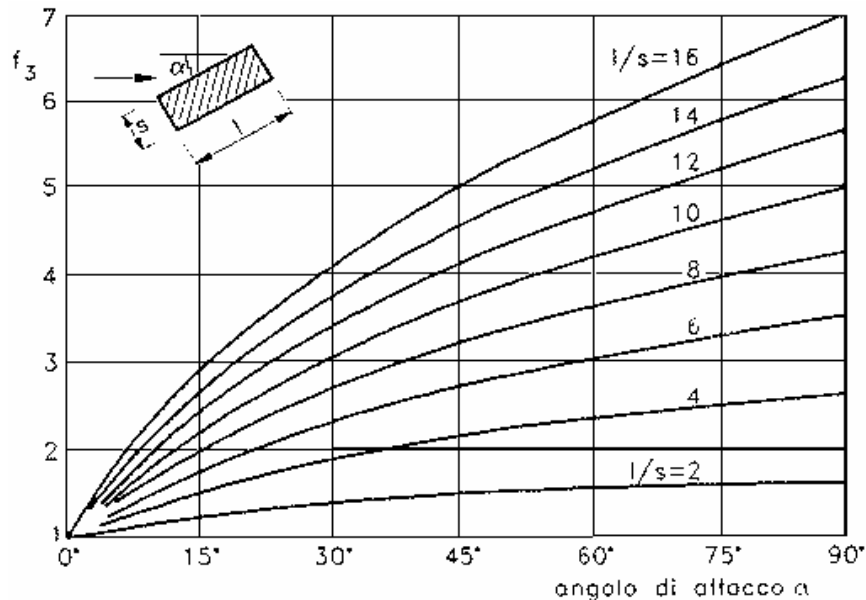


Figura 7-14: valori della funzione f_3 al variare dell'angolo di attacco α e del rapporto l/s

f_3 è influenzato in misura maggiore dal rapporto lunghezza-larghezza l/s della pila. Il valore dell'angolo d'attacco α della corrente è invece meno rilevante ai fini del calcolo dello scavo, come si deduce anche dall'inclinazione poco marcata delle curve anche per valori molto elevati di α .

In questo calcolo si suppone inizialmente che al di sotto della linea di thalweg la fondazione delle pile prosegua con le stesse dimensioni delle pile mentre in realtà esiste un plinto che collega le pile con le teste dei pali di fondazione. Nel caso in cui si verifichi che lo scavo vada ad interessare anche il plinto, si esegue il calcolo ipotizzando che le pile abbiano una sezione pari a quella del plinto di collegamento ottenendo un risultato che tiene conto della forma reale della zona investita dalla corrente.

7.2.4 Analisi dello scalzamento al piede delle pile

Sulla base di quanto riportato in precedenza, l'erosione al piede delle pile del Viadotto è stata valutata in relazione ad un tirante idrico in alveo corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 200 anni. I dati relativi alla granulometria del materiale di fondo ad al suo peso specifico sono stati desunti da specifiche analisi granulometriche eseguite nell'ambito del progetto definitivo.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

Il Viadotto San Leonardo è costituito da:

- carreggiata destra direzione Catania: 5 campate di nuova realizzazione (3 campate centrali da 66.0 m, 2 campate di riva da 33.0m) per una lunghezza complessiva pari a 264m;
- carreggiata sinistra direzione Ragusa: riutilizzo attuale viadotto della S.S. 194 (8 campate da 33 m).

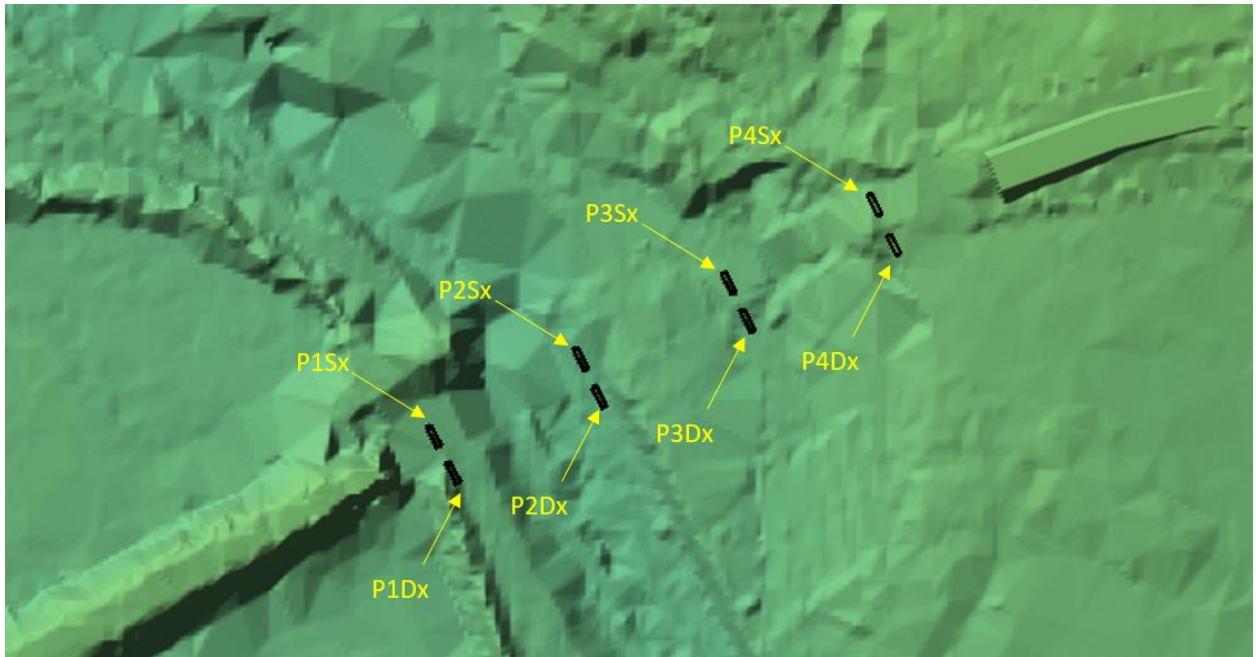


Figura 7-15 - Numerazione pile Viadotto San Leonardo - stato progetto.

Le pile hanno tutte sezione costante di forma rettangolare arrotondata con dimensioni $a=9,3$ m e $b=1.6$ m e sono allineate nella direzione della corrente (angolo di incidenza $\alpha = 0^\circ$).

Il calcolo dello scalzamento potenziale massimo non è stato eseguito per le pile P4Sx e P4Dx localizzate in sinistra idrografica, in quanto non vengono interessate dalla piena duecentennale.

I risultati derivanti dalla simulazione a moto permanente con tempo di ritorno $T_r = 200$ anni, usati come dati di input nel calcolo dello scalzamento per le pile P3Sx e P3Dx, localizzate in gola sinistra, sono i seguenti:

$Q_{200} = 1111.50$ mc/s;

Tirante idrico: 0.97 m;

Velocità media corrente: 0.99 m/s

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

Per le pile centrali (P2Dx e P2Sx) sono:

$Q_{200} = 1111.50$ mc/s;

Tirante idrico: 4.92 m;

Velocità media corrente: 1.70 m/s

Per le pile P1Dx e P1Sx poste in golena destra, sono:

$Q_{200} = 1111.50$ mc/s;

Tirante idrico: 1.39 m;

Velocità media corrente: 1.09 m/s

Per quanto riguarda la granulometria del materiale, sono stati utilizzati i risultati delle analisi granulometriche eseguiti per il progetto definitivo:

| Pila | Golena | d_{50} | γ_s |
|-----------|----------|----------|------------|
| | | (m) | (kg/mc) |
| P3Sx_P3Dx | Sx | 0.043 | 2590 |
| P2Sx_P2Dx | Centrale | 0.115 | 2580 |
| P1Sx_P1Dx | Dx | 0.027 | 2740 |

Lo scalzamento potenziale massimo risultante per le pile in studio risulta essere il seguente:

| Pila | Golena | ds |
|-----------|----------|------|
| | | (m) |
| P3Sx_P3Dx | Sx | 1.80 |
| P2Sx_P2Dx | Centrale | 3.94 |
| P1Sx_P1Dx | Dx | 2.40 |

L'entità dei valori dello scalzamento potenziale massimo è tale da interessare l'estradosso dei plinti di fondazione delle pile e, pertanto, ne è prevista la protezione della fondazione con utilizzo di gabbioni metallici riempiti con pietrame.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

7.2.5 Interventi di sistemazione idraulica

Come già accennato nei precedenti paragrafi, al fine di evitare fenomeni erosivi che possano pregiudicare la stabilità ed il corretto funzionamento delle opere in progetto, sono previsti interventi di sistemazione idraulica mediante gabbioni metallici.

La resistenza dei rivestimenti in gabbioni metallici, oltre che dalla robustezza della rete metallica, dipende anche da altri due parametri: lo spessore della struttura e la pezzatura del pietrame di riempimento.

La verifica di stabilità viene eseguita in termini di velocità, assumendo come rappresentativa delle sollecitazioni a cui il rivestimento è sottoposto, la velocità media della corrente nella sezione ed essendo V_{All} la velocità di flusso della corrente in corrispondenza della quale le pietre iniziano a muoversi.

$$V \leq V_{All}$$

Si è fatto riferimento ai risultati dei test su modello condotti dall'Hydraulics Laboratory Engineering Research Center Colorado State University- Fort Collins-USA, i quali esprimono le velocità critiche e le velocità limite in funzione delle caratteristiche dei rivestimenti (spessore rete di contenimento, pezzatura del materiale di riempimento).

Nella Tabella 7.1 per *velocità critica* si intende quella sopportabile dal rivestimento con sicurezza senza avere movimento del pietrame all'interno del gabbione e per *velocità limite* quella ancora accettabile ammettendo modeste deformazioni del gabbione stesso per insaccamento del materiale.

Tabella 7.1 - Hydraulics Laboratory Engineering Research Center Colorado State University- Fort Collins-USA - velocità critiche e velocità limite in funzione delle caratteristiche dei rivestimenti.

| Tipo | Spessore m | Pietrame di riempimento | | Velocità critica m/s | Velocità limite m/s |
|----------------|---------------|-------------------------|----------------------|----------------------------|---------------------------|
| | | Pezzatura mm | d ₅₀ m | | |
| Materassi Reno | 0,15 - 0,17 | 70 - 100 | 0,085 | 3,5 | 4,2 |
| | | 70 - 150 | 0,110 | 4,2 | 4,5 |
| | 0,23 - 0,25 | 70 - 100 | 0,085 | 3,6 | 5,5 |
| | | 70 - 150 | 0,120 | 4,5 | 6,1 |
| | 0,30 | 70 - 120 | 0,100 | 4,2 | 5,5 |
| | | 100 - 150 | 0,125 | 5,0 | 6,4 |
| Gabbioni | 0,50 | 100 - 200 | 0,150 | 5,8 | 7,6 |
| | | 120 - 250 | 0,190 | 6,4 | 8,0 |

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

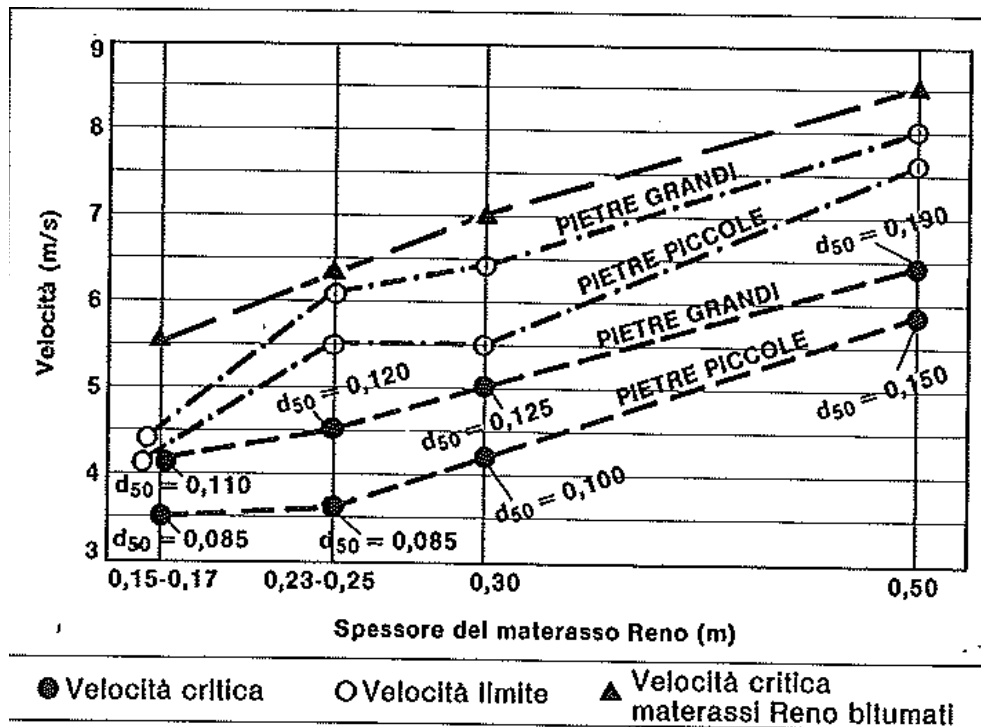


Figura 7-16 - Diagramma per il dimensionamento dei rivestimenti in materassi Reno e gabbioni in funzione della velocità della corrente.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di stabilità degli interventi di sistemazione idraulica in progetto, realizzati mediante l'utilizzo di strutture a gabbioni di spessore minimo pari a 50 cm con pietrame di riempimento caratterizzato da un d_{50} pari a 19 cm.

| Pila | Q (mc/s) | V (m/s) | verifica | |
|------|-------------|------------|----------------|--------------------|
| | | | V_c (m/s) | V_{LIM} (m/s) |
| | | | 6.4 | 8.0 |
| P1Sx | 1111.5 | 1.04 | Stabile | |
| P1Dx | 1111.5 | 1.13 | Stabile | |
| P2Sx | 1111.5 | 2.25 | Stabile | |
| P2Dx | 1111.5 | 1.34 | Stabile | |
| P3Sx | 1111.5 | 1.11 | Stabile | |
| P3Dx | 1111.5 | 0.99 | Stabile | |

7.2.6 Interventi di difesa idraulica dei rilevati

Come visibile dalle mappe di esonazione la piena duecentennale del San Leonardo interessa in modesta parte il rilevato stradale in progetto nelle seguenti tratte:

da km 18+020 a km 18+212;

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

da km 18+820 a km 19+033;

da km 19+245 a km 19+628.

In questi tratti si prevede l'inserimento di un'opera di protezione al piede del rilevato costituita da un materassino tipo reno dello spessore di 50 cm con un gabbione di ancoraggio al piede.

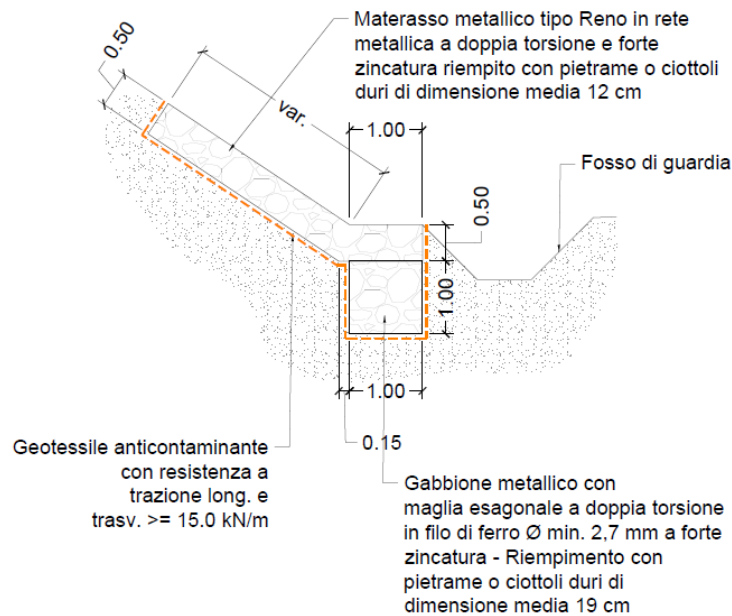


Figura 7-17 Sezione tipo protezione rilevato.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

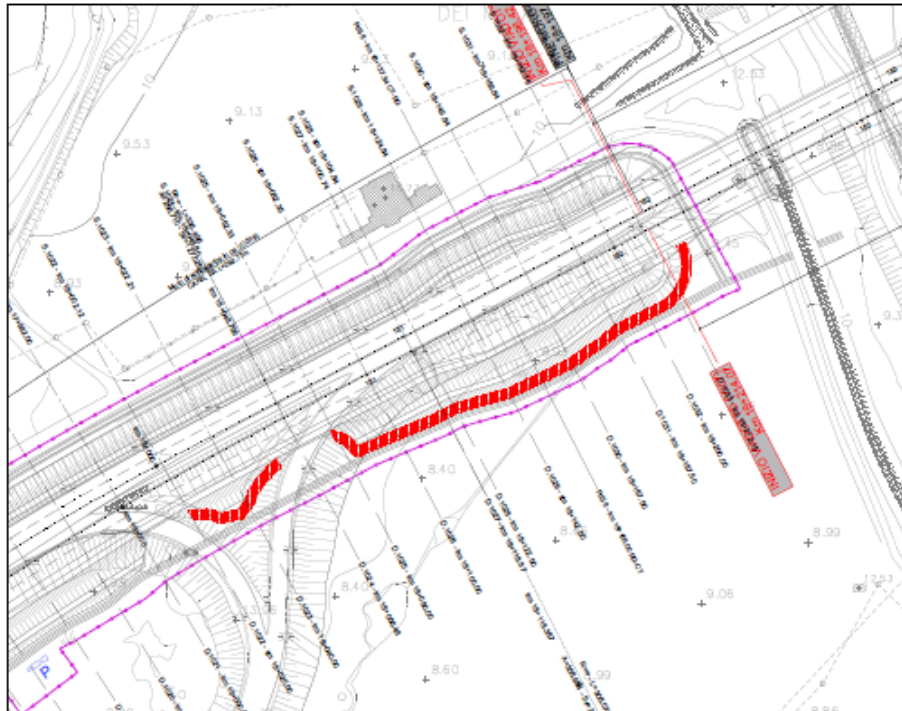


Figura 7-18 protezione rilevato da km 18+020 a km 18+212.

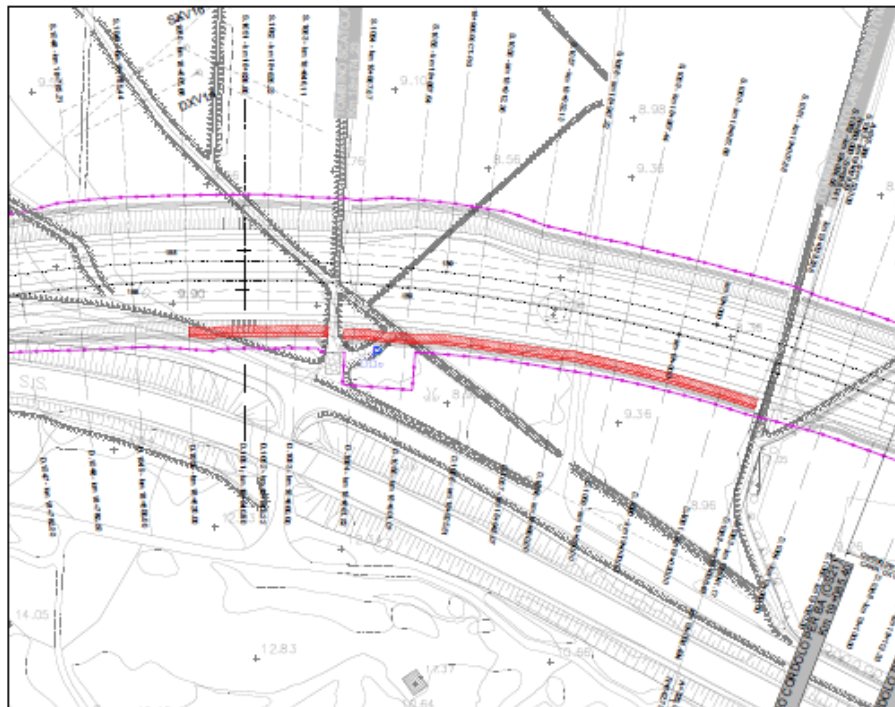


Figura 7-19 – protezione rilevato da km 18+820 a km 19+033.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

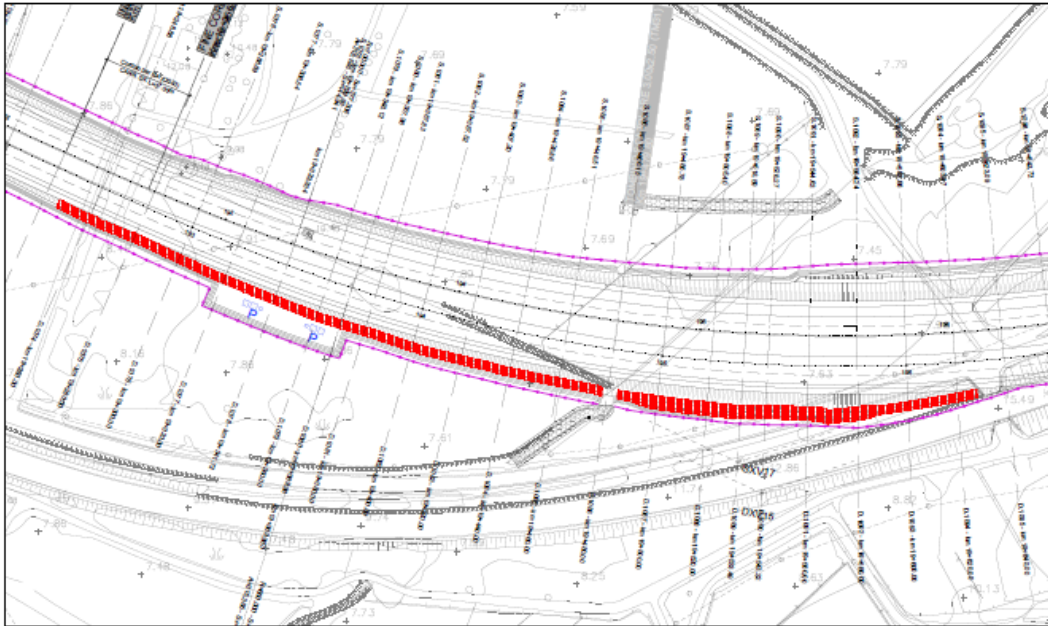


Figura 7-20 – protezione rilevato da km 19+245 a km 19+628.

Nelle zone dove si prevedono le opere di difesa del rilevato stradale le velocità della corrente sono molto basse e non superano 0.25 m/s, quindi la tipologia di intervento previsto, per quanto riportato nel paragrafo precedente, risulta ampiamente verificato.

7.3 TENDENZA EVOLUTIVA DI UN CORSO D'ACQUA

Lo stato di equilibrio a cui un alveo naturale dinamicamente tende è un compromesso a cui contribuiscono tutte le variabili idrologiche, idrauliche e sedimentologiche a cui il tratto d'alveo è soggetto. La morfologia di un tratto di un corso d'acqua (pendenza, forma delle sezioni, planimetria, etc.) è sostanzialmente il risultato di questo processo. L'alterazione di una delle variabili in gioco può determinare una perturbazione delle condizioni di equilibrio: il corso d'acqua in tal caso risponde a tale perturbazione muovendosi verso una nuova condizione di equilibrio. Durante l'intervallo di tempo necessario affinché si riassetti intorno a questa nuova condizione, esso attraverserà una fase di instabilità, sarà cioè soggetto a variazioni significative della sua forma. Le risposte dell'alveo (o aggiustamenti morfologici) possono avvenire nell'arco di brevi intervalli di tempo e limitate estensioni spaziali, o durante intervalli di tempo più lunghi (da decine a migliaia di anni) e coinvolgere un intero sistema fluviale, in funzione della intensità, estensione e tipo di disturbo. Coerentemente con lo schema precedente, l'instabilità di un tratto di un fiume può anche essere considerata come il risultato di una alterazione dell'equilibrio dinamico tra potenza della corrente ($\Omega = \gamma \cdot Q \cdot S$) disponibile per

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

trasportare sedimenti e quantità e dimensioni dei sedimenti che provengono da monte e alimentano il tratto dell'alveo fluviale.

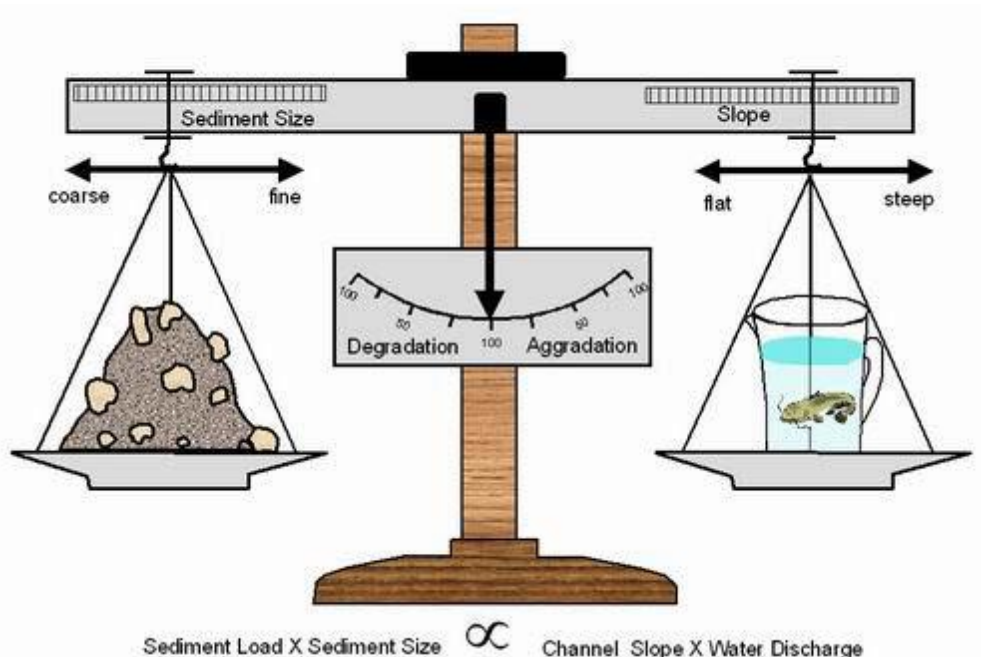


Figura 7-21 - modello concettuale delle risposte di un alveo fluviale ad alterazioni dell'equilibrio dinamico (da LANE, 1955).

Tale concetto è ben espresso dalla relazione di LANE (1955):

$$Q \cdot S = Q_s \cdot D_{50}$$

dove Q rappresenta la portata liquida, S la pendenza del fondo, Q_s la portata solida e D_{50} il diametro mediano dei sedimenti del fondo.

Numerosi sono i fattori che possono intervenire e modificare questo equilibrio. Tra di essi, si può innanzitutto fare una distinzione tra fattori naturali (quali variazioni climatiche ed idrologiche, movimenti tettonici, fenomeni vulcanici, variazioni del livello del mare, ecc.) e fattori antropici. Questi ultimi si possono a loro volta distinguere in due gruppi:

- interventi a scala di bacino (rimboschimenti, disboscamenti, sistemazioni idraulico-forestali, urbanizzazione);
- interventi diretti in alveo (tagli di meandro, canalizzazioni, dighe, escavazione di inerti).

Per quanto riguarda gli interventi a scala di bacino, essi agiscono principalmente sulle variabili guida, andando cioè potenzialmente a perturbare il regime delle portate liquide o, più frequentemente, di

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

quelle solide. Gli interventi diretti in alveo possono modificare direttamente la forma (ad esempio un taglio di meandri), creando così una forma instabile, o perturbare il regime delle portate liquide e solide (ad es. nel caso di una diga) per il tratto immediatamente a valle dell'intervento stesso.

Un'importante differenza tra fattori naturali ed antropici è la scala temporale su cui essi manifestano i loro effetti. I fattori naturali agiscono generalmente in maniera lenta, causando il più delle volte variazioni pressoché impercettibili alla scala della vita umana. Viceversa, i fattori antropici agiscono generalmente in una più breve scala temporale, causando modifiche dirette o inducendo variazioni ben percettibili alla scala della vita umana. Un alveo fluviale reso instabile da uno o più tipi di disturbi, naturali o antropici, può rispondere e modificarsi attraverso variazioni di tipo morfologico (altimetriche, di larghezza e di configurazione morfologica).

7.3.1 Condizione di incipiente movimento

L'inizio del moto delle particelle costitutive dell'alveo di un corso d'acqua può essere definito studiando l'equilibrio tra le forze che favoriscono la mobilitazione delle particelle e quelle che tendono ad opporsi a questo movimento. La relazione di equilibrio può essere scritta nella forma seguente:

$$\tau = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d}$$

dove τ_0 è lo sforzo tangenziale alla parete, γ_s e γ sono rispettivamente il peso specifico del materiale solido e dell'acqua, d è il diametro caratteristico del materiale costituente il fondo alveo. Sostituendo nella relazione precedente l'espressione $\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i$, si ottiene:

$$\tau = \frac{i \cdot R}{\Delta \cdot d}$$

Dove $\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$ rappresenta il peso specifico in acqua dei granuli, R è il valore assoluto del raggio idraulico, i è la pendenza dell'alveo. Indicando con τ_{cr} il valore che τ assume all'inizio del movimento della particella, Shields dimostrò sperimentalmente che tale grandezza è univocamente legata al numero di Reynolds relativo alla velocità d'attrito alla parete u^* , individuando una curva sperimentale che definisce tale legame;

$$R_e = \frac{u^* \cdot d}{\nu}$$

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

Il diagramma di Shields riporta in ascisse tale parametro Re^* ed in ordinate la variabile $\Theta = \tau$, definita come *parametro di mobilità di Shields*.

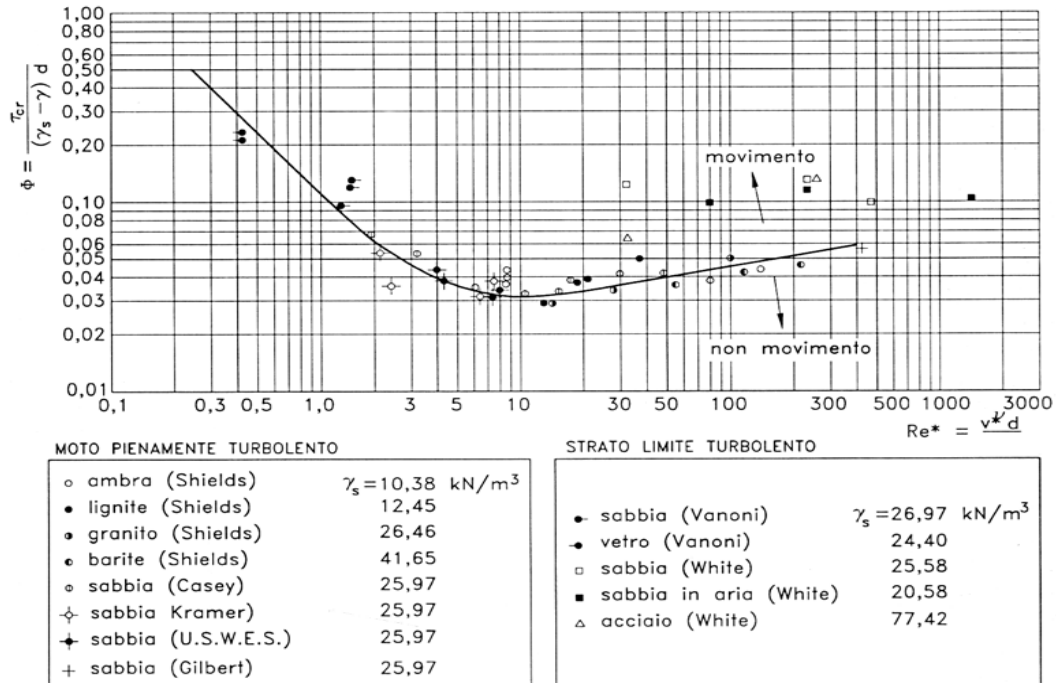


Figura 7-22: abaco di Shields

I punti che occupano la zona del diagramma al disopra della curva ($\tau > \tau_{cr}$), rappresentano situazioni con trasporto del materiale, i punti al di sotto della curva situazioni di deposito del materiale. In particolare, nel campo di moto caratterizzato da $Re^* \geq 200$, τ_{cr} assume valore praticamente costante e pari, secondo Shields, a 0.056. La condizione di incipiente movimento è quindi definita dalla relazione:

$$\frac{i \cdot R}{\Delta \cdot d} \geq 0.056$$

E' necessario inoltre tenere presente che la distribuzione degli sforzi sul fondo e sulle sponde, anche in condizioni di moto uniforme, non è costante, e che in generale lo sforzo tangenziale massimo è superiore al valore medio calcolato con la condizione di moto uniforme $\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i$. Il rapporto tra lo sforzo massimo e lo sforzo medio dipende sostanzialmente dalla forma della sezione e dal numero di Reynolds, anche se per valori di questo parametro sufficientemente grandi ($Re > 10^4 - 10^5$) la dipendenza dal numero di Reynolds diventa trascurabile.

A.1.1 Trasporto solido

Secondo Chang (1992) nel materiale in arrivo ed in transito nel corso d'acqua si può distinguere:

- una componente che contribuisce alla "costruzione" dell'alveo (bed material);
- una componente che viene trasportata dal corso d'acqua ma che non partecipa ai processi di erosione e deposito (wash-load). Questa rappresenta la porzione più fine del materiale trasportato in alveo (diametro inferiore a 0.0064 mm) e che ha origine sui versanti durante un periodo piovoso e si muove direttamente fino al recapito finale (foce, lago, aree palustri, aree di esondazione ecc) senza intervenire nella dinamica d'alveo.

Di seguito invece si distinguono le varie modalità di trasporto solido.

Trasporto solido al fondo (bed-load): è costituito dai sedimenti che sono responsabili del modellamento dell'alveo, questi si muovono restando mediamente a contatto con il fondo per saltazione, rotolamento o trascinamento come elementi singoli o come movimento generalizzato di tutti i granuli di ogni dimensione.

Trasporto solido in sospensione (suspended-load): è costituito a sua volta da altri due tipi di trasporto solido, il trasporto in sospensione del materiale costituente il letto che viene portato in sospensione per particolari condizioni della corrente (sospensione da bed-material) e il wash load. Quest'ultimo non influisce sul bilancio sedimentologico.

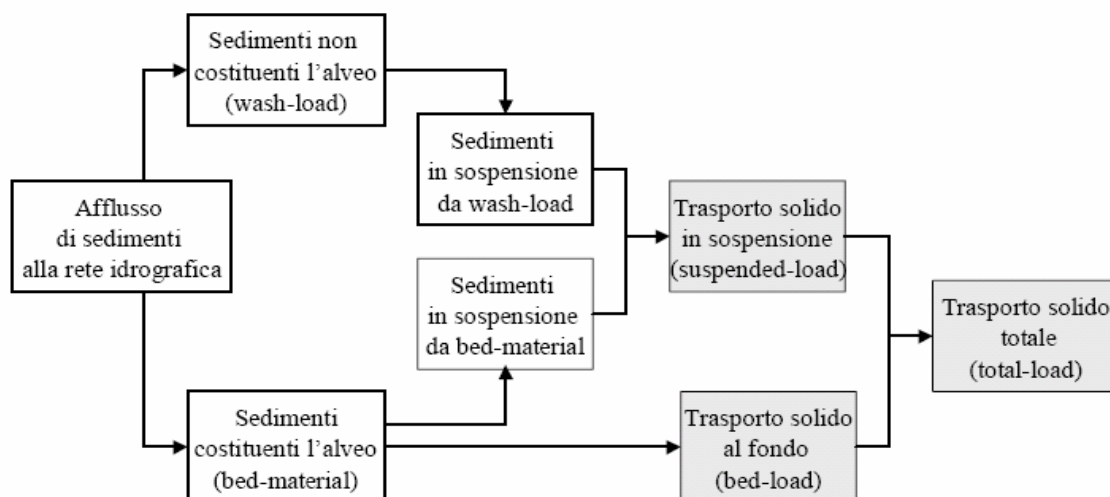


Figura 7-23: schema del trasporto solido (da Paris, 1977)

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

La somma del trasporto al fondo e del trasporto in sospensione costituisce il trasporto totale (total-load).

I criteri di stima si limitano alla valutazione dell'entità del trasporto del materiale d'alveo (bed material) come trasporto di fondo, in sospensione o totale; non esistono invece indicazioni utilizzabili per la quantificazione del trasporto per dilavamento (wash load) non collegabile alle caratteristiche idrauliche della corrente. La più accurata stima dell'entità del trasporto di sedimenti in un alveo è fornita dai risultati delle stazioni di monitoraggio, ben tarate e funzionanti per un periodo abbastanza lungo di tempo. Tuttavia, difficilmente si hanno a disposizione queste stazioni e, quindi, si è costretti a calcolare questa entità. I criteri di stima utilizzati, di qualunque tipo essi siano (empirici, semiempirici, probabilistici, energetici), andrebbero calibrati su dati sperimentali. L'approccio generalmente utilizzato è quello idraulico. Il calcolo del trasporto solido basato su formule idrauliche si basa sulla premessa che esiste una specifica relazione fra variabili idrauliche, parametri sedimentologici e portata solida. La validità di ogni criterio è comunque limitata al campo dei valori dei parametri idraulici e delle caratteristiche del materiale utilizzato per la sua definizione; ogni estensione del criterio risulta arbitraria. I criteri di stima del trasporto solido forniscono, in linea di principio, una sovrastima del materiale movimentato; essi valutano infatti la capacità di trasporto della corrente relativa a una condizione di equilibrio tra materiale eroso e depositato. Il valore del trasporto solido coincide poi con quello della capacità di trasporto solo quando tutto il materiale movimentato dalla corrente risulta, effettivamente, disponibile in alveo.

A.1.2 Capacità di trasporto solido

La capacità di trasporto solido è definita come la massima quantità di sedimenti che la corrente è in grado di trasportare. Può essere calcolata con la formula di Meyer-Peter e Müller, ricavata in base ad un elevato numero di prove sperimentali eseguite presso il laboratorio di Idraulica del Politecnico di Zurigo (Eidgenössische Technische Hochschule) e testata su miscugli a granulometria assortita. Tale formula può essere espressa nelle variabili dimensionali di Einstein:

$$\Phi = 8 \cdot (\Theta - \Theta_{cr})^{1.5}$$

dove:

- $\Phi = \frac{q_b}{d \cdot \sqrt{g \cdot \Delta \cdot d}}$ è il cosiddetto *parametro di trasporto* (adimensionale) e q_b (m²/s) è la portata solida per unità di larghezza d'alveo ;

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

- $\Theta = \frac{u_*^2}{(g \cdot \Delta \cdot d)}$ è il parametro di mobilità, calcolato con riferimento alla sola resistenza di grano senza includervi cioè l'eventuale contributo alla resistenza dovute alle forme di fondo. Nella letteratura e in molte applicazioni si preferisce fare riferimento alla resistenza globale. La formula può allora essere corretta introducendovi il rapporto tra i relativi coefficienti di scabrezza: $\Theta = \left(\frac{k'_s}{k_s} \right) \frac{u_*^2}{(g \cdot \Delta \cdot d)}$ dove $k'_s = \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$ rappresenta il coefficiente di Strickler relativo alla scabrezza di grano e k_s quello globale;
- Θ_{cr} il parametro di mobilità critico, (si ha trasporto di materiale solido per $\Theta > \Theta_{cr}$).

Riportando la formula nelle variabili dimensionali che caratterizzano il materiale, l'alveo e le condizioni di moto, si può scrivere:

$$q_b = \sqrt{g \cdot \Delta} \cdot \left(\frac{R \cdot i}{\Delta} - d \cdot \Theta_{cr} \right)$$

Tale valore rappresenta la massima portata solida specifica trasportabile dalla corrente, coincidente con l'effettiva portata solida solo nel caso sia disponibile in alveo una sufficiente quantità di materiale. In caso contrario la corrente trasporta solo il materiale disponibile: in queste condizioni la portata solida effettiva non coincide con la capacità di trasporto che va individuata attraverso un bilancio di tipo sedimentologico.

In presenza di canali con forte pendenza ($3\% > i > 20\%$) si utilizza un'estensione della formula di Meyer-Peter, la formula di Smart-Jaggi.

$$q_b = d \cdot \sqrt{g \cdot \Delta \cdot d} \cdot 4 \cdot \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} \cdot i_f^{0.6} \cdot g^{0.5} \cdot (g - g_{cr}) \cdot \frac{u}{u_*}$$

dove:

- d_{90} è il diametro dei sedimenti al 90% di passante;
- d_{30} è il diametro dei sedimenti al 30% di passante.

$\left(\frac{d_{90}}{d_{30}}\right)^{0.2}$ è un parametro che tiene conto della non uniformità del materiale. Si consiglia di utilizzare un $\mathcal{G}_{cr} = 0.05$.

A.1.3 Portata formativa

Una proprietà che caratterizza la morfologia e la dinamica di un alveo fluviale a fondo mobile è quella di variare continuamente la propria forma nello spazio e nel tempo adattandosi al regime delle portate liquide e del trasporto solido. Nel momento in cui, a causa di fattori naturali o antropici, si verifica una variazione delle variabili guida o delle condizioni al contorno o della forma stessa dell'alveo, quest'ultima non è più espressione di una condizione di equilibrio dinamico tra le variabili in gioco.

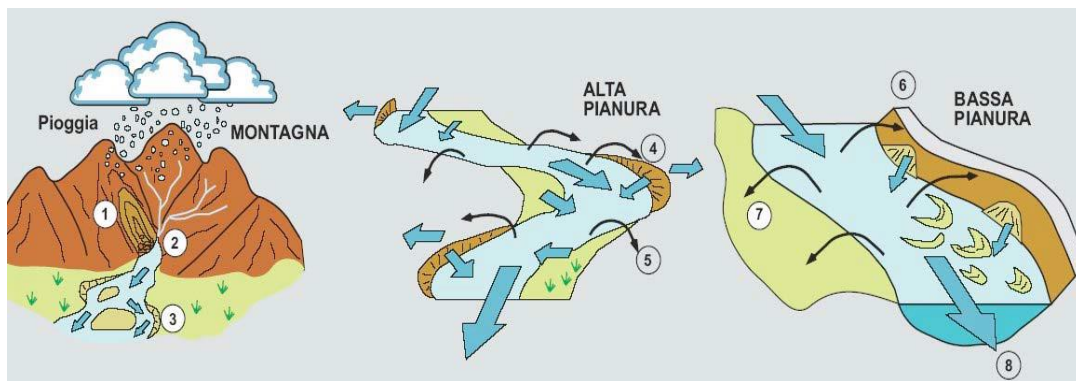


Figura 7-24: principali processi di interscambio di sedimenti nelle tre zone di un bacino idrografico (da AUTORITÀ DI BACINO DEL FIUME PO, 2008).

L'alveo risponderà a tali alterazioni modificando la sua morfologia, le sue caratteristiche idrauliche o il trasporto solido, attraverso una serie di complesse retroazioni fino al raggiungimento di una nuova condizione di equilibrio dinamico.

Per lo studio dell'equilibrio morfodinamico del corso d'acqua assume particolare importanza la definizione della portata liquida cui fare riferimento. A causa dell'estrema variabilità dei livelli idrometrici e delle corrispondenti portate in una singola sezione di un corso d'acqua naturale, è nata l'esigenza di definire un livello (e/o una corrispondente portata) che fosse il valore più rappresentativo della forma e delle dimensioni dell'alveo. Nasce il concetto di livello ad alveo pieno (*bankfull stage*) (alcuni autori italiani utilizzano anche i termini "piene rive" o "ripe piene") e corrispondente portata ad alveo pieno (*bankfull discharge*). Secondo la definizione originaria proposta da LEOPOLD et al. (1964), la

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

portata ad alveo pieno rappresenta la "massima portata che può essere contenuta all'interno dell'alveo senza che superi le sponde" ed il livello ad alveo pieno rappresenta il corrispondente livello idrometrico. Tenendo presente che le prime definizioni di portata ad alveo pieno (così come degli altri concetti di geometria idraulica) sono riferite quasi sempre ad alvei naturali stabili (in equilibrio dinamico), ne deriva che la superficie che cominciava ad essere inondata qualora la portata non contenuta all'interno dell'alveo superava le sponde coincideva proprio con la cosiddetta pianura inondabile (*floodplain*). Pertanto il livello ad alveo pieno si veniva ad identificare con la quota della pianura inondabile 'attiva' o 'moderna' (active or modern floodplain), cioè della superficie pianeggiante formata dal corso d'acqua nelle presenti condizioni di regime (a differenza del terrazzo che corrisponde ad una piana inondabile 'inattiva'). E' comunemente accettato in letteratura che la portata ad alveo pieno si verifica normalmente con moderata frequenza, essendo questa compresa tra 1 e 3 anni ($Q_{1.5}$, Q_2 , $Q_{2.33}$). Esistono alcune implicazioni fisiche legate al livello ad alveo pieno, in quanto esso rappresenta un'importante discontinuità nell'efficacia dei processi fluviali, in particolare:

- segna il passaggio da processi prevalenti di trasporto solido in alveo a processi di tracimazione;
- durante le esondazioni, una parte della corrente si muove sulla piana inondabile e non influenza direttamente le dimensioni dell'alveo.

Associato al concetto di portata ad alveo pieno è quello di portata formativa (*channel-forming discharge*) o portata dominante (*dominant discharge*). La definizione di tali portate risale alle prime applicazioni della teoria del regime ad alvei naturali, quando si è posta la questione di definire un singolo valore di portata liquida che, se fosse idealmente sostituito all'intero regime delle portate per uno stesso periodo di tempo, produrrebbe la stessa forma e le stesse caratteristiche geometriche dell'alveo (Ingliš, 1949). Una definizione più robusta e fisicamente basata è quella fornita da Wolman & Miller (1960), i quali impostarono il problema in termini di prodotto tra magnitudo e frequenza delle portate liquide.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

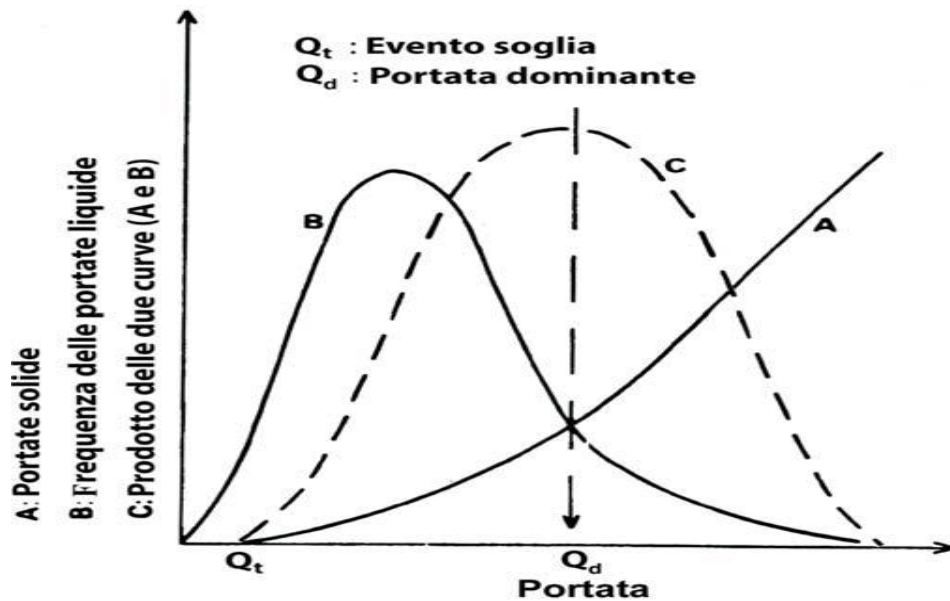


Figura 7-25: Concetto di portata dominante o efficace secondo Wolman & Miller

Secondo tale schema, le portate più efficaci nel modellare l'alveo non sono né quelle relativamente basse (le quali, anche se molto frequenti, sono in grado di trasportare solo modeste quantità di sedimenti), né quelle estreme (le quali, seppure associate ad elevato trasporto solido, sono troppo infrequenti), bensì una portata associata a condizioni intermedie, alla quale corrisponde il massimo valore del prodotto tra la curva di frequenza delle portate liquide e le corrispondenti portate solide. Andrews (1980) ha fornito una conferma sperimentale a quanto originariamente proposto da Wolman & Miller (1960). È stato così introdotto anche il termine di portata efficace (*effective discharge*) per indicare appunto la portata che trasporta più sedimenti in un certo intervallo temporale. Dato che la frequenza associata alla portata efficace (tempi di ritorno tra 1 e 3 anni) è la stessa di quella che caratterizza la portata ad alveo pieno, le due portate spesso possono essere identificate, almeno in alvei in equilibrio dinamico.

In conclusione, la portata formativa (*channel forming discharge*) e la portata dominante (*dominant discharge*) possono essere considerati equivalenti, e sono da intendere come quel valore teorico di portata che ha maggiori effetti sulla forma e sulle dimensioni dell'alveo, mentre esistono tre possibili approcci per determinare tale portata "teorica" (Biedenharn et al., 2001):

- Portata ad alveo pieno (*bankfull discharge*);

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

- Portata con tempo di ritorno compreso tra 1 e 3 anni (il valore della portata biennale Q_2 è quello più comunemente usato);
- Portata efficace (effective discharge), intesa come portata che trasporta più sedimenti in un intervallo temporale sufficientemente ampio.

A.1.4 Bilancio sedimentologico

Il carattere di un fiume è profondamente influenzato dalla quantità e dalle modalità attraverso cui viene rifornito di acqua e sedimenti: cambiamenti nelle portate solide e liquide generano cambiamenti nella morfologia del corso d'acqua. Per una valutazione della tendenza evolutiva occorre stimare la sua capacità di trasporto solido e confrontarla con gli apporti effettivi, si deve cioè procedere ad un bilancio di sedimenti (o sedimentologico). Fare un bilancio di sedimenti significa quindi investigare le caratteristiche dell'ingresso, del trasporto, dello stoccaggio e dell'uscita di sedimenti all'interno di un tratto o dell'intero sistema fluviale. Gli obiettivi che spingono a realizzare un bilancio di sedimenti sono molteplici, ad esempio conoscere la quantità di sedimenti caratteristica di un tratto, descrivere il tipo e l'intensità dei processi; in generale forniscono sia informazioni qualitative (ad es. sulle interazioni fra processi) che quantitative (ad es. sull'intensità dei processi).

Per valutare le tendenze evolutive dell'alveo di un corso d'acqua si devono considerare la portata solida (che rappresenta il trasporto solido che realmente transita attraverso un determinato tratto di alveo) e la capacità di trasporto della corrente (che corrisponde alla portata solida che l'alveo è potenzialmente in grado di trasportare in un determinato tratto).

Il trasferimento dei sedimenti attraverso un tratto di alveo è sintetizzato nel bilancio sedimentologico che con riferimento ad un tronco elementare di un corso d'acqua di lunghezza dx (vedi Figura 7-24), può essere espresso con un'equazione di continuità del tipo:

$$Q_s = Q_t - \Delta Q$$

dove:

- Q_s è la portata solida complessiva in volume in uscita;
- Q_t quella in ingresso nel tratto e ΔQ è il termine di immagazzinamento;
- q_s la portata solida volumetrica per unità di larghezza scambiata lateralmente, positiva se entrante e indipendente dal tempo;

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

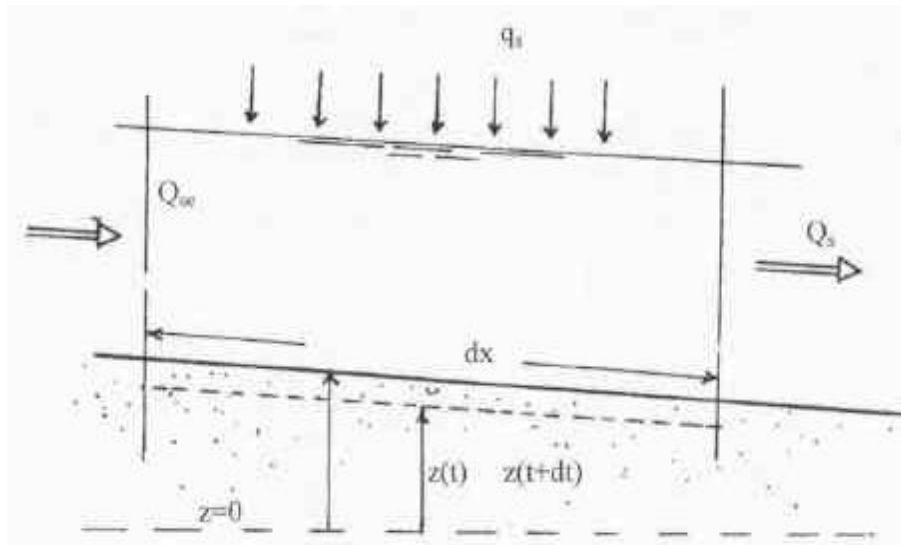


Figura 7-26: schema per l'applicazione dell'equazione di bilancio sedimentologico

Il principio di funzionamento è quindi molto semplice: scelto un tratto ed un intervallo temporale, la quantità di sedimenti in ingresso è pari a quella in uscita, più le variazioni all'interno del tratto. Quando in un tratto di alveo la portata solida entrante è pari alla capacità di trasporto, la portata uscente sarà pari a quella entrante, la quota del fondo rimarrà invariata e allora il tratto risulterà in equilibrio.

Se invece la capacità di trasporto è maggiore della portata solida in ingresso, la quantità di sedimenti mancanti per soddisfare l'eccesso di capacità di trasporto, viene preso dal fondo dell'alveo, provocando una degradazione del fondo (erosione). Nel caso in cui la portata solida in ingresso è superiore alla capacità di trasporto in questo caso il fiume non è in grado di smaltire l'apporto solido in arrivo da monte, questo allora si accumulerà progressivamente provocando un fenomeno di sedimentazione (Mengoni, 2000).

7.3.2 Valutazione dello stato di erosione dell'alveo e stima della tendenza evolutiva

Un corso d'acqua ed in particolare un suo tratto si definisce stabile, quando i parametri rappresentativi delle sue caratteristiche geometriche, idrauliche e della composizione del materiale d'alveo, risultano in reciproco equilibrio e conseguentemente invariati nel tempo. I parametri generalmente coinvolti nei processi di equilibrio della morfologia fluviale sono: la portata liquida nel tronco ed il suo andamento temporale, la portata solida entrante nel tronco e quella che esso è in grado di trasportare, le caratteristiche del materiale costituente l'alveo e le sponde.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

Attraverso l'ausilio dei risultati della campagna di indagini (sopralluoghi, rilievi fotografici) svolta sul territorio interessato dalla infrastruttura in progetto e dell'analisi delle relative carte geomorfologiche, sono stati individuati dapprima tutti i corsi d'acqua in attraversamento potenzialmente interessati da fenomeni di erosione concentrata di fondo alveo e/o di sponda.

Successivamente si è proceduto ad una valutazione qualitativa del fenomeno erosivo (Condizione Attuale – Condizione Stato di Progetto), attraverso un bilancio di tipo sedimentologico, tra la portata solida in arrivo da monte e la capacità di trasporto solido totale di ogni singolo tratto di asta in esame.

Al fine di poter determinare quest'ultima grandezza, per ognuno di tali tratti si è resa necessaria una caratterizzazione granulometrica attraverso una campagna di indagine con prelievi di materiale solido in alveo e sulle sponde e successiva analisi granulometrica.

Nel caso di interesse la capacità di trasporto solido è stata poi valutata utilizzando la formula di Meyer-Peter Muller (1948) descritta nei paragrafi precedenti, ricavata e testata su miscugli a granulometria assortita.

Una volta applicato il metodo sopra citato, sulla base anche dei risultati del modello monodimensionale a moto permanente implementato per il fiume San Leonardo oggetto del presente studio, è stato possibile eseguire il bilancio sedimentologico e successivamente un'analisi qualitativa della potenziale evoluzione altimetrica del fondo.

Queste le ipotesi di base utilizzate:

- si assume per la portata liquida formativa (di modellamento) il valore più comunemente usata ossia la Q_{f2} corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 2 anni;
- il deflusso avviene in condizioni stazionarie (moto permanente);
- la sezione (i-1) a monte della sezione i-esima di calcolo, è in grado di saturare la sua capacità di trasporto solido, ovvero la portata solida uscente è pari alla capacità di trasporto calcolata con la formulazione scelta;
- alla sezione i-esima giunge una portata solida pari alla capacità di trasporto della sezione (i-1).

Dal bilancio degli apporti solidi in ogni sezione si deduce la tendenza evolutiva dell'alveo, in quanto nei tratti in cui la portata solida aumenta nella direzione del moto si tenderà ad avere erosione, mentre nei tratti in cui diminuisce la portata solida si avrà verosimilmente deposito.

La geometria inserita nel modello è riportata nella figura seguente.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

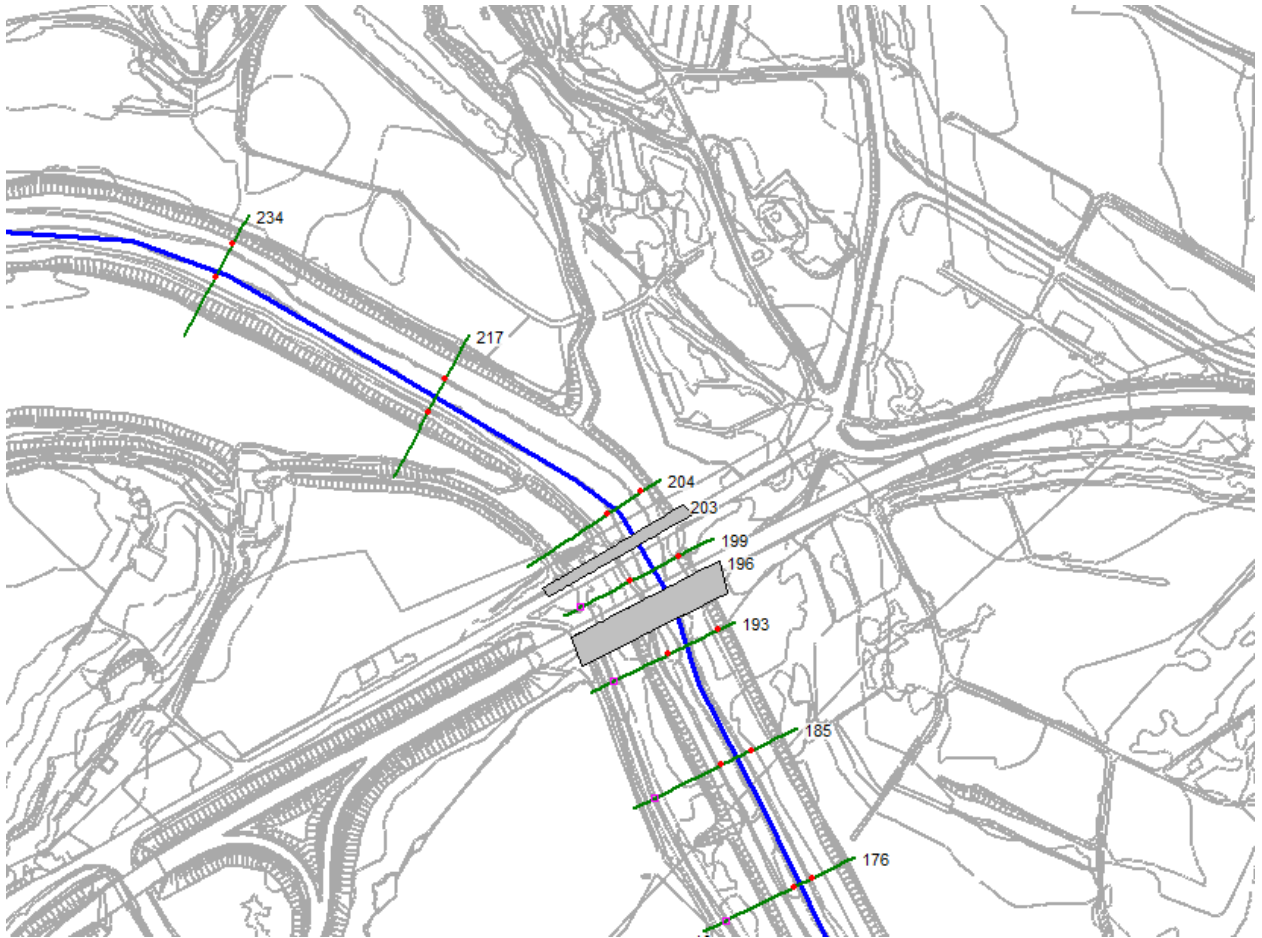


Figura 7-27 - Geometria simulazione in moto permanente.

I risultati ottenuti riguardanti la capacità di trasporto solido, vengono descritti e presentati sotto forma tabellare.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE DEL FIUME SAN LEONARDO

| Corso d'acqua | Fiume San Leonardo | | | | | | | |
|---------------|--------------------|------------------|----------------|---------------|------------|------------------|----------------|----------|
| Struttura | Viadotto | | | | | | | |
| Condizione | Attuale | | | Progetto | | | | |
| | Sezioni | Qsolida Ingresso | Qsolida Uscita | Tendenza | Sezioni | Qsolida Ingresso | Qsolida Uscita | Tendenza |
| | (t/giorno) | (t/giorno) | | | (t/giorno) | (t/giorno) | | |
| 234 | 15.4 | | ***** | 234 | 15.4 | | ***** | |
| 217 | 15.4 | 1.91 | Deposito | 217 | 15.4 | 1.91 | Deposito | |
| 204 | 1.91 | 2.73 | Erosione | 204 | 1.91 | 2.73 | Erosione | |
| 203 Br. Upst. | 2.73 | 1.55 | Deposito | 203 Br. Upst. | 2.73 | 1.55 | Deposito | |
| 203 Br. Down. | 1.55 | 4.11 | Erosione | 203 Br. Down. | 1.55 | 4.11 | Erosione | |
| 199 Br. Upst. | 4.11 | 2.76 | Deposito | 199 Br. Upst. | 4.11 | 2.76 | Deposito | |
| 198 Br. Down. | 2.76 | 3.95 | Erosione | 198 Br. Down. | 2.76 | 3.95 | Erosione | |
| 185 | 3.95 | 3.16 | Deposito | 185 | 3.95 | 3.16 | Deposito | |

I tratti che allo stato attuale sono interessati da deposito/erosione si mantengono tali anche allo stato di progetto.

Al fine di stabilizzare l'alveo in erosione nel tratto subito a valle dell'attraversamento in progetto, è prevista la realizzazione di una protezione spondale in gabbioni metallici riempiti con pietrame. E' prevista, inoltre, la disposizione di gabbioni anche sul fondo alveo per una distanza pari a 4 m dalle sponde cosicché eventuali fenomeni di escavazione possano essere mantenuti a distanza tale da non compromettere la stabilità delle protezioni spondali.

Come precedentemente descritto, per spessori minimi dei gabbioni di 50 cm riempiti con pietrame caratterizzato da un d_{50} pari a 19 cm, i valori della velocità critica e della velocità limite sono rispettivamente pari a 6.4 m/s e 8.0 m/s.

Il valore massimo della velocità per il tratto protetto, per un tempo di ritorno di 200 anni è pari a 3.58 m/s inferiore ai valori limite della sistemazione in progetto.