

Capitolo 4: Caso Studio

4.1. Inquadramento geografico

La modellazione sperimentale del presente lavoro è stata eseguita considerando come caso studio il Fiume S. Benedetto, ricadente nel bacino idrografico del Fiume San Leone (Fig. 4.1).



Fig. 4.1. Individuazione del bacino del Fiume San Leone (P.A.I. della Regione Sicilia).

Il bacino idrografico del fiume S. Leone è situato nel settore centro-occidentale del versante meridionale della Sicilia ed occupa una superficie complessiva di 207.4 km²; esso ha una forma allungata in direzione N-S e i bacini con i quali confina, procedendo in senso orario, sono i seguenti:

- Bacino del Fosso delle Canne ed area intermedia (Ovest);
- Bacino del Fiume Platani (Nord);
- Bacino del Fiume Naro ed area intermedia (Est).

Il corso d'acqua è generato dalla confluenza di due fiumi principali denominati Fiume Drago o Yspas e Fiume San Biagio o S. Benedetto. Lungo la linea di spartiacque, in un contesto prevalentemente di tipo collinare, numerosi rilievi

superano la quota 500 m s.l.m. Dal punto di vista amministrativo, il bacino del F. San Leone ricade interamente all'interno della Provincia di Agrigento, abbracciando un totale di 10 territori comunali con 4 centri abitati ricadenti totalmente all'interno del bacino. L'area intermedia compresa fra il bacino del fiume S. Leone ad Ovest e il bacino del fiume Naro ad Est, occupa una superficie complessiva di 10 km². In questo settore si sviluppano i reticoli idrografici dei valloni Le Dune e Donna Cristina oltre che altre modeste incisioni che confluiscono rapidamente nel Mar Mediterraneo. Da un punto di vista amministrativo, l'area intermedia appartiene interamente al Comune di Agrigento, e in essa ricadono le frazioni di S. Leone e Villaggio Mosè. Le principali infrastrutture di trasporto ricadenti parzialmente o interamente all'interno delle aree studiate sono le seguenti:

- Strada Statale n. 115 (Sud-occidentale Sicula);
- Strada Statale n. 118 (Corleonese - Agrigentina);
- Strada Statale n. 189 (della Valle del Platani);
- Strada Statale n. 640 (AG-CL);
- Ferrovia Agrigento-Palermo;
- Ferrovia Agrigento-Caltanissetta;
- Numerose strade provinciali;
- Diversi tratti delle reti di acquedotti, metanodotti, elettrodotti.

La strada S.S. 640 "di Porto Empedocle", realizzata tra la fine degli anni 60' e l'inizio degli anni 70' dalle Amministrazioni Provinciali di Caltanissetta ed Agrigento è oggi un'infrastruttura viaria di primaria importanza sotto il profilo economico, sociale e turistico. Essa ha origine dal Porto di Porto Empedocle, attraversa la Valle dei Templi a sud della Città di Agrigento, e dopo aver interessato i territori di numerosi comuni delle Province di Agrigento e Caltanissetta, termina all'innesto con la S.S. 626 Caltanissetta-Gela.

Nelle aree studiate, inoltre, ricadono:

- Parco Archeologico della Valle dei Templi (Comune di Agrigento);
- Riserva naturale integrale delle Macalubbe (Comune di Aragona), riconosciuta anche come Sito d'Interesse Comunitario.

4.2. Morfologia

Il bacino idrografico del fiume San Leone ha un assetto morfologico prevalentemente di tipo collinare, in cui da estesi affioramenti argillosi emergono aspri rilievi rocciosi prevalentemente di natura gessosa e calcarea. Il fiume S. Leone nasce in corrispondenza del settore immediatamente a Nord dell'abitato di Santa Elisabetta, e si snoda lungo un percorso lungo circa 26 km. Il corso d'acqua sfocia nel Mar Mediterraneo, nel territorio comunale di Agrigento, presso la frazione balneare di San Leone. Il reticolo idrografico è di tipo dendritico, con le maggiori diramazioni sviluppate in corrispondenza degli affioramenti plastici (argille e marne). In linea generale, nella porzione nord-occidentale e nord-orientale del bacino idrografico affiorano i principali rilievi costituiti dalle unità litoidi dei termini della Serie Evaporitica messiniana, mentre nel settore centrale emergono i rilievi di natura prevalentemente calcarenitica, sui quali sorge la città di Agrigento e il Parco Archeologico della "Valle dei Templi". La zona meridionale assume, invece, un assetto sub-pianeggiante, determinato da un'ampia piana alluvionale e da terrazzi marini tardo-pleistocenici che caratterizzano diffusamente tutto il settore. L'area intermedia, compresa fra le foci del fiume San Leone e del fiume Naro, è costituita da un lembo costiero di spiaggia sabbiosa con un'area di retrospiaggia costituita da un esteso sistema di terrazzi marini delimitati a Nord dalla dorsale collinare di Cozzo Mosè, in corrispondenza della quale affiorano le calcareniti pleistoceniche.

4.3. Idrografia

Il bacino idrografico del fiume San Leone con una superficie di circa 207 km², ricade nel

versante meridionale della Sicilia. Dal punto di vista amministrativo esso rientra soltanto nella Provincia di Agrigento. Il fiume San Leone è delimitato:

- ad Ovest dal Bacino imbrifero del fiume Fosse delle Canne (065) ed a Sud-Ovest dal bacino dell'area intermedia compresa tra il fiume Fosse delle Canne e fiume San Leone;
- ad Est dal F. Naro;
- a Nord dal bacino imbrifero del fiume Platani.

Esso sorge alle pendici dei monti Guastanella (608 m s.l.m.) e Montagna del Comune (649 m s.l.m.), nel territorio del Comune di S. Elisabetta e scende verso valle lungo un percorso di circa 26 km, attraversando i Comuni di Raffadali, Joppolo Giancaxio e Agrigento, per sfociare infine, nel Mar Mediterraneo, in località San Leone nel territorio comunale di Agrigento. L'affluente principale è il Vallone S. Biagio denominato anche Vallone S. Benedetto che nasce in prossimità del centro abitato di Grotte ad una quota di circa 470 m s.l.m. e confluisce nel F. San Leone ad una quota di circa 14 m s.l.m. in contrada Donfante, a pochi chilometri dalla foce, in territorio comunale di Agrigento. L'asta fluviale principale, lungo il suo percorso, assume diverse denominazioni. Nasce sotto il nome di Vallone Zolfare nei pressi del territorio comunale di S. Elisabetta, per poi successivamente assumere la denominazione di Vallone Monte Famoso in territorio comunale di Joppolo Giancaxio in c.da Babbalucia (a Nord-Ovest del centro abitato). In territorio di Agrigento infine, assume il nome Akragas, dopo aver ricevuto in sinistra idraulica le acque dell'affluente Vallone Consolida, quest'ultimo, avente origine ad Ovest del Centro abitato di Favara, in C.da San Benedetto. Il F. Akragas, da monte verso valle, assume in seguito i

nomi di F. Drago, F. S. Anna (antico Hypsas) e infine, a circa 3 km dalla foce, prende il nome di F. San Leone.

Il corso d'acqua principale riceve i contributi di affluenti quali:

- V.ne Canalotto;
- V.ne Consolida;
- F. S. Biagio o S. Benedetto.

Questi bacini hanno un regime idrologico marcatamente torrentizio, i cui deflussi naturali, nei periodi asciutti, risultano decisamente modesti. L'asta principale del Fiume San Leone si presenta a tratti incassata in profonde gole scavate in corrispondenza degli affioramenti rocciosi calcarenitici (C.da Pezzino e C.da S. Gregorio, nei pressi della Valle dei Templi di Agrigento) e, nei terreni argillosi, incisa in dolci colline e con andamento meandriforme.

4.4. Uso del suolo e Climatologia

Il quadro vegetazionale si presenta con una varietà di colture relativamente limitata. Escludendo le limitate aree in cui predomina l'incolto roccioso, le colture prevalenti sono rappresentate dai mosaici colturali e in subordine dal vigneto e dal seminativo semplice. Le formazioni tipiche della zona sono la macchia e la gariga: la prima è una comunità di specie arbustive molto densa e con composizione floristica simile a quella della foresta sempreverde, anche se mancano gli individui arborei, mentre la gariga è caratterizzata da vegetazione bassa e sporadica con larghi tratti di terreno nudo affiorante. Ulteriori stadi di degrado della gariga conducono alla steppa, con un soprassuolo erbaceo a prevalenza di graminacee. Nell'area studiata, ad esclusione dei terreni coltivati, la steppa sembra aver preso il sopravvento sull'attuale paesaggio di queste colline della Sicilia centromeridionale. La presenza del vallone S. Benedetto rappresenta la zona umida di maggiore interesse naturalistico dell'area. Il

vallone, che è attraversato dalla S.S. 640, è stato oggetto di opere di regimazione e di rettifica che non hanno però compromesso del tutto il suo normale decorso. Sul suo greto, che nel periodo estivo è privo di acqua, cresce una tipica vegetazione ripariale costituita principalmente da canne palustri e tamerici in cui vive una fitta comunità di insetti, rettili ed uccelli. Da un punto di vista pedologico, l'area risulta costituita prevalentemente da suoli poco evoluti (regosuoli), di natura argillosa o gessosa, che possiedono scarse quantità di humus ed un alto valore di salinità; fattori entrambi che, unitamente alla scarsa piovosità, limitano fortemente in quest'area le possibilità di crescita della foresta sempreverde mediterranea. All'interno del bacino idrografico del Fiume San Leone ricadono le stazioni termo-pluviometriche di Agrigento e Racalmuto e pluviometrica di Raffadali, gestite dall'Agenzia Regionale per i Rifiuti e le Acque - Osservatorio delle Acque. La precipitazione media annua dell'intero bacino nel periodo di osservazione trentennale è di 515.7 mm, mentre la temperatura media è di circa 17°C: queste variazioni riscontrate rientrano nell'andamento climatico medio della Sicilia sud-occidentale di tipo temperato-mediterraneo, caratterizzato da un periodo piovoso da ottobre ad aprile e minimi stagionali da giugno ad agosto. Gli elementi climatici influiscono direttamente sul regime idrologico locale e, essendo le piogge concentrate in pochi mesi, assumono particolare interesse i fenomeni di ruscellamento superficiale, d'infiltrazione e d'evaporazione. L'evaporazione è sempre modesta nei mesi freddi e nelle zone di affioramento dei termini litoidi di natura calcareo-gessosa e calcarenitica a causa dell'elevata permeabilità di tali litotipi che favorisce l'infiltrazione delle acque ruscellanti. Quindi, la ricarica degli acquiferi dell'area in esame avviene sostanzialmente nel periodo piovoso ottobre-aprile mentre, durante l'estate, caratterizzata da lunghi periodi di siccità ed elevate temperature, si verificano condizioni di deficit di umidità negli strati più superficiali del terreno.

4.5. Interferenze tra il Fiume S. Benedetto e la S.S. 640

Nell'ambito della presente tesi è stata analizzata l'interferenza tra il corso d'acqua e gli attraversamenti stradali relativi alla strada statale S.S.640. In particolare, è stato preso in considerazione un tratto lungo circa 30 Km. In tale tratta l'infrastruttura viaria attraversa il corso d'acqua diverse volte. Il tracciato ha inizio nel territorio del Comune di Agrigento, in c.da S. Pietro, e si sviluppa lungo la valle del Torrente San Benedetto caratterizzata da insediamenti rurali ed isolati insediamenti artigianali, quindi attraversa il territorio di Favara in aree indicate in PRG a verde agricolo. Procedendo in direzione Caltanissetta, il tracciato attraversa il territorio del comune di Racalmuto in una zona caratterizzata da insediamenti produttivi e in adiacenza all'area individuata per la costruzione del programmato aeroporto "Valle dei Templi". Quindi attraversa brevemente il territorio del comune di Castrofilippo ed entra in maniera più estesa nel territorio del comune di Canicattì, in aree destinate dal PRG a verde agricolo speciale e aree a sviluppo artigianale. L'ultimo tratto del nuovo tracciato interessa gli ambiti a destinazione industriale in contrada Cannemaschi di Canicattì e si riallaccia in c.da Grottarossa, in territorio di Caltanissetta, al tracciato esistente (Fig. 4.2).



Fig. 4.2. Tracciato della S.S. 640.

La S.S. 640 interferisce con il tratto di Fiume S. Benedetto con diversi attraversamenti principali e secondari. Nel presente lavoro sono stati presi in considerazione i più importanti lungo il tratto compreso tra Caltanissetta e Agrigento dall'incrocio con la SP 80 Agrigento-Favara (km 10+200) fino approssimativamente oltre l'incrocio con la SP 3 (km 44+000).

Partendo da monte verso valle gli attraversamenti sono i seguenti:

- Viadotto S. Pietro: carreggiata sx e dx, lunghezza 90 m, travi in c.a.p.;
- Viadotto Petrusa I: carreggiata dx, lunghezza 103 m, travi in acciaio-clt;
- Viadotto Petrusa II: carreggiata sx e dx, lunghezza 60 m (sx) e 90 m (dx), travi in acciaio-clt (sx) e c.a.p. (dx);
- Viadotto Gasena (Tronco 1A): corsia sx e dx, lunghezza 121 m, travi in acciaio-clt;
- Viadotto San Benedetto I: carreggiata sx e dx, lunghezza 90 m, travi in c.a.p.;
- Viadotto S. Benedetto - Tronco I (A): lunghezza 90 m, travi in c.a.p.;
- Viadotto S. Benedetto - Tronco I (B): lunghezza 121 m, travi in c.a.p.;
- Viadotto San Benedetto II: carreggiata sx e dx, lunghezza 122 m, travi in c.a.p.;
- Viadotto Rocca Daniele: carreggiata sx e dx, lunghezza 425 m, travi in acciaio-clt.



Fig. 4.3. S.S. 640 “di Porto Empedocle”, Fiume S. Benedetto e viadotti principali (Google Maps).

4.6. Studio Idrologico

La zona interessata dal bacino imbrifero è caratterizzata da un regime pluviometrico di tipo mediterraneo, con addensamento delle piogge nel semestre invernale-primaverile (da ottobre a marzo). Le precipitazioni talvolta sono di notevole intensità (media annua di circa 600-700 mm) e possono determinare piene elevate anche se di durata relativamente breve.

4.7. Modello Idraulico

4.7.1. Caratteristiche generali

La modellazione idraulica del Fiume S. Benedetto è stata effettuata mediante l'utilizzo del Software HEC-RAS 4.1 (Hydrologic Engineering Center's - River Analysis System). Tale modello è stato inizialmente sviluppato dall'US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center per lo studio delle reti di canali aperti, attraverso la ricostruzione dei profili idraulici di moto permanente in regime subcritico e supercritico, operando nell'ipotesi di monodimensionalità del flusso. Fino alla versione 2.x, HEC-RAS rappresentava l'evoluzione del modello HEC-2 (HEC, 1991) con l'aggiunta di numerose funzioni e strumenti di analisi, nonché di una sofisticata interfaccia grafica operante in ambiente Windows. In seguito, a partire dalla versione 3.0 (HEC, 2001), HEC-RAS è stato integrato con gli algoritmi di calcolo del modello idraulico UNET - One-Dimensional Unsteady Flow Through a Full Network of Open Channels che consentono di simulare il comportamento della corrente in moto vario per il solo regime subcritico. Fino alla versione 3.x, il modello lavorava a fondo fisso, pur essendo dotato di una libreria di equazioni con le quali era possibile la valutazione del trasporto solido. Queste, tuttavia, potevano essere utilizzate unicamente per valutazioni in post-processing, ovvero valutazioni basate sui parametri idraulici pre-calcolati a fondo fisso e regime di moto permanente. Nel Novembre del 2006 è stata distribuita, come versione sperimentale (Beta) la versione 4.0, dotata della capacità di realizzare simulazioni in presenza di fondo mobile. La versione utilizzata nella presente tesi è la HEC-RAS 4.1, sviluppata nel 2010, ulteriore evoluzione della precedente versione. Attualmente, quindi, il modello costituisce un sistema integrato per l'analisi idraulica di reti di canali a maglie aperte e chiuse, operante in regime di moto permanente o vario, che sfrutta le medesime informazioni relative alla geometria dei corsi d'acqua e dei manufatti idraulici presenti. Il modello può essere applicato per la soluzione di

sistemi dalla geometria complessa che includono congiunzioni, biforcazioni, reti chiuse, con la possibilità di simulare gli effetti dovuti alla presenza di strutture, quali paratoie, sistemi di pompaggio, ponti, salti di fondo, ecc. Inoltre, il modello è dotato di ulteriori algoritmi che permettono di indagare in dettaglio alcuni fenomeni d'interesse nell'ingegneria idraulica, quali ad esempio fenomeni erosivi intorno alle pile ed alle spalle dei viadotti di attraversamento ed effetti causati dalla parziale ostruzione di una sezione di deflusso a causa dei depositi alluvionali, oppure tenere in conto gli effetti dell'eventuale formazione di ghiaccio sulla superficie libera. L'utilizzo del modello nell'ipotesi di moto vario aggiunge la capacità di analizzare i fenomeni di propagazione di un'onda di piena e valutare gli effetti di laminazione dovuti alla naturale conformazione del corso d'acqua o alla presenza di dispositivi artificiali. Il modello permette di effettuare calcoli in condizioni stazionarie e non stazionarie, per condizioni di corrente lenta, veloce e mista ricavando le principali caratteristiche del moto. Il sistema di calcolo è concepito per applicazioni nella sistemazione dei corsi d'acqua e delle pianure alluvionali e per gli studi finalizzati alla determinazione delle aree allagabili con diversi tempi di ritorno in caso di esondazioni dai corsi d'acqua, determinando la variazione del pelo libero per condizioni di moto permanente o gradualmente variato. Il sistema può considerare sia una rete completa di canali, sia un sistema endoreico e sia, infine, un singolo corso d'acqua. La procedura di calcolo è basata sulla soluzione delle equazioni dell'energia secondo lo schema monodimensionale. Le perdite d'energia considerate sono dovute alla scabrezza (Eq. di Manning) ed alla contrazione e/o espansione della vena fluida, attraverso un coefficiente moltiplicatore della variazione dell'energia cinetica. L'effetto di diverse ostruzioni quali ponti, tombini, briglie e strutture in genere lungo i corsi d'acqua può essere considerata nei calcoli idraulici. Bisogna inserire una vasta gamma di dati d'input affinché si possa eseguire una simulazione. In primo luogo occorre fornire le informazioni relative alla geometria del corso d'acqua in un'apposita sezione (Geometric Data), all'interno della quale si devono definire il corso del fiume (Reach), la geometria delle sezioni (Cross Section Geometry),

la distanza tra le sezioni (Reach Length) e il coefficiente di scabrezza, rappresentativo delle perdite di carico, secondo la formulazione di Manning. In questa sezione sono disponibili altre opzioni, fra le quali la procedura d'interpolazione fra una sezione e l'altra (XS Interpolation), molto utile quando occorre infittire il numero di sezioni, qualora i rilievi originali siano troppo distanti fra loro; inoltre, è possibile definire la quota delle sponde (Left and Right Elevations) e degli argini (Levees) e inserire nella sezione delle aree dove l'acqua arriva ma non contribuisce al deflusso (Ineffective Flow Areas) e delle coperture (Lids). Il codice di calcolo permette anche di fornire la geometria dei ponti in una sezione (Bridge and Culvert Data) nella quale è possibile definire per ogni ponte l'impalcato (Deck/Roadway), le pile (Piers), le spalle (Sloping Abutments) e le condizioni di calcolo (Bridge modelling Approach). Successivamente occorre impostare la sezione relativa alle condizioni di moto (Steady Flow Data), definendo la portata di riferimento per le diverse sezioni fluviali e le condizioni al contorno (Boundary Conditions). A questo punto il codice di calcolo è pronto per eseguire i calcoli idraulici nella sezione denominata "Steady Flow Analysis". I risultati delle computazioni idrauliche sono proposti attraverso tabelle riepilogative (Cross-Section Table e Profile Table) e grafici delle sezioni geometriche (Plot Cross-Section) e del profilo longitudinale (Plot Profile) e, infine, tramite una visione prospettica tridimensionale del sistema fluviale (x, y, z perspective plot). Al fine di effettuare un'analisi d'erosione dei ponti, l'utente deve prima sviluppare un modello idraulico del fiume contenente i ponti da analizzare, come prima discusso. Una volta che il modello idraulico è stato calibrato (se sono disponibili dati osservati), il modellatore può immettere gli eventi di progetto (portate) da utilizzare per l'analisi dell'erosione.

La modellazione dell'erosione totale è frutto, in HEC-RAS, dello studio separato di tre componenti e della successiva somma degli effetti:

- accumulo e degradazione a lungo termine;

- erosione per contrazione;
- erosione localizzata in pile e spalle.

Il Software consente all'utente di calcolare l'erosione per contrazione e quella localizzata in corrispondenza delle pile e delle spalle del rilevato. La versione corrente del modello non permette di valutare l'accumulo e il degrado a lungo termine.

4.7.2. Ipotesi di calcolo

La determinazione dei parametri fisici che descrivono il deflusso all'interno di una sezione d'alveo in HEC-RAS è basata sulle seguenti ipotesi semplificative:

- moto monodimensionale;
- moto gradualmente variato;
- distribuzione idrostatica delle pressioni in ciascuna sezione (linee di corrente rettilinee e parallele);
- alvei a debole pendenza ($i < 1:10$);
- perdite di carico continue mediamente costanti fra due sezioni trasversali adiacenti;
- sponde e fondo delle sezioni fisse (no erosione).

Nonostante la seconda ipotesi, è possibile valutare anche i fenomeni di moto rapidamente variato, a condizione d'inserire opportune condizioni al contorno interne. L'errore dovuto all'imposizione di una perdita di fondo costante nel tratto compreso tra due sezioni adiacenti può essere limitata con l'aggiunta di ulteriori sezioni ottenute per interpolazione. Si descrivono di seguito i principali fondamenti teorici su cui si basa il modello.

4.7.3. Equazioni di base del modello

➤ Conservazione dell'energia:

Sotto le predette ipotesi, le principali caratteristiche della corrente (livello idrico e velocità media) sono calcolate a partire da una sezione alla successiva, posta a monte o a valle, a seconda che il regime sia rispettivamente supercritico o subcritico, risolvendo, con la procedura iterativa dello “standard step method”, l'equazione che esprime il bilancio di energia della corrente tra le medesime sezioni (Fig. 4.4):

$$z_1 + h_1 + \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2g} = z_2 + h_2 + \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2g} + \Delta H \quad (4.1)$$

dove, indicando con i pedici 1 e 2 le grandezze che si riferiscono alle due sezioni che individuano il volume di controllo:

- h_1 e h_2 , altezze idriche;
- z_1 e z_2 , quote del fondo alveo rispetto ad un riferimento prefissato;
- v_1 e v_2 , velocità medie;
- α_1 e α_2 , coefficienti di ragguaglio delle potenze cinetiche o coefficienti di Coriolis;
- ΔH , perdita di carico tra le due sezioni.

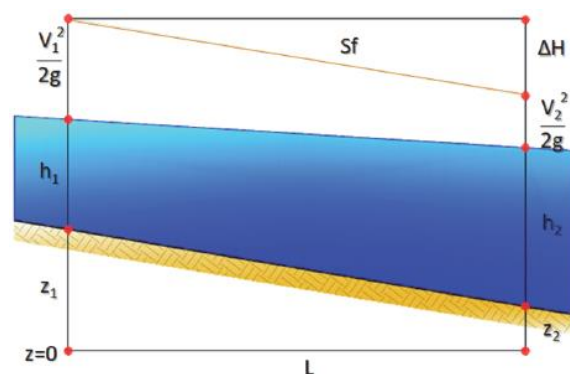


Fig. 4.4. Conservazione dell'energia: schema di calcolo.

L'equazione (4.1) esprime il ben noto principio per cui la variazione tra due sezioni dell'energia specifica della corrente è pari alle perdite distribuite, derivanti dagli attriti interni dovuti all'esistenza di strati a diversa velocità nell'interno della massa liquida, ed alle perdite localizzate, in genere dovute alla presenza di strutture in alveo che inizialmente producono un restringimento della corrente e un successivo allargamento con formazione di vortici. La perdita di carico tra le due sezioni viene, infatti, valutata come la somma di due termini: una componente d'attrito h_f , dovuta alla scabrezza di fondo, calcolata per mezzo dell'equazione di Manning, e una componente h_0 che rappresenta le perdite dovute a contrazioni ed espansioni della vena fluida, calcolata come frazione del carico cinetico:

$$\Delta H = h_f + h_0 = L \cdot \overline{S_f} + C \cdot \left| \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2g} \right| \quad (4.2)$$

con:

- S_f , cadente della linea dei carichi totali;
- C , coefficiente di contrazione/espansione.

HEC-RAS possiede quattro diverse modalità di calcolo per la valutazione della cadente S_f :

1. Trasporto medio valutato tra le sezioni 1,2;
2. Media aritmetica della pendenza d'attrito valutata tra le sezioni 1,2;
3. Media geometrica della pendenza d'attrito valutata tra le sezioni 1,2;
4. Media armonica della pendenza d'attrito valutata tra le sezioni 1,2.

Il Programma utilizza per default la prima delle quattro opzioni, a meno d'indicazioni diverse da parte dell'utente. Il Software offre una quinta opzione che consente la selezione automatica della formula più idonea tra quelle illustrate in funzione del regime della corrente. Il codice HEC-RAS suddivide l'area

interessata dal moto in tre zone principali: zona golenale sinistra (LOB, left overbank), alveo ordinario (CH, channel), zona golenale destra (ROB, right overbank). Per tener conto dell'andamento curvilineo dell'asse, la distanza di calcolo tra due sezioni viene ponderata rispetto alla frazione di portata che fluisce rispettivamente nelle tre zone. La lunghezza mediata del tratto viene quindi calcolata come:

$$L = \frac{L_{LOB} \cdot \bar{Q}_{LOB} + L_{CH} \cdot \bar{Q}_{CH} + L_{ROB} \cdot \bar{Q}_{ROB}}{\bar{Q}_{LOB} + \bar{Q}_{CH} + \bar{Q}_{ROB}} \quad (4.3)$$

con:

- L_{LOB} , L_{CH} , L_{ROB} : lunghezze del tratto relative rispettivamente all'area golenale sinistra, alveo ordinario e area golenale destra;
- Q_{LOB} , Q_{CH} , Q_{ROB} : portate medie attraverso la sezione rispettivamente in golena sinistra, alveo ordinario e golena destra.

Standard step method:

Per illustrare lo “standard step method” utilizzato da HEC-RAS per la soluzione dell'equazione (4.1) si possono descrivere i passi necessari per il calcolo del profilo relativo a condizioni di moto subcritico con l'equazione dell'energia. Si suppongano quindi due sezioni di cui si conosca la quota della superficie libera della sezione di valle; il problema che si vuole risolvere è la conoscenza della quota corrispondente alla sezione di

monte. Assumendo che la geometria delle sezioni sia nota, i termini incogniti dell'equazione sono h_1 , V_1 e ΔH . Il parametro V_1 è desumibile direttamente dal valore di h_1 , per cui le incognite possono essere ridotte a due. Con due incognite è necessaria una seconda equazione, riguardante le perdite di energia ed espressa da $h_e = h_f + h_0$, per poter ottenere una soluzione. Stante la tipologia delle

equazioni, la ricerca della soluzione sarà del tipo “trail and error”, per successivi tentativi. I passi attraverso cui avviene il calcolo sono i seguenti:

1. Viene supposta una quota di pelo libero per la sezione di monte. Un primo tentativo può essere fatto imponendo la pendenza della linea dell'energia pari alla pendenza del tronco d'alveo; quindi, $\Delta h = (Q/K)^2 \cdot L$, dove Δh rappresenta la variazione nella quota del pelo libero, Q è la portata, K il termine di trasporto e L la distanza dalla sezione a monte;
2. Sulla base della quota di pelo libero assunta e della geometria della sezione, vengono determinati i termini cinetico e il trasporto totale per la sezione a monte;
3. Con i valori calcolati del termine cinetico e di trasporto del passo 2, viene calcolato il valore di h_e ;
4. Con il valore calcolato di h_e , viene calcolata l'altezza di pelo libero della sezione a monte utilizzando l'equazione dell'energia;
5. Viene fatto un confronto fra il valore calcolato al passo 4 e il valore impostato al passo 1. Se la differenza non è inferiore a una prefissata tolleranza (di default pari a 3 mm), il ciclo riprende cambiando il valore al passo 1.

Questa tecnica richiede tempi di elaborazione brevissimi e non incontra problemi di convergenza nemmeno in presenza di discontinuità geometriche o idrauliche.

➤ Conservazione della quantità di moto:

In corrispondenza di particolari situazioni localizzate, per le quali il moto non può, a rigore, essere considerato gradualmente variato, come avviene in corrispondenza di ponti, tombini, stramazzi, risalti idraulici ecc. (passaggio attraverso lo stato critico), per il calcolo dei profili idrici viene utilizzata l'equazione di bilancio della quantità di moto:

$$P_1 - P_2 + W_x - F_f = M_1 - M_2 \quad (4.4)$$

dove:

- P_1 e P_2 sono le spinte agenti in corrispondenza delle sezioni 1 e 2;
- W_x è la componente della forza peso del volume di controllo nella direzione del moto;
- F_f è la forza resistente dovuta all'attrito;
- M_2 e M_1 sono i flussi della quantità di moto entranti ed uscenti dalla sezioni 2 e 1.

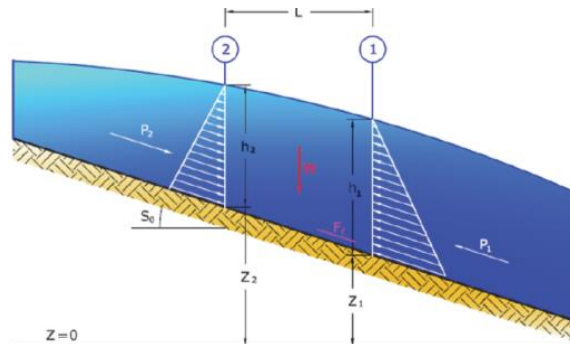


Fig. 4.5. Conservazione della quantità di moto: schema di calcolo.

Esplicitando i vari termini si ottiene la formula funzionale dell'equazione di conservazione della quantità di moto utilizzata da HEC-RAS:

$$(4.5)$$

$$\frac{\beta_2 \cdot Q_2^2}{g \cdot \Sigma_2} + \Sigma_2 \cdot h_2 + \left(\frac{\Sigma_1 + \Sigma_2}{2} \right) \cdot L \cdot S_0 - \left(\frac{\Sigma_1 + \Sigma_2}{2} \right) \cdot L \cdot \bar{S}_f =$$

$$= \frac{\beta_1 \cdot Q_1^2}{g \cdot \Sigma_1} + \Sigma_1 \cdot h_1$$

4.7.4. Interfaccia principale di HEC-RAS

In Figura 4.6 è rappresentata la schermata che compare all'apertura di HEC-RAS e dalla quale è visibile l'organizzazione del programma. Nella terminologia di HEC-RAS un Project (File .prj) è composto da un set di file dati associati ad un determinato sistema idrografico. All'interno di questo l'utente può utilizzare uno o tutti i pacchetti supportati per le analisi idrauliche. I file associati ad un Project sono i seguenti:

- Plan Data;
- Geometric Data;
- Steady Flow Data;
- Unsteady flow Data, per simulazioni a moto vario;
- Quasi-steady flow Data e Sediment Data, per simulazioni a fondo mobile (moto quasi stazionario);
- Water Quality Data, per simulazioni di qualità delle acque;
- Hydraulic Design Data, per il calcolo dell'erosione alle pile dei ponti.

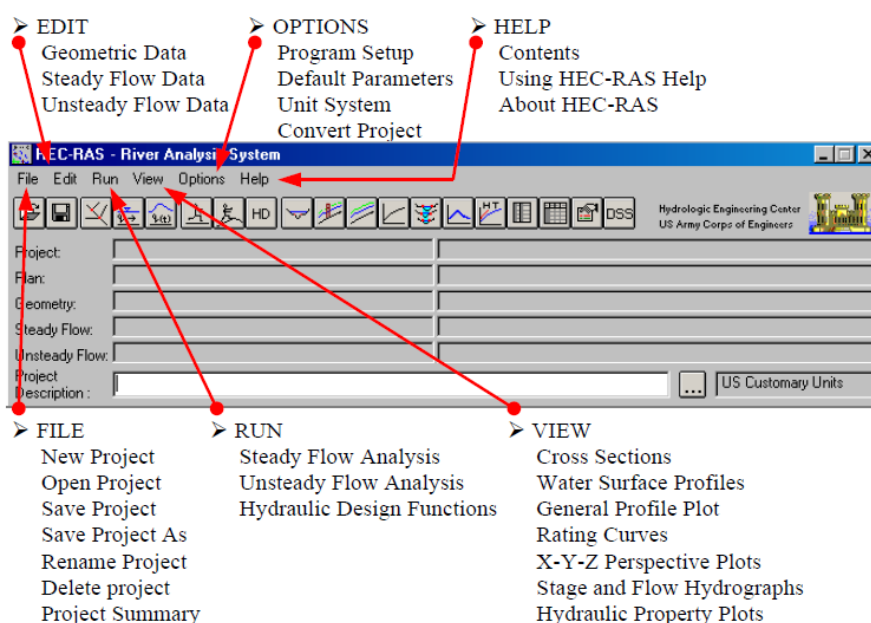


Fig. 4.6. Finestra principale di HEC-RAS
(Guida HEC-RAS, http://www.hec.usace.army.mil/software/software_distrib/hecras/hecrasprogram.html).

Quindi i dati d'input necessari saranno essenzialmente costituiti da informazioni relative all'asta fluviale e ai valori di portata e condizioni al contorno. Successivamente, dopo la prima esecuzione di simulazione idraulica, si possono inserire i dati d'input concernenti la granulometria che serviranno per simulare l'erosione alle pile dei viadotti d'attraversamento. Si prosegue con la descrizione dettagliata dell'inserimento dei dati applicati al caso studio del fiume S. Benedetto.

4.7.5. Ricostruzione geometrica dell'alveo

I dati relativi all'alveo sono inseriti sezione per sezione, e per ogni singolo elemento del corso d'acqua compreso tra due sezioni consecutive, il modello ricostruisce i profili ipotizzando che la corrente sia gradualmente variata, che i tronchi siano a sezione variabile e che si possano avere immissioni di portata, con relative perdite di carico. Il primo passo consiste nel suddividere il corso d'acqua in sezioni, ricavate sempre perpendicolarmente allo stesso, e a una distanza tale da poter tenere in considerazione tutte le singolarità presenti. Lo sviluppo longitudinale del corso d'acqua, quindi, è riprodotto attraverso opportune sezioni fluviali rilevate, le "River Station", poste a distanza variabile l'una dall'altra, comunque sufficientemente vicine da poter rappresentare compiutamente il percorso fluviale. In particolare, il modello geometrico dell'alveo è stato ottenuto mediante l'inserimento di 194 sezioni trasversali, comprendenti le sezioni relative alle varie opere d'attraversamento presenti nel tratto, prese a monte e a valle delle stesse. Gli attraversamenti, in relazione alle sezioni disponibili e alla presenza di pile in alveo, costituiscono gli elementi di perturbazione delle condizioni di deflusso relative alle correnti di piena. Grazie all'ausilio del DEM caratterizzato da risoluzione 2 m (ATA, 2007) è stato possibile rilavare le diverse sezioni dell'alveo (Fig. 4.7). Dopo aver tracciato e caratterizzato il corso d'acqua, da valle verso monte, nella finestra "Geometric Data", il modello richiede d'inserire, sempre da valle verso monte, le sezioni con le loro caratteristiche

geometriche, ovvero le “Station” (distanze dei punti costituenti la sezione, a partire dal primo punto da cui è tracciata) e le rispettive “Elevation”. Inoltre, il Software richiede l’inserimento delle “Left Over Banks” e “Right Over Bank”, cioè le distanze prese a partire dall’inizio della sezione (da sinistra verso destra), rispettivamente dall’estremo sinistro e destro della sezione fino alla sezione successiva. Ciò consente di stabilire la posizione relativa tra una sezione e l’altra. Inserendo le sezioni, tramite un’operazione di estrazione dei dati da ArcView, HEC-RAS crea, nella finestra “Geometric Data” (Fig. 4.8), la struttura del sistema fluviale in esame. Altri dati d’input da inserire nel modello sono le coordinate dei punti estremi dell’alveo cioè le “Right Bank” e le “Left Bank”, identificate con punti rossi all’interno della sezione, che permetteranno l’identificazione delle aree circostanti eventualmente allagate (Fig. 4.9). Ciascuna sezione è caratterizzata da una propria scabrezza, espressa tramite il Coefficiente “n” di Manning ($s/m^{1/3}$), individuata sulla base dell’osservazione delle reali condizioni della stessa e dello stato di manutenzione del corso d’acqua (Fig. 4.9). Nel caso studio sono stati attribuiti i valori delle scabrezze dei singoli tratti, osservando le foto aeree acquisite tramite Google Maps (Fig. 4.10).



Fig. 4.7. Tracciamento delle sezioni nel tratto fluviale S. Benedetto.

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

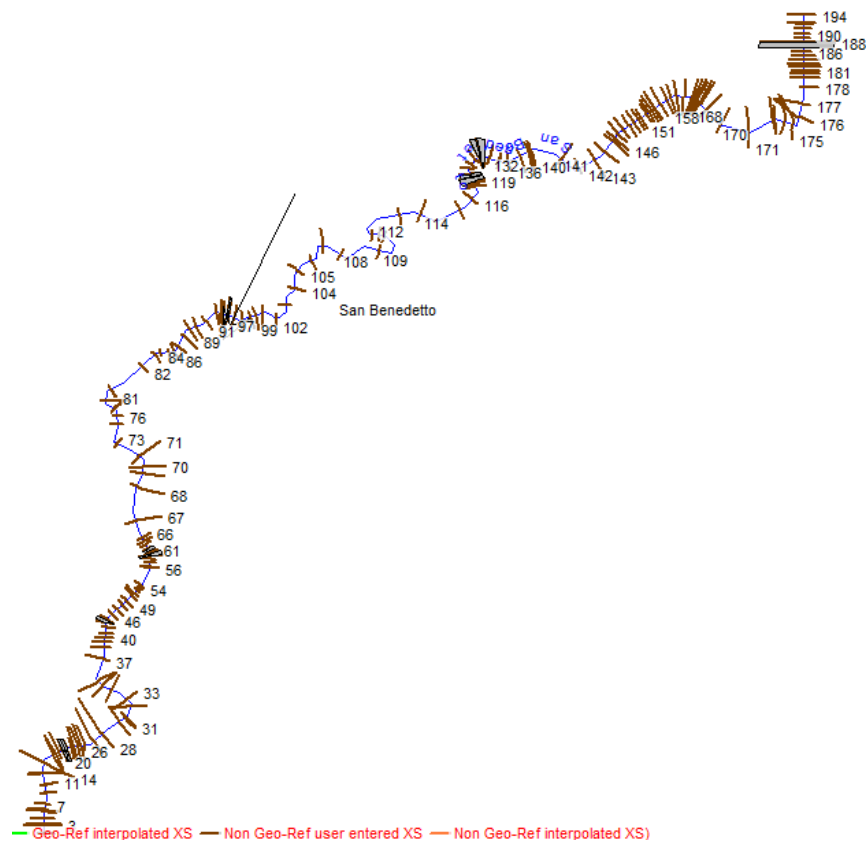


Fig. 4.8. Planimetria d'insieme.

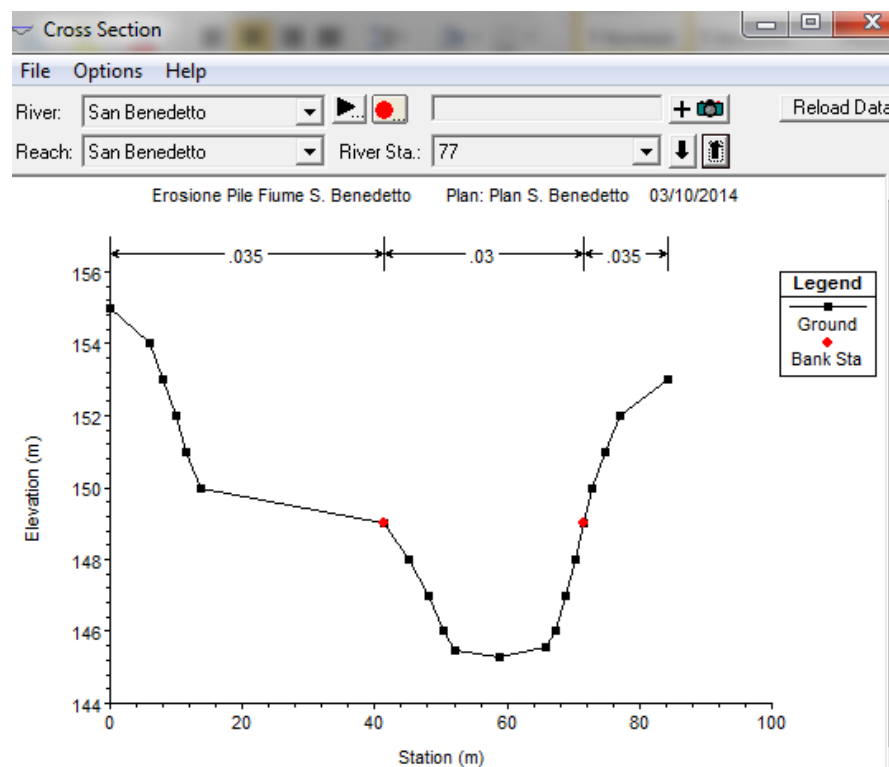


Fig. 4.9. Finestra di HEC-RAS: Bank Station nella Cross Section 77.



Fig. 4.10. Intersezione tre Fiume S. Benedetto e Ponte Petrusa I - Sezione 43.5 (Google Maps).

Per quanto riguarda invece i Coefficienti di Contrazione ed Espansione della sezione sono stati mantenuti i valori di “default” rispettivamente di 0.1 e 0.3. I valori del Coefficiente di Manning inseriti tra le varie sezioni, nel nostro caso, variano da un minimo di 0.03 a un massimo di 0.035 per le sezioni più scabre. Un'altra opzione utilizzata per definire la “Geometric Data” è stata la “Blocked Obstructions”. Questa opzione consente di definire aree nella sezione inattive ai fini del deflusso in modo permanente. Le ostruzioni diminuiscono l'area di flusso e aumentano il perimetro bagnato quando l'acqua viene a contatto con l'ostruzione. Due alternative sono disponibili per l'immissione di ostruzioni. La prima opzione consente di definire una “left station” and “elevation” e una “right station” and “elevation” (normal obstructions). Quando si utilizza questa opzione, l'area a fianco della “left station” e a destra della “right station” sarà completamente bloccata. La seconda opzione permette, invece, d'inserire fino a 20 blocchi singoli (blocked obstructions). Con questa opzione l'utente immette una “left station”, una “right station”, e una “elevation” per ciascun blocco. Di seguito si può osservare in Fig. 4.11 una sezione del progetto in cui sono state inserite delle ostruzioni multiple dovute alle pile di un ponte, precisamente l'interferenza di ha nella sezione 94 in prossimità del viadotto Gasena.

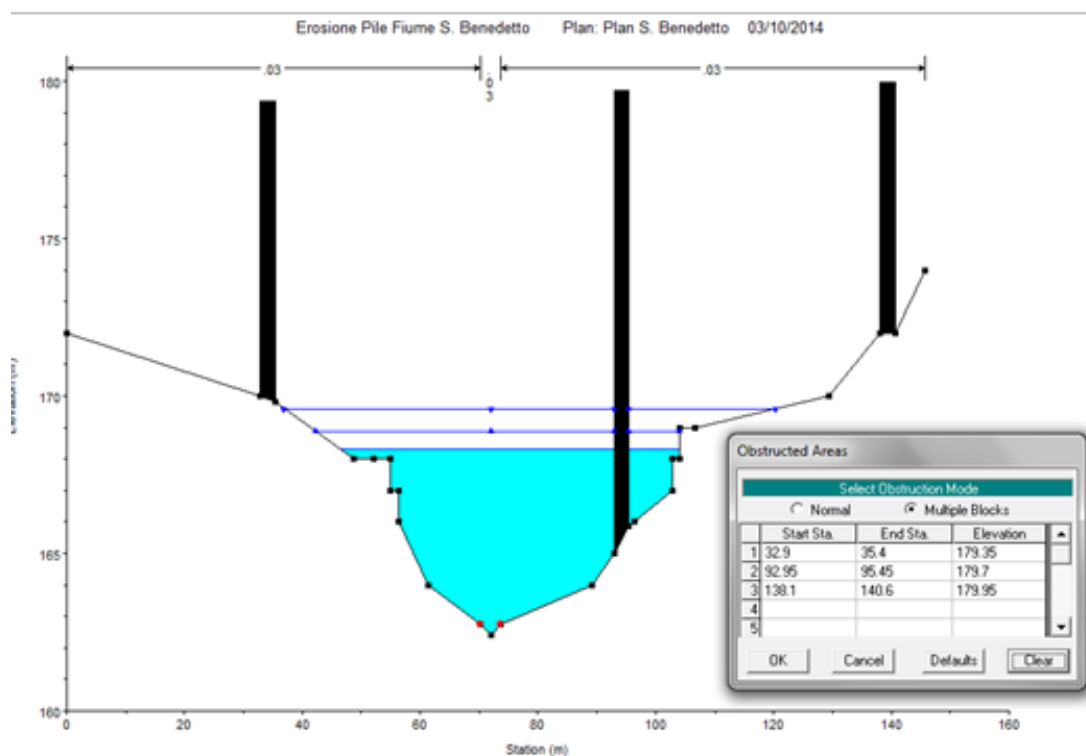


Fig. 4.11. Finestra di HEC-RAS: Blocked Obstructions nella Cross Section 94.

Dopo aver completato l'inserimento di tutte le sezioni, è possibile aggiungere i dati geometrici relativi a ponti e tombinature (Bridges and Culverts). HEC-RAS valuta le perdite d'energia causate da queste strutture in 3 parti:

1. dovuta all'espansione del flusso che si verifica immediatamente a valle;
2. dovuta all'opera stessa;
3. dovuta alla contrazione del flusso che si verifica immediatamente a monte.

Per questo motivo devono essere definite 4 sez. per la modellazione (Fig. 4.12).

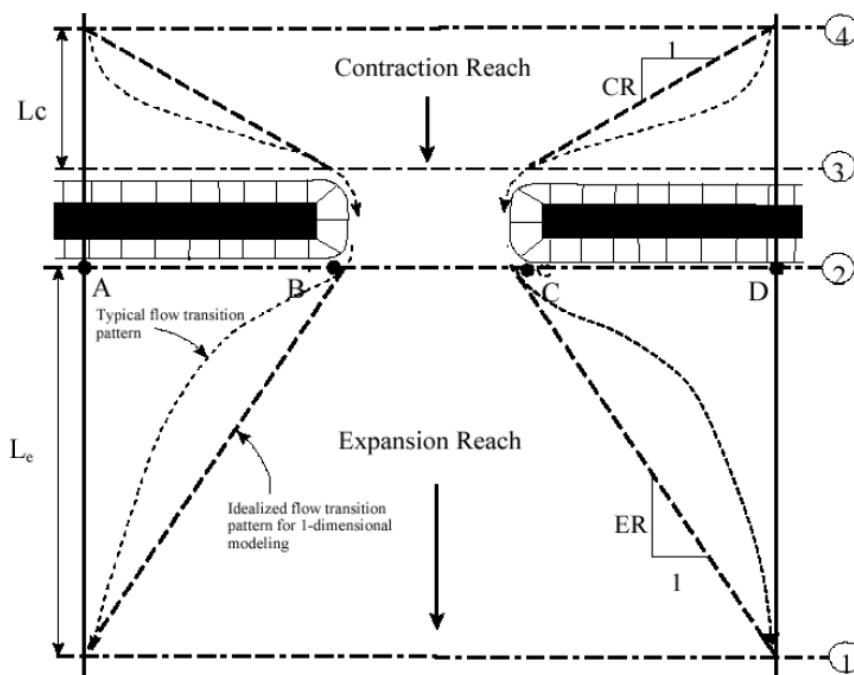


Fig. 4.12. Schematizzazione di un ponte con relative sezioni secondo HEC-RAS (Guida all'utilizzo del software HEC-RAS).

L_c deve essere tale che le linee di flusso siano approssimativamente parallele. Le sezioni 2 e 3 si trovano rispettivamente al piede di valle e di monte della struttura. In entrambe devono essere inserite le “Ineffective Flow Areas”. L_e deve essere tale che il flusso nella sezione 1 non risenta più della struttura. L_e è calcolato come il prodotto tra il rapporto di espansione e la lunghezza media d'ostruzione (media tra le distanze AB e CD). Il valore assunto da L_e non deve troppo grande da rendere le perdite per espansione non modellabili correttamente. Generalmente viene consigliato di prendere L_c pari alla lunghezza media d'ostruzione delle spalle del ponte. Il passo successivo, è stato quello concernente l'inserimento dei dati riguardanti gli attraversamenti presenti nel corso d'acqua in esame. Le varie dimensioni dei ponti che richiede in input HEC-RAS sono state ricavate osservando alcune foto estratte da Google Maps. Aprendo la finestra “Bridge Culvert Data”, inseriamo i ponti numerandoli con un numero compreso tra le sezioni che li contengono (18.5 per esempio, è il ponte fra le sezioni 18 e 19).

Fatto questo, cliccando sul lemma “Deck/Roadway”, inseriamo i seguenti dati:

- Distance: distanza (m) misurata tra ponte e sezione a monte dello stesso (Fig. 4.13);
- Width: larghezza (m) del ponte;
- Weir Coeff: coefficiente per il calcolo del flusso stramazzante sopra il ponte, posto pari a 1.44 per tutti i ponti;
- Upstream/Downstream Station, High Chord, Low Chord: forniscono rispettivamente la geometria di monte e di valle del ponte. A ogni valore della coordinata X deve corrispondere un valore dell’estradosso e dell’intradosso del ponte;
- U.S Embankment SS e D.S Embankment SS: scarpata di monte e di valle del ponte, poste entrambe pari a 0 per tutti i ponti;
- Max Submergence: sommergenza massima del ponte, posta pari a 0.95 per tutti i ponti;
- Min Weir Flow EI: indica il massimo livello che può raggiungere l’acqua prima di stramazzare dal ponte, è posta pari alla massima quota dell’estradosso per ciascun attraversamento;
- Weir Crest Shape: è la forma della cresta dello stramazzo, che possiamo selezionare a spigolo vivo o a ogiva, per tutti i ponti selezioniamo la prima.

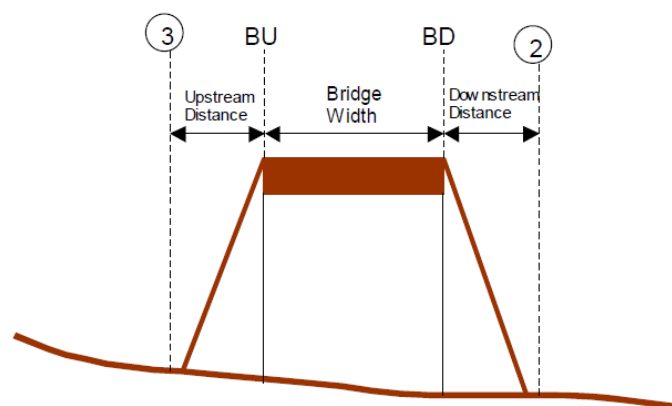


Fig. 4.13. Profilo del ponte con “Upstream Distance”, “Bridge Width” e “Downstream Distance”
(HEC-RAS 4.1 - User's Manual 2010).

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

Distance	Width	Weir Coef
0.2	12.6	1.44

Clear Del Row Ins Row Copy US to DS

Upstream				Downstream		
	Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
1	20.	116.24	114.24	20.	116.24	114.24
2	109.95	118.48	116.48	110.15	118.48	116.48
3						
4						
5						
6						
7						
8						

U.S. Embankment SS: 0 D.S. Embankment SS: 0

Weir Data
Max Submergence: 0.95 Min Weir Flow El:

Weir Crest Shape
☒ Broad Crested
☐ Ogee

Fig. 4.14. Finestra “Deck/Roadway Data” di HEC-RAS: Corsia sx Viadotto S. Pietro.

River: San Benedetto Reach: San Benedetto

Selected Area Edit Options: Add Constant ... Multiply Factor ... Set Values ... Replace ...

	River Station	Dist Avail	Upstream Dist	Bridge Width	Downstream Dist
1	187.5 Rocca Daniela	32.5	0.25	32	0.25
2	129.5 S. Benedetto II	26	0.5	25	0.5
3	127.5	14.5	0.5	13.5	0.5
4	122.5	14.5	0.5	13.5	0.5
5	120.5 S. Benedetto I	26	0.5	25	0.5
6	95.5 Tronco 1A	13.4	0.2	13	0.2
7	62.5 Petrusa II sx	14	0.5	13	0.5
8	59.5 Petrusa II dx	17	0.5	16	0.5
9	43.5 Svincolo Petrusa	12	0.3	11.4	0.3
10	20.5 S. Pietro dx	13	0.2	12.6	0.2
11	18.5 S. Pietro sx	13	0.2	12.6	0.2

Fig. 4.15. Finestra “Bridge Width and Upstream Distance Table” di HEC-RAS.

Inoltre, per ogni ponte s’inseriscono i dati concernenti le pile dei ponti stessi:

- Pier #: numero della pila del ponte (tramite il comando “Add” aggiungiamo più pile);
- Centerline Station Upstream/Downstream: posizione (Station) della pila a partire dall’origine della sezione considerata, sia per la vista da monte sia per quella da valle;
- Upstream/Downstream Pier Width, Elevation: larghezza della pila e quota sia per la vista da monte che da valle. Tutti i ponti del nostro caso studio

mantengono la forma della pila invariata nello sviluppo verticale, per cui, la larghezza resta costante fino alla quota massima dell'estradosso.

Upstream		Downstream		
	Pier Width	Elevation	Pier Width	Elevation
1	3.	105.8	3.	105.8
2	3.	117.15	3.	117.15

**Fig. 4.16. Finestra “Deck/Roadway Data” di HEC-RAS:
Pila 2 Corsia sx Viadotto S. Pietro.**

Altra opzione selezionabile nella finestra “Bridge Culvert Data” è la “Sloping Bridge Abutment”, che permette l’inserimento di spalle inclinate. L’input è molto semplice perché richiede soltanto l’inserimento di “Station” e “Elevation” delle pile inclinate.

Premendo, invece, il pulsante “Bridge Modelling Approach” è possibile scegliere gli strumenti di analisi per la modellazione del ponte nel caso rispettivamente di “low flow” e di “high flow”:

– Low Flow Methods:

1. Energy;
2. Momentum, richiede di inserire C_d (Tab. 4.1) e K (Tab. 4.2);
3. Yarnell.

Per alcuni ponti abbiamo utilizzato il valore 1.20, per altri 1.25. In un solo ponte (corsia sx del Viadotto Petrusa II) non è stato inserito valore essendo senza pile ricadenti in alveo. Come si può osservare dalla tabella seguente è stato utilizzato il valore relativo alle pile di forma circolare, dato che nel progetto le pile dei ponti sono tutte più o meno circolari.

Tab. 4.1. Coefficiente tipico di resistenza al variare della forma delle pile (HEC-RAS 4.1 - User's Manual 2010).

Pier Shape	Drag Coefficient C_D
Circular pier	1.20
Elongated piers with semi-circular ends	1.33
Elliptical piers with 2:1 length to width	0.60
Elliptical piers with 4:1 length to width	0.32
Elliptical piers with 8:1 length to width	0.29
Square nose piers	2.00
Triangular nose with 30 degree angle	1.00
Triangular nose with 60 degree angle	1.39
Triangular nose with 90 degree angle	1.60
Triangular nose with 120 degree angle	1.72

Tab. 4.2. Coefficiente della pila di Yarnell al variare della forma delle pile (HEC-RAS 4.1 - User's Manual 2010).

Pier Shape	Yarnell K Coefficient
Semi-circular nose and tail	0.90
Twin-cylinder piers with connecting diaphragm	0.95
Twin-cylinder piers without diaphragm	1.05
90 degree triangular nose and tail	1.05
Square nose and tail	1.25
Ten pile trestle bent	2.50

Nel nostro caso abbiamo inserito 0.9 nei ponti con coefficiente C_d pari a 1.2, e 1.25 nei ponti con coefficiente C_d pari a 1.25. Nessun valore nel Viadotto Petrusa II corsia sx. Se si utilizzano più metodi occorre specificare al Software di utilizzare quello che fornisce il valore della perdita maggiore.

– High Flow Methods:

1. Energy Only;
2. Pressure and/or Weir (si devono inserire i coefficienti per la risoluzione delle equazioni del flusso in pressione).

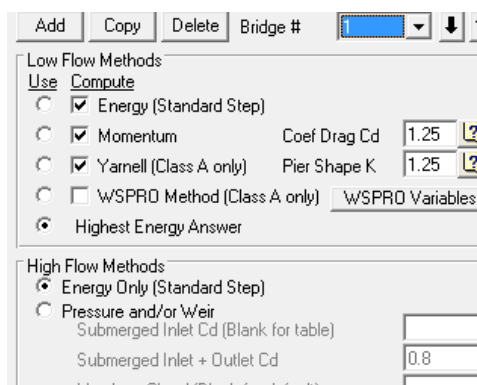


Fig. 4.17. Finestra “Bridge Modeling Approach Editor” del Viadotto Rocca Daniele.

4.7.6. Geometria dettagliata dei viadotti

Nel progetto in esame sono stati inseriti 11 attraversamenti. Di seguito si riportano le immagini esaminate da Google Maps, gli schemi progettuali e le schermate di HEC-RAS dove si può osservare il caricamento dei ponti stessi nel Software. Inoltre, si riportano le schede dei dati d'input concernenti le pile di ogni ponte.

- Viadotto S. Pietro (Ipsas IV): carreggiata sx e dx, lunghezza 90 m:



Fig. 4.18. Vista dall'alto del Viadotto S. Pietro (Google Maps).



Fig. 4.19. Vegetazione del Fiume S. Benedetto che interseca il Viadotto S. Pietro (Google Maps).



Fig. 4.20. Vista stradale del vecchio Viadotto S. Pietro (Google Maps).

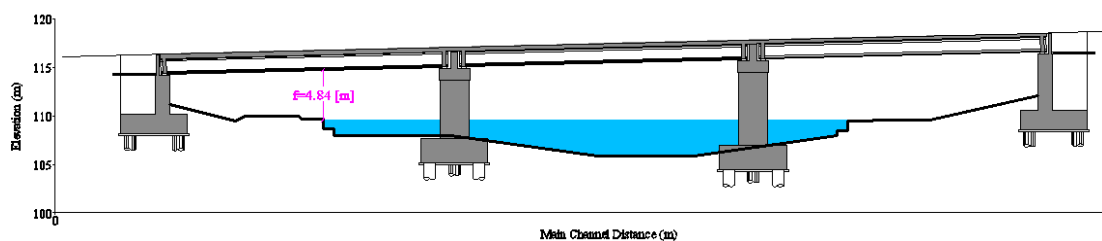


Fig. 4.21. Sezione trasversale del Viadotto S. Pietro (ANAS S.p.A. Provincia Regionale di Agrigento - Settore Programmazione e Progettazione: Sintesi non tecnica SA001).

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

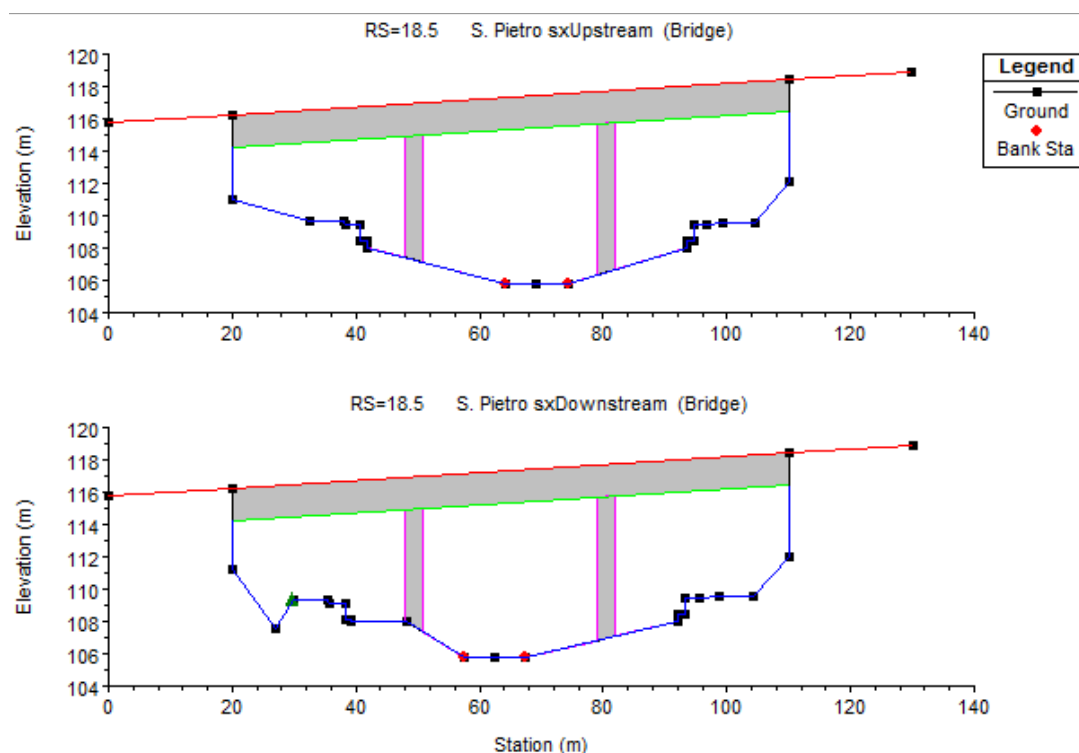


Fig. 4.22. Finestra “Bridge Culvert Data” di HEC-RAS: Corsia sx Viadotto S. Pietro.

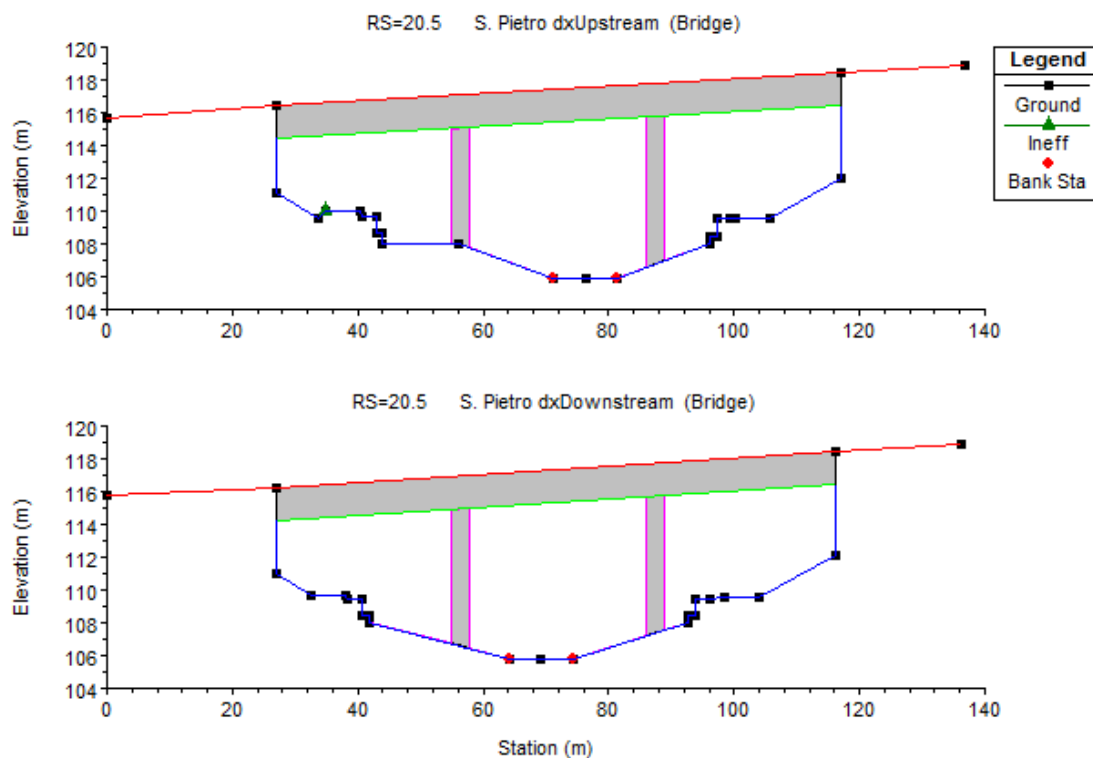


Fig. 4.23. Finestra “Bridge Culvert Data” di HEC-RAS: Corsia dx Viadotto S. Pietro.

Come si può osservare dalle Fig. 4.22 e 4.23, le pile ricadenti all'interno dell'alveo sono 2 per entrambe le corsie, si riportano di seguito i dati di suddette pile:

Tab. 4.3. Dati d'input delle pile del Viadotto S. Pietro (corsia sx).

Viadotto S. Pietro - Corsia SX - Pila 1			
Centerline Station Upstream		49.45 m	
Centerline Station Downstream		49.45 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	105.80	3.00	105.80
3.00	116.38	3.00	116.38
Viadotto S. Pietro - Corsia SX - Pila 2			
Centerline Station Upstream		80.45 m	
Centerline Station Downstream		80.45 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	105.80	3.00	105.80
3.00	117.15	3.00	117.15

Tab. 4.4. Dati d'input delle pile del Viadotto S. Pietro (corsia dx).

Viadotto S. Pietro - Corsia DX - Pila 1			
Centerline Station Upstream		56.44 m	
Centerline Station Downstream		56.44 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	105.80	3.00	105.80
3.00	116.38	3.00	116.38
Viadotto S. Pietro - Corsia DX - Pila 2			
Centerline Station Upstream		87.44 m	
Centerline Station Downstream		87.44 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	105.80	3.00	105.80
3.00	117.15	3.00	117.15

- Viadotto Petrusa I: carreggiata dx, lunghezza 103 m:



Fig. 4.24. Vista dall'alto del Viadotto Petrusa I (Google Maps).



Fig. 4.25. Vegetazione del Fiume S. Benedetto che interseca il Viadotto Petrusa I (Google Maps).



Fig. 4.26. Vista del Viadotto Petrusa I da sottopassaggio (Google Maps).

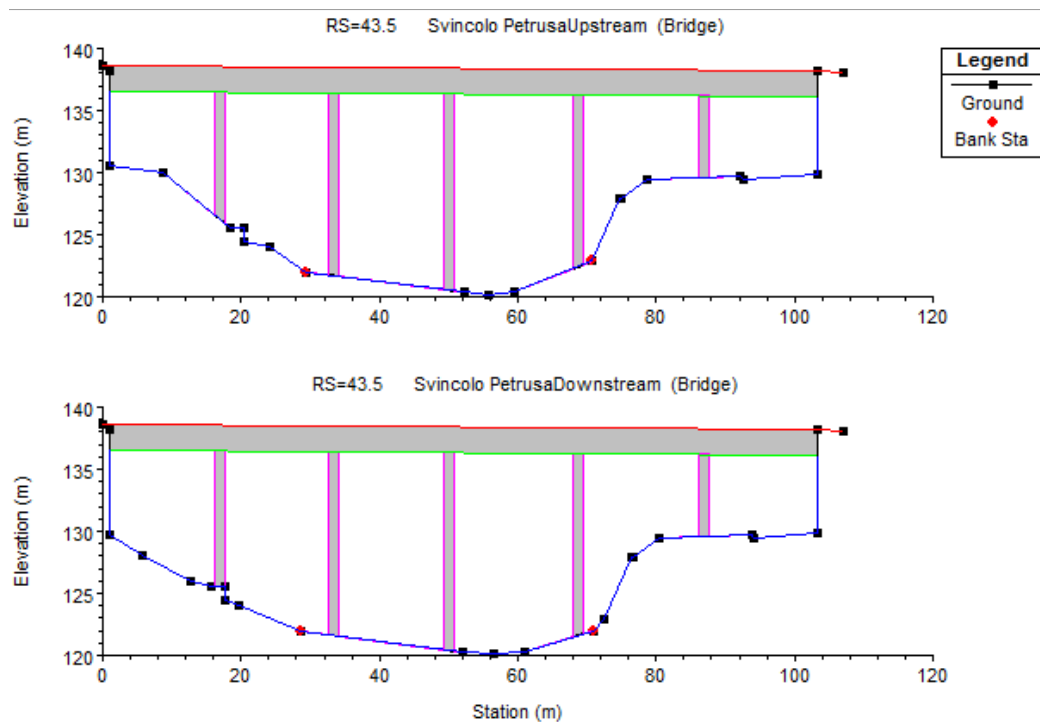


Fig. 4.27. Finestra “Bridge Culvert Data” di HEC-RAS: Viadotto Petrusa I.

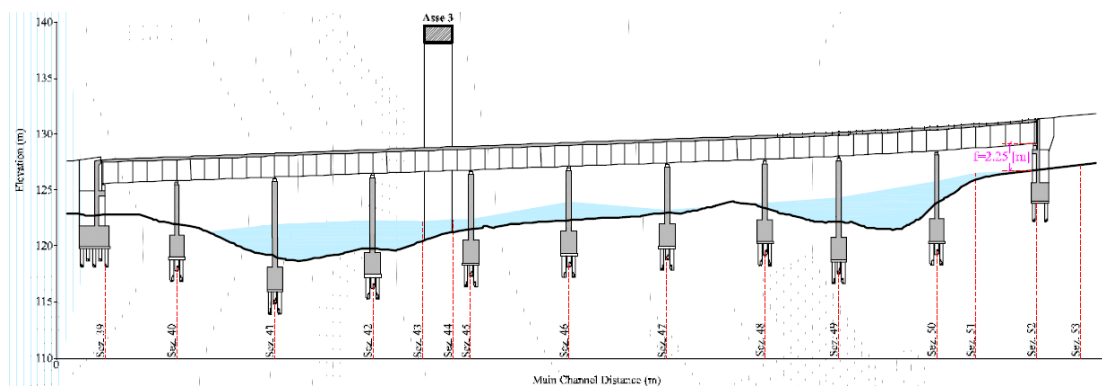


Fig. 4.28. Sezione trasversale del Viadotto Petrusa I (ANAS S.p.A. Provincia Regionale di Agrigento - Settore Programmazione e Progettazione: Sintesi non tecnica SA001).

Come si può osservare dalla Fig. 4.27, le pile ricadenti all'interno dell'alveo sono 5, si riportano di seguito i dati di suddette pile ("Width" e "Elevation" uguali per tutte le pile):

Tab. 4.5. Dati d'input delle pile del Viadotto Petrusa I.

Viadotto S. Pietro - Corsia DX - Pila 1			
Centerline Station Upstream		16.85 m	
Centerline Station Downstream		16.85 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
1.50	120.00	1.50	120.00
1.50	136.50	1.50	136.50
Viadotto S. Pietro - Corsia DX - Pila 2			
Centerline Station Upstream		33.45 m	
Centerline Station Downstream		33.45 m	
Viadotto S. Pietro - Corsia DX - Pila 3			
Centerline Station Upstream		50.05 m	
Centerline Station Downstream		49.45 m	
Viadotto S. Pietro - Corsia DX - Pila 4			
Centerline Station Upstream		68.65 m	
Centerline Station Downstream		68.65 m	
Viadotto S. Pietro - Corsia DX - Pila 5			
Centerline Station Upstream		86.95 m	
Centerline Station Downstream		86.95 m	

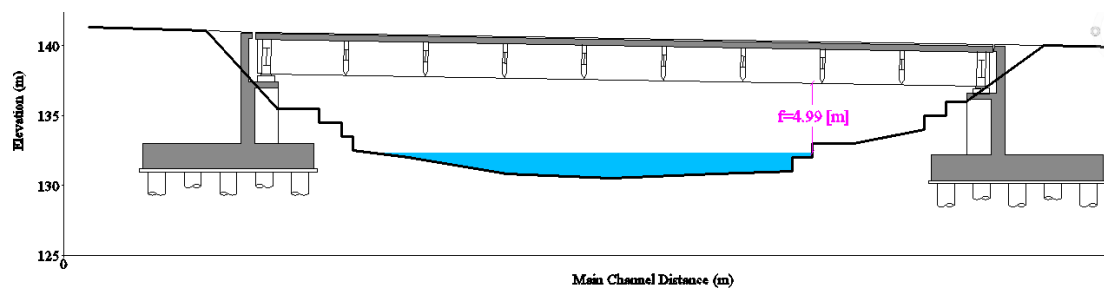
- Viadotto Petrusa II: carreggiata sx e dx, lunghezza 60 m (sx) e 90 m (dx):



Fig. 4.29. Vista dall'alto del Viadotto Petrusa II (Google Maps).



Fig. 4.30. Vista stradale della corsia sx del Viadotto Petrusa II (Google Maps).



*Fig. 4.31. Sezione trasversale della corsia sx del Viadotto Petrusa II
(ANAS S.p.A. Provincia Regionale di Agrigento - Settore
Programmazione e Progettazione: Sintesi non tecnica SA001).*

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

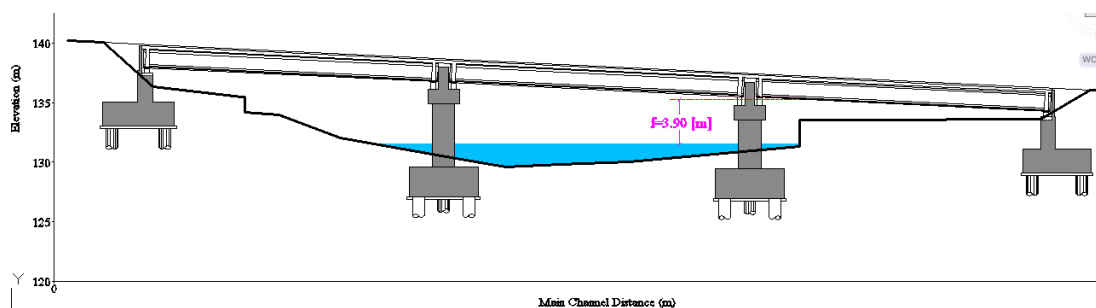


Fig. 4.32. Sezione trasversale della corsia dx del Viadotto Petrusa II
(ANAS S.p.A. Provincia Regionale di Agrigento - Settore Programmazione e Progettazione: Sintesi non tecnica SA001).

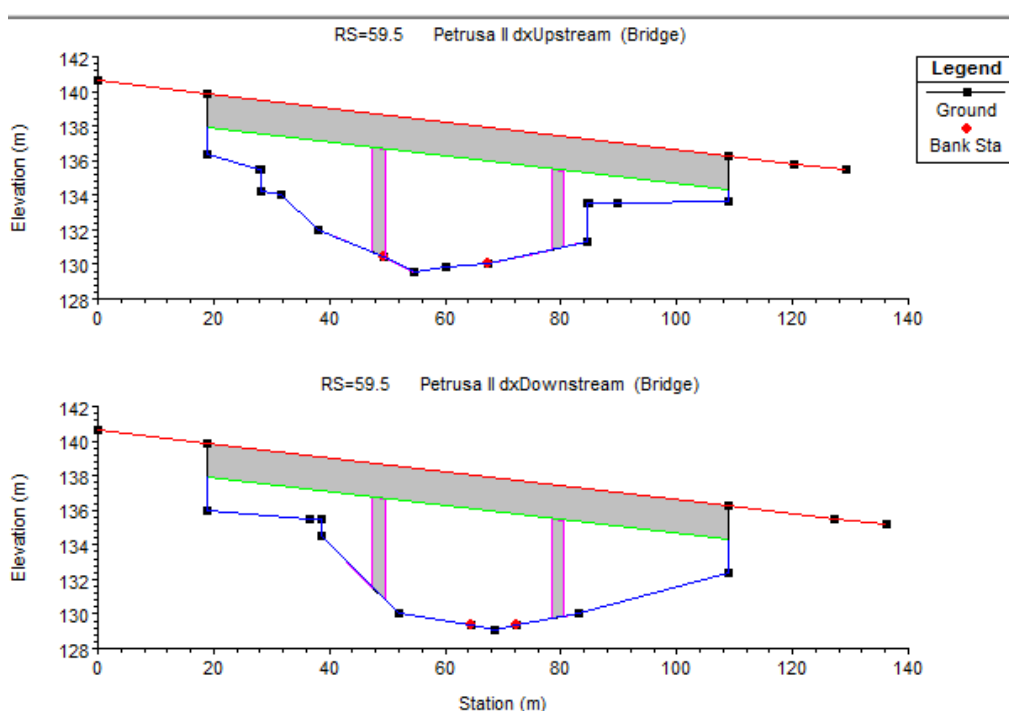


Fig. 4.33. Finestra "Bridge Culvert Data" di HEC-RAS: Corsia dx Viadotto Petrusa II.

Tab. 4.6. Dati d'input delle pile del Viadotto Petrusa II (corsia dx).

Viadotto Petrusa II - Corsia DX - Pila 1				Viadotto Petrusa II - Corsia DX - Pila 2			
Centerline Station Upstream		48.45 m		Centerline Station Upstream		79.45 m	
Centerline Station Downstream		48.45 m		Centerline Station Downstream		16.85 m	
Upstream		Downstream		Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavatio n [m]	Pier Width [m]	Elavatio n [m]	Pier Width [m]	Elavatio n [m]	Pier Width [m]	Elavatio n [m]
2.25	129.60	2.25	129.60	2.25	129.60	2.25	129.60
2.25	138.20	2.25	138.20	2.25	136.96	2.25	136.96

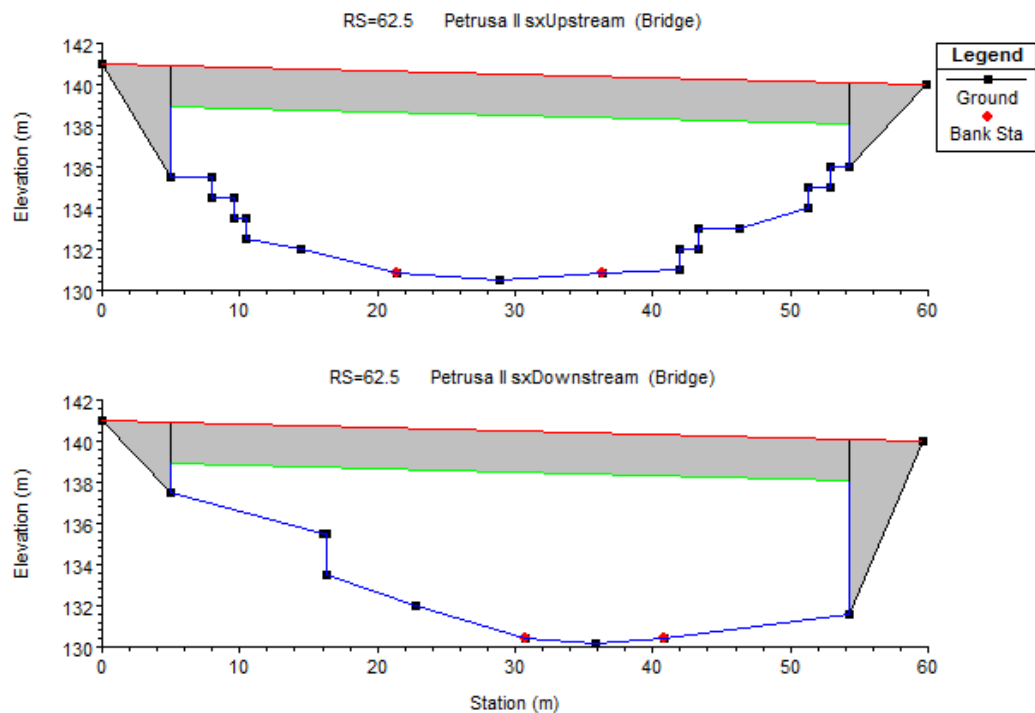


Fig. 4.34. Finestra “Bridge Culvert Data” di HEC-RAS: Corsia sx Viadotto Petrusa II.

Come si può osservare dalla Fig. 4.34, nessuna pila ricade all’interno dell’alveo, dunque, per questa corsia non sono stati inseriti dati d’input “Pier”.

- Viadotto Gasena (Tronco 1A): corsia sx e dx, lunghezza 121 m:



Fig. 4.35. Vista dall’alto del Viadotto Gasena- Tronco 1A (Google Maps).

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

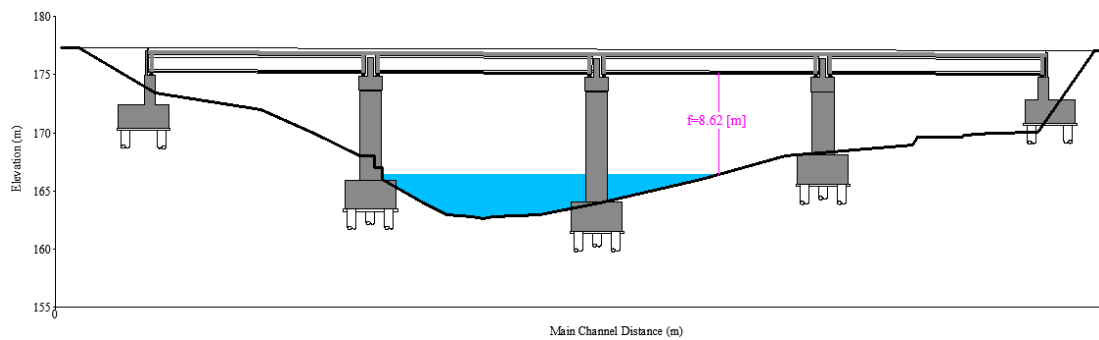


Fig. 4.36. Sezione trasversale del Tronco 1A del Viadotto Gasena (ANAS S.p.A. Provincia Regionale di Agrigento - Settore Programmazione e Progettazione: Sintesi non tecnica SA001).

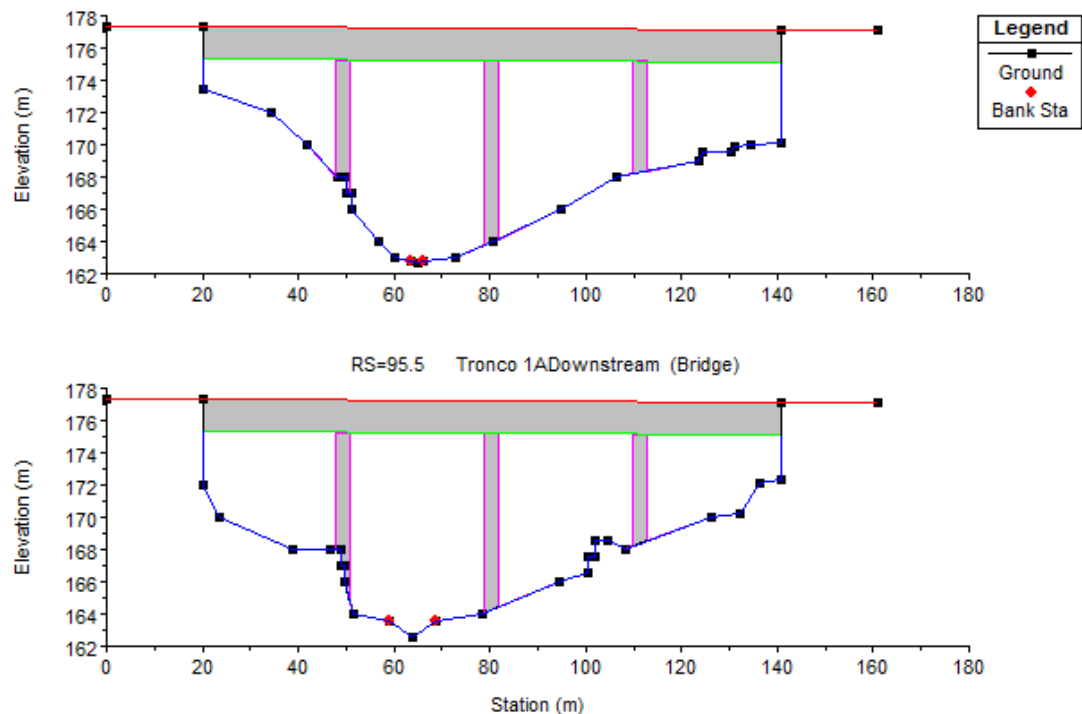


Fig. 4.37. Finestra "Bridge Culvert Data" di HEC-RAS: Tronco 1A del Viadotto Gasena.

Come si può osservare dalle Fig. 4.36 e 4.37 le pile ricadenti all'interno del corso d'acqua S. Benedetto sono 3. Di seguito si riportano i dati d'input delle "Pier" del Tronco 1A.

Tab. 4.7. Dati d'input delle pile del Tronco 1A del Viadotto Gasena.

Viadotto Gasena - Tronco 1A - Pila 1			
Centerline Station Upstream		49.45 m	
Centerline Station Downstream		49.45 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	160.00	3.00	160.00
3.00	176.65	3.00	176.65
Viadotto Gasena - Tronco 1A - Pila 2			
Centerline Station Upstream		80.45 m	
Centerline Station Downstream		80.45 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	160.00	3.00	160.00
3.00	176.60	3.00	176.60
Viadotto Gasena - Tronco 1A - Pila 3			
Centerline Station Upstream		111.45 m	
Centerline Station Downstream		111.45 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	160.00	3.00	160.00
3.00	176.55	3.00	176.55

- Viadotto San Benedetto I: carreggiata sx e dx, lunghezza 90 m:



Fig. 4.38. Vista dall'alto del Viadotto S. Benedetto I (Google Maps).



Fig. 4.39. Vista stradale del vecchio Viadotto S. Benedetto I (Google Maps).



Fig. 4.40. Vegetazione del F. S. Benedetto che interseca il Viadotto S. Benedetto I (Google Maps).

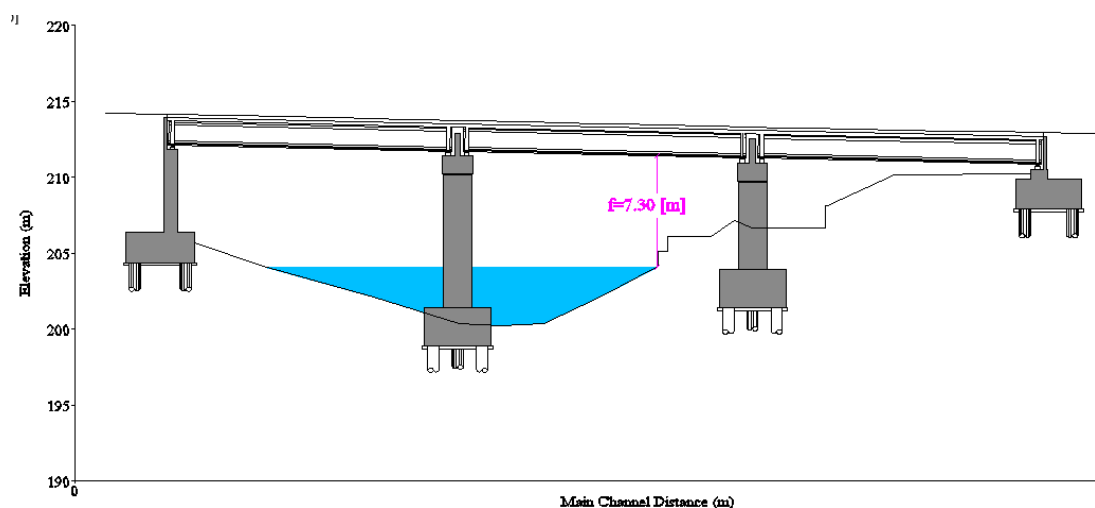


Fig. 4.41. Sezione trasversale del Viadotto S. Benedetto I (ANAS S.p.A. Provincia Regionale di Agrigento - Settore Programmazione e Progettazione: Sintesi non tecnica SA001).

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

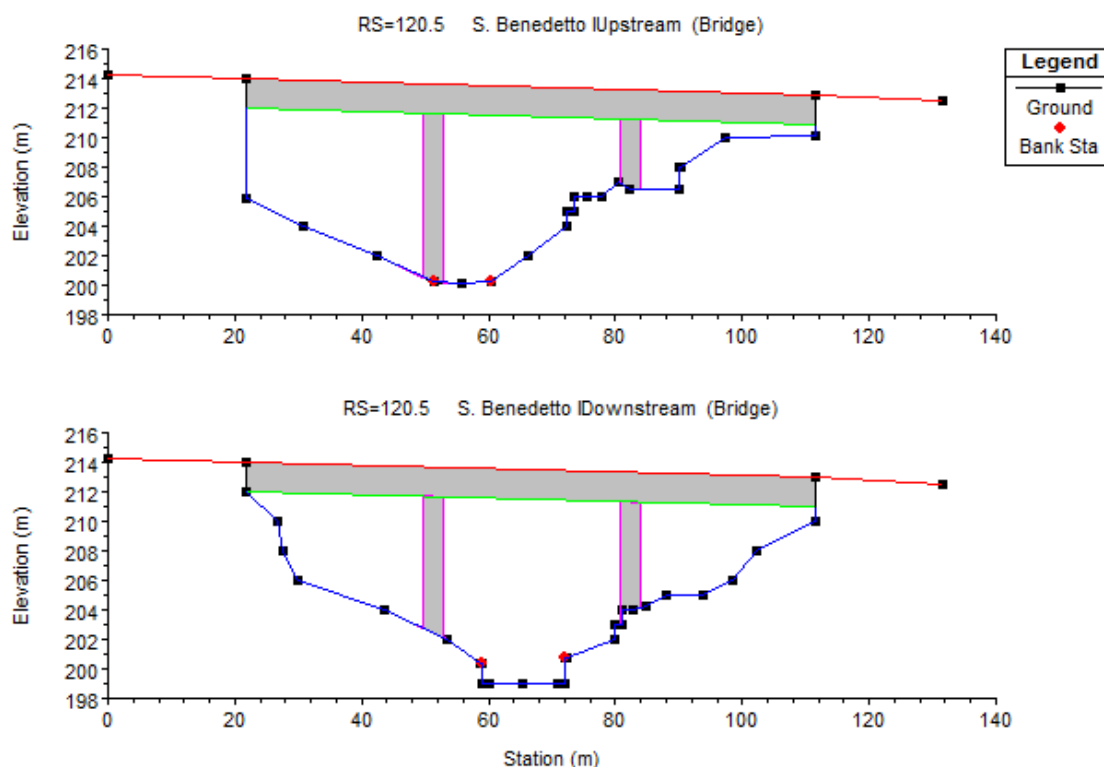


Fig. 4.42. Finestra “Bridge Culvert Data” di HEC-RAS: Viadotto S. Benedetto I.

Osservando il Viadotto S. Benedetto I, si deduce che le pile ricadenti all’interno del Torrente S. Benedetto, solo soltanto 2. Si riportano i dati delle pile di seguito:

Tab. 4.8. Dati d’input delle pile del Viadotto S. Benedetto I.

Viadotto S. Benedetto I - Pila 1			
Centerline Station Upstream		51.30 m	
Centerline Station Downstream		51.30 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	200.00	3.00	200.00
3.00	213.05	3.00	213.20
Viadotto S. Benedetto I - Pila 2			
Centerline Station Upstream		82.30 m	
Centerline Station Downstream		82.30 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	200.00	3.00	200.00
3.00	212.65	3.00	212.85

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

- Viadotto S. Benedetto - Tronco I (A): lunghezza 90 m:



Fig. 4.43. Vista dall'alto del Viadotto S. Benedetto I - Tronco I (A) (Google Maps).

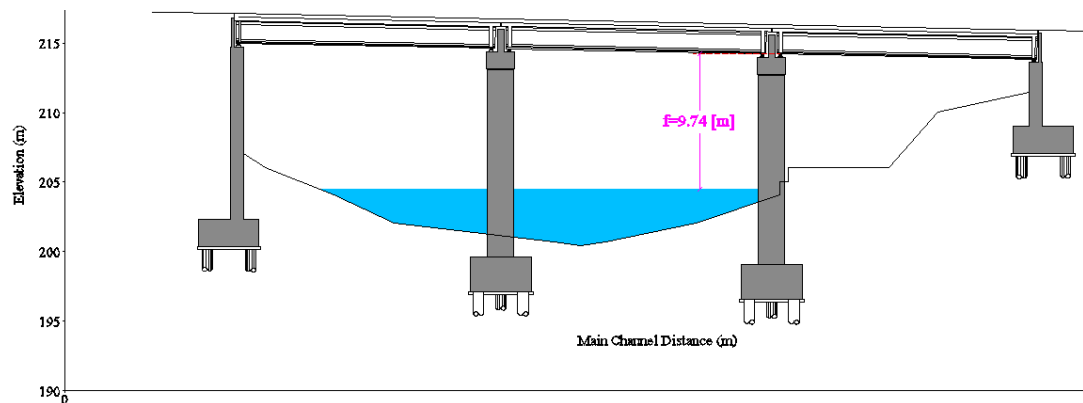


Fig. 4.44. Sezione trasversale del Viadotto S. Benedetto I - Tronco I (A)
(ANAS S.p.A. Provincia Regionale di Agrigento - Settore Programmazione e Progettazione: Sintesi non tecnica SA001).

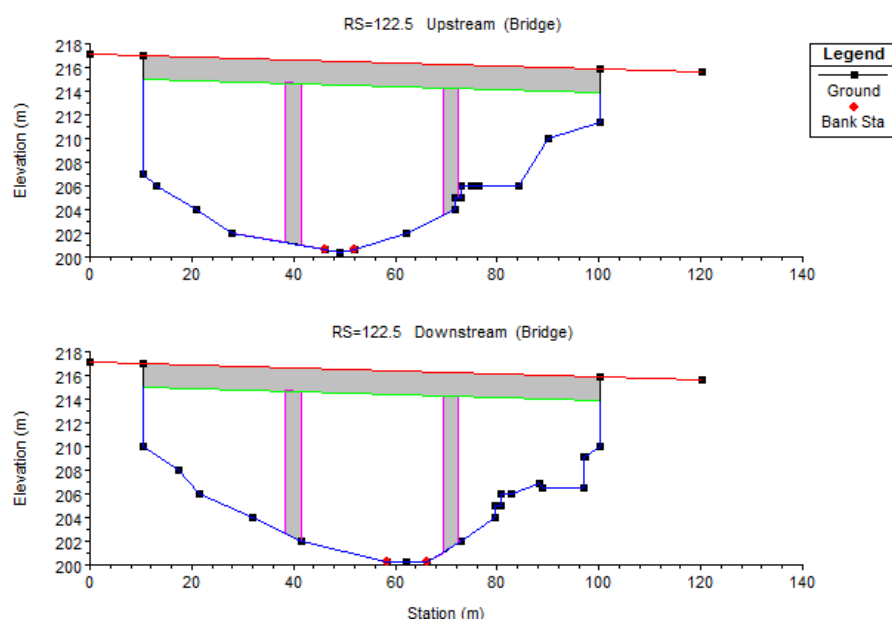


Fig. 4.45. Finestra "Bridge Culvert Data": Viadotto S. Benedetto I - Tronco I (A).

Tab. 4.9. Dati d'input delle pile del Viadotto S. Benedetto I - Tronco I (A).

Viadotto S. Benedetto I - Tronco I (1+427-1+520) Pila 1			
Centerline Station Upstream		39.90 m	
Centerline Station Downstream		39.90 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	200.00	3.00	200.00
3.00	216.05	3.00	216.05
Viadotto S. Benedetto I - Tronco I (1+427-1+520) Pila 2			
Centerline Station Upstream		70.90 m	
Centerline Station Downstream		70.90 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	200.00	3.00	200.00
3.00	215.65	3.00	215.65

- Viadotto S. Benedetto - Tronco I (B): lunghezza 121 m:



Fig. 4.46. Vista dall'alto del Viadotto S. Benedetto I - Tronco I (B) (Google Maps).

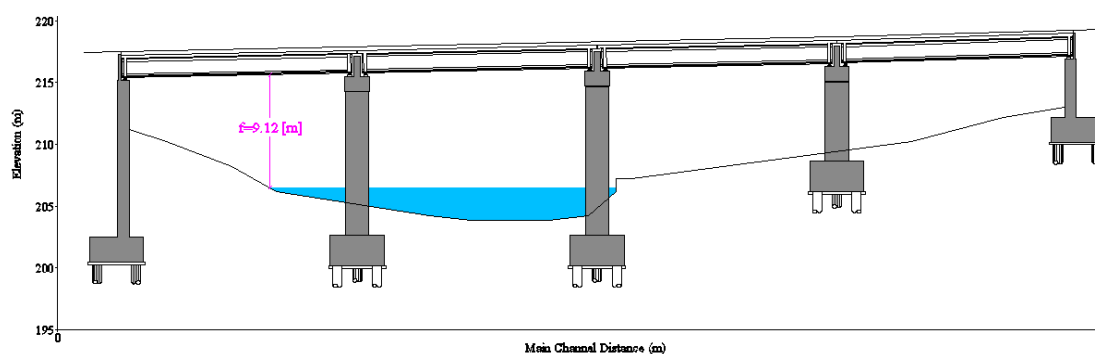


Fig. 4.47. Sezione trasversale del Viadotto S. Benedetto I - Tronco I (B)
(ANAS S.p.A. Provincia Regionale di Agrigento - Settore Programmazione e Progettazione: Sintesi non tecnica SA001).

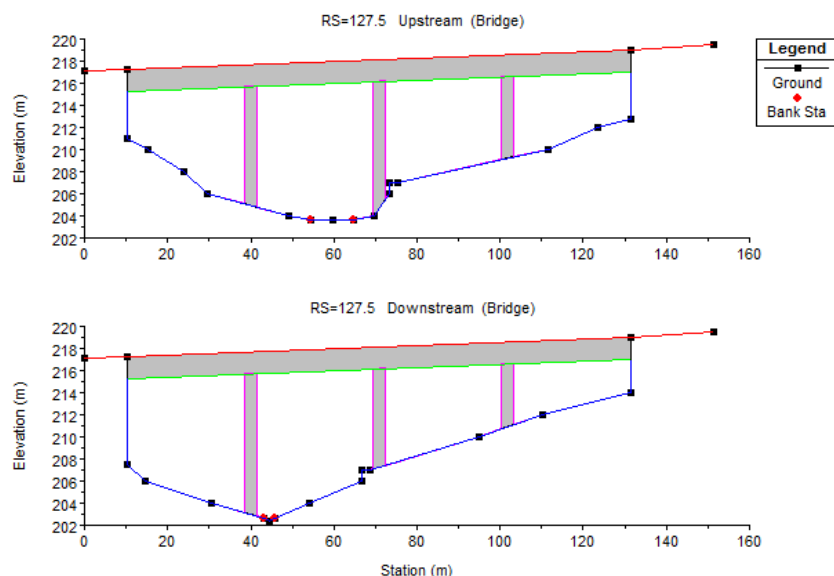


Fig. 4.48. Finestra “Bridge Culvert Data”: Viadotto S. Benedetto I - Tronco I (B).

Tab. 4.10. Dati d’input delle pile del Viadotto S. Benedetto I - Tronco I (B).

Viadotto S. Benedetto I - Tronco I (1+538-1+662) Pila 1			
Centerline Station Upstream		39.90 m	
Centerline Station Downstream		39.90 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	200.00	3.00	200.00
3.00	217.05	3.00	217.05
Viadotto S. Benedetto I - Tronco I 1(+538-1+662) Pila 2			
Centerline Station Upstream		70.90 m	
Centerline Station Downstream		70.90 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	200.00	3.00	200.00
3.00	217.45	3.00	217.45
Viadotto S. Benedetto I - Tronco I (1+538-1+662) Pila 3			
Centerline Station Upstream		101.90 m	
Centerline Station Downstream		101.90 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	200.00	3.00	200.00
3.00	217.85	3.00	217.85

- Viadotto San Benedetto II: carreggiata sx e dx, lunghezza 122 m:



Fig. 4.49. Vista dall'alto del Viadotto S. Benedetto II (Google Maps).



Fig. 4.50. Vista stradale del vecchio Viadotto S. Benedetto II (Google Maps).

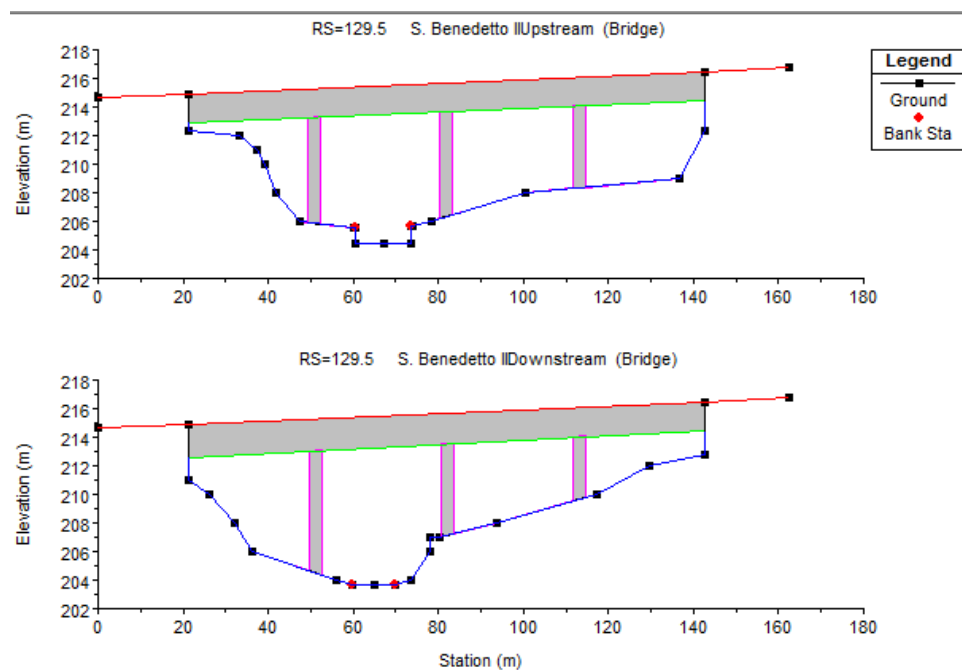


Fig. 4.51. Finestra "Bridge Culvert Data" di HEC-RAS: Viadotto S. Benedetto II.

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

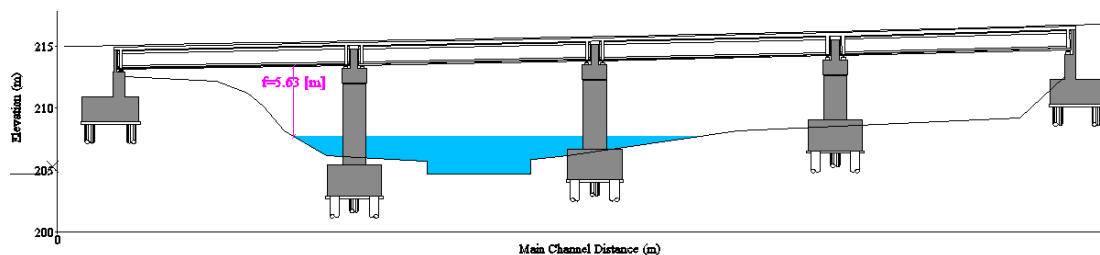


Fig. 4.52. Sezione trasversale del Viadotto S. Benedetto II
(ANAS S.p.A. Provincia Regionale di Agrigento - Settore Programmazione e Progettazione: Sintesi non tecnica SA001).

Tab. 4.11. Dati d'input delle pile del Viadotto S. Benedetto II.

Viadotto S. Benedetto II - Pila 1			
Centerline Station Upstream		50.95 m	
Centerline Station Downstream		51.00 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	203.00	3.00	203.00
3.00	214.75	3.00	214.55
Viadotto S. Benedetto II - Pila 2			
Centerline Station Upstream		81.95 m	
Centerline Station Downstream		82.00 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	203.00	3.00	203.00
3.00	215.10	3.00	215.00
Viadotto S. Benedetto II - Pila 3			
Centerline Station Upstream		113.00 m	
Centerline Station Downstream		113.00 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
3.00	203.00	3.00	203.00
3.00	215.55	3.00	215.50

- Viadotto Rocca Daniele: carreggiata sx e dx, lunghezza 425 m:



Fig. 4.53. Vista dall'alto del Viadotto Rocca Daniele (Google Maps).



Fig. 4.54. Vista del Viadotto Rocca Daniele da sottopassaggio (Google Maps).

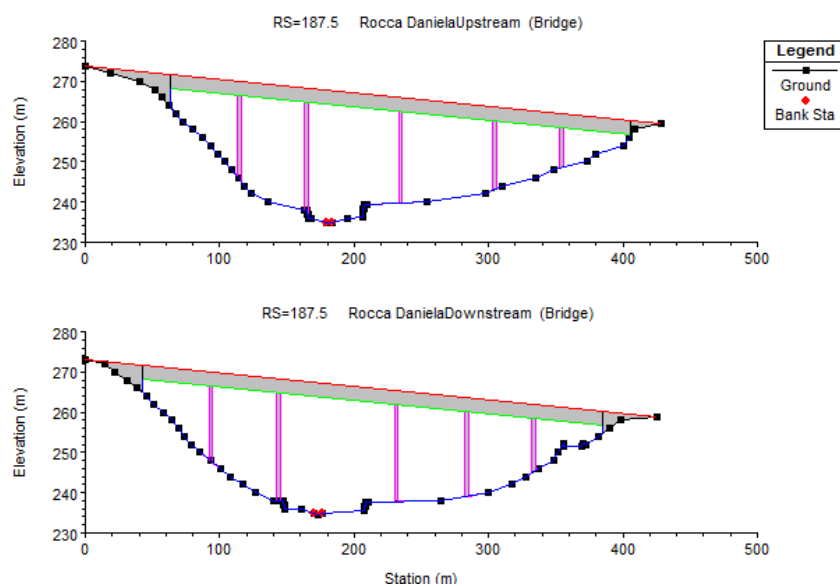
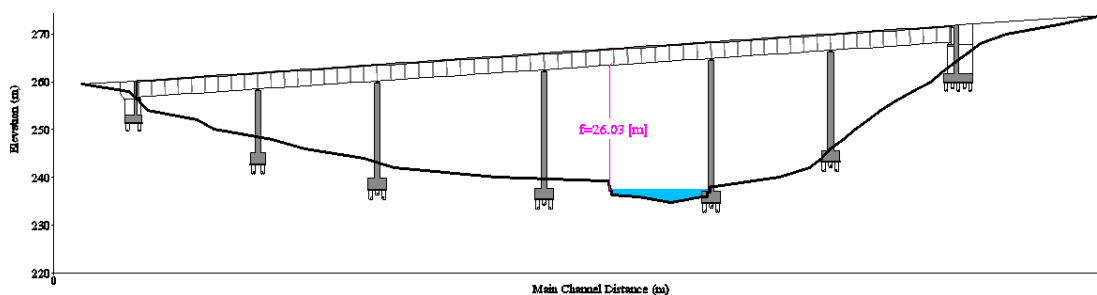


Fig. 4.55. Finestra "Bridge Culvert Data" di HEC-RAS: Viadotto Rocca Daniele.



*Fig. 4.56. Sezione trasversale del Viadotto Rocca Daniele
(ANAS S.p.A. Provincia Regionale di Agrigento - Settore
Programmazione e Progettazione: Sintesi non tecnica SA001).*

Tab. 4.12. Dati d'input delle pile del Viadotto Rocca Daniele.

Viadotto Rocca Daniele - Pila 1			
Centerline Station Upstream		114.43 m	
Centerline Station Downstream		93.63 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
2.50	234.00	3.00	234.00
2.50	269.56	3.00	269.54
Viadotto Rocca Daniele - Pila 2			
Centerline Station Upstream		164.43 m	
Centerline Station Downstream		143.63 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
2.50	234.00	3.00	234.00
2.50	267.88	3.00	267.85
Viadotto Rocca Daniele - Pila 3			
Centerline Station Upstream		234.43 m	
Centerline Station Downstream		231.63 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
2.50	234.00	3.00	234.00
2.50	265.52	3.00	265.49
Viadotto Rocca Daniele - Pila 4			
Centerline Station Upstream		304.43 m	
Centerline Station Downstream		283.63 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
2.50	234.00	3.00	234.00
2.50	263.16	3.00	263.13
Viadotto Rocca Daniele - Pila 5			
Centerline Station Upstream		354.43 m	
Centerline Station Downstream		333.63 m	
Upstream		Downstream	
Pier Width [m]	Elavation [m]	Pier Width [m]	Elavation [m]
2.50	234.00	3.00	234.00
2.50	261.47	3.00	261.45

4.7.7. Analisi in moto permanente: Steady Flow Analysis

Inseriti tutti i dati geometrici richiesti per caratterizzare con la maggiore precisione possibile il corso d'acqua, è necessario inserire i dati di portata. L'inserimento dei dati di portata avviene aprendo la finestra di dialogo "Steady Flow Data" (Fig. 4.57), dal menu "Edit" della finestra principale di HEC-RAS.

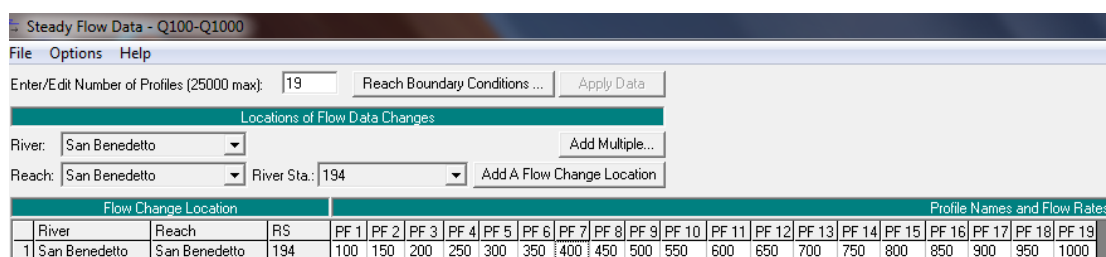


Fig. 4.57. Finestra "Bridge Culvert Data" di HEC-RAS: Steady Flow Data.

In particolare, le simulazioni sono state effettuate facendo variare la portata da 100 a 1000 m³/s, considerando incrementi di 50 m³/s; ciò al fine di analizzare l'influenza della variazione del tirante idrico in alveo sul fenomeno erosivo in prossimità degli attraversamenti stradali. Dopo aver inserito i valori di portata necessari alla caratterizzazione idraulica del corso d'acqua, occorre definire le condizioni al contorno (Steady Flow Boundary Conditions). Quest'ultime sono necessarie per stabilire il livello della superficie libera nel tratto iniziale del corso d'acqua considerato (Upstream) e alla foce (Downstream), e quindi, per avviare il processo di calcolo. Per quanto riguarda la condizione al contorno di monte e di valle, è stata ipotizzata una corrente di tipo mista e valore di tirante pari al tirante idrico sia a monte che a valle.

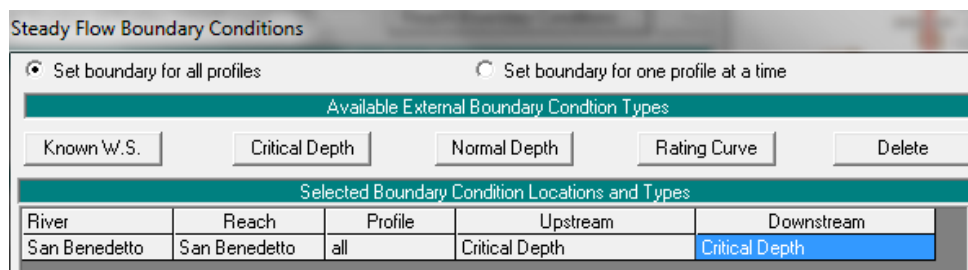


Fig. 4.58. Finestra "Bridge Culvert Data" di HEC-RAS: Steady Flow Boundary Conditions.

Infine, si è avviata l'analisi di moto permanente tramite il comando "Steady Flow Analysis" dal menu "Run" della finestra principale di HEC-RAS. Come ultimo passo prima di avviare l'analisi (Compute), consiste nel definire le caratteristiche della corrente (Flow Regime), che può essere subcritica (corrente lenta), supercritica (corrente veloce) o mista (occorre verificare che le condizioni al contorno siano compatibili con il "Flow Regime" scelto). In questo caso si è ipotizzata una corrente di tipo misto "Flow Regime Mixed".

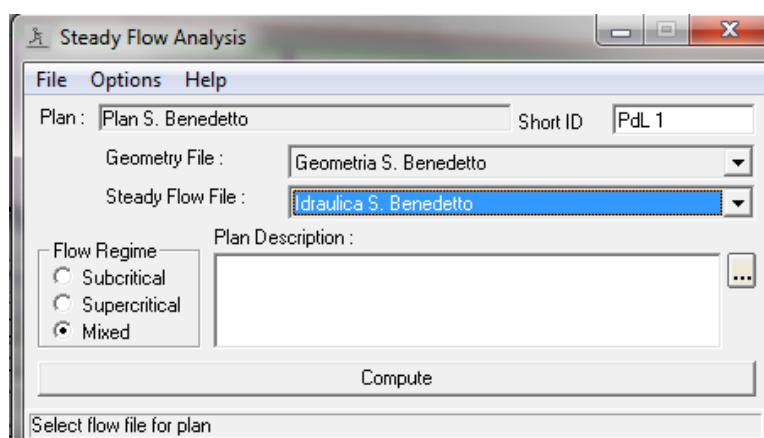


Fig. 4.59. Finestra "Bridge Culvert Data" di HEC-RAS: Avvio dell'analisi.

Il risultato della simulazione può essere estratto in forma tabellare (Fig. 4.60), in profilo longitudinale (Fig. 4.61) e in forma prospettica (Fig. 4.62).

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
San Benedetto	147	TR=300 anni	987.00	216.90	221.44	221.71	223.26	0.008651	7.81	166.67	61.54	1.19
San Benedetto	146	TR=300 anni	987.00	216.50	220.35	221.10	222.83	0.016624	9.78	143.25	70.40	1.62
San Benedetto	145	TR=300 anni	987.00	216.25	221.18	221.18	222.44	0.006163	7.31	203.23	81.04	1.07
San Benedetto	144	TR=300 anni	987.00	214.85	219.30	219.98	221.73	0.010353	6.98	148.73	62.81	1.29
San Benedetto	143	TR=300 anni	987.00	214.70	218.64	219.26	220.87	0.010230	6.79	159.85	74.39	1.28
San Benedetto	142	TR=300 anni	987.00	212.85	217.85	218.38	220.00	0.007655	7.12	172.53	68.87	1.15
San Benedetto	141	TR=300 anni	987.00	210.90	215.81	216.83	218.75	0.011949	8.28	149.90	71.84	1.40
San Benedetto	140	TR=300 anni	987.00	209.10	213.32	214.44	216.56	0.011797	8.41	142.45	69.80	1.42
San Benedetto	139	TR=300 anni	987.00	208.80	213.01	214.18	216.38	0.022078	11.85	127.67	68.29	1.88
San Benedetto	138	TR=300 anni	987.00	208.70	212.71	213.86	216.15	0.023060	12.02	124.10	64.16	1.95
San Benedetto	137	TR=300 anni	987.00	208.00	212.30	213.18	214.97	0.014542	9.81	138.55	58.32	1.54
San Benedetto	136	TR=300 anni	987.00	207.05	210.41	211.40	213.66	0.022034	10.39	126.55	64.68	1.86
San Benedetto	135	TR=300 anni	987.00	206.75	209.91	211.02	213.57	0.022494	10.53	121.77	61.70	1.92
San Benedetto	134	TR=300 anni	987.00	206.00	211.51	210.77	212.41	0.002744	5.45	241.50	67.21	0.74
San Benedetto	133	TR=300 anni	987.00	205.80	210.94	210.94	212.35	0.005188	7.03	196.74	66.43	1.00
San Benedetto	132	TR=300 anni	987.00	205.10	211.35	210.31	211.90	0.001634	4.42	314.08	93.37	0.58
San Benedetto	131	TR=300 anni	987.00	204.90	211.41		211.87	0.001058	3.65	354.00	93.92	0.47
San Benedetto	130	TR=300 anni	987.00	204.50	211.53	209.49	211.80	0.000662	2.84	444.33	105.97	0.34
San Benedetto	129.5 S. Benedetto II	Bridge										
San Benedetto	129	TR=300 anni	987.00	203.65	210.73		211.13	0.000899	3.68	382.17	98.83	0.44

Fig. 4.60. Risultati d'output in forma tabellare.

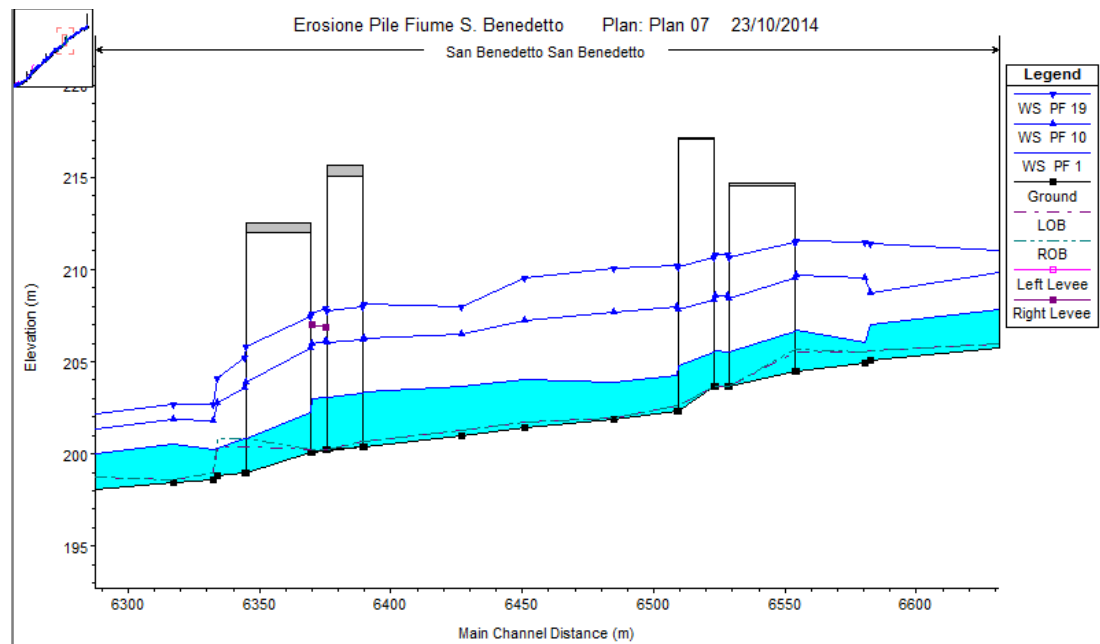


Fig. 4.61. Parte in Zoom del Profilo Longitudinale d'output.

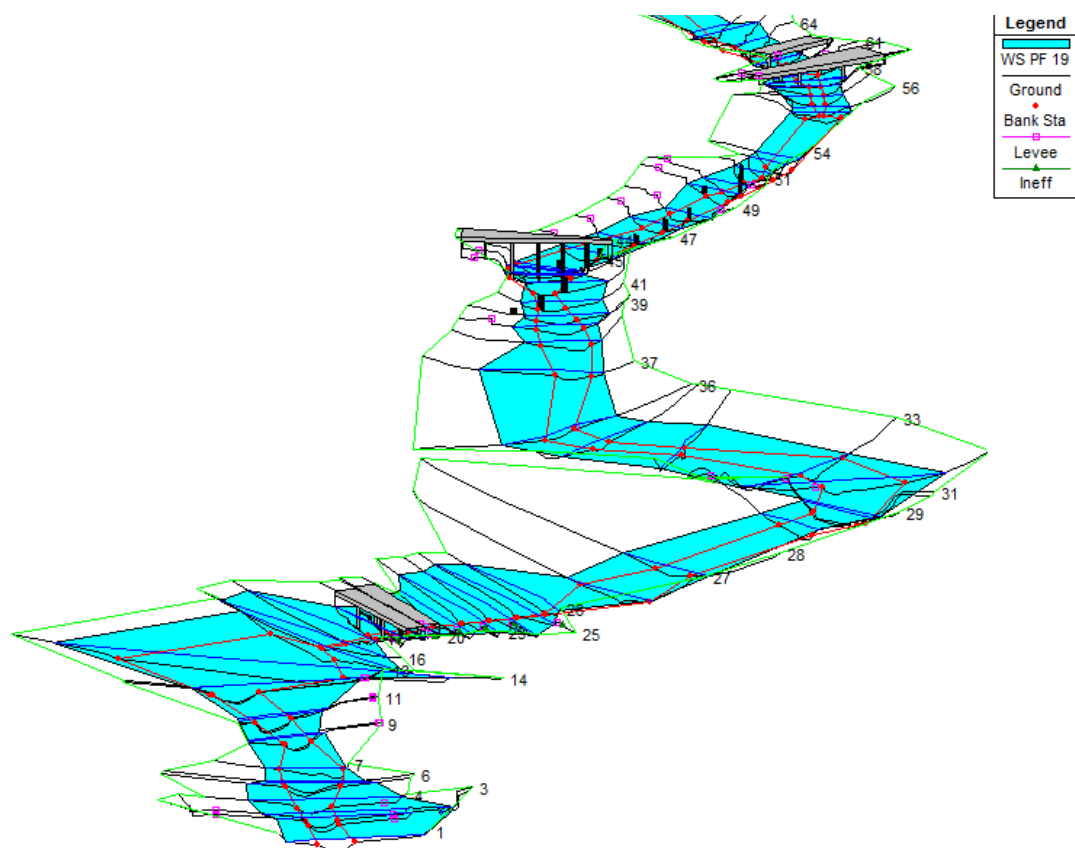


Fig. 4.62. Risultato d'output in forma prospettica.

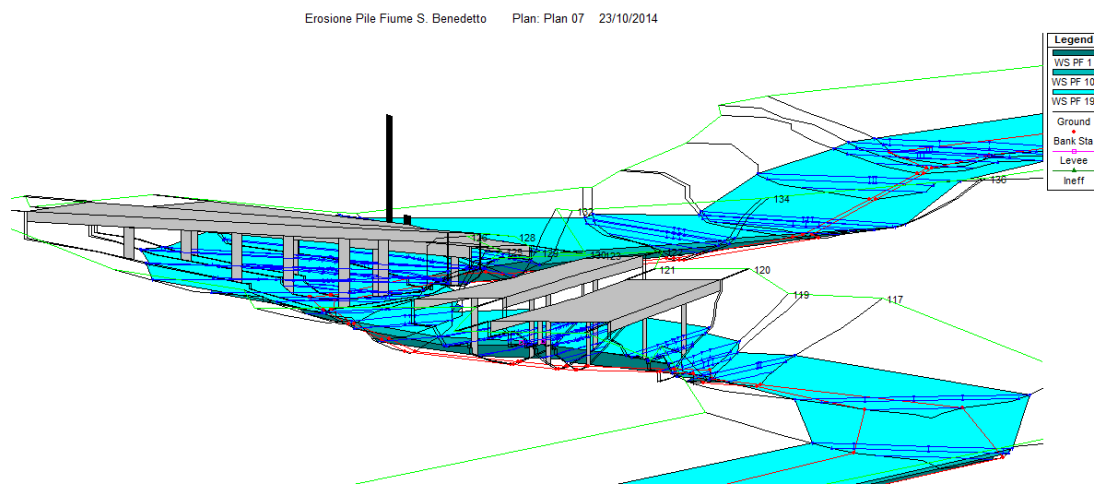


Fig. 4.63. Particolare dell'output in forma prospettica.

Per quanto concerne gli output della simulazione idraulica, non tutte le sezioni riescono a contenere le portate massime, essendo caratterizzate da un'evidente esondazione laterale. Nelle zone in prossimità degli attraversamenti stradali, il livello risulta maggiore rispetto alle altre sezioni, per ogni portata. Lungo tutto il corso d'acqua analizzato, non si presenta mai il problema del sormonto dei ponti, essendo questi ultimi abbastanza alti rispetto alla quota del fondo alveo. Alcune sezioni, essendo particolarmente concave verso il basso, e non presentando nei dintorni zone urbane, riescono a mantenere una certa sufficienza idraulica nonostante gli alti tiranti. In molte zone, il rischio idraulico risulta praticamente nullo, essendo assenti gli elementi a rischio. Si ricorda che in una zona, per identificare un livello di rischio idraulico, devono essere presenti degli elementi vulnerabili (insediamenti urbani, case sparse, zone industriali). Il rischio è dato dal valore degli elementi moltiplicato per la probabilità d'accadimento dell'evento e per la vulnerabilità degli elementi stessi. In altre zone sono presenti piccoli insediamenti abitativi o piccoli nuclei industriali, dunque, bisogna tenere in conto l'insufficienza idraulica tracciando delle mappe di rischio esondazione. Ci concentreremo adesso sulla parte di calcolo del Software riguardante l'erosione che la corrente stessa genera in prossimità delle pile dei ponti, obiettivo della presente tesi, senza soffermarci al tracciamento delle mappe di rischio idraulico.

4.8. Calcolo dell'erosione in corrispondenza delle pile

Il calcolo dell'erosione in corrispondenza delle pile dei ponti tramite il modello HEC-RAS si basa sui metodi descritti nella "Circolare n°. 18 di Ingegneria Idraulica" (FHWA, 2001). Di seguito è descritta la procedura d'immissione dei dati d'input richiesti per il calcolo dell'erosione per contrazione e dell'erosione locale in corrispondenza delle pile e delle spalle dei viadotti. Con questa applicazione è stato possibile esaminare gli effetti che l'erosione genera sulle pile dei viadotti stradali della S.S. 640 del caso di studio. I calcoli sono eseguiti aprendo la finestra "Hydraulic Design Functions" e selezionando la funzione "Bridge Scour" dal menù a tendina "Type". Una volta che questa opzione viene selezionata il Programma va automaticamente al file d'output e genera l'output di calcolo per la sezione "approach", la sezione appena a monte del ponte, e le sezioni all'interno del ponte. La finestra di progettazione idraulica "Bridge Scour" appare come mostrato in Figura 4.64.

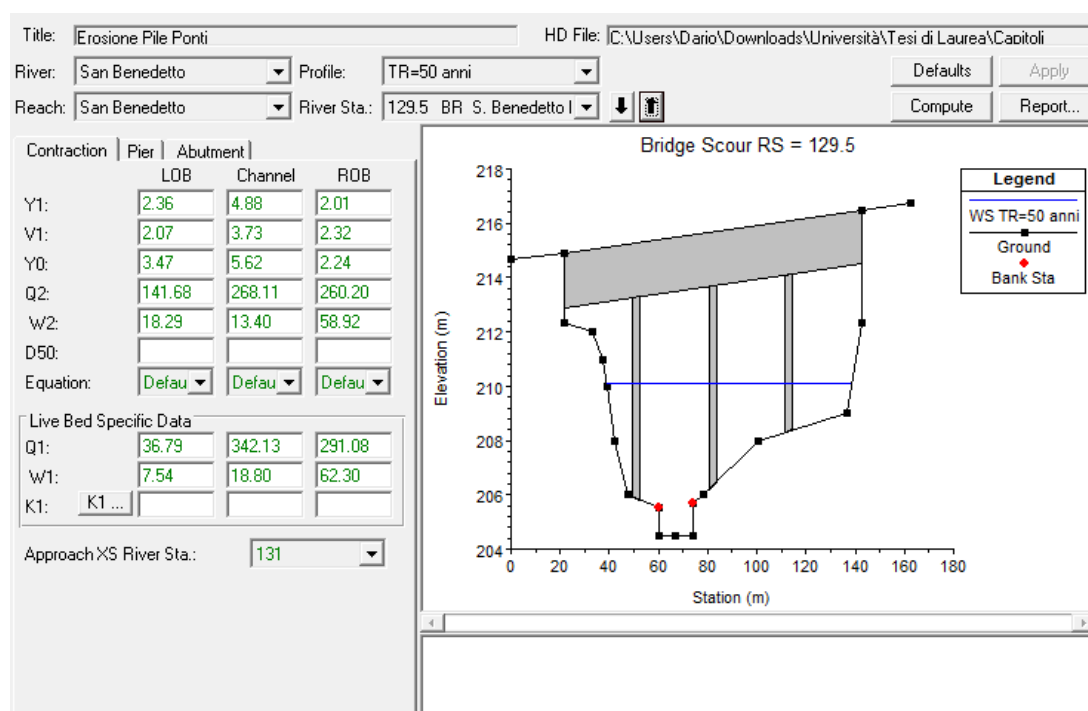


Fig. 4.64. Finestra "Hydraulic Design" di HEC-RAS: Scour at Bridges - Contraction Scour.

Come si può vedere, la finestra “Bridge Scour” contiene i dati d’input, un grafico, e una finestra per la sintesi dei risultati. Schede di dati d’input sono disponibili per l’erosione di contrazione, localizzata alla base delle pile e per quella alle spalle. L’utente è tenuto ad inserire soltanto una minima quantità di dati d’input affinché si possa eseguire la computazione. Si ha, inoltre, la possibilità di modificare i dati che HEC-RAS ha selezionato dal file d’output, inserendo i propri valori. Questo fornisce la massima flessibilità nell’utilizzo del Software.

4.8.1. Contraction Scour Data

L’erosione per contrazione può essere calcolata tramite le seguenti equazioni:

- Laursen’s Clear-Water Equation (1963);
- Laursen’s Live-Bed Equation (1960).

La Fig. 4.64 mostra tutti i dati per i calcoli dello scavo per contrazione. Tutte le variabili, eccetto K_1 e D_{50} , sono ottenute automaticamente dal file d’output di HEC-RAS in funzione dei dati idraulici. Per calcolare la “Contraction Scour”, bisogna inserire il D_{50} (frazione di dimensione media del materiale del letto del fiume) e la temperatura dell’acqua per calcolare il fattore K_1 . Ognuna delle variabili che sono utilizzate nel calcolo sono definite di seguito. Dal menù “Equation”, HEC-RAS consente di selezionare una delle 2 equazioni. Nell’ambito della tesi è stata selezionata la voce “Default” (il programma seleziona l’equazione più appropriata), il Software calcola il parametro V_c , velocità critica che trasporta il materiale più fine del D_{50} . Se la velocità media in corrispondenza della sezione di approccio trasversale è superiore a V_c , il programma utilizza l’equazione “Live-Bed”. In caso contrario, sarà utilizzata l’equazione “Clear-Water”.

Live-Bed Contraction Scour:

La “Live-Bed Contraction Scour” si verifica quando il materiale del letto a monte del ponte viene trasportato nella regione di scavo. Questo tipo d’erosione è ciclica, con periodi di scavo e periodi di riempimento. All’aumentare della profondità di scavo con il tirante idrico, aumenta l’area della sezione bagnata. Questa azione riduce la velocità di taglio e la tensione media e, di conseguenza, diminuisce la quantità di materiale eroso dal letto e trasportato dal canale di scavo. Durante la fase discendente dell’idrogramma, il foro di scavo tende a riempirsi con i sedimenti. Quando le due componenti si eguagliano, il foro raggiunge l’equilibrio e la sua massima profondità per le condizioni di flusso. La profondità d’equilibrio per l’erosione di tipo “Live-Bed” per un reach contratto (Fig. 4.65) è funzione della larghezza, del flusso, della profondità del flusso nella sezione contratta e a monte della stessa. La profondità della “Live-Bed Contraction Scour” in una sezione contratta può essere calcolata utilizzando una versione modificata dell’equazione di Laursen del 1960 (Richardson e Davis, 2001), che è definita come:

$$\frac{y_0}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{\frac{6}{7}} \cdot \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1} \text{ con } y_s = y_0 - y_1 \quad (4.1)$$

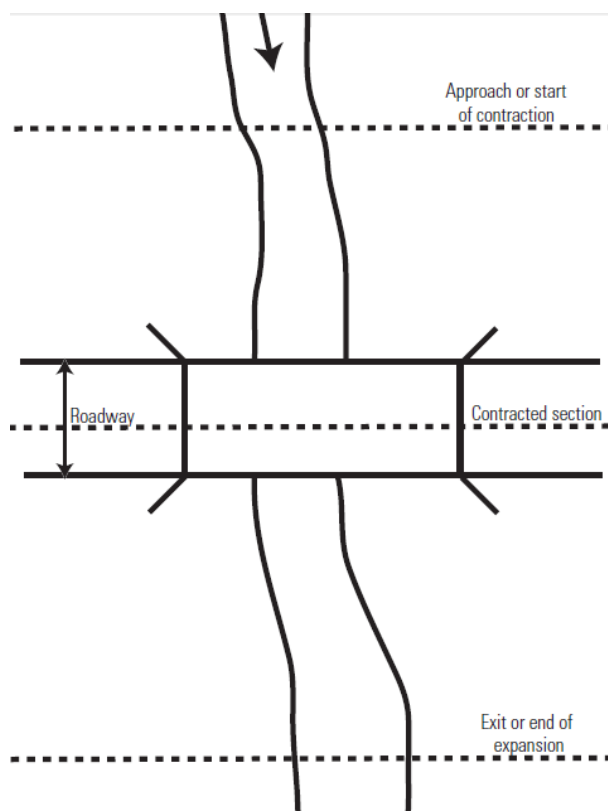


Fig. 4.65. Diagramma schematico del “contracted reach”.

I parametri dell'equazione 4.1 sono i seguenti:

- Y_1 : profondità media (hydraulic depth) nella “left overbank”, nel “main channel”, e nella “right overbank”, della sezione in esame (approach).
- V_1 : velocità media di flusso nella “left overbank”, nel “main channel”, e nella “right overbank”, della sezione in esame (approach).
- Y_0 : profondità media nella “left overbank”, nel “main channel”, e nella “right overbank”, della sezione contratta. Quest'ultima rappresenta la sezione trasversale all'interno del ponte all'estremità di monte (sezione BU).
- Q_2 : flusso nella “left overbank”, nel “main channel”, e nella “right overbank”, della sezione contratta (sezione BU).
- W_2 : larghezza superiore dell'area di flusso attiva (non comprende l'area di flusso inefficace) nella sezione contratta (sezione BU).

- D_{50} : lato della maglia del setaccio che lascia passare il 50 % in peso del campione in esame, nella “left overbank”, nel “main channel”, e nella “right overbank”. Le dimensione delle particelle deve essere inserita in millimetri dall’user.
- Q_1 : flusso nella “left overbank”, nel “main channel”, e nella “right overbank”, della sezione “approach”.
- W_1 : larghezza superiore dell’area di flusso attiva (non comprende l’area di flusso inefficace) della sezione “approach”.
- K_1 : esponente dell’equazione che rappresenta la modalità di trasporto del materiale nel letto. Il programma può calcolare un valore per K_1 o può essere immesso manualmente. Esso è funzione della line di pendenza dell’energia (S_1) in corrispondenza della sezione d’approccio, della velocità di taglio (V^*) in corrispondenza della sezione d’approccio, della temperatura dell’acqua, e della velocità di caduta (w) del materiale del letto D_{50} .

	LOB	Channel	ROB
S_1 :	0.002530	0.002530	0.002530
V^* (m/s):	0.23	0.35	0.24
Water Temp (C):		16.0	
w (m/s):	0.2104	0.2104	0.2104
V^*/w :	1.093	1.663	1.141
K_1 :	0.640	0.640	0.640

Fig. 4.66. Finestra “Compute K_1 for Contraction Scour” di HEC-RAS.

Clear-Water Contraction Scour:

Le profondità d’equilibrio che si ottengono utilizzando la “Clear-Water Contraction Scour” sono solitamente maggiori rispetto a quelle ottenute con la precedente equazione. I fori creati nelle zone di “Clear-Water” non vengono riempiti durante la recessione dell’idrogramma a causa della mancanza di trasporto di sedimenti da monte. In alcuni casi, il sedimento viene trasportato dal letto a monte ma rimane sospeso attraverso l’apertura del ponte. La mancanza di trasporto di sedimenti in genere è associata ad “overbanks” molto vegetate, alvei

armati, materiali coesivi del letto, letti con materiali grossolani, e canali “rip-rapped”. L’erosione per contrazione “Clear-Water” di solito avviene nelle zone “overbank” di un ponte o sotto strutture in rilievo (Fig. 4.67). L’ostruzione del flusso nelle “overbank” da parte di argini stradali provoca l’accelerazione del flusso attraverso il ponte e la rimozione del materiale del letto.

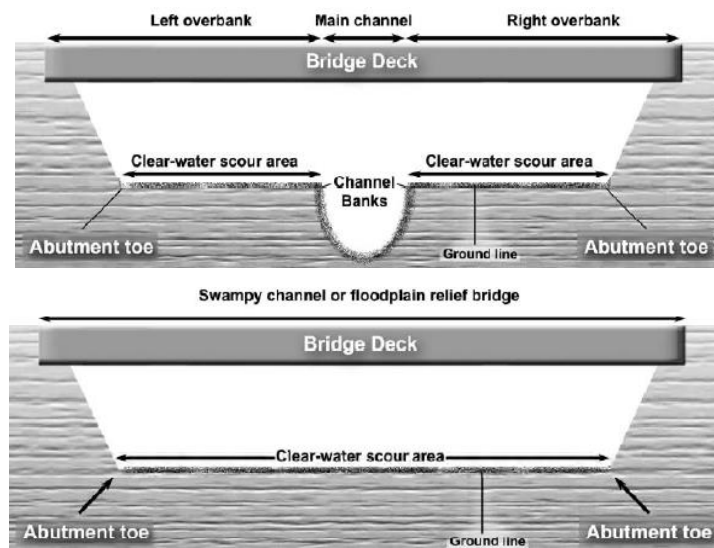


Fig. 4.67. Tipica "cross section" per canale ben definito e con ponte in rilievo che mostra le aree di "Clear-Water Scour".

Metodi analitici attuali per il calcolo della “Clear-Water Contraction Scour” si basano su equazioni descritte in HEC-18 (Richardson e Davis, 2001) e sviluppato da Laursen (1963). Di seguito si riporta l’equazione che HEC-RAS utilizza.

$$y_2 = \left(\frac{K_u Q^2}{D_m^{2/3} W^2} \right)^{3/7} \quad \text{con} \quad y_s = y_2 - y_1 \quad (4.2)$$

dove:

- y_2 : profondità media del flusso d’equilibrio nella sezione contratta dopo la “Contraction Scour”.
- Q : portata attraverso il ponte o sul “set-back” dell’area “overbank” associata alla larghezza W .

- D_m : diametro della più piccola particella non trasportabile tra il materiale del letto nella sezione contratta, definito come $D_m = 1.25 \cdot D_{50}$.
- W : larghezza della sezione contratta meno le larghezze delle pile.
- y_s : profondità media di scavo nella sezione contratta.
- y_1 : profondità media del flusso della sezione prima della “Contraction Scour”.
- K_u : valore costante pari a 0.0077 per l’unità di misura Inglese.

La caratterizzazione del materiale costituente il letto di un torrente richiede la conoscenza della distribuzione granulometrica dei sedimenti. Per la classificazione dei sedimenti si può far riferimento alla progressione proposta dall’American Geophysical Union e riportata in Tab. 4.13. La classificazione per diametri segue la scala di Wentworth che si basa su una progressione esponenziale dei diametri: la base è 2 e l’esponente è l’indice $-\phi$ (sarà quindi: $D = 2^{-\phi}$, con il diametro D espresso in mm).

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

Tab. 4.13. Classi e dimensioni dei sedimenti incoerenti (American Geophysical Union).

Tipo di sedimento	Indice: $-\varphi$ $2^{-\varphi}$	Classe diametrica D (mm)
Massi molto grossi	$2^{12} - 2^{11.5}$	4096 – 2896
Massi molto grossi	$2^{11.5} - 2^{11}$	2896 – 2048
Massi grossi	$2^{11} - 2^{10.5}$	2048 – 1448
Massi grossi	$2^{10.5} - 2^{10}$	1448 – 1024
Massi medi	$2^{10} - 2^{9.5}$	1024 – 724
Massi medi	$2^{9.5} - 2^9$	724 – 512
Massi piccoli	$2^9 - 2^{8.5}$	512 – 362
Massi piccoli	$2^{8.5} - 2^8$	362 – 256
Ciottoli grossi	$2^8 - 2^{7.5}$	256 – 181
Ciottoli grossi	$2^{7.5} - 2^7$	181 – 128
Ciottoli piccoli	$2^7 - 2^{6.5}$	128 – 90
Ciottoli piccoli	$2^{6.5} - 2^6$	90 – 64
Ghiaia molto grossa	$2^6 - 2^5$	64 – 32
Ghiaia grossa	$2^5 - 2^4$	32 – 16
Ghiaia media	$2^4 - 2^3$	16 – 8
Ghiaia fine	$2^3 - 2^2$	8 – 4
Ghiaia molto fine	$2^2 - 2^1$	4 – 2
Sabbia molto grossa	$2^1 - 2^{0.5}$	2 – 1.4
Sabbia grossa	$2^{0.5} - 2^{-1}$	1.4 – 0.5
Sabbia da media a molto fine	$2^{-1} - 2^{-4}$	0.5 – 0.06
Limo	$2^{-4} - 2^{-8}$	0.06 – 0.004
Argilla	$2^{-8} - 2^{-12}$	0.004 – 0.002

Il metodo universalmente adottato per la stima analitica della granulometria, prevede il prelievo nell'alveo di una quantità di materiale sufficientemente rappresentativa della gamma granulometrica costituente il letto. Questo campione è quindi sottoposto ad un'analisi che consiste nel vagliare i sedimenti con dei setacci a maglie quadrate aventi dimensioni standard. La curva che sintetizza queste misure è appunto chiamata "granulometrica" ed esprime l'andamento delle percentuali in peso del campione che sono passate attraverso le maglie dei rispettivi vagli. Ad esempio, il D_{95} della curva rappresenta quella maglia del setaccio che lascia passare il 95 % in peso del campione (quest'ultimo è quindi un parametro descrittivo delle granulometrie più grossolane che costituiscono il campione).

Nel caso di studio, in tutte le sezioni analizzate sono stati inseriti i seguenti parametri d'input ipotizzandoli costanti lungo l'alveo.

Tab. 4.14. Dati d'input per il calcolo dell'erosione dovuta a contrazione.

Contraction Scour			
Parametro	Zona	Valore	U.M.
D ₅₀	LOB	0.01	mm
	Channel	0.01	mm
	ROB	0.01	mm
Water Temp.	-	16	°C

Abbiamo scelto di utilizzare il valore pari a 0.01, per quanto riguarda il D₅₀, perché il letto del fiume è composto prevalentemente da limi.

Si riporta in Fig. 4.68 l'output di scavo per contrazione relativo ad uno degli undici attraversamenti:

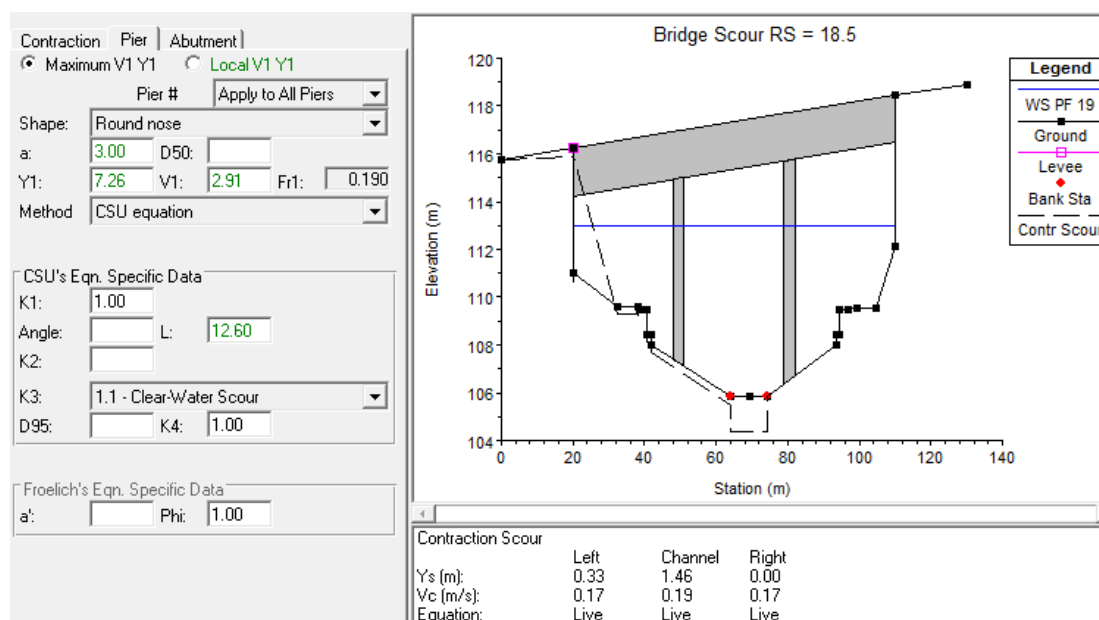


Fig. 4.68. Finestra d'output di HEC-RAS: Erosione per contrazione del Viadotto S. Pietro (sx) per una portata pari a 1000 m³/s.

Il calcolo è eseguito separatamente per il “left overbank”, canale principale e il “right overbank”. Il parametro Y_s rappresenta la profondità di scavo e V_c è la

velocità critica. Il Software usa l'equazione "Live-Bed" essendo $V_c < V_1$. Accade per tutte le sezioni analizzate, non si utilizza mai l'equazione "Clear-Water". Il grafico è aggiornato per evidenziare l'abbassamento del letto causato dalla "Contraction Scour". Ovviamente per ogni sezione si ottengono tanti output quanti sono i tempi di ritorno. Questi ultimi sono selezionabili da un menù a tendina in ogni sezione, si deve ripetere la procedura d'inserimento dei dati d'input e quindi eseguire la simulazione.

In particolare, le simulazioni sono state effettuate in corrispondenza di tutti i profili di corrente ottenuti precedentemente al fine di mettere in relazione la variazione di portata con il fenomeno erosivo in corrispondenza degli attraversamenti stradali.

Si riportano nella pagina di seguito i risultati d'output ottenuti per la "Contraction Scour".

Tab. 4.15. Esempio output erosione di contrazione per portata min, media e max.

Contraction Scour [m]				
<i>Viadotto</i>	<i>Zona</i>	<i>100 m³/s</i>	<i>500 m³/s</i>	<i>1000 m³/s</i>
S. Pietro (sx)	LOB	0.18	0.30	0.33
	Channel	0.28	0.86	1.46
	ROB	0.00	0.00	0.00
S. Pietro (dx)	LOB	0.08	0.35	0.54
	Channel	1.25	6.02	10.82
	ROB	0.00	0.00	0.40
Petrusa I	LOB	0.03	0.16	0.04
	Channel	0.09	0.18	0.24
	ROB	0.00	0.35	0.76
Petrusa II (dx)	LOB	0.00	0.00	0.00
	Channel	0.00	0.00	0.00
	ROB	0.00	0.00	0.00
Petrusa II (sx)	LOB	0.00	1.03	1.76
	Channel	0.00	1.61	2.37
	ROB	0.00	0.62	1.15
Gasena (Tronco 1A)	LOB	0.29	0.00	0.00
	Channel	0.31	0.00	0.00
	ROB	0.31	0.00	0.11
S. Benedetto I	LOB	0.27	1.08	1.41
	Channel	1.01	0.10	0.00
	ROB	0.90	1.36	2.10
Tronco I (A)	LOB	0.00	0.00	0.00
	Channel	0.00	0.00	0.00
	ROB	0.00	0.00	0.00
Tronco I (B)	LOB	0.14	0.10	0.05
	Channel	0.07	0.74	1.46
	ROB	0.00	0.03	0.02
S. Benedetto II	LOB	0.00	0.00	0.00
	Channel	0.00	0.25	1.36
	ROB	0.00	0.00	0.00
Rocca Daniele	LOB	0.00	0.00	0.00
	Channel	0.00	1.25	0.34
	ROB	0.00	0.32	0.26

4.8.2. Pier Scour Data

Il “Pier Scour” simula ciò che succede tra i piloni presenti in alveo. La presenza di quest’ultimi, infatti, provoca la formazione di vortici che tendono ad accentuare il fenomeno erosivo stesso. Questi vortici, già descritti nel capitolo precedente, a ferro di cavallo e a scia favoriscono entrambi lo scavo sino al raggiungimento di una condizione di equilibrio tra materiale trasportato ed eroso. L’erosione localizzata alle pile di un ponte può essere calcolata sia con l’equazione della Colorado State University (CSU) (Richardson, et al, 1990) o con quella di Froehlich (1988). La CSU è l’impostazione predefinita di HEC-RAS ed è l’approccio che è stato utilizzato nell’ambito di questa tesi. Di seguito si richiama l’equazione CSU (HEC-18):

$$\frac{y_s}{a} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{y_1}{a} \right)^{0.35} Fr_1^{0.43} \quad (4.3)$$

dove:

- y_s , è la profondità teorica d’erosione localizzata alla pila;
- a , è la larghezza della pila;
- K_1 , è il fattore di correzione adimensionale della forma della pila;
- K_2 , è il fattore di correzione adimensionale dell’angolo d’attacco del flusso;
- K_3 , è il fattore di correzione adimensionale per le condizioni del letto del fiume;
- K_4 , è il fattore di correzione adimensionale per l’armatura del letto del fiume;
- y_1 , è la profondità del flusso nella sezione d’approccio;
- Fr_1 , è il numero di Froude subito a monte della pila e definito come:

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} \quad (4.4)$$

dove:

- V_1 , è la velocità media subito a monte della pila;
- g , è l'accelerazione di gravità.

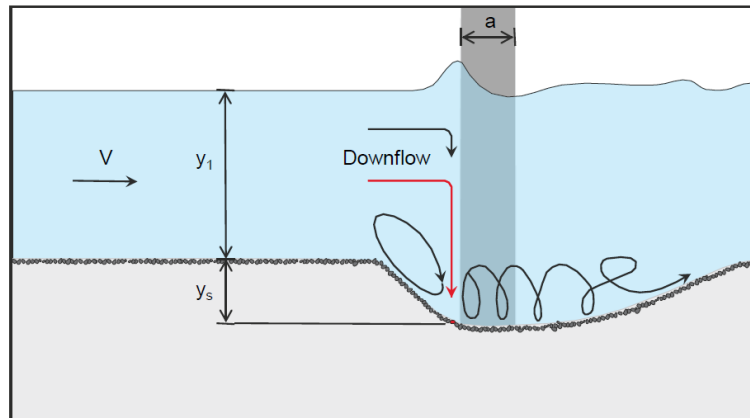


Fig. 4.69. Rappresentazione schematica della “Pier Scour”.

Come mostrato nella Fig. 4.70, bisogna solo inserire i parametri concernenti la forma della pila (K_1), l'angolo d'attacco del flusso che colpisce le pile (Angle), la condizione del letto del fiume (K_3), e la frazione granulometrica D_{95} . Tutti gli altri valori sono ottenuti automaticamente dal file d'output di HEC-RAS in funzione delle simulazioni idrauliche. Si ha la possibilità di utilizzare la massima velocità e profondità del canale principale, o la velocità e profondità locale in ogni pila per il calcolo della “Pier Scour”. In generale, la velocità e la profondità massima sono utilizzate al fine di spiegare il potenziale del “thalweg” del canale principale di migrare avanti e indietro all'interno dell'apertura del ponte. La migrazione del fondovalle del canale principale potrebbe causare lo scavo massimo potenzialmente verificabile in una qualsiasi delle pile dei ponti.

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

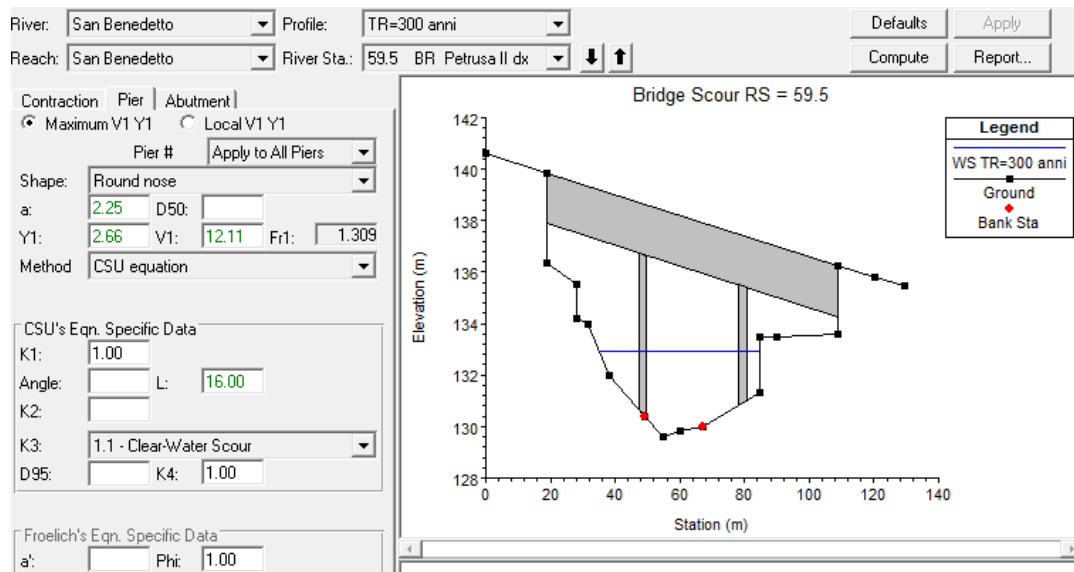


Fig. 4.70. Finestra “Hydraulic Design” di HEC-RAS: Scour at Bridges - Pier Scour.

- Maximum V_1 Y_1 : selezionando questa opzione il Software troverà la velocità massima e la profondità massima nella sezione a monte e all'esterno del ponte. HEC-RAS utilizza l'output di distribuzione del flusso per ottenere questi valori. La V_1 massima e la Y_1 massima saranno poi utilizzate per tutte le pile del ponte in esame.
- Local V_1 Y_1 : selezionando questa opzione il Programma troverà la velocità (V_1) e profondità (Y_1) alla sezione a monte e all'esterno del ponte che corrisponde allo stazionamento in mezz'ora di ciascuna pila.
- Method: consente di scegliere tra l'equazione CSU e l'equazione Froehlich per il calcolo dell'erosione locale nelle pile dei ponti.
- Pier #: questo lemma controlla come i dati possono essere inseriti. Quando è selezionata l'opzione “Apply to All Piers”, tutti i dati “Pier” inseriti dall'utente saranno applicati a tutte le pile. Opzionalmente, si può anche selezionare una pila inserendo le informazioni mancanti, o modificando tutti i dati già impostati.
- Shape: lemma utilizzato per stabilire la forma della pila (estremità a monte). Si può scegliere tra forma quadrata, rotonda, cilindro circolare, gruppo di cilindri, o forma affilata (triangolare) della pila. Quando si seleziona una

forma, il fattore “ K_1 ” per l’equazione CSU e il fattore “Phi” per l’equazione Froehlich vengono impostati automaticamente.

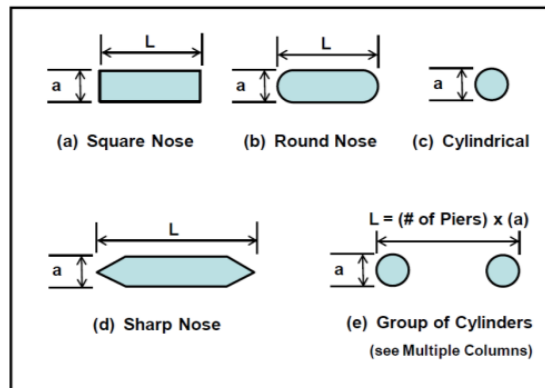


Fig. 4.71. Forme più comuni delle pile dei ponti
(April 2012, Publication No. FHWA-HIF-12-003, Hydraulic Engineering Circular No. 18).

- a: questo campo è utilizzato per immettere la larghezza della pila. Il Software utilizza automaticamente un valore in questo campo sulla base dei dati d’input del ponte. L’utente può modificare il valore.
- D_{50} , valore che viene inserito automaticamente per ciascun pilastro, sulla base di ciò che è stato inserito per la “left overbank”, per il canale principale, e per la “right overbank”, nei dati d’input della “Contraction Scour”. Si può modificare il valore di tutte le pile o delle individuali. Questo valore deve essere immesso in millimetri.
- Y_1 , questo campo è utilizzato per visualizzare la profondità dell’acqua a monte di ogni pila. Il valore è ricavato dall’output di distribuzione del flusso nella sezione a monte e all’esterno del ponte. Se l’utente ha scelto di utilizzare il massimo Y_1 e V_1 nei calcoli “Pier Scour”, allora questo campo mostra la profondità massima d’acqua nella sezione trasversale per ogni pila. La modifica del valore si può effettuare direttamente per ciascuna o tutte le pile.
- V_1 , visualizza la velocità media appena a monte di ogni singolo pilastro. Il valore è ricavato dall’output di distribuzione del flusso nella sezione a monte e all’esterno del ponte. Se l’utente ha scelto di utilizzare il massimo Y_1 e V_1

per i calcoli, allora questo campo mostra la velocità massima dell'acqua nella sezione trasversale per tutti i moli. Si può modificare questo valore direttamente per ciascuno o tutti i pilastri.

- Angle, campo utilizzato per inserire l'angolo d'attacco del flusso che si avvicina alla pila. Se la direzione del flusso a monte della pila è perpendicolare alla pila stessa, allora l'angolo assume valore pari a zero. Se il flusso si sta avvicinando con una certa angolazione, allora l'angolo deve essere inserito come un valore positivo in gradi. Una volta immesso il valore dell'angolo, il Programma imposta automaticamente un valore per il coefficiente K_2 . Quando l'angolo è maggiore di 5° , K_1 è impostato con valore 1.0.
- L, rappresenta la lunghezza del pilastro attraverso il ponte. Il campo è impostato automaticamente da HEC-RAS eguagliando la larghezza del ponte. L'utente può modificare la lunghezza di tutte le pile o di ogni singola. Questa lunghezza è utilizzata per determinare l'entità del fattore K_2 .
- K_1 , fattore di correzione per la forma della pila, utilizzata nell'equazione CSU. Questo fattore è impostato automaticamente quando si seleziona una forma. L'utente può sovrascrivere il valore selezionato e immettere un proprio valore.
- K_2 , fattore di correzione per l'angolo d'attacco del flusso, utilizzato nell'equazione CSU. Questo fattore è calcolato automaticamente una volta che inserita la larghezza della pila (a), la lunghezza della pila (L), e l'angolo d'attacco (Angle).
- K_3 , fattore di correzione per la condizione del letto del fiume, utilizzato nell'equazione CSU. L'utente può scegliere tra: "Clear-Water Scour", letto piano e flusso antidune, piccole dune, dune medie, e grandi dune.
- D_{95} , è la dimensione media del materiale del letto di cui il 95 % è più fine. La frazione dimensionale D_{95} è utilizzata nel calcolo del fattore K_4 , e deve essere inserita in millimetri direttamente dall'user.

- K_4 , è utilizzato per diminuire la profondità di scavo per conto dell'armatura del foro di scavo. Questo fattore viene applicato solo quando il D_{50} del materiale del letto è superiore a 0.2 mm e il D_{95} è maggiore di 2.0 mm. Questo fattore è calcolato automaticamente dal Programma, ed è una funzione di D_{50} , D_{95} , "a" e la profondità dell'acqua appena a monte della pila. Il fattore K_4 è usato nell'equazione CSU.
- a' , è la larghezza proiettata della pila rispetto alla direzione del flusso. Questo fattore deve essere calcolato dall'utente e si basa sulla larghezza della pila, la forma, l'angolo e la lunghezza. E' specifico per l'equazione di Froehlich.
- Φ , fattore di correzione per la forma della pila, utilizzato nell'equazione di Froehlich. Questo fattore è impostato automaticamente quando l'utente seleziona una forma. Si può sovrascrivere il valore selezionato e immettere un proprio valore.

Nel caso di studio in esame, l'equazione utilizzata è sempre la CSU, per ogni ponte ovviamente i dati d'input devono essere inseriti per tutte le portate. Nel nostro caso assumiamo costanti i dati al variare delle portate. Si riporta di seguito la tabella con i dati d'input utilizzati in tutte le sezioni dei ponti e per tutti i valori di portata.

Tab. 4.16. Dati d'input per il calcolo dell'erosione localizzata alla base delle pile.

Pier Scour		
<i>Parametro</i>	<i>Valore</i>	<i>U.M.</i>
$V_1 K_1$	Local	-
Pier #	Apply to All Piers	-
D_{50}	Automatic	-
Method	CSU Equation	-
Angle	0°	gradi
K_3	Small Dunes	-
D_{95}	0.06	mm
Shape	Round Nose	-

Si riporta in Fig. 4.72 l'output di scavo localizzato in una delle 11 sezioni studiate per una portata pari a $1000 \text{ m}^3/\text{s}$.

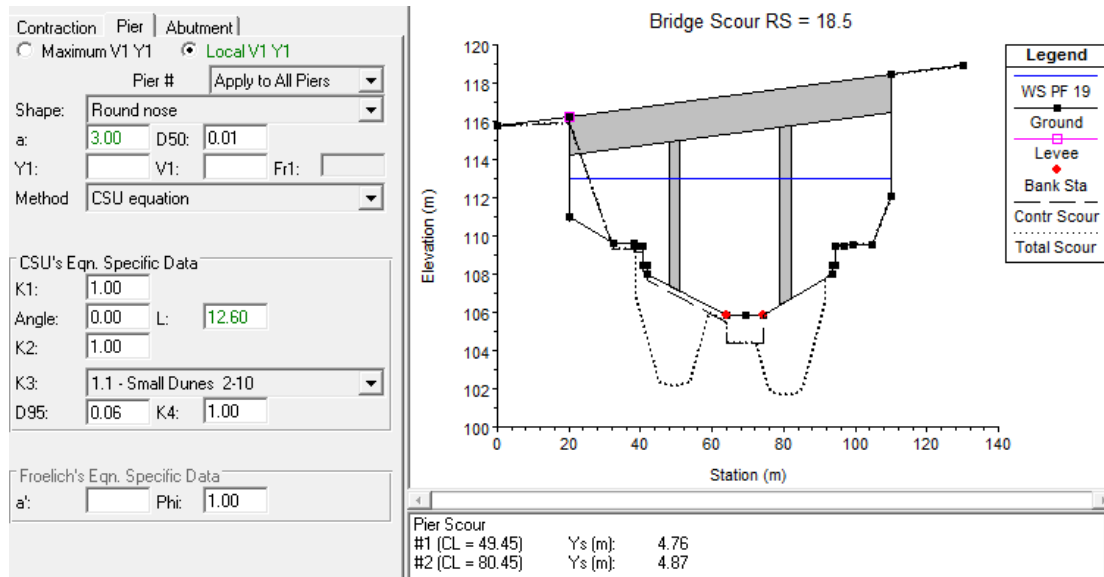


Fig. 4.72. Finestra d'output di HEC-RAS: Erosione localizzata alla base delle pile del Viadotto S. Pietro (sx) per una portata pari a $1000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Per l'esempio mostrato nella Fig. 4.72 è stata utilizzata l'equazione CSU, risultando in ogni pila uno scavo calcolato di 6.46 m ad ogni pila (mostrato sotto sintesi dei risultati in figura). Il grafico aggiornato contenente sia la "Contraction Scour" sia la "Pier Scour".

Tab. 4.17. Dati d'output dell'erosione localizzata alla base delle pile per i valori di portata minima, media e massima.

Pier Scour [m]				
<i>Viadotto</i>	<i>#Piers</i>	<i>100 m³/s</i>	<i>500 m³/s</i>	<i>1000 m³/s</i>
S. Pietro (sx)	1	2.75	4.01	4.76
	2	2.91	4.21	4.87
S. Pietro (dx)	1	2.47	3.97	4.73
	2	2.97	4.04	4.75
Petrusa I	1	0.00	0.00	2.40
	2	2.05	3.13	3.73
	3	2.26	3.25	3.82
	4	1.83	3.06	3.67
Petrusa II (dx)	1	2.25	3.31	3.85
	2	2.48	3.81	4.69
Petrusa II (sx)	-	-	-	-
Gasena (Tronco 1A)	1	0.00	2.97	4.87
	2	4.01	5.12	5.45
	3	0.00	0.00	4.65
S. Benedetto I	1	3.28	5.09	5.92
	2	0.00	0.00	4.42
Tronco I (A)	1	3.03	4.56	5.34
	2	1.70	3.75	4.57
Tronco I (B)	1	2.91	4.35	4.92
	2	3.18	3.73	4.28
	3	0.00	2.51	3.72
S. Benedetto II	1	2.93	4.07	4.50
	2	2.48	3.65	4.40
	3	0.00	3.34	4.17
Rocca Daniele	2	0.00	3.73	4.17
	3	0.00	2.87	3.60

4.8.3. Abutment Scour Data

L'erosione alla spalla della pila può essere calcolata sia tramite l'equazione HIRE (Richardson, 1990) sia con l'equazione di Froehlich (Froehlich, 1989). Il Software permette all'utente di selezionare una specifica equazione (HIRE o Froehlich). Quando si seleziona la modalità "default", HEC-RAS utilizza l'equazione più applicabile al caso in esame. La selezione è basata sul calcolo di un fattore dato dalla lunghezza "embankment" diviso la profondità d'approccio. Se questo fattore è maggiore di 25, il Programma utilizza automaticamente l'equazione HIRE, invece, se il fattore è uguale o inferiore a 25, automaticamente viene selezionata l'equazione Froehlich.

Froehlich's Abutment Scour Equation:

Froehlich (TRB 1989) ha analizzato 170 misurazioni d'erosione "live-bed" di laboratorio mediante analisi di regressione per ottenere la seguente equazione:

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27 K_1 K_2 \left(\frac{L'}{y_a} \right)^{0.43} \cdot Fr^{0.61} + 1 \quad (4.5)$$

dove:

- K_1 , coefficiente per la forma della spalla (Tab. 4.18).
- K_2 , coefficiente per l'angolo tra "embankment" e flusso, pari a $(\theta/90)^{0.13}$ (Fig. 4.73 per definire θ), $\theta < 90^\circ$ se i punti "embankment" sono rivolti verso valle e $\theta > 90^\circ$ se rivolti verso monte.
- L' , lunghezza del flusso attivo ostruito dall'argine.
- A_e , area di flusso nella sezione d'approccio ostruita dall'argine.
- Fr , numero di Froude del flusso d'approccio a valle della spalla, pari a $V_e = (gy_a)^{1/2}$.
- V_e , velocità di flusso nella sezione "approach" pari a Q/A_e .

- Q_e , portata ostruita dalla spalla e dalla “embankment approach”.
- y_a , profondità media del flusso sulla golena, pari a A_e/L .
- L , lunghezza della “embankment” proiettata perpendicolarmente al flusso.

Description	K_1
Vertical-wall abutment	1.00
Vertical-wall abutment with wing walls	0.82
Spill-through abutment	0.55

Tab. 4.18. Coefficienti di forma della spalla della pila del ponte
(April 2012, Publication No. FHWA-HIF-12-003, Hydraulic Engineering Circular No. 18).

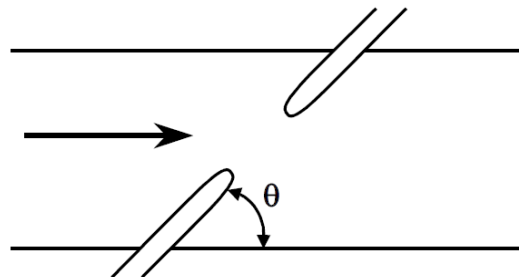


Fig. 4.73. Orientazione dell'angolo θ dell'“embankment”, 2, al flusso
(April 2012, Publication No. FHWA-HIF-12-003, Hydraulic Engineering Circular No. 18).

HIRE Abutment Scour Equation:

Questa equazione basata su dati di campo d'erosione alla fine dei contrafforti nel Fiume Mississippi (ottenuta dalla USACE) può anche essere utilizzata per stimare la “Abutment Scour” (FHWA 2001). L'HIRE è applicabile quando il rapporto tra la proiezione della lunghezza della spalla (L) e la profondità di flusso (y_1) è maggiore di 25. Può essere utilizzata per stimare y_s in una spalla dove le condizioni sono simili alle condizioni di campo per le quali l'equazione è stata determinata:

$$\frac{y_s}{y_1} = 4 \cdot Fr^{0.33} \frac{K_1}{0.55} K_2 \quad (4.6)$$

dove:

- y_s , profondità d'erosione;

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

- y_1 , profondità del flusso nella spalla nella parte “overbank” o nel “main channel”.
- Fr , numero di Froude basato sulla velocità e profondità adiacenti alla “upstream” della spalla.
- K_1 , coefficiente per la forma della spalla (Tab. 4.18).
- K_2 , coefficiente per l’angolo d’inclinazione della spalla rispetto al flusso calcolato come per l’equazione di Froehlich.

Si riporta di seguito l’interfaccia per la simulazione concernente la “Abutment Scour”:

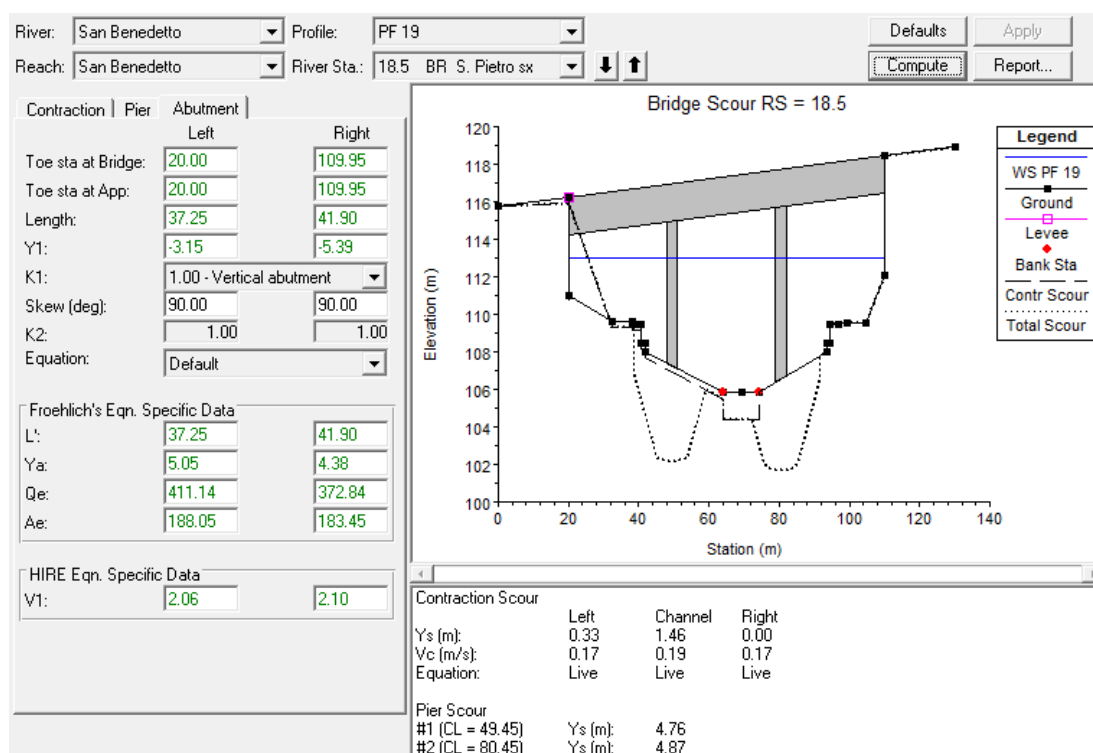


Fig. 4.74. Finestra di input/output di HEC-RAS: Erosione localizzata alle spalle del Viadotto S. Pietro (sx) per una portata pari a $1000 \text{ m}^3/\text{s}$.

La “Abutment Scour”, in genere, è calcolata separatamente per la spalla sinistra e per quella destra. All’utente è richiesto solo d’inserire il tipo di spalla (spill-through, verticale, verticale con muri d’ala). Il Software seleziona automaticamente i valori per tutte le altre variabili in base alle impostazioni di

“default” e gli output idraulici. Ognuna delle variabili che sono utilizzate nel calcolo dell’erosione alle spalle sono definite di seguito.

- Toe sta at Bridge: campo utilizzato per definire lo stazionamento nella sezione trasversale “upstream” del ponte (sezione BU), dove il piede della spalla interseca il terreno naturale.
- Toe sta at App.: campo utilizzato per definire lo stazionamento nella sezione d’approccio trasversale, basato sulla proiezione della stazione “abutment toe” sulla sezione d’approccio trasversale.
- Lenght: lunghezza della spalla e della “road embankment” che ostruisce il flusso. Il Software calcola automaticamente questo valore sia per “embankment” destro sia per quello sinistro.
- Y_1 : profondità dell’acqua calcolata alla stazione del piede del terrapieno, in corrispondenza della sezione trasversale a monte del ponte.
- K_1 : rappresenta un fattore di correzione per la forma della spalla. L’utente può scegliere tra: spalle verticali, verticali con muri d’ala, spalle spill-through.
- Skew: angolo d’attacco del flusso contro la spalla. Un valore di 90° deve essere inserito per spalle perpendicolari al flusso (situazione normale). Un valore inferiore a 90° deve essere registrato se la spalla è rivolta nella direzione “downstream”. Un valore maggiore di 90° deve essere inserito se le spalle sono rivolte nella direzione “upstream”. L’angolo d’inclinazione è utilizzato nel calcolo del fattore K_2 .
- L: lunghezza della spalla (embankment) proiettata normale al flusso (proiettata fino alla sezione “approach” trasversale). Questo valore è calcolato automaticamente da HEC-RAS quando l’utente immette una lunghezza di “abutment” e un angolo d’inclinazione.
- Y_a : profondità media del flusso (profondità idraulica) che viene bloccata dal terrapieno nella sezione d’approccio trasversale. Questo valore è calcolato proiettando lo stazionamento dello “abutment toe’s up” alla sezione

d'approccio trasversale. Dalla distribuzione del flusso in uscita, il Programma calcola l'area e la larghezza in alto a sinistra della "left abutment" e a destra della "right abutment". Il parametro Y_a è poi calcolato come rapporto tra l'area e la larghezza "top".

- Q_e : rappresenta il flusso ostruito dalla "abutment" e dalla "embankment" in corrispondenza della sezione trasversale d'approccio. Questo valore è calcolato proiettando lo stazionamento dei piedi delle spalle sulla sezione trasversale d'approccio. Dall'output di distribuzione del flusso, il Programma calcola la percentuale di flusso a sinistra della "left abutment toe" e destra della "right abutment toe". Queste percentuali sono moltiplicate per il flusso totale per ottenere lo scarico bloccato da ogni "embankment".
- A_e : area di flusso fermato dalla "abutment" e dalla "embankment" in corrispondenza della sezione trasversale d'approccio. Questo valore è calcolato proiettando lo stazionamento dei piedi delle spalle sulla sezione trasversale d'approccio. Dalla distribuzione d'output del flusso, il Software calcola l'area a sinistra della "left abutment toe" e destra della "right abutment toe".
- V_1 : velocità al "toe" della spalla, presa dalla sezione a monte e all'esterno del ponte. Questa velocità è ottenuta trovando la velocità nell'output di distribuzione del flusso nella corrispondente sezione di stazionamento trasversale della "toe abutment".

Oltre ai dati d'input della spalla della pila, una volta che si preme il lemma "Compute", il grafico (Fig. 4.74) si aggiorna per includere la "Abutment Scour", inoltre, la finestra dei risultati di sintesi visualizza i valori d'output.

Per tutti gli 11 ponti e per tutti i valori di portata, nel nostro caso studio, abbiamo utilizzato l'equazione di "default" e il parametro K_1 è stato impostato scegliendo una forma verticale della spalla (1.00 - Vertical Abutment). I risultati d'output

sono nulli in tutti i casi, dunque, non si ha erosione localizzata alle spalle delle pile dei ponti.

4.8.4. Total Bridge Scour

L'erosione totale è una combinazione delle 3 forme d'erosione modellate. In particolare, HEC-RAS restituisce i valori d'output combinando a due a due le forme d'erosione:

- Pier Scour + Contraction Scour;
- Abutment Scour + Contraction Scour.

Una volta che tutti e tre i tipi di dati d'erosione sono inseriti, e si avvia la computazione, il grafico d'erosione del ponte è aggiornato per riflettere l'erosione totale. La Fig. 4.75 mostra il grafico dei risultati finali (la grafica è stata ingrandita per vedere più in dettaglio).

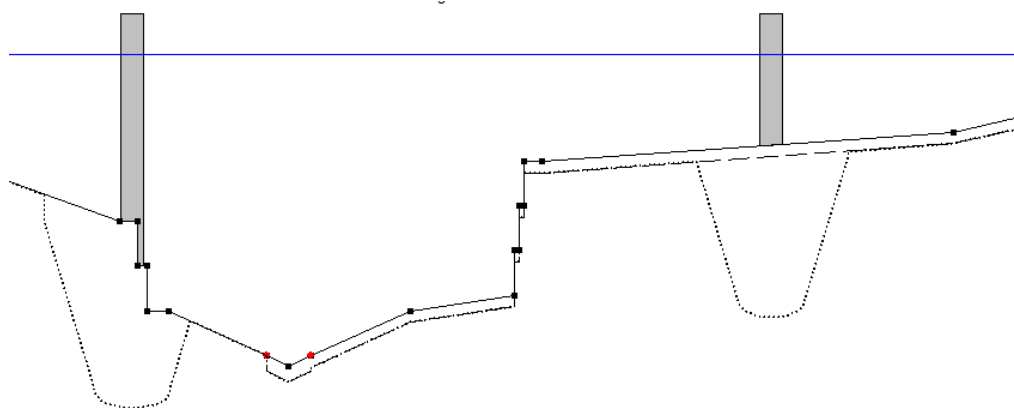


Fig. 4.75. Ingrandimento di dettaglio per l'erosione totale del Viadotto Racca Daniele per una portata pari a 1000 m³/s.

Si riportano le Tabelle 4.19 e 4.20 che riassumono i risultati d'output dell'erosione totale per la combinazione “Pier Scour + Contraction Scour”. La combinazione “Abutment Scour + Contraction Scour” non viene considerata dato che l'erosione localizzata alle spalle delle pile dei ponti (Abutment Scour) è nulla per tutte le portate e in tutti i ponti.

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

Tab. 4.19. Dati d'output dell'erosione totale (localizzata alla base delle pile + contrazione), da $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ a $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$.

Total Scour (Pier Scour + Contraction Scour) [m]										
Viadotto	Piers #	$Q_1 = 100$	$Q_2 = 150$	$Q_3 = 200$	$Q_4 = 250$	$Q_5 = 300$	$Q_6 = 350$	$Q_7 = 400$	$Q_8 = 450$	$Q_9 = 500$
S. Pietro (sx)	1	2.93	3.33	3.61	3.76	3.89	4.00	4.11	4.20	4.31
	2	2.91	3.24	3.39	3.53	3.71	3.86	4.00	4.12	4.21
S. Pietro (dx)	1	2.54	2.95	3.38	3.28	3.55	3.78	3.98	4.15	4.31
	2	2.97	3.28	3.25	3.49	3.63	3.75	3.86	3.96	4.04
Petrusa I	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	2.14	2.39	2.59	2.74	2.89	3.00	3.09	3.18	3.31
	3	2.35	2.56	2.74	2.88	3.03	3.12	3.21	3.30	3.42
	4	1.92	2.24	2.46	2.63	2.80	2.91	3.00	3.10	3.23
Petrusa II (dx)	1	2.25	2.58	2.81	3.00	3.15	3.23	3.19	3.25	3.31
	2	2.48	2.80	3.05	3.24	3.36	3.44	3.58	3.69	3.81
Petrusa II (sx)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Gasena (Tronco 1A)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.97
	2	4.32	4.10	4.37	4.53	4.67	4.80	4.90	4.99	5.12
	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
S. Benedetto I	1	3.56	3.99	4.44	4.80	5.14	5.43	5.69	5.90	6.17
	2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Tronco I (A)	1	3.03	3.34	3.57	3.78	3.94	4.09	4.36	4.47	4.56
	2	1.70	2.57	2.95	3.21	3.44	3.63	3.51	3.64	3.75
Tronco I (B)	1	3.05	3.42	3.67	3.87	4.04	4.17	4.29	4.40	4.45
	2	3.18	3.47	3.52	3.54	3.57	3.61	3.66	3.72	3.76
	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.54
S. Benedetto II	1	2.93	3.27	3.53	3.68	3.77	3.86	3.94	4.01	4.07
	2	2.48	2.72	2.84	2.99	3.12	3.28	3.42	3.54	3.65
	3	0.00	0.00	2.16	2.50	2.70	2.90	3.07	3.21	3.34
Rocca Daniele	2	0.00	2.22	2.74	3.02	3.25	3.43	3.56	3.66	3.73
	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.57	3.02	3.19

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

Tab. 4.20. Dati d'output dell'erosione totale (localizzata alla base delle pile + contrazione), da $Q = 550 \text{ m}^3/\text{s}$ a $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Total Scour (Pier Scour + Contraction Scour) [m]											
Viadotto	Piers #	$Q_{10} = 550$	$Q_{11} = 600$	$Q_{12} = 650$	$Q_{13} = 700$	$Q_{14} = 750$	$Q_{15} = 800$	$Q_{16} = 850$	$Q_{17} = 900$	$Q_{18} = 950$	$Q_{19} = 1000$
S. Pietro (sx)	1	4.40	4.48	4.56	4.65	4.73	4.80	4.88	4.96	5.02	5.10
	2	4.29	4.36	4.44	4.51	4.57	4.64	4.70	4.76	4.82	4.87
S. Pietro (dx)	1	4.45	4.57	4.69	4.79	4.88	4.96	5.05	5.13	5.19	5.27
	2	4.14	4.25	4.37	4.49	4.61	4.73	4.83	4.94	5.04	5.15
Petrusa I	1	0.00	0.00	1.79	1.97	2.09	2.11	2.21	2.30	2.38	2.44
	2	3.39	3.46	3.53	3.60	3.70	3.66	3.74	3.81	3.89	3.97
	3	3.50	3.56	3.64	3.70	3.80	3.75	3.84	3.90	3.98	4.06
	4	3.31	3.38	3.46	3.53	3.64	3.59	3.68	3.75	3.83	3.91
Petrusa II (dx)	1	3.36	3.41	3.73	3.76	3.78	3.80	3.80	3.84	3.85	3.85
	2	3.91	4.00	4.27	4.35	4.42	4.49	4.55	4.61	4.66	4.69
Petrusa II (sx)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Gasena (Tronco 1A)	1	3.70	3.99	4.21	4.32	4.40	4.47	4.62	4.70	4.84	4.87
	2	5.14	5.18	5.18	5.23	5.28	5.34	5.42	5.46	5.46	5.56
	3	3.05	3.64	3.92	4.10	4.25	4.38	4.51	4.59	4.64	4.76
S. Benedetto I	1	6.35	6.41	6.58	6.68	6.82	6.93	7.05	7.14	7.24	7.33
	2	4.05	4.82	5.08	5.24	5.49	5.72	5.94	6.15	6.34	6.52
Tronco I (A)	1	4.65	4.74	4.82	4.90	4.98	5.06	5.13	5.20	5.27	5.34
	2	3.86	3.96	4.05	4.13	4.22	4.29	4.37	4.44	4.51	4.57
Tronco I (B)	1	4.53	4.60	4.65	4.69	4.74	4.78	4.84	4.89	4.93	4.97
	2	3.86	3.94	4.00	4.05	4.11	4.15	4.19	4.23	4.27	4.30
	3	2.84	3.04	3.18	3.29	3.40	3.48	3.55	3.61	3.68	3.73
S. Benedetto II	1	4.13	4.19	4.24	4.27	4.31	4.35	4.39	4.43	4.47	4.50
	2	3.76	3.85	3.94	4.02	4.10	4.18	4.24	4.30	4.35	4.40
	3	3.46	3.56	3.66	3.75	3.84	3.92	4.00	4.06	4.12	4.17
Rocca Daniele	2	3.80	3.86	3.92	3.96	4.01	4.05	4.09	4.12	4.15	4.17
	3	3.31	3.41	3.49	3.57	3.64	3.69	3.74	3.79	3.82	3.86

4.9. Risultati

I risultati ottenuti in termini di ricostruzione dei profili di corrente lungo l'alveo e di erosione localizzata in prossimità delle sezioni di attraversamento del corso d'acqua sono stati riassunti per evidenziare il legame tra regime di moto e fenomeno erosivo. In particolare, da Fig. 4.76 a Fig. 95, sono riportati per le due condizioni di progetto e attuale dell'alveo (corrispondenti a differenti valori di scabrezza), per ciascun attraversamento e per ogni pila interessata al contatto con la corrente idrica il legame funzionale tra portata transitante nella sezione e massima profondità di scavo nella sezione stessa.

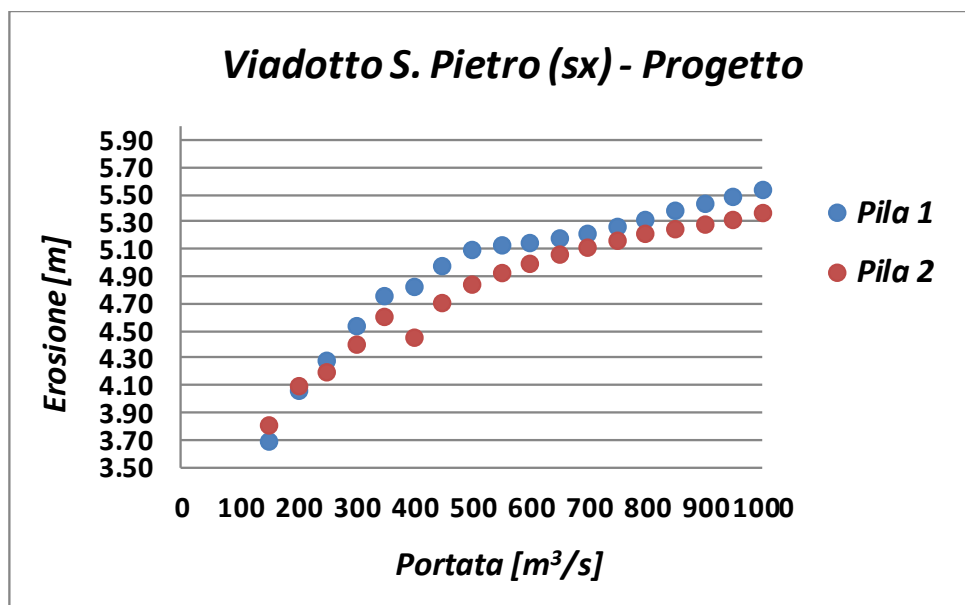


Fig. 4.76. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto S. Pietro (sx), nella condizione di scabrezza di progetto.

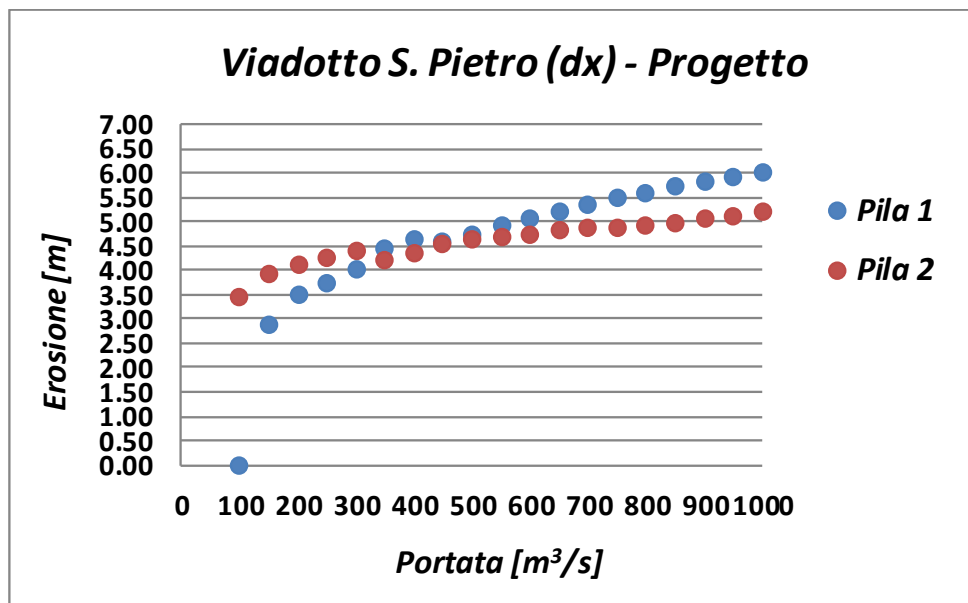


Fig. 4.77. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto S. Pietro (dx), nella condizione di scabrezza di progetto.

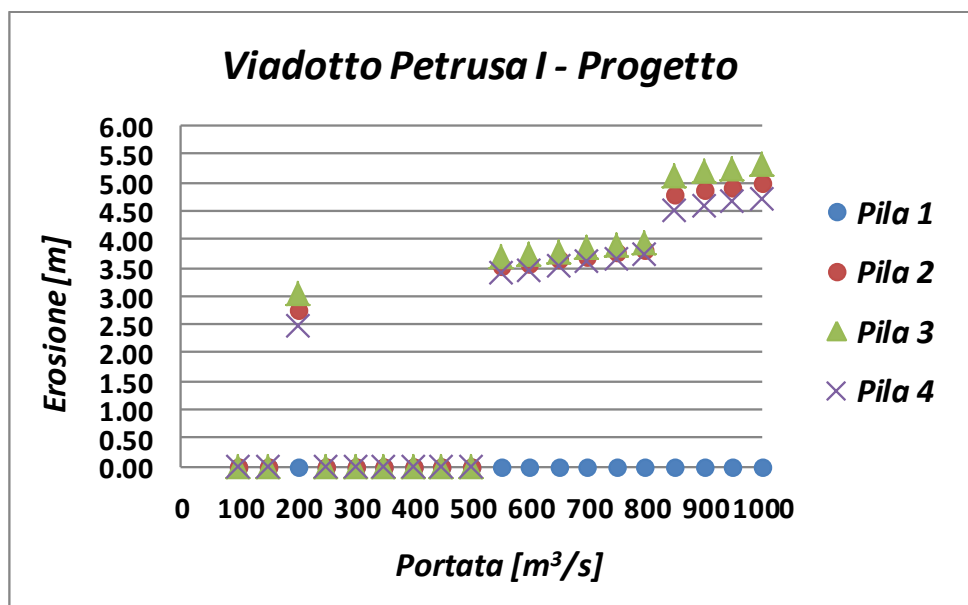


Fig. 4.78. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto Petrusa I, nella condizione di scabrezza di progetto.

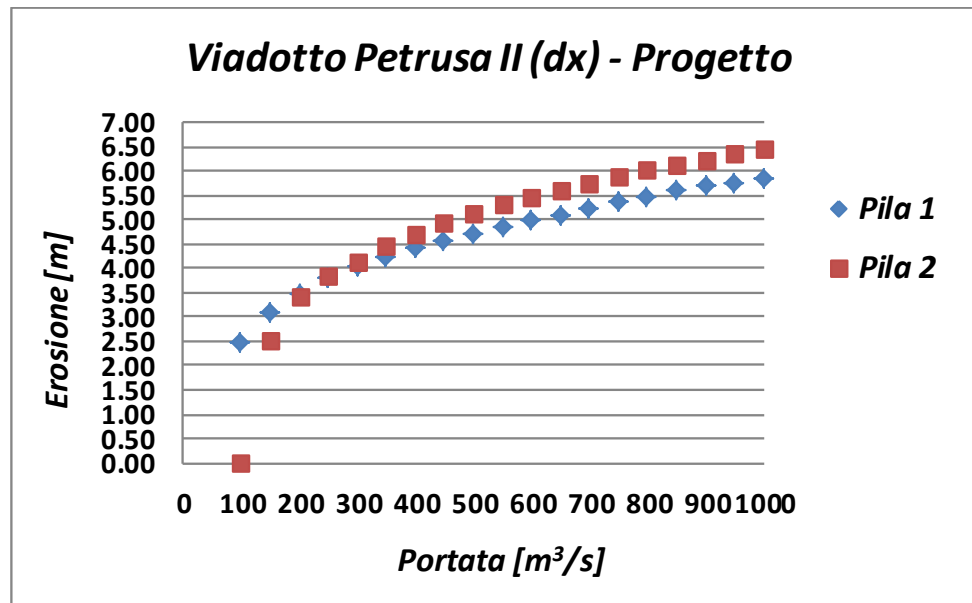


Fig. 4.79. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto Petrusa II (dx), nella condizione di scabrezza di progetto.

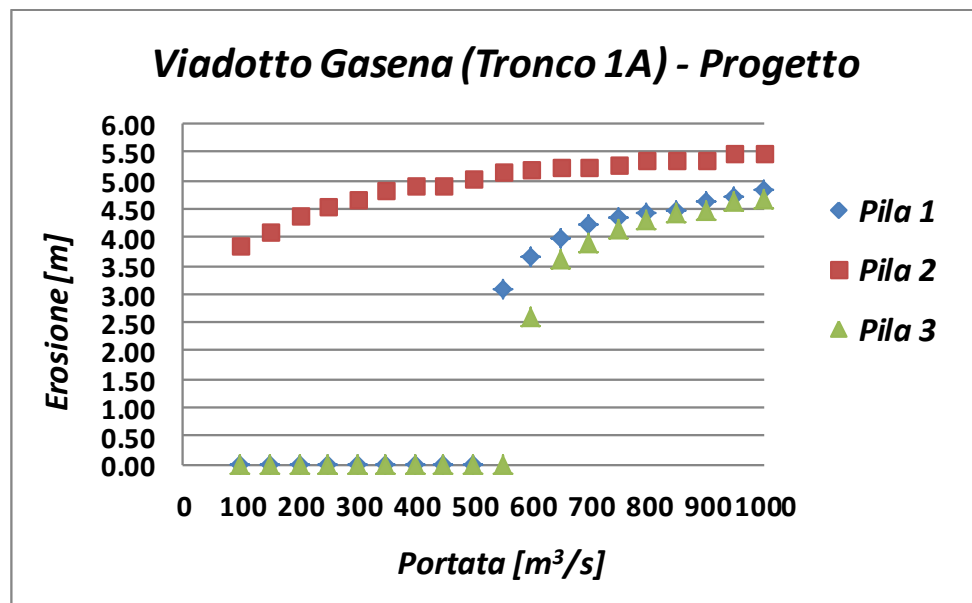


Fig. 4.80. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto Gasena (Tronco 1A), nella condizione di scabrezza di progetto.

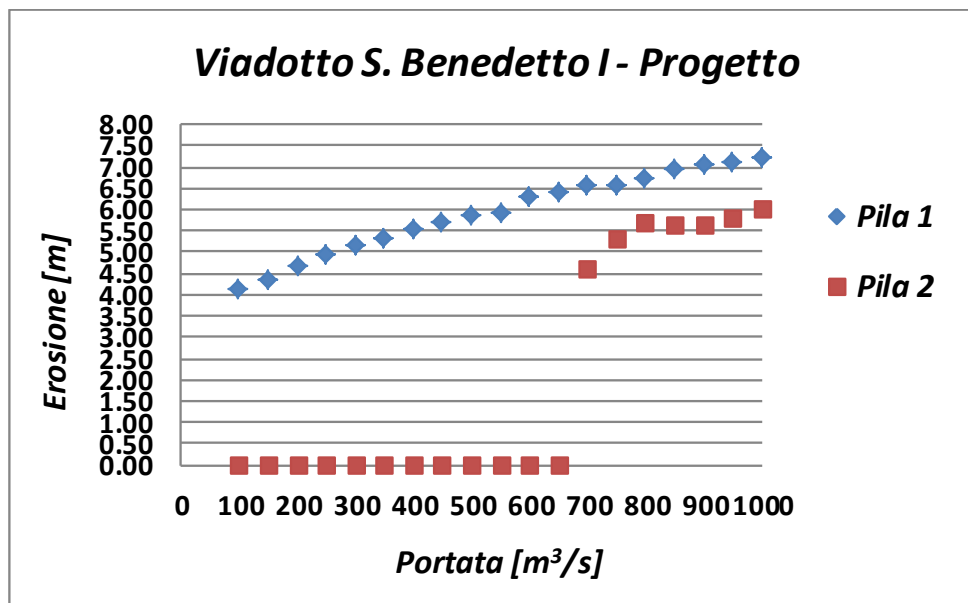


Fig. 4.81. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto S. Benedetto I, nella condizione di scabrezza di progetto.

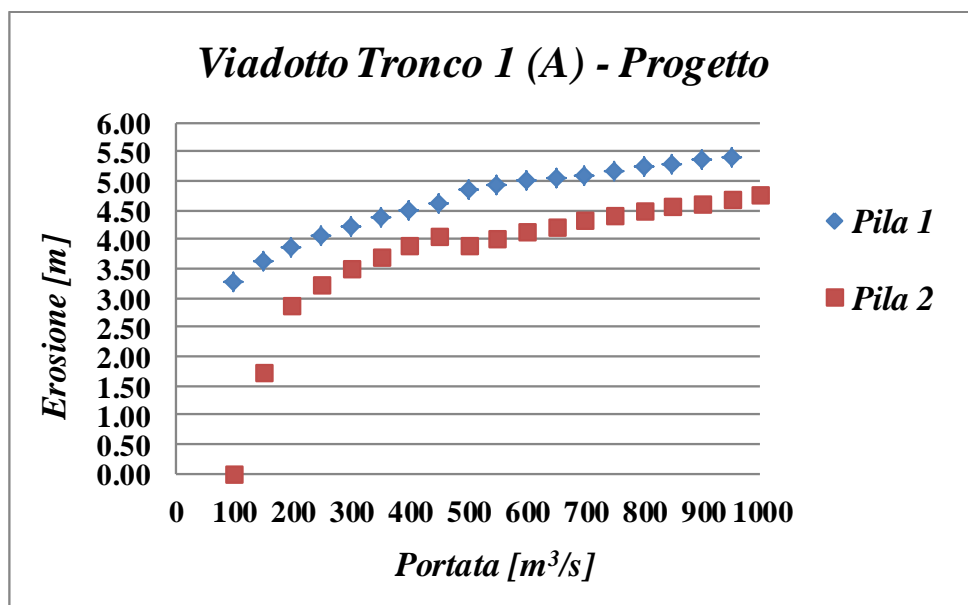


Fig. 4.82. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto Tronco 1 (A), nella condizione di scabrezza di progetto.

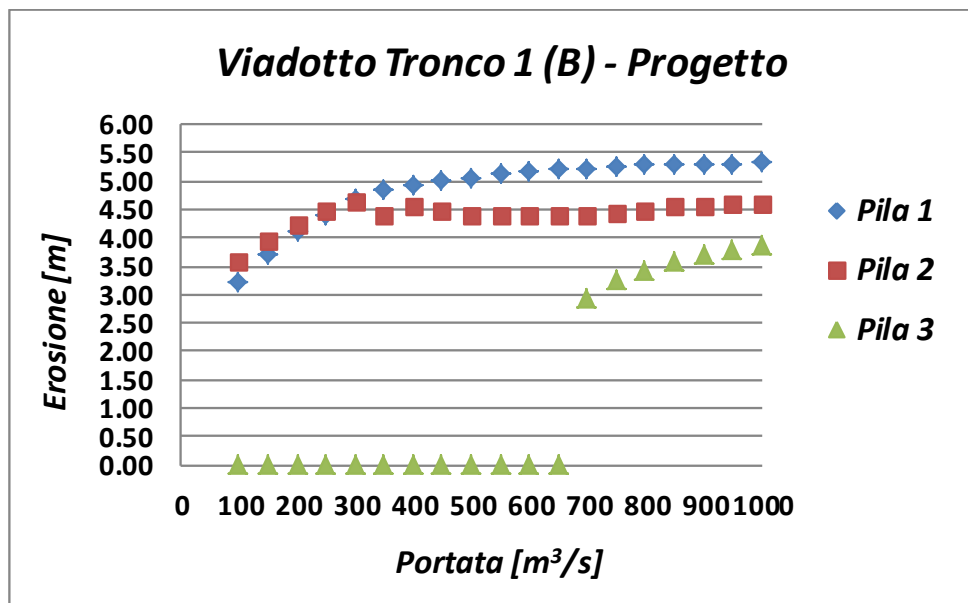


Fig. 4.83. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto Tronco 1 (B), nella condizione di scabrezza di progetto.

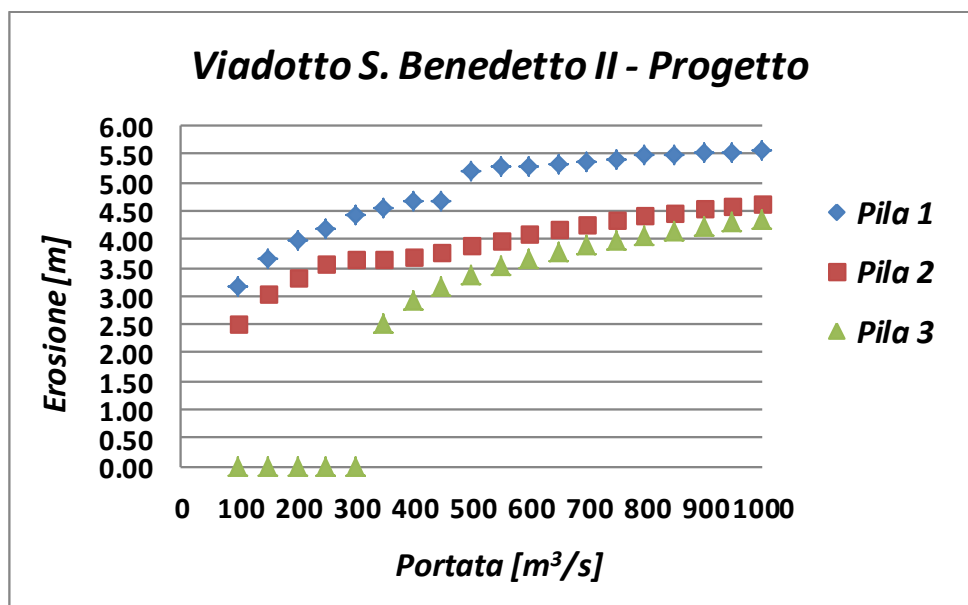


Fig. 4.84. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto S. Benedetto II, nella condizione di scabrezza di progetto.

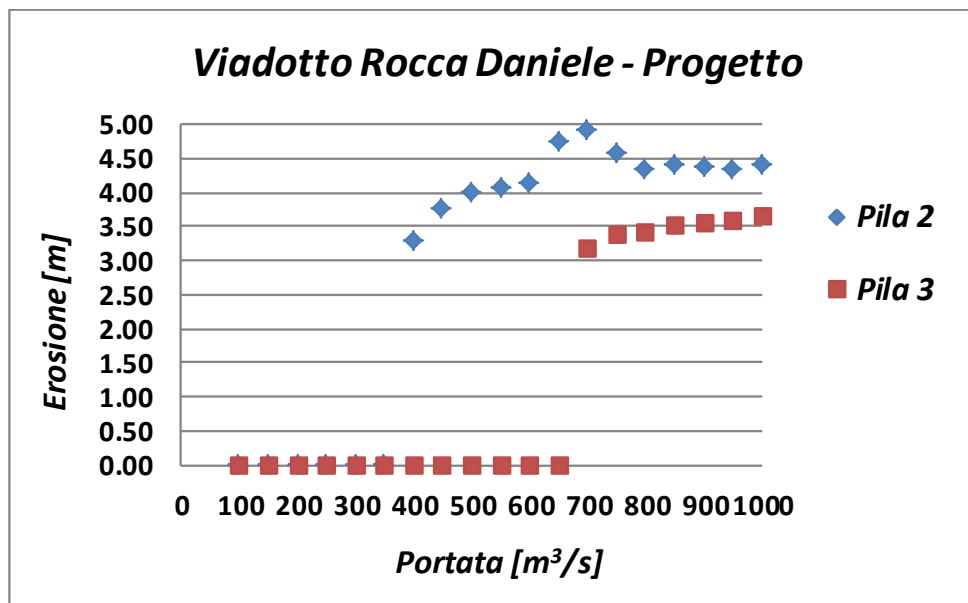


Fig. 4.85. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto Rocca Daniele, nella condizione di scabrezza di progetto.

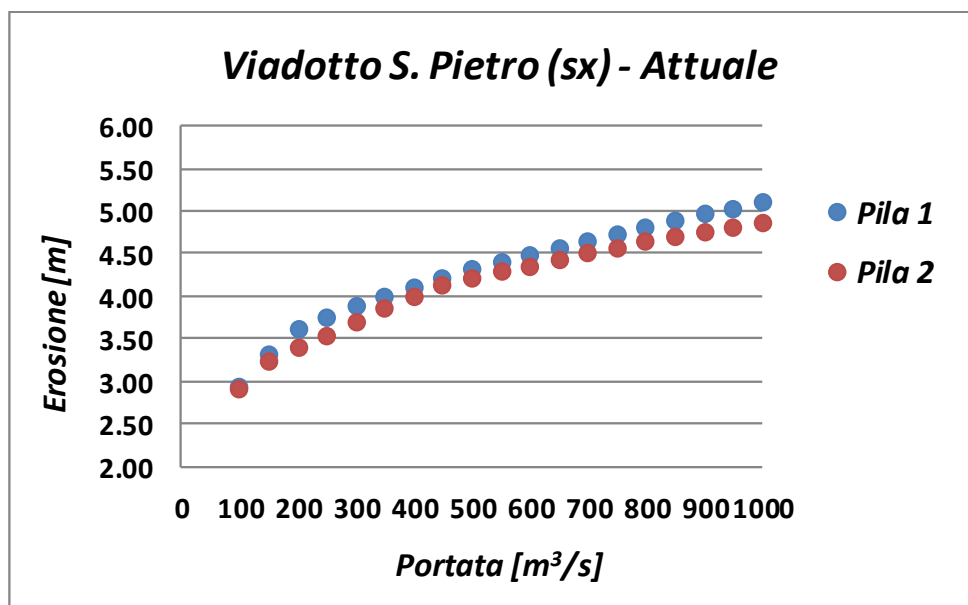


Fig. 4.86. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto S. Pietro (sx), nella condizione di scabrezza attuale.

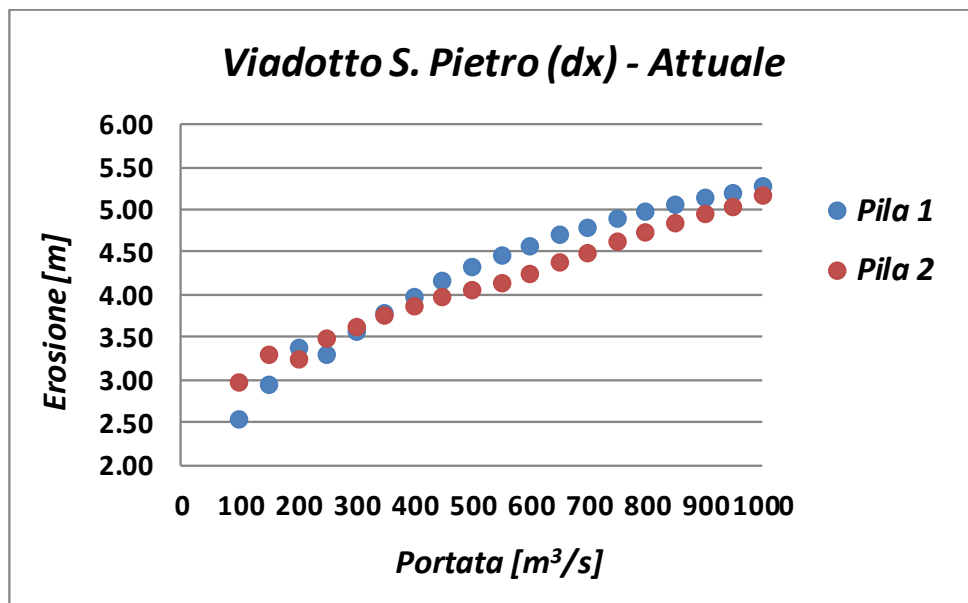


Fig. 4.87. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto S. Pietro (dx), nella condizione di scabrezza attuale.

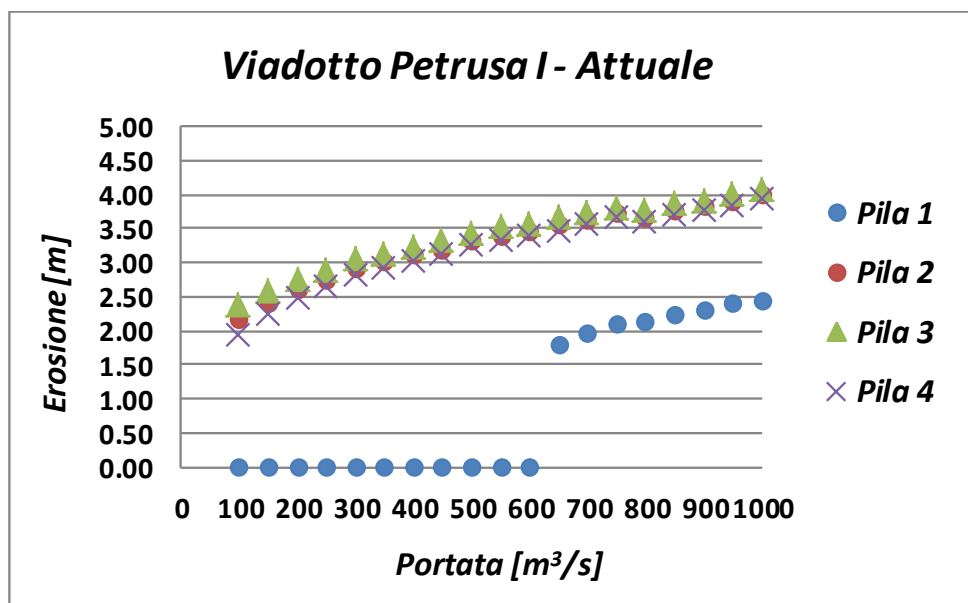


Fig. 4.88. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto Petrusa I, nella condizione di scabrezza attuale.

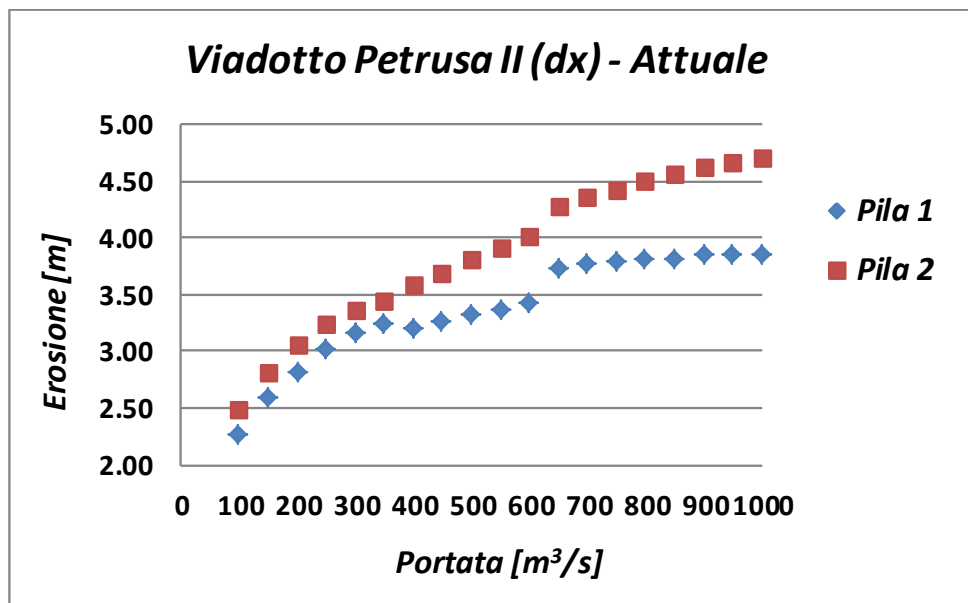


Fig. 4.89. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto Petrusa II, nella condizione di scabrezza attuale.

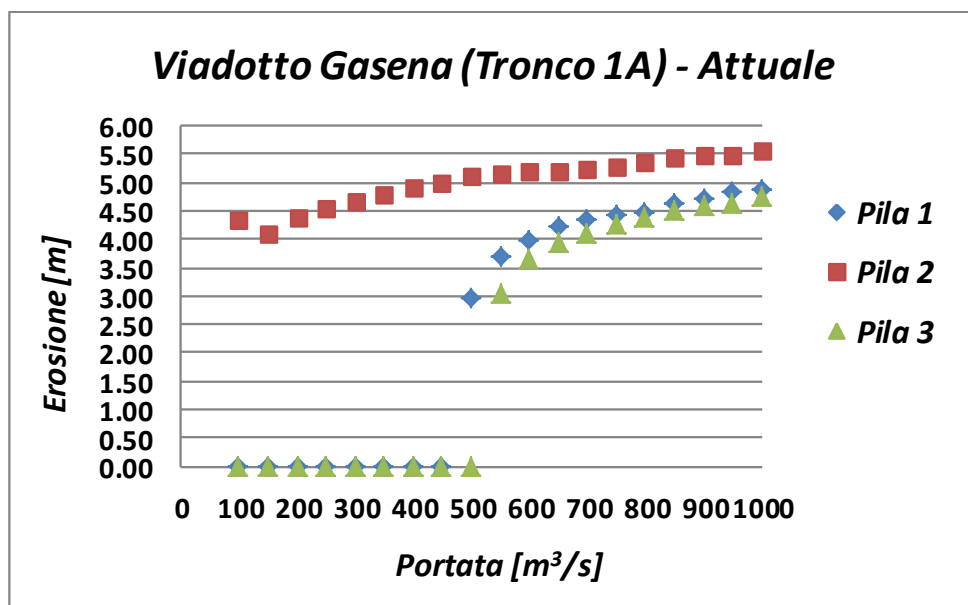


Fig. 4.90. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto Gasena (Tronco 1A), nella condizione di scabrezza attuale.

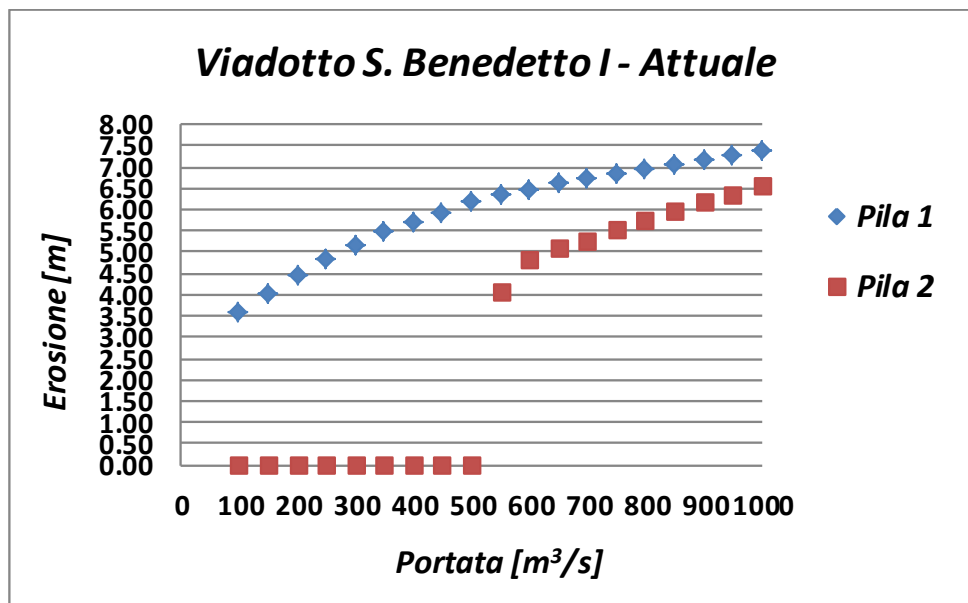


Fig. 4.91. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto S. Benedetto I, nella condizione di scabrezza attuale.

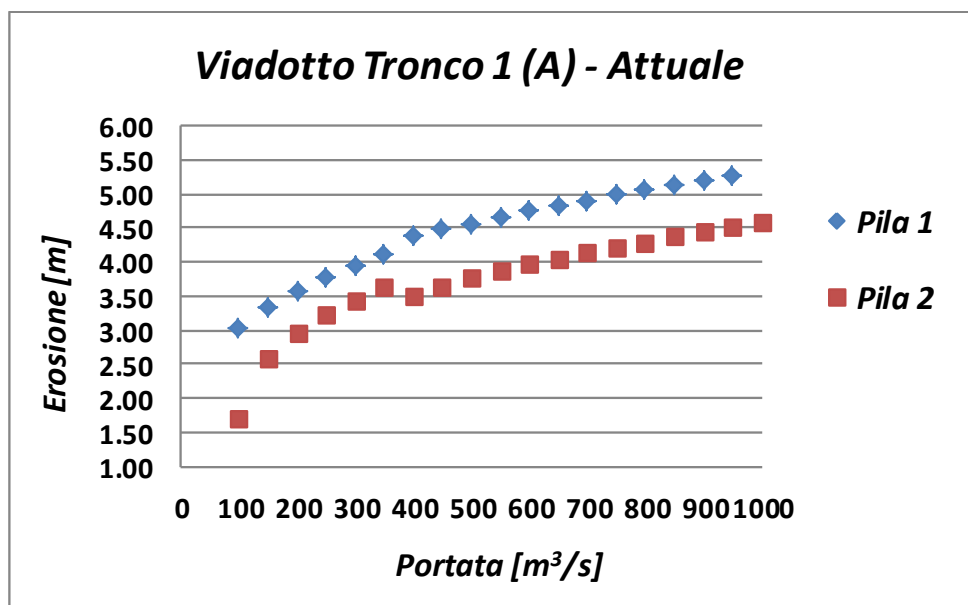


Fig. 4.92. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto Tronco 1 (A), nella condizione di scabrezza attuale.

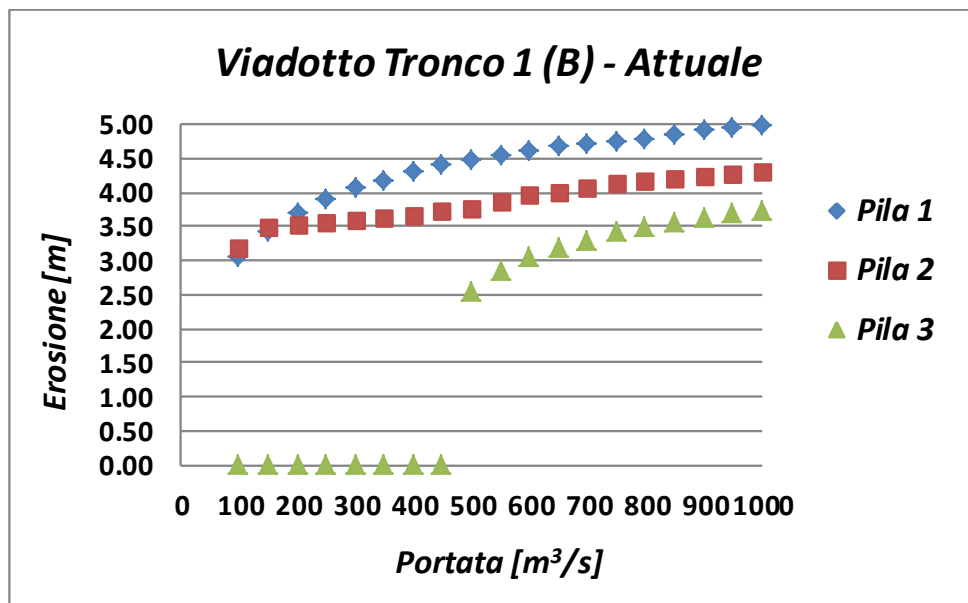


Fig. 4.93. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto Tronco 1 (B), nella condizione di scabrezza attuale.

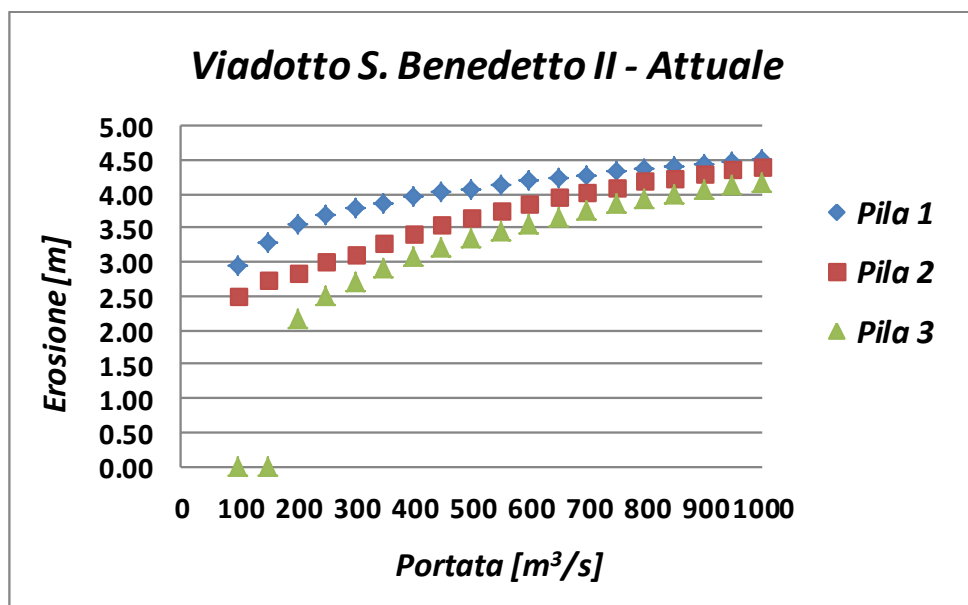


Fig. 4.94. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto S. Benedetto II, nella condizione di scabrezza attuale.

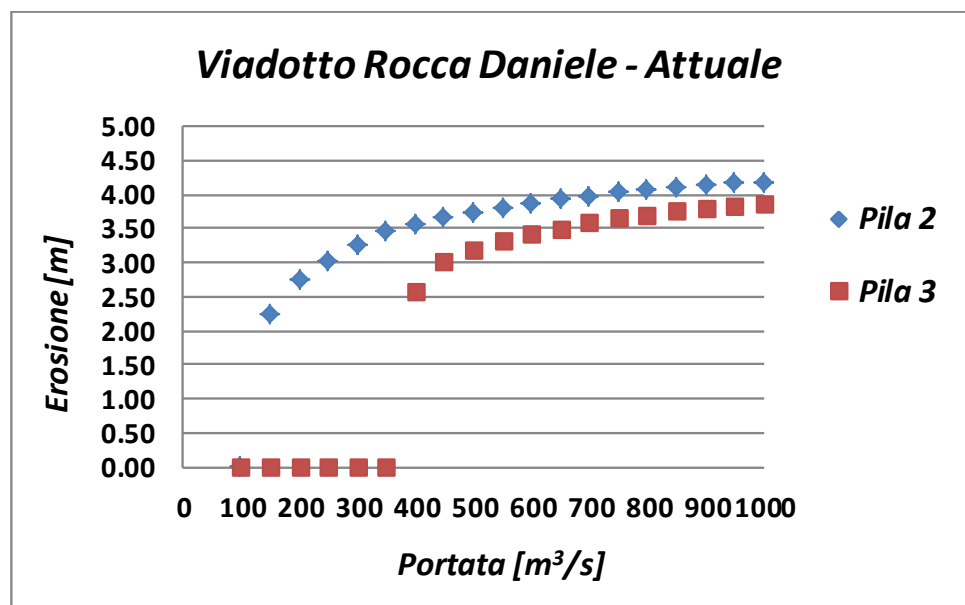


Fig. 4.95. Legame tra portata e profondità di scavo per il Viadotto Rocca Daniele, nella condizione di scabrezza attuale.

L'analisi dei grafici suddetti mette in evidenza il trend di crescita dell'erosione all'aumentare della portata, sia in condizioni di scabrezza di progetto che in condizioni di scabrezza attuale. I valori minimi si hanno sempre in corrispondenza delle basse portate. In alcuni casi si riscontrano per alcune pile valori d'erosione nulli, questo perché i tiranti idrici relativi alle basse portate non interessano le pile più esterne ai ponti. Man mano che la portata aumenta, aumentano anche i tiranti, quindi, maggiori pile sono interessate dall'erosione. Analizzando i valori medi d'erosione per ogni portata, in entrambe le condizioni di scabrezza, si può dedurre che per le portate $100 \text{ m}^3/\text{s}$ e $150 \text{ m}^3/\text{s}$ il range d'erosione si mantiene tra 1 m e 2 m. Da $200 \text{ m}^3/\text{s}$ fino a $500 \text{ m}^3/\text{s}$ il range va da 2 m a 3 m di scavo, seguendo, tra 3 m e 4 m per le portate che vanno da $550 \text{ m}^3/\text{s}$ fino a $650 \text{ m}^3/\text{s}$, e infine, i valori massimi compresi tra 4 m e 5 m si hanno per le portate che vanno da $700 \text{ m}^3/\text{s}$ fino a $1000 \text{ m}^3/\text{s}$. Come ci si aspettava, osservando i grafici precedenti, si ha una riduzione dei valori d'erosione passando dalla condizione di scabrezza attuale a quella di progetto. In linea generale, comunque, gli andamenti presentano un andamento crescente quasi lineare, approssimabile ad una retta.

I dati precedentemente ricavati sono stati raggruppati, per le due condizioni di progetto e attuale, in due grafici, ottenendo, come era ovvio aspettarsi, un legame funzionale simile (Fig. 4.96 e Fig. 97). In questo caso per la situazione attuale si ha un valore di escavazione minimo pari a 1.70 m e massimo pari a 7.33 m, per la condizione di progetto si ha un valore minimo di 1.74 e massimo pari a 7.21 m.

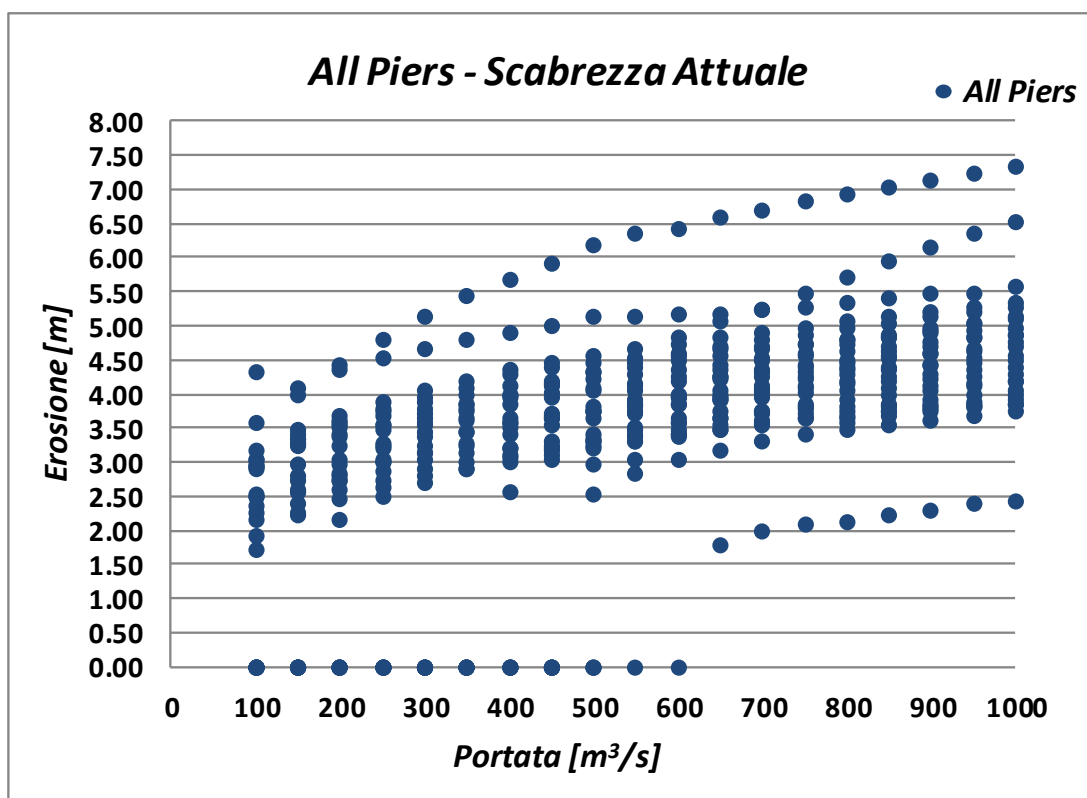


Fig. 4.96. Legame tra portata e profondità per tutte le pile dei Viadotti (scabrezza attuale).

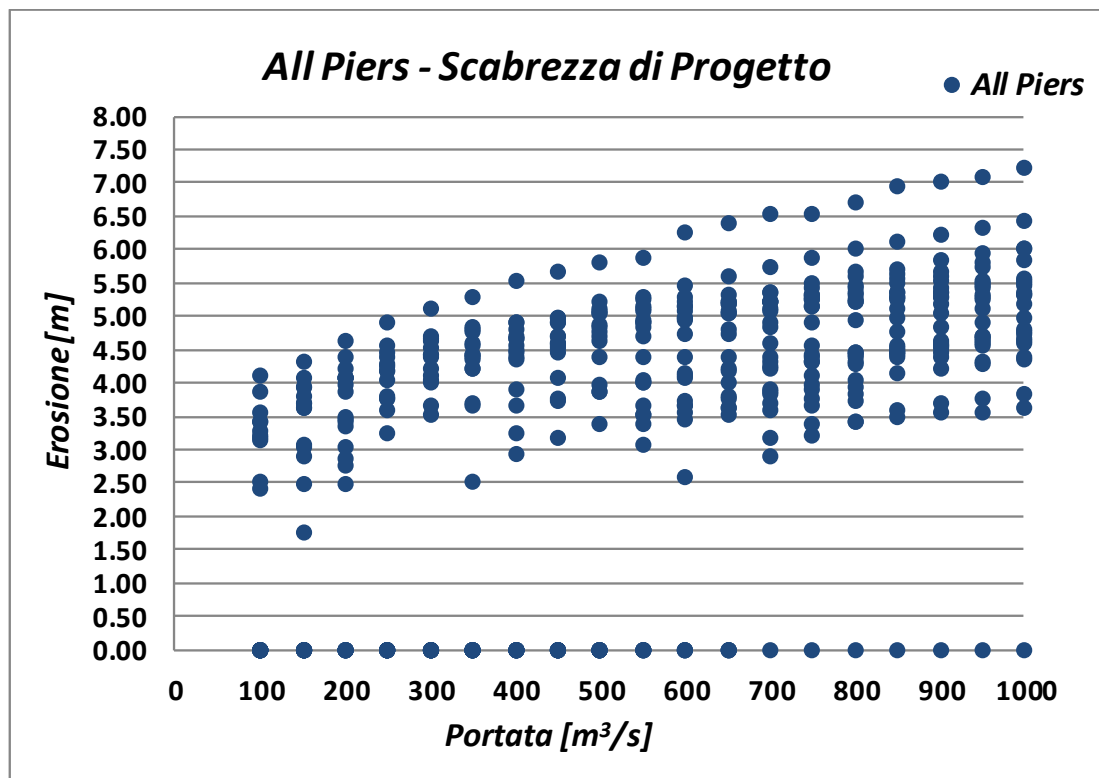


Fig. 4.97. Legame tra portata e profondità per tutte le pile dei Viadotti (scabrezza di progetto).

In particolare, al fine di tenere conto delle indicazioni della normativa vigente relativa alla progettazione degli attraversamenti stradali è stata presa in considerazione la portata a 100 anni di tempo di ritorno calcolata nell'ambito della redazione del PAI della Regione Sicilia. Tale portata è stata calcolata relativamente al sottobacino sotteso dalla prima sezione del tratto d'alveo considerato e risulta pari a 792 m³/s.

In Figura 4.98 è riportato il DEM relativo al bacino idrografico in studio, compresi i limiti ed il reticolo idrografico. Le dimensioni delle celle del DEM utilizzato sono di 100x100 m. In Figura 4.99 è riportato lo schema idrologico, prodotto dal modello HEC-GeoHMS, utilizzato per il calcolo delle portate al colmo di piena.

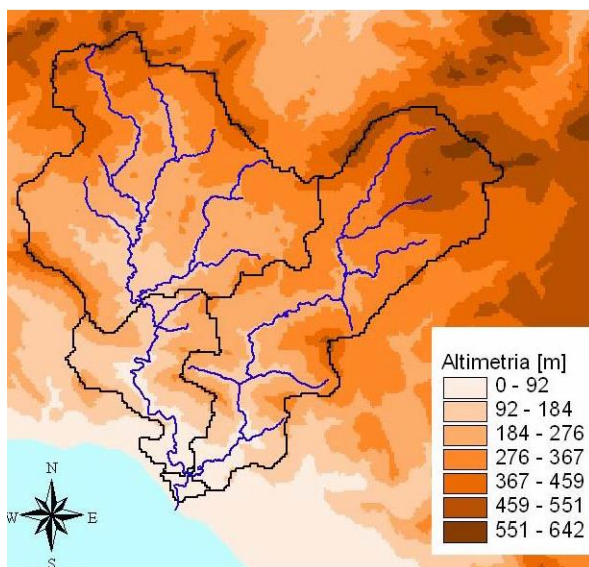


Fig. 4.98. DEM (Digital Elevation Model) relativo al bacino idrografico del Fiume San Leone (P.A.I. della Regione Sicilia).

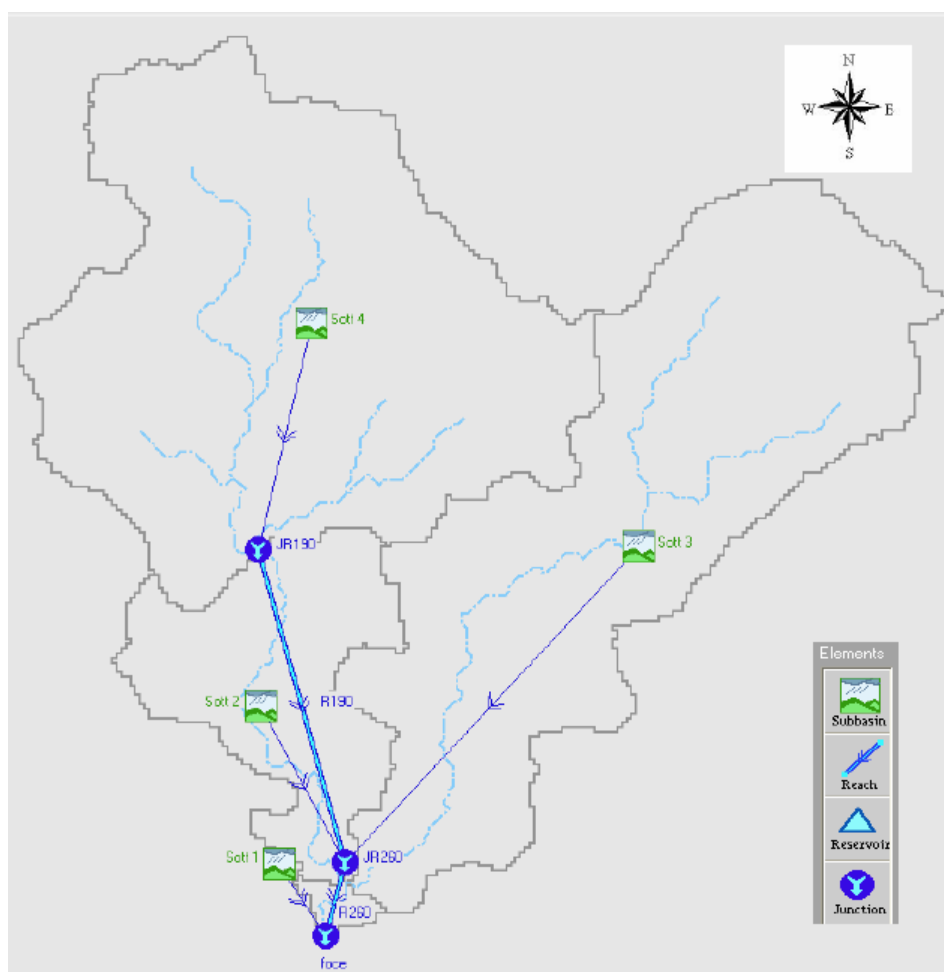


Fig. 4.99. Schema idrologico del bacino idrografico del Fiume San Leone utilizzato per il calcolo della massima portata al colmo di piena (P.A.I. della Regione Sicilia).

In Tabella 4.21 sono riportati i valori in corrispondenza delle confluenze dei sottobacini con l'asta fluviale principale.

Tab. 4.21. Valori delle portate al colmo di piena (Q_t), per fissati tempi di ritorno, in corrispondenza di alcune sezioni del Fiume S. Leone.

Sezione di Calcolo N°	Codice sezione HMS	Superficie Drenata (km ²)	$Q_{t=50}$ (m ³ /s)	$Q_{t=100}$ (m ³ /s)	$Q_{t=300}$ (m ³ /s)
1	JR190	91,23	486	572	710
2	JR260	198,85	756	889	1100
3	Foce	206,00	670	792	987

Di seguito si riportano i grafici per le due condizioni di scabrezza, attuale e di progetto, dell'erosione in funzione della portata pari a 792 m³/s relativa al tempo di ritorno di 100 anni. Nello stesso grafico ritroviamo i dati relativi ai tempi di ritorno di 50 e 300 anni.

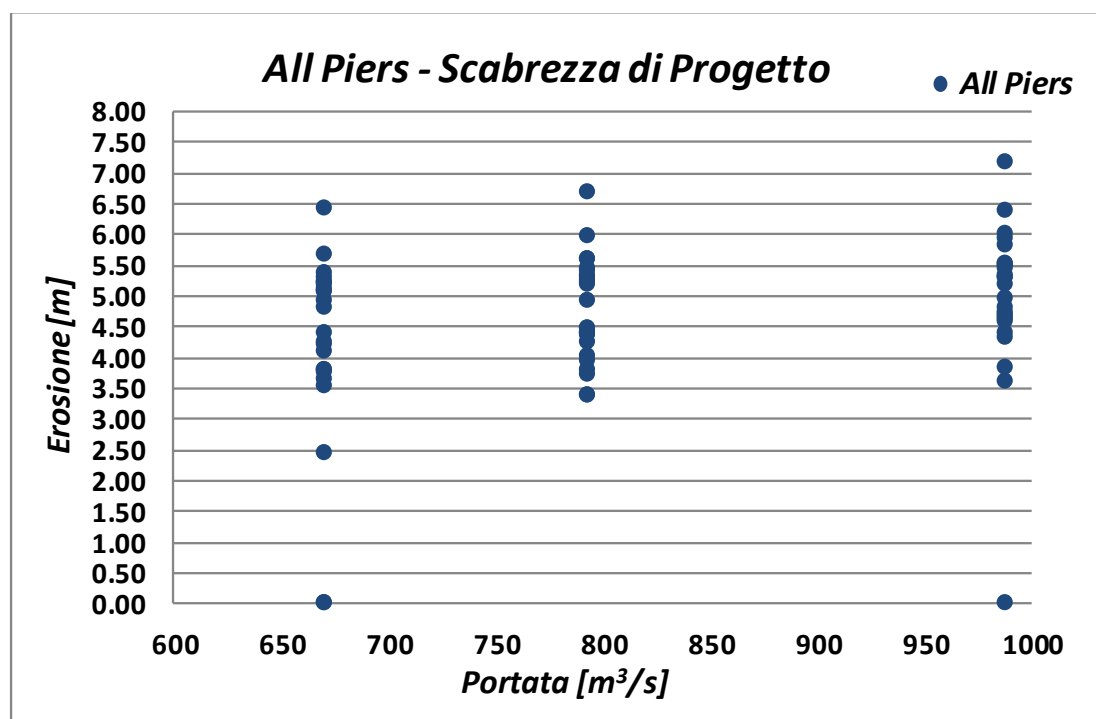


Fig. 4.100. Legame tra portata e profondità per tutte le pile dei Viadotti per $T = 100$ anni (scabrezza di progetto).

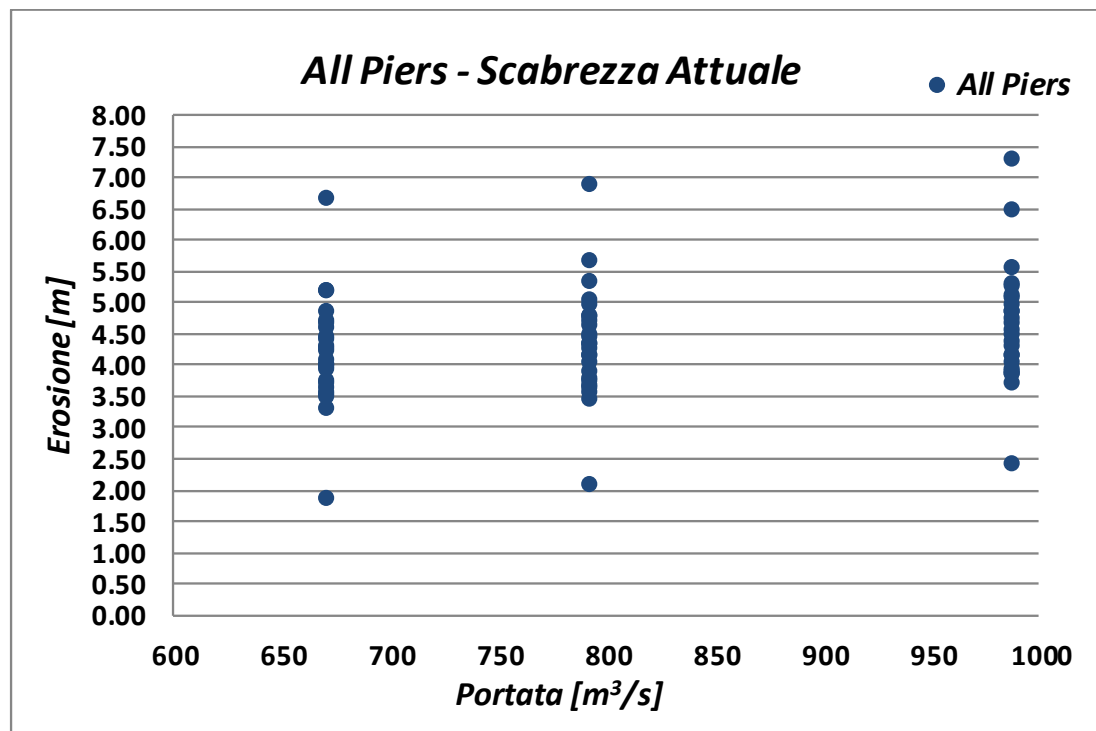


Fig. 4.101. Legame tra portata e profondità per tutte le pile dei Viadotti per $T = 100$ anni (scabrezza attuale).

Come si può osservare, il trend dell'erosione è sempre crescente all'aumentare della portata, e quindi, del tempo di ritorno. Per le condizioni di scabrezza attuale, per la portata di $792 \text{ m}^3/\text{s}$, si rileva un valore d'erosione minimo pari a 3.68 m e un valore massimo pari a 6.91 m . Per quanto riguarda le condizioni di progetto, il valore minimo si riduce fino a 3.40 m e quello massimo decresce fino a 6.68 m . Dunque, come ci aspettavamo, anche per questa portata si rilevano valori d'abbassamento dovuto all'erosione inferiori nelle condizioni di scabrezza di progetto rispetto a quelle di scabrezza attuali.

4.10. Analisi di vulnerabilità

I metodi di valutazione speditiva fino ad oggi proposti basano solo in parte le procedure di stima della vulnerabilità di un determinato attraversamento sul patrimonio di conoscenze disponibili sui processi di erosione fluviale. Essi sono stati infatti elaborati soprattutto cercando d'interpretare le evidenze delle esperienze di campo maturate dagli Enti che li hanno sviluppati, verificando la loro capacità d'individuare le priorità emergenti dalle banche dati disponibili. L'applicazione di dette procedure in contesti diversi da quelli rispetto ai quali sono state elaborate e verificate appare quindi meritevole di approfondite verifiche preliminari, poiché condizioni idrologiche, geomorfologiche e climatiche diverse potrebbero dare luogo a risultati inattendibili. L'analisi delle procedure di valutazione speditiva di vulnerabilità all'erosione degli attraversamenti fluviali di seguito brevemente descritte ha lo scopo di presentare una disamina delle principali procedure di tale natura messe a punto a livello internazionale, mettendo in evidenza i più significativi indicatori individuati nei rispettivi contesti, senza alcuna pretesa di voler individuare quale metodo fra quelli esistenti sia maggiormente suscettibile di essere utilizzato sul territorio nazionale.

Procedura HR (Hydraulic Research Ltd):

Il metodo è stato messo a punto dalla Hydraulic Research Ltd (HR, 1989, Meadowcroft e

VWzibread, 1993) su commissione del British Railway Board, che ha avviato una procedura di revisione delle condizioni dei ponti ferroviari di propria competenza. In base alle risultanze delle procedure di valutazione speditiva, le ferrovie inglesi hanno approntato sistemi di monitoraggio degli scavi alla base delle pile degli attraversamenti ferroviari risultati a rischio, basati sull'impiego di ecoscandagli. Il grado di vulnerabilità all'erosione delle fondazioni in alveo del

ponte è stimato attraverso la stima di un indicatore complessivo di vulnerabilità RN, espresso come:

$$RN = PPE + TR - FQ \quad (4.7)$$

dove PPE, TR e FQ sono dei fattori indipendenti che identificano, rispettivamente, la predisposizione potenziale all'erosione dell'alveo, le condizioni generali di stabilità del corso d'acqua e degli argini ed infine la vulnerabilità delle fondazioni delle strutture in alveo del ponte.

Per valutare l'indicatore d'erosione potenziale PPE si procede dapprima a stimare le profondità d'erosione generalizzata DG e localizzata DL, attraverso opportune relazioni empiriche che esprimono queste ultime in funzione di alcuni fattori, la somma di DG e DL viene adimensionalizzata dividendola per la larghezza della pila e, a seconda dei valori assunti da tale quantità adimensionalizzata, viene assegnato un punteggio da 1 a 7 a PPE. Il valore di PPE così ottenuto viene corretto secondo criteri codificati nel caso in cui siano presenti protezioni della pile quali soglie o difese in massi. Gli indicatori TR e FQ sono stimati mediante relazioni analitiche, che consentono di esprimerli in funzione di alcuni parametri, fra i quali compaiono alcuni parametri idraulici della corrente, le caratteristiche del materiale d'alveo e degli argini ed inoltre la tipologia del ponte e delle relative fondazioni. In base al valore assunto dall'indicatore RN si distinguono 3 classi di vulnerabilità dell'opera. Se RN risulta compreso fra 7 e 3 l'opera è altamente vulnerabile ed è pertanto consigliabile uno studio idraulico dettagliato. Valori di RN compresi fra 3 e -3 identificano strutture soggette a media vulnerabilità, le cui condizioni di stabilità idraulica devono essere regolarmente controllate. Infine, valori di RN compresi fra -3 e -7 identificano opere scarsamente vulnerabili, per le quali si raccomandano comunque saltuarie ispezioni. La funzionalità di questa procedura, in riferimento alla realtà italiana, è stata recentemente analizzata dalle Ferrovie dello Stato S.p.A. in riferimento ad un campione di 26 ponti ferroviari distribuiti su tutto il territorio nazionale (De

Falco et al., 1997). I risultati hanno suscitato talune perplessità, soprattutto in merito alla definizione dei limiti di RN che discriminano fra le diverse classi di vulnerabilità. Detti limiti sono infatti apparsi non adeguatamente motivati, per cui l'estensione del loro uso al territorio italiano potrebbe fornire indicazioni non attendibili.

Procedura USGS (United States Geological Survey):

La procedura di seguito descritta è stata originariamente sviluppata dallo United States Geological Survey (USGS) Tennessee District (Simon et al., 1989) e successivamente ripresa dall'USGS Maryland-Delaware-DC District. E' correntemente nota negli Stati Uniti come Maryland-Index ed è stata recentemente modificata da Doheny (1996), al fine d'includere un maggior numero d'indicatori di vulnerabilità. Tale forma modificata è quella brevemente riassunta nel seguito. La procedura individua preliminarmente gli indicatori predetti. Ad ognuno di essi è assegnato un punteggio variabile, a seconda delle alternative previste, punteggi più alti corrispondono ad una minore vulnerabilità all'erosione. I punteggi relativi ad ogni indicatore sono sommati per ottenere una valutazione globale che consente di classificare gli attraversamenti in funzione della loro vulnerabilità. Rispetto alla procedura della Hydraulic Research Ltd, il metodo USGS prende in considerazione un numero maggiore d'indicatori, consentendo di conseguenza una valutazione più circostanziata. A fronte del maggior dettaglio apparente della stima, il metodo USGS presenta però l'inconveniente di consentire solamente una classificazione relativa fra opere diverse, non individuando classi di valori del punteggio totale che consentano d'inquadrare gli attraversamenti in classi di vulnerabilità. In pratica, la valutazione della vulnerabilità deve essere ottenuta confrontando il punteggio, relativo alle opere considerate, con quelli caratteristici di attraversamenti che hanno palesato in passato, o che palesano nel presente, problemi conclamati dovuti ad erosione. Tale procedura risulta quindi più laboriosa in quanto la sua

utilizzazione deve essere preceduta da un'applicazione su vasta scala nella regione di interesse, che consenta di costituire una casistica sufficientemente rappresentativa dei valori del punteggio complessivo riscontrati in attraversamenti vulnerati in passato a seguito di erosione, in modo da definire con sufficiente attendibilità i valori critici del punteggio stesso da utilizzare per la valutazione della vulnerabilità degli attraversamenti esistenti. Peraltro, tale limitazione può tradursi in un reale vantaggio in quanto l'operazione di definizione dei valori critici può rendere la procedura meno arbitraria e maggiormente rappresentativa della realtà caratteristica dei diversi contesti geografici.

Procedura FHWA (Federal Highway Administration):

La Federal Highway Administration (FHWA) non propone una vera e propria procedura di valutazione speditiva della vulnerabilità all'erosione degli attraversamenti fluviali, ma si limita a suggerire linee guida, lasciando ai singoli Stati il compito di scendere nel dettaglio e di elaborare metodi di valutazione idonei alle loro singole realtà. Viene così ad essere riconosciuto il carattere necessariamente locale di ogni procedura di classificazione della vulnerabilità dei ponti, rinunciando all'intento di proporre un metodo di validità generale estesa all'intero territorio degli Stati Uniti. Tuttavia, le linee guida della FHWA risultano interessanti, proprio perché il loro carattere generale le rende potenzialmente meglio adattabili a diversi contesti locali. Dette linee guida non si limitano ad identificare i principali indicatori di vulnerabilità degli attraversamenti all'erosione, ma identificano un piano complessivo di azioni che prevede la valutazione della vulnerabilità all'erosione di tutti gli attraversamenti fluviali esistenti, al fine di individuare le priorità emergenti di intervento, i tipi di indagini di campo necessarie e le contromisure preliminari e definitive necessarie. Tale piano è suddiviso in 5 fasi e verrà nel seguito brevemente descritto nella sua completezza. Nella prima fase i ponti sono divisi 5 categorie,

corrispondenti rispettivamente ad attraversamenti (1) a basso rischio, (2) debolmente o (3) fortemente suscettibili di scavi localizzati ad opera della corrente, (4) con ignota tipologia di fondazioni e (5) soggetti a fenomeni di marea. Sono da ritenersi suscettibili di scavi localizzati i ponti che: (a) mostrano evidenze di erosione localizzata alla base delle pile oppure hanno mostrato di essere soggetti a fenomeni di scavo durante gli eventi di piena osservati nel passato, (b) sono posti su letti fluviali erodibili e sia contemporaneamente verificata una o più delle seguenti condizioni: le fondazioni non sono profonde, l'impalcato è realizzato con schemi isostatici anziché iperstatici, le luci sono sottodimensionate in rapporto al potenziale trasporto di detriti e materiale fiottante ad opera della corrente, (c) sono posti su corsi d'acqua caratterizzati da elevata capacità di trasporto della corrente, che può essere palesata ad esempio da evidenti fenomeni di erosione o deposito generalizzati lungo il corso dell'alveo, migrazioni d'alveo significative nel recente passato, forti pendenze e velocità della corrente, massiccio prelievo o discarica di inerti nelle vicinanze del ponte e memoria storica di eventi di piena caratterizzati da forte trasporto solido nel passato, (d) sono localizzati su tronchi fluviali nei quali possono verificarsi anomale condizioni di deflusso della corrente, ad esempio nelle vicinanze di importanti confluenze o in corrispondenza di marcate curvature dell'alveo. La FHWA non fornisce criteri oggettivi per la discriminazione fra le classi 2 e 3 (debolmente e fortemente suscettibili di scavo) precedentemente menzionate. La distinzione è quindi soggettiva, una volta valutati i principali fattori di rischio indicati. Nella seconda fase si prendono in considerazione gli attraversamenti compresi nelle classi 2, 3 e 4 in precedenza descritte e si stabilisce una prima priorità di intervento in base alla vulnerabilità presunta dell'attraversamento, ai rischi potenziali derivanti da un'eventuale collasso del ponte e alla importanza della relativa arteria di comunicazione. In questa fase si compie dunque la valutazione speditiva della vulnerabilità. Nella terza fase, in base alle priorità stabilite nella fase precedente, è necessario stimare lo scavo potenziale alla base delle strutture in alveo del ponte, utilizzando formule empiriche analoghe a

quelle già richiamate in precedenza nella presente nota. La valutazione deve essere condotta in riferimento agli eventi corrispondente a tempi di ritorno pari a 100 e 500 anni. In mancanza di un'attendibile valutazione dell'evento cinquecentenario, si raccomanda di assumere a base dei calcoli di verifica una portata di piena pari a 1.7 volte la portata centenaria. Il massimo scavo potenziale risultante è quindi confrontato con la profondità delle fondazioni, quando questo dato sia disponibile. Ciò permette di classificare il ponte in classi assegnate di rischio. Gli attraversamenti con ignota tipologia di fondazione vengono classificati a parte, nel caso soffrano di erosioni localizzate, da accertare anche con rilievi subacquei, detti ponti devono essere sottoposti ad indagini di campo finalizzate alla definizione del tipo di fondazione presente. La quarta fase è dedicata alla definizione delle contromisure necessarie alla messa in sicurezza dell'attraversamento. Queste possono includere la posa di protezioni in massi sciolti, la predisposizione di un opportuno sistema di monitoraggio degli scavi, la realizzazione di campagne d'ispezione delle fondazioni oppure la messa in atto di un piano di provvedimenti non strutturali che possono ad esempio prevedere il blocco del traffico durante gli eventi di piena. Nella quinta fase, esaurita l'analisi dei ponti ritenuti a rischio, la FHWA raccomanda di eseguire una valutazione della criticità nei confronti dell'erosione anche per i ponti rimanenti, compresi quelli ritenuti a bassa vulnerabilità. Come accennato in precedenza, la FHWA non specifica nel dettaglio le procedure da seguire nella fase 2, che necessita di una valutazione preliminare della vulnerabilità all'erosione presunta dell'attraversamento. La FHWA invita semplicemente i singoli stati a sviluppare una propria metodologia che tenga conto delle prerogative specifiche delle singole realtà locali. Gli indicatori di vulnerabilità della FHWA contengono alcuni interessanti elementi di differenziazione rispetto a quelli presi in considerazione dai due metodi precedentemente descritti. Interessante è il riferimento alla presenza di condizioni al contorno di monte o di valle (confluenze o dighe) che possono indurre condizioni di deflusso singolari in prossimità del ponte. La FHWA considera inoltre la possibilità che si verifichi

deflusso idrico in pressione nelle luci del ponte, valutando quindi la superficie dell'impalcato potenzialmente esposta alla corrente e la natura dei collegamenti fra l'impalcato e le strutture in alveo dell'attraversamento. E' anche presente un riferimento allo schema statico dell'impalcato, che assegna maggiore vulnerabilità all'erosione agli attraversamenti realizzati con schemi isostatici.

Fra le procedure di valutazione speditiva elaborate dai singoli stati merita di essere ricordata quella sviluppata dall'USGS dell'Indiana, che assegna agli attraversamenti un punteggio per quantificarne la vulnerabilità, in funzione della tipologia del materiale d'alveo, dell'angolo di incidenza della corrente rispetto alle pile, del grado di ostruzione delle luci del ponte ad opera di detriti e del rapporto di restringimento della larghezza dell'alveo fluviale causato dalla presenza del ponte.

Indici di vulnerabilità:

Si possono utilizzare degli indici al fine di valutare la vulnerabilità in modo semplice speditivo. Esistono diverse formulazioni possibili che permettono di eseguire dei calcoli di prima approssimazione per ottenere delle liste di priorità d'intervento. I due indici maggiormente utilizzati sono: l'indice di vulnerabilità da sormonto (IVS) e l'indice di vulnerabilità da erosione localizzata (IVE). Essendo l'erosione il parametro analizzato nella presente tesi, abbiamo utilizzato il secondo indice di vulnerabilità di seguito descritto.

4.10.1. Indice di vulnerabilità da erosione localizzata (IVE)

I principali parametri utilizzati dall'indice IVE, per il calcolo della vulnerabilità, sono di semplice identificazione. In particolare, la formula che si deve utilizzare è la seguente:

$$IVE = \frac{d_s}{d_{s,lim}} \quad (4.8)$$

dove:

- d_s , profondità d'erosione totale in metri, calcolata nel nostro caso con HEC-RAS;
- $d_{s,lim}$, profondità piano di posa delle fondazioni delle pile, che varia in genere da 1.5 m a 2 m. Nel nostro caso le pile presentano tutte una $d_{s,lim}$ pari a 2 metri.

Calcolato l'indice IVE, si identifica rapidamente la classe di vulnerabilità d'appartenenza, osservando la seguente Tab. 4.22.

Tab. 4.22. Grado di vulnerabilità da erosione localizzata in funzione del valore IVE.

<i>Indice</i>	<i>Vulnerabilità</i>
IVE > 3	ALTA
$2 \leq \text{IVE} \leq 3$	MEDIA
$1 \leq \text{IVE} \leq 2$	BASSA
IVE < 1	NULLA

Queste classi di vulnerabilità sono state definite da un'analisi eseguita su 50 ponti della Basilicata (24% rischio alto, 7% medio, 55% basso, 14% nullo).

4.10.2. Risultati dell'analisi di vulnerabilità (IVE)

Analizzando i dati relativi al nostro caso studio, l'analisi di vulnerabilità è stata eseguita sia per le condizioni di scabrezza di progetto sia attuali. Le portate variano da $100 \text{ m}^3/\text{s}$ a $1000 \text{ m}^3/\text{s}$. Inoltre, è stata inserita anche la portata pari a $792 \text{ m}^3/\text{s}$ relativa al tempo di ritorno di 100 anni, come richiesto dalla normativa vigente. Di seguito le tabelle dei risultati ottenuti.

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

Viadotto	Pila #	$d_{s, \max}$ [m]	Indice di vulnerabilità da erosione localizzata (scabrezza di progetto)																			
			IVE (100)	IVE (150)	IVE (200)	IVE (250)	IVE (300)	IVE (350)	IVE (400)	IVE (450)	IVE (500)	IVE (550)	IVE (600)	IVE (650)	IVE (700)	IVE (750)	IVE (792)	IVE (800)	IVE (850)	IVE (900)	IVE (950)	IVE (1000)
S. Pietro (sx)	1	2.00	1.57	1.84	2.03	2.14	2.26	2.38	2.41	2.49	2.55	2.56	2.57	2.59	2.61	2.63	2.65	2.66	2.69	2.71	2.74	2.77
	2	2.00	1.70	1.90	2.04	2.10	2.20	2.30	2.33	2.35	2.42	2.46	2.50	2.53	2.56	2.58	2.60	2.61	2.62	2.64	2.66	2.68
S. Pietro (dx)	1	2.00	0.00	1.45	1.74	1.88	2.02	2.22	2.33	2.29	2.38	2.46	2.54	2.60	2.67	2.74	2.79	2.80	2.86	2.92	2.97	3.01
	2	2.00	1.72	1.96	2.05	2.12	2.21	2.11	2.18	2.27	2.31	2.34	2.37	2.40	2.43	2.45	2.47	2.47	2.49	2.52	2.56	2.60
Petrusa I	1	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	2.00	0.00	0.00	1.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.76	1.79	1.82	1.85	1.88	1.91	1.91	2.39	2.43	2.46	2.50
Petrusa II (dx)	3	2.00	0.00	0.00	1.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.84	1.87	1.89	1.92	1.95	1.97	1.98	2.56	2.60	2.63	2.66
	4	2.00	0.00	0.00	1.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.70	1.73	1.77	1.80	1.83	1.86	1.86	2.24	2.29	2.33	2.36
Gasena (Tronco I.A.)	1	2.00	1.22	1.53	1.73	1.89	2.01	2.11	2.20	2.28	2.35	2.42	2.48	2.53	2.60	2.67	2.71	2.72	2.78	2.83	2.87	2.92
	2	2.00	0.00	1.25	1.71	1.91	2.06	2.21	2.34	2.45	2.55	2.65	2.73	2.80	2.87	2.94	2.99	3.01	3.06	3.11	3.17	3.22
S. Benedetto I	1	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.54	1.83	2.00	2.10	2.17	2.20	2.21	2.24	2.31	2.35	2.41
	2	2.00	1.93	2.05	2.19	2.28	2.34	2.41	2.45	2.46	2.52	2.58	2.61	2.61	2.62	2.64	2.66	2.67	2.69	2.68	2.75	2.74
Tronco I (A)	3	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	1.81	1.95	2.06	2.13	2.14	2.20	2.22	2.31	2.33
	1	2.00	2.05	2.15	2.31	2.45	2.56	2.65	2.77	2.84	2.91	2.95	3.14	3.20	3.26	3.27	3.34	3.35	3.47	3.51	3.55	3.61
Tronco I (B)	2	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.29	2.66	2.80	2.83	2.82	2.81	2.90	3.00
	1	2.00	1.64	1.82	1.93	2.02	2.11	2.18	2.24	2.30	2.43	2.47	2.49	2.52	2.55	2.58	2.61	2.61	2.64	2.67	2.71	2.74
S. Benedetto II	2	2.00	0.00	0.87	1.43	1.62	1.76	1.86	1.95	2.03	1.94	2.01	2.06	2.11	2.16	2.20	2.23	2.24	2.28	2.31	2.35	2.38
	1	2.00	1.61	1.85	2.04	2.20	2.33	2.41	2.46	2.50	2.52	2.55	2.58	2.60	2.60	2.62	2.63	2.63	2.64	2.65	2.65	2.66
Rocca Daniele	2	2.00	1.78	1.97	2.11	2.22	2.32	2.20	2.28	2.24	2.20	2.19	2.19	2.19	2.20	2.21	2.23	2.24	2.26	2.28	2.29	2.30
	3	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.61	1.70	1.71	1.79	1.85	1.88	1.92
	1	2.00	1.59	1.82	1.98	2.10	2.21	2.28	2.33	2.34	2.61	2.63	2.65	2.67	2.69	2.71	2.73	2.73	2.75	2.76	2.77	2.78
	2	2.00	1.26	1.52	1.67	1.79	1.83	1.83	1.84	1.88	1.94	2.00	2.05	2.09	2.13	2.17	2.20	2.20	2.23	2.26	2.29	2.32
	3	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.26	1.47	1.58	1.69	1.83	1.89	1.94	1.99	2.02	2.03	2.07	2.11	2.14	2.17
	2	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.63	1.87	1.99	2.02	2.07	2.37	2.45	2.28	2.17	2.21	2.19	2.17	2.19
	3	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.58	1.69	1.70	1.70	1.75	1.77	1.79	1.82

Tab. 4.23. Indice di vulnerabilità IVE per le condizioni di scabrezza di progetto.

D. Cucchiara – Erosione del fondo alveo in corrispondenza delle pile di viadotti stradali. Applicazione ad un caso di studio.

		Indice di vulnerabilità da erosione localizzata (scabrezza attuale)																					
Viadotto	Pile #	$d_{L,loc}$ [m]	IVE (100)	IVE (150)	IVE (200)	IVE (250)	IVE (300)	IVE (350)	IVE (400)	IVE (450)	IVE (500)	IVE (550)	IVE (600)	IVE (650)	IVE (700)	IVE (750)	IVE (792)	IVE (800)	IVE (850)	IVE (900)	IVE (950)	IVE (1000)	
S. Pietro (sx)	1	2.00	1.47	1.67	1.81	1.88	1.95	2.00	2.06	2.10	2.16	2.20	2.24	2.28	2.33	2.37	2.40	2.40	2.44	2.48	2.51	2.55	
	2	2.00	1.46	1.62	1.70	1.77	1.86	1.93	2.00	2.06	2.11	2.15	2.18	2.22	2.26	2.29	2.32	2.32	2.35	2.38	2.41	2.44	
S. Pietro (dx)	1	2.00	1.27	1.48	1.69	1.64	1.78	1.89	1.99	2.08	2.16	2.23	2.29	2.35	2.40	2.44	2.48	2.48	2.53	2.57	2.60	2.64	
	2	2.00	1.49	1.64	1.63	1.75	1.82	1.88	1.93	1.98	2.02	2.07	2.13	2.19	2.25	2.31	2.36	2.37	2.42	2.47	2.52	2.58	
Petrusa I	1	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.99	1.05	1.05	1.06	1.11	1.15	1.19	1.22	
	2	2.00	1.07	1.20	1.30	1.37	1.45	1.50	1.55	1.59	1.66	1.70	1.73	1.77	1.80	1.85	1.82	1.83	1.87	1.91	1.95	1.99	
	3	2.00	1.18	1.28	1.37	1.44	1.52	1.56	1.61	1.65	1.71	1.75	1.78	1.82	1.85	1.90	1.87	1.88	1.92	1.95	1.99	2.03	
	4	2.00	0.96	1.12	1.23	1.32	1.40	1.46	1.50	1.55	1.62	1.66	1.69	1.73	1.77	1.82	1.79	1.80	1.84	1.88	1.92	1.96	
Petrusa II (dx)	1	2.00	1.13	1.29	1.41	1.50	1.58	1.62	1.60	1.63	1.66	1.68	1.71	1.87	1.88	1.89	1.90	1.90	1.90	1.92	1.93	1.93	
	2	2.00	1.24	1.40	1.53	1.62	1.68	1.72	1.79	1.85	1.91	1.96	2.00	2.14	2.18	2.21	2.24	2.25	2.28	2.31	2.33	2.35	
Gasana (Tronco 1A)	1	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.49	1.85	2.00	2.11	2.16	2.20	2.23	2.24	2.31	2.35	2.42	2.44	
	2	2.00	2.16	2.05	2.19	2.27	2.34	2.40	2.45	2.50	2.56	2.57	2.59	2.59	2.62	2.64	2.67	2.67	2.71	2.73	2.75	2.78	
	3	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.53	1.82	1.96	2.05	2.13	2.18	2.19	2.26	2.30	2.32	2.38	
S. Benedetto I	1	2.00	1.78	2.00	2.22	2.40	2.57	2.72	2.85	2.95	3.09	3.18	3.21	3.29	3.34	3.41	3.46	3.47	3.53	3.57	3.62	3.67	
	2	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.03	2.41	2.54	2.62	2.75	2.85	2.85	2.86	2.97	3.08	3.17	3.26	
Tronco I (A)	1	2.00	1.52	1.67	1.79	1.89	1.97	2.05	2.18	2.24	2.28	2.33	2.37	2.41	2.45	2.49	2.52	2.53	2.57	2.60	2.64	2.67	
	2	2.00	0.85	1.29	1.48	1.61	1.72	1.82	1.76	1.82	1.88	1.93	1.98	2.03	2.07	2.11	2.14	2.15	2.19	2.22	2.26	2.29	
Tronco I (B)	1	2.00	1.53	1.71	1.84	1.94	2.02	2.09	2.15	2.20	2.23	2.27	2.30	2.33	2.35	2.37	2.39	2.39	2.42	2.45	2.47	2.49	
	2	2.00	1.59	1.74	1.76	1.77	1.79	1.81	1.83	1.86	1.88	1.93	1.97	2.00	2.03	2.06	2.08	2.08	2.10	2.12	2.14	2.15	
	3	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.27	1.42	1.52	1.59	1.65	1.70	1.74	1.74	1.78	1.81	1.84	1.87	
S. Benedetto II	1	2.00	1.47	1.64	1.77	1.84	1.89	1.93	1.97	2.01	2.04	2.07	2.10	2.12	2.14	2.16	2.18	2.18	2.20	2.22	2.24	2.25	
	2	2.00	1.24	1.36	1.42	1.50	1.56	1.64	1.71	1.77	1.83	1.88	1.93	1.97	2.01	2.05	2.08	2.09	2.12	2.15	2.18	2.20	
	3	2.00	0.00	0.00	1.08	1.25	1.35	1.45	1.54	1.61	1.67	1.73	1.78	1.83	1.88	1.92	1.96	1.96	2.00	2.03	2.06	2.09	
Rocca Daniela	2	2.00	0.00	1.11	1.37	1.51	1.63	1.72	1.78	1.83	1.87	1.90	1.93	1.96	1.98	2.01	2.02	2.03	2.05	2.06	2.08	2.09	
	3	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.29	1.51	1.60	1.66	1.71	1.75	1.79	1.82	1.84	1.85	1.87	1.90	1.91	1.93	

Tab. 4.24. Indice di vulnerabilità IVE per le condizioni di scabrezza attuale.

Tab. 4.24. Indice di vulnerabilità IVE per le condizioni di scabrezza attuale.

Osservando le tabelle precedenti, si può notare che in entrambe le condizioni di progetto, l'indice IVE cresce al crescere della portata. Le classi più frequenti sono sicuramente la classe "bassa" e quella "media", dato che la maggior parte dei valori ricade nel range di vulnerabilità che va da 1 a 3. Per basse portate si rileva per alcune pile un indice di vulnerabilità nullo. In alcuni casi, si ha superamento dell'indice di valore 3, quindi si ha vulnerabilità "alta". In particolare, è la pila 1 del ponte S. Benedetto che presenta alti valori già a partire dalle basse portate. Per la portata richiesta dalla normativa relativa al tempo di ritorno pari a 100 anni, si registrano, per entrambe le condizioni di scabrezza, dei valori dell'indice IVE sempre maggiori di 1. Passando dalla condizione attuale a quella di progetto non si osserva sempre una riduzione dell'indice IVE, tranne per le portate elevate, dove i maggiori valori si hanno per le condizioni di scabrezza attuale. Per quanto riguarda i valori medi relativi alle differenti portate, si passa da un range IVE che va da 0 a 1 per le portate 100 e 150 m³/s, un range IVE che va da 1 a 2 fino alla portata di 650 m³/s, da 2 in su per le portate che vanno fino a 1000 m³/s. Quindi, in definitiva, si può affermare che problemi d'erosione d'attenzione si hanno quando si registrano portate che vanno da 500 m³/s in su. La vulnerabilità in media si mantiene nulla o bassa per portate inferiori a 500 m³/s. L'erosione diventa disastrosa per portate che vanno oltre i 700-800 m³/s.

Capitolo 5: Conclusioni

Diversi eventi alluvionali verificatisi nel recente passato hanno messo in evidenza l'inadeguatezza dal punto di vista idraulico di molte delle opere di attraversamento fluviale esistenti sul territorio, palesandone un livello di vulnerabilità spesso preoccupante, chiaramente testimoniato dal verificarsi di numerosi danneggiamenti e crolli. Molti attraversamenti, infatti, sono stati progettati in tempi nei quali la comprensione dei processi idraulici coinvolti era assai più frammentaria rispetto all'attuale e nel contempo non erano disponibili soluzioni tecnologiche, oggi comuni, che consentono di ridurre notevolmente sia la vulnerabilità strutturale dell'attraversamento che le sue interferenze con il deflusso delle acque. L'analisi dell'evoluzione dei predetti eventi ha ormai evidenziato in maniera inequivoca come l'insufficienza idraulica degli attraversamenti esistenti debba in molti casi destare preoccupazione, oltre che per l'ovvio aspetto della sicurezza strutturale dell'opera e dei danni indiretti derivanti dalla sua mancata funzionalità, anche per il possibile aggravamento del livello di rischio idraulico dei territori circostanti. L'individuazione degli attraversamenti esistenti che versano in condizioni di maggiore criticità sulla base di un'apposita scala di vulnerabilità idraulica gioca un ruolo molto importante da un lato ai fini di protezione civile, permettendo di ottimizzare l'articolazione sul territorio degli interventi di monitoraggio delle loro condizioni di sicurezza idraulica sia prima che durante il verificarsi degli eventi alluvionali; dall'altro ai fini di una corretta programmazione degli interventi di messa in sicurezza delle opere esistenti, in considerazione anche della relativa facilità con la quale, talvolta, le contromisure necessarie a limitare i danni derivanti dall'erosione fluviale possono essere predisposte. Di conseguenza, l'esigenza di verificare in maniera estensiva la vulnerabilità idraulica degli attraversamenti fluviali esistenti sul territorio è ormai largamente condivisa in molti paesi avanzati. Il numero estremamente elevato di ponti potenzialmente soggetti a rischio idraulico rende però improponibile la realizzazione in tempi ragionevolmente brevi di una verifica approfondita per

ognuno di essi. In ragione di tale difficoltà, in alcuni paesi sono state messe a punto procedure speditive per l'individuazione degli attraversamenti soggetti a maggiore criticità, basate sull'impiego di indicatori di vulnerabilità di semplice valutazione. Tali procedure non vanno intese come sostitutive degli studi idraulici di dettaglio, ma servono soltanto a stabilire su vasta scala spaziale le priorità di intervento, consentendo di individuare, almeno in prima istanza, gli attraversamenti maggiormente vulnerabili sui quali andranno concentrati i successivi monitoraggi, studi idraulici di dettaglio e interventi di messa in sicurezza. Obiettivo della tesi è stato quello di valutare l'interferenza tra corso d'acqua e attraversamenti stradali per il corso d'acqua. In particolare, le simulazioni effettuate hanno avuto come obiettivo quello di descrivere l'effetto erosivo da parte della corrente idrica del Fiume S. Benedetto nei confronti delle pile d'attraversamento dei ponti della carreggiata della S.S. 640, che collega Agrigento con Caltanissetta. Il modello di propagazione utilizzato è l'HEC-RAS sviluppato dall'US Army Corps of Engineers. In particolare, sono state effettuate diverse simulazioni, ipotizzando diverse portate in alveo e facendole propagare nel tratto interessato dagli attraversamenti stradali. In corrispondenza di ciascuna simulazione sono stati ottenuti il profilo di corrente in alveo e i valori d'erosione localizzata e distribuita in corrispondenza dei singoli attraversamenti. Correlando tra loro i dati d'output d'erosione delle singole pile dei ponti e le portate propagate, è stato possibile tracciare graficamente diversi andamenti che legano i parametri "portata" e "abbassamento". Nelle simulazioni, si è tenuto conto di due condizioni: scabrezza dell'alveo in condizioni attuali (senza interventi di protezione) e scabrezza dell'alveo in condizioni di progetto (post operam). Infine è stata applicata una formula speditiva per il calcolo di vulnerabilità di ciascuna pila per singolo attraversamento. Le procedure di valutazione speditiva non hanno come scopo quello di pervenire a una stima quantitativa della vulnerabilità idraulica degli attraversamenti medesimi nei riguardi dei fenomeni di erosione, per la quale sarebbero necessari studi e monitoraggi di campo approfonditi che richiedono adeguati tempi di elaborazione; esse sono invece finalizzate alla

rapida individuazione degli attraversamenti soggetti a maggiore rischio e delle loro principali cause di vulnerabilità, in maniera da individuare una scala di priorità degli interventi necessari al fine di porre in sicurezza gli attraversamenti fluviali esistenti all'interno di una certa regione geografica. Il metodo speditivo utilizzato è quello dell'indice IVE che prevede la classificazione dell'attraversamento fluviale in cinque classi di vulnerabilità, in funzione del rapporto tra massima profondità del piano di posa delle fondazioni e massima profondità di scavo per effetto dell'erosione. I risultati ottenuti, in termini di indici di vulnerabilità, per i singoli attraversamenti, evidenziano valori mediamente elevati anche in corrispondenza di portate non particolarmente elevati. In particolare, in corrispondenza della portata caratterizzata da tempo di ritorno pari a 100 anni, i valori di vulnerabilità sono nella maggior parte dei casi ricadenti nella terza classe (vulnerabilità media).