POLITECNICO DI TORINO
Repository ISTITUZIONALE

Valutazione della Classe di Attenzione associata al rischio idraulico e manuale operativo a supporto del Livello 3

Original
Valutazione della Classe di Attenzione associata al rischio idraulico e manuale operativo a supporto del Livello 3 / Giugni, M., Albano, R., Armanini, A., Barbaro, G., Claps, P., Ganora, D., Gnecco, I., Mancini, C.P., Marini, G., Nasello, C., Palla, A., Pilotti, M., Solari, L., Sole, A., Viero, D., Viola, F.. - (2026). [10.57580/RELUIS.RVCDARI]

Availability:
This version is available at: 11583/3011401 since: 2026-05-26T10:59:58Z

Publisher:
Ledizioni

Published
DOI:10.57580/RELUIS.RVCDARI

Terms of use:

This article is made available under terms and conditions as specified in the corresponding bibliographic description in the repository

Publisher copyright

(Article begins on next page)

16 November 2026

CONSIGLIO SUPERIORE
DEI LAVORI PUBBLICI

reluis

Accordo tra il CSLLPP e il Consorzio ReLUIS,
attuativo dei DM 578/2020 - DM 204/2022 - DM 304/2024
Sperimentazione delle linee guida per la classificazione e
gestione del rischio, la valutazione della sicurezza
e il monitoraggio dei ponti esistenti

Task 5.3 Idraulica
Coordinatore: Maurizio Giugni

Valutazione della Classe di Attenzione associata al rischio idraulico e manuale operativo a supporto del Livello 3

R. Albano, A. Armanini, G. Barbaro, P. Claps, D. Ganora, M. Giugni,
I. Gnecco, C.P. Mancini, G. Marini, C. Nasello, A. Palla, M. Pilotti,
L. Solari, A. Sole, D. Viero, F. Viola

Prefazione di
Edoardo Cosenza e Mauro Dolce

Documento esplicativo

COLLANA DI VOLUMI TECNICI

ReLUIS BRIDGE
Bridge Risk, Investigation, Diagnostics,
Governance and Experimentation

Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica e Strutturale

WP5: Temi/Progetti speciali
Task 5.3 Idraulica
Coordinatore: Maurizio Giugni

Valutazione della Classe di Attenzione associata al rischio idraulico e manuale operativo a supporto del Livello 3

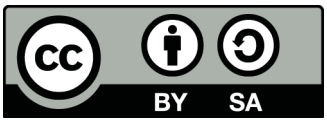
R. Albano, A. Armanini, G. Barbaro, P. Claps, D. Ganora, M. Giugni, I. Gnecco, C.P. Mancini, G. Marini, C. Nasello, A. Palla, M. Pilotti, L. Solari, A. Sole, D. Viero, F. Viola

Prefazione di Edoardo Cosenza e Mauro Dolce

COLLANA DI VOLUMI TECNICI
ReLUIS BRIDGE
Bridge Risk, Investigation, Diagnostics, Governance and Experimentation

Ledizioni

L'opera è rilasciata nei termini della licenza Creative Commons
"Attribuzione – Condividi allo stesso modo 4.0 Internazionale (CC-BY-SA 4.0)"
https://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0/deed.it.



I diritti d'autore sull'opera appartengono a *ReLUIS*

Le citazioni di altre opere sono riportate ai sensi degli art. 2, 21 e 33 Cost., 11 e 13 Carta dei diritti fondamentali dell'Unione Europea, nonché dell'art. 70 della l. 633/1941.

R. Albano, A. Armanini, G. Barbaro, P. Claps, D. Ganora, M. Giugni, I. Gnecco, C.P. Mancini, G. Marini, C. Nasello, A. Palla, M. Pilotti, L. Solari, A. Sole, D. Viero, F. Viola (a cura di),
Valutazione della Classe di Attenzione associata al rischio idraulico e manuale operativo a supporto del Livello 3

Capitolo 1:
A. Armanini, P. Claps, D. Ganora, M. Giugni, G. Marini, C. Nasello, M. Pilotti, L. Solari, A. Sole, D. Viero, F. Viola
Capitolo 2:
R. Albano, A. Armanini, G. Barbaro, P. Claps, D. Ganora, M. Giugni, I. Gnecco, C.P. Mancini, G. Marini, C. Nasello, A. Palla, M. Pilotti, L. Solari, D. Viero

Finito di stampare nel mese di Dicembre 2025 presso Rotomail SpA - Vignate (MI)

ISBN cartaceo: 9791256006762
ISBN versione ePub: 9791256006779
ISBN PDF Open Access: 9791256006786
DOI: 10.57580/RELUIS.RVCDARI

Il PDF Open Access è scaricabile da DOAB (Directory Open Access Books)
dal sito www.ledizioni.it o dal sito www.reluis.it

Sommario

Prefazione V

Premessa IX

1 Classe di Attenzione associata al rischio idraulico 1

1.1 Valutazione Preliminare della Classe di Attenzione 3
1.2 Stima della classe di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) per insufficienza di franco 5
1.3 Stima della classe di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) per erosione localizzata 10
1.4 Stima dell'esposizione legata al rischio idraulico 13
1.5 Stima della Classe di Attenzione associata al rischio idraulico 15
1.6 Analisi multi-rischio e definizione della Classe di Attenzione complessiva 15

2 Manuale operativo a supporto del livello 3 17

2.1 Premesse 18
2.2 Classe di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) per sormonto 18
2.3 Valutazione della portata di piena 18
2.3.1 Stima speditiva mediante la formula razionale 19
2.4. Tracciamento del profilo di corrente lungo l'asta fluviale e calcolo del tirante idrico e della velocità della corrente a monte di un ponte 23
2.4.1 L'esempio del software HEC-RAS 25

2.4.2 Le strutture trasversali: i ponti 30
2.5 Classe di pericolosità - vulnerabilità (CdPV) per erosione localizzata 37
2.6 Valutazione della massima profondità di scavo in corrispondenza delle pile 39
2.6.1. Stima della geometria degli accumuli alle pile del ponte 44

Riferimenti bibliografici 47

Prefazione

La gestione del patrimonio dei ponti esistenti rappresenta oggi una delle attività più complesse e strategiche per il sistema delle infrastrutture a livello internazionale e italiano. La vetustà più o meno diffusa delle opere associata all'evoluzione delle condizioni di carico da traffico o delle condizioni ambientali accresce l'attenzione ai temi della sicurezza, della resilienza e della sostenibilità delle opere. L'introduzione di un quadro normativo specifico per le opere esistenti impone un approfondimento delle modalità di conoscenza, valutazione e gestione di tali infrastrutture.

In questo contesto si colloca l'attività di monitoraggio delle applicazioni e di ricerca sviluppata nell'ambito dell'Accordo tra il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLLPP) e il Consorzio ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica e strutturale), a supporto della sperimentazione delle *Linee Guida per la classificazione e la gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti* che nel 2020 sono state prima emanate dallo stesso CSLLPP e successivamente adottate dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti con apposito Decreto Ministeriale. La presente collana di volumi raccoglie in modo organico i principali risultati di tale attività, con l'obiettivo di fornire una base tecnico-scientifica quanto più solida, condivisa e operativamente utilizzabile per l'applicazione e l'evoluzione delle Linee Guida.

L'impianto complessivo della collana riflette l'approccio multilivello introdotto dalle Linee Guida, che distingue in modo chiaro tra la conoscenza, la classificazione semplificata del rischio, la valutazione della sicurezza, le attività di sorveglianza e monitoraggio, e gli strumenti di supporto alle decisioni. Ciascun volume affronta le diverse tematiche secondo una logica integrata, che combina:

- osservazioni sul patrimonio reale e analisi dei casi studio;
- sperimentazione su materiali, componenti ed elementi strutturali;
- sviluppo e validazione di modelli analitici e numerici;
- analisi critica delle procedure normative esistenti;
- proposte di miglioramento e integrazione in chiave pre-normativa;

con peso differente in funzione delle finalità del volume. Infatti, circa un terzo dei volumi contengono indicazioni per un'efficace applicazione delle linee guida (e.g. indagini, diagnostica, monitoraggio, sistemi in cemento armato precompresso, selle Gerber), un terzo contengono approfondimenti tecnico-scientifici utili per proposte di aggiornamento e affinamento delle stesse (e.g. valutazioni delle classi di attenzione, valutazione formale della sicurezza, etc.) e un terzo contengono una selezione di informazioni, prevalentemente ma non esclusivamente di carattere sperimentale e modellistico, utile ad approfondimenti

specifici degli addetti ai lavori su tematiche strutturali (e.g. problematiche di durabilità, dispositivi di appoggio, impalcati metallici, etc.)

Un tratto distintivo della collana è rappresentato dall'ampio ricorso alla sperimentazione, condotta sia in laboratorio sia su strutture reali, con riferimento a tipologie e componenti particolarmente critici del patrimonio infrastrutturale nazionale: travi e impalcati in calcestruzzo armato precompresso, solette da ponte, pile di sezione circolare e pali, selle Gerber, dispositivi di appoggio, etc.. I risultati sperimentali costituiscono la base per una lettura critica delle formulazioni normative attualmente in uso e per la definizione di criteri di verifica più coerenti con il comportamento sperimentale delle strutture. Particolare attenzione è stata dedicata alla riduzione dell'incertezza conoscitiva, tema trasversale a tutte le fasi del processo decisionale. Le attività di ricerca hanno infatti esplorato in modo sistematico il ruolo delle indagini diagnostiche, della calibrazione dei modelli, del monitoraggio strumentale e satellitare, nonché delle prove di carico, come strumenti complementari per una valutazione più realistica e affidabile della sicurezza delle opere esistenti. Un ulteriore elemento qualificante è l'attenzione posta alla digitalizzazione dei processi di gestione, attraverso l'integrazione tra modellazione informativa (BIM), sistemi GIS, archivi nazionali e tecnologie di monitoraggio avanzato. L'adozione di strumenti digitali interoperabili è interpretata come leva fondamentale per garantire la tracciabilità delle informazioni, la coerenza delle valutazioni e valorizzare l'utilità nel tempo dei sistemi di gestione delle infrastrutture.

Nel loro insieme, i volumi si propongono come strumenti di accompagnamento e supporto alla applicazione delle *Linee Guida per la classificazione e la gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti*, fornendo chiarimenti interpretativi, esempi applicativi, criteri operativi e, laddove ritenuto utile, proposte di aggiornamento e integrazione fondate su evidenze scientifiche e sperimentali. Inoltre, la collana si rivolge agli enti proprietari e gestori di ponti, agli uffici tecnici delle amministrazioni locali e centrali, ai professionisti e ai tecnici del settore, ai quali intende offrire un riferimento aggiornato per affrontare in modo organico e consapevole le attività connesse alla gestione del patrimonio infrastrutturale esistente. Infine, la collana costituisce una base di conoscenza condivisa per la comunità scientifica e tecnica, utile a favorire un dialogo continuo tra ricerca, pratica professionale e sviluppo normativo. In questo senso, la collana assume anche un valore pre-normativo, a beneficio del legislatore tecnico, degli enti di normazione e di tutti i soggetti coinvolti nel governo della sicurezza delle infrastrutture.

Questo volume è dedicato alla valutazione della Classe di Attenzione associata al rischio idraulico per i ponti esistenti, affrontata con un approccio rigoroso ma fortemente orientato all'applicazione operativa, in coerenza con l'impostazione multilivello delle Linee Guida. Il testo raccoglie i contributi sviluppati nell'ambito del Task 5.3, con l'obiettivo di fornire un quadro metodologico chiaro e condiviso per l'analisi delle interazioni tra infrastrutture di attraversamento e corsi d'acqua, considerando in modo integrato i fenomeni di sormonto per insufficienza di franco idraulico e di erosione localizzata e generalizzata alla base di pile e spalle. In tale prospettiva, il rischio idraulico viene trattato come risultato della combinazio-

ne tra fattori di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione, adattando i concetti di pericolosità alle specificità dei fenomeni fluviali.

Una parte rilevante del volume è dedicata alla definizione analitica delle classi di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) associate ai diversi meccanismi di crisi idraulica. In particolare, vengono introdotti e sistematizzati indicatori chiave quali il franco idraulico, il regime della corrente, la possibile occlusione delle luci per tronchi o vegetazione, l'accumulo di materiale solido e l'Indice di Erosione Localizzata (IEL). Tali parametri sono organizzati in schemi decisionali e tabelle di classificazione che consentono una valutazione coerente, riproducibile e tecnicamente fondata del livello di criticità idraulica.

Un elemento di particolare valore applicativo è rappresentato dal Manuale operativo a supporto del Livello 3, che costituisce una guida tecnica completa per l'esecuzione delle analisi preliminari nei casi in cui le informazioni disponibili ai Livelli 0 e 1 risultino insufficienti. Il manuale descrive in modo dettagliato le procedure per:

- la stima della portata di piena di progetto nella condizione P2 (Tr = 100–200 anni);
- il tracciamento del profilo di corrente lungo l'asta fluviale, anche mediante l'uso di modelli di moto permanente monodimensionali;
- la valutazione del tirante idrico, delle velocità di corrente e della massima profondità di scavo in corrispondenza delle strutture di fondazione.

L'impostazione proposta consente di applicare modellistica idraulica semplificata ma sufficientemente accurata, calibrata sulle esigenze degli enti gestori e compatibile con i tempi e le risorse normalmente disponibili nella gestione ordinaria del patrimonio infrastrutturale. Particolare attenzione è dedicata alla gestione delle incertezze e alla definizione di criteri cautelativi, anche in relazione agli effetti dei cambiamenti climatici sulla frequenza e intensità degli eventi estremi.

Il volume affronta inoltre il tema dell'analisi multi-rischio, chiarendo il ruolo della Classe di Attenzione idraulica all'interno della determinazione della Classe di Attenzione complessiva del ponte, che tiene conto anche dei rischi strutturali-fondazionali, sismici e da frana. In questo quadro, viene sottolineata l'importanza di considerare non solo la CdA complessiva, ma anche le singole componenti di rischio, al fine di orientare in modo mirato le successive attività di indagine, verifica e monitoraggio.

Dal punto di vista delle ricadute normative e di indirizzo tecnico, il volume rappresenta un contributo di assoluto rilievo in chiave pre-normativa, fornendo una base metodologica solida per l'armonizzazione e il perfezionamento delle procedure di valutazione del rischio idraulico previste dalle Linee Guida. Al contempo, esso si configura come uno strumento operativo di riferimento per enti proprietari e gestori, uffici tecnici delle amministrazioni locali e professionisti, supportando decisioni più consapevoli nella pianificazione delle indagini, nella definizione delle priorità di intervento e nella gestione delle condizioni di emergenza.

Edoardo Cosenza – Mauro Dolce

I volumi della collana ReLUIS BRIDGE

Bridge Risk, Investigation, Diagnostics, Governance and Experimentation

La collana **ReLUIS BRIDGE** raccoglie studi e contributi tecnico-scientifici dedicati alla valutazione della sicurezza, alla gestione e alla manutenzione dei ponti esistenti.

I volumi sono suddivisi in tre tipologie:

- Documento Divulgativo (**D**) contenente contributi tecnico-scientifici per l'applicazione delle Linee Guida;
- Documento Esplicativo (**E**) contenente approfondimenti tecnico-scientifici per l'aggiornamento e affinamento delle Linee Guida;
- Rapporto Tecnico-Scientifico (**R**) contenente contributi specialistici sperimentali e modellistici su tematiche strutturali specifiche

Seguono i titoli dei volumi.

D – Tecniche di indagine e diagnostica (Bilotta A.)
D – Calibrazione del modello – Identificazione dinamica e prove statiche (Bilotta A.)
D – Monitoraggio strumentale dei ponti (Bilotta A.)
D – Sperimentazione su casi reali per la conoscenza dei ponti esistenti (Bilotta A.)
D – Sperimentazione, analisi e interventi sulle selle Gerber nei ponti esistenti (di Prisco M.)
D – La tecnologia del precompresso nei ponti esistenti (Pecce M. R.)
D – Indagini e valutazione dell'efficienza della precompressione negli impalcati da ponte (Pecce M. R.)
D – Approcci di modellazione e analisi dei ponti in c.a.p. (Pecce M. R.)

E – Modellazione informativa dei ponti esistenti (Asprone D.)
E – Censimento delle opere, schede difetti e di ispezione (Bilotta A.)
E – Analisi di resilienza della rete stradale (D'Andrea A.)
E – Valutazione della Classe di Attenzione associata al rischio idraulico e manuale operativo a supporto del Livello 3 (Giugni M.)
E – Revisione di aspetti legati alla valutazione formale della sicurezza di ponti esistenti (Iervolino I.)
E – Analisi critica e possibile miglioramento della classificazione dei ponti esistenti (Occhiuzzi A.)
E – Valutazione delle Classi di Attenzione associate al rischio strutturale-fondazionale e al rischio sismico (Pecce M. R.)
E – Valutazione della Classe di Attenzione associata al rischio frane (Urcioli G., Sappa G.)

R – Ponti in acciaio: sperimentazione e modellazione (Landolfo R.)
R – Effetti del degrado nei ponti esistenti in c.a. e c.a.p. (Lignola G. P.)
R – Procedure di prova di carico a supporto delle verifiche di sicurezza dei ponti esistenti (Losanno D.)
R – Dispositivi di appoggio: sperimentazione e modellazione (Masi A.)
R – Prove sperimentali e modellazione del comportamento a taglio di solette da ponte in calcestruzzo armato (Occhiuzzi A.)
R – Prove sperimentali e modellazione del comportamento a taglio di elementi in calcestruzzo armato a sezione circolare (Occhiuzzi A.)
R – Sperimentazioni su travi in calcestruzzo armato precompresso (Pecce M. R.)
R – Monitoraggio dei ponti esistenti mediante dati satellitari (Prota A.)

Premessa

La prima parte del presente volume ha preso spunto dalle riflessioni emerse nell'ambito delle tante discussioni del Task 5.3, con l'obiettivo di affrontare in maniera organica i diversi aspetti connessi all'interazione delle correnti fluviali con i ponti e pervenire, approfondendo il quadro conoscitivo, ad una valutazione attendibile della Classe di Attenzione associata al rischio idraulico per le strutture di attraversamento esistenti.

L'approccio proposto considera i fenomeni critici di sormonto per insufficienza di franco idraulico e di erosione localizzata (*contraction scour* e *local scour*) alla base delle pile e delle spalle, analizzando come d'uso il rischio idraulico in termini di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione, superando però l'analisi disgiunta dei fattori intrinsecamente correlati in ambito fluviale - pericolosità e vulnerabilità - e proponendo la valutazione di una classe "accoppiata" di pericolosità e vulnerabilità (CdPV) per sormonto e per fenomeni erosivi.

Viene, inoltre, introdotta una fase preliminare di valutazione, definendo criteri ben determinati per l'identificazione dei ponti cui attribuire direttamente Classe di Attenzione idraulica bassa, rendendo in tal modo più snello il lavoro complessivo di analisi. Vengono definiti con chiarezza gli indicatori da determinare per la valutazione delle CdPV - franco idraulico, regime idraulico della corrente, possibile occlusione delle luci libere del ponte per effetto del trasporto di tronchi o vegetazione, possibile accumulo di materiale solido, Indice di Erosione Localizzata (IEL) - rinviando ad un Livello 3, definito di valutazione preliminare, i casi critici per i quali i dati disponibili ai Livelli 0 e 1 risultino insufficienti per la determinazione delle CdPV. Per questi ultimi viene proposta la determinazione degli indicatori necessari mediante l'applicazione di modellistica idraulica semplificata ma comunque sufficientemente accurata.

L'approccio proposto, da applicare mediante tabelle di semplice utilizzazione, consente una valutazione coerente e tecnicamente basata del livello di criticità idraulica delle strutture di attraversamento esistenti.

Allo scopo di supportare il lavoro degli enti proprietari e gestori è stato inoltre messo a punto un Manuale operativo a supporto del Livello 3, cui è dedicata la seconda parte del presente volume. Il Manuale costituisce una guida tecnica per l'esecuzione delle analisi preliminari per i casi critici, presentando sia la modellistica da utilizzare che le condizioni e i vincoli per la sua applicazione con un accettabile grado di attendibilità, prevedendo, se necessario, anche un'integrazione delle fase ispettiva per la raccolta di eventuali dati essenziali ai fini delle calcolazioni da effettuare.

In maggior dettaglio, il Manuale descrive le procedure per: la stima della portata di piena di progetto nella condizione P2 (Tr = 100–200 anni), con riferimento al bacino idrografico di cui la struttura di attraversamento presa in esame costituisce la sezione di chiusura;

il tracciamento del profilo di corrente lungo l'asta fluviale a cavallo della sezione di attraversamento, e la conseguente valutazione del tirante idrico e della velocità della corrente a monte del ponte nella condizione P2; la valutazione della massima profondità di scavo in corrispondenza delle strutture di fondazione.

Si ritiene, quindi, di aver fornito con il presente volume un contributo d'interesse alla valutazione della Classe di Attenzione associata al rischio idraulico dei ponti esistenti, proponendo un'attendibile procedura operativa a supporto della classificazione del rischio idraulico e della definizione delle priorità di intervento.

1 Classe di Attenzione associata al rischio idraulico

A. Armanini, P. Claps, D. Ganora, M. Giugni, G. Marini, C. Nasello, M. Pilotti, L. Solari, A. Sole, D. Viero, F. Viola

Con specifico riferimento al rischio idraulico degli attraversamenti fluviali, documentazioni quali le carte della pericolosità e del rischio delle Autorità distrettuali territorialmente competenti, così come quelle di altri processi pianificatori o derivanti da analisi tecnico-scientifiche, costituiscono solo un primo riferimento, adeguato ma certamente non esaustivo. Le analisi e gli studi idraulici svolti da (o per conto di) enti territorialmente competenti, a supporto della redazione dei vari piani di mitigazione e gestione del rischio alluvioni (Piani di Assetto Idrogeologico, PAI; Piani di Gestione del Rischio Alluvioni, PGRA) o di qualsivoglia attività di analisi o progettazione, possono fornire informazioni dettagliate e utili alla definizione della Classe di Attenzione idraulica. Le ispezioni visive e la compilazione delle appropriate schede di rilievo di Livello 1 - per le quali è stata proposta una integrazione informativa, dettagliata per via digitale, integrando la "Scheda di ispezione ponti di Livello 1 - Fenomeni di frana e fenomeni idraulici" - risultano anch'esse di particolare utilità: da sottolineare la necessità che le suddette attività siano svolte da tecnici adeguatamente formati, tra cui almeno un ingegnere con comprovata esperienza in idraulica fluviale.

In generale, il rischio idraulico dipende da alcuni specifici parametri rappresentativi del coinvolgimento della struttura sia da un punto di vista spaziale che temporale. Con riferimento ad una valutazione preliminare (cfr. § 4.5 delle Linee Guida) degli attraversamenti fluviali, si può ritenere assente il rischio idraulico per strutture che non vadano ad interessare l'alveo (ossia la sezione occupata dal deflusso della portata di piena di progetto, come definito dal § 5.1.2.3. della Circolare 21.01.2019 n. 7 del CSLLPP) con le pile e/o con le spalle e sempre che l'impalcato garantisca il rispetto del franco libero così come prescritto nelle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018, § 5.1.2.3). Tali valutazioni possono essere suffragate o dall'evidenza dei luoghi, o dai dati raccolti nelle indagini di Livello 0 e Livello 1, o da idonea "relazione di compatibilità idraulica" (D.M. 17.01.2018). Pertanto, qualora si possa ritenere che il determinarsi di un evento di piena non possa coinvolgere la struttura in esame, non risulta necessario proseguire con la valutazione della Classe di Attenzione idraulica, in quanto non influente ai fini della determinazione della CdA complessiva associata al ponte (come illustrato dal flusso logico tra i diversi livelli di analisi riportato in Figura 1.1).

Sempre con riferimento alla valutazione preliminare (§ 4.5), come d'altra parte già osservato nel § 3.6 delle Linee Guida, l'eventuale collocazione delle strutture in aree coin-

volte da accadimenti pregressi (fenomeni di escavazione, allagamenti, modificazioni delle sezioni idriche, riduzione delle capacità di deflusso dell'alveo, ecc.), così come l'assenza di dati fondamentali necessari all'inquadramento sufficientemente completo e affidabile dei fenomeni coinvolti, inducono la necessità di proseguire con ispezioni speciali, con grado di approfondimento maggiore rispetto alle ispezioni iniziali previste per la valutazione della classe di attenzione, al fine di verificare la necessità di procedere a valutazioni approfondite e di dettaglio (Livello 4).

Atteso il carattere probabilistico intrinseco del problema idraulico, allorquando si individuano nella fase ispettiva ponti con aspetti di criticità idraulica significativi e manifesti, si rende indispensabile procedere alle verifiche di dettaglio (Livello 4), come previsto dal § 3.5 delle Linee Guida, con idonea modellazione idraulica atta a valutare il comportamento dell'intero reticolo idrografico su cui insiste il ponte, tenendo altresì in conto l'eventuale presenza di opere di laminazione/mitigazione delle piene. In tali casi, la valutazione del periodo di ritorno per il quale il ponte non sia più rispondente alle NTC 2018 e Circolare n. 7/2019 CSLLPP consentirà di assumere adeguati interventi di messa in sicurezza, tra cui il monitoraggio e la definizione di soglie di allarme.

Analogamente alle definizioni di "classe di attenzione" associata a problematiche strutturali e fondazionali, sismiche e da frane, la classe di attenzione per rischio idraulico fa riferimento a fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. Si ritiene opportuno adottare il termine "suscettibilità" piuttosto che pericolosità, come per il rischio frane, attese le specifiche difficoltà intrinseche relative alla definizione della probabilità di accadimento dell'evento. Tuttavia non si può prescindere, in merito alla consistenza dell'accadimento, dall'associazione della previsione spaziale e di quella temporale, in ragione dell'estensione, dell'intensità e della durata del verificarsi di eventi meteorologici con specifiche caratteristiche. Alla luce della complessa interazione tra fattori di suscettibilità e di vulnerabilità che caratterizza gli aspetti idraulici, la procedura proposta prevede, come sarà specificato nel seguito, la determinazione di una classe "accoppiata" di pericolosità-vulnerabilità (CdPV), che sarà poi combinata con la classe di esposizione per determinare la CdA associata al rischio idraulico.

In linea generale i parametri rilevanti per la determinazione del rischio idraulico sono sintetizzati in Tabella 1.1.

Come si evince dalla Tabella 1.1, al contrario di altre tipologie di rischio, occorre tenere in conto la probabilità di accadimento dell'evento meteorico e la sua consistenza in termini di intensità, durata ed estensione areale sulla base dei dati rilevati, di analisi speditive e degli studi sugli sviluppi a lungo termine, tra cui, in particolare, le conseguenze dei cambiamenti climatici.

Comunque, atteso che tra i principali fenomeni che da un punto di vista idraulico possono dare luogo a condizioni di crisi dei ponti occorre considerare i fenomeni di insufficienza di franco - con il rischio che la corrente, o il materiale da essa trasportato, impattino contro l'impalcato del ponte - e quelli di erosione del fondo alveo di natura generalizzata e/o localizzata - che possono verificarsi al piede di pile e spalle o nell'intera sezione della

struttura per effetto del restringimento causato dalla presenza del ponte - si riportano nel seguito alcuni approcci per la loro stima. Insufficienza di franco e fenomeni di erosione sono valutati separatamente al fine di determinare due classi di attenzione distinte. La classe di attenzione associata al rischio idraulico è quindi la più severa tra le due classi di attenzione determinate.

Tabella 1.1 Parametri primari e secondari per la determinazione di fattori di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione associati al rischio idraulico.

	Parametri primari	Parametri secondari
Pericolosità/Suscettibilità	Probabilità di accadimento e consistenza evento	Tipologia di evento Incertezze di modello Misure di mitigazione
Vulnerabilità	Resilienza all'evento naturale	Tipologia di evento Tipologia ed efficienza opere di mitigazione
Esposizione	Danno potenziale	Tipologia di ente scavalcato Importanza strategica dell'opera Estensione del danno

1.1 Valutazione Preliminare della Classe di Attenzione

La valutazione preliminare - come illustrato nel diagramma di flusso di Figura 1.1 - sulla base dei criteri di seguito esposti, può consentire di:

- attribuire al ponte la classe di attenzione (CdA) idraulica Bassa in caso di assenza di interferenze tra ponte e corso d'acqua;
- richiedere analisi aggiuntive di Livello 3;
- richiedere analisi approfondite di Livello 4, secondo quanto previsto dal § 3.5 delle Linee Guida.

Criteri per l'assegnazione della Classe di Attenzione idraulica Bassa

Al ponte può essere assegnata direttamente la Classe di Attenzione idraulica Bassa se l'alveo attraversato non interferisce con la struttura, cioè se il ponte presenta contemporaneamente le seguenti caratteristiche:

- franco idraulico maggiore o uguale a 1.5 m per eventi di piena con periodo di ritorno Tr=200 anni (la piena duecentennale è assunta quale piena di progetto nello studio di compatibilità idraulica). Sono qui inclusi i casi in cui tale condizione discende evidentemente come conseguenza della notevole altezza dell'impalcato del ponte rispetto al talweg, ad esempio con distanza tra intradosso e fondo alveo maggiore o uguale a 15 m);
- in caso di fiume/canale arginato: sottotrave del ponte a quota maggiore della sommità arginale;

- in caso di transito di tronchi di dimensioni rilevanti ai fini della possibile occlusione delle luci: distanza tra sottotrave e fondo alveo ≥ 6 m;
- in caso di pile e/o spalle in alveo: luce minima tra le pile ≥ 25 m;
- in presenza di fondazioni profonde, o di fondazioni superficiali impostate su substrato roccioso compatto o debolmente fratturato, o di protezioni al piede in buono stato, e in assenza di notizie di fenomeni erosivi e di scalzamento pregressi o in atto;
- nessuna tendenza dell'alveo alla divagazione planimetrica che possa interferire con la stabilità di pile, spalle e rilevati di accesso al ponte.

Al ponte potrà, inoltre, essere assegnata direttamente Classe di Attenzione idraulica Bassa se esso attraversa un corso d'acqua da ritenersi poco significativo dal punto di vista idraulico, quale ad esempio un canale irriguo o di scarico di acque reflue, e non è interessato da fenomeni erosivi o alluvionali pregressi o in atto.

Criteri che comportano la necessità di svolgere analisi di Livello 3

È richiesta l'esecuzione di analisi di Livello 3 qualora si verifichi almeno una delle seguenti condizioni:

- evidenza di fenomeni alluvionali pregressi che abbiano evidenziato inadeguatezza del ponte;
- assenza di informazioni sul livello di massima piena in caso di corso d'acqua incassato o non arginato, qualora non si possa escludere a priori l'interferenza tra corrente e impalcato (ad esempio con distanza tra intradosso e fondo alveo minore di 15 m);
- presenza di notizie di fenomeni erosivi e di scalzamento pregressi o in atto;
- pile e/o spalle in alveo e mancanza di informazioni sulla quota di fondazione delle stesse e/o sui fenomeni di escavazione.

Criteri che comportano la necessità di svolgere analisi di Livello 4

È richiesta l'esecuzione di analisi accurate di Livello 4, anche secondo quanto previsto dal § 3.5 e 3.6 delle Linee Guida, qualora si verifichi almeno una delle seguenti condizioni:

- pile e/o spalle in alveo e presenza di opere di protezione del fondo danneggiate;
- tendenza dell'alveo alla divagazione planimetrica con possibili interferenze con la stabilità di pile, spalle e rilevati di accesso al ponte;
- pericolo di colata detritica, direttamente lungo l'asta fluviale in cui è inserito il ponte, o negli affluenti posti poco a monte del ponte stesso;
- qualsiasi altro aspetto di criticità idraulica significativa. Si citano, a titolo esemplificativo e non esaustivo, casi di interazione con altre opere particolari poste a distanza ridotta dal ponte (ad esempio salti di fondo a monte del ponte in grado di produrre scavi localizzati, presenza di confluenze) o impossibilità di pervenire a stime affidabili di grandezze chiave nella determinazione della Classe di Pericolosità-Vulnerabilità idraulica, quali, ad esempio, l'entità del franco idraulico qualora esso sia ridotto, o il parametro Indice di Erosione Localizzato (IEL) qualora la profondità di fondazione delle pile o

delle spalle sia confrontabile con la profondità di scavo localizzato (si sottolinea a tale riguardo che la profondità di scavo in corrispondenza delle pile può variare in funzione della larghezza dell'eventuale zoccolo di fondazione alla base delle pile, dell'angolo di attacco della corrente sulle pile, della possibile formazione di accumuli di materiale galleggiante di rilevante dimensione).

Con specifico riferimento alla tendenza dell'alveo alla divagazione planimetrica, non si intende qui lo spostamento laterale del filone di magra all'interno dell'alveo principale di fiumi multicursali (braided), quanto piuttosto ci si riferisce ai casi in cui l'intero alveo può migrare lateralmente nel corso di eventi di piena per effetto di intensi fenomeni di erosione di sponda. Tale fenomeno è maggiormente probabile in tronchi fluviali morfologicamente attivi, caratterizzati da tratti a forte curvatura (ad esempio fiumi meandriformi) e in assenza o inadeguatezza di protezioni di sponda. Data la complessità dei fenomeni coinvolti nei suddetti processi, qualora i dati raccolti e le analisi effettuate nell'ambito delle attività di Livello 0 e di Livello 1 o delle ispezioni speciali suggeriscano il rischio concreto di divagazione planimetrica dell'alveo, è necessario procedere con analisi di dettaglio (Livello 4).

1.2 Stima della classe di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) per insufficienza di franco

Per la valutazione della classe di pericolosità-vulnerabilità idraulica (CdPV) per insufficienza di franco, oltre alle caratteristiche geometriche della struttura in rapporto con il territorio attraversato, occorre fare riferimento ad eventi di piena caratterizzati da un periodo di ritorno di 200 anni (in conformità con le NTC 2018), che corrispondono al livello di pericolosità P2 come definito dal D.Lgs. 23.02.2010, n. 49 "Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni". La suddetta valutazione inoltre dovrà tenere in conto la tipologia e il livello di efficienza di eventuali opere di mitigazione o di laminazione delle portate di piena.

È necessario altresì tenere presenti gli intrinseci problemi di incertezza relativi al reticolo idrografico modellato, in quanto spesso viene trascurato quello secondario che, in talune condizioni morfologiche, può dare luogo anche a significative criticità (elevate pendenze medie, rapida risposta idrologica, intenso trasporto di sedimenti, con possibile formazione di colate in presenza di precipitazioni intense).

Preliminarmente alla descrizione della procedura per la determinazione delle CdPV per insufficienza di franco e fenomeni erosivi, va precisato che essa è basata sulla determinazione di alcuni indicatori critici, e cioè il franco idraulico, il fattore di restringimento dell'alveo inciso, l'indice di erosione localizzato (IEL).

Laddove non sia stato possibile reperire i dati necessari alla loro determinazione nell'ambito delle attività di Livello 0 e 1, per il ponte verrà previsto - come già indicato in precedenza e specificato a livello grafico nel diagramma di flusso di Figura 1.1 - il passaggio diretto al **Livello 3 - Valutazione preliminare**, per consentire la determinazione degli indicatori citati mediante l'applicazione di modellistica idraulica semplificata ma sufficien-

temente accurata. All'uopo è stato redatto il **"Manuale di istruzioni operative a supporto del Livello 3"**, incentrato sulla valutazione della portata al colmo nella condizione P2 con riferimento al bacino idrografico di cui la sezione di attraversamento costituisce la sezione di chiusura; sul tracciamento del profilo di corrente nell'asta fluviale a monte e a valle della sezione di attraversamento, che consente la valutazione del tirante idrico e della velocità della corrente in corrispondenza del ponte; sulla determinazione della massima profondità di scavo localizzato in corrispondenza delle pile. Nel Manuale vengono specificati gli strumenti da utilizzare e le condizioni e i vincoli per la loro applicazione con un accettabile grado di attendibilità, prevedendo se necessario una integrazione della fase ispettiva (Figura 1.1) per la raccolta degli elementi essenziali ai fini delle calcolazioni da effettuare.

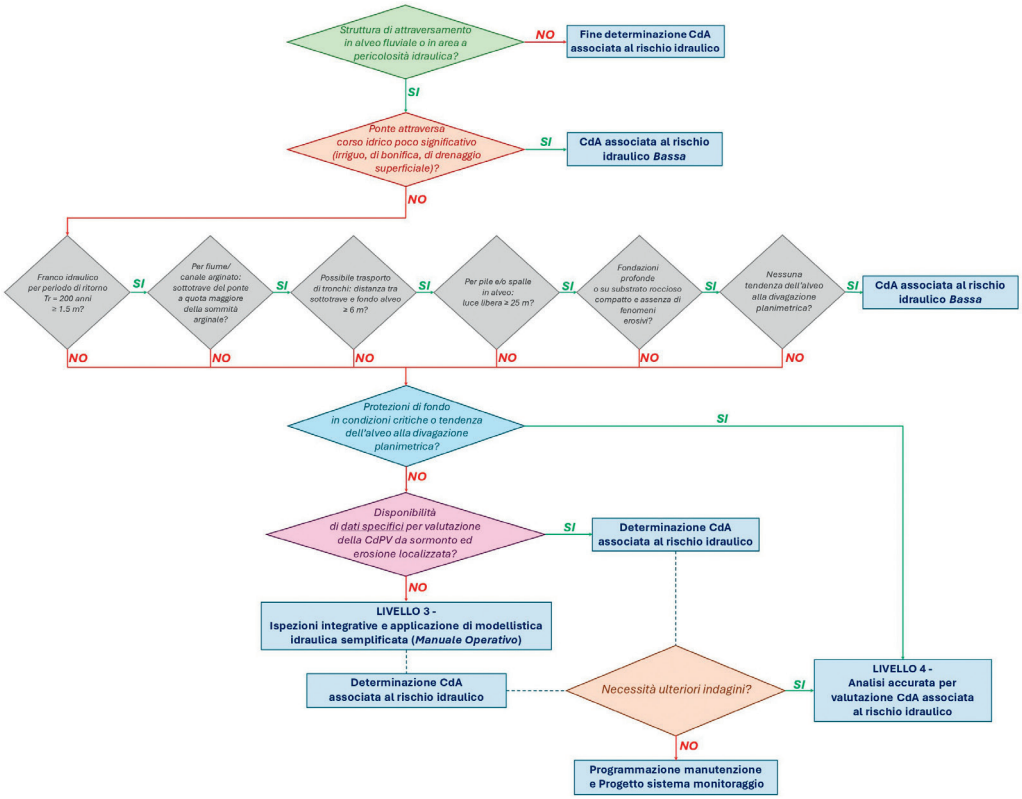


Figura 1.1 Flusso logico tra i diversi livelli di analisi.

Per la determinazione della CdPV per insufficienza di franco, occorre determinare i parametri di seguito elencati e descritti.

Franco idraulico (parametro *F*)

Il franco idraulico *F* è definito come la differenza tra la quota minima dell'intradosso del ponte e la quota di pelo libero (livello idrometrico) da individuare con riferimento alla

Tabella 1.2 Franco di sicurezza, classi di riferimento.

Classe parametro F	Intervallo franco F
F_0	$F \geq 1.50$ m
F_1	0.30 m $< F < 1.50$ m
F_2	$F \leq 0.30$ m

piena con periodo di ritorno 200 anni, corrispondente al livello di pericolosità P2. Quando l'intradosso del ponte non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi (ad esempio nei ponti ad arco), il franco idraulico deve essere valutato con riferimento a una quota dell'intradosso dell'impalcato riferita ad una corda di ampiezza pari a 2/3 della luce.

Se non si hanno a disposizione dati sul livello idrico raccolti nel Livello 0 e nel Livello 1, nei casi di alveo incassato e alveo non arginato si rende indispensabile inviare il ponte al Livello 3 per la loro valutazione (mediante gli strumenti forniti dal Manuale), mentre, nel caso di alvei arginati, il livello idrico si può considerare pari alla minore delle quote di sommità arginale incrementata di 20 cm. Per la valutazione della CdPV associata all'eventuale insufficienza di franco idraulico sono definite le seguenti 3 classi (Tabella 1.2).

Regime idraulico (parametro *R*)

Il regime idraulico del corso d'acqua rappresenta il carattere lento o veloce della corrente nel tratto interessato dal ponte. Esso incide sull'interazione tra corrente e struttura in termini di possibile sovralzo idrico a monte del ponte e di effetti idrodinamici su pile e impalcato, sulla velocità di evoluzione dei fenomeni, sull'intensità e sugli effetti legati alla mobilità del fondo, al trasporto di materiale galleggiante, all'eventuale (parziale) occlusione delle luci.

Il regime idraulico è determinato con riferimento a condizioni di piena, in funzione del numero di Froude medio F_r della corrente nell'alveo principale $F_r = V/\sqrt{g \cdot h}$, in cui V è la velocità e h il tirante idrico della corrente a monte del ponte e g è l'accelerazione di gravità. Se non è possibile stimare il numero di Froude, si può ricorrere alla stima della pendenza media della linea dell'energia (j) in condizioni di piena, nel tratto di alveo a cavallo del ponte. In caso di corso d'acqua arginato, la pendenza media j può essere assunta pari alla pendenza longitudinale della quota di sommità arginale, facilmente desumibile da modelli digitali del terreno (DTM) o da sezioni trasversali, mentre in assenza di arginatura si può fare riferimento alla pendenza media di sponda.

Per la valutazione della CdPV associata al regime idraulico sono definite le seguenti 3 classi (Tabella 1.3):

Tabella 1.3 Regime idraulico, classi di riferimento.

Classe parametro *R*	Intervallo n. di Froude (F_r)	Intervallo pendenza j
R_0	$F_r \leq 0.5$	$j \leq 0.001$
R_1	$0.5 < F_r < 1$	$0.001 < j < 0.015$
R_2	$F_r \geq 1$	$j \geq 0.015$

Occlusione per tronchi o vegetazione (parametro *T*)

La presenza in alveo di tronchi o materiale vegetale di dimensioni confrontabili con quelle delle luci del ponte può ridurre in modo significativo la sezione utile al deflusso della corrente, causando sovralzi del pelo libero a monte del ponte e diminuendo il franco idraulico.

Per la valutazione della CdPV associata alla possibile occlusione delle luci del ponte occorre valutare l'eventuale presenza di materiale galleggiante in caso di piena nel tratto in esame e confrontare le dimensioni massime di tronchi e arbusti con la dimensione delle luci del ponte (larghezza e distanza tra sottotrave e fondo alveo). La potenziale occlusione può verificarsi qualora la corrente possa trasportare tronchi e/o arbusti di dimensione confrontabile con la dimensione minima delle luci del ponte. Sono definite le seguenti 2 classi (Tabella 1.4):

Tabella 1.4 Accumulo di tronchi o vegetazione, classi di riferimento.

Classe parametro *T*	Possibile accumulo di tronchi o vegetazione
T_0	Assenza di potenziale occlusione per accumulo tronchi
T_1	Presenza di potenziale occlusione per accumulo tronchi

Accumuli di materiale solido (parametro A)

L'accumulo di materiale solido presso le pile del ponte può ridurre in modo significativo la sezione utile per il deflusso della corrente, causando sovralzi del pelo libero a monte del ponte e diminuendo il franco idraulico.

Per la valutazione della CdPV associata al possibile accumulo di materiale solido sono definite le seguenti 3 classi (Tabella 1.5):

Tabella 1.5 Accumulo di materiale solido, classi di riferimento.

Classe parametro *A*	Condizioni legate a possibili accumuli di materiale solido
A_0	Assenza di accumuli
A_1	Accumuli possibili
A_2	Accumuli molto probabili

Determinazione della classe di pericolosità-vulnerabilità per insufficienza di franco

La classe di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) per insufficienza di franco idraulico può essere desunta dalle seguenti Tabelle 1.6, 1.7 e 1.8 in funzione dei valori dei parametri *F*, *R*, *T* e A definiti in precedenza:

Tabella 1.6 CdPV – $F \geq 1.50$ m.

Classe di franco F_0 ($F \geq 1.50$ m)			
Tronchi	**Regime**	**Accumuli**	**CdPV**
T_0	R_0	A_0	Bassa
		A_1-A_2	Medio-Bassa
	R_1	A_0-A_2	Medio-Bassa
	R_2	A_0-A_1	Medio-Bassa
		A_2	Media
T_1	R_0	A_0-A_1	Medio-Bassa
		A_2	Media
	R_1	A_0-A_2	Media
	R_2	A_0-A_1	Media
		A_2	Medio-Alta

Tabella 1.7 CdPV – 0.30 m < F < 1.50 m.

Classe di franco F_1 (0.30 m < F < 1.50 m)			
Tronchi	**Regime**	**Accumuli**	**CdPV**
T_0	R_0	A_0-A_1	Medio-Bassa
		A_2	Media
	R_1	A_0	Medio-Bassa
		A_1	Media
		A_2	Medio-Alta
	R_2	A_0-A_1	Media
		A_2	Medio-Alta
T_1	R_0	A_0-A_1	Media
		A_2	Medio-Alta
	R_1	A_0	Media
		A_1	Medio-Alta
		A_2	Alta
	R_2	A_0-A_1	Medio-Alta
		A_2	Alta

Tabella 1.8 CdPV – $F \leq 0.30$ m.

Classe di franco F_2 ($F \leq 0.30$ m)			
Tronchi	**Regime**	**Accumuli**	**CdPV**
T_0	R_0	A_0-A_1	Medio-Alta
		A_2	Alta
	R_1	A_0-A_1	Medio-Alta
		A_2	Alta
	R_2	A_0	Medio-Alta
		A_1-A_2	Alta
T_1	R_0-R_2	A_0-A_2	Alta

1.3 Stima della classe di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) per erosione localizzata

Preliminarmente si ricorda che, per ponti e attraversamenti che non presentano pile e spalle all'interno dell'alveo, la classe di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) per erosione localizzata va assunta Bassa.

Con riferimento ai **fenomeni di erosione**, la stima degli effetti (profondità massima raggiungibile dallo scavo) è resa complessa dalla natura ciclica del fenomeno, sia esso generalizzato o localizzato, e pertanto di difficile valutazione con osservazioni dirette poiché, in condizioni di magra, l'entità dell'eventuale scavo è limitata.

Il fenomeno dell'erosione alla base delle pile e delle spalle dei ponti si può ritenere costituito dalla sovrapposizione di tre processi, che vengono solitamente stimati indipendentemente per poi sommarne gli effetti: (a) l'abbassamento (o l'innalzamento) dell'alveo in prossimità del ponte, per variazioni globali del profilo del corso d'acqua, sostanzialmente indipendenti dalla presenza del ponte medesimo (*general scour*, *erosione generalizzata*); (b) l'erosione da contrazione in corrispondenza della sezione ristretta del ponte, causata dall'aumento localizzato della velocità della corrente, indotto dal restringimento dovuto alla presenza dell'attraversamento (*contraction scour*, *scavo da contrazione*); (c) l'erosione localizzata alla base delle pile e delle spalle del ponte, causata dalle deviazioni del flusso idrico indotte dalla presenza delle strutture in alveo, che portano alla formazione di particolari strutture vorticose (ad esempio vortici a ferro di cavallo) causando aumenti locali della velocità della corrente (*local scour*, *scavo localizzato*).

La presenza di opere di protezione dall'erosione del fondo influenza la modalità di determinazione della CdPV da erosione localizzata. In particolare:

- se sono presenti opere di protezione e sono in buono stato, la CdPV da erosione localizzata può essere valutata come Bassa senza necessità di ulteriori approfondimenti;
- se le opere di protezione sono presenti e danneggiate, si rende indispensabile procedere direttamente con verifiche di dettaglio (Livello 4);
- se le opere di protezione non sono presenti, la valutazione della CdPV per erosione localizzata è da effettuarsi utilizzando l'approccio descritto nel seguito.

L'erosione generalizzata, che interessa tratti relativamente lunghi del corso d'acqua, si manifesta su intervalli temporali generalmente prolungati, cosicché la sua eventuale evoluzione può essere oggetto di valutazione mediante ispezioni periodiche. L'erosione localizzata, che può compromettere la stabilità di pile e spalle dei ponti manifestandosi nel corso di singoli eventi di piena, è determinata dalla somma dello scavo da contrazione e dello scavo localizzato.

Per valutare il rischio associato a queste due forme di erosione localizzata occorre innanzitutto determinare i seguenti parametri:

Erosione localizzata (parametro IEL)

L'***erosione localizzata*** alla base delle pile o delle spalle è una delle cause più frequenti di crollo o di danneggiamento dei manufatti di attraversamento fluviale.

L'altezza di scavo raggiungibile in condizioni di assenza di trasporto solido (*clear-water scour*) è maggiore della corrispondente in presenza di trasporto (*live bed scour*). Sia per questo motivo che per la complessità dei fenomeni in gioco, il trasferimento alle pratiche applicazioni delle numerose formule di letteratura proposte è da valutare con attenzione.

Per la valutazione della CdPV da erosione localizzata, definita la massima profondità di scavo $d_s = d_{sl} + d_{sc}$, data dalla somma dello scavo localizzato d_{sl} e dello scavo da contrazione d_{sc}, è possibile definire un indice adimensionale *IEL (Indice di Erosione Localizzata)* dato dal rapporto tra d_s e la profondità di posa del piano di fondazione d_f rispetto all'alveo:

$$IEL = \frac{d_s}{d_f}$$

La valutazione di *IEL* non è semplice, attese le difficoltà legate sia alla valutazione di d_s che al reperimento di dati affidabili su d_f. La valutazione di quest'ultima può essere effettuata sulla base della documentazione di progetto dell'opera, se disponibile, o di indicazioni specifiche derivanti da evidenze di campo; nel caso di mancanza di entrambi, si ribadisce l'importanza di ottenere stime affidabili della profondità di fondazione mediante indagini ad hoc, soprattutto qualora si tema che le fondazioni siano di tipo superficiale (analisi di Livello 3). Soltanto nel caso in cui non sia possibile procedere in tempi accettabili all'esecuzione delle suddette indagini, si può assumere in prima approssimazione una profondità di riferimento d_f pari a 2.00 m, risultante dai valori medi normalmente adottati nella pratica costruttiva per fondazioni superficiali. Nel caso di fondazioni profonde (pali e pozzi), la profondità del piano di posa di fondazione può essere assunta pari a 1/2 della lunghezza del palo o della profondità del pozzo. Nel caso in cui tale dato non sia noto, si può assumere, anche in questo caso soltanto se non sia possibile procedere in tempi accettabili all'esecuzione di indagini ad hoc, quale profondità del palo o del pozzo il valore minimo di 8 m, che comporta una profondità del piano di posa di fondazione $d_f = 4$ m.

I principali fattori che influenzano il processo di scavo localizzato alla base delle pile, e ne determinano quindi la profondità d_{sl}, sono la velocità e la profondità della corrente, la larghezza della pila e la sua forma, la lunghezza della pila e l'angolo d'attacco della corrente, la natura del materiale d'alveo e l'eventuale presenza di detriti trasportati dalla corrente. Occorre inoltre considerare con attenzione i fenomeni di evoluzione morfologica del letto del fiume.

In base alle risultanze di letteratura, per una pila di forma circolare di diametro a, la massima profondità di scavo localizzato d_{sl} in presenza di trasporto generalmente varia tra 1.4 a e 2.3 a. Si suggerisce di assumere almeno:

$$d_{sl} = 2a$$

Per la valutazione dell'erosione localizzata in corrispondenza delle spalle dei ponti, a si assume pari al doppio dell'aggetto della spalla.

La medesima formula si applica anche per pile di forma non circolare, assumendo per a la larghezza della pila. Per pile non circolari, nel caso in cui la direzione del filone prin-

cipale della corrente sia obliqua rispetto all'asse longitudinale della pila (angolo di attacco diverso da zero), si assume per a la larghezza della proiezione della pila sul piano trasversale alla direzione della corrente.

Va, inoltre, segnalato che nel Manuale operativo è stata riportata una sintetica trattazione dei fenomeni erosivi localizzati, con l'indicazione di relazioni che possono consentire una più consapevole e adeguata valutazione di d_{sl}, considerando anche l'influenza della forma della pila, dell'angolo d'incidenza della corrente idrica e delle caratteristiche del fondo alveo.

Per quanto riguarda lo scavo da contrazione che si può produrre in alvei composti di materiale sciolto, la massima profondità di scavo, d_{sc}, è funzione del grado di restringimento della sezione trasversale, con riferimento all'alveo attivo e alle zone golenali che contribuiscono attivamente al deflusso di piena, e delle caratteristiche idrodinamiche e sedimentologiche del corso d'acqua.

Nel presente approccio, quindi, si definisce innanzitutto il fattore di restringimento dell'alveo inciso C_a ($0 \le C_a \le 1$):

$$C_a = \frac{w_{a,l}}{w_a}$$

essendo $W_{a,l}$ la larghezza complessiva dell'alveo inciso occupata dall'ingombro di pile e spalle e W_a la larghezza complessiva dell'alveo inciso a monte del ponte. In funzione del valore assunto da C_a, è possibile stimare la massima profondità di scavo da contrazione mediante la formula di Straub (1934, 1940), applicabile a sezioni quasi rettangolari anche con espansioni di golena:

$$d_{sc} = y_m \left[\left(\frac{1}{1 - C_a} \right)^{6/7} - 1 \right]$$

indicando con y_m il tirante idrico a monte del ponte.

Accumulo di vegetazione (parametro *V*)

L'accumulo di vegetazione in corrispondenza di una pila causa un effetto equivalente ad un aumento del diametro (o larghezza) della pila stessa, incrementando di conseguenza la profondità di escavazione. Qualora le dimensioni degli accumuli siano tali da ridurre significativamente la dimensione delle luci, causando un ulteriore aumento della velocità della corrente, le azioni erosive della corrente risultano ulteriormente incrementate.

Con riferimento alla possibile formazione di accumuli di vegetazione intorno alle pile si identificano tre possibili condizioni (Tabella 1.9).

La condizione **V2** può determinarsi qualora si ritenga possibile la presenza di materiale flottante di dimensioni massime confrontabili con la dimensione delle luci del ponte (larghezza e distanza tra sottotrave e fondo alveo). Se la luce libera tra le pile è maggiore di 25 m e la distanza tra sottotrave e fondo alveo è maggiore di 6 m, la scelta ricade tra le classi **V1** e **V0** in funzione della presenza o meno di materiale galleggiante in caso di piena.

Se invece il materiale vegetale trasportato in caso di piena ha dimensioni confrontabili con la dimensione inferiore della luce (tipicamente la distanza tra sottotrave e fondo alveo), e a maggior ragione in caso di franco idraulico insufficiente, la scelta ricade sulla condizione **V2**.

Tabella 1.9 Accumulo di vegetazione, classi di riferimento.

Classe parametro V	Condizioni legate a possibili accumuli di vegetazione
V0	Assenza di accumuli
V1	Possibile accumulo su pile (con riduzione non significativa delle luci)
V2	Possibile accumulo (con significativa occlusione delle luci)

Determinazione della classe di pericolosità-vulnerabilità per erosione localizzata

Per determinare la classe di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) per erosione localizzata si individua innanzitutto un valore di base di essa in funzione del valore assunto dall'indice di erosione localizzata *IEL*, in accordo ai seguenti criteri (Tabella 1.10):

Tabella 1.10 CdPV di base.

Parametro IEL	CdPV di base
IEL > 1.2	Alta
1.0 < IEL ≤ 1.2	Medio-Alta
0.8 < IEL ≤ 1.0	Media
0.6 ≤ IEL ≤ 0.8	Medio-Bassa
IEL < 0.6	Bassa

Il valore finale della CdPV per erosione localizzata si ottiene mediante l'eventuale incremento di livello, nella scala da Bassa ad Alta, in funzione del parametro **V**, come dalla Tabella 1.11 che segue:

Tabella 1.11 Incrementi della CdPV in funzione di V.

Parametro	incremento di CdPV
V1	+1 livello
V2	+2 livelli

1.4 Stima dell'esposizione legata al rischio idraulico

La stima dell'esposizione al rischio idraulico porta alla valutazione delle potenziali conseguenze negative di future alluvioni – oltre che per la struttura di attraversamento interessata – anche quali conseguenze indotte (inondazione) per la salute umana e per il territorio, tenendo conto di elementi quali la topografia, la localizzazione dei corpi idrici superficiali e le loro caratteristiche idrologiche e geomorfologiche generali, le aree di espansione natura-

le delle piene, la strategicità del ponte in situazioni emergenziali nonché la localizzazione delle aree popolate.

La classe di esposizione idraulica, quindi, sarà determinata a partire dallo schema relativo alla classificazione sismica, introducendo, successivamente alla "Strategicità dell'opera", l'ulteriore condizione "Inondabilità delle aree circostanti", secondo lo schema di Figura 1.2, da valutare in funzione della collocazione del ponte nella mappatura PAI/PGRA, secondo le condizioni "Alta", "Media" e "Bassa", corrispondenti rispettivamente a:

- Alta: area P3 (alluvioni frequenti, T = 20÷50 anni): in questo caso la classe di esposizione idraulica si incrementa di una unità rispetto a quella sismica (se già Alta ovviamente rimane Alta);
- Media: area P2 (alluvioni poco frequenti, T = 100÷200 anni): in questo caso la classe di esposizione idraulica rimane invariata rispetto a quella sismica;
- Bassa: area P1 (alluvioni rare, T = 500 anni): anche in questo caso la classe di esposizione idraulica rimane invariata rispetto a quella sismica.

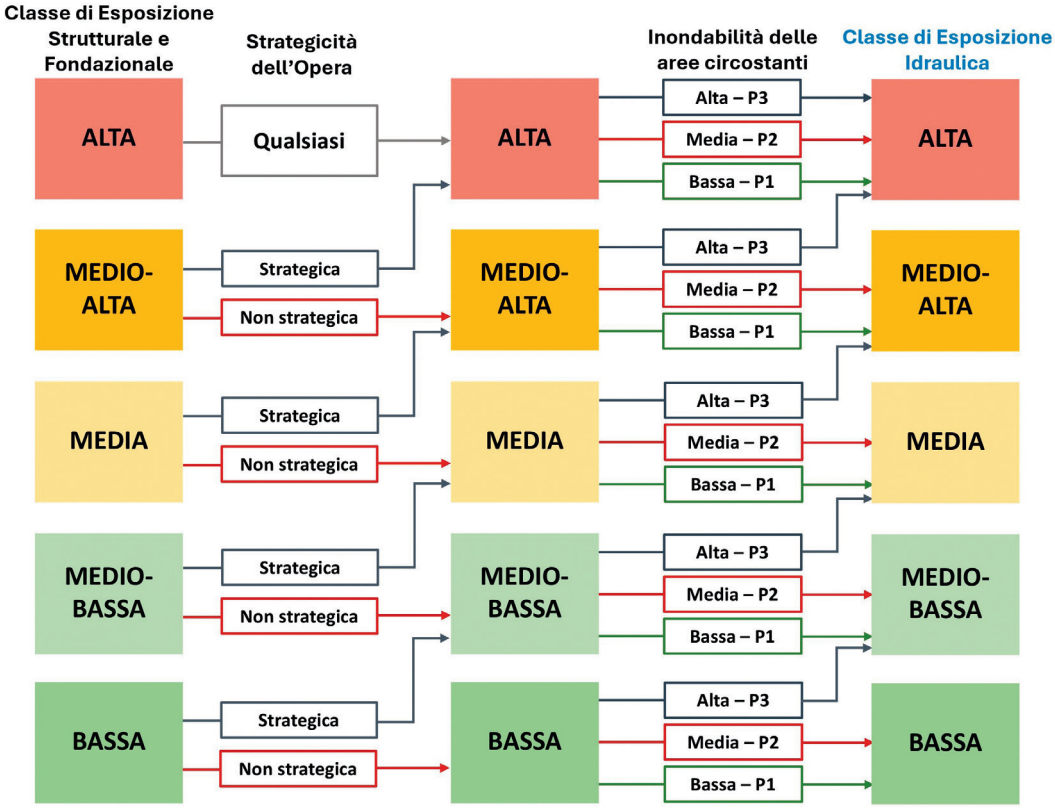


Figura 1.2 Flusso logico per la determinazione della classe di esposizione idraulica.

Più in generale, sarà comunque opportuno incrementare la classe di esposizione sismica in funzione degli effetti negativi che la presenza del ponte può esercitare in termini di esondazioni o di situazioni di pericolosità sull'ambiente circostante.

1.5 Stima della Classe di Attenzione associata al rischio idraulico

Note le classi di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) ed esposizione legate al rischio idraulico del ponte (e delle zone contigue laddove interessate da inondazione), si procede con la determinazione della classe di attenzione (CdA) idraulica. La difficoltà di quantificazione dei parametri e la frequente indisponibilità di dati attendibili di sufficiente dettaglio che concorrono alla definizione dei livelli di rischio (soprattutto in riferimento all'analisi della pericolosità-vulnerabilità) rende opportuno adottare criteri metodologici semplificati per una valutazione e rappresentazione del rischio.

Per la stima della Classe di Attenzione associata al rischio idraulico riferita ai fenomeni di sormonto o insufficienza di franco idraulico e ai fenomeni erosivi, si può far riferimento a combinazioni dei fattori di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione ad essi relativi, analoghe a quelle impiegate per la determinazione della classe di attenzione strutturale e fondazionale e della classe di attenzione sismica, tenendo presente, per quanto specificato in precedenza, che pericolosità e vulnerabilità sono accoppiate in un unico fattore (CdPV), per cui sono caratterizzate dal medesimo valore.

In definitiva, la Classe di Attenzione complessiva associata al rischio idraulico del ponte è la più elevata tra quelle risultanti dall'analisi separata dei due meccanismi di crisi (per sormonto e per fenomeni erosivi).

1.6 Analisi multi-rischio e definizione della Classe di Attenzione complessiva

Alle valutazioni separate della CdA strutturale e fondazionale, CdA sismica, CdA legata al rischio idraulico e CdA legata al rischio frane deve conseguire la valutazione di un parametro unitario che permetta di pervenire ad un indice sintetico. Quest'ultimo parametro indica la Classe di Attenzione complessiva del ponte ed è il risultato della combinazione delle CdA associate alle quattro tipologie di rischio. La CdA complessiva è classificata, in analogia a quanto visto per le singole CdA, in bassa, medio-bassa, media, medio-alta e alta. Sulla base di tale classificazione, si stabiliscono le azioni da intraprendere in termini di indagini, controlli e verifiche, secondo quanto indicato dalle Linee Guida.

Pur considerando il peso significativo della CdA strutturale e fondazionale, in quanto legata alle usuali condizioni di esercizio delle strutture, al fine di evitare una possibile sottovalutazione degli altri rischi, con conseguenti pericoli per la sicurezza del ponte, si assumerà quale Classe di Attenzione complessiva del ponte la maggiore tra le quattro valutate separatamente (Strutturale/Fondazionale, Sismica, Idraulica e Frane).

Si raccomanda comunque di basare le indagini, i controlli e le verifiche, previste dai livelli successivi dell'approccio multilivello delle Linee Guida, avendo a riferimento non soltanto la classe di attenzione complessiva, ma anche le classi di attenzione risultanti dalle valutazioni separate delle diverse tipologie di rischio, in modo da indirizzare e approfondire tali indagini, controlli e verifiche dove e come necessario. Ciò consentirà una valutazione accurata sia del comportamento globale dell'opera che degli aspetti critici legati alle

più gravose classi di attenzione determinate. Sarebbe, quindi, opportuno che le banche dati istituzionali (ad esempio quella dell'AINOP, Archivio Informatico Nazionale delle Opere Pubbliche) provvedessero ad archiviare e rendere fruibili sia la Classe di Attenzione complessiva delle strutture di attraversamento sia le singole CdA componenti.

2 Manuale operativo a supporto del Livello 3

R. Albano, A. Armanini, G. Barbaro, P. Claps, D. Ganora, M. Giugni, I. Gnecco, C.P. Mancini, G. Marini, C. Nasello, A. Palla, M. Pilotti, L. Solari, D. Viero

2.1 Premesse

Nell'ambito delle proposte di aggiornamento alle LL.GG. del gruppo di lavoro idraulico, nel caso in cui non siano disponibili i dati necessari per la valutazione degli indicatori critici per la stima della classe di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) da sormonto e da fenomeni di erosione localizzata - vale a dire il tirante idrico nella condizione P2 per il calcolo del franco idraulico, la massima escavazione da contrazione e localizzata per il calcolo dell'indice di erosione localizzata IEL - è stato proposto **il passaggio diretto della struttura di attraversamento in esame al Livello 3 - Valutazione preliminare**, per consentire la determinazione dei suddetti indicatori e, quindi, una più attendibile valutazione della Classe di Attenzione idraulica.

Al Livello 3 è stata, pertanto, prevista l'applicazione di modellistica idraulica semplificata ma sufficientemente accurata per la determinazione degli indicatori critici relativi alle classi di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) idraulica per sormonto ed erosione localizzata.

Il presente **Manuale operativo a supporto del Livello 3**, quindi, presenta la modellistica da utilizzare e le condizioni e i vincoli per la sua applicazione con un accettabile grado di attendibilità, prevedendo, se necessario, anche una nuova fase ispettiva per la raccolta di eventuali dati essenziali ai fini delle calcolazioni da effettuare.

In maggior dettaglio, il Manuale è incentrato sulle seguenti tematiche:

Classe di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) per sormonto

a) Stima della portata al colmo nella condizione P2 (T_r = 200 anni), con riferimento al bacino idrografico di cui la sezione di attraversamento presa in esame costituisce la sezione di chiusura.
b) Tracciamento del profilo di corrente lungo l'asta fluviale a cavallo della sezione di attraversamento - con riferimento alla portata al colmo di cui al punto a) - e conseguente stima del tirante idrico e della velocità della corrente a monte del ponte nella condizione P2.

Classe di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) per erosione localizzata

a) Stima della massima profondità di scavo in corrispondenza delle pile.

2.2 Classe di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) per sormonto

Preliminarmente va precisato che per la stima della suscettibilità idraulica per sormonto o insufficienza di franco, le LL.GG suggeriscono di operare una valutazione speditiva dei franchi idraulici per i corsi d'acqua principali e secondari, in particolare se oggetto di mappatura ai sensi della Direttiva alluvioni, stimando in prima approssimazione il franco F come differenza tra la quota minima dell'intradosso del ponte e la quota di pelo libero, da individuare come segue:

- per alvei non arginati di corsi d'acqua principali, la quota massima della fascia di terreno interessata dallo scenario di alluvione P2; analogamente per lo scenario di alluvione P3;
- per alvei non arginati di corsi d'acqua secondari, la quota massima della fascia di terreno interessata dallo scenario di alluvione P2;
- per alvei arginati, la minore quota della sommità arginale esistente incrementata di 20 cm.

Al proposito si ricorda che il D.Lgs. 23.02.2010, n. 49 "*Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni*") ai fini della mappatura di pericolosità idraulica considera la probabilità di accadimento di:

a) alluvioni rare di estrema intensità: periodo di ritorno T fino a 500 anni (P1: bassa probabilità, 2 per mille di superamento in un anno);
b) alluvioni poco frequenti: T tra 100 e 200 anni (P2: media probabilità, tra il 5 ed il 10 per mille);
c) alluvioni frequenti: T tra 20 e 50 anni (P3: elevata probabilità, tra il 2 ed il 5%).

Può poi procedersi alla stima della classe di suscettibilità per sormonto mediante le Tabelle 4.20 e 4.21 delle LL.GG., rispettivamente per i corsi d'acqua principali e secondari.

Ritenendo che la procedura speditiva proposta possa dar luogo ad incertezze anche rilevanti (in eccesso o in difetto) nella determinazione del franco idraulico, si ritiene necessario fare riferimento alla quota di pelo libero relativa allo scenario alluvionale P2 desunta dai PGRA (Piano Gestione Rischio Alluvioni) o dai PAI (Piano Assetto Idrogeologico) delle Autorità di Bacino Distrettuali o da altri studi approvati.

Nel caso di mancata disponibilità del suddetto dato, potranno essere effettuate le attività di seguito descritte.

2.3 Valutazione della portata di piena

I modelli di stima della portata di piena sono basati su valutazioni probabilistiche, per convenzione suddivise tra quelle ottenute con Metodi Diretti, ovvero basati unicamente sull'elaborazione probabilistica di dati osservati di portata al colmo, e quelle derivanti dall'applicazione di Metodi Indiretti Afflussi-Deflussi, nei quali le valutazioni probabilistiche sono relativamente più semplici, ma sempre presenti. Non vengono qui trattati i metodi deterministici, proposti nella prima metà del secolo scorso e basati su formulazioni non probabilistiche. I modelli afflussi-deflussi sono tipicamente utilizzati in assenza di

dati osservati di portata fluviale, e consentono una stima speditiva dei deflussi fluviali in funzione di stime delle precipitazioni osservate - in genere più facilmente disponibili - e di stime di parametri caratteristici del bacino idrografico.

Per la valutazione delle portate di piena è necessario, in primo luogo, verificare la disponibilità e l'applicabilità di metodi di stima regionale delle portate di piena (o, più semplicemente, modelli regionali) per il bacino di interesse. I modelli regionali sono modelli basati su elaborazioni statistiche delle portate di piena registrate in molti bacini che sono utilizzate per stimare le portate di piena per assegnato periodo di ritorno anche in bacini non strumentati. Questa tipologia di modelli è in genere adottata dalle Autorità di bacino distrettuali e dalle Regioni amministrative e risulta applicabile a bacini di dimensioni medie e medio-grandi (da alcune decine a qualche migliaio di chilometri quadrati, a seconda dell'applicazione).

I modelli regionali hanno il vantaggio di consentire una stima che richiede solo informazioni basilari relative al bacino di interesse (posizione geografica, area, quota media, ecc.), oppure informazioni ottenibili con semplici operazioni GIS (precipitazione media annua, pendenza media, categorie di uso del suolo, ecc.). Inoltre, essi sono basati su grandi quantità di dati, anche se potrebbero non essere aggiornati agli ultimi anni di osservazione.

Tra i modelli regionali si ricordano in particolare i Va.Pi., sviluppati per l'intero territorio nazionale dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche.

(www.gndci.cnr.it/it/vapi/welcome_it.htm, www.idrologia.polito.it/gndci/Vapi.htm)

In assenza, o insufficiente livello di aggiornamento, di modelli regionali, quando occorre procedere a livello di analisi speditiva per la valutazione della portata al colmo, si suggerisce di utilizzare **la formula razionale**, in quanto:

i) è di facile applicazione;
ii) è basata su stime di piogge di progetto di solito aggiornate, facilmente reperibili e alle quali corrisponde una accurata connotazione probabilistica;
iii) è possibile fare assunzioni approssimate ma ragionevoli sugli altri parametri caratteristici del bacino (coefficiente di deflusso e tempo di corrivazione).

Fatta questa premessa, si ricorda che, dal momento che la valutazione della portata di piena dovrà essere effettuata nella condizione P2, dovrà farsi riferimento nell'analisi idrologica ad un periodo di ritorno T compreso tra 100 e 200 anni.

A tal proposito va tenuto presente che nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, con riferimento allo studio di compatibilità idraulica di cui il progetto di un ponte deve essere corredato - costituito da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte - viene definita una piena di progetto caratterizzata da un periodo di ritorno T pari a 200 anni.

2.3.1 Stima speditiva mediante la formula razionale

In condizioni di difficile applicazione di metodi di analisi regionale, la formula razionale, con tutte le approssimazioni del caso, appare certamente appropriata per il caso in esame,

dal momento che riesce a caratterizzare bene differenze evidenti tra bacini. La formula razionale si scrive nella forma:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot i_c \cdot S \tag{2.1}$$

e fornisce una stima della portata fluviale al colmo Q_{max} [L^3/T] per un bacino idrografico di area S [L^2], in dipendenza di una forzante di precipitazione di intensità i_c [L/T] di durata pari al Tempo di Corrivazione, e di un coefficiente adimensionale, detto *coefficiente di deflusso* φ[-], rappresentativo dell'aliquota di apporto meteorico che effettivamente contribuisce alla formazione della portata fluviale, in considerazione delle caratteristiche geomorfologiche e di copertura del suolo del bacino contribuente.

La relazione (1) si basa sulle seguenti assunzioni che ne condizionano la validità:

- il periodo di ritorno T della precipitazione di progetto e della portata di progetto coincidono;
- il coefficiente di deflusso è - di norma - assunto costante al variare dell'intensità di pioggia e quindi non dipende dall'umidità antecedente l'evento meteorico;
- l'intensità di pioggia è costante nel tempo per tutta la durata dell'evento;
- la pioggia è distribuita uniformemente nello spazio sul bacino idrografico.

Come detto, l'intensità di pioggia è assunta costante nel tempo e uniforme nello spazio, ed ha una durata pari ad un valore critico per il bacino, ossia pari al tempo di corrivazione del bacino contribuente. La suddetta pioggia può in sostanza considerarsi critica poiché per essa l'intero bacino contribuisce alla formazione della piena.

Il tempo di corrivazione t_c è definito come il tempo necessario per la "goccia d'acqua" formatasi nel punto idraulicamente più lontano del bacino per raggiungere la sua sezione di chiusura. Questa durata viene di solito stimata mediante relazioni empiriche, tra le quali in Italia è frequentemente utilizzata la formula di Giandotti. Queste relazioni sono state recentemente studiate in modo approfondito da Evangelista *et al.* (2023) al fine di segnalare tipiche condizioni di sovrastima, che corrisponderebbero a valutazioni a svantaggio di sicurezza, in quanto porterebbero ad assumere intensità di precipitazioni decrescenti al crescere della durata (https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2023.130409).

Per l'applicazione della formula razionale - in sé estremamente semplice - occorre quindi procedere al calcolo dell'area S, alla stima dei parametri φ e t_c e infine alla stima della intensità di pioggia di progetto i_c relativa alla durata critica.

In maggior dettaglio:

a) è necessario procedere preliminarmente alla perimetrazione del bacino idrografico sotteso dalla sezione di chiusura - costituita dalla struttura di attraversamento - e al calcolo della sua area S. Al proposito va precisato che nella *Scheda di ispezione ponti di Livello 1 - Fenomeni di frana e fenomeni idraulici* è già presente la dimensione del bacino idrografico S, per cui la sua valutazione è già prevista nella fase di Livello 0. Sarà, inoltre, necessario

valutare, ai fini del calcolo del tempo di corrivazione t_c, la lunghezza (ed eventualmente il dislivello geodetico) dell'asta principale del bacino, la quota media e la quota della sezione di chiusura del bacino;

b) il coefficiente di deflusso φ del bacino rappresenta il rapporto tra l'aliquota della pioggia che affluisce nella rete idrografica (detta pioggia efficace o netta) e quella caduta sul bacino imbrifero. Le perdite idriche sono da attribuirsi essenzialmente ai fenomeni d'infiltrazione nel suolo, dato che l'evapotraspirazione è trascurabile in relazione al singolo evento di piena. Il coefficiente di deflusso, quindi, dipende dalle caratteristiche morfologiche, di copertura vegetale e di uso del suolo del bacino, e può essere valutato considerando le caratteristiche di permeabilità delle diverse superfici presenti nel bacino scolante.
Per la valutazione di φ, in mancanza di valutazioni più approfondite (derivanti, ad esempio, da taratura diretta), si suggerisce di procedere partendo da valori di riferimento riportati in tabelle tratte della letteratura tecnica, ovvero:
   - ottenere un valore preliminare del coefficiente di deflusso dalla tabella seguente (Figura 2.1, tratta da Ven Te Chow, 1988), per periodo di ritorno 10 anni (c_{10});

Figura 2.1 Valori del coefficiente di deflusso (da Ven Te Chow, D.R. Maidment, L.W Mays, Applied Hydrology, Mc Graw-Hill International Editions, Civil Engineering Series,1988).

Runoff coefficients for use in the rational method

	Return Period (years)						
Character of surface	**2**	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**	**500**
Developed							
Asphaltic	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concrete/roof	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Grass areas (lawns, parks, etc.)							
Poor condition (grass cover less than 50% of the area)							
Flat, 0–2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Average, 2–7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Steep, over 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Fair condition (grass cover on 50% to 75% of the area)							
Flat, 0–2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Average, 2–7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Steep, over 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Good condition (grass cover larger than 75% of the area)							
Flat, 0–2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Average, 2–7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Steep, over 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Undeveloped							
Cultivated Land							
Flat, 0–2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Average, 2–7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Steep, over 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pasture/Range							
Flat, 0–2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Average, 2–7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Steep, over 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Forest/Woodlands							
Flat, 0–2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Average, 2–7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Steep, over 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

In caso di diverse tipologie di uso del suolo all'interno del bacino, il coefficiente di deflusso viene calcolato come valore medio ponderale sulla base delle aree interessate dai diversi usi;

- considerata la necessità di determinare le stime di piene non ordinarie, è poi necessario moltiplicare il valore c_{10} (Maidment, 1992) per il coefficiente 1.58 se si vuole considerare un evento di media rarità (livello di pericolosità P2, T=100-200 anni), oppure per il coefficiente 1.37 nel caso di evento frequente (livello di pericolosità P3, T=20-50 anni). In caso di valori superiori a 1, si adotti il valore 1. Non è consigliabile utilizzare valori del coefficiente di deflusso inferiori a 0.5;
- eseguire infine, a titolo di confronto, il calcolo della portata di piena anche con valore estremante $\varphi = 1$, condizione che potrebbe consentire di escludere problematiche da insufficienza di franco.

c) per il calcolo del tempo di corrivazione t_c potrà farsi riferimento, in prima approssimazione, alla formula di Giandotti citata in precedenza, di seguito riportata:

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m}} \tag{2.2}$$

in cui:

– t_c: tempo di corrivazione (in h);
– S: superficie del bacino (in Km^2);
– L: lunghezza dell'asta principale del bacino (in Km);
– H_m: quota media del bacino (in m s.l.m.) rispetto alla sezione di chiusura del bacino.

Per quanto detto in precedenza, il valore così ottenuto va verificato in termini di velocità del flusso di piena, calcolata secondo la relazione $v = L/t_c$, dove L rappresenta la lunghezza dell'asta principale. Tale velocità deve essere confrontata con quella ricavabile dalle rette di riferimento riportate in rosso nel grafico seguente (Figura 2.2), tratto dal riferimento bibliografico citato in precedenza, in cui:

– L e S conservano il significato precedentemente definito,
– P rappresenta la pendenza media dell'asta principale (adimensionale), ottenuta come media delle pendenze calcolate localmente usando le quote dei pixel che intersecano l'asta principale, ottenute a partire da un modello digitale del terreno.

I valori di velocità individuati dalle suddette rette, in base a considerazioni di rappresentatività idraulica, sono da considerarsi come valori minimi di riferimento. Pertanto, una volta individuato il valore in ascissa corrispondente al valore di $L/P^{0.5}$ del bacino di interesse, ritrovando la velocità all'interno del grafico occorre procedere come segue:
– se la velocità calcolata risulta inferiore a quella indicata dalla retta, si adotti un valore di velocità (e di conseguenza di t_c) almeno pari a quello rappresentato dalla retta stessa;
– se la velocità calcolata risulta uguale o superiore a quella indicata dalla retta, si adotti il valore ottenuto dal calcolo.

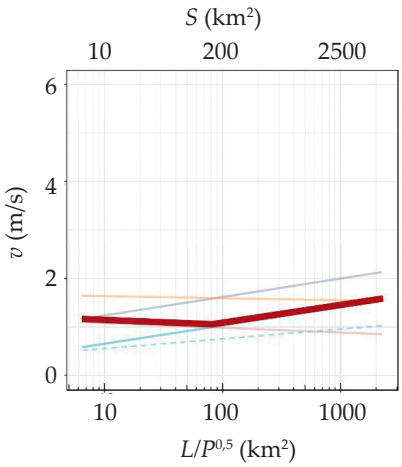


Figura 2.2 Velocità minima di riferimento in funzione di $L/P^{0.5}$.

Il tratto iniziale pseudo-orizzontale del grafico (per bacini con area inferiore a circa 200 km²) è stato ottenuto applicando la formula proposta da Watt and Chow (1985), mentre il secondo tratto crescente (per bacini con area superiore a circa 200 km²) è derivato dalla formula del NERC (1975);

d) una volta valutato il tempo di corrivazione t_c, sarà possibile desumere il valore dell'intensità di pioggia critica i_c da inserire nella formula razionale (2.1) con riferimento alla curva di probabilità pluviometrica (CPP) disponibile, del tipo:

$$h_{t,T} = \mu_t \cdot K_T \tag{2.3}$$

in cui:

– μ_t: parametro centrale della distribuzione, stimato a partire dai dati pluviometrici che consentono la calibrazione dei coefficienti a ed n della seguente espressione:

$$\mu_t = a \cdot t^n \tag{2.4}$$

in cui a è la massima altezza di pioggia per durata unitaria (mm/h) e n (-) un esponente tipicamente inferiore all'unità;

– K_T: coefficiente di crescita con il periodo di ritorno T, dipendente dalla funzione di distribuzione di probabilità scelta.

I parametri a, n e quanto serve per il calcolo di K_T possono essere desunti dai PGRA (Piano Gestione Rischio Alluvioni) o dai PAI (Piano Assetto Idrogeologico) delle Autorità di Bacino Distrettuali.

2.4 Tracciamento del profilo di corrente lungo l'asta fluviale e calcolo del tirante idrico e della velocità della corrente a monte di un ponte

La progettazione di ogni opera che interagisce con l'alveo fluviale richiede la verifica dell'impatto che essa genera sulla corrente idrica, con il tracciamento del cosiddetto "pro-

filo del pelo libero", ovvero il profilo longitudinale dell'altezza della superficie libera della corrente idrica.

Il tracciamento del profilo del pelo libero, per correnti gradualmente variate in condizioni di moto permanente e vario, può essere risolto utilizzando un software adeguato. Allo scopo, sono disponibili diversi software sia commerciali che sviluppati in ambito accademico di diversa complessità. Un aspetto cui si dovrà prestare particolare attenzione è che questi includano al proprio interno specifici modelli per risolvere l'interazione della corrente con i ponti, in corrispondenza di situazioni di interazione tra la corrente e l'impalcato o anche in situazioni di tracimazione dello stesso. Da questo punto di vista, si riporta nel seguito l'esempio del codice HEC-RAS, un pacchetto libero (ovvero disponibile gratuitamente sul web) sviluppato dall'U.S. Army Corps of Engineers, che include al proprio interno algoritmi sviluppati a partire da prove su modello fisico, ampiamente testati in letteratura per modellare ponti anche di geometria complessa, quali possono essere i ponti storici o i ponti con presenza di pile in alveo.

Il tracciamento dei profili del pelo libero può essere eseguito in condizioni generali, nelle quali il moto può essere permanente o vario, in presenza di alveo prismatico con sezione trasversale rettangolare oppure con qualsivoglia geometria. Occorre, però, tenere presente che si tratta di un problema tecnico complesso che viene risolto anche dai software con l'introduzione di ipotesi semplificative il cui effetto è da valutare attentamente, perché possono rendere il calcolo poco attendibile rispetto alle condizioni che si verificano nella realtà.

Le problematiche di interazione della corrente con i ponti spesso implicano anche lo sviluppo di estesi processi di allagamento nelle aree circostanti, processi nei quali il moto, di per sé tridimensionale, può spesso efficacemente rappresentarsi come bidimensionale. Infatti, spesso nel contesto della modellazione di canali a pelo libero e aree alluvionali la scala verticale del moto è di molto inferiore rispetto a quella orizzontale, da cui ne consegue che la componente di accelerazione e di velocità lungo la verticale risulta trascurabile rispetto alle analoghe componenti planimetriche lungo la direzione prevalente del moto. Le equazioni che governano il moto possono allora ricavarsi dalle equazioni di Navier Stokes che descrivono la conservazione della massa (equazione di continuità) e il bilancio della quantità di moto dei fluidi newtoniani in tre dimensioni. Partendo dalle equazioni di Navier Stokes, considerando il fluido incomprimibile e con opportune considerazioni, è possibile pervenire alle equazioni bidimensionali delle acque basse (2D Shallow Water Equation SWE), costituite dalla equazione di conservazione della massa, definita da:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (hu)}{\partial x} + \frac{\partial (hv)}{\partial y} + q = 0 \tag{2.5}$$

in cui $h(x,y,t)$ è il tirante idrico e u e v sono le componenti del vettore velocità lungo la direzione planimetrica x e y, il termine q indica le portate localizzate in ingresso e in uscita. Per quanto riguarda l'equazione di conservazione della quantità di moto, trascurando i termini

geostrofici, le equazioni possono essere semplificate in:

$$\begin{aligned}\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}&=-g\frac{\partial(z+h)}{\partial x}+v_t\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}\right)-c_f u\\ \frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}&=-g\frac{\partial(z+h)}{\partial y}+v_t\left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}\right)-c_f v\end{aligned} \tag{2.6}$$

in cui v_t è il coefficiente di viscosità turbolenta in direzione orizzontale (eddy viscosity coefficient) e c_f il coefficiente di attrito al fondo.

Le 2D SWE vengono risolte mediante una combinazione di metodi alle differenze finite ed ai volumi finiti operando sia sulle equazioni complete (2.5) e (2.6) sia su equazioni semplificate derivate dalle stesse trascurando alcuni termini presenti, che, in talune situazioni, possono avere un ruolo secondario. Si rimanda ai testi di riferimento in campo idraulico o ai manuali di codici specifici (e.g., https://www.hec.usace.army.mil/confluence/rasdocs) per maggiori dettagli in merito.

Qualora invece i processi di allagamento non siano caratterizzati da un marcato aspetto bidimensionale, come può avvenire nell'alveo fluviale, è possibile procedere a una ulteriore semplificazione, pervenendo alla versione monodimensionale del moto vario per le equazioni (2.5) e (2.6). Detta q_1 la portata in ingresso lateralmente al volume di controllo per unità di lunghezza, il moto vario monodimensionale è quindi definito dalle seguenti equazioni alle derivate parziali:

$$\begin{cases}\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial QV}{\partial x}+gA_T\left(\frac{\partial z}{\partial x}+S_f\right)=0\\ \frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial A_T}{\partial t}-q_1=0\end{cases} \tag{2.7}$$

in cui $Q(x,t)$ e $A_T(x)$ sono rispettivamente la portata e l'area della sezione trasversale, comprensiva del canale principale e delle aree golenali, V è la velocità e S_f la cadente (slope friction). La risoluzione numerica del sistema consente di ricavare l'andamento spazio-temporale del profilo della corrente anche a ridosso di un manufatto che interagisca con la corrente. Nel seguito si mostrerà la semplificazione delle equazioni che si ha qualora il moto sia stazionario, ipotesi di studio spesso accettabile qualora l'interesse si concentri sulla sola interazione con un ponte.

2.4.1 L'esempio del software HEC-RAS

Per il tracciamento del profilo di corrente lungo l'asta fluviale a monte e a valle di un ponte è ampiamente utilizzato il software HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System), sviluppato dall'U.S. Army Corps of Engineers per la modellazione mono e bidimensionale di reti di canali naturali e artificiali. Si tratta di uno strumento potente e flessibile per la modellazione idraulica, con applicazioni che spaziano dal rischio idraulico all'impatto ambientale. Il software utilizza una combinazione di metodi numerici espliciti e impliciti per garantire accuratezza e stabilità nelle simulazioni; inoltre la sua integrazione con strumenti GIS e la possibilità di lavorare con modellistica 1D e 2D ne fanno uno strumento di estrema utilità per le tematiche idrauliche oggetto di questo manuale. In maggior

dettaglio, e limitatamente al campo di utilizzo suggerito in questo manuale, il software HEC RAS permette di effettuare:

- tracciamento dei profili di corrente in condizioni stazionarie (steady flow) in corrente lenta, veloce o mista;
- simulazioni in condizioni non stazionarie (unsteady flow).

Le caratteristiche principali di HEC-RAS sono elencate di seguito:

- interfaccia grafica intuitiva per l'input e l'analisi dei dati;
- possibilità di lavorare con modelli 1D e 2D, o con modelli ibridi che combinano entrambi;
- compatibilità con dati GIS e DEM (Digital Elevation Model) per la generazione automatica delle sezioni del canale e delle pianure alluvionali;
- disponibilità di un ampio sistema di integrazione e mappatura dei dati spaziali (HEC-RAS Mapper), che consente il dialogo con i più comuni formati di dati utilizzati in ambiente GIS;
- capacità di modellare strutture idrauliche come ponti, chiuse, argini e traverse, valutando l'impatto delle stesse sul flusso idrico;
- disponibilità di strumenti per l'analisi di eventi estremi (piene e siccità);
- disponibilità di moduli per il calcolo del trasporto solido e della qualità dell'acqua.

Moto Permanente (Steady Flow)

Nel seguito si riportano le equazioni adottate dal software HEC-RAS per la modellazione del moto permanente e vario monodimensionale e del moto vario bidimensionale definito dalle equazioni delle acque basse (SWE). Si rimanda ai manuali disponibili (si veda al sito https://www.hec.usace.army.mil/confluence/rasdocs) per una presentazione maggiormente dettagliata.

Con riferimento alla modellazione delle correnti gradualmente varie monodimensionali in moto permanente, il profilo di moto è calcolato sulla base dell'equazione dell'energia:

$$\frac{dH}{dx} = -S_f \tag{2.8}$$

dove H rappresenta il carico totale e S_f è la cadente (slope friction). Omettendo le perdite localizzate, questa equazione può essere integrata nello spazio con un processo iterativo chiamato "standard step method":

$$H_{i+1} - H_i = -\frac{1}{2}\left[\left(S_f\right)_i + \left(S_f\right)_{i+1}\right](x_{i+1} - x_i) \tag{2.9}$$

portando ad una semplice equazione non lineare di bilancio dell'energia:

$$z_2 + h_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = z_1 + h_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \tag{2.10}$$

in cui:

z_1, z_2 = quota del fondo (thalweg);

V_1, V_2 = velocità media della corrente, definita dal rapporto tra portata e area della sezione trasversale che contribuisce al flusso;
h_1, h_2 = altezza del tirante idraulico nella sezione traversale;
α_1, α_2 = coefficiente di ragguaglio dell'altezza cinetica in corrispondenza delle sezioni trasversali;
g = accelerazione di gravità;
h_e = opportuna somma pesata delle perdite di energia specifica per unità di peso, concentrate e distribuite, tra le due sezioni considerate.

Nell'equazione (2.10) si assume che l'energia per unità di peso tra due sezioni si mantenga costante a meno delle perdite di carico che si verificano tra esse. Di seguito viene mostrata in Figura 2.3 una rappresentazione grafica dei termini che compongono l'equazione del bilancio energetico.

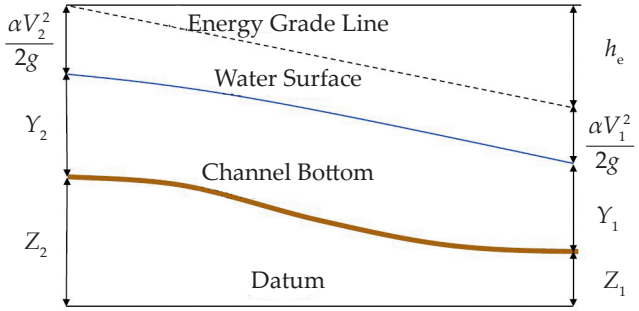


Figura 2.3 Rappresentazione grafica dell'equazione di bilancio di energia (da US Army Corps of Engineers, HEC-RAS River Analysis System, Hydraulics Reference Manual).

Il termine h_e indicato nell'equazione (10) indica la perdita di carico dovuta all'attrito e alla contrazione ed espansione della corrente e viene definito dall'equazione:

$$h_e = \overline{S_f} L + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \tag{2.11}$$

in cui:

S_f = perdita di energia subita dall'unità di peso di liquido nell'unità di percorso;
L = lunghezza media del tratto compreso tra la sezione 1 e la sezione 2 in cui si svolge il bilancio;
C = coefficiente di contrazione o espansione.

Il calcolo del coefficiente α di ragguaglio della potenza cinetica viene effettuato operando sulle eventuali n sottoparti in cui è stata divisa la sezione:

$$\frac{\sum_{i=1}^{n} V_i^2 \cdot Q_i}{Q_{tot} \cdot \bar{V}^2} \tag{2.12}$$

Il calcolo della conveyance totale K può farsi in diversi modi. Ad esempio, è possibile effettuare la suddivisione del flusso in unità in cui la velocità è uniformemente distribuita. Questo tipo di suddivisione viene svolta nei punti in cui si verifica una variazione dell'indice di scabrezza di Manning (si veda la Figura 2.4 seguente), secondo l'equazione di Chezy-Manning:

$$Q = KS_f^{1/2}$$
$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3} \tag{2.13}$$

in cui:

K= conveyance complessiva;
R= Raggio idraulico;
n= indice medio equivalente di scabrezza di Manning.

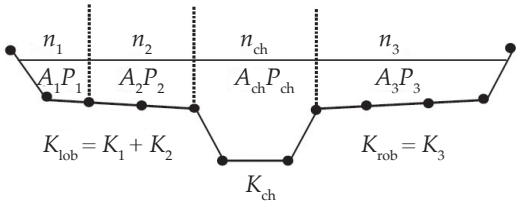


Figura 2.4 Suddivisione della sezione per il calcolo della conveyance (da US Army Corps of Engineers, HEC-RAS River Analysis System, Hydraulics Reference Manual).

Nel caso in cui all'interno del canale principale siano presenti diversi valori di scabrezza, viene determinata una scabrezza equivalente secondo la relazione:

$$n_c = \left[\frac{\sum_i P_i n_i^{1.5}}{P} \right]^{2/3} \tag{2.14}$$

in cui:

P = perimetro bagnato dell'intero canale;
P_i = perimetro bagnato della suddivisione i-esima.

Una altezza idrica particolarmente importante nei calcoli è l'altezza critica della corrente per una portata Q assegnata, definita come l'altezza in corrispondenza della quale l'energia specifica rispetto al fondo, E, risulta minima. Essa viene determinata dall'equazione dell'energia specifica per unità di peso definita dalla relazione:

$$E = h + \alpha \frac{V^2}{2g} \tag{2.15}$$

Nel caso in cui si verifichi un passaggio non continuo della corrente attraverso lo stato critico, come nel caso di risalti idraulici, localmente l'equazione (2.15) non è più applicabile

in quanto viene a cadere l'ipotesi di corrente gradualmente varia; questa situazione può verificarsi in diversi casi, tra i quali:

- particolari variazioni di pendenza, larghezza, scabrezza del canale principale;
- in corrispondenza di ponti e strutture idrauliche come soglie, traverse e salti di fondo.

Nel caso di passaggio sopra soglie, traverse e salti di fondo è possibile utilizzare specifiche scale di portata, come ad esempio quelle valide per gli stramazzi. Nei casi restanti è sempre possibile applicare l'equazione di bilancio della quantità di moto applicata a un volume di controllo compreso tra le sezioni 1 e 2, come illustrato in Figura 2.5:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \tag{2.16}$$

in cui:

P = Spinte idrostatiche sulla sezione 1 e 2;
W_x = componente della forza peso del volume di controllo applicata lungo la direzione x;
F_f = Forza d'attrito compresa tra la sezione 1 e 2;
Q =Portata;
ρ = densità dell'acqua;
ΔV_x = variazione di velocità tra la sezione 1 e 2 nella direzione x;
$Q\ \rho\ \Delta V_x$ = variazione del flusso di quantità di moto tra la sezione 1 e 2.

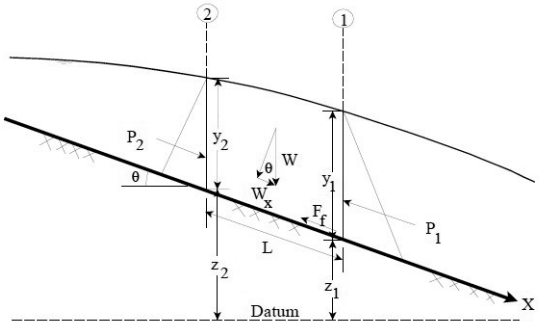


Figura 2.5 Applicazione dell'equazione di conservazione della quantità di moto in un volume di controllo (da US Army Corps of Engineers, HEC-RAS River Analysis System, Hydraulics Reference Manual).

In forma più esplicita, l'equazione di bilancio della quantità di moto in forma globale (2.16) può riscriversi:

$$\frac{Q_2^2\beta_2}{gA_2} + A_2\bar{h}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right)LS_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right)L\bar{S}_f = \frac{Q_1^2\beta_1}{gA_1} + A_1\bar{h}_1 \tag{2.17}$$

in cui β è il coefficiente di ragguaglio dei flussi di quantità di moto cui si potrà in prima battuta assegnare valore unitario.

2.4.2 Le strutture trasversali: i ponti

I ponti possono essere introdotti sia nel modello monodimensionale che in quello bidimensionale. Per ragioni di chiarezza nel seguito ci si limiterà ad analizzare la situazione monodimensionale, rimandando ai manuali per il caso bidimensionale.

HEC-RAS valuta le perdite di energia causate dalle opere considerando tre aliquote:

- quella dovuta alla contrazione del flusso che si verifica immediatamente a monte;
- quella dovuta all'opera stessa;
- quella dovuta all'espansione del flusso che si verifica immediatamente a valle.

La descrizione della geometria di un ponte prevede l'inserimento di quattro sezioni trasversali in modo da permettere di rappresentare la corretta geometria dell'alveo in prossimità della struttura ed individuare le aree di contrazione ed espansione ed eventualmente le aree che non contribuiscono al flusso. Lo schema da seguire per un corretto inserimento di un ponte è mostrato in Figura 2.6.

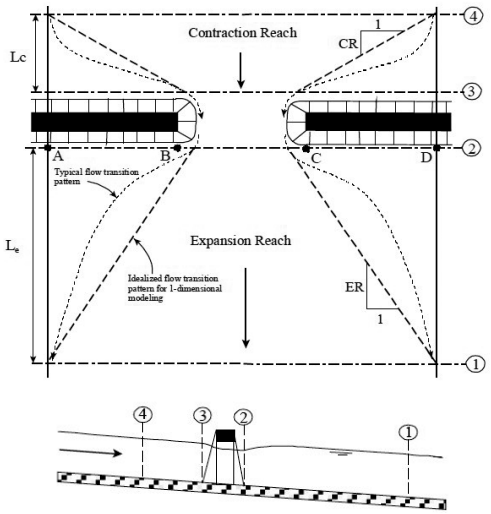


Figura 2.6 Illustrazione del posizionamento delle sezioni per l'introduzione di un ponte in pianta e in profilo (da US Army Corps of Engineers, HEC-RAS River Analysis System, Hydraulics Reference Manual).

HEC-RAS permette di modellare diverse condizioni di moto in corrispondenza di un ponte, di seguito definite come:

- low flow" (Classe A, B e C) nel caso in cui la superficie libera sia al di sotto del punto più alto dell'intradosso del ponte;
- "low flow" e luce a stramazzo;
- flusso in pressione (schematizzato come luce sotto battente);
- flusso da luce sotto battente e da stramazzo.

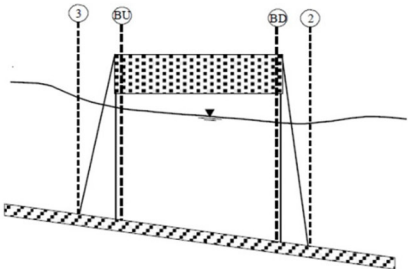
Nel caso di "low flow" - un deflusso ordinario senza interazione con l'impalcato del ponte - il programma utilizza l'equazione di bilancio della quantità di moto per definire la classe (A, B o C). Le diverse classi si dividono in:

- classe A se la corrente che attraversa il ponte è lenta;
- classe B se la corrente passa attraverso lo stato critico in corrispondenza del ponte;
- classe C se la corrente transitante al di sotto del ponte è veloce.

Nel caso di una corrente di classe A per il calcolo delle perdite di carico, e di conseguenza per il tracciamento del profilo di corrente durante il passaggio tra le pile del ponte, sono disponibili tre metodi:

1. metodo standard step integrando l'equazione dell'energia;
2. applicazione dell'equazione di conservazione della quantità di moto;
3. applicazione dell'equazione di Yarnell.

Nel primo caso, facendo riferimento alla Figura 2.7, il profilo viene definito integrando l'equazione dell'energia da valle verso monte (dalla sezione 2 alla sezione 3) e considerando la eventuale riduzione della sezione trasversale causata dall'introduzione del ponte nelle sezioni BD e BU. Le perdite di carico dovute alla contrazione ed espansione della vena fluida vengono determinate in funzione dei coefficienti di contrazione ed espansione indicati nella tabella in Figura 2.7.



	Contraction	Expansion
No transition loss computed	0.0	0.0
Gradual transitions	0.1	0.3
Typical Bridge sections	0.3	0.5
Abrupt transitions	0.6	0.8

Figura 2.7 Illustrazione dell'integrazione del profilo secondo il metodo dell'energia (a sinistra); coefficienti di contrazione ed espansione per il calcolo delle perdite di carico (a destra) (da US Army Corps of Engineers, HEC-RAS River Analysis System, Hydraulics Reference Manual).

Nel caso di flusso di classe A il metodo che prevede l'applicazione dell'equazione di conservazione della quantità di moto si compone di tre fasi per il bilancio di quantità di moto tra la sezione 2 e 3. La prima fase prevede l'applicazione del bilancio tra la sezione 2 e la sezione BD secondo la relazione:

$$A_{BD}\bar{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD}Q_{BD}^2}{gA_{BD}} = A_2\bar{Y}_2 + \frac{\beta_2 Q_2^2}{gA_2} - A_{p_{BD}}\bar{Y}_{p_{BD}} + F_f - W_X \tag{2.18}$$

in cui A_{BD} e A_2 sono rispettivamente l'area della superficie bagnata nella sezione trasversale *BD* e 2, $A_{p_{BD}}$ la porzione di sezione ostruita dalle pile, $\overline{Y}_{BD}$ e $\overline{Y}_2$ la distanza verticale tra la superficie del pelo libero e il baricentro della sezione BD e 2, $\overline{Y}_{p_{BD}}$ la distanza verticale tra la superficie del pelo libero e il baricentro della porzione di sezione ostruita dalle pile, F_f la forza di attrito al fondo espressa per unità di peso, W_x la componente della forza peso del volume d'acqua lungo la direzione del moto, normalizzata con il peso specifico.
Il secondo passo è il bilancio di quantità di moto tra le sezioni BD e BU in cui:

$$A_{BU}\bar{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU}Q_{BU}^2}{gA_{BU}} = A_{BD}\bar{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD}Q_{BD}^2}{gA_{BD}} + A_{p_{BD}}\bar{Y}_{p_{BD}} + \frac{1}{2}C_D\frac{A_{P_{BU}}Q_3^2}{gA_3^2} + F_f - W_X \quad (2.19)$$

$$A_3\bar{Y}_3 + \frac{\beta_3 Q_3^2}{gA_3} = A_{BU}\bar{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU}Q_{BU}^2}{gA_{BU}} + F_f - W_X \quad (2.20)$$

Infine, viene svolto il bilancio tra la sezione BU e la sezione 3 a monte secondo la relazione:

$$A_3\bar{Y}_3 + \frac{\beta_3 Q_3^2}{gA_3} = A_{BU}\bar{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU}Q_{BU}^2}{gA_{BU}} + F_f - W_X \quad (2.21)$$

Nella (2.19) C_D indica il coefficiente di drag utilizzato per calcolare la forza di resistenza idrodinamica che si sviluppa dall'interferenza della corrente con le pile del ponte

I coefficienti di drag per le varie forme di pile sono mostrati in Tabella 2.1.

Tabella 2.1 Valori tipici del coefficiente di Drag in funzione della forma delle pile (da US Army Corps of Engineers, HEC-RAS River Analysis System, Hydraulics Reference Manual).

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

Se durante il passaggio della corrente tra le pile di un ponte si verifica un flusso di classe B, in cui si ha passaggio attraverso lo stato critico, viene utilizzata l'equazione di bilancio della quantità di moto per la determinazione dei tiranti a monte e valle. Questo tipo di condizione si può verificare sia in condizioni di corrente lenta che veloce.

Nel caso di corrente veloce, cioè di un flusso di classe C, viene utilizzata o l'equazione dell'energia o del bilancio di quantità di moto come nel caso di flusso classe A, in questo caso proseguendo da monte verso valle.

Il caso in cui si verifichi una condizione di "high flow", cioè in cui la quota della superficie libera sia superiore alla quota del punto più alto dell'intradosso dell'impalcato del ponte, viene trattato da HEC-RAS secondo due metodologie, a seconda che la corrente non tocchi o meno l'intradosso sotto il ponte:

1. Applicazione del metodo standard step e quindi integrazione dell'equazione dell'energia;
2. Applicazione delle equazioni di flusso da luce sotto battente e da luce a stramazzo.

Nel primo caso di integrazione dell'equazione dell'energia si procede applicando tra le diverse sezioni di controllo del ponte l'equazione che tenga conto delle perdite di carico per espansione e contrazione della vena fluida per attrito e delle riduzioni di sezione che si verificano nelle sezioni del ponte a causa dell'ostruzione dovuta alle pile, impalcato e spalle del ponte.

Nel secondo caso il flusso in pressione da luce sotto battente avviene quando la superficie libera entra in contatto con l'intradosso dell'impalcato del ponte. Nel caso in cui non si verifichi sommergenza del ponte (Figura 2.8) l'equazione per definire il processo è:

$$Q = C_d A_{BU} \sqrt{2g} \left(Y_3 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} \right)^{1/2} \tag{2.22}$$

in cui C_d è il coefficiente di efflusso da luce sotto battente, Y_3 il tirante idraulico nella sezione 3, A_{BU} l'area netta al di sotto del ponte, Z la distanza verticale misurata tra il punto con quota massima dell'intradosso dell'impalcato e il punto più depresso della sezione.

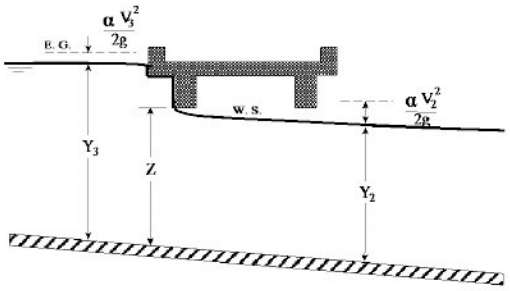


Figura 2.8 Ponte con flusso in pressione in assenza di sommergenza (da US Army Corps of Engineers, HEC-RAS River Analysis System, Hydraulics Reference Manual).

Nel caso in cui si verifichi sommergenza del ponte (Figura 2.9), viene utilizzata la relazione:

$$Q = CA\sqrt{2gH} \tag{2.23}$$

in cui C è il coefficiente di efflusso - il cui valore tipico è 0.8 - mentre H indica la differenza tra il carico totale a monte e a valle del ponte.

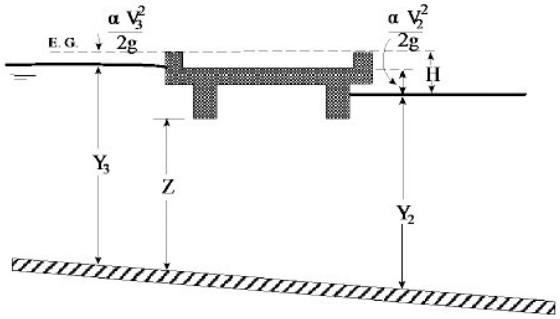


Figura 2.9 Flusso in pressione, ponte in sommergenza (da US Army Corps of Engineers, HEC-RAS River Analysis System, Hydraulics Reference Manual).

Nel caso in cui la quota del pelo libero sia superiore alla quota dell'estradosso dell'impalcato del ponte (Figura 2.10), la relazione utilizzata per il calcolo della quota parte di portata fluente sopra l'impalcato è quella di efflusso da luce a stramazzo non rigurgitato:

$$Q = CLH^{3/2} \tag{2.24}$$

in cui C è il coefficiente di efflusso di una luce a stramazzo (compreso tra 1.38 e 1.71), L la lunghezza dell'impalcato del ponte e H il carico totale disponibile a monte del ponte.

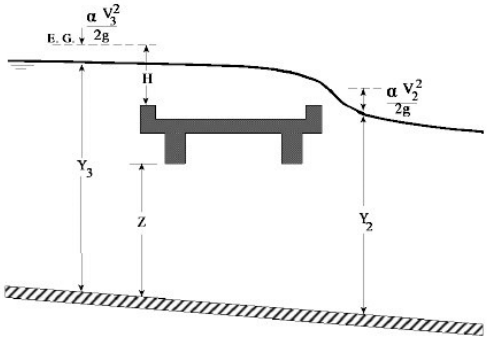


Figura 2.10 Flusso al di sopra dell'impalcato di un ponte secondo legge di efflusso a stramazzo a larga soglia (da US Army Corps of Engineers, HEC-RAS River Analysis System, Hydraulics Reference Manual).

Tracciamento del profilo di corrente in un tratto di alveo a cavallo di un ponte

Per il tracciamento del profilo di corrente lungo l'asta fluviale a monte e a valle del ponte, si può fare riferimento allo schema di moto monodimensionale in regime di moto permanente e gradualmente vario, con portata costante nel tempo. In questo caso viene risolta l'equazione (2.8) lungo il tratto di alveo a monte e a valle del ponte, accoppiata agli schemi sopra mostrati in corrispondenza del ponte.

Il valore dell'altezza della superficie libera incognita viene determinato, a partire dai dati assegnati di portata e delle caratteristiche geometriche delle singole sezioni, risolvendo in maniera iterativa l'equazione dell'energia (2.10). Una volta attuata una discretizzazione spaziale longitudinale del tratto di alveo, lo schema procede per ogni tratto nel modo seguente:

1. Scelta di un valore di primo tentativo per la quota della superficie libera WS_1, in corrispondenza della sezione di monte per correnti lente, o di valle per correnti veloci.
2. Calcolo a partire dal valore definito al punto 1, dei corrispondenti valori di conveyance totale e di altezza cinetica;
3. Stima di S_f e soluzione dell'equazione delle perdite di carico per il calcolo delle perdite di carico totali h_e ;
4. Soluzione, a partire dai valori ottenuti al passo 2 e 3, dell'equazione dell'energia per il calcolo della superficie libera WS_2;
5. Confronto fra il valore di WS_2 calcolato e il valore assunto al punto 1 e iterazione dei passi da 1 a 5 fino al raggiungimento della convergenza, definita per default da una differenza tra i due valori inferiore a 0.003 m (o qualsiasi altra tolleranza definibile dall'utente).

L'utilizzo del software HEC-RAS richiede all'utente l'immissione dei dati necessari per lo sviluppo dei calcoli. Nel caso dell'applicazione monodimensionale come quella sopra descritta, questi dati sono fondamentalmente costituiti da:

- la portata fluente in alveo
- le sezioni rette dell'alveo, fornite inserendo le coordinate plano-altimetriche dei punti che definiscono la sezione, la distanza dalla sezione di valle e i valori del coefficiente di resistenza n di Manning per una corretta stima delle perdite di carico;
- le opere in alveo, tra cui ovviamente il ponte, individuate mediante le loro caratteristiche geometriche e le 4 sezioni sopra descritte. La Figura 2.11 mostra la sezione di monte e di valle di un ponte, facendo intuire l'eventuale dettaglio geometrico che deve essere inserito;
- una opportuna condizione al contorno, necessaria per stabilire il livello al contorno del tratto studiato della superficie libera e, quindi, per avviare il processo di calcolo. Si possono individuare tre differenti casi: 1) corrente subcritica (lenta): è necessaria solo la condizione al contorno di valle; 2) corrente supercritica (veloce): è necessaria solo la condizione al contorno di monte; 3) corrente mista: è necessaria la condizione al contorno sia a monte che a valle. Per definire le condizioni al contorno è possibile utilizzare quattro differenti opzioni: 1) un valore noto dell'altezza d'acqua per il profilo da calcolare; 2) la profondità critica, in corrispondenza, ad esempio, di un salto di fondo alveo per una corrente subcritica; 3) la profondità di moto uniforme (normal depth), che viene calcolata dal programma sulla base del valore locale della pendenza del fondo alveo; 4) una relazione tra h e Q (Rating Curve): in questo caso occorre inserire una serie di valori noti di altezza d'acqua e delle relative portate (scala di deflusso). La condizione al contorno per il profilo viene ottenuta interpolando le altezze d'acqua della scala di deflusso per il corrispondente valore di portata.

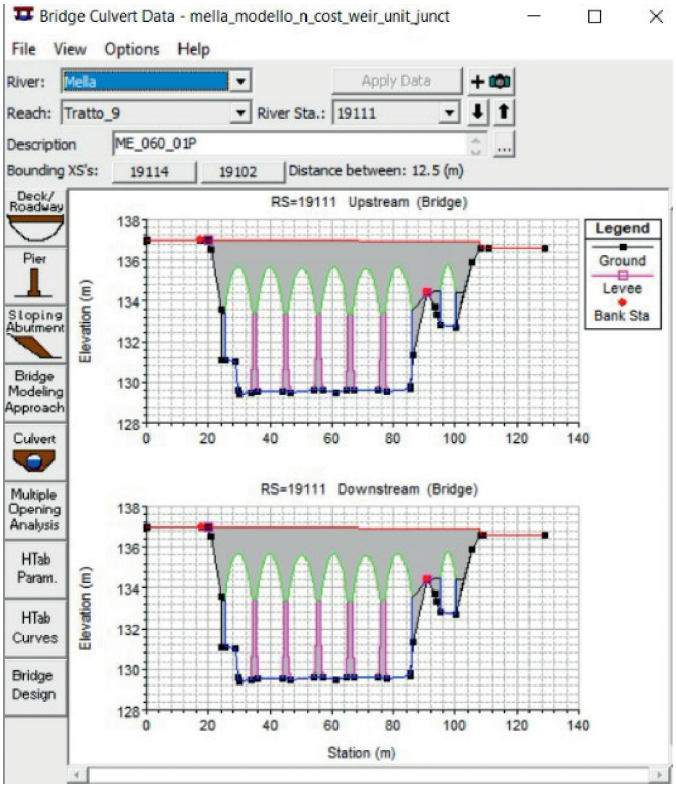


Figura 2.11 Esempio di descrizione geometrica di un ponte in HEC-RAS (da US Army Corps of Engineers, HEC-RAS River Analysis System, Hydraulics Reference Manual).

La visualizzazione dei risultati è fornita dal software in forma chiara, con riferimento all'andamento del profilo di corrente e, quindi, del tirante idrico sia in corrispondenza del profilo longitudinale del canale che delle sezioni trasversali (Figura 2.12). Al termine delle calcolazioni saranno, quindi, disponibili i valori del tirante idrico e della velocità della corrente in corrispondenza della sezione di attraversamento nella condizione di portata presa in esame.

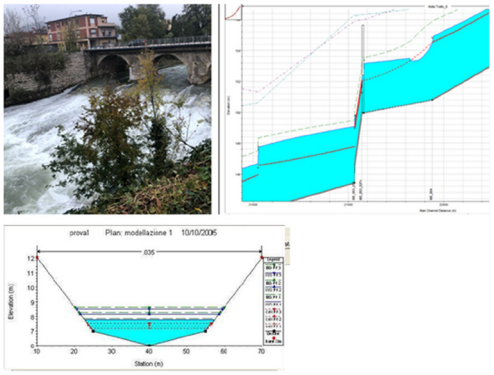


Figura 2.12 Esempio di profilo longitudinale della corrente a cavallo di un ponte e di sezione trasversale con livello raggiunto dall'acqua.

2.5 Classe di pericolosità-vulnerabilità (CdPV) per erosione localizzata

Preliminarmente si ricorda che per la valutazione della classe di pericolosità da erosione localizzata, le LL.GG. suggeriscono di fare riferimento all'indice adimensionale IEL (indice di erosione localizzata):

$$IEL = \frac{d_s}{d_f} \tag{2.25}$$

dato dal rapporto tra la massima profondità di scavo d_s e la profondità di posa del piano di fondazione rispetto all'alveo d_f, valutando la classe di pericolosità in funzione del valore assunto dall'indice secondo la Tabella 4.23.

Le LL.GG. forniscono, inoltre, alcune indicazioni per il calcolo dell'IEL: in assenza di documentazione di progetto dell'opera, o di indicazioni specifiche derivanti da evidenze di campo, potrà assumersi in prima approssimazione una profondità di riferimento per d_f pari a 2.00 m (risultante dai valori medi normalmente adottati nella pratica costruttiva per fondazioni superficiali).

Per la valutazione di d_s per una pila di forma circolare di diametro a, viene suggerito di assumere $d_s = 2a$, applicando la medesima formula anche per pile di forma non circolare (assumendo per a la larghezza della pila nella direzione della corrente). Per pile non circolari, inoltre, nel caso in cui la direzione del filone principale della corrente sia obliqua rispetto all'asse longitudinale della pila (angolo d'incidenza diverso da zero), si assume per a la larghezza della proiezione della pila sul piano trasversale alla direzione della corrente.

Va tenuto presente che l'erosione localizzata alla base delle pile o delle spalle è una delle cause più frequenti di crollo o danneggiamento delle opere di attraversamento fluviale. La causa principale dell'erosione localizzata in corrispondenza delle pile è costituita dalla formazione di vortici alla loro base, i cosiddetti vortici a ferro di cavallo (*horseshoe vortex*), causati dall'arresto della corrente idrica sulla superficie di monte della pila che, a causa del gradiente delle pressioni che si instaura lungo la verticale, provoca un flusso in direzione della base della pila, con la formazione di vortici in grado di provocare la rimozione del materiale d'alveo. Al crescere della profondità dello scavo l'energia del vortice tende a diminuire, e l'escavazione tende a raggiungere una profondità di equilibrio (Figura 2.13). Oltre ai vortici a ferro di cavallo, a valle della pila si formano vortici ad asse verticale (*wake vortex*), che contribuiscono anch'essi ai fenomeni effossori, con un'intensità che però diminuisce rapidamente al crescere della distanza dalla pila, per cui spesso immediatamente a valle del ponte si verifica la deposizione del materiale asportato.

Va considerato, inoltre, che lo scavo localizzato alla base delle pile da ponte si può generare in due differenti condizioni, *clear-water* o *live bed*, in funzione dalla velocità del flusso idrico.

In condizioni *clear-water scour (CWS)*, la velocità media del flusso idrico V è minore della velocità critica V_c d'innesco del movimento dei sedimenti, con riferimento al diametro mediano d_{50} della distribuzione granulometrica del materiale di fondo alveo. Non si ha,

dunque, ingresso di sedimenti all'interno della fossa di scavo e la condizione di equilibrio si raggiunge quando la tensione di taglio generata dai vortici a ferro di cavallo alla base dello scavo eguaglia la tensione di taglio critica associata al sedimento di fondo del corso d'acqua.

In condizioni *live bed scour (LBS)*, essendo la velocità media dell'acqua V maggiore della velocità critica V_c, si attiva il trasporto solido al fondo e, quindi, nell'intorno delle pile del ponte si ha moto dei sedimenti sia in entrata che in uscita dalla fossa di scavo, per cui l'equilibrio dinamico si raggiunge quando il flusso dei sedimenti in entrata uguaglia il flusso in uscita.

$$\text{Clear-water scour} \qquad V/V_c \leq 1 \tag{2.26}$$

$$\text{Live bed scour} \qquad V/V_c > 1 \tag{2.27}$$

Per la stima della velocità critica V_c della corrente, si può fare riferimento, ad esempio, alla formulazione di Neill (1968) di seguito riportata:

$$V_c = 6.36 \cdot y^{1/6} \cdot d_{50}{}^{1/3} \tag{2.28}$$

indicando con y il tirante idrico a monte del ponte.

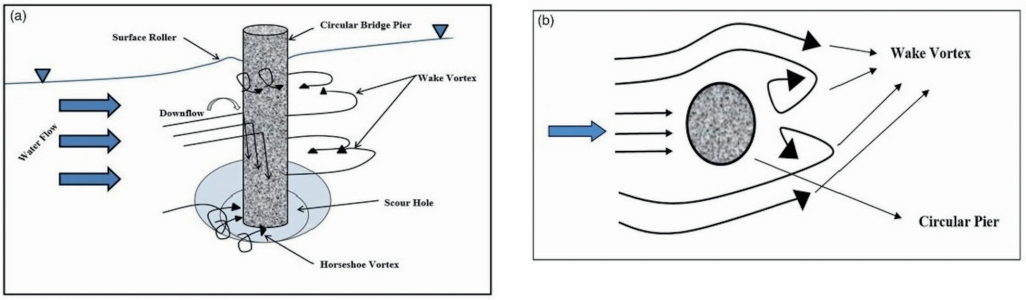


Figura 2.13 (a) Schema dei processi di erosione localizzata generati da vortici a ferro di cavallo (horseshoe vortex) intorno ad una pila da ponte di forma circolare; (b) Rappresentazione in pianta dei wake vortex generati intorno ad una pila da ponte di forma circolare (Baranwal & Shankar Das, 2024).

I fattori che principalmente influenzano il processo di erosione localizzata alla base delle pile sono di seguito elencati:

- larghezza e geometria della pila;
- tirante e velocità idrica (e quindi numero di Froude) della corrente;
- angolo d'incidenza della corrente rispetto al ponte;
- dimensioni del sedimento del letto e distribuzione granulometrica (deviazione standard) del materiale di fondo.

  A tale riguardo, va ricordato che in sede di caratterizzazione della granulometria dei sedimenti d'alveo sarebbe opportuno considerare attentamente gli effetti conseguenti al cosiddetto *corazzamento*. Tale fenomeno è dovuto alla differente mobilità dei sedimenti di diverso diametro, per cui al prolungarsi nel tempo dell'azione erosiva esercitata dalla

corrente, si verifica un progressivo impoverimento del contenuto di materiale fine nello strato più superficiale dell'alveo, che dopo un certo tempo viene così ad essere costituito dal solo materiale di maggiori dimensioni, in grado di fronteggiare l'azione di trascinamento della corrente. Lo strato superficiale, quindi, costituisce una sorta di corazza protettiva per gli strati di sedimenti sottostanti. Nella scelta di indicatori della granulometria dei sedimenti d'alveo, pertanto, fare riferimento allo strato superficiale potrebbe condurre ad una sottostima del livello di vulnerabilità all'escavazione della struttura. Infatti, l'asportazione dello strato superficiale corazzato, a seguito del convogliamento di portate liquide che determinino il superamento della soglia di mobilità del materiale che lo costituisce, determina la messa a nudo di uno strato sottostante maggiormente erodibile, con la concreta possibilità di effetti erosivi anche molto pronunciati;

- eventuale presenza di materiale flottante (in particolare tronchi e materiale vegetale) trasportato dalla corrente, che può ampliare la zona d'influenza dei vortici, incrementando lo scavo e la superficie dell'alveo impattata. I principali fattori che influenzano la probabilità di accumulo di materiale flottante ai ponti sono le caratteristiche idrauliche della corrente (tirante idrico e velocità), la geometria del ponte (dimensione e forma delle pile e dell'impalcato), le caratteristiche del legname e del materiale vegetale trasportato (dimensioni, forma, volume, tipologia di trasporto);
- eventuali fenomeni di evoluzione morfologica del letto del fiume (divagazioni d'alveo): ad esempio, la modifica della geometria della sezione potrebbe indurre concentrazioni del flusso idrico in corrispondenza delle pile e modifiche dell'angolo di incidenza della corrente con le pile medesime, modificando l'entità dei fenomeni effossori.

Attesa la complessità dei fenomeni erosivi localizzati, la caratterizzazione proposta dalle LL.GG. dei parametri necessari per il calcolo dell'IEL, pur costituendo una utile indicazione preliminare, potrebbe - in assenza di un'analisi idraulica anche semplificata che appare invece opportuna - almeno in alcuni casi condurre a valutazioni affette da significative incertezze.

2.6 Valutazione della massima profondità di scavo in corrispondenza delle pile

Preliminarmente si ribadisce, ai fini del calcolo dell'indice di erosione localizzata, che assumere in prima approssimazione per la profondità di posa del piano di fondazione rispetto all'alveo d_f = 2.00 m (per fondazioni superficiali), come suggerito nelle LL.GG., potrebbe essere non cautelativo. È quindi necessario nella fase di censimento di Livello 0 compiere ogni sforzo per la raccolta dei dati disponibili (elaborati progettuali, relazioni di calcolo, studi su modello fisico) relativi alle caratteristiche geometriche e costruttive delle pile e delle spalle del ponte, ai requisiti dei terreni di fondazione, agli elementi su eventi erosivi pregressi o in atto.

Con riferimento, invece, alla valutazione di d_s, va tenuto presente che negli ultimi decenni sono stati condotti numerosi studi sui meccanismi e gli effetti delle erosioni localizzate, proponendo nella letteratura scientifica internazionale numerose relazioni per il calcolo

della massima profondità di scavo in corrispondenza delle pile, in funzione dei fattori d'influenza elencati in precedenza, basate su sperimentazioni di laboratorio e talvolta anche su indagini di campo, mirate ad analizzare i meccanismi di scavo ed a quantificarne l'entità, con riferimento sia alla condizione di equilibrio sia all'evoluzione dei fenomeni di escavazione nel tempo.

Si tratta di relazioni empiriche, che forniscono risultati spesso anche sensibilmente differenti tra loro, per cui alla loro utilizzazione deve comunque procedersi con cautela, tenendo presente che esse forniscono l'entità dello scavo di lungo periodo, relativo a condizioni di moto permanente, mentre nel corso dei fenomeni di piena le portate massime si verificano per intervalli di tempo comunque limitati.

Tanto premesso, si segnalano alcune tra le relazioni maggiormente utilizzate per il calcolo della massima profondità di scavo, distinguendo tra le diverse condizioni di moto, ed indicando con (Figura 2.14):

- d_s: profondità di scavo in corrispondenza della pila (m);
- a: larghezza della pila (m);
- B': distanza tra due pile contigue (m);
- y: tirante idrico a monte della pila (m);
- V: velocità media della corrente a monte della pila (m/s);
- F_r: numero di Froude della corrente a monte della pila, espresso dalla relazione:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}}$$

- g: accelerazione di gravità (m/s^2);
- d_{50}: percentile caratteristico della distribuzione granulometrica del sedimento di fondo;
- F_{d50}: numero di Froude sedimentologico;
- σ_g: deviazione standard della distribuzione granulometrica del sedimento di fondo, data da $\sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}}$.

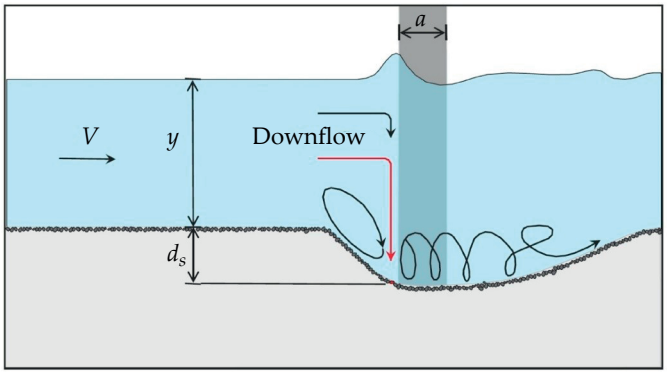


Figura 2.14 Schema dell'erosione localizzata ai piedi della pila (riadattata da Arneson *et al.*, 2012).

Clear-water scour (CWS)

Tra le relazioni maggiormente utilizzate in condizioni di clear-water scour (CWS) si segnalano le seguenti:

$$\frac{d_s}{a} = 0.85 \cdot \left(\frac{y}{a}\right)^{0.686} \quad \text{Yanmaz (1989)} \quad (2.29)$$

$$\frac{d_s}{a} = \left(\frac{y}{a}\right)^{0.62} \cdot F_r^{0.2} \cdot \left(\frac{a}{d_{50}}\right)^{0.08} \quad \text{Ettema et al (1998)} \quad (2.30)$$

$$\frac{d_s}{y} = 0.987 \cdot F_{d50} - 0.302 \cdot \left(\frac{y}{a}\right)^{-0.566} \cdot \left(\frac{a}{d_{50}}\right)^{0.079} \quad \text{Pandey et al (2018)} \quad (2.31)$$

Live bed scour (LBS)

Tra le relazioni maggiormente utilizzate in condizioni di live bed scour (LBS) si segnalano invece le seguenti:

$$\frac{d_s}{d_{50}} = 0.99 \cdot \left(\frac{a}{d_{50}}\right)^{0.67} \cdot \left(\frac{y}{d_{50}}\right)^{0.4} \cdot \alpha*^{-0.3} \quad \text{Kothiary et al (1992)} \quad (2.32)$$

con $\alpha^* = (B' - a)/B'$

$$\frac{d_s}{a} = 2.02 \cdot \left(\frac{y}{a}\right)^{0.02} \cdot {F_r}^{0.21} {\sigma_g}^{-0.24} \quad \text{Johnson (1995)} \quad (2.33)$$

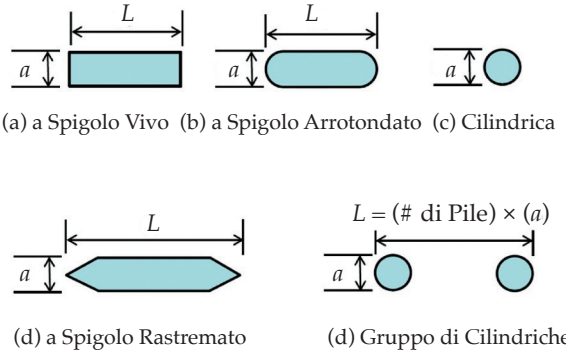
$$\frac{d_s}{a} = 1.564 \cdot \left(\frac{y}{a}\right)^{0.405} \cdot {F_r}^{0.413} \quad \text{Yanmaz (2001)} \quad (2.34)$$

Si segnala, infine, l'accurato studio di Arneson *et al.* (2012), che fornisce la relazione predittiva (35) per il calcolo della massima escavazione d_s, senza fare specifico riferimento alla tipologia di escavazione:

$$\frac{d_s}{a} = 2.0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \left(\frac{y}{a}\right)^{0.35} \cdot (F_r)^{0.43} \quad (2.35)$$

indicando con:

- K_1: fattore correttivo, funzione della sagomatura della pila (cfr. Figura 2.15 e Tabella 2.2, nota citata);
- K_2: fattore correttivo, funzione dell'angolo d'incidenza della corrente sulla pila (cfr. Tabella 2.3 o Eq. (2.36), nota citata);
- K_3: fattore correttivo, funzione delle caratteristiche del fondo alveo (cfr. Tabella 2.4, nota citata).



(a) a Spigolo Vivo (b) a Spigolo Arrotondato (c) Cilindrica

(d) a Spigolo Rastremato (d) Gruppo di Cilindriche

Figura 2.15 Forme comuni di pile (riadattata da Arneson *et al.*, 2012).

Tabella 2.2 Fattore correttivo K1 relativo alla sagomatura della pila (riadattata da Arneson *et al.*, 2012).

Sagomatura della Pila	K_1 [-]
(a) a Spigolo Vivo	1.1
(b) a Spigolo Arrotondato	1.0
(c) Cilindrica	1.0
(d) a Spigolo Rastremato	0.9
(e) Gruppo di Cilindriche	1.0

Tabella 2.3 Fattore correttivo K2 relativo all'angolo d'incidenza della corrente (riadattata da Arneson *et al.*, 2012).

	K_2 [-]		
Angolo θ [°]	$L/a = 4$	$L/a = 8$	$L/a = 12$
0°	1.0	1.0	1.0
15°	1.5	2.0	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.3	4.3
90°	2.5	3.9	5.0

Angolo θ = Angolo di incidenza della corrente
L = lunghezza della pila

$$K_2 = \left(\cos\vartheta + \frac{L}{a}\sin\vartheta\right)^{0.65} \tag{2.36}$$

in cui:
- L: lunghezza della pila (m);
- θ : angolo d'incidenza della corrente (rad).

Tabella 2.4. Fattore correttivo K3 relativo alle caratteristiche del fondo alveo (riadattata da Arneson *et al.*, 2012).

Condizioni Fondo Alveo	Altezza Duna H [m]	K_3 [-]
Erosione da Clear Water	N/D	1.1
Fondo Piano e Flusso da Antidune	N/D	1.1
Dune Piccole	~0.60 m < H < ~3.05 m	1.1
Dune Medie	~3.05 m < H < ~9.15 m	da 1.1 a 1.2
Dune Ampie	H > ~9.15 m	1.3

Gli autori precisano inoltre che, come regola generale, per pile di forma circolare allineate con la corrente - per le quali quindi i coefficienti K_1 e K_2 assumono valore pari all'unità - risulta:

$$\frac{d_s}{a} \leq 2.4 \text{ se } F_r \leq 0.8$$

$$\frac{d_s}{a} \leq 3.0 \text{ se } F_r > 0.8$$

La relazione (2.35) può essere utilizzata - con opportune modifiche - anche in presenza di trasporto di materiale flottante, introducendo una larghezza equivalente della pila, a^*_d, ossia una larghezza virtuale che tenga conto della larghezza e dell'altezza dell'ammasso legnoso o vegetale.

La suddetta larghezza equivalente può essere desunta dalla relazione seguente:

$$a_d^* = \frac{K_d^*(H \cdot W) + \left(y - K_d^* \cdot H\right) a}{y} \tag{2.37}$$

in cui:
- a^*_d: larghezza equivalente della pila in presenza di ammassi legnosi o vegetali (m);
- a: larghezza della pila in direzione perpendicolare alla corrente (m);
- H: altezza (spessore) dell'ammasso flottante (m);
- W: larghezza dell'ammasso flottante perpendicolare alla direzione della corrente (m);
- y: tirante idrico della corrente a monte della struttura di attraversamento (m);
- K^*_d: coefficiente di forma dell'ammasso flottante, da assumere pari a 0.79 per ammassi flottanti rettangolari, e a 0.21 per ammassi flottanti triangolari.

La larghezza equivalente della pila, quindi, può essere valutata in funzione delle dimensioni e della forma dell'ammasso flottante. Quest'ultima viene schematizzata sia rettangolare che triangolare (Figura 2.16 e Figura 2.17): la forma rettangolare dà luogo a una più accentuata occlusione delle luci del ponte, con una maggiore influenza sulle linee di flusso della corrente e di conseguenza una maggiore ampiezza della zona d'influenza dei vortici (di qui il valore più elevato assegnato al coefficiente di forma K^*_d).

Ovviamente la scelta del coefficiente di forma dell'ammasso flottante, K^*_d, così come delle sue dimensioni H e W, andrebbe effettuata sulla scorta dell'esperienza maturata nel corso delle ispezioni e del monitoraggio del ponte o facendo riferimento alle relazioni riportate nel paragrafo successivo.

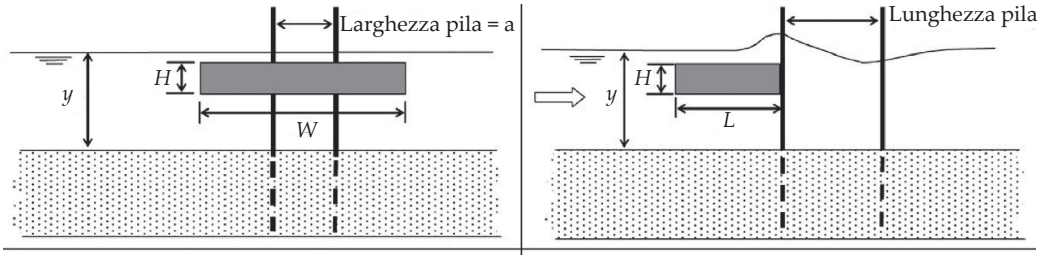


Figura 2.16 Dimensioni equivalenti di accumuli rettangolari di materiale vegetale flottante (riadattata da NCHRP Report 653).

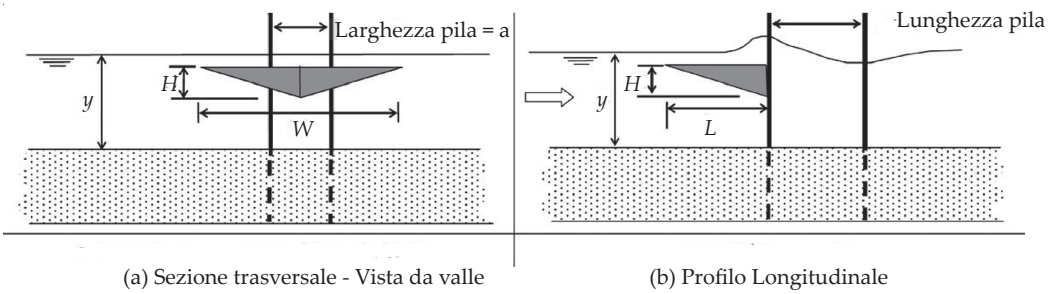


Figura 2.17 Dimensioni equivalenti di accumuli triangolari di materiale vegetale flottante (riadattata da NCHRP Report 653).

In definitiva, quindi, si potrà scegliere la formula più adeguata per la valutazione della massima profondità di scavo in funzione sia delle condizioni di moto (CWS o LBS) che dei dati disponibili, tenendo presente che le caratteristiche idrauliche della corrente - cioè il tirante idrico e la velocità media (o il numero di Froude) a monte della sezione di attraversamento - saranno fornite dal tracciamento del profilo di corrente lungo l'asta fluviale.

2.6.1 Stima della geometria degli accumuli alle pile del ponte

La stima della geometria degli accumuli alle pile del ponte può essere effettuata secondo il metodo proposto da Panici & de Almeida (2018).

Il suddetto metodo, sviluppato sulla base di osservazioni di laboratorio, definisce la geometria massima dell'accumulo in funzione delle condizioni idrauliche a monte dell'opera e della grandezza caratteristica dell'elemento *key-log* (elemento rappresentativo delle dimensioni maggiori del tronco trasportato). L'accumulo viene schematizzato come un semi-cono rovesciato (si veda la Figura 2.18) che si estende verso monte rispetto all'asse

della pila. Gli autori propongono due set di equazioni valide per legname di lunghezza omogenea e di lunghezza non omogenea. Per legname di lunghezza omogenea si intende il trasporto di elementi tutti uguali, mentre per legname di lunghezza non omogenea si intende una variabilità delle dimensioni dei tronchi trasportati.

Di seguito sono riportate solo le equazioni proposte per legname di lunghezza non uniforme (Equazioni 2.38-2.40), considerate più appropriate allo scopo del presente manuale.

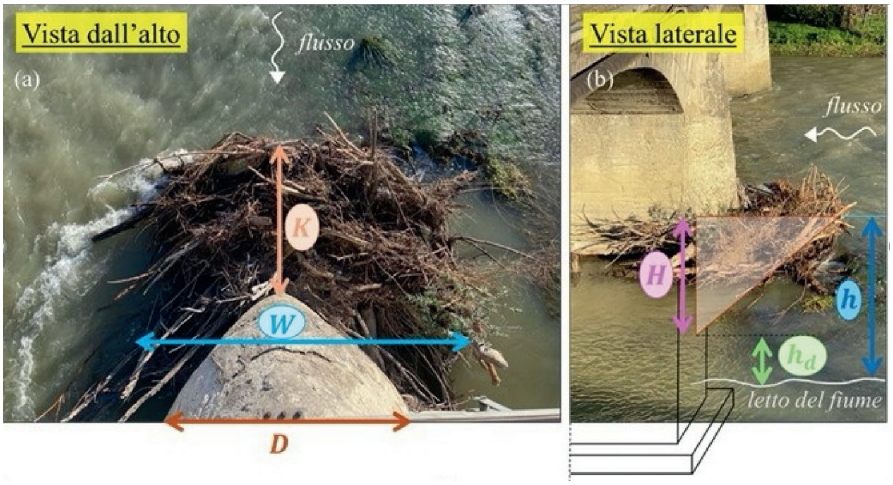


Figura 2.18 (a) Vista dall'alto e (b) vista laterale di un accumulo alla pila di un ponte. L'immagine riporta l'indicazione delle grandezze caratteristiche dell'accumulo: la larghezza trasversale, W; l'altezza dell'accumulo lungo l'asse verticale, H; l'estensione planimetrica della parte superiore verso monte, K. Nella vista dall'alto, D è la dimensione trasversale della pila rispetto alla direzione della corrente. Nella vista laterale, h è l'altezza d'acqua a monte della pila.

Si noti che la geometria dell'accumulo scala con la lunghezza L_{LW} del key-log.

$$W = \left(0.77 + 0.94e^{-6.10Fr_L}\right) L_{LW} \tag{2.38}$$

$$H = \left(0.39 - 0.46e^{-5.80Fr_L}\right) L_{LW} \tag{2.39}$$

$$K = \left(0.25 + 1.18e^{-15.00Fr_L}\right) L_{LW} \tag{2.40}$$

in cui Fr_L è il numero di Froude caratteristico dell'elemento key-log:

$$Fr_L = \frac{U}{\sqrt{g \cdot L_{LW}}}$$

- U : velocità media della corrente;
- g : accelerazione di gravità.

Le equazioni (2.38)-(2.40) sono state ricavate nel campo $0.10 < Fr_L < 0.40$.

Note le grandezze caratteristiche W, H e K è possibile stimare il volume dell'accumulo.

Riferimenti bibliografici

Armanini, A. (2018). *Principles of river hydraulics*. Netherlands, Springer.

Arneson, L. A., Zevenbergen, L. W., Lagasse, P. F., & Clopper, P. E. (2012). *Evaluating scour at bridges*, Hydraulic Engineering Circular No. 18, 5th edition.

Baranwal, A., & Shankar Das, B. (2024). Scouring around bridge pier: A comprehensive analysis of scour depth predictive equations for clear-water and live-bed scouring conditions. *AQUA - Water Infrastructure, Ecosystems and Society*, 73(3), 424. https://doi.org/10.2166/aqua.2024.235

Brandimarte, L., Paron, P., & Di Baldassarre, G. (2012). Bridge pier scour: A review of processes, measurements and estimates. *Environmental Engineering and Management Journal*, 11(5).

Brath, A., & Montanari, A. (2000). Vulnerabilità idraulica dei ponti. Associazione Idrotecnica Italiana, *L'Acqua*, *n. 3*, pag. 45.

Colorado State University (CSU). (1975). *Highways in the river environment: Hydraulic and environmental design considerations*. U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Ettema, R., Mostafa, E. A., Melville, B. W., & Yassin, A. A. (1998). Local scour at skewed piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(7). https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1998)124:7(756).

Evangelista, G., Woods, L., & Claps, P. (2023). Dimensional analysis of literature formulas to estimate the characteristic flood response time in ungauged basins: A velocity-based approach. *Journal of Hydrology*, 627(part B).

Farina, G., Pilotti, M., Bonomelli, R., Martínez-Aranda, S., & García-Navarro, P. (2025). Modeling bridges in HEC-RAS 2D: comparison with flume experiments. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE (accepted).

Innocenti, L., Lombardo, M., Persi, E., Comiti, F., Francalanci, S., Macchione, F., Panici, D., Petaccia, G., Righetti, M., Sibilla, S., Solari, L., & Termini, D. (2022). Formation of wood obstructions at bridges: processes, related problems and prediction tools. *Italian Conference on Integrated River Basin Management*, ICIRBM 2022, 43, EdiBios.

Johnson, P. A. (1995). Comparison of pier-scour equations using field data. *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(8), 626–629. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)121:8(626).

Kothyari, U. C., Garde, R. C. J., & Ranga Raju, K. G. (1992). Live-bed scour around cylindrical bridge piers. *Journal of Hydraulic Research*, 30(5), 701–715. https://doi.org/10.1080/00221689209498889

Kuichling, E. (1889). The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous district. *Transactions of American Society of Civil Engineers*, 20.

Lagasse, P. F., Clopper, P. E., Zevenbergen, L. W., Spitz, W. J., & Girard, L. G. (2010). *Effects of debris on bridge pier scour*. NCHRP Report 653, Transportation Research Board, National Academy of Science, Washington, D.C.

Maidment, D. R. (1992). *Handbook of Hydrology*. McGraw-Hill, New York.

Melville, B. W., & Coleman, S. E. (2000). *Bridge Scour*. Water Resources Publication, Highlands Ranch, CO, USA.

Natural Environment Research Council (NERC), 1975. Hydrological studies. *Flood studies report*, London, England

NCHRP (National Cooperative Highway Research Program). *Effects of Debris on Pier Scour*. Report 653,

Neill, C. R. (1968). Note on abutment and pier scour in coarse bed material. *Journal of Hydraulic Research*, *6*, 173–176.

Pandey, M., Sharma, P. K., Ahmad, Z., & Karna, N. (2018). Maximum scour depth around bridge pier in gravel bed streams. *Natural Hazards*, *91*, 819–836. https://doi.org/10.1007/s11069-017-3157-z

Panici, D., & de Almeida, G. A. M. (2018). Formation, growth, and failure of debris jams at bridge piers. *Water Resources Research*, *54*, 6226–6241. https://doi.org/10.1029/2017WR022177

Rossi, F., & Villani, P. (1994). Valutazione delle piene in Campania. CNR-GNDCI, Pubblicazione n. 1472.

Sheppard, D. M., & Miller, M. J. (2006). Live-bed local pier scour experiments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132.

Straub L. G. (1934). Effect of channel contraction works upon regime of movable bed streams. *Transactions of the American Geophysical Union*, Part 2.

Straub L. G. (1940). Approaches to the study of the mechanics of bed movement. *Proceedings Hydraulics Conference*, State University of Iowa.

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. *HEC-RAS River Analysis System: Hydraulics Reference Manual*.

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. *HEC-RAS River Analysis System: 2D Modelling User's Manual*.

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. *HEC-RAS River Analysis System: User's Manual*, February 2016.

Ven Te Chow, Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied Hydrology*. New York, McGraw-Hill.

Watt, W.E., Chow, K.C.A. (1985). A general expression for basin lag lime. *Canadian Journal of Civil Engineering*, *12*, 294–300.

Yanmaz, M. A. (1989). *Time dependent analysis of clear water scour around bridge piers*. Doctorate Thesis, METU, Ankara, Turkey.

Yanmaz, M. A. (2001). Uncertainty of local scour parameters around bridge piers. *Journal of Engineering and Environmental Science*, *25*(4), 127–137.