

**COMPLETAMENTO E OTTIMIZZAZIONE DELLA
TORINO-MILANO CON LA VIABILITA' LOCALE MEDIANTE
INTERCONNESSIONE TRA S.S.32 E S.P.299
TANGENZIALE DI NOVARA
LOTTO "0" E LOTTO "1"**

PROGETTO ESECUTIVO

COD. TO166

CUP: F34E06000030001

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

IMPRESA: A.T.I.

Mandataria:



Mandante:



Direttore Tecnico A.T.I.
Ing. A. Ridella

A.T.I. DI PROGETTAZIONE

Mandataria:

S.T.E. s.r.l.

Structure and Transport Engineering

Direttore Tecnico
Ing. E. Moroni

Mandante:

Dott. Arch. Elisa Lucia ZANETTA

Ordine Architetti P.P.C. Provincia di Novara e
Verbano-Curso-Ossola n.1400

Mandante:

Dott. Ing. Matteo POLETTI

Ordine degli Ingegneri Provincia di Novara n.2310/A

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Francesco M. La Camera

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Maria Bruno

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Francesco M. La Camera

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Marcello Buonamico

**IDROLOGIA E IDRAULICA
Relazione Idraulica Torrente Terdoppio**

CODICE PROGETTO

PROGETTO

DPTO02 E 1801

NOME FILE

000_T00_ID00_IDR_RE03_B

000T00ID00IDRRE03

REVISIONE

B

SCALA

-

D

C

B

EMISSIONE PER ISTRUTTORIA

OTTOBRE 2018

ZANELLA

LA CAMERA

RIDELLA

A

PRIMA EMISSIONE

APRILE 2018

ZANELLA

LA CAMERA

RIDELLA

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
2	RILIEVI PLANOALTIMETRICI	4
3	OPERE SUL TORRENTE TERDOPPIO.....	5
4	STUDI IDRAULICI ESISTENTI SUL TORRENTE TERDOPPIO	6
4.1	Portata di riferimento	6
4.2	Franchi minimi di sicurezza.....	7
5	VERIFICHE IDRAULICHE	8
5.1	Stato di Fatto	8
5.2	Stato di Progetto.....	9
5.3	Geometria della valle	9
5.4	Caratteristiche idrauliche	10
5.5	Condizioni al contorno.....	12
5.6	Condizioni interne associate alle singolarità.....	13
5.7	Approssimazione del calcolo	13
5.8	Confronto idraulico tra stato di fatto e progetto.....	14
6	SCALZAMENTO AL PIEDE DELLE PILE E PROTEZIONI SPONDALI	20
6.1	Approccio metodologico.....	20
6.2	Dimensionamento delle opere di difesa spondale.....	25
7	CONCLUSIONI.....	30
	ALLEGATO I.....	32
8	Equazioni di base del modello bidimensionale (versione completa).....	32
8.1	Metodo di soluzione.....	32
8.2	Controllo sul volume.....	34
8.3	Versione iperbolica semplificata (senza i termini convettivi)	35
9	Formulazione generale delle leggi di efflusso adottate per la trattazione delle singolarità	35
10	Leggi per l'efflusso a pelo libero	36
10.1	Stramazzo a larga soglia	36
10.1.1	A.2.1.1.1. Efflusso non rigurgitato ($h_v \leq h_k$).....	37
10.1.2	A.2.1.1.2. Efflusso rigurgitato ($h_v > h_k$).....	38
11	Leggi per l'efflusso a battente.....	38
11.1	Efflusso non rigurgitato ($h_v \leq 0$).....	39
11.2	Efflusso rigurgitato ($h_v \geq a_L$)	39
11.3	Efflusso parzialmente rigurgitato ($0 < h_v < a_L$)	39
12	Piano Gestione Alluvioni	41

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1:: Idrogramma in ingresso.....	12
Figura 2: andamento del pelo libero e delle velocità medie nella verticale per una sezione trasversale a monte del ponte in progetto estratta dall'involuppo dei massimi	15
Figura 3- Profili idrici per le portate con tempi di ritorno 100 e 200 anni nella configurazione di progetto.	16
Figura 4: Campo degli sforzi e vettori di velocità adimensionali intorno alla struttura in progetto (e indicazione delle sezioni trasversali di riferimento a monte e a valle)	17
Figura 5: Sezione trasversale di monte – Involuppo valori massimi velocità e livelli idrici - Stato di fatto e di progetto	18
Figura 6: Stato di fatto - Sezione trasversale di valle – Involuppo valori massimi velocità e livelli idrici	18
Figura 7: Idrogramma di piena a monte del ponte nella condizione di stato di fatto e a valle nella condizione di progetto.....	19

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione idrologico-idraulica del progetto esecutivo denominato “Completamento e ottimizzazione della Torino – Milano con la viabilità locale mediante l’interconnessione tra SS 32 e SP 299” relativamente all’attraversamento del torrente Terdoppio.

Esso recepisce, per quanto riguarda gli attraversamenti dei torrenti Terdoppio ed Agogna, le verifiche già condotte nell’ambito della progettazione definitiva, con riferimento in particolare al modello bidimensionale implementato in fase di progettazione definitiva per la verifica delle condizioni di deflusso in alveo e in golena (velocità e tiranti ante e post operam)

Sono state aggiornate le profondità massimo di scavo attese in corrispondenza delle pile in alveo, sulla base del campo idrodinamico determinato attraverso il modello di cui al punto precedente, e in virtù delle ottimizzazioni condotte nell’ambito del progetto esecutivo per la determinazione delle luci tra le pile e della posizione delle fondazioni. Lo studio ha quindi riguardato la configurazione di progetto, con particolare riguardo ai problemi di scalzamento indotti dalla corrente sulle opere permanenti previste nell’alveo del Torrente Terdoppio.

Dal punto di vista del tracciato e delle quote della piattaforma e dei viadotti, il Progetto Esecutivo ha riproposto la soluzione del Progetto Definitivo, con piccole ottimizzazioni che non hanno modificato la trasparenza delle opere di attraversamento proposte.

La viabilità di progetto intercederà inoltre il Torrente Agogna – il cui attraversamento verrà trattato nella relazione ad esso dedicata - i canali irrigui Regina Elena, Roggia Mora e altri canali di irrigazione minori. Le opere in progetto sui canali irrigui non prevedono la realizzazione di interventi in alveo. Pertanto, la loro attuale capacità idraulica non sarà modificata e non saranno oggetto di verifiche di compatibilità idraulica.

Il Torrente Terdoppio, di competenza della Regione Piemonte – Settore Decentrato Opere Pubbliche di Novara, è stato delimitato dalle fasce fluviali nell’ambito del Piano per l’Assetto Idrogeologico con Delibera del Comitato istituzionale n.10 del 16 marzo 2000: “Variazioni alla delimitazione delle fasce fluviali di cui alla delibera del comitato istituzionale n. 1 in data 10 maggio 1999”.

Il PAI ha previsto la realizzazione di opere che ricadono nelle fasce A, B e C. All’interno di tali aree l’art.9 c.5 delle Norme di Attuazione del PAI consente “la realizzazione di infrastrutture lineari

e a rete riferite a servizi pubblici essenziali non altrimenti localizzabili e relativi impianti, previo studio di compatibilità dell'intervento con lo stato di dissesto esistente validato dall'Autorità competente". Inoltre le opere in progetto devono essere tali da garantire la sicurezza dell'esercizio delle funzioni per cui sono destinate, tenuto conto delle condizioni idrauliche presenti.

Per tale motivo, è risultato necessario condurre, nell'ambito della progettazione definitiva, lo studio idraulico di dettaglio di verifica delle opere in progetto.

Dal punto di vista progettuale, sono state adottate tutte le scelte finalizzate a garantire la sicurezza idraulica sia dell'infrastruttura che del territorio circostante, tenendo conto delle prescrizioni contenute nel paragrafo 3.2 "Criteri di compatibilità idraulica per i ponti e i rilevati di accesso in progetto" della Direttiva 4 delle Norme di attuazione del PAI (Legge 18 Maggio 1989, n. 183, art. 17, comma 6 ter).

In particolare, per garantire la trasparenza idraulica dell'opera in modo da consentire il deflusso delle piene senza significative variazioni del pelo libero della corrente, sono stati posizionati viadotti per l'attraversamento di tutta la fascia di esondazione A. All'interno della fascia di esondazione B è invece previsto un rilevato nel quale verranno ubicati fornicci che verranno realizzati mediante scatolari in c.a. di luce 5 m e altezza 3 m posizionati con interasse massimo di 50 m in funzione anche delle altre aperture presenti lungo il rilevato.

Il modello bidimensionale di moto vario su fondo non erodibile, condotto nell'ambito della progettazione definitiva e di cui si riportano l'approccio metodologico e i risultati delle simulazioni, è stato strumentale per eseguire la valutazione dell'impatto della corrente sulle opere permanenti in termini di tiranti idrici, velocità e sforzi di taglio.

Sulla base di tali parametri forniti dal modello di calcolo si è ricorso ad una classica formulazione di natura empirica (formulazione di Breusers) per la valutazione del massimo scalzamento indotto dalla corrente in presenza dell'idrogramma della piena duecentennale.

2 RILIEVI PLANOALTIMETRICI

Nell'ambito della progettazione definitiva sono stati eseguiti rilievi topografici di dettaglio del Torrente Terdoppio a monte del ponte stradale in progetto per 1100 m e a valle per 645 m, al fine di

calcolare in modo attendibile l'altezza d'acqua che viene presumibilmente raggiunta nelle fasi di piena con la portata al picco dell'idrogramma bicentenario.

Sono state in particolare rilevate 11 sezioni trasversali, 6 delle quali a monte del ponte in progetto e 5 a valle del ponte stesso (Tavola "batterietria aree di esondazione Piano di Bacino e interventi di protezione spondale").

Tutte le sezioni sono state estese per una larghezza circostante all'alveo tale da includere le fasce di esondazione indicate dal PAI.

Al fine di effettuare le simulazioni bidimensionali, le sezioni rilevate sono state integrate con un modello digitale del terreno e con le quote della cartografia tecnica regionale.

3 OPERE SUL TORRENTE TERDOPPIO

Il progetto "Completamento e ottimizzazione della Torino – Milano con la viabilità locale mediante l'interconnessione tra SS 32 e SP 299" prevede, come già indicato in premessa, due principali attraversamenti, uno sul Torrente Terdoppio e uno sul Torrente Agogna.

Il Torrente Terdoppio è caratterizzato da una larghezza dell'alveo inferiore ai 40 m (circa 20 m), pertanto l'attraversamento è previsto con una luce unica in modo da non avere pile in alveo inciso.

La luce complessiva del viadotto sarà di 458 m circa e il ponte sarà organizzato con due carreggiate larghe 13 m ciascuna. L'intradosso del ponte si trova a quota variabile da 165.56 m s.l.m. sulla spalla destra a 166.91m s.l.m. sulla spalla sinistra, con quota 166.52 m s.l.m. in corrispondenza dell'alveo inciso.

Il ponte sarà realizzato con 8 campate sorrette da 7 coppie di pile circolari diametro 2.6 m disposte con interasse variabile tra 40 m e 68 m ed in modo tale da evitare l'interferenza con l'alveo inciso del Torrente.

Al fine di prevenire l'erosione delle sponde del torrente in corrispondenza dell'attraversamento in progetto, è stata prevista la realizzazione di opere di difesa spondale costituite da una mantellata con massi di cava intasati di cls. Tale mantellata è stata resa continua sul fondo dell'alveo, in modo da garantire anche l'assenza di processi erosivi sul fondo stesso.

All'interno della fascia di esondazione B è in progetto un rilevato nel quale saranno ubicati 6 fornici di luce 5 m e altezza 3 m posizionati ogni 50 m per garantire il massimo deflusso possibile. Detti fornici verranno realizzati mediante scatolari in c.a.. Per la protezione del rilevato in fascia B sono stati previsti dei materassi Reno da ubicare lungo la scarpata.

4 STUDI IDRAULICI ESISTENTI SUL TORRENTE TERDOPPIO

Il Torrente Terdoppio è un affluente in sponda destra del fiume Ticino. Ha un bacino che si estende complessivamente per 151 km² con orientamento prevalente SE. La quota massima è di 358 m s.l.m., la minima è 126 m s.l.m., mentre la quota media è 208 m s.l.m..

Alla sezione di chiusura del progetto, il bacino presenta una superficie di 92 km² con quota media di 247 m s.l.m. e pendenza media di 2,5 %.

Il Piano per l'Assetto Idrogeologico del bacino del fiume Po con Delibera del Comitato Istituzionale n.10 del 16 marzo 2000: "Variazioni alla delimitazione delle fasce fluviali di cui alla delibera del comitato istituzionale n. 1 in data 10 maggio 1999" ha definito il perimetro delle fasce fluviali lungo il corso del Torrente Terdoppio.

L'area di intervento ricade in particolare nelle seguenti carte PAI:

- TAVOLA 116080 (AGOGNA 10 – TERDOPPIO 04 – II);
- TAVOLA 116120 (AGOGNA 09 – TERDOPPIO 04 – I).

Le fasce riportate dal PAI sono state definite conseguentemente al recepimento dello "Studio idrodinamico di dettaglio e messa a punto del piano per l'assetto idrogeologico a scala provinciale dei torrenti Agogna e Terdoppio", della Provincia di Novara, eseguito da Hydrodata nel 2000. Lo studio della provincia di Novara ha avuto lo scopo di verificare il sistema delle fasce fluviali del Torrente Terdoppio e Agogna definite dal PAI nella prima versione del 1999, sulla base di più puntuali ricognizioni dirette, rilevazioni e di opportune analisi modellistico-numeriche.

4.1 Portata di riferimento

Come descritto precedentemente, il Terdoppio è oggetto di un Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (Delibera del Comitato istituzionale n.10 del 16 marzo 2000). Nella zona circostante all'area di progetto, le portate di piena indicate dal PAI sono quelle alle sezioni di chiusura di Suno (25 km²) e Veveri (145 km²).

Le verifiche di compatibilità idraulica e la determinazione dei franchi sono state eseguite, in fase di progettazione definitiva, con un idrogramma sintetico abbinato alla portata al picco con tempo di ritorno pari a 200 anni.

La portata al picco di progetto adottata è quella alla sezione di Veveri.

Corso d'acqua	Progressiva [km]	Sezione	Località	Superficie [km ²]	Q 100 [m ³ /s]	Q 200 [m ³ /s]
Terdoppio	6619	65	Suno	25	90	110
Terdoppio	27403	30	Veveri	145	175	190

Tabella 1– Torrente Terdoppio: Portate di piena per diversi tempi di ritorno.

L'idrogramma sintetico adottato ha le seguenti caratteristiche: un tempo alla base pari a ore, un tempo al picco di 30ore; un volume specifico di 85690mc/kmq.

La ricostruzione dell'idrogramma sintetico è basata sull'identificazione di studi teorici pregressi nel bacino del torrente Terdoppio e nel territorio piemontese. Sulla base di tali eventi sono state assunte le caratteristiche dell'idrogramma sopra descritto.

4.2 Franchi minimi di sicurezza

Per il posizionamento altimetrico dell'intradosso dei viadotti e della sommità dei rilevati si è tenuto conto di quanto fissato dalla Direttiva 2/99 dell'Autorità di Bacino del Fiume Po al punto 3.2.1 dove è specificato quanto segue:

“Il minimo franco tra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota di intradosso del ponte deve essere non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a 1.00m; il valore del franco deve essere assicurato per almeno 2/3 della luce quando l'intradosso del ponte non sia rettilineo e comunque per almeno 40m, nel caso di luci superiori a tale valore.” “Il franco minimo tra la quota relativa alla piena di progetto e la quota di sommità del rilevato di accesso al ponte (piano viabile) deve essere non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a 1m.”

Nel caso in esame, il franco fra il pelo libero relativo alla portata al picco dell'idrogramma bicentenario (che corrisponde alla portata al picco bicentenaria) e l'intradosso del ponte in progetto in corrispondenza dell'alveo inciso è pari a circa 4.2m; è stato quindi ampiamente garantito il franco richiesto dall'Autorità di Bacino del Fiume Po.

Risultano inoltre ampiamente verificate le prescrizioni contenute nelle NTC 2018 per quanto riguarda il franco stesso.

5 VERIFICHE IDRAULICHE

Nel presente capitolo, mutuato integralmente dalla relazione del Progetto Definitivo, si mostrano le differenze dal punto di vista idraulico tra la condizione di stato di fatto e quella di progetto adottando l'idrogramma sintetico con portata al colmo pari a 190 m³/s e relativa al tempo di ritorno 200 anni.

I calcoli idraulici sono stati eseguiti in moto vario con uno schema bidimensionale, impiegando a questo scopo il codice di calcolo Basilisk 2D, la cui teoria si presenta in Allegato 1. Per i riferimenti dell'applicazione del codice a livello nazionale e internazionale si rimanda a:

<http://www.studiopacheco.it/index.php/it/mod-mate/107-basilisk-2d>.

5.1 Stato di Fatto

Il corso d'acqua, nel tratto esaminato, presenta una pendenza media del fondo di circa 3 ‰, talché il regime di moto prevedibile è, per lo più, in corrente subcritica.

In queste condizioni il profilo idrico è dipendente dai livelli che s'instaurano a valle, sicché occorre considerare un congruo tratto a valle delle sezioni d'interesse e verificare poi gli effetti sul profilo determinati dalle variazioni delle condizioni d'efflusso che s'impongono nella sezione in uscita del tratto esaminato.

La condizione al contorno di valle deriva dall'ipotesi di 'libera uscita del flusso' imposta nel modello bidimensionale in condizioni di moto vario per l'evento duecentennale. Il valore del livello idrico desunto dalla simulazione bidimensionale è superiore a quello indicato dall'Autorità di Bacino per un tempo di ritorno 100anni e con un incremento rispetto ad esso che ha il medesimo coefficiente di crescita che avviene tra i livelli con tempo di ritorno 50 e 100 anni nella medesima sezione. Questo approccio è stato adottato dal momento che il livello bicentenario non viene indicato dal PAI.

Uno studio di sensibilità è stato condotto allo scopo di verificare l'impatto dell'innalzamento del pelo libero a valle rispetto alle opere in progetto. Tale analisi ha dimostrato che l'innalzamento del pelo libero a valle viene attenuato dall'area di espansione naturale del fiume senza esercitare nessun effetto di rilievo idraulico rispetto alle opere in progetto.

Infine la condizione di libera uscita per l'idrogramma bicentenario è risultata compatibile con lo scopo dello studio.

Occorre sottolineare che allo stato attuale, la zona è caratterizzata dalla presenza di una zona agraria e diversi canali irrigui che attraversano il territorio come mostrato dalla tavola d'inquadramento fotografico del progetto.

In particolare, circa 300 m a valle dell'attraversamento in progetto, il canale Regina Elena attraversa il torrente con un ponte Canale senza interferire con le piene eccezionali a cui fa riferimento il presente studio. Vedi Tavola "Inquadramento fotografico".

Si è rilevata inoltre la presenza di un gasdotto SNAM collocato in sponda sinistra in fascia B.

5.2 Stato di Progetto

A monte dell'attraversamento del canale Regina Elena (300 m) verrà costruito il nuovo ponte sul Torrente Terdoppio.

Il nuovo ponte prevede la costruzione di un impalcato che sarà sorretto da 7 coppie di pile circolari del diametro di 2.6 m allineate nella direzione della corrente. La luce complessiva del viadotto sarà di 458 m circa e la luce tra le pile variabile da 40m a 68 m..

Nei rilevati di accesso, collocati nella fascia B, verranno realizzati fornice ad un interasse di circa 50 m al fine di consentire il deflusso dell'idrogramma della piena bicentenaria. Il primo fornice in sponda sinistra è stato collocato in modo da non interferire con le fasce di rispetto del gasdotto SNAM esistente.

Le simulazioni effettuate hanno permesso di verificare che la soluzione in progetto non implica sostanziali variazioni al profilo idraulico e del campo delle velocità rispetto allo stato di fatto; quindi la compatibilità del progetto con le prescrizioni dell'Autorità di Bacino.

5.3 Geometria della valle

Le caratteristiche topografiche dell'area interessata sono state assunte sulla base delle 11 sezioni trasversali rilevate a partire da 1100m a monte dal sito di progetto fino a 645m a valle. Le sezioni sono state integrate con un ulteriore rilievo di dettaglio che si estende per una fascia di 100m lungo l'asse della nuova strada, a partire dall'attraversamento del Torrente Terdoppio fino a quello del Torrente Agogna.

A partire da questi due rilievi si è costruito il modello digitale del terreno per l'area in esame; le sezioni trasversali sono state interpolate al fine di ricostruire il tubo di flusso del Torrente Terdoppio che è diventato parte integrante del modello stesso. A causa della particolare morfologia del territorio, si è scelto di adottare una griglia bidimensionale dal passo ridotto, per poter integrare le pile del viadotto in progetto nella geometria del terreno.

Come sopra menzionato la schematizzazione della superficie del terreno interessata dal deflusso delle piene è stata definita mediante un modello digitale del terreno di tipo TIN (Triangulate Irregular Network) in grado di rispettarne tutte le particolarità, come le linee di struttura (canali, rogge, ecc.), le linee di rottura (strade, rilevati, argini, ecc.) e altri tipi di ostacoli come cave o avvallamenti. Nei punti in cui il modello digitale del terreno non era in grado di riprodurre la reale conformazione del terreno, si è ricorso all'inserimento manuale delle quote sulla base di un rilievo di massima effettuato nel corso di sopralluoghi nell'area in esame.

La modellazione bidimensionale adotta elementi di calcolo (celle) di forma quadrata, pertanto il TIN è stato convertito in un modello di tipo raster, con passo di 2 metri. La procedura di conversione del modello del terreno da triangolazione a raster è stata effettuata con una tecnica che permette di preservare la continuità degli elementi rilevanti del terreno, come l'alveo inciso, gli argini, i muri perimetrali, le strade urbane, al fine di calcolare correttamente la dinamica del fenomeno.

La rappresentazione adottata, per quanto riguarda la geometria dell'alveo e la piana di allagamento, è da ritenersi adeguata agli scopi del presente studio. E' bene sottolineare che ad essa possono sfuggire dettagli di un certo rilievo per il deflusso locale, ma ciò è in linea generale compatibile con l'approssimazione fisico-matematica adottata per affrontare il fenomeno.

Ottenuto in base a quanto sopra esposto il modello digitale del terreno, si è proceduto alla generazione di un reticolo di calcolo georeferenziato per tutte le simulazioni idrauliche di carattere bidimensionale condotte nella presente analisi. Si è adottato un reticolo di calcolo composto da celle rettangolari omogenee di dimensioni 2 m per 2 m, utilizzando così circa 450000 celle per la rappresentazione di tutto il dominio di calcolo.

5.4 Caratteristiche idrauliche

Com'è noto, la risposta idraulica di un'area interessata da una qualunque sollecitazione di deflusso è influenzata dagli eventuali ostacoli presenti e dalla copertura dei terreni. La determinazione delle

specifiche caratteristiche della resistenza del suolo in termini di scabrezza idraulica è fondamentale per la corretta ricostruzione e riproduzione dei fenomeni di allagamento del tratto del Torrente Terdoppio che interessa il sito del progetto.

Nel caso in esame, la taratura dei parametri idraulici intesi nei termini dei valori della scabrezza da adottare sia sull'alveo inciso che sul piano golenale è stata eseguita tramite la ricostruzione delle fasce fluviali definite dall'Autorità di Bacino del fiume Po, in particolare l'estensione della fascia B che corrisponde alle zone allegate in concomitanza con una portata con tempo di ritorno 200 anni. In un primo tentativo i valori adottati sono stati desunti sulla base di accurate classificazioni disponibili in letteratura, dai dati forniti dai rilievi fotografici effettuati e dal confronto tra le zone allagate risultanti dal modello con l'andamento della fascia fluviale di riferimento. Sulla base di questi accorgimenti si sono identificati i valori di scabrezza che permettono di riprodurre nella miglior forma l'estensione della fascia B definita dall'Autorità di Bacino del fiume Po.

Nel 2004 AI Studio ha condotto, su richiesta dell'Autorità di Bacino, nell'ambito del progetto del Centro Interportuale Merci di Novara, un'analisi dettagliata sui valori di scabrezza da assumere sull'alveo inciso ed aree di espansione del Torrente Terdoppio. Tale studio ricorre ad un'analisi di sensibilità accurata sia per quanto riguarda le diverse formulazioni adottate per la classificazione della resistenza al moto dell'area di interesse che per quanto riguarda la corretta applicazione di tale formulazione alla prassi ingegneristica.

Le scabrezze adottate nel presente progetto sono conformi allo studio di dettaglio di cui sopra.

Infine per l'area in studio si sono assunti distinti valori del coefficiente di scabrezza di Manning in base alle indicazioni precedentemente citate: per l'alveo del fiume si è adottato normalmente un valore di $n = 0.035 \text{ s/m}^{1/3}$, mentre per la zona golenale la non uniformità del territorio ha richiesto di ricorrere a un valore medio da ritenersi rappresentativo, che è stato assunto pari a $n = 0.07 \text{ s/m}^{1/3}$.

Occorre indicare che in qualunque contesto la valutazione precisa del coefficiente di scabrezza è assai difficile, in quanto esso dipende in generale da molteplici fattori, quali la morfologia dell'alveo, il trasporto di materiale solido da parte della corrente e l'entità della portata. E' comunque importante sottolineare che il possibile errore nella stima delle scabrezze è normalmente di un ordine di grandezza inferiore rispetto ad altre incertezze implicite nelle ipotesi di calcolo. Sulla base di tale affermazione si è ritenuto lecito adottare i valori di scabrezza desunti dalla taratura come i valori da assumere nelle simulazioni di riferimento.

5.5 Condizioni al contorno

Nella simulazione effettuata è stata assunta l'ipotesi d'alveo inizialmente asciutto e quindi all'istante $t = 0$ si ha $h = u = v = 0$ in tutte le celle del dominio di calcolo.

Poiché la dinamica del fenomeno è d'interesse agli scopi della presente indagine, si è ritenuto corretto condurre lo studio in condizioni di moto vario. La condizione assegnata al contorno di monte, per tutte le simulazioni effettuate, è stata eseguita tramite un idrogramma sintetico con valore di portata al picco pari a quella di riferimento (Tr 200 anni).

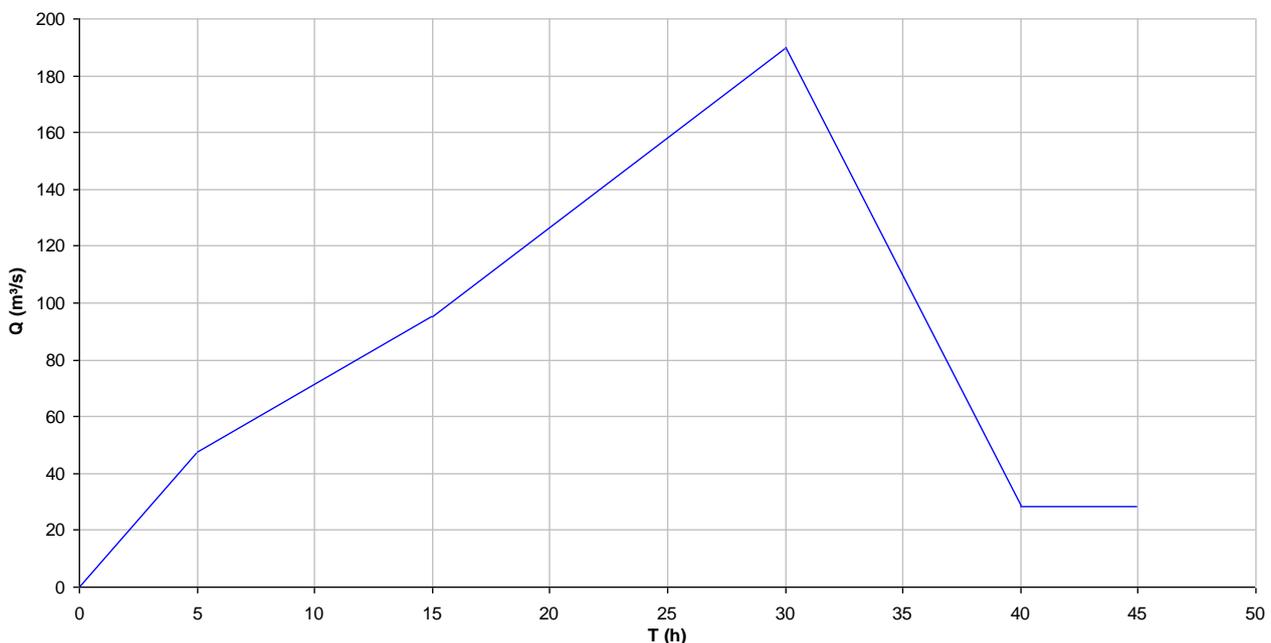


Figura 1:: Idrogramma in ingresso

L'idrogramma viene posizionato nei contorni del dominio di calcolo in un tratto compreso tra la sezione 1a e 2a del rilievo.

Ai contorni laterali del dominio è stata assegnata per tutte le simulazioni effettuate una condizione di efflusso nullo. Tale assunzione ha riguardato anche tutte le celle nel contorno superiore, dal momento che la corrente resta contenuta all'interno del perimetro della *mesh* di calcolo.

D'altra parte occorre ricordare che l'alveo inciso nel modello bidimensionale 2D, che chiameremo tubo di flusso, è stato ricostruito a partire dalle sezioni rilevate *in loco*. L'alveo principale ricostruito all'interno del modello bidimensionale è stato tarato, in termini di capacità idraulica, utilizzando un modello monodimensionale.

Come detto in precedenza, la simulazione numerica bidimensionale in condizioni di moto vario è stata effettuata inserendo a monte l'idrogramma sintetico con portata al picco con tempo di ritorno 200 anni e assumendo come condizione di valle quella di libera uscita come descritto precedentemente. L'idrogramma relativo alla condizione al contorno da monte si propaga su un fondo asciutto. Il codice di calcolo inserisce la condizione al contorno da valle solo quando il fronte dell'onda interessa l'ultima sezione del dominio di calcolo, simulando tutta la dinamica del fenomeno, fino a simulare tutto il transitorio imposto.

5.6 Condizioni interne associate alle singolarità

Per valutare l'effetto delle strutture idrauliche singolari presenti nel dominio di calcolo si è fatto ricorso a una modellazione *ad hoc* che è consentita dal modello bidimensionale Basilisk 2D, vedi Allegato II, in quanto, attraversando tale struttura il deflusso può teoricamente discostarsi dall'ipotesi di moto gradualmente variato il quale è alla base delle equazioni delle *shallow - water* adottata nella simulazione bidimensionale. Questa difficoltà è stata superata applicando le leggi della foronomia e collegandole in forma integrata alla soluzione del sistema d'equazioni caratteristiche del modello bidimensionale.

Le singolarità trattate riguardano i fornici localizzati sulla sponda destra e sinistra. Infatti sulla sponda destra sono previsti 4 fornici mentre su quella sinistra 2. I fornici hanno una sezione rettangolare in c.a. di dimensione interna 5 m X 3 m.

5.7 Approssimazione del calcolo

Le equazioni di base, *shallow water*, impiegate nel codice di calcolo Basilisk 2D per simulare il moto bidimensionale indotto dalle piene di riferimento nell'area in studio sono affette da alcune approssimazioni di seguito ricordate.

Innanzitutto, le due equazioni del moto si basano sull'ipotesi che la corrente sia lineare e che quindi la pressione abbia una distribuzione verticale idrostatica. Un'approssimazione del modello di calcolo risiede nella formula adottata per la resistenza idraulica del fondo, che viene fatta dipendere dal quadrato del modulo della velocità e dal coefficiente di scabrezza di Manning supposto costante. Se sulla prima dipendenza non ci sono particolari dubbi, dato il carattere turbolento della corrente, sulla dipendenza da un valore costante del coefficiente di Manning esistono non poche incertezze, specialmente per le profondità minori e in presenza di un forte trasporto di materiale solido. L'unico

modo per superare tali incertezze è quello di assegnare un valore elevato al coefficiente di Manning in modo da ottenere risultati comunque cautelativi.

Un'altra importante semplificazione adottata riguarda l'ipotesi di propagazione su alveo asciutto ed inerodibile, che pone la celerità del fronte d'onda uguale alla velocità critica e quindi assume che l'onda si propaghi con l'altezza critica. Tale approssimazione è comunque priva di importanza nelle presenti simulazioni, dal momento che i risultati di riferimento riguardano la condizione degli inviluppi dei valori massimi ed escludono la rilevanza dei tempi di arrivo delle onde che si propagano lungo le aste dei fiumi.

5.8 Confronto idraulico tra stato di fatto e progetto

Le Tavole di progetto mostrano, tramite una rappresentazione cromatica, l'andamento planimetrico dell'involuppo dei massimi delle velocità e dei tiranti idrici per la condizione di stato di fatto e quella di progetto nella sezione dell'intervento.

Lo studio di dettaglio di carattere bidimensionale mostra l'irrilevanza dal punto di vista idraulico del nuovo sistema di pile e rilevati inserito nell'alveo inciso, infatti, come si può osservare anche in Figura 2, non avviene alcun innalzamento rilevante del pelo libero.

Nel caso dei rilevati localizzati sulla sponda destra e sinistra si può constatare come l'innalzamento sulla sponda destra sia dell'ordine di solo 10 cm, mentre sull'altro rilevato non si osservano variazioni idrometriche. Occorre sottolineare che il posizionamento delle pile adottato dal progetto, che in linea generale rispecchia un allineamento in alveo in asse longitudinale alla corrente, riduce il fenomeno dell'interazione acque – strutture e conduce sia a un controllo dei fenomeni di erosione localizzata che all'abbattimento dell'innalzamento del pelo libero a monte.

La medesima Figura 2 illustra anche l'andamento delle velocità mediate nella verticale a monte dell'intervento. Si osserva, infatti come i valori massimi di velocità siano dell'ordine di 2.5 m/s e si localizzino sull'alveo inciso seguendo la linea preferenziale del thalweg. Tali valori sono abbinati ai tiranti massimi di circa 3 metri.

Gli innalzamenti massimi delle velocità medie sono dell'ordine di 0.15 m/s intorno al rilevato localizzato sulla sponda destra. Infine si può concludere, anche con il supporto della rappresentazione cromatica del campo di velocità e tirante, che la presenza del rilevato è

perfettamente compatibile dal punto di vista idraulico con la condizione attuale del Torrente Terdoppio nell'area del progetto.

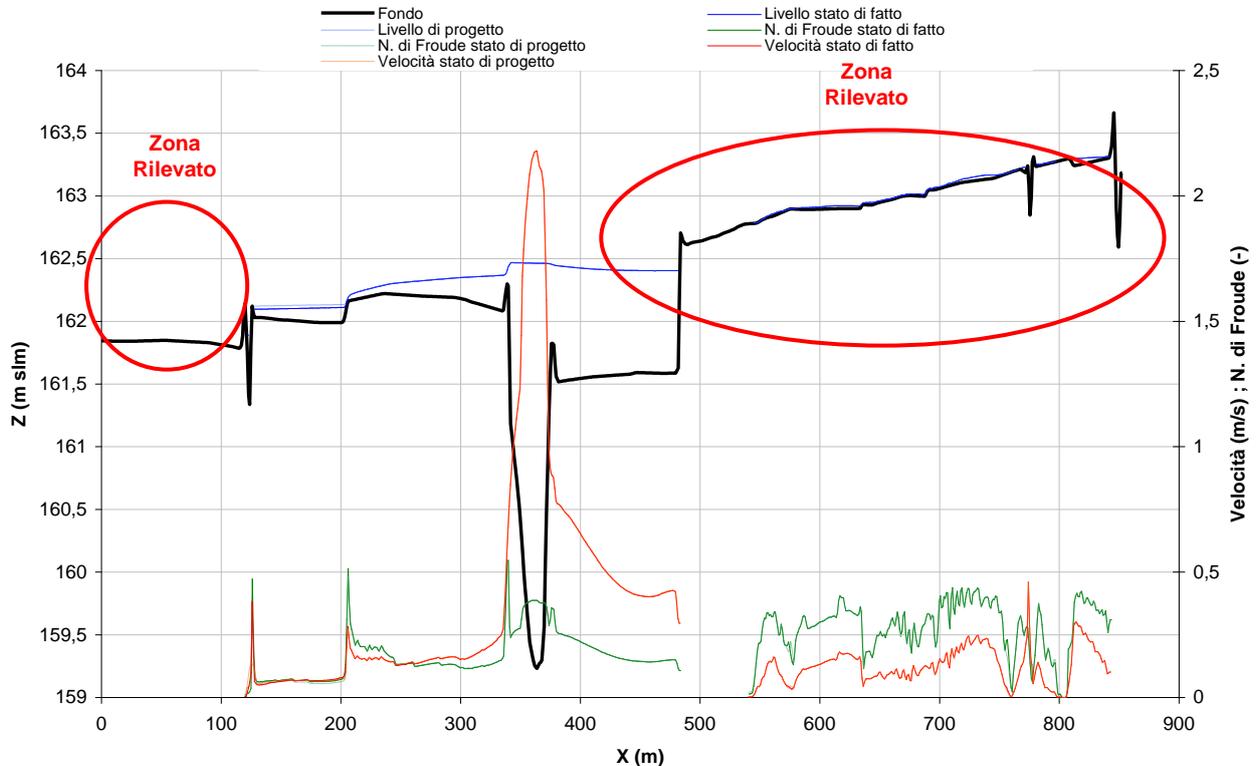


Figura 2: andamento del pelo libero e delle velocità medie nella verticale per una sezione trasversale a monte del ponte in progetto estratta dall'involuppo dei massimi

Inoltre, la simulazione conferma come il pelo libero dell'alveo inciso in corrispondenza del ponte in progetto sia pari a 162.35 m s.l.m. con un franco di 4.17 m rispetto all'intradosso dell'impalcato, a quota 166.52 m s.l.m. La velocità massima transitante intorno al punto più depresso dell'alveo inciso in corrispondenza dell'attraversamento in progetto è circa 2.2 m/s.

Si riporta inoltre nella seguente figura il profilo idrico nel tratto di Torrente analizzato.

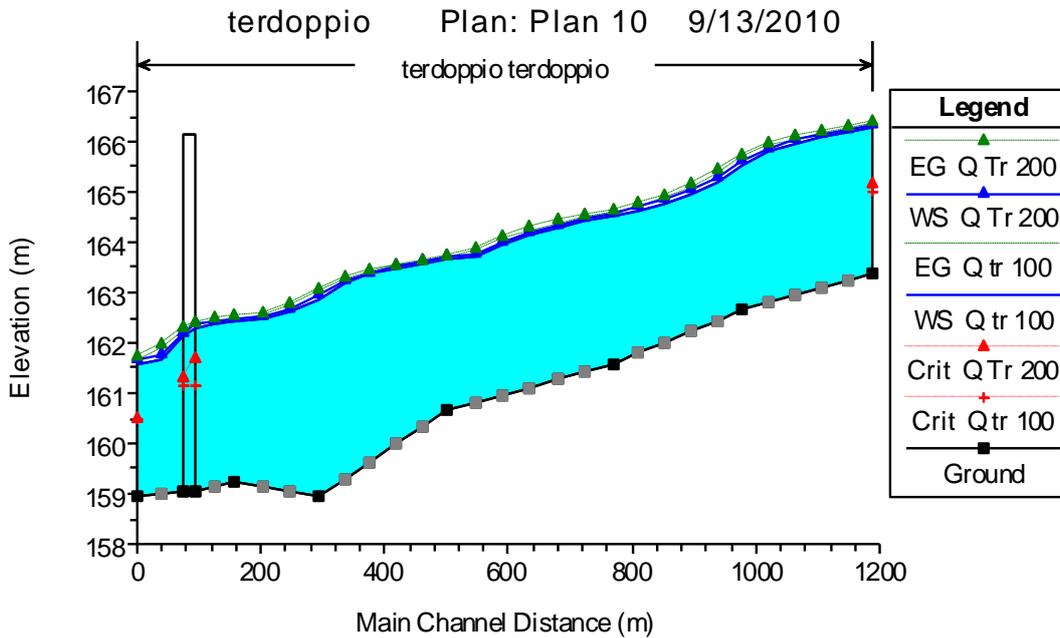


Figura 3- Profili idrici per le portate con tempi di ritorno 100 e 200 anni nella configurazione di progetto.

La nuova struttura del campo di moto intorno ai rilevati produce delle velocità locali che, trasformate in termini di sforzi tangenziali, sono dell'ordine di 0.2 Pa. Tali valori non risultano importanti dal punto di vista idrodinamico nel caso di un eventuale processo di scalzamento. Nella Figura 4 si osserva il campo degli sforzi in forma cromatica e i vettori di velocità adimensionali allo scopo di identificare il campo di flusso intorno alle strutture.



Figura 4: Campo degli sforzi e vettori di velocità adimensionali intorno alla struttura in progetto (e indicazione delle sezioni trasversali di riferimento a monte e a valle)

Al fine di valutare la trascurabilità dei volumi di esondazione sottratti dalle opere in progetto, si fa riferimento alle condizioni di stato di fatto e di progetto. In particolare:

- nella figura 4 sia per lo stato di fatto che per quello di progetto, viene riportata la sezione trasversale a monte dell'attraversamento con indicati i valori di velocità ed i livelli idrici relativi all'involuppo dei valori massimi;
- nella figura 5 sia per lo stato di fatto che per quello di progetto, viene riportata la sezione trasversale a valle dell'attraversamento con indicati i valori di velocità ed i livelli idrici relativi all'involuppo dei valori massimi;
- nella figura 6 viene rappresentato l'idrogramma di piena a monte del ponte nella condizione di stato di fatto e a valle nella condizione di progetto

Dalle figure si può osservare che non esiste nessuna variazione in termine di volume indotto dalla struttura in alveo o sul piano golenale.

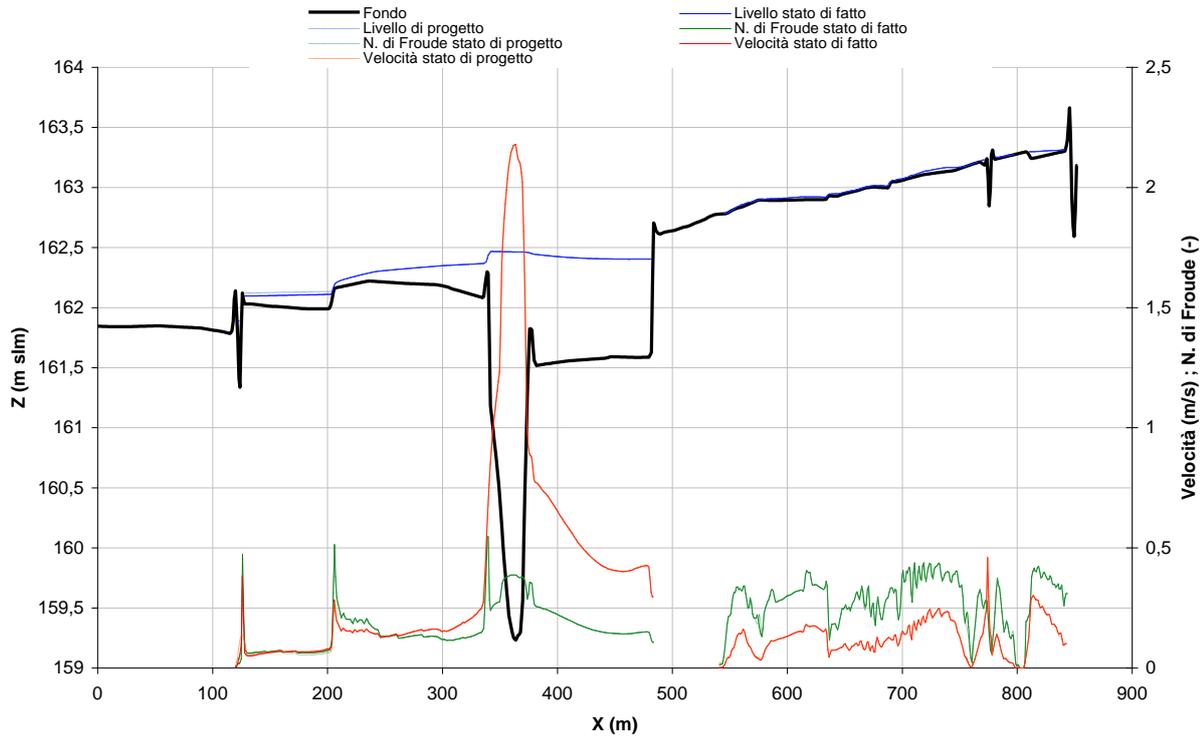


Figura 5: Sezione trasversale di monte – Involuppo valori massimi velocità e livelli idrici - Stato di fatto e di progetto

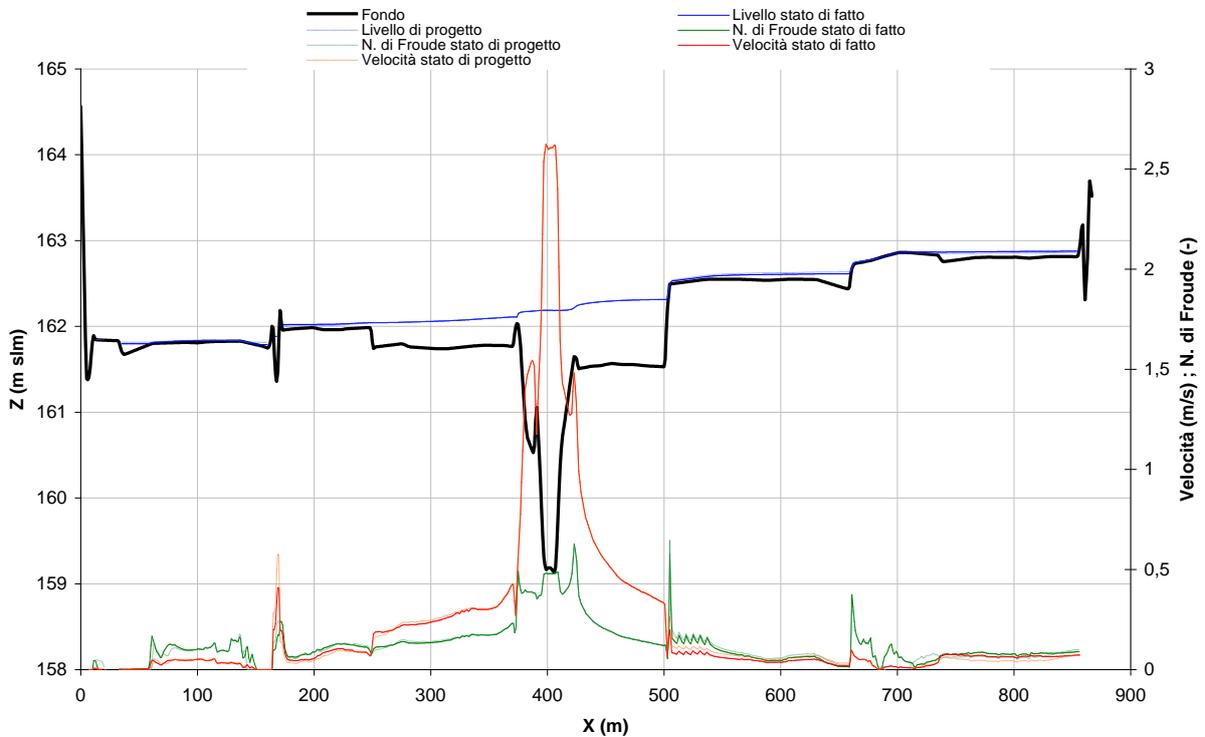


Figura 6: Stato di fatto - Sezione trasversale di valle – Involuppo valori massimi velocità e livelli idrici

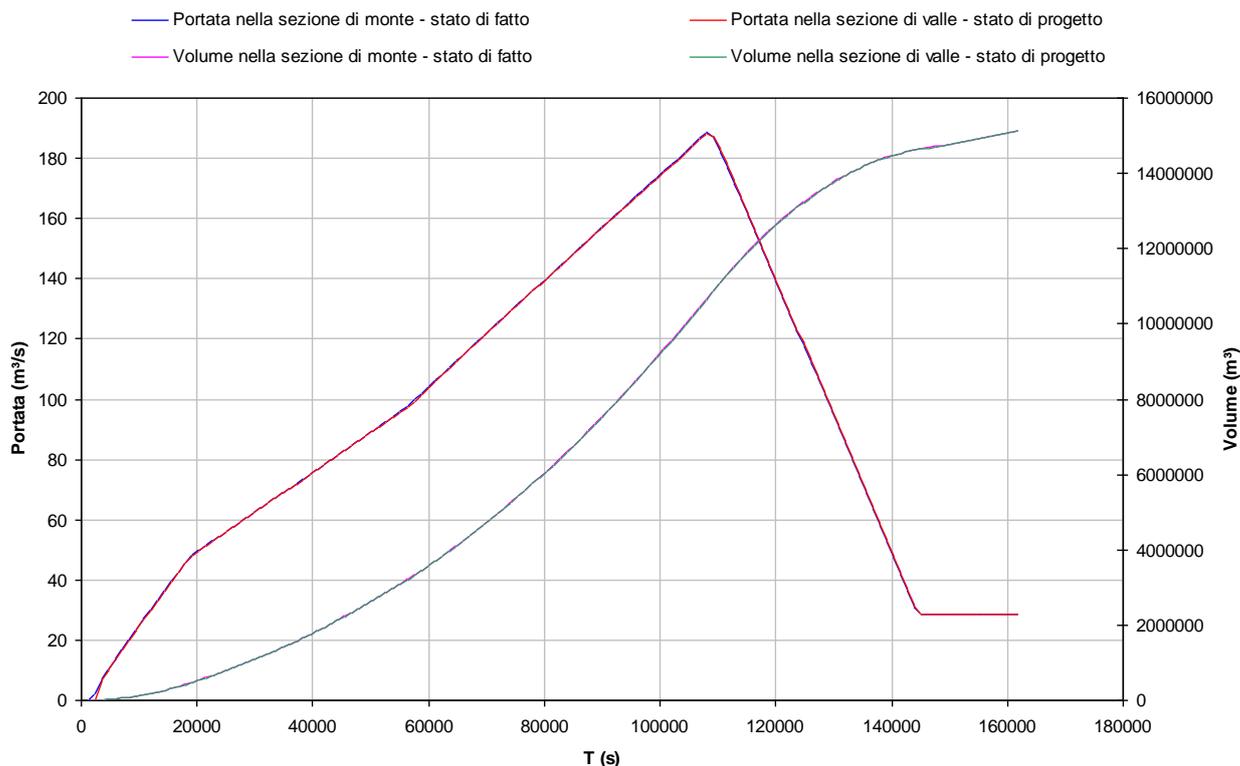


Figura 7: Idrogramma di piena a monte del ponte nella condizione di stato di fatto e a valle nella condizione di progetto

Per quanto riguarda l'innalzamento del pelo libero si può osservare, dalla sovrapposizione degli idrogrammi di piena fra stato di fatto e progetto, che non esiste nessuna differenza in termini di volumi idrici. Mentre per gli innalzamenti locali, l'andamento dei livelli idrici e delle velocità rappresentato nelle sezioni trasversali nelle condizioni di stato di fatto e di progetto mostra come gli effetti dell'opera in progetto siano trascurabili.

Nelle tavole IDRPP02-03 vengono rappresentati l'involuppo dei massimi dei tiranti idrici e velocità per lo stato di fatto

Nelle tavole IDRPP04-05 vengono rappresentati l'involuppo dei massimi dei tiranti idrici e velocità per lo stato di progetto

Nella tavola IDRPP10 si rappresenta, in termini di tirante, la dinamica dell'evento in condizione di moto vario.

6 SCALZAMENTO AL PIEDE DELLE PILE E PROTEZIONI SPONDALI

Nel presente capitolo viene elaborata una stima dell'erosione intorno alle pile, al fine di valutare la massima profondità di scalzamento adottando le informazioni provenienti dallo studio bidimensionale di dettaglio condotto nell'ambito del progetto definitivo.

Lo scopo di tale analisi riguarda principalmente le verifiche di carattere idraulico per la definizione e la progettazione della profondità di imposta dell'estradosso delle pile e delle opere relative alla protezione del sistema di pile stesse.

6.1 Approccio metodologico

Assunta come riferimento una pila di forma generica, la profondità di scavo d_s può essere descritta come funzione delle seguenti variabili (Breusers e al., 1977):

$$\frac{d_s}{s} = f \left\{ \frac{v_0}{v_c(d_{50})}, \frac{l}{s}, \text{forma}, \alpha \right\}$$

essendo:

d_s la profondità di scavo misurata a partire dal fondo dell'alveo indisturbato;

l la larghezza della pila di lunghezza;

v_0 la velocità media della corrente indisturbata;

$v_c(d)$ la velocità critica di trascinamento, intesa come velocità media della corrente alla quale inizia il movimento del materiale del fondo d'assegnato diametro d ;

d_{50} la dimensione mediana del materiale in alveo;

α l'angolo che la corrente indisturbata forma con la pila.

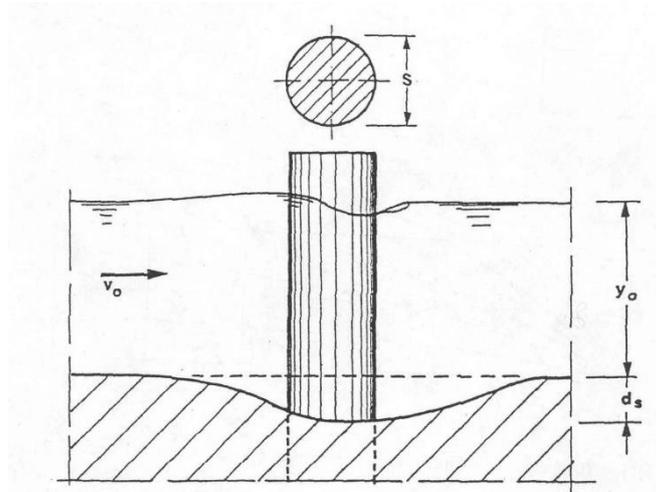


Figura 8 –schematizzazione delle variabili geometriche nella formula di Breusers

Nelle verifiche fatte si è utilizza comunemente la seguente formula sperimentale:

$$\frac{d_s}{s} = f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) \cdot \left[2 \tanh\left(\frac{y_0}{s}\right)\right] \cdot f_2(forma) \cdot f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right),$$

nella quale:

$$f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) = 0 \quad \text{per } \frac{v_0}{v_c} \leq 0,5;$$

$$f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) = 2 \frac{v_0}{v_c} - 1 \quad \text{per } 0,5 < \frac{v_0}{v_c} \leq 1,0;$$

$$f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) = 1 \quad \text{per } \frac{v_0}{v_c} > 1,0;$$

$$f_2(forma) = 1,00 \quad \text{per pile circolari o con fronti arrotondate;}$$

$$f_2(forma) = 0,75 \quad \text{per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente;}$$

$$f_2(forma) = 1,30 \quad \text{per pile rettangolari;}$$

$$f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right) \quad \text{ricavabile dal grafico della figura seguente}$$

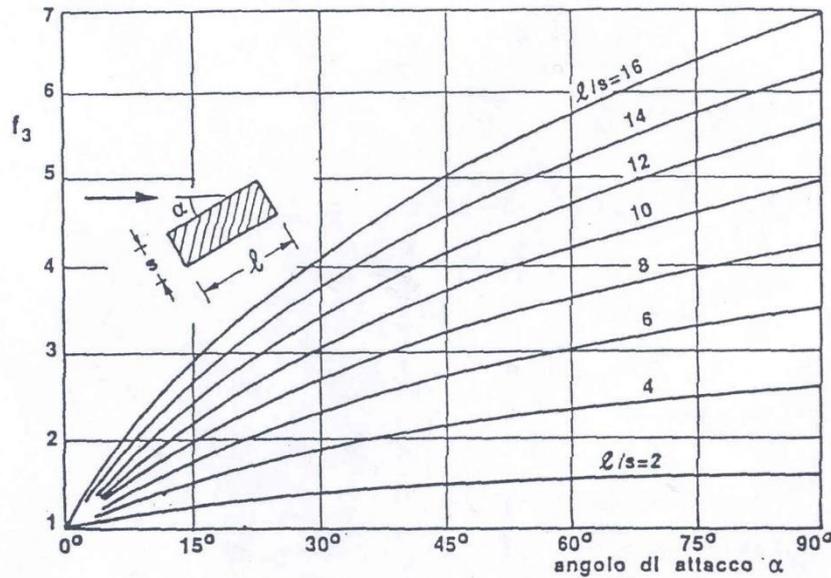


Figura 4.2.2 –effetto dell'angolo di attacco in funzione delle caratteristiche della pila nella formula di Breusers

Per i terreni eterogenei si adotta $d=d_{50}$; la velocità critica v_c si può ottenere dalla:

$$v_c = 0,85 \sqrt{2g d_{50} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}}$$

ove si è indicato con γ_s il peso specifico del materiale di fondo (per il quale è stato assunto il valore di 2600 kg/m^3) e con γ quello dell'acqua.

Per quanto riguarda le caratteristiche idrauliche (v_0 ed y_0) si sono prese quelle relative ad un tempo di ritorno di 200 anni. Si è assunto per ciascuna pila un valore di tirante e di velocità coerente con i risultati delle simulazioni.

La verifica viene eseguita sulla base della geometria della pila come definita nelle tavole relative al viadotto Terdoppio. I risultati dell'applicazione sono riportati nella tabella seguente; il significato delle diverse grandezze è quello precedentemente indicato.

Poiché gli esperimenti di Breusers ed altri sono stati ottenuti per pile isolate, i risultati attesi per lo scalzamento vengono incrementati di un fattore pari a 1,4 per tenere conto della interazione delle pile stesse.

Nell'applicazione della metodologia di Breusers, si sono fatte le seguenti semplificazioni:

- 1) Le pile che risultano interessate dal deflusso - con tiranti effettivamente significativi - sono le pile 2, 3 e 4
- 2) Tutte le pile sono al di fuori dall'alveo; le velocità fuori dall'alveo, individuate dal modello bidimensionale sono inferiori a 0,8 m/s. In via cautelativa si è comunque adottata una velocità di 1 m/s
- 3) I tiranti per le tre pile risultano compresi in ogni caso inferiori a 0,8 metri. In via cautelativa, si è adottato in ogni caso un tirante di 1 metro
- 4) Per le pile 2 e 3 si effettuerà il solo calcolo nel caso di assenza di protezioni superficiali. Si adotterà infatti come garanzia nei confronti dello scalzamento un tipo di protezione passivo.
- 5) Per la pila 4, collocata a distanza maggiore rispetto agli argini, si prevede invece un tipo di protezione attiva (protezione superficiale con massi)

			Pila 2 (protezione passiva)	Pila 3 (protezione passiva)	Pila 4 (senza protezioni)	Pila 4 (con protezione attiva)
	symbol	u.m.				
Velocità	v	[m/s]	1	1	1	1
Peso specifico	γ	[kg/m ³]	2700	2700	2700	2700
Diametro mediano considerato	D	[m]	0.005	0.005	0.005	0.5
Velocità critica	v _{cr}	[m/s]	0.41	0.41	0.41	4.08
fattore di velocità	f1		1.00	1.00	1.00	0.00
Tirante massimo sulla pila			1	1	1	3.16
Tirante massimo sulla pila	h		1	1	1	3.16
Fattore di forma	f2	circular	1	1	1	1
		v shaped	0.75	0.75	0.75	0.75
		rectangular	1.33	1.33	1.33	1.33
larghezza della pila	s	[m]	2.6	2.6	2.6	2.6
lunghezza della pila	l	[m]	2.6	2.6	2.6	2.6
rapporto per la pila	l/s		1.00	1.00	1.00	1.00
angolo con la direzione del deflusso	α	[gradi]	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
fattore f3	f3		1	1	1	1
scavo normalizzato $\Delta s/s$			0.73	0.73	0.73	0.00
scavo atteso Δs		[m]	1.91	1.91	1.91	0.00
incremento di scavo per interazione tra le pile			2.67	2.67	2.67	0.00

Facendo seguito ai risultati della tabella precedente, e sulla base della necessaria cautela riguardo alla validità ed applicabilità delle formule empiriche, sono state effettuate le seguenti scelte progettuali:

- per le pile poste P2 e P3, ubicate in prossimità della sponde, seppure sul loro lato esterno, è stato deciso di mettere il plinto di fondazione ad una profondità superiore a quella del massimo scalzamento assunto pari a 2.67 m per tenere conto anche del caso estremo in cui, a seguito dell'erosione delle sponde, le pile possano essere esposte al flusso della corrente dell'alveo principale;
- per la pila P4 si è adottata una protezione con massi di cava con diametro mediano pari a 0,5 metri. L'estensione della protezione in superficie occuperà un quadrato di lato pari a circa 12 metri
- per tutte le altre pile il plinto di fondazione sarà comunque posizionato con un ricoprimento di 1 m rispetto all'estradosso

6.2 Dimensionamento delle opere di difesa spondale

Il dimensionamento delle opere di difesa in corrispondenza dell'attraversamento, localizzate su entrambe le sponde del Torrente Terdoppio, è stato effettuato sulla base delle simulazioni di dettaglio eseguite tramite il modello bidimensionale e secondo la metodologia qui di seguito descritta.

Al fine di evitare fenomeni di erosione al centro dell'alveo, la protezione è stata resa continua su tutta la sezione. Essa è riportata nella figura seguente:

Dall'analisi dei principali criteri presenti in letteratura e utilizzati solitamente per il dimensionamento dei massi a difesa della sponda di un alveo fluviale, risulta evidente che il parametro fondamentale su cui si basano tutte le trattazioni è la forza di trascinamento della corrente e quindi il valore massimo dell'azione tangenziale sulla sponda, τ_{max} .

L'elemento che caratterizza i vari studi analizzati è la metodologia con cui viene valutato il valore di τ_{max} .

Com'è noto, il moto gradualmente variato permanente può essere uniforme, accelerato o ritardato; l'equazione $\tau = \gamma hi$, ove h è il tirante idraulico ed i la pendenza dell'alveo è sicuramente valida solo nelle condizioni di moto uniforme e al limite nelle condizioni di moto accelerato (nelle ipotesi che i filetti di corrente si possano considerare paralleli). Diversamente, per le correnti decelerate, tale concetto non è più valido a causa dell'intensificarsi delle turbolenze che si generano nel senso del moto.

Per risolvere in maniera generale il problema, si è ricorso alla modellistica bidimensionale e sono stati adottati i criteri dell'*U.S. Army engineer waterways - experiment station hydraulics laboratory*, che tramite una dettagliata ricerca sperimentale su modello fisico, ha proposto una relazione per il dimensionamento dei massi applicabile in tutte le condizioni idrauliche di moto turbolento.

La relazione proposta è la seguente:

$$\frac{D_{50}}{h} = CF^3$$

D_{50} diametro corrispondente al 50% di passante in peso;

h tirante idraulico;

C coefficiente ricavato da prove in laboratorio e prove in sito;

$F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$ numero di Froude.

I modelli utilizzati hanno permesso la determinazione, per un canale rettilineo, del valore da attribuire al coefficiente C , per i massi posti a difesa del fondo alveo.

In una prima fase è stato individuato il valore di C a cui corrisponde la condizione di incipiente movimento, quindi il valore corrispondente ad un fattore di sicurezza pari a $Fs = 2$.

Per quanto riguarda il dimensionamento dei massi lungo una curva di un canale, lo studio, di cui sopra, arriva ad individuare una relazione per la determinazione del coefficiente C in funzione del raggio di curvatura r e della larghezza del pelo libero, B .

$$C_{\text{curva}} = 0,70 \frac{r^{-0,5}}{B}$$

Tale relazione comunque individua solamente la condizione di incipiente movimento.

Nella tabella seguente si riportano i valori di C in tutte le condizioni considerate.

Tipo canale	Condizione C	Valore C
Canale rettilineo	Fondo alveo moto incipiente	0,22
Canale rettilineo	Fondo alveo $F = 1,5$	0,25
Canale rettilineo	Fondo alveo $F = 2$	0,28
Canale rettilineo	Sponde 1:2 moto incipiente	0,26
Canale rettilineo	Sponde 1:2 $F = 1,5$	0,30
Canale rettilineo	Sponde 1:2 $F = 2$	0,33
Canale in curva	Moto incipiente	$0,7(r/W)^{-0,5}$

Tabella 2: Valori assunti dal coefficiente C per varie condizioni

Nell'ambito del presente studio, è stato effettuato il calcolo del diametro dei massi tramite il valore spaziale del numero di Froude locale indotto dalla corrente intorno al rilevato; tale valore oscilla tra 0 e 0.55, come risulta dalle simulazioni numeriche effettuate.

Un secondo criterio proposto da *Isbash* (1970), consigliato anche dall'ASCE, è stato adottato per il calcolo del D_{50} dei massi di protezione e messo a confronto con la metodologia proposta da *l'U.S. Army Engineer Waterways - Experiment station hydraulics laboratory*.

La relazione proposta da *Isbash* per il dimensionamento dei massi a difesa del fondo alveo in condizioni di bassa turbolenza è la seguente:

$$V = 1,2 \left[2g \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) \right]^{1/2} (D_{50})^{1/2}$$

V velocità media della corrente;

γ peso specifico dell'acqua pari a 1.000 kg/m^3 ;

γ_s peso specifico dei massi pari a 2.600 kg/m^3 ;

D_{50} diametro corrispondente al 50% di passante in peso;
 da cui:

$$D_{50} = \frac{C V^2}{g \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)}$$

con $C = 0.30$.

Il valore del parametro C varia a seconda del grado di turbolenza della corrente. L'autore consiglia un campo di variazione che passi da $C = 0.3$ per condizioni di bassa turbolenza sino ad un valore pari a $C = 0.7$ per condizioni di alta turbolenza (vasche di dissipazione).

Per quanto concerne i massi posti sulle sponde dell'alveo, per tenere conto del fatto che su una sponda inclinata il valore dell'azione tangenziale critica è minore che per il fondo dell'alveo, si applica un fattore riduttivo K così definito:

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \phi}}$$

dove

α angolo d'inclinazione della sponda rispetto all'orizzontale;

ϕ angolo di riposo in acqua del materiale, $35^\circ < \phi < 42^\circ$

da cui si ottiene, per i massi posti sulle sponde dell'alveo:

$$D_{50} = \frac{C V^2}{g \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) \cdot K}$$

Nel caso in esame in corrispondenza dell'alveo inciso si hanno i seguenti valori massimi della corrente:

$h=3.1\text{m}$; $v=2.2\text{m/s}$; $Fr=0.55$

Dalla formulazione di Isbash risulta che il diametro minimo dei massi C per la protezione delle sponde mediante massicciata deve essere pari a 0.22m; secondo la formulazione proposta dall'US Army il D_{50} è pari a 0.15m. In forma cautelativa e conformemente alle indicazioni fornite dal PAI nel Quaderno delle Opere Tipo, si è optato di utilizzare massi sul fondo del peso minimo di 1t cui corrisponde un D_{50} di circa 0.8 m ampiamente verificato sulla base delle formulazioni empiriche disponibili in letteratura. Sulle sponde, dove i massi sono cementati, si adotteranno pezzature con diametro mediano di 0,6 metri.

Come si può dedurre dalle tavole relative alle velocità della corrente e alla Figura 3 dove sono riportati gli sforzi tangenziali esercitati sul fondo, il rilevato è interessato da sforzi erosivi molto bassi per i quali le formulazioni classiche fornirebbero dimensioni dei massi di protezione prive di significato fisico (inferiori ai 10cm). Per la protezione del rilevato in fascia B sono stati quindi previsti dei Gabbioni riempiti di pietrame da ubicare lungo la scarpata per un'altezza di 2m da piano campagna.

7 CONCLUSIONI

Nell'ambito della progettazione definitiva è stato eseguito uno studio bidimensionale di dettaglio, teso ad identificare il campo di moto in termini di velocità, tiranti e sforzi intorno all'area di progetto e in presenza della portata bicentenaria pari a $190 \text{ m}^3/\text{s}$. Dai risultati ottenuti è stato possibile concludere:

- che le variazioni idrodinamiche in presenza del progetto sono irrilevanti rispetto alla condizione di stato di fatto. Tali variazioni in termini di tirante idrico e velocità sono poco significative dal punto di vista progettuale e del rischio idrogeologico. Ciononostante sono state previste opere di compatibilità idraulica in grado di garantire il deflusso delle piene anche per eventi con tempo di ritorno superiore a quello di verifica (Tr 200 anni);
- al fine di garantire la trasparenza idraulica dell'opera per la piena duecentennale sono stati previsti lungo il rilevato per il tratto ricadente nella fascia B 6 fornicetti rettangolari in c.a. di luce 5 m e altezza 3 m. In presenza della piena di riferimento i fornicetti vengono interessati da portate inferiori a $1 \text{ m}^3/\text{s}$. Per quanto riguarda gli sforzi tangenziali sul fondo, intorno ai rilevati, i valori sono ampiamente inferiori a 1 Pa e quindi teoricamente non si innescano problemi di scalzamento o di erosione localizzata;
- al fine mettere in sicurezza i viadotti nei confronti degli scalzamenti indotti dalla corrente alla base delle pile è stato deciso quanto segue:
 - per le pile P2 e P3, poste in prossimità della sponda, è stato deciso di mettere il plinto di fondazione ad una profondità superiore a quella del massimo scalzamento assunto pari a 2.67 m per tenere conto anche del caso estremo in cui, a seguito dell'erosione delle sponde, le pile possano essere esposte al flusso della corrente dell'alveo principale;
 - per la pila 4 è stata prevista una protezione attiva costituita da massi di cava di dimensione pari a 0,5 metri che annulla lo scalzamento atteso
 - per tutte le altre pile il plinto di fondazione sarà posizionato con un ricoprimento di 1m rispetto all'estradosso.
 - Verranno realizzate due protezioni longitudinali:
 - la protezione delle sponde in corrispondenza del ponte per evitare deviazione dell'alveo inciso; tale protezione verrà realizzata, conformemente alle indicazioni fornite dal PAI nel

Quaderno delle Opere Tipo, mediante massi del peso minimo di 1t cui corrisponde un D_{50} di circa 0.8 m ampiamente verificato sulla base delle formulazioni empiriche disponibili in letteratura;

- a scopo cautelativo anche la protezione della base del rilevato in fascia B nonostante allo stato attuale la modellazione numerica abbia messo in evidenza che gli sforzi esercitati dalla corrente sono del tutto trascurabili; tale protezione del rilevato in fascia B verrà realizzata mediante Gabbioni riempiti di pietrame da ubicare lungo la scarpata per un'altezza di 2 m dal piano campagna.

ALLEGATO I

Codice di calcolo bidimensionale Basilisk-2D

8 EQUAZIONI DI BASE DEL MODELLO BIDIMENSIONALE (VERSIONE COMPLETA)

Le equazioni impiegate per simulare l'inondazione di vaste aree a topografie complesse sono le cosiddette *shallow water equations* scritte in forma bidimensionale.

Tali equazioni (una di bilancio di volume e due di bilancio della quantità di moto nelle direzioni orizzontali x e y) sono le seguenti:

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0$$

(A.1.1)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial q_x}{\partial t} + gh \frac{\partial h}{\partial x} + gh(C_f q_x - S_x) + \dots \\ & \dots + 2u \frac{\partial q_x}{\partial x} + v \frac{\partial q_x}{\partial y} + u \frac{\partial q_y}{\partial y} - u^2 \frac{\partial h}{\partial x} - uv \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \end{aligned}$$

(A.1.2)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial q_y}{\partial t} + gh \frac{\partial h}{\partial y} + gh(C_f q_y - S_y) + \dots \\ & \dots + 2v \frac{\partial q_y}{\partial y} + u \frac{\partial q_y}{\partial x} + v \frac{\partial q_x}{\partial x} - v^2 \frac{\partial h}{\partial y} - uv \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \end{aligned}$$

(A.1.3)

ove x e y sono le coordinate nel piano di riferimento orizzontale, t è il tempo, u e v sono le componenti della velocità mediate sulla verticale nel prefissato sistema di coordinate (x,y), q_x e q_y sono le componenti lungo gli assi x e y del vettore portata per unità di larghezza, g è l'accelerazione gravitazionale, S_x e S_y sono le due componenti della pendenza del terreno e C_f è il termine di resistenza idraulica, che può essere quantificata secondo la formula empirica di resistenza in moto turbolento $C_f = (n^2 |Q|) / h^{10/3}$ (n è il coefficiente di scabrezza di Manning).

8.1 Metodo di soluzione

Per la soluzione del sistema di equazioni il Codice di calcolo adotta la riscrittura seguente:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (\text{A.1.4})$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + gh \left[\frac{\partial h}{\partial x} + Cq_x - S_x \right] + F = 0 \quad (\text{A.1.5})$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + gh \left[\frac{\partial h}{\partial y} + Cq_y - S_y \right] + G = 0 \quad (\text{A.1.6})$$

dove le funzioni F e G sono definite da:

$$F = 2u \frac{\partial q_x}{\partial x} + v \frac{\partial q_x}{\partial y} + u \frac{\partial q_y}{\partial y} - u^2 \frac{\partial h}{\partial x} - uv \frac{\partial h}{\partial y} \quad (\text{A.1.7})$$

$$G = 2v \frac{\partial q_y}{\partial y} + u \frac{\partial q_y}{\partial x} + v \frac{\partial q_x}{\partial x} - v^2 \frac{\partial h}{\partial y} - uv \frac{\partial h}{\partial x} \quad (\text{A.1.8})$$

La discretizzazione numerica delle (A.1.4), (A.1.5) e (A.1.6) viene operata con il criterio dei volumi finiti, ricorrendo a un metodo iterativo di carattere esplicito, dove n e n + 1 indicano rispettivamente le grandezze misurate al tempo t e t + Δt dell'intervallo temporale Δt di calcolo. Effettuando la discretizzazione temporale nel modo sotto descritto (vedi punto 2) e ricorrendo alla discretizzazione spaziale per mezzo di un reticolo sfalsato (i,j) (per i livelli e le portate si procede all'integrazione delle equazioni caratteristiche del fenomeno.

Gli apici p e p-1 indicano rispettivamente le grandezze misurate al passo di iterazione presente e a quello precedente, all'interno di un Δt di integrazione temporale; la soprallineatura indica il valore medio della generica variabile tra i valori al tempo n e quelli all'iterazione p-esima.

Il sistema di equazioni differenziali così descritto viene risolto come di seguito brevemente descritto:

1. Si assumono dei valori di primo tentativo per l'iterazione p:

$$q_{xij}^p = q_{xij}^n q_{yij}^p = q_{yij}^n ;$$

$$u_{ij}^p = u_{ij}^n v_{ij}^p = v_{ij}^n .$$

2. Si integra la (A.1.4), attraverso la sua discretizzazione temporale:

$$\frac{h_{ij}^p - h_{ij}^n}{\Delta t} = -\frac{1}{2} \left[\frac{\partial \overline{q_{xij}^{p-1}}}{\partial x} \right] - \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \overline{q_{yij}^{p-1}}}{\partial y} \right];$$

$$h_{ij}^p = h_{ij}^n - \frac{\Delta t}{2} \left[\frac{\partial \overline{q_{xij}^{p-1}}}{\partial x} \right] - \frac{\Delta t}{2} \left[\frac{\partial \overline{q_{yij}^{p-1}}}{\partial y} \right].$$

3. Si calcolano le funzioni F e G:

$$F_{ij}^p = 2\overline{u_{ij}^{p-1}} \frac{\partial \overline{q_{xij}^{p-1}}}{\partial x} + \overline{v_{ij}^{p-1}} \frac{\partial \overline{q_{xij}^{p-1}}}{\partial y} + \overline{u_{ij}^{p-1}} \frac{\partial \overline{q_{yij}^{p-1}}}{\partial y} - \left(\overline{u_{ij}^{p-1}}\right)^2 \frac{\partial \overline{h_{ij}^p}}{\partial x} - \overline{u_{ij}^{p-1}} \overline{v_{ij}^{p-1}} \frac{\partial \overline{h_{ij}^p}}{\partial y};$$

$$G_{ij}^p = 2\overline{v_{ij}^{p-1}} \frac{\partial \overline{q_{yij}^{p-1}}}{\partial y} + \overline{u_{ij}^{p-1}} \frac{\partial \overline{q_{yij}^{p-1}}}{\partial y} + \overline{v_{ij}^{p-1}} \frac{\partial \overline{q_{xij}^{p-1}}}{\partial x} - \left(\overline{v_{ij}^{p-1}}\right)^2 \frac{\partial \overline{h_{ij}^p}}{\partial y} - \overline{u_{ij}^{p-1}} \overline{v_{ij}^{p-1}} \frac{\partial \overline{h_{ij}^p}}{\partial x}.$$

4. Si integrano le (A.1.5) e (A.1.6):

$$\frac{q_{xij}^p - q_{xij}^n}{\Delta t} + \overline{gh_{ij}} \left[\frac{\partial \overline{h_{ij}}}{\partial x} + Cq_{xij}^{p-1} - S_x \right] + F_{ij}^p;$$

$$\frac{q_{yij}^p - q_{yij}^n}{\Delta t} + \overline{gh_{ij}} \left[\frac{\partial \overline{h_{ij}}}{\partial y} + Cq_{yij}^{p-1} - S_y \right] + G_{ij}^p;$$

$$q_{xij}^p = q_{xij}^n - \Delta t \overline{gh_{ij}} \left[\frac{\partial \overline{h_{ij}}}{\partial x} + Cq_{xij}^{p-1} - S_x \right] - \Delta t F_{ij}^p;$$

$$q_{yij}^p = q_{yij}^n - \Delta t \overline{gh_{ij}} \left[\frac{\partial \overline{h_{ij}}}{\partial y} + Cq_{yij}^{p-1} - S_y \right] - \Delta t G_{ij}^p.$$

5. Si ricalcola il valore di h:

$$h_{ij}^{p+1} = h_{ij}^n - \frac{\Delta t}{2} \left[\frac{\partial \overline{q_{xij}^{p-1}}}{\partial x} \right] - \frac{\Delta t}{2} \left[\frac{\partial \overline{q_{yij}^{p-1}}}{\partial y} \right].$$

6. Si controllo la convergenza:

$$\text{se } \left\| h_{ij}^{p+1} - h_{ij}^p \right\|_2 \leq \varepsilon$$

allora si calcola il valore dell'altezza e si passa all'istante di integrazione successivo;

$$h_{ij}^{n+1} = h_{ij}^{p+1} q_{xij}^{n+1} = q_{xij}^p q_{yij}^{n+1} = q_{yij}^p u_{ij}^{n+1} = u_{ij}^p v_{ij}^{n+1} = v_{ij}^p.$$

Altrimenti si continua col processo iterativo fino al raggiungimento della convergenza.

8.2 Controllo sul volume

Per osservare gli effetti sulla precisione globale dei calcoli è attivata una procedura fra i volumi di acqua in ingresso e in uscita, e quelli effettivamente presenti sul dominio di calcolo. In particolare, all'interno del Codice si misurano i volumi già presenti e i volumi entranti e uscenti dai tratti di contorno aperto fino al presente passo temporale; è chiaro che la loro somma algebrica deve risultare pari al volume di acqua complessivo presente sul dominio di calcolo. Tale volume è denominato nel Codice V_T .

Il volume effettivamente presente sul dominio di calcolo viene invece valutato sommando il prodotto delle aree di ciascuna cella per i rispettivi tiranti d'acqua del passo temporale presente.

Questo volume, definito come V_{EF} , è quello realmente considerato nella simulazione. L'errore sul volume viene valutato a ogni passo temporale da parte del Codice attraverso un indice percentuale:

$$ERR = \frac{100 \cdot (V_{EF} - V_T)}{V_T} \quad (A.1.9)$$

8.3 Versione iperbolica semplificata (senza i termini convettivi)

Nei fenomeni di inondazione di vaste aree pressoché pianeggianti le onde di piena, dopo essersi espanse a valle della sezione di immissione, assumono piccole ripidità e la propagazione del fenomeno è essenzialmente condizionata dall'orografia del terreno e dalla resistenza al movimento della superficie dell'area di inondazione.

I termini nelle due equazioni del moto (equazioni (A.1.1) e (A.1.2)) che compaiono moltiplicati per almeno una delle componenti di velocità u e v tengono in conto degli effetti delle forze dinamiche collegate alla variazione della quantità di moto, e, nel caso di inondazioni in zone a pendenze non troppo elevate, possono considerarsi trascurabili rispetto ai termini di variazione di spinta idrostatica, alle forze di attrito e alle forze di gravità presente nell'equazione d'equilibrio.

Il Codice Basilisk-2D considera la possibilità di escludere dal calcolo i termini convettivi, fornendo una versione semplificata.

Data l'irregolarità del dominio di calcolo, la versione completa richiede l'introduzione di *viscosità artificiali* aventi l'effetto di inficiare la conservazione del volume; si è optato comunque per la versione completa.

9 FORMULAZIONE GENERALE DELLE LEGGI DI EFFLUSSO ADOTTATE PER LA TRATTAZIONE DELLE SINGOLARITÀ

Ogni singolarità viene inserita all'interno del Codice nei lati delle celle che caratterizzano il dominio di calcolo. Per ciascuna singolarità vengono definite tutte le caratteristiche geometriche (dimensioni delle luci, andamento del profilo di sfioro, etc.) e idrauliche (coefficiente di deflusso con funzionamento a stramazzo e a battente). Il calcolo della portata q_x transitante attraverso i lati delle celle è condotto ricorrendo alle leggi della foronomia, che viene inserita nel sistema di equazioni risolvibili.

La portata transitante nell'istante di iterazione p dipende dai livelli delle celle adiacenti h_{i-1} e h_i nell'istante precedente n :

$$q_{x,i} = f_i(h_{i-1}; h_i) \quad (A.2.1)$$

All'interno del processo iterativo p si ricorre al calcolo dell'incremento della portata ricorrendo al calcolo della derivata di q_x in funzione dell'incremento h^p di iterazione, come di seguito:

$$\Delta q_{x,i} = \left(\frac{\partial f_i}{\partial h_{i-1}} \right)^p \Delta h_{i-1} + \left(\frac{\partial f_i}{\partial h_i} \right)^p \Delta h_i \quad (A.2.2)$$

$$q_{x,i}^p = q_{x,i}^p + \left(\frac{\partial f_i}{\partial h_{i-1}} \right)^p \Delta h_{i-1} + \left(\frac{\partial f_i}{\partial h_i} \right)^p \Delta h_i \quad (\text{A.2.3})$$

Il valore di q_x , come sopra accennato, viene inserito nella soluzione del sistema risolvete.

Di seguito sono presentate le espressioni, dedotte dalle leggi generali della foronomia, per l'efflusso attraverso una generica luce rettangolare a larga soglia, come nel caso del fornice considerato nella simulazione 3.

Come è noto, un orifizio teoricamente presenta due distinte modalità di comportamento: a pelo libero e a battente, che per ciascuna delle due situazioni può essere rigurgitato o meno da valle.

10 LEGGI PER L'EFFLUSSO A PELO LIBERO

Per una generica soglia orizzontale di larghezza b la legge generale di efflusso a pelo libero, nell'ipotesi in cui si trascuri la componente cinetica del moto (Bélanger), è data da:

$$Q = \mu b \sqrt{2g} h_m^{3/2} \quad (\text{A.2.4})$$

dove h_m è il livello di monte riferito alla soglia, g è l'accelerazione di gravità e μ il coefficiente di efflusso il cui valore, per le varie tipologie di stramazzo, è normalmente assegnato in base a considerazioni teoriche e osservazioni sperimentali.

Di seguito viene presentata la formulazione adottata dal Codice di calcolo per lo studio di una luce con differenti modalità di funzionamento.

10.1 Stramazzo a larga soglia

Dal bilancio dell'energia tra le sezioni di monte dello stramazzo e in corrispondenza della soglia risulta:

$$h_m + \frac{V_m^2}{2g} = h + \frac{V^2}{2g} + \xi \frac{V^2}{2g} \quad (\text{A.2.5})$$

dove h e V sono, rispettivamente, l'altezza riferita alla soglia e la velocità a essa associata, mentre $\xi V^2 / (2g)$ rappresenta la perdita di carico all'imbocco.

Trascurando il termine cinetico di monte, dalla (A.2.5) si ottiene:

$$V = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}} \sqrt{2g(h_m - h)} \quad (\text{A.2.6})$$

da cui, indicata con b la larghezza dello stramazzo (orizzontale), si ottiene la legge di efflusso

$$Q = \frac{1}{\sqrt{1+\xi}} b h \sqrt{2g(h_m - h)} \quad (\text{A.2.7})$$

La (A.2.7) con opportuni passaggi può essere riscritta nella forma:

$$Q = \frac{1}{\sqrt{1+\xi}} \frac{h}{h_m} \sqrt{1 - \frac{h}{h_m}} b \sqrt{2g} h_m^{3/2} \quad (\text{A.2.8})$$

Ponendo

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\xi}} \frac{h}{h_m} \sqrt{1 - \frac{h}{h_m}} \quad (\text{A.2.9})$$

la (A.2.8) assume la forma della legge generale di efflusso (A.2.4).

Assumendo che sulla soglia si abbia la transizione attraverso lo stato critico, indicata con h_k l'altezza critica sulla soglia e con h_v l'altezza relativa a valle dello stramazzo, si individuano le seguenti situazioni:

- $h_v \leq h_k$ - l'efflusso non risente da valle, ossia è non rigurgitato;
- $h_v > h_k$ - l'efflusso risente da valle, ossia è rigurgitato.

Introducendo nella (A.2.6) $h = h_k$, $V = V_k = \sqrt{gh_k}$ (velocità critica) e trascurati il termine cinetico di monte e le perdite di imbocco, si ottiene, in prima approssimazione:

$$h_k = \frac{2}{3} h_m \quad (\text{A.2.10})$$

10.1.1 A.2.1.1.1. Efflusso non rigurgitato ($h_v \leq h_k$)

In questa situazione il parametro h nella (A.2.5) e successive può essere sostituito con h_k . La (A.2.9) diventa allora:

$$\mu_{PL} = \frac{1}{\sqrt{1+\xi}} \frac{h_k}{h_m} \sqrt{1 - \frac{h_k}{h_m}} \quad (\text{A.2.11})$$

Poiché in prima approssimazione $h_k/h_m = 2/3$ (equazione (A.2.10)) risulta:

$$\mu_{PL} = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}} 0.385 \quad (A.2.12)$$

Escludendo dissipazioni all'imbocco ($\xi = 0$), μ_{PL} assume il valore teorico di 0.385 che deve ritenersi il massimo valore ammissibile di μ_{PL} per uno stramazzo a larga soglia.

Di conseguenza la legge di efflusso coincide con la legge generale (A.2.4) con un valore μ_{PL} assegnato specifico per le larghe soglie:

$$Q_{non\,rig.} = \mu_{PL} b \sqrt{2g} h_m^{3/2} \quad (A.2.13)$$

10.1.2 A.2.1.1.2. Efflusso rigurgitato ($h_v > h_k$)

In questa situazione la portata defluente risente dell'altezza relativa di valle h_v . Si assume quindi che l'altezza sulla soglia sia pari a h_v , e di conseguenza dalla (A.2.5), la (A.2.9) si può scrivere:

$$\mu_R = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}} \frac{h_v}{h_m} \sqrt{1 - \frac{h_v}{h_m}} \quad (A.2.14)$$

Che, per la (A.2.12), si può riscrivere come:

$$\mu_R = \frac{\mu_{PL}}{0.385} \frac{h_v}{h_m} \sqrt{1 - \frac{h_v}{h_m}} \quad (A.2.15)$$

Sostituendo la (A.2.15) nella legge generale (A.2.4), si ottiene la legge per l'efflusso rigurgitato:

$$Q_{rig.} = \frac{\mu_{PL}}{0.385} b \sqrt{2g(h_m - h_v)} h_v \quad (A.2.16)$$

11 LEGGI PER L'EFFLUSSO A BATTENTE

Si considera una generica luce a sezione rettangolare di larghezza b_L ed altezza a_L in condizioni di efflusso a battente.

In questa circostanza si possono presentare diverse situazioni di comportamento:

- $h_v \leq 0$ - l'efflusso non risente dello stato a valle della luce ossia l'efflusso è non rigurgitato;
- $h_v \geq a_L$ - l'efflusso risente dello stato a valle della luce ossia l'efflusso è rigurgitato;

- $0 < h_v < a_L$ - l'efflusso risente in parte dello stato a valle della luce ossia l'efflusso è parzialmente rigurgitato.

11.1 Efflusso non rigurgitato ($h_v \leq 0$)

Vale la legge generale:

$$Q_{\text{non.rig.}} = \mu_B b_L a_L \sqrt{2g \left(h_m - \frac{a_L}{2} \right)} \quad (\text{A.2.17})$$

dove $h_m - a_L/2$ è il carico dell'invaso di monte riferito al baricentro della luce e μ_B il coefficiente di efflusso a battente non rigurgitato il cui valore è assegnato in base a considerazioni teoriche e sperimentali e pertanto si assume noto e costante nel tempo.

11.2 Efflusso rigurgitato ($h_v \geq a_L$)

La legge di efflusso si determina in modo diretto dalla (A.2.17) considerando come carico il dislivello $h_m - h_v$ tra le altezze relative di monte e di valle. Ossia:

$$Q_{\text{rig.}} = \mu_B b_L a_L \sqrt{2g (h_m - h_v)} \quad (\text{A.2.18})$$

11.3 Efflusso parzialmente rigurgitato ($0 < h_v < a_L$)

In questo caso la portata $Q_{\text{par.rig.}}$ viene considerata come la somma di due termini, Q_{NORIG} e Q_{RIG} , dove:

Q_{NORIG} è il contributo dello strato d'acqua di monte, compreso tra h_v ed h_m , che defluisce secondo la legge (A.2.17) di efflusso a battente non rigurgitato in cui h_v opera come soglia sfiorante attraverso la luce di altezza $a_L - h_v$.

Pertanto:

$$Q_{\text{NORIG}} = \mu_B b_L (a_L - h_v) \sqrt{2g (h_m - h_v - (a_L - h_v)/2)} \quad (\text{A.2.19})$$

Q_{RIG} , invece, è il contributo dello strato d'acqua di monte, compreso tra la soglia ed h_v , che defluisce attraverso l'ipotetica luce di altezza h_v secondo la legge di efflusso a battente rigurgitato (A.2.18). Ossia:

$$Q_{\text{RIG}} = \mu_B b_L h_v \sqrt{2g (h_m - h_v)} \quad (\text{A.2.20})$$

Sommando Q_{NORIG} e Q_{RIG} si ottiene quindi:

$$Q_{\text{par.rig.}} = \mu_B b_L \sqrt{2g} * \dots$$

$$\dots * \left\{ (a_L - h_v) \sqrt{h_m - h_v - \left(\frac{a_L - h_v}{2} \right)} + h_v \sqrt{h_m - h_v} \right\}$$

12 PIANO GESTIONE ALLUVIONI

Nell'ambito del "Piano per la valutazione e la gestione del rischio di alluvioni" redatto in recepimento dell'Art. 7 della Direttiva 2007/60/CE e del D.lgs. n. 49 del 23.02.2010 è stata ripermetrata l'area interessata dalla piena del torrente Terdoppio, sulla base della classificazione associata alla seguente tabella.

Tabella riepilogativa scenari di inondazione

Direttiva Alluvioni		Pericolosità	Tempo di ritorno individuato per ciascun ambito territoriale (anni)				
Scenario	TR (anni)		RP	RSCM (legenda PAI)	RSP	ACL	ACM
Elevata probabilità di alluvioni (H = high)	20-50 (frequente)	P3 elevata	10-20	Ee, Ca RME per conoide ed esondazione	Fino a 50 anni	15 anni	10 anni
Media probabilità di alluvioni (M = medium)	100-200 (poco frequente)	P2 media	100-200	Eb, Cp	50-200 anni	100 anni	100 anni
Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi (L = low)	Maggiore di 500 anni, o massimo storico registrato (raro)	P1 bassa	500	Em, Cn		Massimo storico registrato	>> 100 anni

Per quanto riguarda il torrente Terdoppio, la perimetrazione ha individuato aree a Pericolosità idraulica P1, P2 e P3.

Esserono rappresentate nella seguente figura ed in particolare:

- Area blu scuro (alveo del torrente Terdoppio) corrisponde all'area ad elevata Pericolosità Idraulica (P3)
- Area viola corrisponde all'area a media Pericolosità Idraulica (P2)
- Area verde corrisponde all'area a bassa Pericolosità Idraulica (P1)



Classificazione delle aree a diversa pericolosità idraulica in accordo con la riclassificazione sulla base della direttiva alluvioni - caso del torrente Terdoppio