



PROVINCIA DI CREMONA
SETTORE INFRASTRUTTURE STRADALI

S.P. ex S.S. n. 415 "PAULLESE"
AMMODERNAMENTO TRATTO "CREMA-SPINO D'ADDA"

LOTTO N. 3 - "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA"
LAVORI DI RADDOPPIO DEL PONTE SUL FIUME ADDA
E DEI RELATIVI RACCORDI IN PROVINCIA DI CREMONA E LODI

0	prima emissione		GENNAIO 2016
emissione	descrizione	disegnato	data emissione
livello: PROGETTO DEFINITIVO		codice CUP: G41B03000270002	
elaborato: IDROLOGIA ED IDRAULICA RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA		codice:	
		allegato n.:	scala:
		7	
	IL PROGETTISTA GENERALE (Ing. Davide Pisana)	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO (Ing. Roberto Vanzini)	data 27 MAG. 2016
			
Percorso file: U:\lavori\09\Projects\SS415\PONTE SPINO\Definitivo_CR\00_COPERTINE.dwg			



MODELLAZIONE NUMERICA BIDIMENSIONALE DELLA CORRENTE

Relativa agli interventi in progetto sui ponti presso
Spino d'Adda (CR)

Provincia di Cremona
DICAR – Università di Pavia

ACCORDO DI COLLABORAZIONE PER LA REALIZZAZIONE DI UN MODELLO IN SCALA PRESSO IL
LABORATORIO DI BORETTO DI PROPRIETÀ AIPO RELATIVO AL NUOVO PONTE DI SPINO D'ADDA -
S.P. CR EX S.S. N. 415 "PAULLESE" - NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA

Paolo Ghilardi
ghilardi@unipv.it

SOMMARIO

1. Premessa	3	
2. Caratteristiche dell'alveo e portate di piena in corrispondenza dei ponti presso Spino d'Adda	3	
2.1. Scabrezza dell'alveo	4	
2.2. Portate di piena	5	
2.3. Geometria dell'alveo	6	
3. Modello numerico bidimensionale	9	
3.1. Cenni sul programma di calcolo utilizzato	9	
3.2. Definizione dello schema di calcolo	9	
4. Risultati delle verifiche numeriche	11	
4.1. Portata con tempo di ritorno 200 anni	11	
4.2. Portate con tempo di ritorno 2 e 20 anni	19	
4.3. Considerazioni sulla erosione localizzata intorno alle pile	20	
5. Osservazioni conclusive	22	
A.1 Appendice 1 – Alcuni risultati delle verifiche con modello bidimensionale	23	
A.2 Appendice 2 – Rilievi batimetrici e altimetrici effettuati dall'AIPo di Cremona	34	
ALLEGATO 1 – VERIFICA IDRAULICA PREVENTIVA	36	
1. Premessa	- 2 -	
2. Caratteristiche della corrente in corrispondenza dei ponti presso Spino d'Adda	- 3 -	
3. Verifiche sulla erosione localizzata	- 4 -	
3.1. Modalità di erosione	- 4 -	
3.2. Selezione della metodologia per la stima dell'erosione localizzata	- 4 -	
3.3. Nuovo ponte in esercizio	- 5 -	
3.4. Nuovo ponte in progetto	- 7 -	
3.5. Ponte vecchio	- 12 -	
3.6. Considerazioni su possibili soluzioni per mitigare l'erosione	- 14 -	
4. Stime preliminari delle spinte idrodinamiche sulle pile	- 16 -	
4.1 – Ponte in esercizio	- 16 -	
4.2 – Ponte in progetto	- 16 -	
18-05-2016	Ponti Spino d'Adda – modellazione bidimensionale rev. 1.1	1

4.3 – Ponte vecchio	- 17 -
4.4 – Tabella riassuntiva delle spinte sulle pile	- 17 -
A.1 Appendice 1 – Dati granulometrici dallo “Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Adda nel tratto da Olginate alla confluenza in Po” (2004)	- 18 -
A.2 Appendice 2 – Stratigrafia eseguita per conto della Provincia di Cremona nell’agosto 2015	- 20 -
A.3 Appendice 3 – Verifiche di erosione localizzata	- 23 -
Pila destra ponte nuovo in esercizio (pila 2) – Metodo HEC18C	- 24 -
Pila destra ponte nuovo in esercizio (pila 2) – Metodi HEC18 e FDOT	- 25 -
Pila destra ponte nuovo in esercizio (pila 2) – Metodo FDOTC	- 26 -
Pila destra ponte in progetto (pila 2) – Metodo HEC18C	- 29 -
Pila destra ponte in progetto (pila 2) – Metodi HEC18 e FDOT	- 30 -
Pila destra ponte in progetto (pila 2) – Metodo FDOTC	- 31 -
Pila ponte vecchio (pila 3) – Metodo HEC18C	- 34 -
Pila ponte vecchio (pila 3) – Metodi HEC18 e FDOT	- 35 -
Pila ponte vecchio (pila 3) – Metodo FDOTC	- 36 -

PROVINCIA DI CREMONA

UNIVERSITÀ DI PAVIA – DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA

**ACCORDO DI COLLABORAZIONE PER LA REALIZZAZIONE DI UN MODELLO IN SCALA PRESSO IL LABORATORIO DI
BORETTO DI PROPRIETÀ AIPO RELATIVO AL NUOVO PONTE DI SPINO D’ADDA - S.P. CR EX S.S. N. 415
“PAULLESE” - NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA**

MODELLAZIONE NUMERICA BIDIMENSIONALE DELLA CORRENTE IN ADDA RELATIVA AGLI INTERVENTI IN PROGETTO SUI PONTI PRESSO SPINO D’ADDA (CR)

1. PREMESSA

Nel quadro delle attività di cui allo *“Accordo di collaborazione per la realizzazione di un modello in scala presso il laboratorio di Boretto di proprietà AiPo relativo al nuovo ponte di Spino D’Adda-S.P. CR ex S.S. n. 415 “Paullese” - Nuovo ponte sul fiume Adda”*, in queste note si riferisce sinteticamente sulla modellazione numerica bidimensionale della corrente nel tratto di Adda in cui sono previsti gli interventi in progetto per la realizzazione del nuovo ponte sulla S.S. n. 415. La verifica è basata sui rilievi batimetrici del tratto di alveo in esame trasmessi dal Geom. Fernando Altobello di AIPO Cremona in data 02/02/2016 (appendice 2), con i quali è stato possibile predisporre il modello digitale del terreno in seguito utilizzato per le verifiche effettuate col modello bidimensionale.

2. CARATTERISTICHE DELL’ALVEO E PORTATE DI PIENA IN CORRISPONDENZA DEI PONTI PRESSO SPINO D’ADDA

Le caratteristiche dell’alveo in prossimità dei ponti e le portate di piena del fiume Adda sono state estratte dallo *“Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Adda nel tratto da Olginate alla confluenza in Po”*, redatto nel 2004 per conto della Autorità di Bacino del Fiume Po, e dalla *“Relazione tecnica sui lavori di ripristino e consolidamento opere idrauliche di 3° categoria del fiume Adda a valle del ponte SS 415 in località Bisnate, nei comuni di Zelo Buon Persico (LO) e Spino d’Adda (CR)”*, redatto nel 2006 dalla Agenzia Interregionale per il fiume Po, Ufficio di Cremona. Quest’ultimo

documento riporta calcoli idraulici eseguiti utilizzando un modello unidimensionale e su una geometria d'alveo parzialmente modificata rispetto a quella adottata nel corso del precedente studio di fattibilità. Per le verifiche qui esposte, si è utilizzata la geometria dell'alveo rilevata da AIPO Cremona nel corso di una campagna di misure ultimata all'inizio del 2016.

2.1. SCABREZZA DELL'ALVEO

In base alle analisi granulometriche riportate nel citato studio di fattibilità, il tratto di fiume a monte dei ponti ha il fondo composto da miscugli sabbia-ghiaia in proporzione variabile, con un diametro medio D_{50} compreso tra 13.31 mm e 15.29 mm a seconda del campione di terreno esaminato, e corrispondenti D_{90} variabili fra 40.44 mm e 68.61 mm.

Una scheda riassuntiva di dette analisi granulometriche è riportata nella "verifica idraulica preventiva" contenuta nell'allegato 1, nella quale sono inoltre contenute curve granulometriche e foto delle zone di prelievo.

Ulteriori riscontri sono desumibili dalla stratigrafia S.1, eseguita in alveo presso una pila di ponte per conto della Provincia di Cremona, a cui si riferiscono le immagini e le analisi stratigrafiche riportate nell'allegato 1 che in particolare mostrano una composizione del terreno in "ghiaia grossa con sabbia grossolana e ghiaietto" fino alla profondità di 2.1 m.

Sulla base delle caratteristiche del materiale d'alveo è possibile stimare il coefficiente di scabrezza di Manning nelle zone in cui il fondo alveo è privo di vegetazione, applicando la relazione seguente:

$$n = \frac{(\alpha D_s)^{1/6}}{8.1 g^{1/2}} \quad (2.1)$$

In cui

n = coefficiente di scabrezza di Manning;

D_s = dimensione dei granuli per cui la percentuale s in peso è più fine (m);

α = coefficiente empirico;

g = accelerazione di gravità (9.806 m/s²).

Per il coefficiente α da utilizzare nella (2.1), i valori suggeriti dalla letteratura tecnico-scientifica variano tra 1 e 6.6 se nella (2.1) si usa $D_s = D_{50}$, e tra 2 e 3 nel caso si usi $D_s = D_{90}$. Per i D_{50} rilevati nella zona si ottengono valori di n compresi fra 0.019 e 0.027, mentre riferendosi ai D_{90} la variazione di n è fra 0.026 e 0.030; per caratterizzare le zone in cui il fondo è composto da detto materiale senza apprezzabile sviluppo di vegetazione si è di conseguenza scelto il valore 0.029.

Valori di scabrezza più alti sono stati attribuiti alle aree con evidente vegetazione: $n = 0.045$ per le zone prive di alberi, $n = 0.07$ per le aree con vegetazione di alto fusto.

I valori di scabrezza così ottenuti sono in sostanziale accordo con quelli indicati nel citato studio di fattibilità; i valori numerici dei coefficienti di Manning non sono però direttamente confrontabili a causa del diverso approccio modellistico: i calcoli dei profili sintetizzati nello studio di fattibilità sono stati eseguiti con modelli numerici basati su schemi unidimensionali, mentre per le verifiche descritte nel seguito è stato usato uno schema bidimensionale.

Quest'ultimo schema permette una rappresentazione più dettagliata della corrente e funziona in modo ottimale quando può fruire di una descrizione altrettanto particolareggiata dell'alveo, ottenibile attraverso coefficienti di scabrezza che si

riferiscono a porzioni del fondo che – nel caso in esame – sono al più della dimensione di qualche metro; diversamente, gli schemi unidimensionali utilizzano coefficienti rappresentativi di porzioni fluviali di maggiore estensione, estesi fino all'intera sezione trasversale o a una grande porzione di essa.

2.2. PORTATE DI PIENA

Per i valori delle portate di piena si è fatto riferimento alle analisi idrologiche contenute nel citato studio di fattibilità, che nell'Adda a valle della confluenza col Brembo riporta le portate di piena in funzione del tempo di ritorno e della durata riassunte in tabella 2.2.1.

ADDA A CONFLUENZA BREMBO								
Durata (ore)	Tempo di ritorno (anni)							
	2	5	10	20	50	100	200	500
0	807	1074	1252	1422	1642	1806	1971	2187
1	807	1074	1252	1422	1642	1806	1971	2187
2	807	1074	1252	1422	1642	1806	1971	2187
3	807	1074	1251	1421	1641	1805	1970	2186
6	806	1072	1250	1419	1639	1803	1967	2183
9	804	1070	1247	1417	1636	1799	1963	2179
12	802	1067	1244	1413	1631	1794	1958	2173
16	798	1062	1238	1406	1624	1786	1949	2163
20	794	1056	1231	1399	1615	1776	1939	2151
24	789	1050	1224	1390	1605	1765	1927	2138
48	752	1001	1167	1325	1530	1683	1837	2038
72	711	946	1103	1252	1446	1590	1736	1926
96	670	892	1040	1181	1364	1500	1637	1817
120	633	843	982	1116	1288	1417	1547	1716
144	600	798	931	1057	1221	1343	1465	1626
168	570	759	885	1005	1160	1276	1393	1546

Tab. 2.2.1 – Portate di piena dell'Adda a confluenza Brembo in funzione di durata e tempo di ritorno – fonte: "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Adda nel tratto da Olginate alla confluenza in Po", Autorità di Bacino del Fiume Po, 2004.

Con riferimento ai picchi di portata istantanei, la portata bicentenaria risulta 1971 m³/s, di poco superiore alla portata di durata 24 ore col medesimo tempo di ritorno che è 1927 m³/s.

Per le verifiche esposte nel seguito si è fatto particolare riferimento alle portate di picco con tempi di ritorno di 200, 20 e 2 anni, rispettivamente pari a 1971 m³/s, 1422 m³/s e 807 m³/s, in modo da verificare il moto della corrente anche nel caso di piene di intensità minore di quella bicentenaria.

2.3. GEOMETRIA DELL'ALVEO

Il modello geometrico dell'alveo è stato elaborato a partire dai dati rilevati da AIPO Cremona nel corso di una campagna di misure ultimata all'inizio del 2016, integrandola con le indicazioni desunte dagli elaborati progettuali soprattutto per quanto riguarda le opere in progetto; in particolare, per la geometria delle pile si è fatto riferimento all'assetto di progetto che prevede la modifica della attuali pile del ponte in esercizio con pile di maggior dimensione allo scopo di sostenere il previsto nuovo impalcato del ponte in progetto.

L'estensione dell'area rilevata è stata stabilita in modo da includere per intero il meandro a monte del ponte e le aree golenali interessate dalla corrente in piena, al fine di poter calcolare col modello numerico le profondità e le componenti dei vettori velocità in tutta l'area che potenzialmente può influire sulla caratterizzazione della corrente transitante attraverso le luci dei ponti; per lo stesso motivo, la zona rilevata a valle del ponte è stata estesa fino a oltre l'inizio del brusco aumento di pendenza provocato dal manufatto che a valle controlla il livello del fondo.

È stato inoltre realizzato un secondo modello geometrico sulla base di una ipotetica sistemazione del fondo che rialzasse fino alla quota di 76 m le attuali quote del letto nel breve tratto di alveo all'interno del quale si trova il ponte (Figg. 2.3.2 e 2.3.3, coerentemente alle indicazioni delle tavole progettuali che prevedono il riempimento con materiale sciolto delle zone scavate dalla corrente soprattutto in prossimità di alcune pile.

Una planimetria d'insieme del modello digitale del terreno relativo all'intero tratto oggetto delle verifiche è rappresentata in fig. 2.3.1.

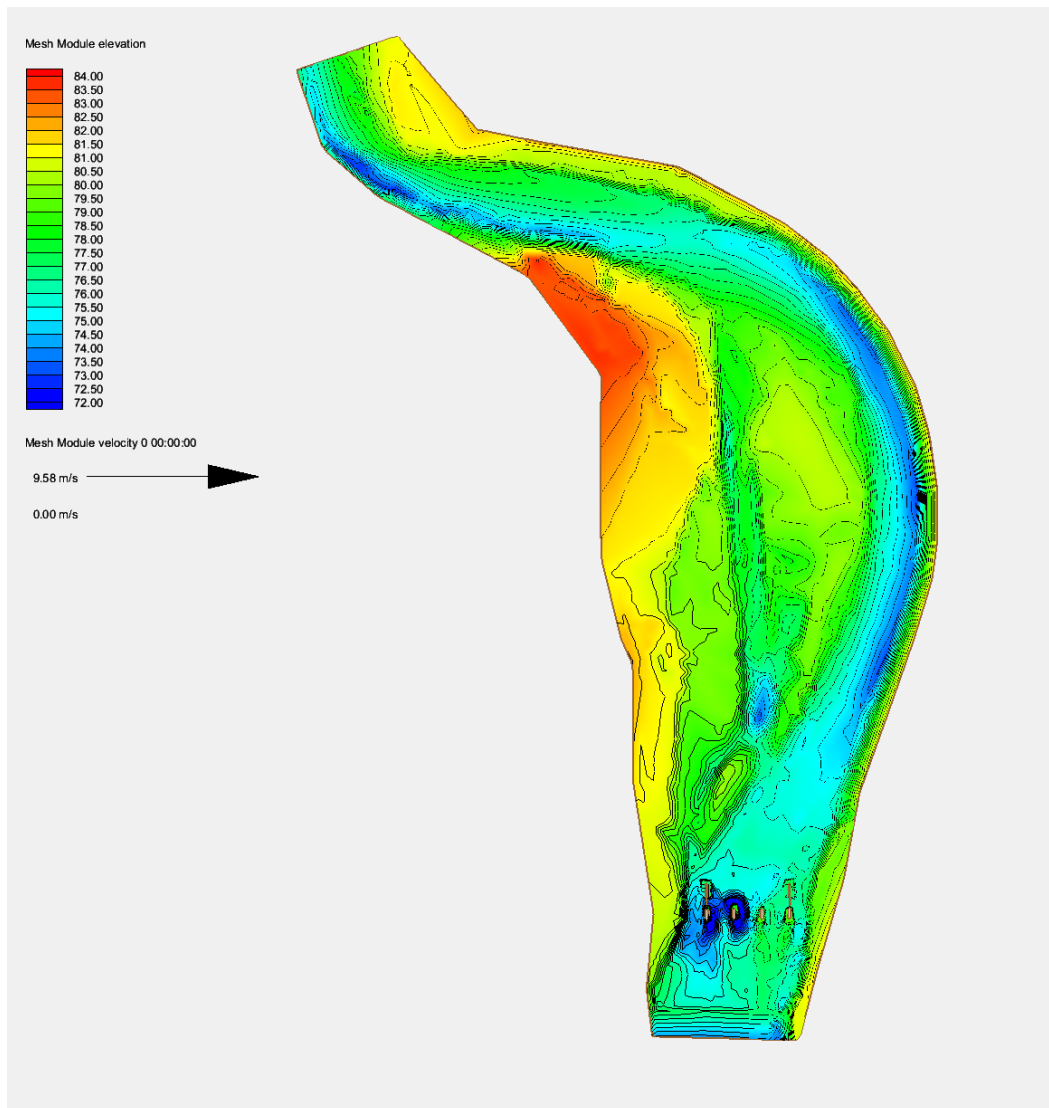


Fig. 2.3.1. – planimetria del tratto di Fiume Adda oggetto delle verifiche

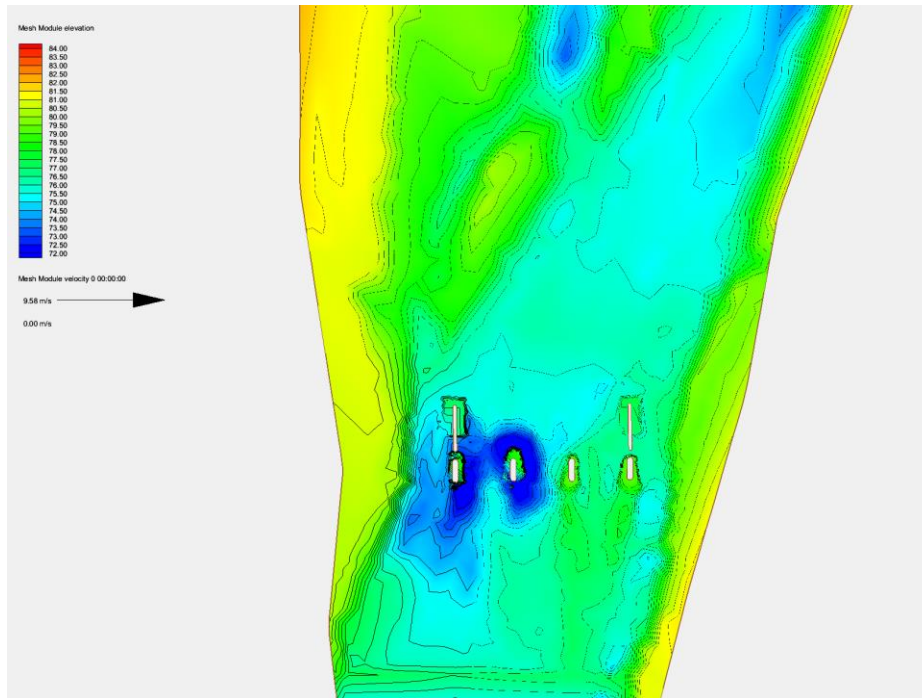


Fig. 2.3.2 – Particolare della geometria dell'alveo in prossimità dei ponti

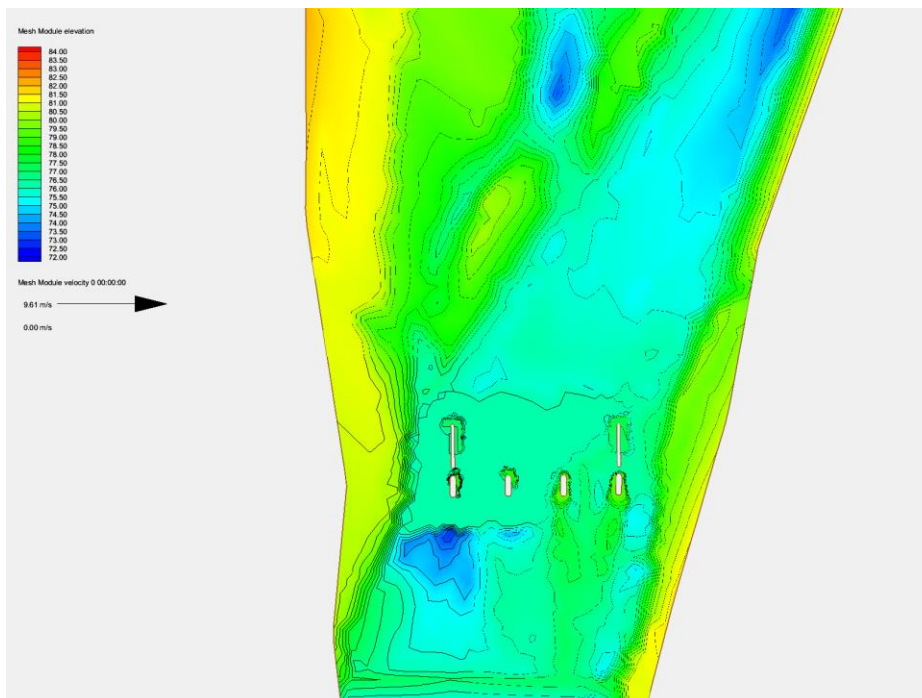


Fig. 2.3.3 – Particolare della geometria dell'alveo in prossimità dei ponti con il fondo modificato a seguito di una ipotetica sistemazione nella zona delle pile

3. MODELLO NUMERICO BIDIMENSIONALE

3.1. CENNI SUL PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Tutti i calcoli idraulici esposti nella presente relazione sono stati eseguiti per mezzo di un modello matematico bidimensionale basato sulle equazioni di De Saint Venant e implementato all'interno del programma di calcolo Basement realizzato dal VAW (Laboratorio di Idraulica, Idrologia e Glaciologia) della ETH Zurich (Politecnico di Zurigo).

Questo modello simula l'onda di piena risolvendo numericamente le equazioni del moto vario bidimensionale e schematizzando il campo di inondazione con la tecnica dei volumi finiti, suddividendo il dominio di calcolo in elementi di forma triangolare o quadrangolare sagomati in modo da seguire la morfologia della superficie del terreno.

La struttura del modello permette di simulare gli effetti delle asperità del terreno, gli intralci costituiti da costruzioni isolate e accumuli di materiale inerte, l'effetto di canali, depressioni del terreno, strutture idrauliche di protezione, terrapieni stradali, ecc.

Il modello numerico qui applicato è stato espressamente concepito per la simulazione matematica sia dello scorrimento della corrente in alveo che delle inondazioni di aree esterne agli alvei fluviali, e di conseguenza può seguire lo sviluppo di un'onda di sommersione a partire da fondo asciutto e propagare automaticamente il fronte di inondazione. Parimenti, il modello è in grado di simulare il prosciugamento delle aree golenali durante la fase di esaurimento della piena. L'algoritmo di calcolo è in grado di risolvere automaticamente eventuali transizioni attraverso lo stato critico quali ad esempio il risalto idraulico.

Il modello è anche pienamente adatto a simulare il flusso, in moto permanente o vario, in alvei a topografia complessa, e permette di valutare la profondità e i vettori che rappresentano la velocità in ogni cella all'interno del dominio di calcolo; può essere inoltre utilizzato per la stima del trasporto solido e della evoluzione morfologica a breve e lungo termine dell'alveo e delle aree allagate.

3.2. DEFINIZIONE DELLO SCHEMA DI CALCOLO

A seguito di una serie di elaborazioni preliminari si è scelto di utilizzare solutori di Riemann di tipo esatto, in modo da ottenere una più accurata definizione del moto nell'intorno delle pile anche se al prezzo di un maggiore tempo di esecuzione dei calcoli.

Le equazioni discretizzate con la tecnica dei volumi finiti sono state integrate basandosi su una griglia di calcolo (mesh) a maglie triangolari di lato variabile tra 1 m e 10 m, infittita nell'intorno delle pile per meglio modellare le brusche variazioni da esse indotte sulla corrente (fig. 3.2.1).

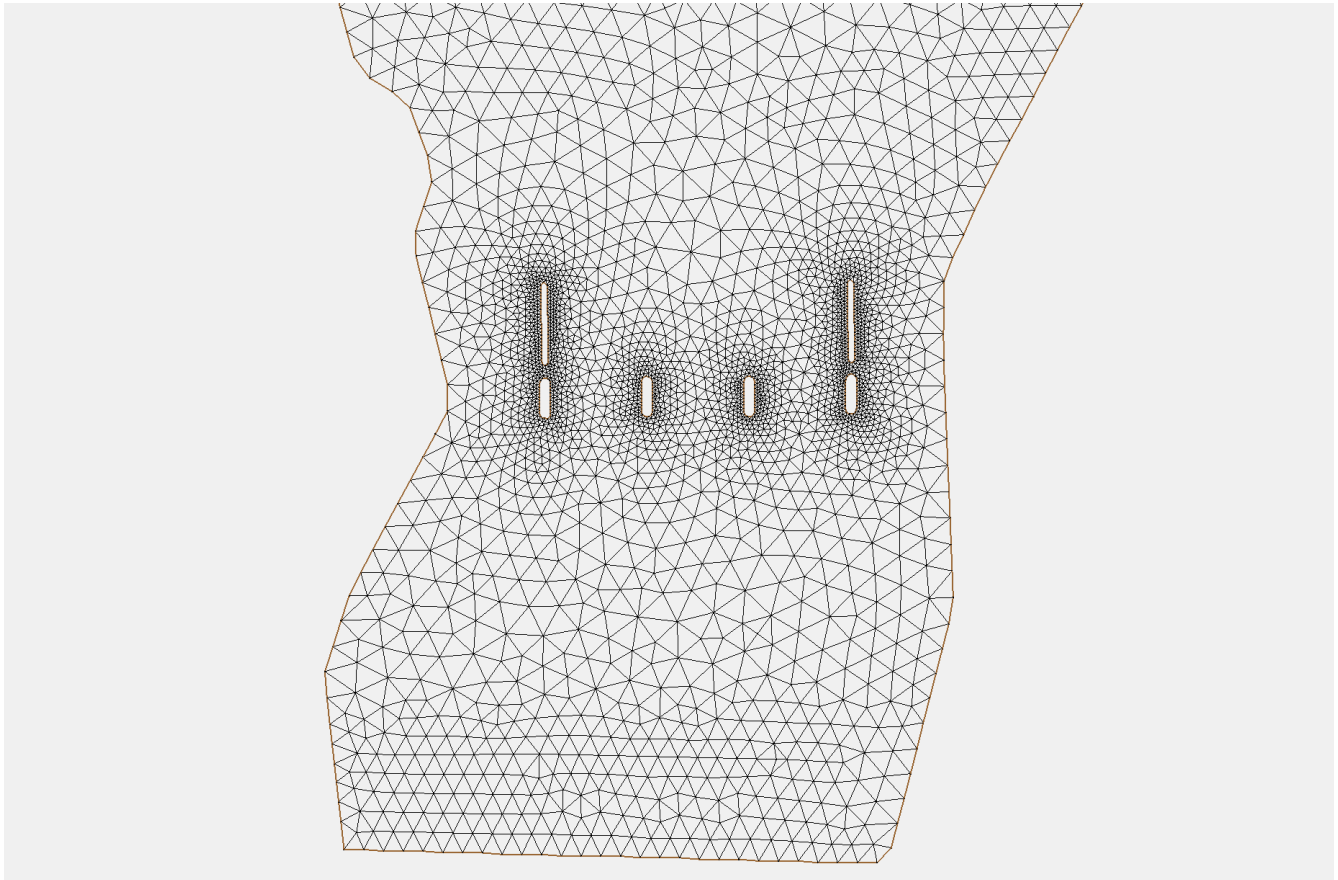


Fig. 3.2.1 – particolare della griglia di calcolo nella zona terminale del tratto di alveo studiato. La lunghezza dei lati delle maglie triangolari varia da 1 m a 10 m.

Per l'integrazione numerica è stato adottato uno schema esplicito con numeri di Courant prossimi a 1, e conseguenti intervalli temporali di calcolo variabili fino a un minimo di circa 0.025 s. Le simulazioni sono state condotte fino a ottenere la situazione di moto permanente corrispondente a ciascuna delle tre portate assunte come riferimento (cfr. paragrafo 2.2).

4. RISULTATI DELLE VERIFICHE NUMERICHE

4.1. PORTATA CON TEMPO DI RITORNO 200 ANNI

Le simulazioni basate sulla ipotesi di transito della piena bicentenaria, con portata di $1971 \text{ m}^3/\text{s}$, hanno fornito le quote di pelo libero riassunte nelle figg. 4.1.1 e 4.1.2, i cui valori sono nel complesso vicini a quelli emersi dalle precedenti simulazioni con modello unidimensionale.

Le quote del pelo libero in prossimità delle pile sono rappresentate nelle figg. 4.1.3 e 4.1.4, nelle quali si può anche notare la tendenza della superficie libera a salire di quota verso la sponda esterna del meandro per effetto centrifugo.

Dal confronto fra i risultati ottenuti con la geometria del fondo nello stato di fatto (figg. 4.1.1e 4.1.3) e con la geometria modificata (figg. 4.1.2 e 4.1.4) si nota come l'effetto dell'ipotetico sopraelevamento del fondo a quota 76 m provochi un aumento delle quote di pelo libero di circa 20-25 cm appena a monte del ponte, e una analoga diminuzione immediatamente a valle; per il resto le variazioni sono inferiori, e praticamente nulle a partire da una distanza di 500 m a monte dal ponte dove il pelo d'acqua raggiunge 81.5 m di quota.

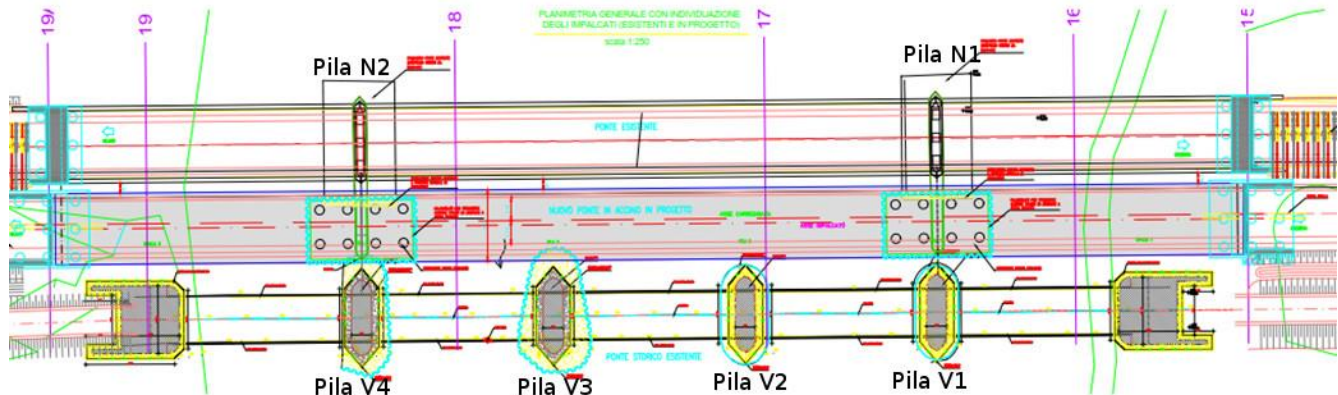


Fig.4.1.0 – Etichette di riferimento per le pile dei ponti: N1 e N2 sono le pile di nuova costruzione (coincidenti in parte con le due pile del ponte attualmente in esercizio), mentre V1, V2, V3, V4 sono le pile del ponte asburgico. I numeri sono crescenti dalla sinistra alla destra idrografica.

Di particolare rilevanza è il dislivello di quasi 1 m che si viene a creare tra il lato est e il lato ovest delle nuove pile (Fig. 4.1.5), tale da provocare spinte laterali in direzione est-ovest che, con il fondo attuale, sfiorano i 500 kN come mostrato in tab. 4.1.1.

Per quanto riguarda le pile del ponte asburgico, la spinta laterale più intensa è 265 kN in corrispondenza della pila V3, che nella configurazione attuale del fondo è quella maggiormente esposta alla corrente in arrivo.

Pila	Spinta longitudinale (kN)	Spinta trasversale (kN)	Spinta longitudinale (kN)	Spinta trasversale (kN)
	Fondo originale		Fondo modificato	
N1	42	-465	50	-530
N2	11	-465	18	-595
V1	50	-154	67	-204
V2	77	-265	169	-342
V3	18	3	165	-457
V4	15	-55	86	-180

Tab. 4.1.1. – Spinte idrodinamiche sulle parti di pila al di sopra della quota 76 m.
Le spinte trasversali hanno segno positivo se dirette verso est.

L'ipotizzata modifica dell'alveo provocherebbe un aumento delle velocità in prossimità del ponte, e conseguentemente spinte di maggiore intensità; l'effetto è particolarmente rilevante per le pile V2 e V3, mentre le pile V1 e V4, poste immediatamente a valle delle pile N1 e N2, risentono positivamente dell'effetto di queste ultime nell'orientare la corrente in direzione nord-sud, limitando così sia i valori delle spinte laterali che quelli delle spinte longitudinali.

Tali valori, calcolati in base alla distribuzione spaziale degli sforzi sulla pila ricavati dai risultati del modello bidimensionale, sono dello stesso ordine di grandezza di quelli calcolati nel corso della precedente verifica idraulica preventiva basata sui risultati della modellazione unidimensionale AIPO. Le differenze sono riconducibili al diverso tipo di risultati ottenibili con i due schemi di calcolo: i modelli unidimensionali forniscono di norma valori di quota d'acqua costanti in ogni sezione trasversale della corrente e valori di velocità mediati o sulla intera sezione o su una larga parte di essa, mentre dai modelli bidimensionali si ottengono valori puntuali di entrambe le variabili.

Nel dettaglio, col modello bidimensionale si sono stimati valori di spinta laterale di 465 kN per le nuove pile e compresi fra valori trascurabili fino ad arrivare a 265 kN per quelle del ponte asburgico, contro i 359 kN per le nuove pile e i 204 kN per quelle storiche stimati sulla base dei risultati del modello unidimensionale (cfr. paragrafo 4.4 della relazione riportata nell'allegato 1); nella configurazione col fondo modificato, le stime effettuate col modello bidimensionale portano a valori di 530 kN e di 595 kN per le nuove pile e compresi fra 180 kN e 457 kN per quelle del ponte asburgico, mentre con il modello unidimensionale si era pervenuti a stime sui 390 kN per le nuove pile e di 216 kN per quelle del ponte storico.

Le figg. 4.1.6, 4.1.7, 4.1.8 e 4.1.9 illustrano la distribuzione delle velocità nella configurazione originale del fondo e in quella modificata. In dettaglio, nelle figg. 4.1.8 e 4.1.9 si può osservare la accelerazione che subisce parte della corrente nel transito attraverso le pile dei ponti, particolarmente evidente con la configurazione modificata del fondo ma presente anche nei risultati ottenuti con la geometria originale del fondo. Tale accelerazione è dovuta all'effetto di restringimento della vena principale della corrente provocato dalla presenza delle pile, e amplificato dalla considerevole differenza fra la direzione della corrente e quella degli assi delle pile; tenendo conto della granulometria del materiale, questo restringimento è in grado di provocare una erosione localizzata dell'ordine del metro nello stato di fatto, e stimabile fino a circa 5 m nella ipotesi di modifica del fondo lasciando inalterata la attuale granulometria. In linea di principio questa modalità di erosione si somma a quella intorno alle pile, di cui si tratterà specificamente nel seguito; tuttavia, la analisi dei campi di velocità lascia supporre una distribuzione spaziale non omogenea della profondità di erosione a causa della disomogeneità della accelerazione subita dall'acqua lungo le differenti linee di corrente.

L'esame dei campi di velocità calcolati evidenzia ampie zone di ricircolo a ridosso dei lati ovest delle pile (figg. 4.1.8 e 4.1.9), dovuti alla forte angolazione con cui esse sono orientate rispetto alla direzione della corrente. Tale angolazione è la principale causa del dislivello fra il pelo libero della corrente fra lato sinistro e destro delle pile (fig. 4.1.5).

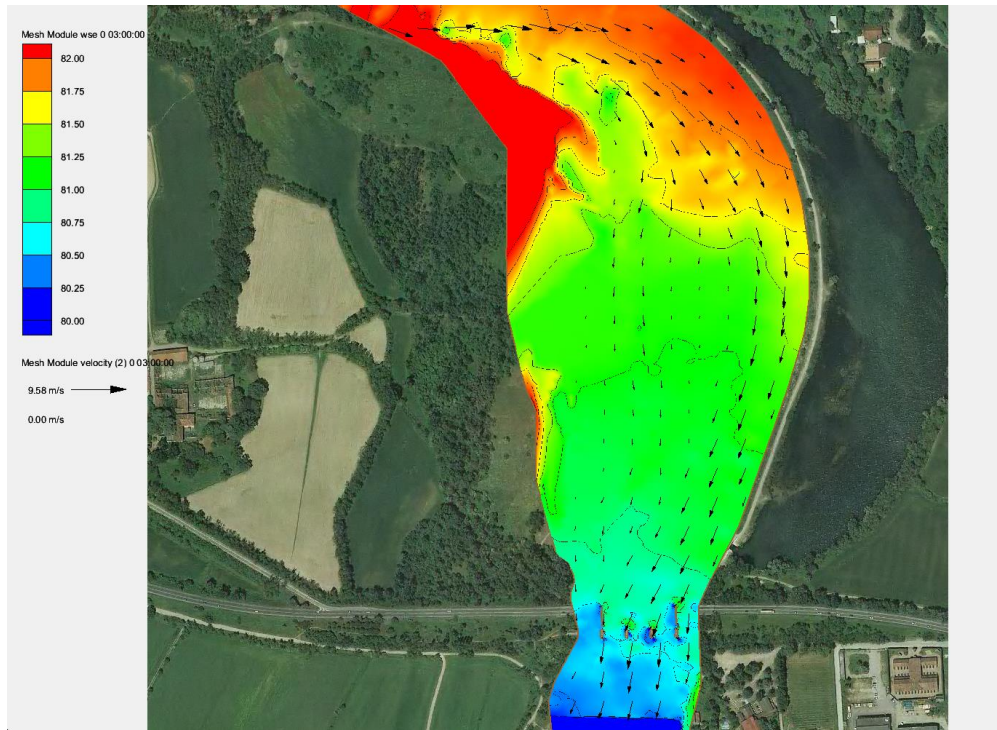


Fig.4.1.1 – Quote del pelo libero con il fondo nello stato di fatto e le pile in progetto

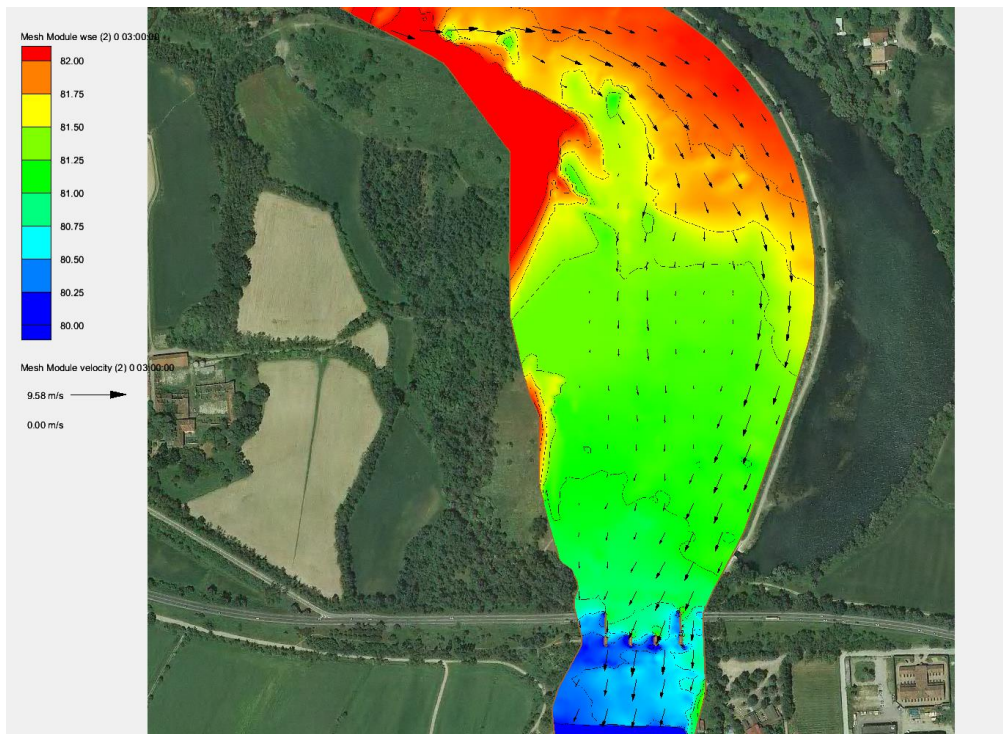


Fig.4.1.2 – Quote del pelo libero con il fondo nello stato ottenuto dopo la ipotetica sistemazione descritta nel par. 2.3.

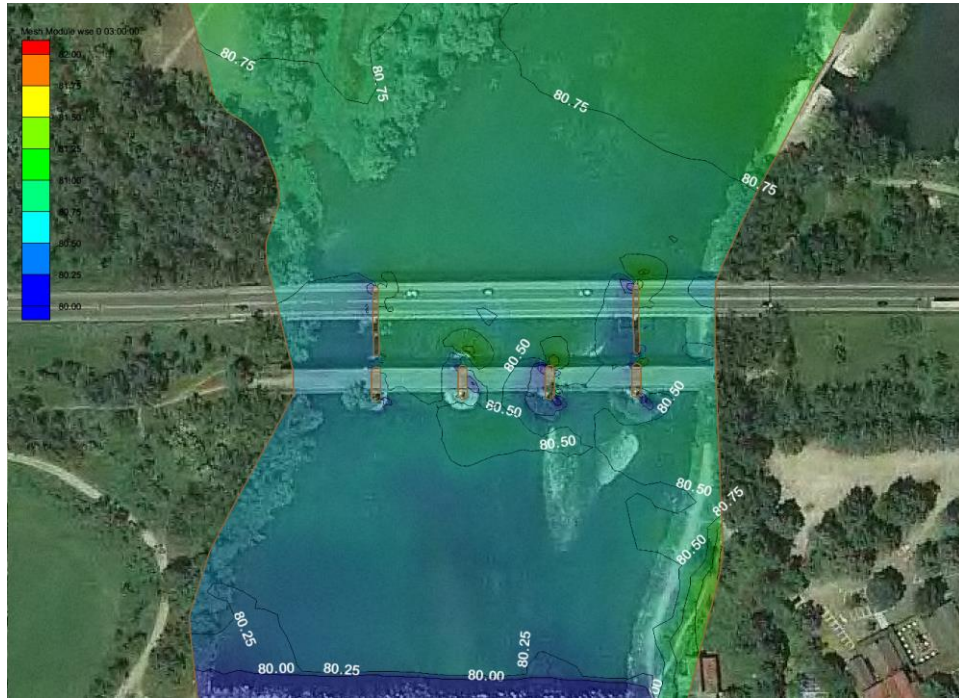


Fig.4.1.3 – Quote del pelo libero con il fondo nello stato di fatto.

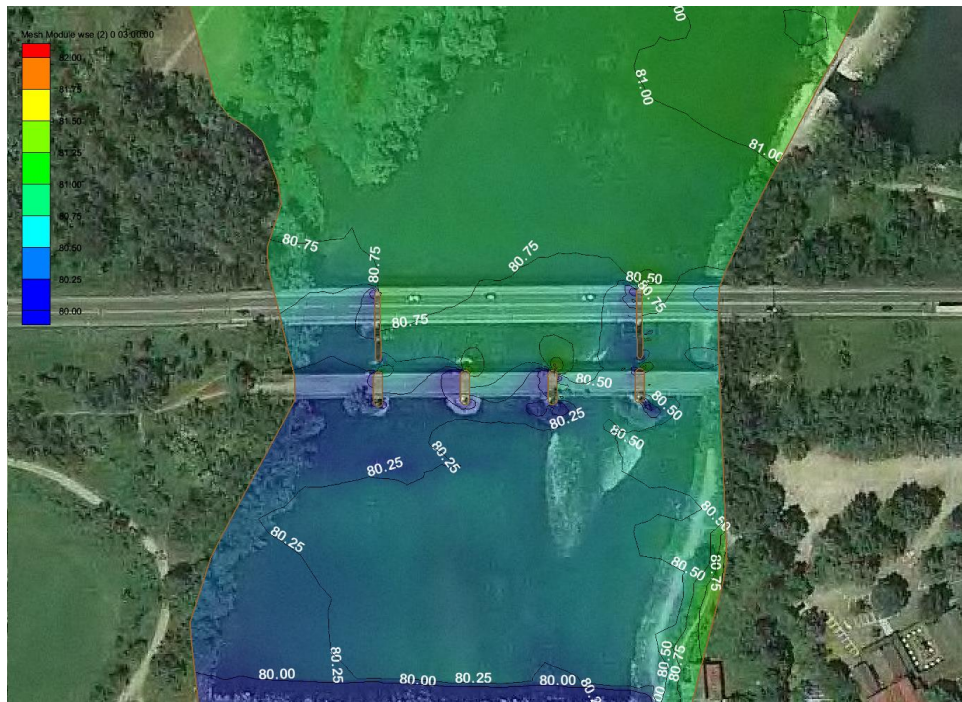


Fig.4.1.4 – Quote del pelo libero con il fondo nello stato ottenuto dopo la ipotetica sistemazione descritta nel par. 2.3.

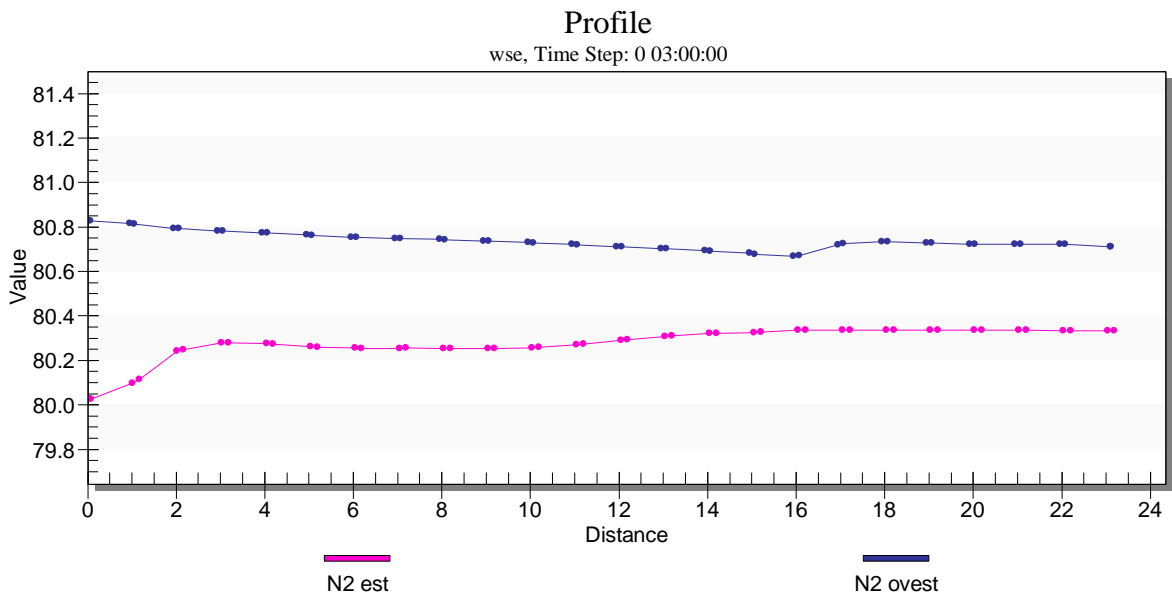
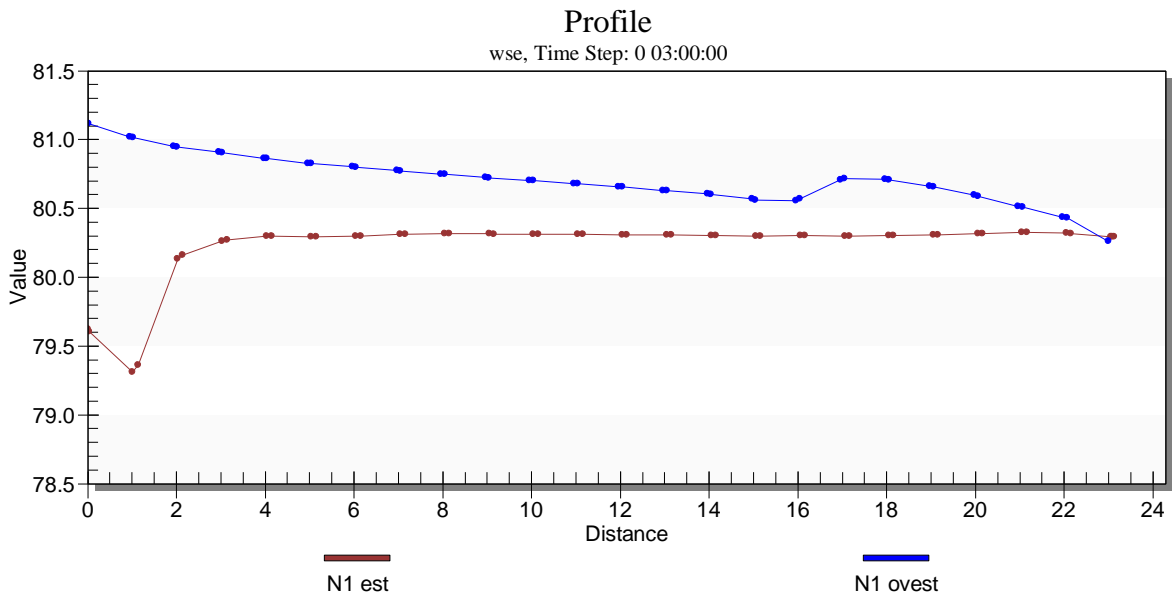


Fig. 4.1.5a – Profili di pelo libero rispettivamente sui lati ovest e est delle nuove pile N1 e N2 con il fondo nello stato di fatto. Quote e distanze sono espresse in m, le distanze sono misurate da monte verso valle.

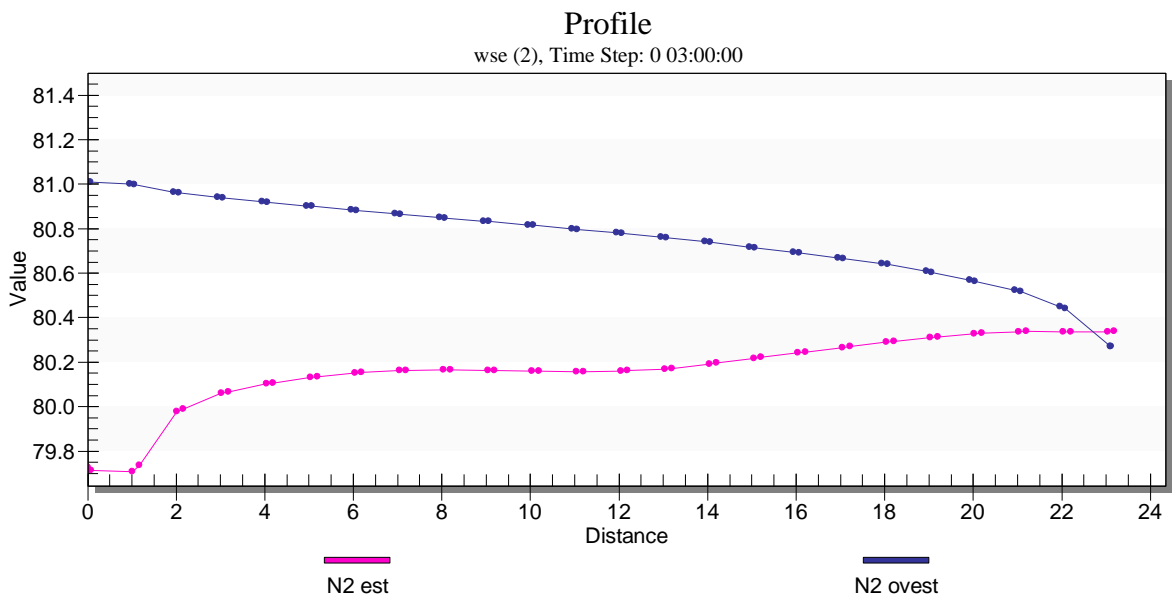
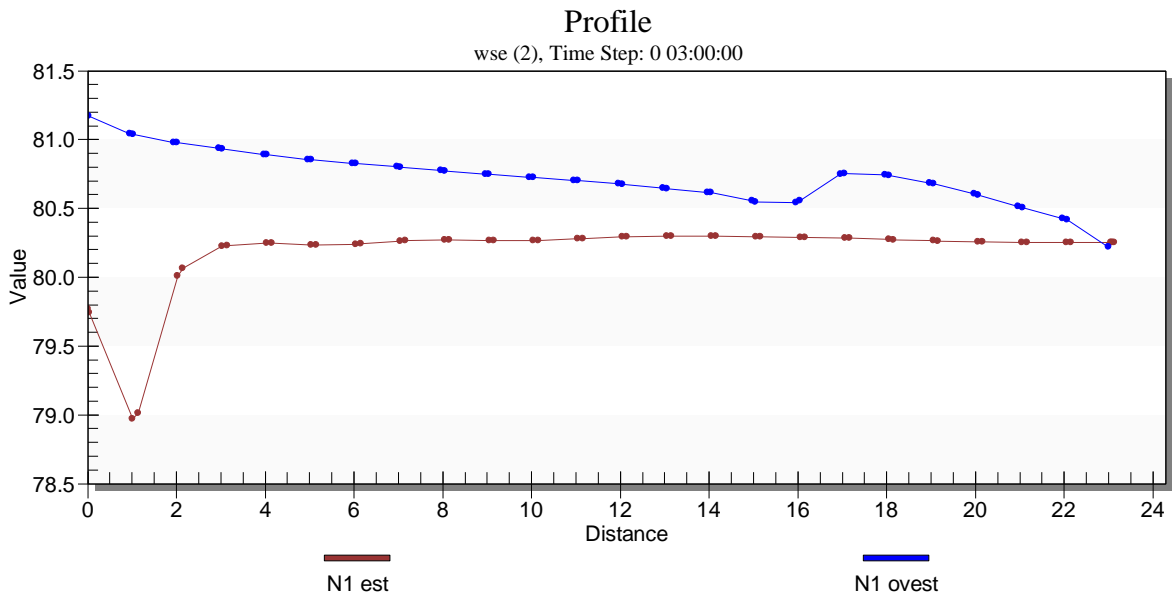


Fig. 4.1.5b – Profili di pelo libero rispettivamente sui lati ovest e est delle nuove pile N1 e N2 con il fondo modificato. Quote e distanze sono espresse in m, le distanze sono misurate da monte verso valle.

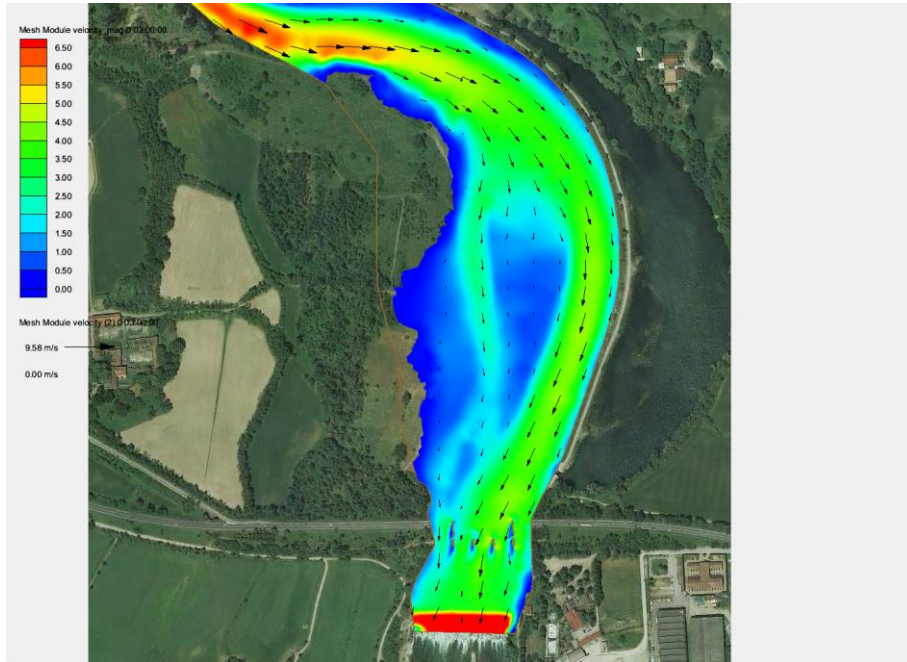


Fig. 4.1.6 – Velocità della corrente con il fondo nello stato di fatto e le pile in progetto

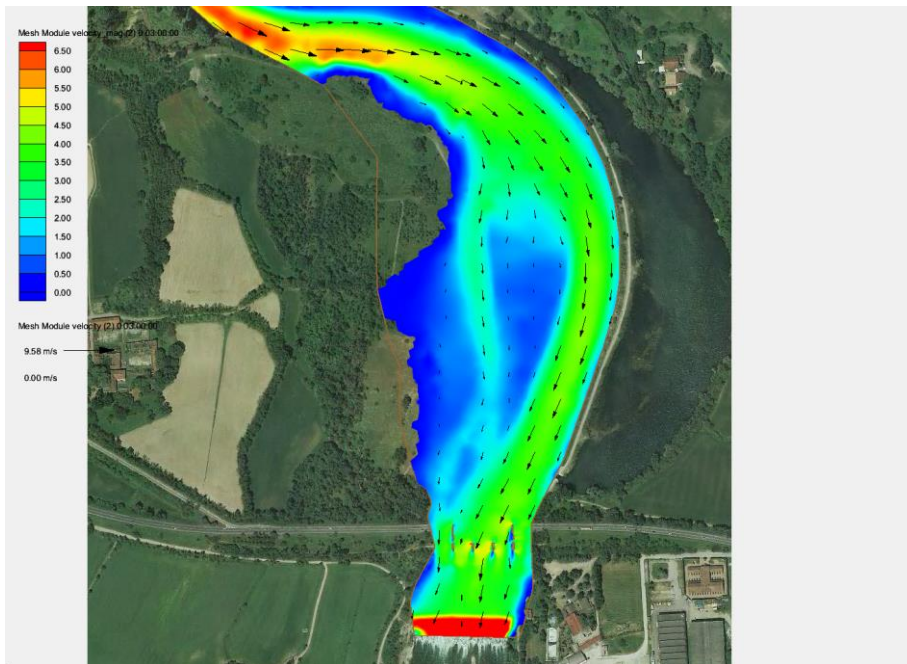


Fig. 4.1.7 – Velocità della corrente con il fondo modificato e le pile in progetto

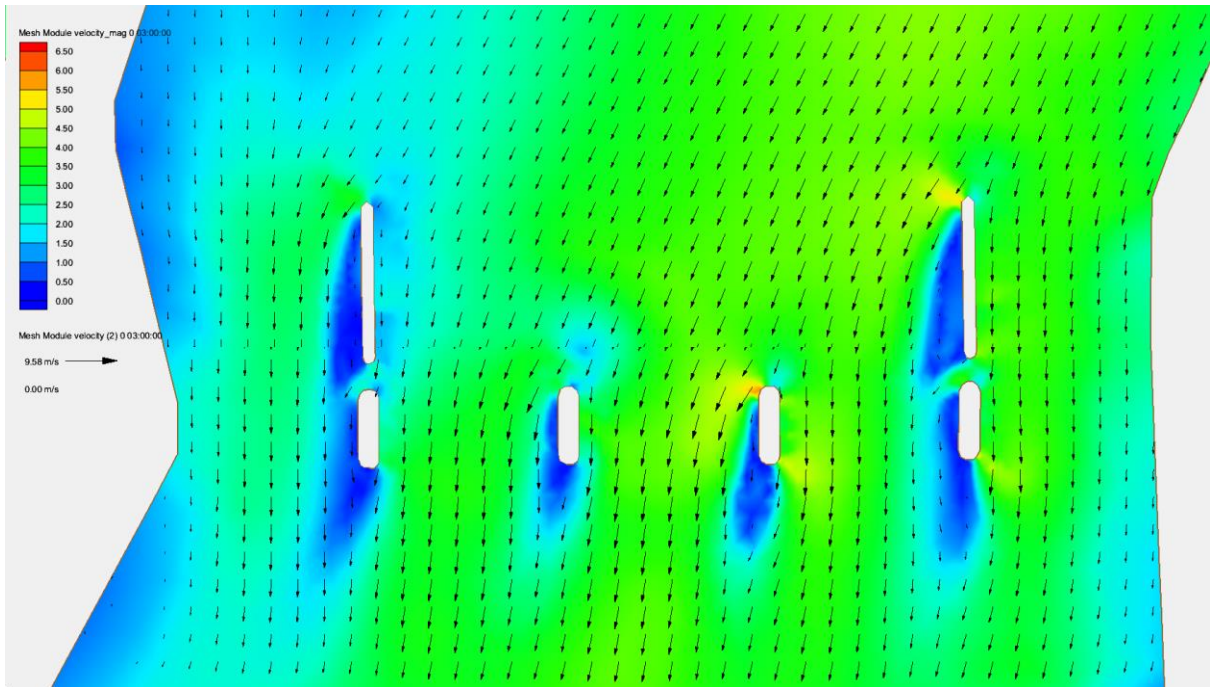


Fig. 4.1.8 – Velocità della corrente con il fondo nello stato di fatto e le pile in progetto

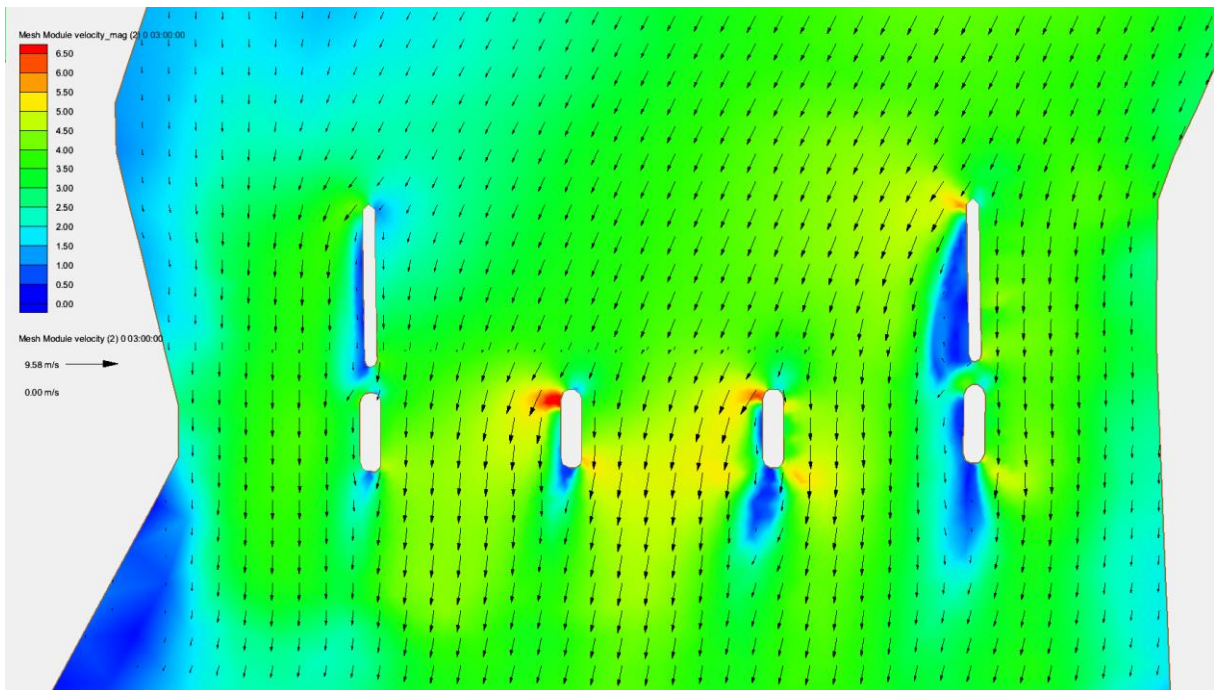


Fig. 4.1.9 – Velocità della corrente con il fondo modificato e le pile in progetto

Nel caso di transito di una ipotetica piena bicentenaria, nella configurazione di fondo modificata si sono calcolate velocità locali massime vicino alle pile intorno ai 5.8 m/s per le pile V2 e V3 del ponte asburgico, e di 4.7 m/s per la nuova pila N1; tali valori sono in accordo con le stime di velocità di picco effettuate a partire dalla velocità media sulla sezione ricavata dal modello unidimensionale e riportate nel paragrafo 3.6 della relazione sulla “verifica idraulica preventiva”.

Volendo proteggere il fondo con un rivestimento in massi di granulometria mista (riprap), si può stimare il diametro medio del materiale con la espressione HEC-23 (Lagasse et al., 2001):

$$D_{50} = \frac{0.692V_d^2}{2g(s-1)}$$

dove g è la accelerazione di gravità (9.806 m/s^2), s il rapporto fra i pesi specifici dei granuli e dell'acqua, V_d la velocità nelle immediate vicinanze della pila (m/s).

Con $s = 2.65$ e $V_d = 5.8 \text{ m/s}$ (ponte asburgico) risulta $D_{50} = 720 \text{ mm}$, mentre con $V_d = 4.6 \text{ m/s}$ (nuova pila sinistra) risulta $D_{50} = 720 \text{ mm}$; a scopo cautelativo potrebbero essere considerati valori di velocità maggiori del 50%-70%, in dipendenza della forma della pila, per tenere conto di effetti a ridosso delle pile non calcolabili col modello bidimensionale; questi valori maggiorati condurrebbero a diametri di 1.62 m per il ponte asburgico e di 1.3 m per la nuova pila sinistra.

4.2. PORTATE CON TEMPO DI RITORNO 2 E 20 ANNI

Le verifiche effettuate nell'ipotesi di piene con tempi di ritorno di 2 anni e di 20 anni non hanno evidenziato sostanziali differenze qualitative con quanto emerso dalle verifiche relative alla piena bicentenaria; sotto l'aspetto quantitativo, esse evidenziano valori inferiori di velocità e di sollecitazioni sul fondo e sulle pile. Per maggiori dettagli al riguardo si rimanda alla appendice 1.

4.3. CONSIDERAZIONI SULLA EROSIONE LOCALIZZATA INTORNO ALLE PILE

I risultati della modellazione bidimensionale consentono di rivedere le stime sull'entità della erosione localizzata intorno alle pile in precedenza effettuate sulla base dei risultati del modello unidimensionale forniti da AIPO Cremona e dettagliate nell'allegato 1.

L'analisi dei campi di profondità, velocità e direzione locale del flusso ottenuti col modello bidimensionale (v. appendice 1) ha permesso di evidenziare, rispetto ai parametri utilizzati per le precedenti verifiche di erosione localizzata, differenze sui valori che hanno permesso di perfezionare le valutazioni.

I principali risultati sono riportati nelle tabelle 4.3.2 e 4.3.3.

In sintesi, per le pile nuove la massima profondità di erosione è stimabile intorno ai 15.6 m, di quasi 1 m superiore a quella desunta dagli esiti della verifica preventiva con modello unidimensionale a causa del maggiore valore della velocità; per le pile del ponte asburgico le stime sono invece inferiori in quanto esse sono state condotte in base alla nuova geometria assegnata dal progetto, mentre nel corso della verifica preventiva si era utilizzata esclusivamente la geometria attuale della pila V3.

Per le pile V1 e V4 non è stato possibile identificare parametri sintetici da utilizzare per le verifiche di erosione localizzata dato che esse sono collocate a ridosso delle pile nuove in progetto con conseguente complessa configurazione del moto della corrente in prossimità di esse, non schematizzabile ai fini della applicazione delle formule per la stima della entità della erosione.

Le nuove stime sono state effettuate con la metodologia FDOTC descritta nell'allegato 1. A differenza delle tabelle 4.3.1, 4.3.2 3 e 4.3.3, nel medesimo allegato sono stati riportati i risultati di altre tre metodologie: due di esse (HEC18 e FDOT) sono però adatte a pile di forma molto semplice – senza plinto e/o pali di fondazione – e nel caso in esame portano inevitabilmente a sottostime della profondità di erosione; la terza (HEC18C) tiene conto del plinto e dei pali ma in modo molto più approssimativo rispetto alla FDOTC, conducendo spesso a sovrastime che in parte sono intrinseche alla metodologia stessa. Per questi motivi, si ritiene che la FDOTC fornisca per i ponti di Spino d'Adda le stime più affidabili, la cui precisione è limitata solo dalla oggettiva impossibilità di rappresentare tutti i dettagli della forma dei plinti all'interno degli algoritmi della FDOTC. Infatti, malgrado la FDOTC sia oggi ritenuta la più complessa procedura di stima dell'erosione localizzata, essa schematizza pile e plinti per mezzo di forme geometriche molto comuni come singoli parallelepipedi o cilindri, mentre ad es. le nuove pile in progetto sono costituite da due parallelepipedi affiancati aventi differenti altezze, lunghezze, larghezze e quote.

Pila	Modello 1D				
	Quota pelo libero (m)	Velocità media sezione (m/s)	Direzione velocità (°)	Erosione FDOTC (m) Pile attuali	Erosione FDOTC (m) Pile in progetto
N1	81.06	2.47	23	11.58	14.74
N2	81.06	2.47	23	11.58	14.74
V3	80.91	2.35	23	13.89	8.71

Tab. 4.3.1. – Principali stime di erosione localizzata ottenute col modello 1D

Pila	Modello 2D – fondo attuale			
	Quota pelo libero (m)	Velocità corrente (m/s)	Direzione velocità (°)	Erosione FDOTC (m)
N1	80.7	3.5	23	15.63
N2	80.7	1.9	23	<14.4
V1	(*)	(*)	(*)	
V2	80.9	3.2	22.5	8.88
V3	80.6	1.6	21	<8.22
V4	(*)	(*)	(*)	

(*) = non schematizzabile

Tab. 4.3.2 – Stime di erosione localizzata in base ai risultati del modello 2D – fondo originario

Pila	Modello 2D – fondo modificato			
	Quota pelo libero (m)	Velocità corrente (m/s)	Direzione velocità (°)	Erosione FDOTC (m)
N1	80.7	3.5	23	15.63
N2	80.75	2.2	27	14.80
V1	(*)	(*)	(*)	
V2	80.9	3.2	18	8.39
V3	80.8	3.1	22	8.79
V4	(*)	(*)	(*)	

(*) = non schematizzabile

Tab. 4.3.3 – Stime di erosione localizzata in base ai risultati del modello 2D – fondo modificato

5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Le verifiche effettuate utilizzando il modello bidimensionale hanno consentito una più precisa caratterizzazione della corrente in prossimità dei ponti rispetto a quanto ottenuto in precedenza con il calcolo unidimensionale. I risultati hanno confermato il forte angolo di incidenza della corrente in arrivo rispetto all'orientamento delle pile, evidenziando i conseguenti dislivelli dei peli liberi fra i lati di ogni pila. Tuttavia, le spinte risultanti non superano i 500-600 kN nei casi più gravosi.

Per ottenere una precisione ancora maggiore, in particolare riguardo ai massimi valori locali delle velocità e alle loro direzioni vicino alle pile, sarebbe teoricamente possibile impiegare modelli di flusso tridimensionali; tuttavia, allo stato attuale delle conoscenze essi forniscono risultati affidabili solo se affiancati da apposite procedure di taratura che si avvalgano di misure di campo o in laboratorio. Parimenti, i dettagli della conformazione delle zone soggette a erosione sono prevedibili solo avvalendosi della sperimentazione su modello fisico.

I valori locali della velocità raggiungono in alcune zone di limitata estensione valori di oltre 5 m/s, mentre le velocità di arrivo delle porzioni di corrente che investono le pile risultano in alcuni casi inferiori a quella media della corrente e in altri casi di poco superiori ad essa. Ciò peggiora di circa 1 m la stima delle massime profondità di scavo dovute alla erosione localizzata intorno alle pile di nuova progettazione; diversamente, la stima dell'entità dell'erosione intorno alle pile del ponte asburgico risulta meno gravosa di quella preliminare in quanto si è tenuto conto della riduzione dell'ingombro massimo di alcune pile indicato negli elaborati progettuali. Le erosioni localizzate potranno essere efficacemente controllate per mezzo di una adeguata protezione del fondo con rivestimenti in massi di adeguata pezzatura.

Si è inoltre valutato l'effetto della sistemazione del fondo ipotizzando il sopraelevamento uniforme di esso in una vasta area in corrispondenza dei ponti, approssimando così quanto indicato negli elaborati progettuali. I risultati mostrano l'effetto locale del sopraelevamento, che si manifesta con un incremento delle velocità di entità variabile da punto a punto, con una lieve variazione delle direzioni del flusso, e con modeste variazioni della quota del pelo libero che influenzano il profilo solo a breve distanza.

Pavia, 18-05-2016

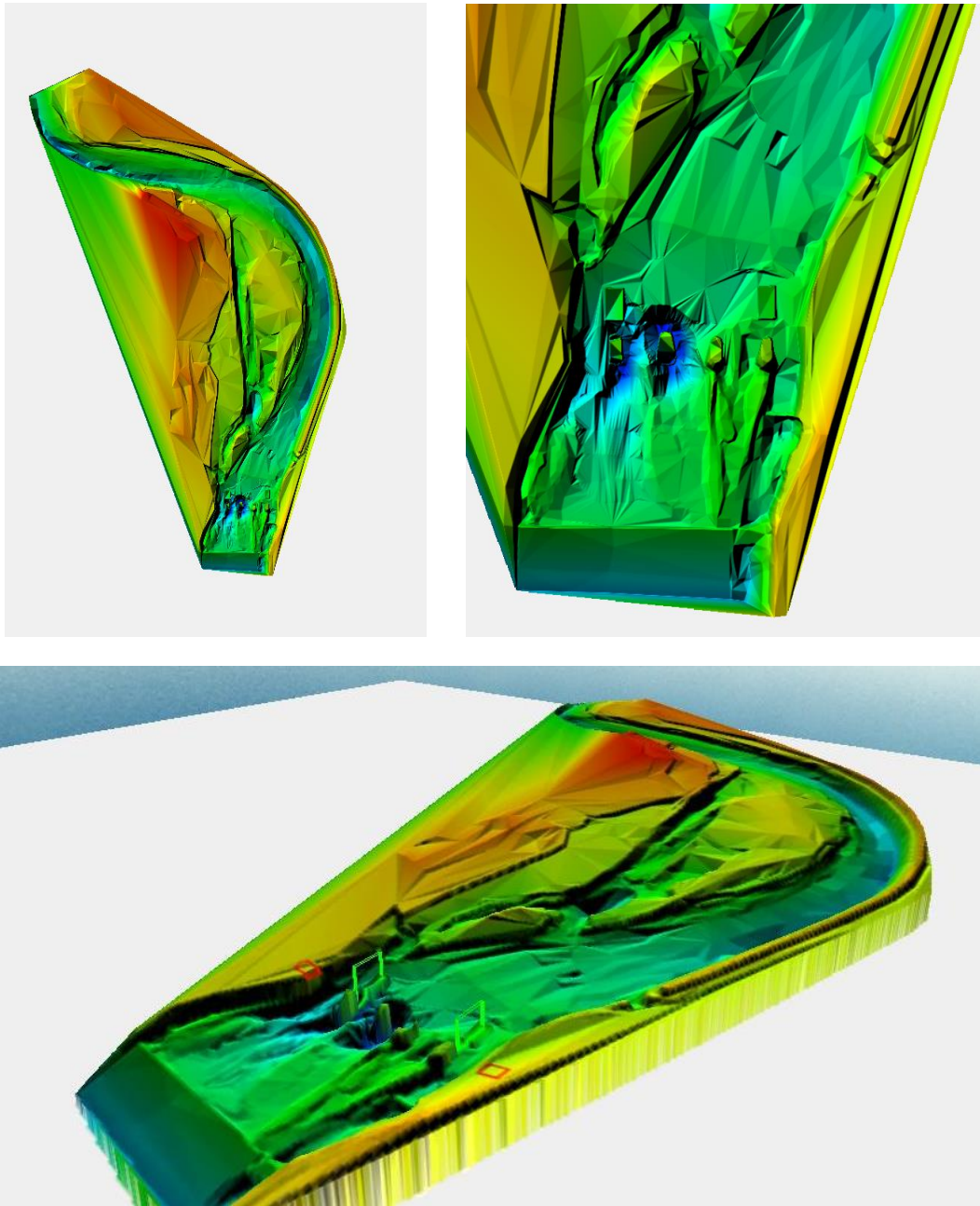


Prof. Ing. Paolo Ghilardi

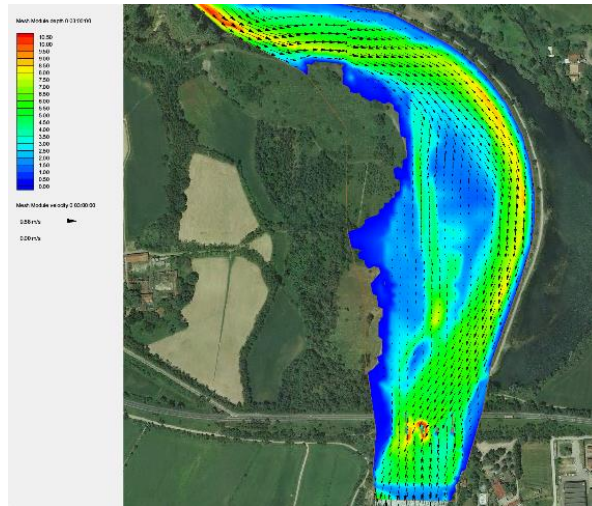
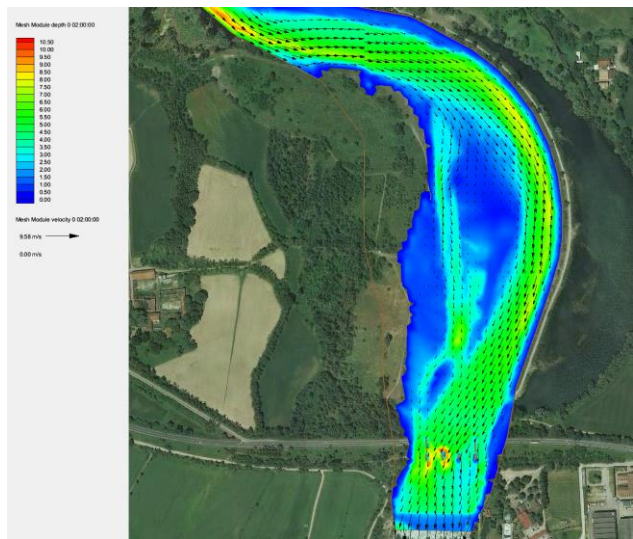
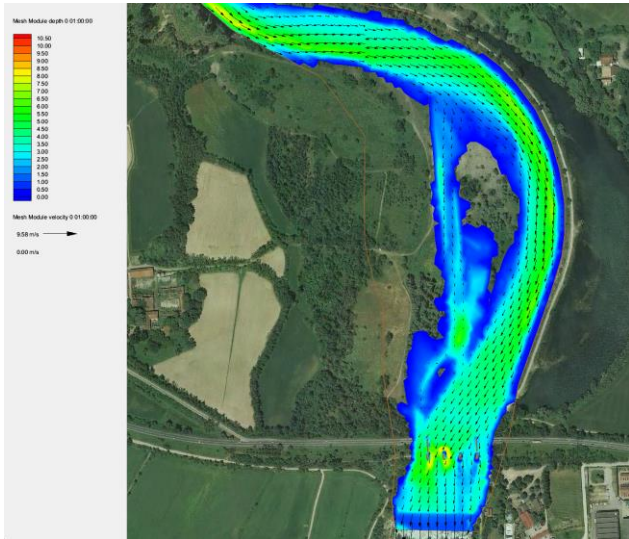
Dipartimento di Ingegneria Civile
e Architettura (DICAR)
Università di Pavia

A.1 APPENDICE 1 – ALCUNI RISULTATI DELLE VERIFICHE CON MODELLO BIDIMENSIONALE

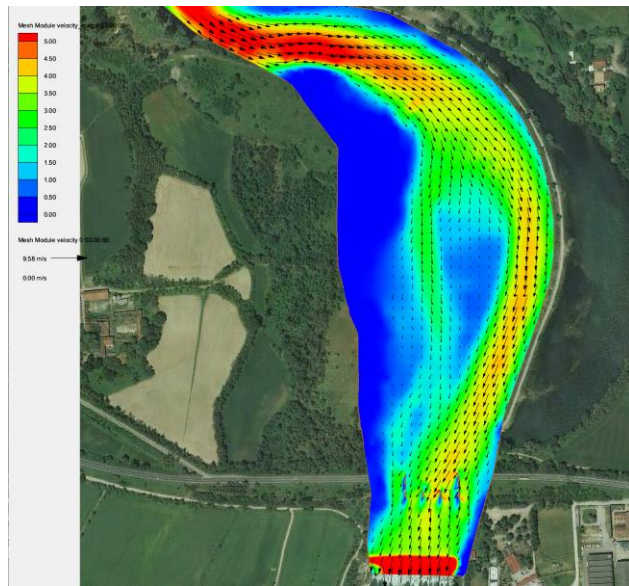
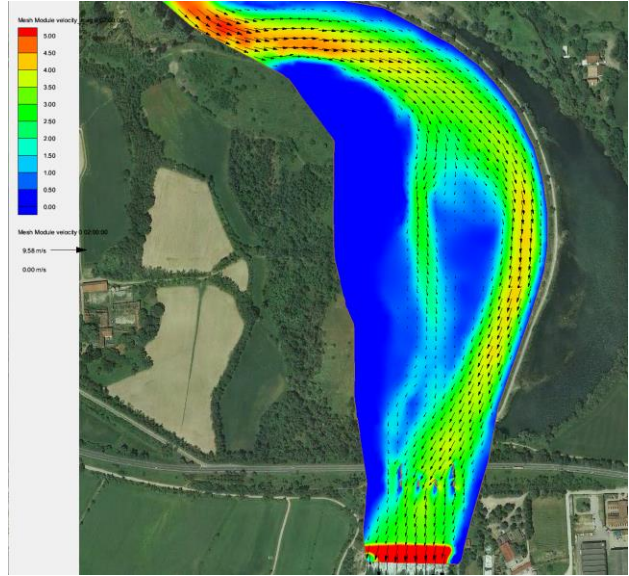
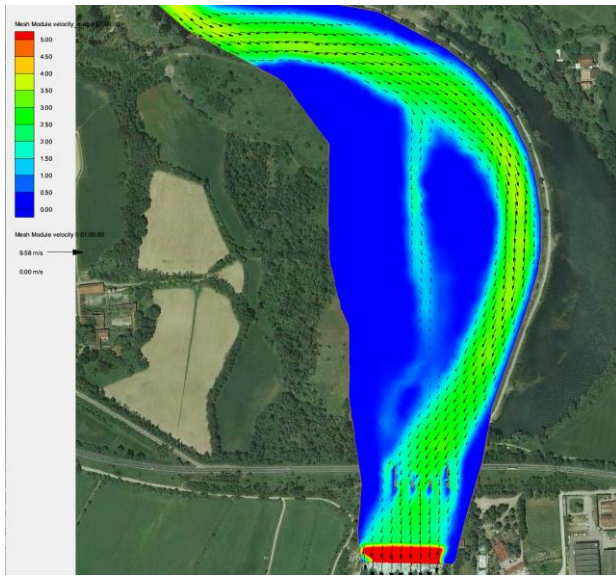
In questa appendice vengono riportati alcuni risultati delle verifiche a complemento di quanto esposto nei capitoli della relazione illustrativa



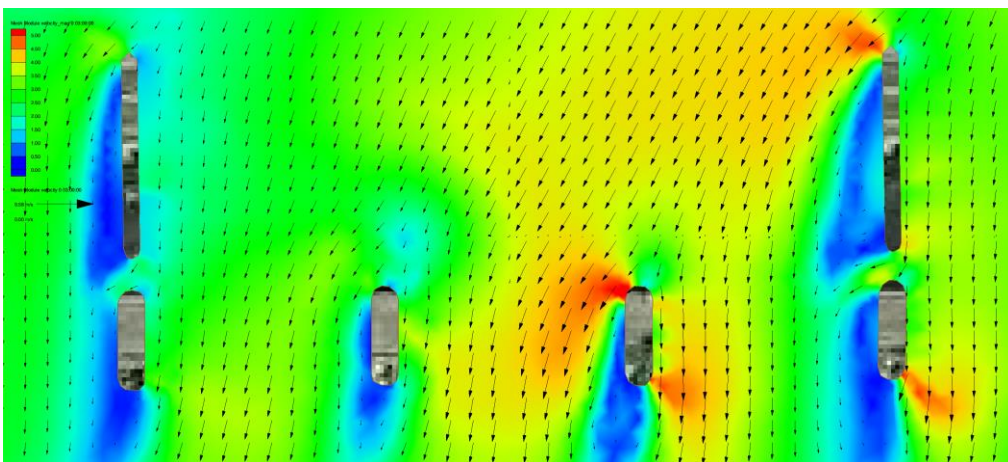
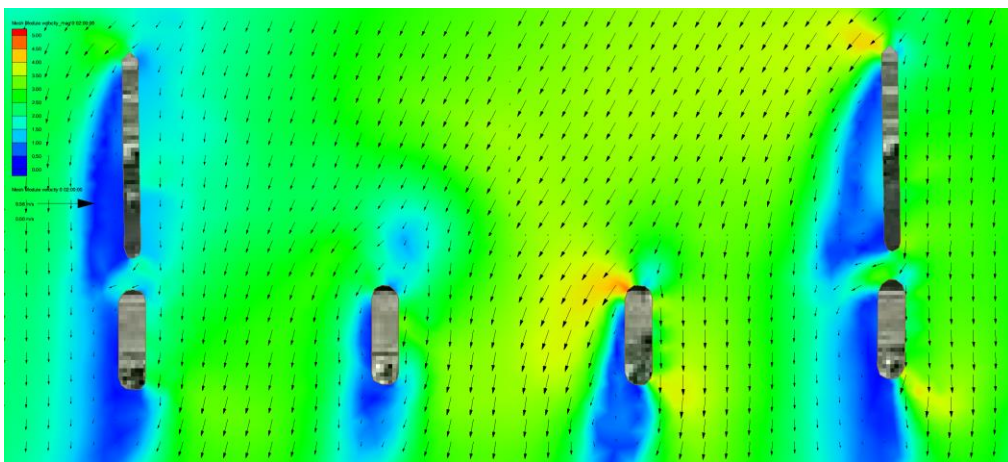
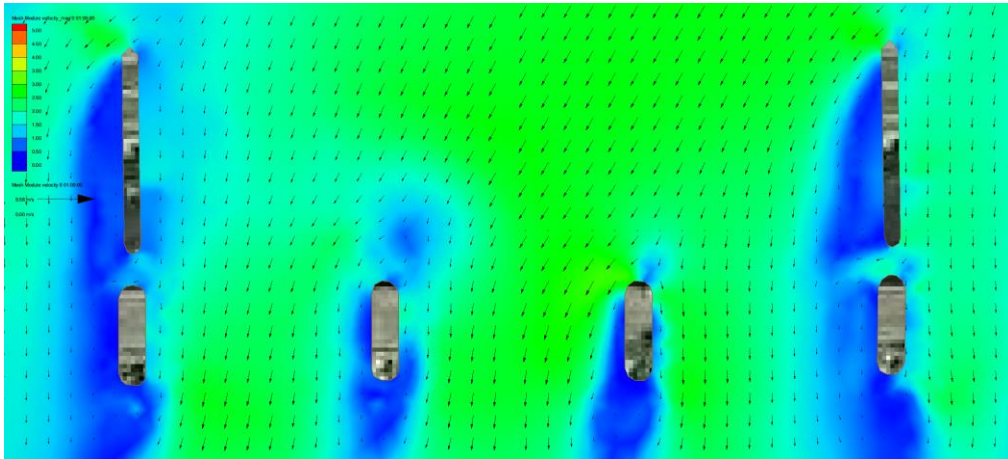
Modello digitale del terreno costruito sulla base dei rilievi AIPO Cremona



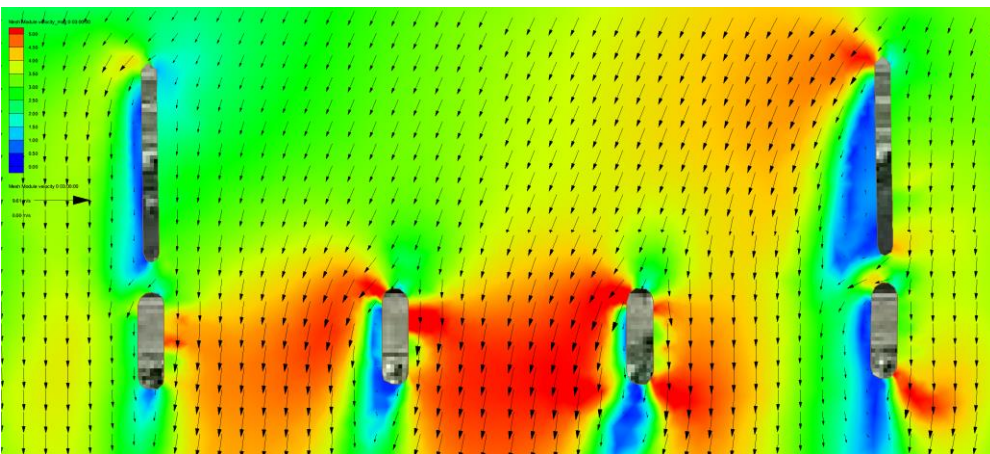
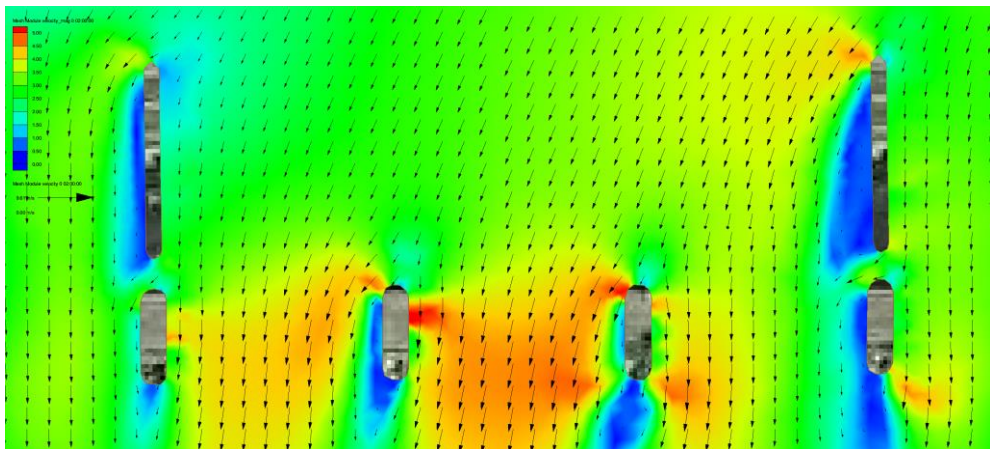
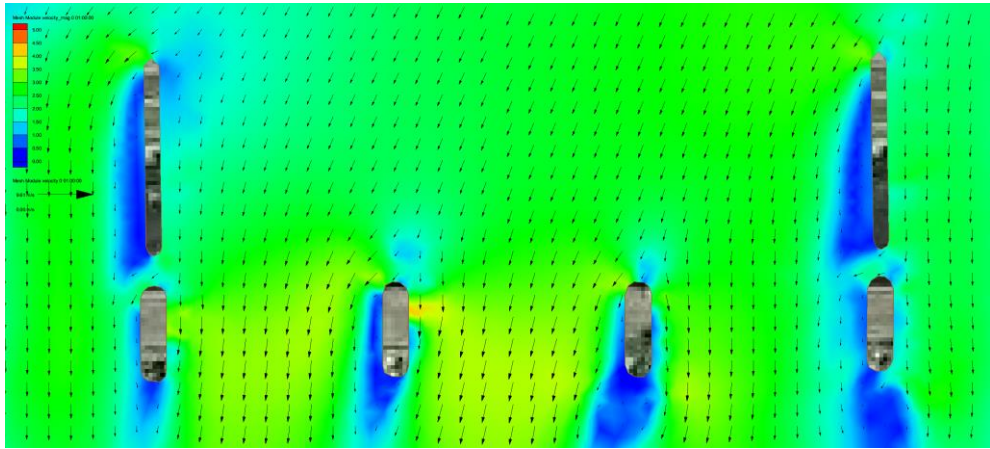
Profondità della corrente con tempi di ritorno di 2, 20 e 200 anni (configurazione originale del fondo)



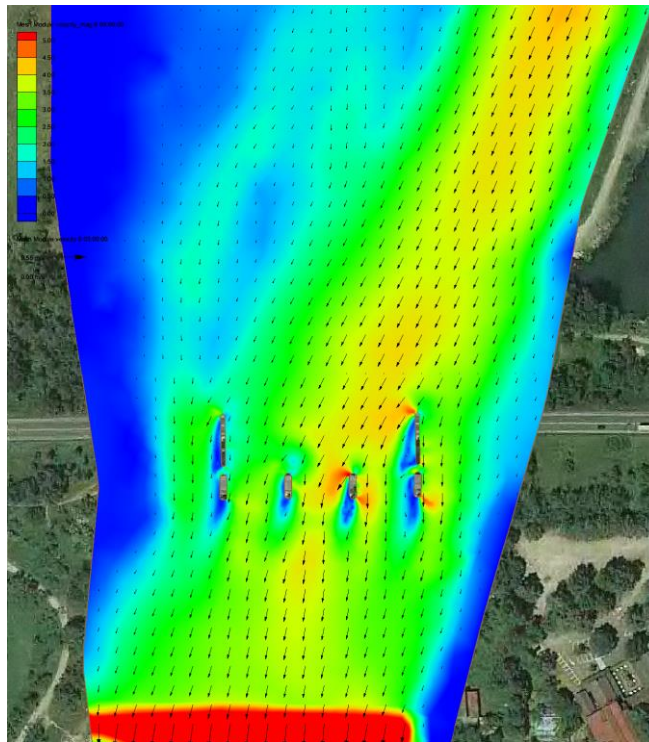
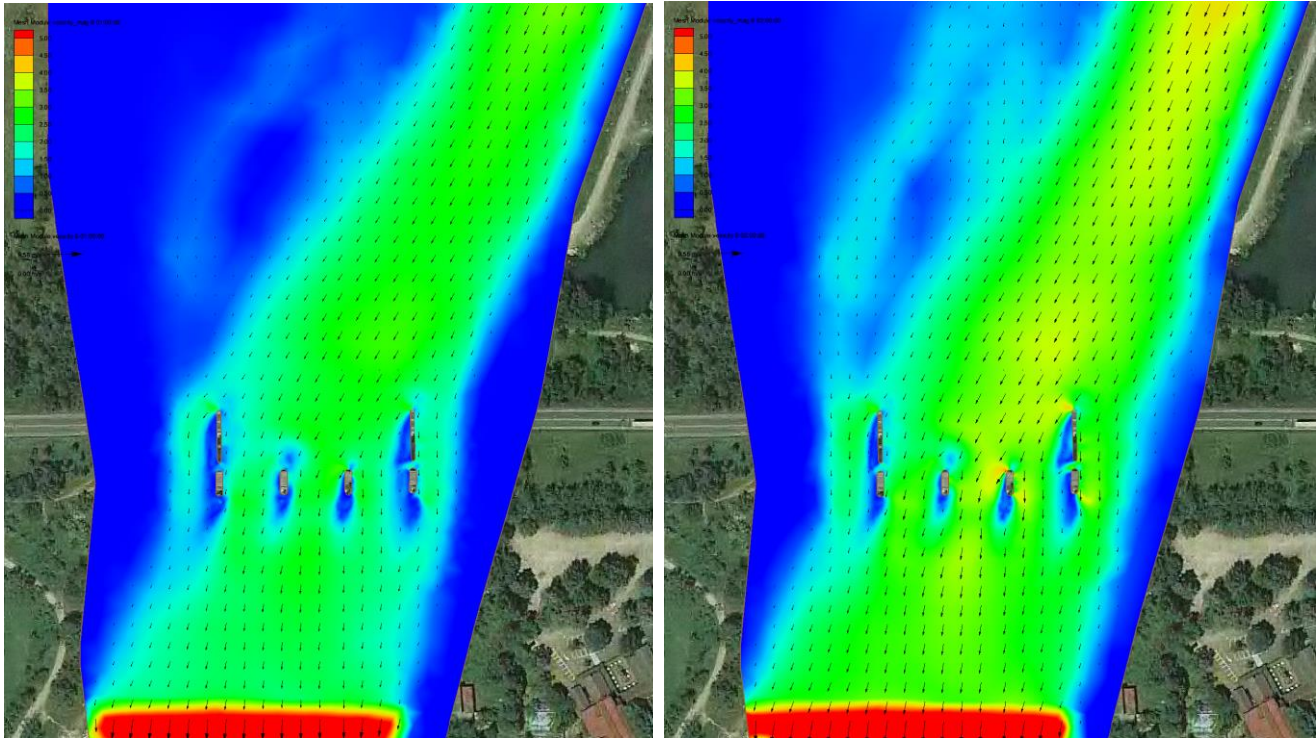
Velocità della corrente con tempi di ritorno di 2, 20 e 200 anni (configurazione originale del fondo)



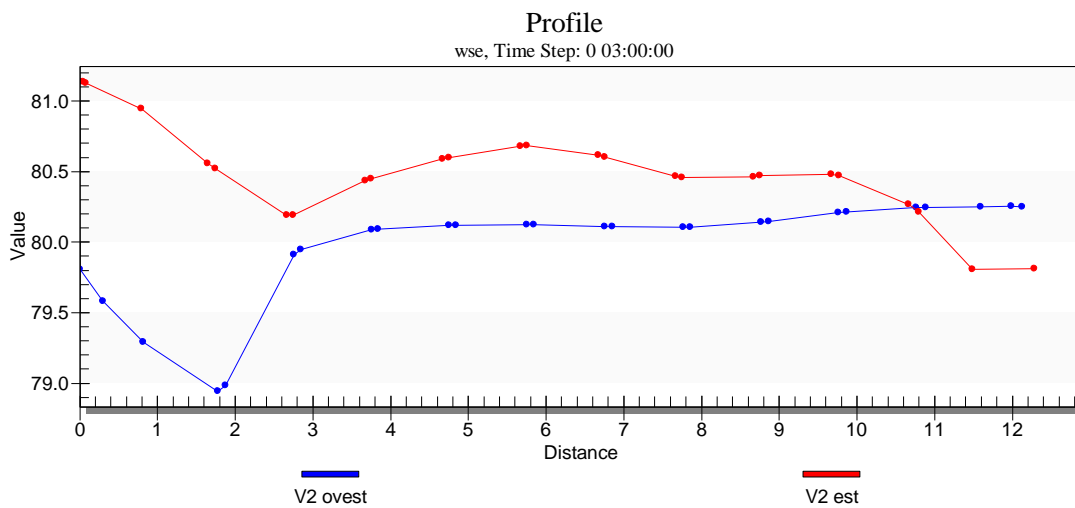
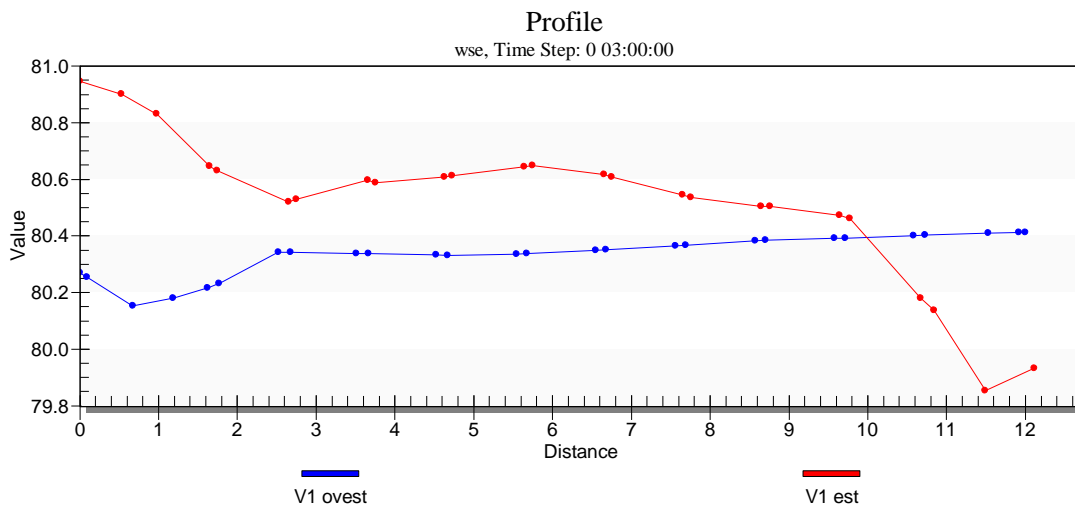
Dall'alto verso il basso, campi di velocità intorno alle pile per portate con tempi di ritorno di 2, 20 e 200 anni (configurazione originale del fondo)



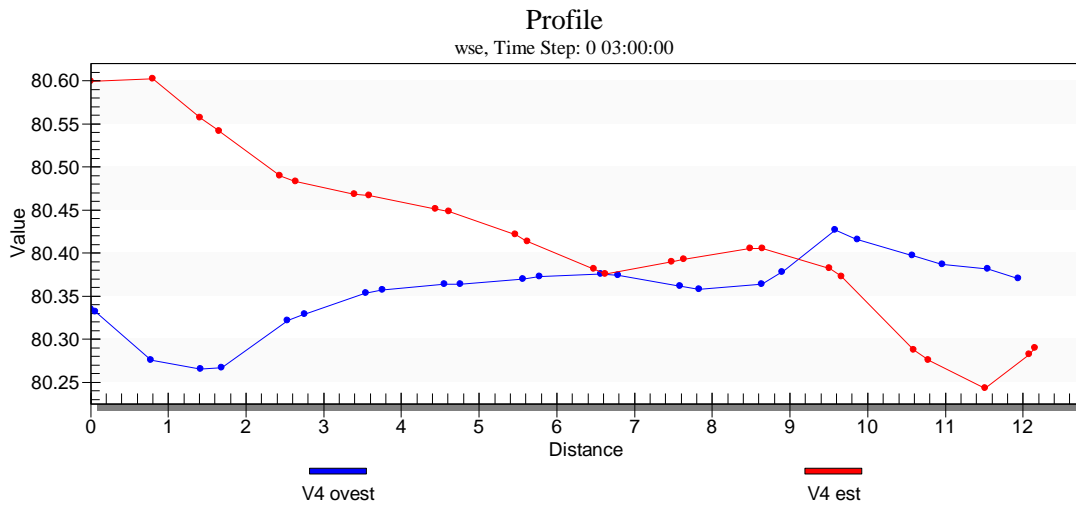
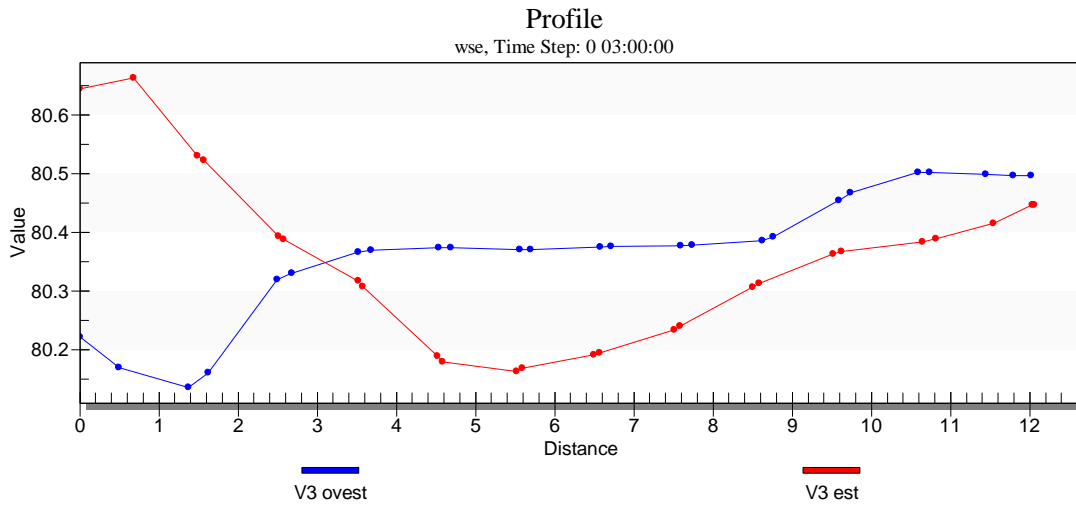
Campi di velocità intorno alle pile per portate, dalla figura in alto a quella in basso, con tempi di ritorno di 2, 20 e 200 anni (configurazione modificata del fondo)



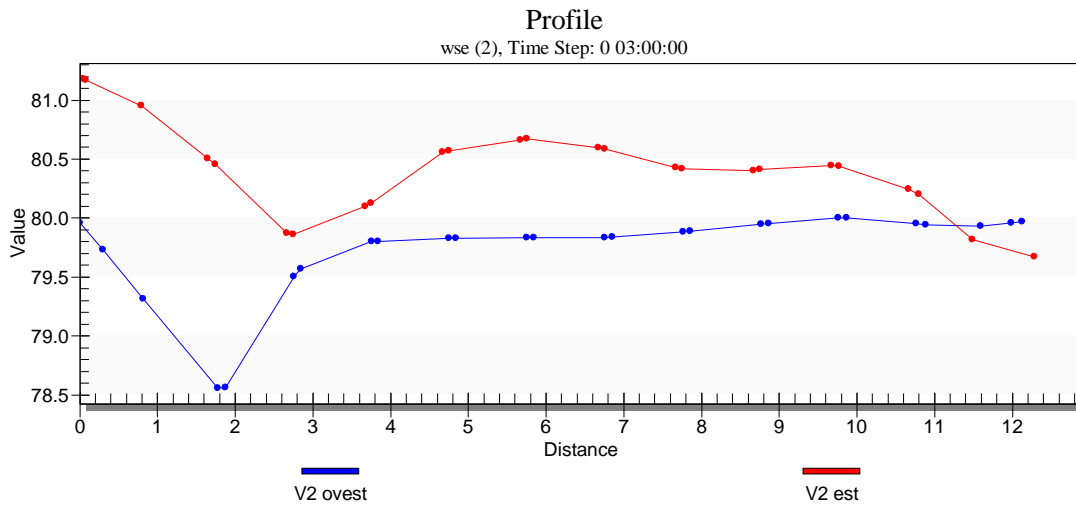
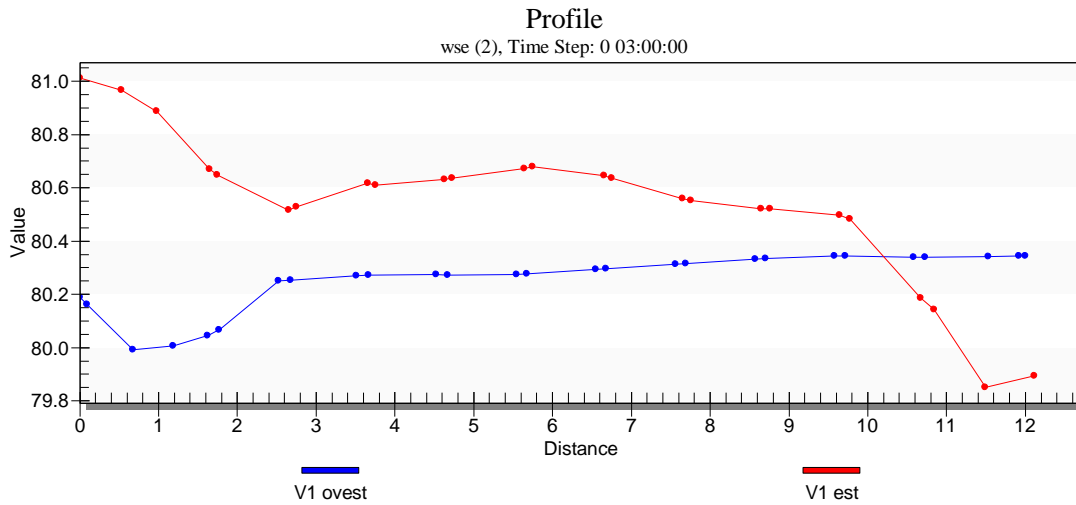
Dettagli della corrente nella parte terminale del tratto soggetto a verifiche per tempi di ritorno di 2, 20 e 200 anni (configurazione originaria del fondo)



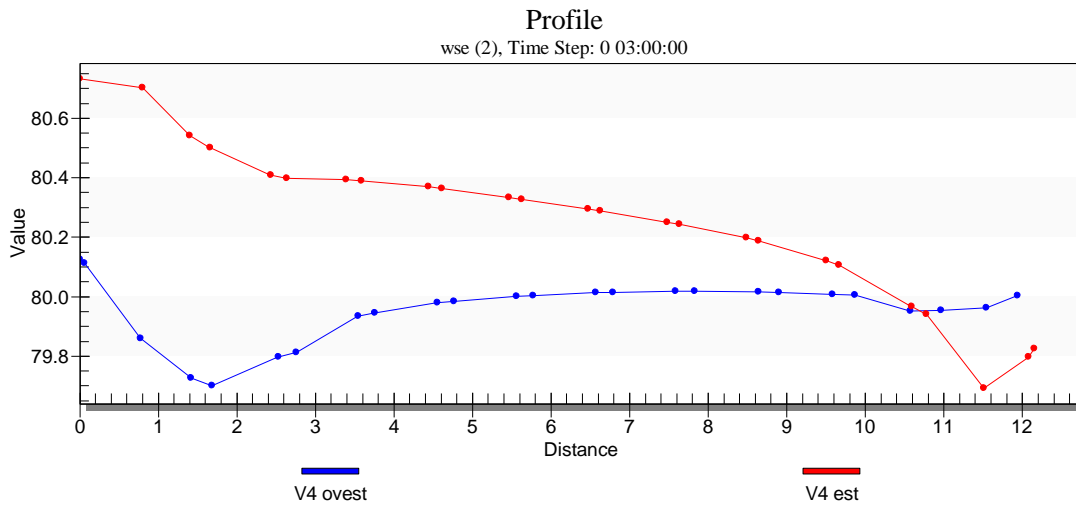
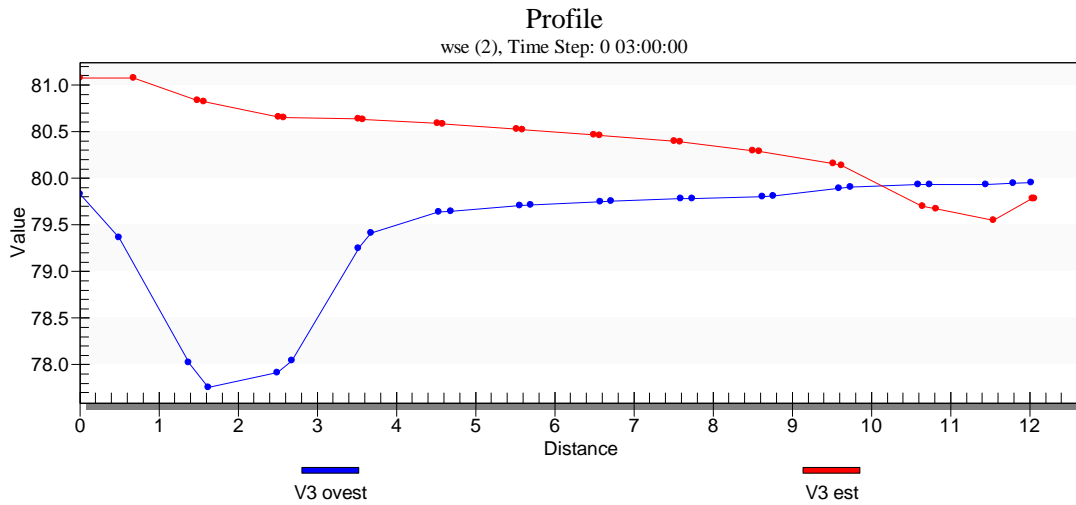
Profili di pelo libero della corrente sui lati delle pile del ponte asburgico – fondo attuale



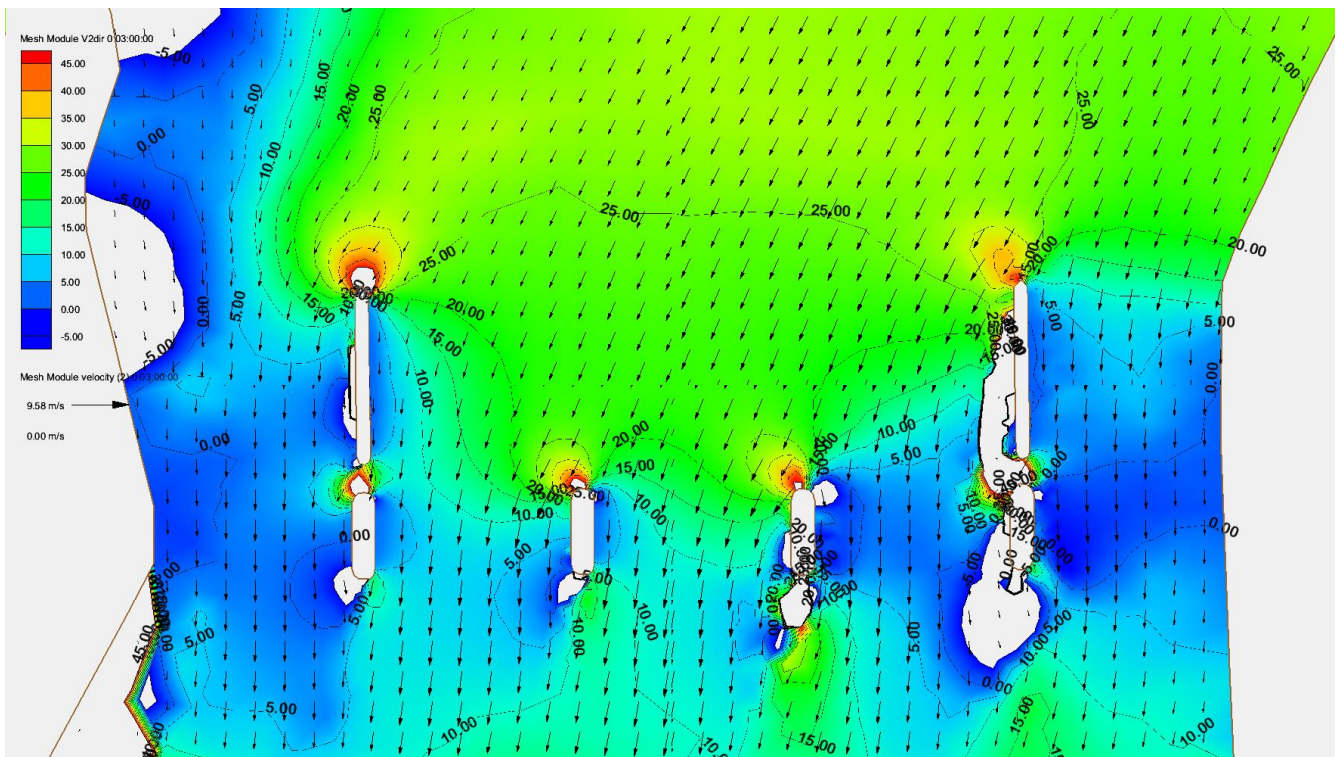
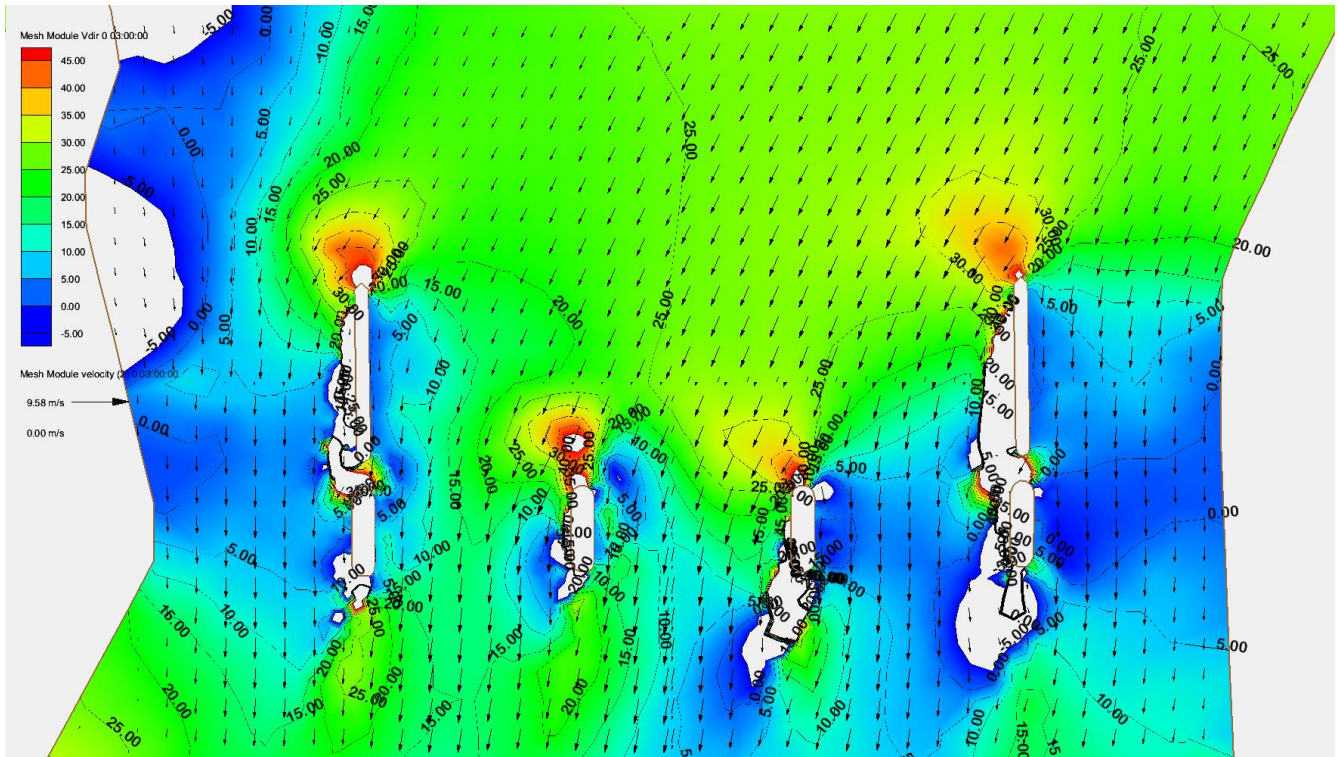
Profili di pelo libero della corrente sui lati delle pile del ponte asburgico – fondo attuale



Profili di pelo libero della corrente sui lati delle pile del ponte asburgico – fondo modificato

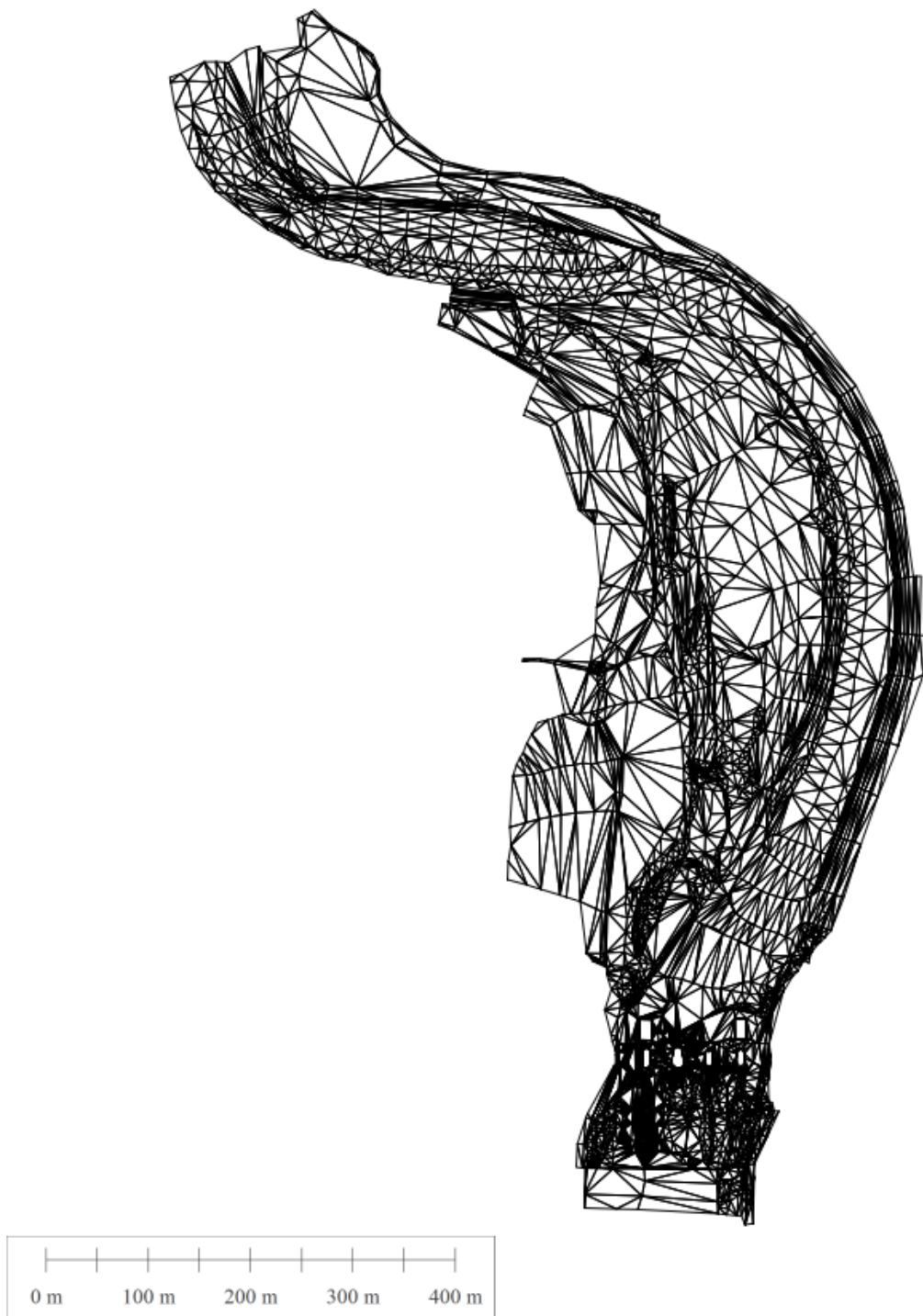


Profili di pelo libero della corrente sui lati delle pile del ponte asburgico – fondo modificato

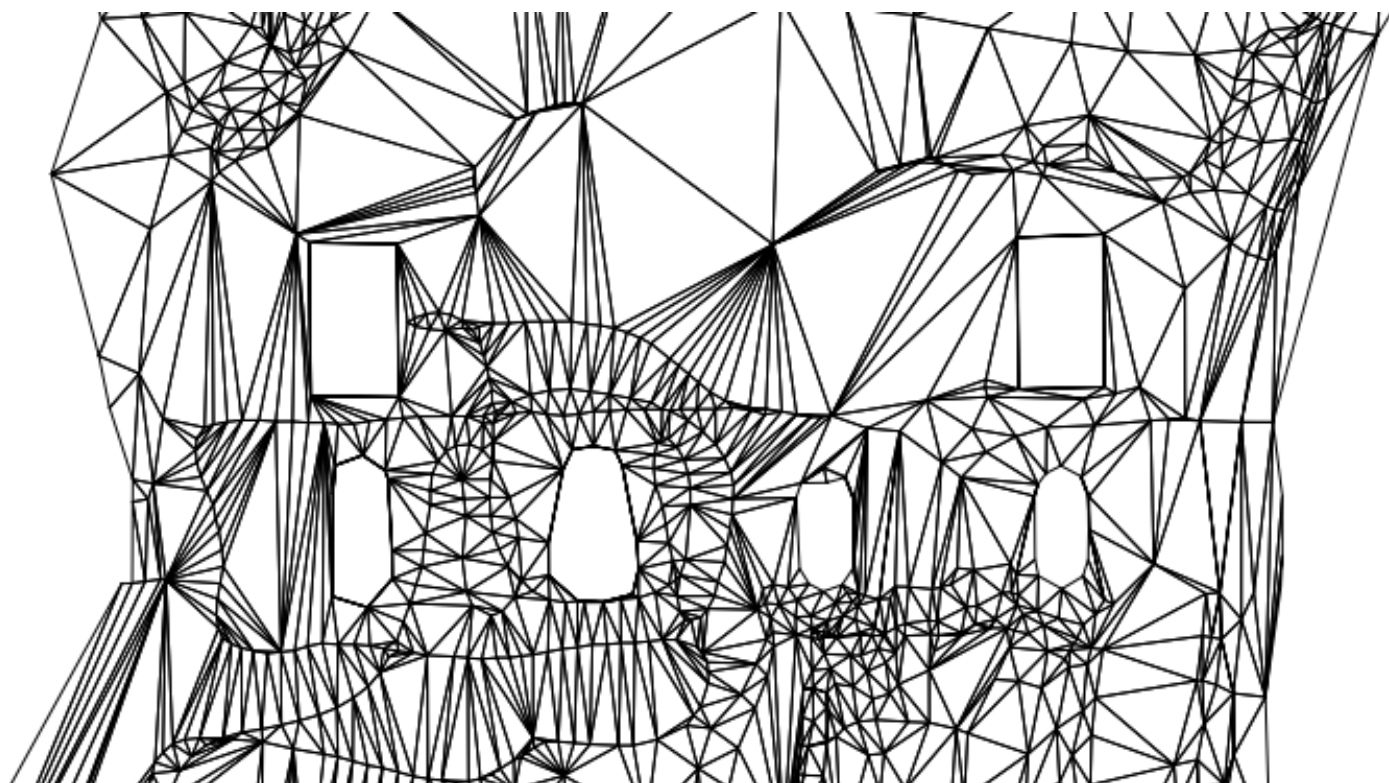


Angoli di incidenza della corrente con il fondo originale (in alto) e modificato (in basso) in corrispondenza del transito della portata bicentenaria

A.2 APPENDICE 2 – RILIEVI BATIMETRICI E ALTIMETRICI EFFETTUATI DALL'AIPO DI CREMONA



Vista generale dell'area rilevata



Dettaglio della zona delle pile

ALLEGATO 1 – VERIFICA IDRAULICA PREVENTIVA

SOMMARIO

1. Premessa	- 2 -
2. Caratteristiche della corrente in corrispondenza dei ponti presso Spino d'Adda	- 3 -
3. Verifiche sulla erosione localizzata	- 4 -
3.1. Modalità di erosione	- 4 -
3.2. Selezione della metodologia per la stima dell'erosione localizzata	- 4 -
3.3 Nuovo ponte in esercizio	- 5 -
3.4. Nuovo ponte in progetto	- 7 -
3.5. Ponte vecchio	- 12 -
3.6. Considerazioni su possibili soluzioni per mitigare l'erosione	- 14 -
4. Stime preliminari delle spinte idrodinamiche sulle pile	- 16 -
4.1 – Ponte in esercizio	- 16 -
4.2 – Ponte in progetto	- 16 -
4.3 – Ponte vecchio	- 17 -
4.4 – Tabella riassuntiva delle spinte sulle pile	- 17 -
A.1 Appendice 1 – Dati granulometrici dallo “Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Adda nel tratto da Olginate alla confluenza in Po” (2004)	- 18 -
A.2 Appendice 2 – Stratigrafia eseguita per conto della Provincia di Cremona nell'agosto 2015	- 20 -
A.3 Appendice 3 – Verifiche di erosione localizzata	- 23 -
Pila destra ponte nuovo in esercizio (pila 2) – Metodo HEC18C	- 24 -
Pila destra ponte nuovo in esercizio (pila 2) – Metodi HEC18 e FDOT	- 25 -
Pila destra ponte nuovo in esercizio (pila 2) – Metodo FDOTC	- 26 -
Pila destra ponte in progetto (pila 2) – Metodo HEC18C	- 29 -
Pila destra ponte in progetto (pila 2) – Metodi HEC18 e FDOT	- 30 -
Pila destra ponte in progetto (pila 2) – Metodo FDOTC	- 31 -
Pila ponte vecchio (pila 3) – Metodo HEC18C	- 34 -
Pila ponte vecchio (pila 3) – Metodi HEC18 e FDOT	- 35 -
Pila ponte vecchio (pila 3) – Metodo FDOTC	- 36 -

PROVINCIA DI CREMONA

UNIVERSITÀ DI PAVIA – DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA

ACCORDO DI COLLABORAZIONE PER LA REALIZZAZIONE DI UN MODELLO IN SCALA PRESSO IL LABORATORIO DI BORETTO DI PROPRIETÀ AiPo RELATIVO AL NUOVO PONTE DI SPINO D'ADDA - S.P. CR EX S.S. N. 415 "PAULLESE" - NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA

VERIFICA IDRAULICA PREVENTIVA

1. PREMESSA

Nel quadro delle attività di cui allo *"Accordo di collaborazione per la realizzazione di un modello in scala presso il laboratorio di Boretto di proprietà AiPo relativo al nuovo ponte di Spino D'Adda-S.P. CR ex S.S. n. 415 "Paullese" - Nuovo ponte sul fiume Adda"*, in queste note si riferisce sinteticamente sulla *"verifica idraulica preventiva"* concordata nel mese di dicembre 2015 e da eseguirsi sulla base della documentazione contenuta nei seguenti elaborati, trasmessi dalla Provincia di Cremona al Dipartimento con nota prot. n. 130375 del 17.12.2015:

- relazioni tecniche di calcolo ed elaborati grafici trasmessi dall'Ing. Virginio Brocajoli con la nota del 06.11.2015 (Prot. Provincia di Cremona n. 118631 del 12.11.2015) e relativi all'impalcato del nuovo ponte (comprese spalle, pile, muri d'ala ed opere provvisionali);
- relazioni tecniche di calcolo ed elaborati grafici trasmessi dall'Ing. Fabio Scaroni con la nota del 16.12.2015 (in fase di protocollazione all'atto della consegna) e relativi al consolidamento del ponte *"Asburgico"*, alle fondazioni e pali del nuovo ponte ed alla geotecnica.

Tale verifica preventiva è stata richiesta dalla Provincia di Cremona per approfondire la fattibilità idraulica di quanto proposto e calcolato negli elaborati sopra elencati, allo scopo di ottenere indicazioni preliminari prima di procedere alle programmate e maggiormente dettagliate verifiche tramite modello numerico bidimensionale. Queste ultime sono, all'atto della stesura della presente relazione, in corso di svolgimento dopo la acquisizione e la verifica di tutti i dati geometrici necessari.

2. CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE IN CORRISPONDENZA DEI PONTI PRESSO SPINO D'ADDA

Le caratteristiche dell'alveo e della corrente in prossimità dei ponti sono state desunte dallo "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Adda nel tratto da Olginate alla confluenza in Po", redatto nel 2004 per conto della Autorità di Bacino del Fiume Po, e dalla "Relazione tecnica sui lavori di ripristino e consolidamento opere idrauliche di 3° categoria del fiume Adda a valle del ponte SS 415 in località Bisnate, nei comuni di Zelo Buon Persico (LO) e Spino d'Adda (CR)", redatto nel 2006 dalla Agenzia Interregionale per il fiume Po, Ufficio di Cremona. Quest'ultimo documento riporta calcoli idraulici eseguiti sulla base di una parziale modifica dell'alveo rispetto al precedente studio di fattibilità.

In base alle analisi granulometriche riportate nel citato studio di fattibilità, il tratto di fiume a monte dei ponti ha il fondo composto da miscugli sabbia-ghiaia in proporzione variabile, con un diametro medio D50 compreso tra 13.31 mm e 15.29 mm a seconda del campione di terreno esaminato, e corrispondenti D90 fra 40.44 mm e 68.61 mm.

Una scheda riassuntiva di dette analisi granulometriche è riportata in appendice 1 unitamente a curve granulometriche e foto delle zone di prelievo.

Ulteriori riscontri sono desumibili dalla stratigrafia S.1, eseguita in alveo presso una pila di ponte per conto della Provincia di Cremona, a cui si riferiscono le immagini e le analisi stratigrafiche riportate nell'appendice 2 che in particolare mostrano una composizione del terreno in "ghiaia grossa con sabbia grossolana e ghiaietto" fino alla profondità di 2.1 m.

Dai profili calcolati nella citata relazione tecnica AiPo risultano, in corrispondenza del transito della portata bicentenaria, i valori riportati in tab. 2.1.

sez AiPo	sez studio AiPo CR		Quota Fondo (m)	Quota Pelo Libero Q200 SF AdBPo (1971 m ³ /s) (m)	Profondità (m)	Velocità media (m/s)	Fr
	4.9	Valle ponte vecchio	71.99	80.72	8.73	2.44	0.33
123	5	Ponte vecchio SS 415					
	5.1	Monte ponte vecchio	71.99	80.91	8.92	2.35	0.32
	5.9	Valle ponte nuovo	72.68	80.91	8.23	2.55	0.38
123_01	6	Ponte nuovo SS 415					
	6.1	Monte ponte nuovo	72.68	81.06	8.38	2.47	0.36

Tab. 2.1 – Principali caratteristiche della corrente in corrispondenza del transito della piena bicentenaria di 1971 m³/s, desunte dalla relazione AiPo.

In attesa di una più capillare caratterizzazione del moto della corrente, ottenibile attraverso il previsto modello numerico bidimensionale, sono state eseguite analisi preliminari sulla base dei parametri qui elencati.

3. VERIFICHE SULLA EROSIONE LOCALIZZATA

3.1. MODALITÀ DI EROSIONE

Una fase delle verifiche è stata volta a individuare il tipo di erosione localizzata che potrebbe condurre a un eventuale scalzamento delle pile e delle spalle dei ponti.

L'erosione può infatti aver luogo in due condizioni, che si distinguono per la presenza o l'assenza di trasporto solido nella corrente a monte della struttura considerata; nei casi qui esaminati, la seconda condizione (Clear Water Scour o CWS) è stata riscontrata nella ipotesi di transito delle piene minori, e la prima (Live Bed Scour o LBS) in corrispondenza delle piene più intense.

La presenza o meno di trasporto solido nella corrente in arrivo influenza principalmente i tempi di raggiungimento della massima profondità erosiva: questi risultano molto più rapidi nel caso di corrente con trasporto solido, mentre quando la corrente in arrivo non trasporta il materiale di fondo alveo la erosione localizzata raggiunge la massima profondità anche dopo vari eventi di piena successivi.

È stata inoltre valutata la minima dimensione dei grani mobilitabili dalla corrente in arrivo da monte in corrispondenza dell'ipotetico transito della piena bicentenaria ($Q_{200} = 1971 \text{ m}^3/\text{s}$), per cui la relazione AiPo calcola a monte del ponte nuovo una velocità di 2.47 m/s che risulterebbe critica per il trasporto di grani di pezzatura 22.5 mm; questa risulta di poco superiore al diametro medio misurato nel corso dei rilievi effettuati durante lo studio di fattibilità nella citata sezione 3 km a monte (13-16 mm), e dello stesso ordine di grandezza di quella del materiale rilevato in prossimità del ponte.

Come dettagliato nei paragrafi successivi, nel caso del ponte nuovo oggi in opera la corrente transiterebbe con velocità al di sotto di quella critica per il trasporto in corrispondenza a portate inferiori a circa $1400 \text{ m}^3/\text{s}$.

Per quanto riguarda il ponte vecchio la situazione è molto simile, con una portata critica per il trasporto lievemente maggiore a $1400 \text{ m}^3/\text{s}$.

Si può concludere che sia per il ponte nuovo che per il ponte vecchio si abbiano condizioni di erosione localizzata in assenza di trasporto (*clear water scour*) per portate inferiori a $1400 \text{ m}^3/\text{s}$, mentre con le piene di portata superiore l'erosione avviene a opera di una corrente in arrivo con trasporto solido (*live bed scour*); la conseguenza è una molto maggior rapidità della evoluzione dello scavo quando le portate sono maggiori di $1400 \text{ m}^3/\text{s}$ rispetto a quanto atteso per portate di valore inferiore.

3.2. SELEZIONE DELLA METODOLOGIA PER LA STIMA DELL'EROSIONE LOCALIZZATA

Le pile del nuovo ponte attualmente in opera e di quello in progetto sono dotate di una base che appoggia su pali di fondazione. La possibilità che durante i processi di erosione localizzata possano venire scoperti sia la base che i pali ha indotto ad applicare a queste pile di forma complessa la tecnica della sovrapposizione delle componenti di erosione adottata dalla FHWA¹, basta sulle equazioni HEC-18 e nel seguito sinteticamente richiamata come *HEC18C*. Per confronto, sono state separatamente valutate le potenziali profondità di erosione tramite il metodo standard HEC-18, in seguito citato come *HEC18*, e con la metodologia nota come *Florida DOT*², che in seguito verrà sinteticamente denominata *FDOT*; in alcuni casi si è inoltre proceduto anche alla verifica con la più elaborata metodologia *FDOTC*, consistente in una estensione della *FDOT* alle pile di forma complessa in cui plinto e pali possono venire eventualmente esposti alla corrente.

¹ Hydraulic Engineering Circular No. 18 - Evaluating Scour at Bridges - Fifth Edition, *Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, April 2012*

² Bridge Scour Manual, *Florida Department Of Transportation, 2010*

Benchè le equazioni HEC18 siano da molti anni usate per analisi e applicazioni in varie parti del mondo, recenti studi condotti nell'ambito del *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) hanno dimostrato le migliori prestazioni delle equazioni di Sheppard e Miller nella stima di fenomeni erosivi misurati sia sul campo che in laboratorio, e hanno leggermente modificato dette equazioni. Questi risultati sono stati ulteriormente perfezionati per ottenere la metodologia Florida DOT.

Tra le metodologie citate, solo le HEC18C e FDOTC tengono conto sia dello scalzamento dovuto allo stelo della pila che di quello causato dall'eventuale esposizione alla corrente delle strutture di fondazione; la HEC18C considera la fondazione in blocco, mentre la FDOTC considera i dettagli sia del plinto che dell'insieme dei pali di fondazione.

Secondo recenti riscontri nella letteratura tecnico-scientifica³, i metodi selezionati sono fra quelli che meglio interpretano situazioni sia di campo che di laboratorio. Tuttavia, e come verrà meglio precisato nei successivi paragrafi, la complessità della configurazione geometrica dei casi in esame rende l'applicazione di questi metodi affetta da inevitabili incertezze che inducono il ricorso alla modellazione fisica.

3.3 NUOVO PONTE IN ESERCIZIO

Rimandando agli elaborati progettuali, citati in premessa, per tutti i dettagli del nuovo ponte, si riportano in tab. 3.3.1 i principali dati geometrici utilizzati nelle verifiche idrauliche; ulteriori particolari su alcune verifiche sono forniti nella appendice 3.

Ponte nuovo in esercizio – pila 2	
Distanza fra pila e fronte del plinto	1.51 m
Larghezza pila	1.6 m
Lunghezza pila	11 m
Quota della base del plinto	71.37 m
Quota fondo locale	76 m
Livello iniziale della base del plinto rispetto al fondo	-4.63 m
Altezza del plinto	3.5 m
Larghezza del plinto	10 m
Lunghezza pali di fondazione	
Diametro pali	1.5 m
Interasse pali longitudinale	4.00 m
trasversale	3.85 m
Numero pali (longitudinali X trasversali)	5 X 3

Tab. 3.3.1 – Dati geometrici per le verifiche di scalzamento delle pile del ponte nuovo attualmente in opera

³ cfr. ad es. Sheppard, Melville and Demir, "Evaluation of Existing Equations for Local Scour at Bridge Piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 140, No. 1, January 1, 2014

Ponte nuovo in esercizio – pila 2									
Caratteristiche corrente in arrivo					Erosione stimata (m)				
Portata (m ³ /s)	Quota pelo libero (m)	Velocità media (m/s)	Profondità locale (m)	Velocità critica per il trasporto (m/s)	Tipo di erosione	HEC18C	HEC18	FDOT	FDOTC
1971	81.06	2.47	5.06	2.10	LBS	19.23	7.72	7.31	11.58
1800	80.84	2.37	4.84	2.08	LBS	18.36	7.54	7.23	
1400	80.30	2.09	4.30	2.05	LBS	15.85	7.03	7.00	
1000	79.70	1.74	3.70	2.01	CWS	12.90	6.37	6.57	
500	78.65	1.21	2.65	1.92	CWS	8.50	5.21	4.60	
100	77.03	0.55	1.03	1.66	CWS	-	3.27	4.60	

Tab. 3.3.2 – Principali risultati delle verifiche di scalzamento delle pile del ponte nuovo attualmente in opera

In tab. 3.3.2 sono elencati i principali risultati delle verifiche idrauliche condotte a partire dai risultati della relazione tecnica AiPo citata in premessa.

Le profondità di erosione maggiori risultano dalla procedura HEC18C che tiene conto della complessità della forma della pila. Le stime sono molto maggiori di quelle ottenute con i metodi HEC18 e FDOT a causa soprattutto della previsione dello scoprimento del plinto, la cui larghezza – non considerata nelle equazioni HEC18 e FDOT – devia la corrente in arrivo in misura maggiore di quanto provocato dalla pila. Un altro fattore che aumenta le stime della profondità di erosione, indipendentemente dalla metodologia utilizzata, è l'angolo tra la direzione della corrente e quella longitudinale della pila, ipotizzata pari a 23° come indicato nelle tabelle in appendice 3.

In definitiva, le verifiche evidenziano profondità di erosione che sfiorano i 20 m, in grado di scoprire il plinto su cui poggia la pila e i sottostanti pali di fondazione. L'erosione localizzata è prevista in assenza di trasporto (CWS, clear water scour) per portate inferiori a poco meno di 1400 m³/s, mentre per portate maggiori la corrente in arrivo è in grado di trasportare materiale di fondo con la dimensione media rilevata (LBS, live bed scour).

3.4. NUOVO PONTE IN PROGETTO

Rimandando nuovamente agli elaborati progettuali, citati in premessa, per tutti i dettagli del nuovo ponte, si osserva qui la particolare complessità delle future pile. Come evidenziato in fig. 3.4.1, tratta dalle tavole di progetto, il nuovo ponte sarà costituito da due impalcati paralleli sostenuti da pile ottenute congiungendo quelle del ponte oggi in esercizio con quelle del nuovo impalcato. L'attuale plinto verrà affiancato a valle da un nuovo plinto posto a quota leggermente maggiore, con la base alla quota di 73.70 m e la sommità a 75.70 m, mentre quelle dell'attuale ponte sono rispettivamente 71.37 m e 74.87 m.

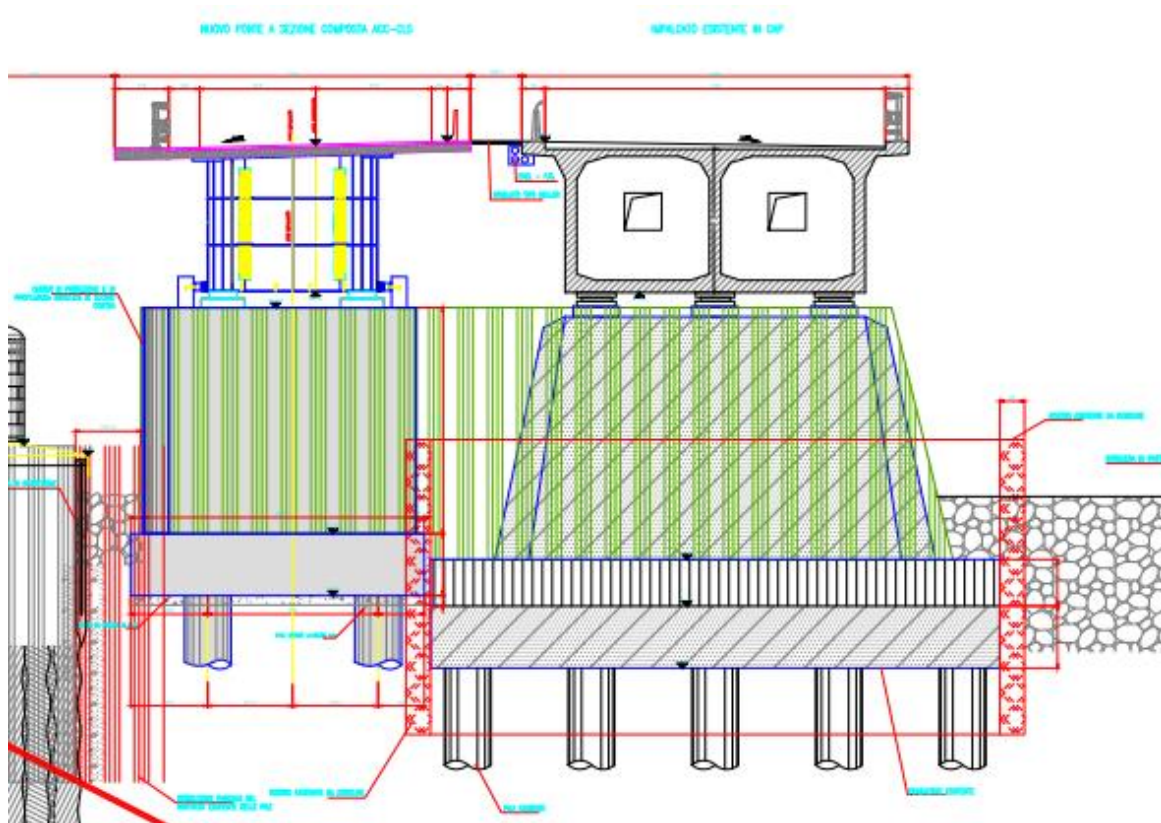


Fig. 3.4.1 – Sezione trasversale del nuovo ponte in progetto

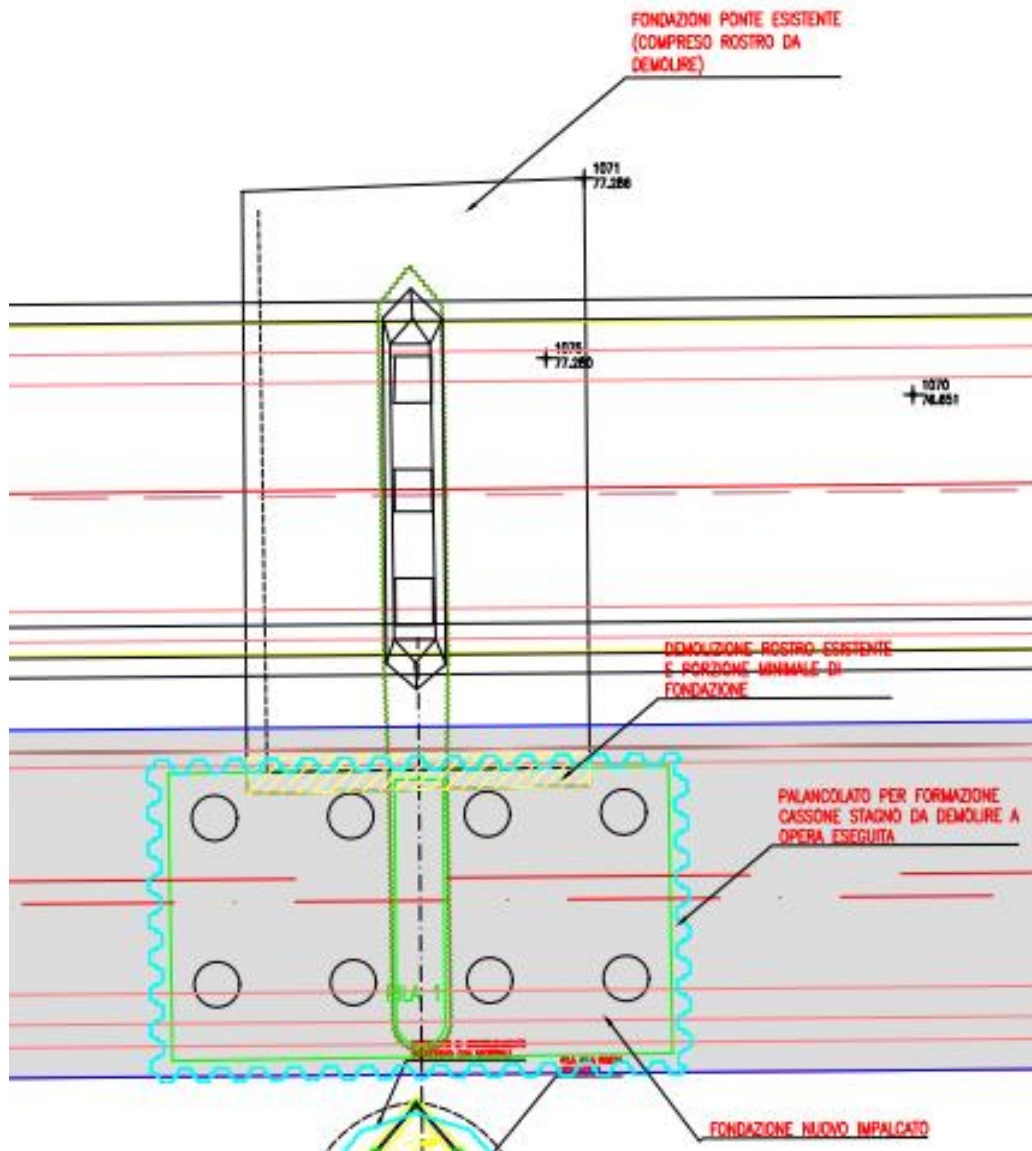


Fig. 3.4.2 – Particolare della planimetria del nuovo ponte in progetto

Nella planimetria di fig. 3.4.2 si può inoltre notare la maggiore larghezza del plinto di fondazione del nuovo impalcato (16.5 m) rispetto a quella del plinto attuale (10 m).

I principali dettagli della geometria delle due parti del ponte sono sintetizzati in tab. 3.4.1.

Una simile configurazione geometrica è difficilmente rappresentabile nelle formulazioni disponibili per la stima della entità dell'erosione localizzata, per cui si è adottato uno schema semplificato, considerando in pratica il solo allungamento della pila; i parametri principali dello schema adottato sono riassunti in tab. 3.4.2.

	Parte in esercizio	Parte in progetto
Quota della base del plinto	71.37 m	73.70 m
Altezza del plinto	3.5 m	2 m
Larghezza del pinto	10 m	16.5 m
Lunghezza pali di fondazione		40 m
Diametro pali	1.5 m	1.5 m
Interasse pali longitudinale	4.00 m	5.50 m
Interasse trasversale	3.85 m	4.50 m
Numero pali (longitudinali X trasversali)	5 X 3	2 X 4

Tab. 3.4.1 – Principali caratteristiche geometriche del ponte in progetto

Ponte nuovo in progetto – pila 2	
Distanza fra pila e fronte del plinto	1.51 m
Larghezza pila	1.6 m
Lunghezza pila	26 m
Quota della base del plinto	71.37 m
Quota fondo locale	76 m
Livello iniziale della base del plinto rispetto al fondo	-4.63 m
Altezza del plinto	3.5 m
Larghezza del pinto	10 m
Lunghezza pali di fondazione	40 m
Diametro pali	1.5 m
Interasse pali longitudinale	4.00 m
Interasse trasversale	3.85 m
Numero pali (longitudinali X trasversali)	7 X 3

Tab. 3.4.2 – Dati geometrici dello schema della pila num. 2 utilizzato per le verifiche di scalfamento

Ponte nuovo in progetto – pila 2									
Caratteristiche corrente in arrivo					Erosione stimata (m)				
Portata (m ³ /s)	Quota pelo libero (m)	Velocità media (m/s)	Profondità locale (m)	Velocità critica per il trasporto (m/s)	Tipo di erosione	HEC18C	HEC18	FDOT	FDOTC
1971	81.06	2.47	5.06	2.10	LBS	37.67	12.18	10.88	14.74
1800	80.84	2.37	4.84	2.08	LBS	36.71	11.90	10.71	
1400	80.30	2.09	4.30	2.05	LBS	24.05	11.09	10.25	
1000	79.70	1.74	3.70	2.01	CWS	19.68	10.05	9.54	
500	78.65	1.21	2.65	1.92	CWS	13.20	8.21	6.56	
100	77.03	0.55	1.03	1.66	CWS	5.45	5.15	6.56	

Tab. 3.4.3 – Principali risultati delle verifiche di scalzamento delle pile del ponte in progetto

In tab. 3.4.3 sono elencati i principali risultati delle verifiche idrauliche condotte a partire dai risultati della relazione tecnica AiPo citata in premessa. Ulteriori particolari su alcune verifiche sono forniti nella appendice 3.

Le profondità di erosione maggiori risultano generalmente dalla procedura HEC18C che tiene conto della complessità della forma della pila. Come per il caso del ponte oggi in esercizio, le stime sono spesso molto maggiori di quelle ottenute con i metodi HEC18 e FDOT a causa soprattutto della previsione dello scoprimiento del plinto, la cui larghezza – non considerata nelle equazioni HEC18 e FDOT – devia la corrente in arrivo in misura maggiore di quanto provocato dalla pila. Anche in questo caso si sottolinea, in tutte le metodologie utilizzate, la grande influenza dell'angolo tra la direzione della corrente e quella longitudinale della pila, ipotizzato pari a 23°: con un tale valore dell'angolo le profondità di scalzamento stimate risultano anche più che triple rispetto al caso di corrente allineata alle pile.

Rispetto allo stato di fatto, si evidenzia il notevole aumento della profondità di erosione per effetto del solo allungamento delle pile: nel caso di piena bicentenaria, col metodo HEC18C lo scavo previsto risulta quasi doppio rispetto alla configurazione primitiva, mentre con i metodi HEC18 e FDOT gli aumenti sono rispettivamente del 60% e del 50% circa, e intorno al 27% con il metodo FDOTC. Tale effetto potrebbe essere ulteriormente amplificato tenendo conto che le pile del ponte vecchio si troveranno molto vicine a quelle del ponte in progetto, quasi a costituirne un ulteriore allungamento (v. fig. 3.4.3).

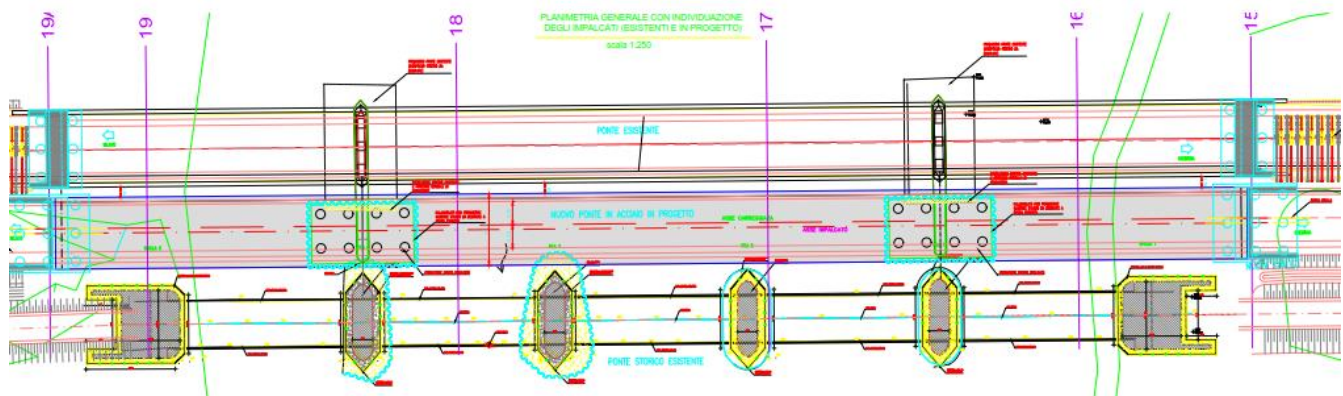


Fig. 3.4.3 – Planimetria dei ponti vicino a Spino d'Adda tratta dagli elaborati progettuali.

L'aver trascurato la maggior larghezza del nuovo plinto porta invece a risultati a favore di sicurezza: una verifica condotta con le equazioni HEC18C nell'ipotesi di piena bicentenaria e di plinto più largo (16.5 m) fornisce infatti profondità di erosione di 32.76 m invece di 37.67 m.

Non avendo tenuto conto di eventuali differenze fra la corrente in arrivo nelle condizioni attuali e in quelle di progetto, anche in questo caso l'erosione localizzata è prevista in assenza di trasporto (clear water scour) per portate inferiori a poco meno di 1400 m³/s, mentre per portate maggiori la corrente in arrivo è in grado di trasportare materiale di fondo con la dimensione media rilevata (live bed scour).

In sintesi, le verifiche sulle pile del ponte in progetto evidenziano profondità di erosione che sfiorano i 38 m nei calcoli eseguiti con uno dei quattro metodi applicati, e oscillano grossomodo fra 11 e 15 m nei calcoli basati sugli altri tre metodi. Tutti i metodi concordano nel prevedere che l'erosione sia in grado di scoprire completamente il plinto su cui poggia la pila e buona parte dei sottostanti pali di fondazione. Dato che l'entità dello scalzamento risulta funzione della estensione longitudinale delle pile, la presenza di due pile del ponte vecchio in scia a quelle del ponte in progetto potrebbe agire a sfavore di sicurezza.

3.5. PONTE VECCHIO

Nel caso del ponte vecchio si è presa in esame la pila numero 3 (fig. 3.5.1), che per la maggior larghezza rispetto alle altre provoca la maggior deviazione della corrente in arrivo e di conseguenza la maggior profondità di erosione. I principali dati geometrici utilizzati nello schema di calcolo sono sintetizzati nella tab. 3.5.1, maggiori dettagli sono forniti nella appendice 3.

Ponte vecchio – pila 3	
Distanza fra pila e fronte del plinto	4.9 m
Larghezza pila	3.34 m
Lunghezza pila	12.3 m
Quota della base del plinto	53 m
Quota fondo locale	77 m
Livello iniziale della base del plinto rispetto al fondo	-24 m
Altezza del plinto	25 m
Larghezza del pinto	11.9 m

Tab. 3.5.1 – Dati geometrici per le verifiche di scalzamento delle pile del ponte vecchio

Ponte vecchio – pila 3									
Caratteristiche corrente in arrivo					Erosione stimata (m)				
Portata (m ³ /s)	Quota pelo libero (m)	Velocità media (m/s)	Profondità locale (m)	Velocità critica per il trasporto (m/s)	Tipo di erosione	HEC18C	HEC18	FDOT	FDOTC
1971	80.91	2.35	3.91	2.03	LBS	16.33	8.94	8.78	13.89
1800	80.70	2.23	3.70	2.01	LBS	15.39	8.68	8.61	
1400	80.18	1.92	3.18	1.97	CWS	13.03	7.97	8.18	
1000	79.81	1.55	2.81	1.94	CWS	10.48	7.15	7.88	
500	78.59	1.01	1.59	1.78	CWS	6.38	5.51	4.04	
100	77.01	0.36	-	-	-	-	-	-	

Tab. 3.5.2 – Principali risultati delle verifiche di scalzamento delle pile del ponte vecchio

In tab. 3.5.2 sono elencati i principali risultati delle verifiche idrauliche condotte a partire dai risultati della relazione tecnica AiPo citata in premessa. Ulteriori particolari su alcune verifiche sono forniti nella appendice 3.

Data la modesta altezza della pila, sono stati ripetuti i calcoli HEC18 e FDOT assumendo come larghezza della pila quella del plinto sottostante; si è ottenuto, nel caso della portata bicentenaria, profondità di erosione di 14.03 m (HEC18) e 12.51 m (FDOT), vicine ai 16.33 m stimati con la metodologia HEC18C.

Per ogni situazione esaminata, le profondità di erosione maggiori risultano dalla procedura HEC18C che tiene conto della complessità della forma della pila.

Si segnala che la prossimità con le pile del ponte in progetto può alterare significativamente il campo di moto, in maniera difficilmente schematizzabile usando formulazioni di letteratura quali quelle citate.

In sintesi, le verifiche evidenziano profondità di erosione fino a 16.33 m, in grado di scoprire per più della metà le fondazioni su cui poggia la pila. L'erosione localizzata è prevista in assenza di trasporto (clear water scour) per portate fino a poco più di 1400 m³/s, mentre per portate maggiori la corrente in arrivo è in grado di trasportare materiale di fondo con la dimensione media rilevata (live bed scour).

3.6. CONSIDERAZIONI SU POSSIBILI SOLUZIONI PER MITIGARE L'EROSIONE

Da un punto di vista generale, le strategie più efficaci per contrastare l'erosione localizzata sono oggi ritenute, in ordine di preferenza, l'agire su forma e orientamento delle strutture, l'appoggio delle fondazioni su roccia solida, l'estendere la profondità delle fondazioni, il realizzare una locale protezione dell'alveo, l'installare opportuni strumenti di monitoraggio che possano segnalare la necessità di un intervento straordinario.

Per quanto riguarda le pile, possono ritenersi tre le contromisure basilari contro i potenziali danni da erosione: realizzare fondazioni di profondità tale da non compromettere la stabilità strutturale anche in caso di raggiungimento delle massime profondità di erosione; predisporre sul fondo o al di sotto di esso accorgimenti per contrastare lo sviluppo dello scavo; prevenire l'erosione inibendo la formazione e la intensità dei vortici.

L'approfondimento delle fondazioni, ottenibile con varie tecniche, è stato applicato con successo in molti casi pratici malgrado esso comporti solitamente un allargamento delle fondazioni con conseguente incremento della massima profondità di erosione, come nel caso degli interventi sulle pile del ponte vecchio di Spino d'Adda.

La presente relazione fornisce alcuni risultati sulle profondità di erosione che sono da considerarsi di prima approssimazione, in quanto la complessità della configurazione delle pile e la conformazione dell'alveo non permettono di ricavare agevolmente i parametri sintetici da utilizzare nelle formulazioni di letteratura, ma possono comunque fornire una base per verifiche sulla stabilità strutturale.

Riguardo all'assetto geometrico delle pile, nel caso in esame l'angolo fra la direzione delle pile e quella della corrente è stato stimato pari a 23°, ben oltre il limite che in generale è ritenuto ottimale che è intorno ai 5°; tuttavia, questo limite è spesso superato anche a causa della incertezza nella determinazione della direzione della corrente e del suo possibile cambiamento al variare della portata e dell'assetto locale dell'alveo.

Sulla base di queste premesse, l'angolo fra corrente e pile per i ponti qui esaminati non è certamente favorevole, come già evidenziato in sede di verifica; tuttavia, la complessità della configurazione rende estremamente difficile schematizzare le pile dei ponti presso Spino d'Adda in modo da poter applicare con sicurezza le formulazioni di letteratura quali quelle citate nel presente studio. Nei casi qui esaminati si riscontra infatti la presenza di singole pile con due plinti di fondazione aventi quote e dimensioni orizzontali differenti, aventi inoltre in scia le pile del ponte vecchio.

Una più dettagliata caratterizzazione del moto della corrente può essere effettuata tramite modelli numerici di flusso bidimensionali o anche tridimensionali: essi consentono una buona definizione del campo di moto, ma allo stato attuale delle conoscenze risultano di incerta applicazione quando si voglia quantificare un fenomeno erosivo localizzato. La complessità della situazione qui esaminata rende opportuno il ricorso alla modellazione fisica.

La protezione dell'alveo ottenuta attraverso rivestimenti con materiale lapideo di grande pezzatura, sciolto oppure cementato, è generalmente raccomandata quando essa costituisca una misura per difendere l'integrità delle pile.

Viene spesso sconsigliato l'accumulo di grossi massi attorno alle pile, in quanto l'esperienza ha mostrato che in questi casi è spesso necessaria una continua sostituzione di massi usciti dalla loro posizione iniziale.

Esiti migliori si ottengono quando la sommità dei massi non supera la quota del letto dell'alveo, e le pendenze del fondo sistemato non superano, in ogni direzione, rapporti verticale:orizzontale di 1:2; in questa categoria pare rientrare l'ipotesi, presente in alcuni degli elaborati progettuali citati in premessa, di ricoprimento di una porzione d'alveo con massi di dimensione 1 m, che risultano idonei a sopportare correnti con velocità locali di 7.8 m/s secondo la formula di Briaud (3.6.1):

$$V_c = 0.35D_{50}^{0.45} \quad (3.6.1)$$

dove V_c (m/s) è la velocità critica per la stabilità dei sedimenti granulari incoerenti di diametro medio D_{50} espresso in mm.

Tali valori di velocità al momento sembrano assai improbabili nel tratto di alveo in esame, dato che sulla base delle velocità medie calcolate nella relazione AiPo (2.47 m/s) è stimabile una velocità locale nell'intorno delle pile intorno a 4-5 m/s.

4. STIME PRELIMINARI DELLE SPINTE IDRODINAMICHE SULLE PILE

I risultati dello studio AiPo citato in premessa rendono possibile una prima stima delle spinte idrodinamiche sulle pile dei ponti nello stato di fatto e in quello di progetto.

Seguendo le indicazioni della AASHTO⁴, la pressione idrodinamica in direzione longitudinale e trasversale a quella delle pile può essere valutata rispettivamente con le equazioni 4.1 e 4.2:

$$p_D = \frac{1}{2} \rho C_D V^2 \quad (4.1)$$

$$p_L = \frac{1}{2} \rho C_L V^2 \quad (4.2)$$

In cui p_D e p_L sono le pressioni idrodinamiche in direzione longitudinale (D sta per “drag”) e trasversale (L indica “lateral”), ρ la densità dell’acqua, V la velocità della corrente in arrivo, C_D e C_L i coefficienti idrodinamici in direzione longitudinale e trasversale.

4.1 – PONTE IN ESERCIZIO

Per il ponte attualmente in esercizio, in corrispondenza della portata bicentenaria la relazione AiPo calcola un dislivello di 0.15 m fra le quote di pelo libero nelle sezioni a monte e a valle del ponte, con una velocità di arrivo della corrente di 2.47 m/s.

Per la geometria delle pile in esame, dalle tabelle AASHTO il coefficiente C_D risulta pari a 0.8, da cui risulta una pressione dinamica di 2.4 kPa; con il fondo a quota 76 m, la spinta longitudinale è pari a 20 kN. Tenendo conto della differenza di pressione dovuta al dislivello fra le quote idriche a monte e a valle del ponte, le pressioni dinamiche andrebbero aumentate di 1.5 kPa e la spinta longitudinale risulterebbe 32 kN.

Con angolo di incidenza della corrente 23°, il coefficiente C_L è pari a 0.93 e la pressione dinamica a 2.8 kPa, da cui si ricava una spinta laterale diretta verso la sponda destra e pari a 180 kN.

In caso di eventuale presenza di materiale flottante a monte della pila, il coefficiente C_D salirebbe a 1.4 e la pressione dinamica a 4.3 kPa; supponendo – sempre secondo la procedura AASHTO – che la proiezione longitudinale della superficie del materiale sia un triangolo largo 15 m e alto 3 m con corrispondente coefficiente di resistenza pari a 0.5, e tenendo conto dell’angolo di incidenza, la spinta longitudinale sulla pila raggiungerebbe 66 kN e quella laterale 193 kN.

4.2 – PONTE IN PROGETTO

Per il nuovo ponte in progetto la spinta longitudinale può in prima approssimazione essere assunta identica a quella stimata per il ponte oggi in esercizio (cfr. § 4.1); la spinta laterale risente invece dell’incremento della lunghezza della pila e sale di conseguenza a 359 kN. In caso di presenza di materiale flottante a ridosso della pila, la spinta longitudinale è 66 kN e quella laterale 390 kN.

⁴ LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 6th ed., 2012

4.3 – PONTE VECCHIO

Considerando il ponte vecchio, per la pila numero 3 il coefficiente C_D ha il valore di 0.7, da cui risulta, con la velocità di 2.35 m/s, una pressione dinamica di 1.9 kPa; con il fondo a quota 76 m, il plinto è parzialmente scoperto e esposto all'azione della corrente, e la spinta longitudinale complessiva è pari a 74 kN. Volendo tenere conto della differenza di pressione dovuta al dislivello fra le quote idriche a monte e a valle del ponte (19 cm), le pressioni dinamiche andrebbero aumentate di 1.9 kPa e la spinta longitudinale risulterebbe 146 kN.

Con angolo di incidenza della corrente 23° , il coefficiente C_L è pari a 0.93 e la pressione dinamica a 2.6 kPa, da cui si ricava una spinta laterale diretta verso la sponda destra e pari a 204 kN.

In caso di eventuale presenza di materiale flottante a monte della pila, il coefficiente C_D salirebbe a 1.4 e la pressione dinamica a 3.9 kPa; supponendo – sempre secondo il metodo AASHTO – che la proiezione longitudinale della superficie del materiale sia un triangolo largo 15 m e alto 3 m con corrispondente coefficiente di resistenza pari a 0.5, la spinta longitudinale e quella laterale su pila e plinto raggiungerebbero rispettivamente 177 kN e 216 kN.

4.4 – TABELLA RIASSUNTIVA DELLE SPINTE SULLE PILE

Struttura	Senza accumulo di materiale flottante		Con accumulo di materiale flottante	
	spinta longitudinale (kN)	spinta laterale (kN)	spinta longitudinale (kN)	spinta laterale (kN)
Ponte in esercizio	32	179	66	193
Ponte in progetto	32	359	66	390
Ponte vecchio	146	204	177	216

Prof. Ing. Paolo Ghilardi

Dipartimento di Ingegneria Civile e
Architettura (DICAR)
Università di Pavia

15-02-2016

A.1 APPENDICE 1 – DATI GRANULOMETRICI DALLO “STUDIO DI FATTIBILITÀ DELLA SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL FIUME ADDA NEL TRATTO DA OLGINATE ALLA CONFLUENZA IN PO” (2004)



SCHEDA RIASSUNTIVA DEI DATI PRELEVATI				
Codice Sezione:	G126g		Fiume:	Adda
Progressiva km:	217,217		Data:	29/07/02
Località: Merlino (LO)				
Coord. vertici sez. (UTM32ED50) sx	536159.32			
Coord. vertici sez. (UTM32ED50) dx	5030077.59			
Rilevatore:				
Alveo tipo: C - Unicursale				
Sponda sinistra: naturale poco ripida				
Sponda destra: naturale moderatamente ripida				
Classe granulometrica prevalente: ghiaia e sabbia				
Sezione di rilievo vista da monte				
				
Parametri sintetici distribuzioni granulometriche				
Campione	1Se1	2Ae1	3Ts1	4Ae1
UTMx	536205.22	536195.15	536173.14	536157.36
UTMy	5030076.16	5030076.16	5030076.75	5030077.83
Dmax	50.80	101.60	50.80	101.60
D16		1.38	1.29	1.66
D25		1.69	5.12	4.76
D50	0.24	15.18	15.29	13.31
D75	1.05	37.75	28.72	33.17
D84	7.16	50.38	35.26	55.93
D90	13.26	65.41	40.44	68.61
Sk		0.28	0.63	0.89
Ku	0.04	0.28	0.30	0.21
Cc	0.85	0.13	4.60	4.21
Campione	5Se1			
UTMx	536150.65			
UTMy	5030078.67			
Dmax	50.80			
D16				
D25				
D50	0.24			
D75	1.03			
D84	7.19			
D90	13.13			
Sk				
Ku	0.04			
Cc	0.86			
				

Fig. A1.1 – Scheda riassuntiva delle analisi granulometriche eseguite sulla sezione G126g, ubicata a poco meno di 3 km a monte dei ponti (fonte: studio di fattibilità)

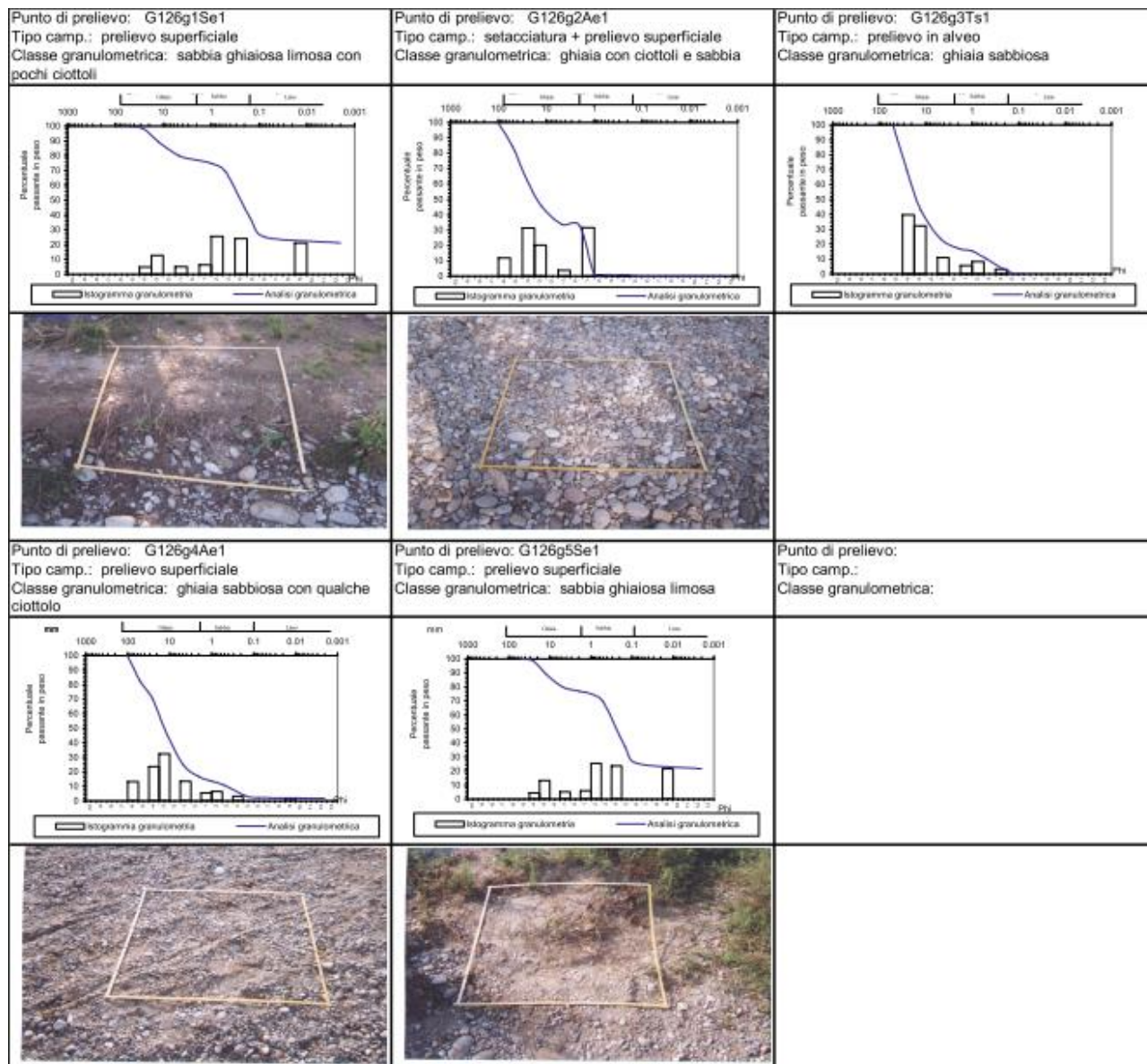


Fig. A1.2 – Analisi granulometriche sui campioni prelevati nella sezioni G126g (fonte: studio di fattibilità)

A.2 APPENDICE 2 – STRATIGRAFIA ESEGUITA PER CONTO DELLA PROVINCIA DI CREMONA NELL'AGOSTO 2015



Fig. A2.1 – Campioni prelevati nei pressi di una pila di ponte nell'agosto 2015 (fonte: Provincia di Cremona)

Committente: PROVINCIA DI CREMONA	Sondaggio: S.1
Riferimento: SPINO D'ADDA -IN ALVEO PRESSO LA PILA DEL PONTE -	Data: 3-4/08/2015
Coordinate:	Quota:
Perforazione: CAROTTAGGIO CONTINUO	

SCALA 1:100 **STRATIGRAFIA - S.1** Pagina 1/2

o mm	R v	A r s	Pz	metri bat.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 --- 100	S.P.T.		ROD % 0 --- 100	prof. m	DESCRIZIONE
										S.P.T.	N			
				1										GHIAIA GROSSA ,GRIGIA, ARROTONDATA CON SABBIA GROSSOLANA E GHIAIETTO.
				2									2.1	GHIAIA MEDIA ,MARRONE-GRIGIO, CON SABBIA GROSSA, Ø MAX 4-5 cm,DEBOLMENTE LIMOSA .
				3										
				4										
				5									5.0	SABBIA GRIGIO-MARRONE,MEDIA, PULITA, MODERATAMENTE ADDENSATA.
				6										
				6.5									6.5	GHIAIA GROSSA, MARRONE CON CIOTTOLI (Ø MAX 10-12 cm) DEBOLMENTE SABBIO LIMOSA. MODERATAMENTE ADDENSATA.
				7										
				8										
				8.6									8.6	SABBIA GRIGIA, PULITA, MEDIO-FINE, MODERATAMENTE ADDENSATA.
				9										
				10										
				11										
				12										
				13										
				14										
				15										
				16										
				16.2									16.2	SABBIA MARRONE CHIARO CON GHIAIA MEDIA, ADDENSATA, SUBORDINATI CIOTTOLI (Ø MAX 10-12 cm), DEBOLE E/O SCARSA PRESENZA DI LIMO.
				17										
				18										
				19										
				20										

Committente: PROVINCIA DI CREMONA	Sondaggio: S.1
Riferimento: SPINO D'ADDA -IN ALVEO PRESSO LA PILA DEL PONTE -	Data: 3-4/08/2015
Coordinate:	Quota:
Perforazione: CAROTTAGGIO CONTINUO	

SCALA 1:100

STRATIGRAFIA - S.1

Pagina 2/2

o mm	R v	A r	Pz	metri bat.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 --- 100	S.P.T.		ROD % 0 --- 100	prof. m	DESCRIZIONE
										S.P.T.	N			
				21										SABBIA MARRONE CHIARO CON GHIAIA MEDIA, ADDENSATA, SUBORDINATI CIOTTOLI (Ø MAX 10-12 cm), DEBOLE E/O SCARSA PRESENZA DI LIMO.
				22										
				23										
				24										
				25								24.5		SABBIA MARRONE CHIARO, FINE, DEBOLMENTE LIMOSA, DA m 30.00 TENDENTE AL GRIGIO CHIARO, MODERATAMENTE ADDENSATA.
				26										
				27										
				28										
				29										
				30										
				31								31.0		SABBIA GRIGIO-AZZURRO, LIMOSA, POCO ADDENSATA.
				32										
				33				2.0	0.2					LIMO GRIGIO CHIARO, CONSISTENTE, PRESENTI LIVELLI CENTIMETRICI ARGILLOSI.
				34				2.5	0.3					
				35				1.7						
				36				1.7	0.2					
				37				1.5						
				38				1.8	0.8			34.8		ARGILLA GRIGIO SCURO, CONSISTENTE, INTERCALATA DA LIVELLO LIMOSO GRIGIO CHIARO.
				39				2.0	0.7					
				40				1.4				35.9		TORBA NERASTRA, MOLTO CONSISTENTE.
								>5						
								>5						
101				40								40.0		SABBIA GRIGIO-AZZURRO, MEDIO-GROSSA, CON RESTI CARBONIOSI E LIGNEI AL TETTO, ADDENSATA.

A.3 APPENDICE 3 – VERIFICHE DI EROSIONE LOCALIZZATA

L'appendice contiene le tabelle riassuntive delle verifiche che hanno fornito le maggiori profondità di erosione.

PILA DESTRA PONTE NUOVO IN ESERCIZIO (PILA 2) – METODO HEC18C			
Pier Shape	Sharp Nose		
Bed Condition	Plane Bed and Antidune Flow		Dune Height is N/A
Bed Material	Gravel and coarser Bed Material		
Angle of Attack	23.00	Degrees	
Depth Upstream of Pier	5.06	m	
Velocity Upstream of Pier	2.47	m/s	
Pier Parameters			
Distance between Front Edge of Pile Cap or Footing and Pier	1.51	m	
Pier Width	1.60	m	
Pier Length	11.00	m	
Pile cap (Footing) Parameters			
Initial Height of the Pile Cap Bottom Above the Bed	-4.63	m	Negative when bottom of pile cap (footing) is not exposed
Height of the Pile Cap Bottom Above the Bed after Stem Scour	-2.09	m	Negative when bottom of pile cap (footing) is not exposed (Case 2)
Thickness of Pile Cap	3.50	m	vertical size
Pile Cap Width	10.00	m	horizontal size
Bed Material Parameters			
D50	13.00	mm	
D84	50.00	mm	
Results			
Pier Parameters			
Correction Factor for Pier Nose Shape (K1)	1.00		
Correction Factor for Angle of Attack (K2)	2.30		
Correction Factor for Bed Condition (K3)	1.10		
Coefficient for Pier Stem Height Above Bed (Kh)	0.66		
Scour Component for Pier Stem	5.09	m	
Pile cap (Footing) Parameters			
Froude Number	0.19		
Critical Velocity For Movement of D50	2.10	m/s	
Wide Pier Correction Factor (Kw)	0.80		
Adjusted Flow Depth (y2) / Pier Cap Width (apc)	0.76		
Distance from Bed to Top of Footing	1.41	m	
Average Velocity on the Exposed Footing	1.27	m/s	
Scour Component for Pile Cap or Footing	14.14	m	
Total Scour			
Scour Depth	19.23	m	

PILA DESTRA PONTE NUOVO IN ESERCIZIO (PILA 2) – METODI HEC18 E FDOT			
Pier Shape	Sharp Nose		
Bed Condition	Plane Bed and Antidune Flow		Dune Height is N/A
Depth Upstream of Pier	5.06	m	
Velocity Upstream of Pier	2.47	m/s	
Width of Pier	1.60	m	width for the zero skew condition
Length of Pier	11.00	m	
D50	13.00	mm	0.00 m < D50 < 0.10 m
Results			
Froude Number Upstream	0.35		
Correction Factor for Pier Nose Shape (K1)	1.00		
Correction Factor of Angle of Attack (K2)	2.30		
Pier Length to Pier Width (L/a)	6.88		
Correction Factor for Bed Condition (K3)	1.10		
Scour Depth for HEC18 method	7.72	m	
Results			
f1	0.76		
f2	0.97		
f3	0.75		
Shape Factor (Ksf)	0.88		
Critical Velocity for Movement of D50	2.10	m/s	
Velocity of the live-bed peak scour	10.48	m/s	
Projected Pier Width in Direction of Flow	5.77	m	
Effective Pier Width	5.08	m	
Scour Depth for FDOT method	7.31	m	

PILA DESTRA PONTE NUOVO IN ESERCIZIO (PILA 2) – METODO FDOTC		
Critical Velocity and Live Bed Peak Velocity		
	yo (m)	5.06
	Water density (Kg/m ³)	999.7
	Kinematic Viscosity (m ² /s)	0.00000131
	D50 (mm)	13
	u*c (m/s)	0.1098
	Vc (m/s)	2.045
	Vlp (m/s)	10.224
	V/Vc	1.21
	Vlp/Vc	5
Case 3 Column Calculations		
A	Calculate Ks	0.72
B	Calculate Ka	3.79
C	Calculate ys(col)(max)	
	D*col(max) (m)	4.09
	yo/D*col(max)	1.2372
	D*/D50	95.8946
	f1(yo/D*)	0.7965
	f2(V/Vc)	0.96
	f3(D*/D50)	0.9457
	ys(col)(max) (m)	7.67
D	Is the bottom of the column exposed?	Proceed to step E
E	Compute the D*col(min) (m)	0.5657
F	Calculate the pile cap extension coefficient, Kf	
	f (m)	2.3
	f/bcol	1.53
	Kf	0.93
G	Calculate D*col(f) (m)	
	hcol/ys(col)(max) (m)	-0.15
	D*col(f) (m)	1.9932
H	Calculate D*col (m)	1.9932
I	Calculate ys(col)	
	yo/D*col	2.5386
	D*/D50	46.7328
	f1(yo/D*)	0.896
	f2(V/Vc)	0.96
	f3(D*/D50)	0.9994
	ys(col) (m)	4.4346
Case 3 Pile Cap Calculations		
A	Calculate Ks	0.93
B	Calculate Ka	1.47
C	Compute Kbps	0.74
D	Calculate ys(pc)(max)	
	D*pc(max) (m)	13.671
	yo/D*pc(max)	0.3701
	D*/D50	1051.6154
	f1(yo/D*)	0.5863
	f2(V/Vc)	0.96
	f3(D*/D50)	0.6201

	ys(pc)(max) (m)	12.6958
E	Set i, H'pc(i), and Ys[col+pc(i)]	
	i	1
	H'pc(i)	-4.4346
	Ys[col+pc(i)]	4.4346
F	Calculate D*pc(i+1)	
	Hcol/y2(max)	-0.089
	H'pc(i)/Ys(pc)(max)	-0.3647
	D*pc(i+1) (m)	3.4149
G	Compute D*[col+pc(i+1)] and Ys[col+pc(i+1)]	
	D*[col+pc(i+1)]	5.4081
	D*[col+pc(i+1)]/D50	416.0077
	yo/D*[col+pc(i+1)]	0.9356
	f1(yo/D*[col+pc(i+1)])	0.7503
	f2(V/Vc)	0.96
	f3(D*[col+pc(i+1)]/D50)	0.7419
	Ys[col+pc(i+1)] (m)	7.5994
H	Determine if the pile cap was uncovered initially	
	H'pc(i) = Hpc?	Yes
	H'pc(i+1)	Stop, Proceed to Step J
I	"Check for convergence	
	(Ys[col+pc](i+1)-Ys[col+pc](i))/Ys[col+pc](i)"	NA
	i	2
J	Pile cap summary	
	D*pc (m)	3.4149
	Calculate D*(col +pc) (m)	5.4081
	Calculate ys(col+pc) (m)	7.5994
K	Determine if the Pile Group is exposed	Exposed
Case 3 Pile Group Calculations		
A	Calculate y0 and Hpg	
	y0 (m)	12.66
	Hpg (m)	2.97
B	Calculate the shape factor for the pile group, Ks	
	s/b	0.77
	Ks(pile)	1
	Ks(pile group)	0.93
	Ks	0.93
C	Calculate Wp (m)	15.9
D	Calculate the pile spacing coefficient, Ksp	1
E	Calculate Km	1
F	Calculate (m)	12.66
G	Calculate Kh	0.87
H	Calculate Kbp	0.39
I	Calculate D*pg (m)	5.0172
Case 3 Complex Pier Scour		
A	Calculate the overall effective diameter, D*	11.4678
B	Calculate ys(col+pc+pg)	
	D*(col+pc+pg) (m)	11.4678
	yo/D*	0.4412
	D*/D50	882.1408

	$f1(y_0/D^*)$	0.62
	$f2(V/V_c)$	0.96
	$f3(D^*/D50)$	0.64
	$y_s(\text{col}+p_c+p_g)$ (m)	11.5815

PILA DESTRA PONTE IN PROGETTO (PILA 2) – METODO HEC18C			
Pier Shape	Sharp Nose		
Bed Condition	Plane Bed and Antidune Flow		Dune Height is N/A
Bed Material	Gravel and coarser Bed Material		
Angle of Attack	23.00	Degrees	
Depth Upstream of Pier	5.06	m	
Velocity Upstream of Pier	2.47	m/s	
Pier Parameters			
Distance between Front Edge of Pile Cap or Footing and Pier	1.51	m	
Pier Width	1.60	m	
Pier Length	26.00	m	
Pile cap (Footing) Parameters			
Initial Height of the Pile Cap Bottom Above the Bed	-4.63	m	Negative when bottom of pile cap (footing) is not exposed
Height of the Pile Cap Bottom Above the Bed after Stem Scour	-0.62	m	Negative when bottom of pile cap (footing) is not exposed (Case 2)
Thickness of Pile Cap	3.50	m	vertical size
Pile Cap Width	10.00	m	horizontal size
Bed Material Parameters			
D50	13.00	mm	
D84	50.00	mm	
Results			
Pier Parameters			
Correction Factor for Pier Nose Shape (K1)	1.00		
Correction Factor for Angle of Attack (K2)	3.63		
Correction Factor for Bed Condition (K3)	1.10		
Coefficient for Pier Stem Height Above Bed (Kh)	0.66		
Scour Component for Pier Stem	8.03	m	
Pile cap (Footing) Parameters			
Froude Number	0.15		
Adjusted Flow Depth (y2) / Pier Cap Width (apc)	0.91		
Distance from Bed to Top of Footing	2.88	m	
Average Velocity on the Exposed Footing	1.17	m/s	
Scour Component for Pile Cap or Footing	29.64	m	
Total Scour			
Scour Depth	37.67	m	

PILA DESTRA PONTE IN PROGETTO (PILA 2) – METODI HEC18 E FDOT			
Pier Shape	Sharp Nose		
Bed Condition	Plane Bed and Antidune Flow		Dune Height is N/A
Depth Upstream of Pier	5.06	m	
Velocity Upstream of Pier	2.47	m/s	
Width of Pier	1.60	m	width for the zero skew condition
Length of Pier	26.00	m	
D50	13.00	mm	0.00 m < D50 < 0.10 m
Results			
Froude Number Upstream	0.35		
Correction Factor for Pier Nose Shape (K1)	1.00		
Correction Factor of Angle of Attack (K2)	3.63		
Pier Length to Pier Width (L/a)	16.25		
Correction Factor for Bed Condition (K3)	1.10		
Scour Depth for HEC18 method	12.18	m	
Results			
f1	0.64		
f2	0.97		
f3	0.66		
Shape Factor (Ksf)	0.88		
Critical Velocity for Movement of D50	2.10	m/s	
Velocity of the live-bed peak scour	10.48	m/s	
Projected Pier Width in Direction of Flow	11.63	m	
Effective Pier Width	10.25	m	
Scour Depth for FDOT method	10.88	m	

PILA DESTRA PONTE IN PROGETTO (PILA 2) – METODO FDOTC		
Critical Velocity and Live Bed Peak Velocity		
	yo (m)	5.06
	Water density (Kg/m ³)	999.7
	Kinematic Viscosity (m ² /s)	0.00000131
	D50 (mm)	13
	u*c (m/s)	0.1098
	Vc (m/s)	2.045
	Vlp (m/s)	10.224
	V/Vc	1.21
	Vlp/Vc	5
Case 3 Column Calculations		
A	Calculate Ks	0.72
B	Calculate Ka	7.69
C	Calculate ys(col)(max)	
	D*col(max) (m)	8.31
	yo/D*col(max)	0.6089
	D*/D50	194.8372
	f1(yo/D*)	0.6751
	f2(V/Vc)	0.96
	f3(D*/D50)	0.8507
	ys(col)(max) (m)	11.95
D	Is the bottom of the column exposed?	Proceed to step E
E	Compute the D*col(min) (m)	0.566
F	Calculate the pile cap extension coefficient, Kf	
	f (m)	2.3
	f/bcol	1.53
	Kf	0.93
G	Calculate D*col(f) (m)	
	hcol/ys(col)(max) (m)	-0.09
	D*col(f) (m)	3.4639
H	Calculate D*col (m)	3.4639
I	Calculate ys(col)	
	yo/D*col	1.4608
	D*/D50	81.215
	f1(yo/D*)	0.8222
	f2(V/Vc)	0.96
	f3(D*/D50)	0.9639
	ys(col) (m)	6.832
Case 3 Pile Cap Calculations		
A	Calculate Ks	0.92
B	Calculate Ka	2.05

C	Compute K_{bpc}	0.83
D	Calculate $y_s(pc)(max)$	
	$D*pc(max)$ (m)	18.86
	$y_o/D*pc(max)$	0.2683
	$D*/D50$	1450.7692
	$f_1(y_o/D*)$	0.5305
	$f_2(V/V_c)$	0.96
	$f_3(D*/D50)$	0.582
	$y_s(pc)(max)$ (m)	14.9436
E	Set i , $H'pc(i)$, and $Y_s[col+pc(i)]$	
	i	1
	$H'pc(i)$	-6.832
	$Y_s[col+pc(i)]$	6.832
F	Calculate $D*pc(i+1)$	
	$H_{col}/y_2(max)$	-0.0757
	$H'pc(i)/Y_s(pc)(max)$	-0.3098
	$D*pc(i+1)$ (m)	4.7279
G	Compute $D*[col+pc(i+1)]$ and $Y_s[col+pc(i+1)]$	
	$D*[col+pc(i+1)]$	8.1918
	$D*[col+pc(i+1)]/D50$	630.1385
	$y_o/D*[col+pc(i+1)]$	0.6177
	$f_1(y_o/D*[col+pc(i+1)])$	0.6776
	$f_2(V/V_c)$	0.96
	$f_3(D*[col+pc(i+1)]/D50)$	0.6853
	$Y_s[col+pc(i+1)]$ (m)	9.6507
H	Determine if the pile cap was uncovered initially	
	$H'pc(i) = H_{pc}?$	Yes
	$H'pc(i+1)$	Stop, Proceed to Step J
I	"Check for convergence	
	$(Y_s[col+pc](i+1) - Y_s[col+pc](i))/Y_s[col+pc](i)"$	NA
	i	1
J	Pile cap summary	
	$D*pc$ (m)	4.7279
	Calculate $D*(col + pc)$ (m)	8.1918
	Calculate $y_s(col+pc)$ (m)	9.6507
K	Determine if the Pile Group is exposed	Exposed
Case 3 Pile Group Calculations		
A	Calculate y_0 and H_{pg}	
	y_0 (m)	14.71
	H_{pg} (m)	5.02
B	Calculate the shape factor for the pile group, K_s	

	s/b	0.43
	Ks(pile)	1
	Ks(pile group)	0.93
	Ks	0.93
C	Calculate Wp (m)	19.501
D	Calculate the pile spacing coefficient, Ksp	1
E	Calculate Km	1
F	Calculate (m)	14.71
G	Calculate Kh	0.9
H	Calculate Kbpq	0.52
I	Calculate D*pg (m)	8.4876
Case 3 Complex Pier Scour		
A	Calculate the overall effective diameter, D*	18.3473
B	Calculate ys(col+pc+pg)	
	D*(col+pc+pg) (m)	18.3473
	yo/D*	0.2758
	D*/D50	1411.3338
	f1(yo/D*)	0.54
	f2(V/Vc)	0.96
	f3(D*/D50)	0.59
	ys(col+pc+pg) (m)	14.7399

PILA PONTE VECCHIO (PILA 3) – METODO HEC18C			
Pier Shape	Round Nose		
Bed Condition	Plane Bed and Antidune Flow		Dune Height is N/A
Bed Material	Gravel and coarser Bed Material		
Angle of Attack	23.00	Degrees	
Depth Upstream of Pier	3.91	m	
Velocity Upstream of Pier	2.35	m/s	
Pier Parameters			
Distance between Front Edge of Pile Cap or Footing and Pier	1.51	m	
Pier Width	3.34	m	
Pier Length	12.30	m	
Pile cap (Footing) Parameters			
Initial Height of the Pile Cap Bottom Above the Bed	-24.00	m	Negative when bottom of pile cap (footing) is not exposed
Height of the Pile Cap Bottom Above the Bed after Stem Scour	-22.78	m	Negative when bottom of pile cap (footing) is not exposed (Case 2)
Thickness of Pile Cap	25.00	m	vertical size
Pile Cap Width	11.90	m	horizontal size
Bed Material Parameters			
D50	13.00	mm	
D84	50.00	mm	
Results			
Pier Parameters			
Correction Factor for Pier Nose Shape (K1)	1.00		
Correction Factor for Angle of Attack (K2)	1.75		
Correction Factor for Bed Condition (K3)	1.10		
Coefficient for Pier Stem Height Above Bed (Kh)	0.27		
Scour Component for Pier Stem	2.43	m	
Pile cap (Footing) Parameters			
Froude Number	0.25		
Critical Velocity For Movement of D50	2.03	m/s	
Wide Pier Correction Factor (Kw)	0.79		
Adjusted Flow Depth (y_2) / Pier Cap Width (apc)	0.43		
Distance from Bed to Top of Footing	2.22	m	
Average Velocity on the Exposed Footing	1.58	m/s	
Scour Component for Pile Cap or Footing	13.90	m	

PILA PONTE VECCHIO (PILA 3) – METODI HEC18 E FDOT			
Pier Shape	Round Nose		
Bed Condition	Plane Bed and Antidune Flow		Dune Height is N/A
Depth Upstream of Pier	3.91	m	
Velocity Upstream of Pier	2.35	m/s	
Width of Pier	3.34	m	width for the zero skew condition
Length of Pier	12.30	m	
D50	13.00	mm	0.00 m < D50 < 0.10 m
Results			
Froude Number Upstream	0.38		
Correction Factor for Pier Nose Shape (K1)	1.00		
Correction Factor of Angle of Attack (K2)	1.75		
Pier Length to Pier Width (L/a)	3.68		
Correction Factor for Bed Condition (K3)	1.10		
Scour Depth for HEC18 method	8.94	m	
Results			
f1	0.64		
f2	0.97		
f3	0.69		
Shape Factor (Ksf)	1.00		
Critical Velocity for Movement of D50	2.03	m/s	
Velocity of the live-bed peak scour	10.13	m/s	
Projected Pier Width in Direction of Flow	7.88	m	
Effective Pier Width	7.88	m	
Scour Depth for FDOT method	8.78	m	

PILA PONTE VECCHIO (PILA 3) – METODO FDOTC		
Critical Velocity and Live Bed Peak Velocity		
	yo (m)	5.06
	Water density (Kg/m ³)	999.7
	Kinematic Viscosity (m ² /s)	0.00000131
	D50 (mm)	13
	u*c (m/s)	0.1098
	Vc (m/s)	2.045
	Vlp (m/s)	10.224
	V/Vc	1.21
	Vlp/Vc	5
Case 1 Column Calculations		
A	Calculate Ks	0.76
B	Calculate Ka	2.36
C	Calculate y1(max) (m)	5.06
D	Is Hcol > y1(max)	Continue on to step E
E	Calculate the pile cap extension coefficient, Kf	
	f (m)	2.65
	f/bcol	0.79
	Kf	1
F	Calculate D*col (m)	
	hcol/(Y1(max)) (m)	0.2
	D*col (m)	1.2045
G	Calculate ys(col)	
	yo/D*col	4.2
	D*/D50	28.24
	f1(yo/D*)	0.94
	f2(V/Vc)	0.96
	f3(D*/D50)	0.98
	ys(col) (m)	2.764
Case 2 Pile Cap Calculations		
A	Calculate Ks	0.89
B	Calculate Ka	1.58
C	Calculate y2(max) (m)	5.06
D	Calculate ys(pc)(max)	
	D*pc(max) (m)	16.7338
	yo/D*pc(max)	0.3024
	D*/D50	1287.2138
	f1(yo/D*)	0.551
	f2(V/Vc)	0.96
	f3(D*/D50)	0.5959
	ys(pc)(max) (m)	14.08
E	Set i, H'pc(i), and Ys[col+pc(i)]	

	i	1
	H'pc(i)	-2.764
	Ys[col+pc(i)]	2.764
F	Calculate D*pc(i+1)	
	Hcol/y2(max)	0.2
	H'pc(i)/Ys(pc)(max)	-0.92
	D*pc(i+1) (m)	13.6148
G	Compute D*[col+pc(i+1)] and Ys[col+pc(i+1)]	
	D*[col+pc(i+1)]	14.8193
	D*[col+pc(i+1)]/D50	1139.9462
	yo/D*[col+pc(i+1)]	0.3414
	f1(yo/D*[col+pc(i+1)])	0.5721
	f2(V/Vc)	0.96
	f3(D*[col+pc(i+1)]/D50)	0.6103
	Ys[col+pc(i+1)] (m)	13.2332
H	Determine if the pile cap was uncovered initially	
	H'pc(i) = Hpc?	No
	H'pc(i+1)	-13.2332
I	"Check for convergence	
	(Ys[col+pc](i+1)-Ys[col+pc](i))/Ys[col+pc](i)"	0.02
	i	3
J	Pile cap summary	
	D*pc (m)	13.6148
	Calculate D*(col +pc) (m)	14.8193
	Calculate ys(col+pc) (m)	13.2332
K	Determine if the Pile Group is exposed	Not Exposed
Case 2 Pile Group Calculations		
A	Calculate y0 and Hpg	No Pile Group is present
	y0 (m)	No Pile Group is present
	Hpg (m)	No Pile Group is present
B	Calculate the shape factor for the pile group, Ks	No Pile Group is present
	s/b	No Pile Group is present
	Ks(pile)	No Pile Group is present
	Ks(pile group)	No Pile Group is present
	Ks	No Pile Group is present
C	Calculate Wp (m)	No Pile Group is present
D	Calculate the pile spacing coefficient, Ksp	No Pile Group is present
E	Calculate Km	No Pile Group is present
F	Calculate (m)	No Pile Group is present
G	Calculate Kh	No Pile Group is present

H	Calculate D^*p_g (m)	0
Case 2 Complex Pier Scour		
A	Calculate the overall effective diameter, D^*	16.3012
B	Calculate $y_s(\text{col}+\text{pc}+\text{pg})$	
	y_0/D^*	0.3104
	D^*/D_{50}	1253.9408
	$f_1(y_0/D^*)$	0.5555
	$f_2(V/V_c)$	0.96
	$f_3(D^*/D_{50})$	0.599
	$y_s(\text{col}+\text{pc}+\text{pg})$ (m)	13.8903