

COMMITTENTE:



ALTA Sorveglianza:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01  
LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA  
Lotto Funzionale Brescia-Verona  
PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE IDRAULICA**

**GENERALE:**

**CORSI D'ACQUA PRINCIPALI**

IL PROGETTISTA



IL PROGETTISTA INTEGRATORE

saipem spa  
Tommaso Taranta

Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'albo degli Ingegneri della Provincia di Milano al n. A23478/Sez. A Settori:  
a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informazione

Tel. 02.52028511 Fax: 02.52028309  
CF. e P.IVA: 0825706157

ALTA Sorveglianza



Verificato	Data	Approvato	Data

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

I N 0 5    0 0    D    E 2    R G    I D 0 0 0 2    0 0 2    1

PROGETTAZIONE GENERAL CONTRACTOR									Autorizzato/Data
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Consorzio <b>Cepav due</b> Project Director (Ing. F. Lombardi) Data: _____
0	31.03.14	Emissione per CdS	M.T.	31.03.14	DI NARDO	31.03.14	LAZZARI	31.03.14	
1	01.07.14	Revisione per CdS	G. COCCATO	01.07.14	DI NARDO	01.07.14	LAZZARI	01.07.14	

SAIPEM S.p.a. COMM. 032121

Data: 01.07.14

Doc. N.: IN0500DE2RGID00020021



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008

## INDICE

<b>RELAZIONE IDRAULICA</b>	1
<b>GENERALE:</b>	1
<b>CORSI D'ACQUA PRINCIPALI</b>	1
1. GENERALITA'	3
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1 Normativa di riferimento	5
3. INDIVIDUAZIONE DEGLI ATTRAVERSAMENTI	6
4. RILIEVI TOPOGRAFICI	8
5. PORTATE DI PROGETTO	8
Corsi d'acqua principali trattati nel PAI	8
6. CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA COMPATIBILITA' IDRAULICA	12
6.1 Individuazione delle fasce fluviali	13
6.2 Stima dei livelli idrici e dei franchi di progetto	14
7. STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA	15
7.1. Impostazione metodologica della costruzione dei modelli	15
7.2. Costruzione del DEM	15
7.3. Costruzione del modello mediante HEC-GeoRAS	18
7.4. Scabrezza	19
7.5. Modalità di deflusso in piena	21
7.6. Metodo di calcolo	21
7.7. Il codice di calcolo utilizzato per le simulazioni: HEC-RAS	22
7.8. Calcolo del profilo in moto permanente	22
7.9. Procedura di calcolo	25
7.10. Calcolo del rigurgito dovuto ai ponti	25
7.11. Calcolo del profilo attraverso il ponte per eventi eccezionali	30
7.12. Calcolo del rigurgito dovuto ai tombini	32
7.13. Calcolo del livello all'imbocco	33
7.13.1. Calcolo del livello allo sbocco	34
8. Metodologie di calcolo per l'analisi dello Scalzamento	36
9. VERIFICHE IDRAULICHE	45
SCHEDE RIEPILOGATIVE CORSI D'ACQUA PRINCIPALI	45
Fiume Mella	45
Fiume Chiese	49
Fiume Mincio	53
Torrente Garza	56
10. SISTEMAZIONI IDRAULICHE	57
MODALITA DI RIPROFILATURA DEL CORSO D'ACQUA	57

## 1. GENERALITA'

Il territorio su cui si snoda il tracciato della linea ferroviaria AC Brescia-Verona è interessato da una fitta rete idrografica costituita da fiumi, torrenti, canali di bonifica, canali di irrigazione, fossi di scolo, canalette prefabbricate in cls. (pensili o appoggiate sul terreno).

In base al tracciato scelto, sono state individuate sulle planimetrie in scala 1:10'000 tutte le intersezioni con la rete idrografica, a loro volta suddivise in intersezioni con corsi d'acqua principali, ovvero in accordo alle Prescrizioni tecniche per la progettazione (P.T.P.) di Italferr, quelli con area di bacino imbrifero superiore ai 10 km<sup>2</sup>, ed intersezioni con corsi d'acqua secondari (bacino imbrifero minore a 10 km<sup>2</sup>).

Il tracciato della linea ferroviaria AC Bs-Vr ha la caratteristica di stare sempre in affiancamento ad altre infrastrutture viarie, già realizzate o in fase di progettazione.

Queste sono rispettivamente:

- BREBEMI;
- ACP (in corso di realizzazione e in parte realizzata);
- A4 (esistente);
- Linea ferroviaria storica MILANO-VENEZIA (esistente).

Alla luce di quanto sopra ed in base alla suddivisione in due fasce chilometriche dell'intera tratta ferroviaria si è pensato di strutturare la relazione di dimensionamento e verifica idraulica secondo la stessa logica; in particolare sono stati individuati i seguenti intervalli chilometrici:

**1° - da pk 68+300.00 a pk 100+000.00 linea AC, I.C. Brescia Est;**

**2° - da pk 100+000.00 a pk 140+778.00 linea AC.**

Le verifiche di ogni attraversamento sono riportate nella relazione idraulica relativa alla fascia chilometrica in cui cade il singolo passaggio e da cui è possibile avere una illustrazione dettagliata delle tipologie delle opere previste.

Analogamente è stata operata per lo studio dei corsi d'acqua secondari per i quali si rimanda alla consultazione dell'apposita relazione idraulica riferita alla fascia chilometrica di pertinenza:

-“Relazione idraulica opere d'arte minori - da pk 68+300.00 a pk 100+00.00 linea AC e ramo Cremona e I.C. Brescia est” codice IN0500DE2RIID0002008;

-“ Relazione idraulica opere d'arte minori - da pk 100+000.00 a pk 140+778.00 linea AC” codice IN5000DE2RIID0002012;

La presente relazione ha la finalità di esporre l'approccio tecnico adottato per il dimensionamento degli attraversamenti idraulici asserviti ai corsi d'acqua principali.



## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- “Relazione idrologica generale” codice IN5000DE2RGID0001001;
- “Relazione idrologica tratto da pk 68+300.00 a pk 100+00.00 linea AC e ramo Cremona e I.C. Brescia est” codice IN5000DE2RIID0002010;
- “Relazione idrologica tratto da pk 100+000.00 a pk 140+778.00 linea AC” codice IN5000DE2RIID0002011;
- “Relazione idraulica corsi d’acqua principali: Fiume Mella” codice IN5000DE2RIID0002003;
- “Relazione idraulica corsi d’acqua principali: Torrente Garza” codice IN5000DE2RIID0002004;
- “Relazione idraulica corsi d’acqua principali: Fiume Chiese” codice IN5000DE2RIID0002005;
- “Relazione idraulica corsi d’acqua principali: Fiume Mincio” codice IN5000DE2RIID0002006;
- “Relazione idraulica corsi d’acqua maggiori” codice IN5000DE2RGID0002003;
- “Relazione idraulica opere d’arte maggiori - da pk 68+300.00 a pk 100+00.00 linea AC e ramo Cremona, e I.C. Brescia est” codice IN5000DE2RIID0002014;
- “Relazione idraulica opere d’arte maggiori - da pk 100+000.00 a pk 140+778.00 linea AC” codice IN5000DE2RIID0002015;
- “Relazione idraulica generale opere d’arte minori” codice IN5000DE2RGID0002001;
- “Relazione idraulica opere d’arte minori - da pk 68+300.00 a pk 100+00.00 linea AC e ramo Cremona e I.C. Brescia est” codice IN5000DE2RIID0002008;
- “ Relazione idraulica opere d’arte minori - da pk 100+000.00 a pk 140+778.00 linea AC” codice IN5000DE2RIID0002012;
- “Relazione smaltimento acque meteoriche” codice IN5000DE2RGID0002005;
- “Planimetria generale delle interferenze idrauliche della linea AC Mi-Vr e bacini relativi” codice da IN5000DE2C3ID0001001 a IN5000DE2C3ID0001005;
- “Delimitazione delle aree soggette ad esondazione naturale” codice da IN5000DE2C3ID0001006 a IN5000DE2C3ID0001010;
- “Studio pozzi e fontanili” codice IN5000DE2RGGE0002003;

## 2.1 Normativa di riferimento

-Bollettino Ufficiale della Regione Lombardia del 28 Agosto (2° supplemento straordinario)  
*“Deliberazione Giunta Regionale 1 Agosto 2003 – N. 7/13950 – Determinazione del reticolo idrico principale. Trasferimento delle funzioni relative alla polizia idrica concernenti il reticolo idrico minore come indicato dall’art. 3 comma 114 della l.r. 1/2000 – Determinazione dei canoni regionali di polizia idraulica;*

-*“Deliberazione Giunta regionale 15 Novembre 2002 – N. 3260 – Individuazione della rete idrografica principale di pianura ed avvio delle procedure per l’individuazione della rete idrografica minore al fine di affidare le relative funzioni amministrative e di gestione ai Consorzi di Bonifica.”;*

- *“Deliberazione Giunta regionale 31 ottobre 2013 - n. X/883 - Reticoli idrici regionali e revisione canoni di occupazione delle aree del demanio idrico”;*

- Infrastrutture Ferroviarie Strategiche Legge Obiettivo 443/01 – Linea AV/AC Torino – Venezia – Tratta Milano Verona – Progetto preliminare – relazione idraulica ed allegati.

- Prescrizioni generali per la progettazione di RFI (PTP);

- D.M. 23 Febbraio 1971 “ Disciplina tipo per gli attraversamenti e i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto”;

- Legge n° 1/2000 - *Determinazione dei canoni regionali di polizia idraulica;*

- D.G.R. n° 7/7868;*Determinazione del reticolo idrico principale. Trasferimento delle funzioni relative alla polizia idraulica concernenti il reticolo idrico minore come indicato dall’art. 3 comma 114 della l.r. 1/2000*

- Autorità di bacino del Fiume Po - Deliberazione 2/99 - G.U. 24/9/99;

-Autorità di bacino del Fiume Po – P.A.I. – Norme di attuazione delle direttive del piano – G.U. n. 166 del 19/7/01.

### 3. INDIVIDUAZIONE DEGLI ATTRAVERSAMENTI

La presente relazione descrive le attività di verifica idraulica nell'ambito della progettazione definitiva degli attraversamenti principali della linea ferroviaria ad Alta Capacità Brescia-Verona, con particolare riferimento ai corsi d'acqua principali di seguito elencati:

Fiume Mella progressiva chilometrica linea AC 78+656

Fiume Garza progressiva chilometrica linea AC 90+400

Fiume Chiese progressiva chilometrica linea AC 100+610

Fiume Mincio progressiva chilometrica linea AC 124+406

Gli studi sono stati svolti in stretta osservanza della Direttiva 4 "Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B" emessa dell'Autorità di bacino del fiume Po, che fissa i criteri per la verifica dei manufatti di attraversamento.

Si è fatto inoltre diretto riferimento al Manuale di progettazione ITALFERR e RFI, verificando il franco idraulico dell'intradosso dell'attraversamento anche in relazione al criterio di dimensionamento imposto in fase di progettazione.

I rapporti tecnici sono contenuti nelle seguenti relazioni:

Fiume Mella relazione idraulica cod. IN5000DE2RIID00020030

Fiume Garza relazione idraulica cod. IN5000DE2RIID00020040

Fiume Chiese relazione idraulica cod. IN5000DE2RIID00020050

Fiume Mincio relazione idraulica cod. IN5000DE2RIID00020060

Durante lo studio del reticolo principale si è fatto in modo di preservare lo stato dei luoghi e di mantenere, il più possibile inalterato, l'alloggiamento naturale dei corsi d'acqua e la loro geometria. Planimetricamente il tratto in progetto si sviluppa dalla pk 68+315.75 a pk 140+935.353 più l'interconnessione di Brescia Est. Lungo la linea si sono riscontrate diverse morfologie del terreno circostante; ciò ha comportato che, durante lo studio del reticolo idraulico, sia stato necessario seguire criteri di progettazione e sistemazione differenti.

Lo studio della soluzione idraulica, nei tratti in affiancamento, si basa sull'ipotesi comune che il tracciato plano-altimetrico degli attraversamenti idraulici della linea AC sia congruente con i manufatti esistenti (A4; linea storica) e/o previsti dal progetto ACP.

Tutti gli interventi AC descritti sono finalizzati, per quanto possibile, ad ottenere un progetto di compatibilità idraulica lungo il corridoio infrastrutturale previsto.

I risultati di tali verifiche sono riportati, per ciascuno degli attraversamenti, nelle relazioni citate.

I risultati dello studio permetteranno di fissare le quote degli intradossi degli attraversamenti stessi garantendo 1m per tutte le opere e di individuare l'ideale protezione e sistemazione dei corsi d'acqua adiacenti alle infrastrutture.

In base ai criteri esposti nella Relazione Idrologica (All.4500), secondo le specifiche fornite dalle P.T.P. sono state assunte per le verifiche idrauliche degli attraversamenti dei corsi d'acqua principali, valori di portata riferiti ad un tempo di ritorno pari a 200 e 500 anni.

Le verifiche idrauliche sono sviluppate secondo un programma di calcolo in moto permanente che fornisce una completa rappresentazione del fenomeno, descrivendo le principali grandezze fisiche per ogni sezione di calcolo.

Le sezioni trasversali degli alvei e dei manufatti esistenti sono state rilevate nel corso di una campagna topografica eseguita ad hoc.

Le portate, calcolate per tempi di ritorno di 200 e 500 anni, sono desunte dal PAI.

Così come richiesto, sono stati confrontati tra loro i profili ottenuti dalle simulazioni effettuate, descrivendo:

- 1) STATO ATTUALE
- 2) STATO DI PROGETTO

Lo **stato attuale** dei corsi d'acqua descrive la situazione dei luoghi nella configurazione esistente.

Lo **stato di progetto** analizza l'ipotesi di futuro inserimento lungo l'asta fluviale del manufatto AC.

Al fine di simulare lo stato dei luoghi nella configurazione futura, è stata inserita, lungo l'asta fluviale, ogni opera di cui ad oggi si conosceva l'ipotesi di progetto e relativa collocazione planimetrica.

Nel tratto analizzato, avendo infrastrutture rilevanti in affiancamento gli studi sono stati condotti compatibilizzando la soluzione idraulica con quanto esistente o in progetto.

#### - **CONDIZIONI FISICHE DI RIFERIMENTO**

I calcoli idraulici per la definizione delle condizioni di deflusso vanno condotti con riferimento alle seguenti condizioni fisiche del corso d'acqua nel caso di ponte in progetto:

- Assenza dell'opera (condizioni indisturbate) – **stato attuale**

- Presenza dell'opera nella configurazione definitiva – **stato di progetto**

- Fasi significative di costruzione dell'opera, tenendo in conto delle opere provvisorie eventualmente inserite, qualora comportino interazioni più severe con le condizioni di deflusso in piena rispetto alla condizione di opera realizzata. – **opere provvisorie**

GENERAL CONTRACTOR <b>Cepav due</b> 		ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2RGID0002-002	Rev. 1	Foglio 8 di 57

#### 4. RILIEVI TOPOGRAFICI

Per poter sviluppare le verifiche idrauliche secondo le prescrizioni, in prossimità degli attraversamenti principali si è proceduto al rilievo topografico di una serie di sezioni trasversali, concentrate per la maggior parte nell'intorno dell'attraversamento previsto o lì dove individuata una peculiarità del corso d'acqua.

Le scelte delle sezioni da rilevare è stata operata sulle planimetrie in scala 1: 5000 e 1: 1000 che sono state utilizzate come cartografia di lavoro per tutte le verifiche idrauliche di cui ai capitoli successivi.

Per la presentazione dell'ubicazione delle sezioni rilevate negli elaborati rappresentanti lo stato attuale dei luoghi, si è preferito per maggior sintesi, adottare la cartografia in scala 1:10'000.

I rilievi delle sezioni sono stati collegati longitudinalmente con un profilo lungo l'asta fluviale.

In corrispondenza all'attraversamento della linea AV sono state spesso rilevate tre sezioni, una in corrispondenza dell'asse d'attraversamento e le altre due ad opportuna distanza, a monte ed a valle dell'asse stesso, al fine di poter correttamente studiare una riprofilatura del corso d'acqua rispondente l'attuale andamento delle quote di fondo alveo.

Sono state rilevate sezioni indicative della morfologia naturale di ciascun corso d'acqua e sezioni in corrispondenza di manufatti esistenti costituenti punti singolari nel profilo di rigurgito a valle dell'attraversamento della linea AC o potenzialmente interessati dal rigurgito provocato dalla linea AC verso monte.

I rilievi dei corsi d'acqua di maggior interesse sono stati estesi sulle sponde per una larghezza di almeno 30 m oltre il piede esterno della sponda o, ove presenti, degli argini e per ciascuna sezione sono stati rilevati un numero significativo di punti.

Il territorio analizzato è inoltre fortemente caratterizzato da manufatti idraulici, appositamente rilevati e corredati da set fotografici per facilitare una corretta restituzione dei dati.

I dati raccolti sono stati restituiti in tavole, attraverso sezioni trasversali (prevalentemente in scala 1:200 ed 1:500) e profili longitudinali (prevalentemente in scale alterate comprese tra 1:10'000/1:100 e 1:2500/1:200), citate nei capitoli successivi.

#### 5. PORTATE DI PROGETTO

##### Corsi d'acqua principali trattati nel PAI

I corsi d'acqua compresi nel PAI che vengono attraversati dalla linea A.C. sono Mella, Chiese e Mincio.

Tra i corsi d'acqua esaminati nel PAI è stato inserito anche il torrente Garza, in quanto è stato condotto dall'Autorità di bacino del fiume Po lo "Studio di fattibilità del fiume Garza dalla confluenza Valle del Loc alla confluenza in Chiese".

In realtà il suddetto studio, dal titolo completo "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica: del fiume Oglio nel tratto da Sonico alla confluenza in Po e del suo affluente Cherio dal lago di Endine alla confluenza, del fiume Mella da Brozzo alla confluenza in Oglio, del fiume Garza dalla confluenza





Dalla tabella n° 4 della Direttiva n. 2 del PAI sulla “piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica”, assumendo come riferimento la sezione n° 114, denominata Chiese a Gavardo, si ricavano le due portate di progetto:

- Portata bicentenaria pari a 700 mc/s
- Portata cinquecentenaria pari a 785 mc/s

Secondo le analisi idrologico-idrauliche dello “Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Chiese da Gavardo alla confluenza in Oglio” dell’Autorità di bacino del fiume Po (2006), i valori della portata di piena per T=200 anni e T=500 anni sono pari, rispettivamente, a 740 e 830 mc/s.

Lo Studio di Fattibilità non sostituisce e non aggiorna i valori di portata definiti nel PAI, quindi le analisi idrauliche sono state condotte utilizzando i valori di portata del PAI. Siccome i valori definiti nel PAI sono di poco inferiori (5%) rispetto a quelli ottenuti nello “Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Chiese da Gavardo alla confluenza in Oglio” dell’Autorità di bacino del fiume Po, i risultati ottenuti sono da considerarsi validi e i margini rientranti nei franchi di sicurezza assunti.

#### - FIUME MINCIO

Il bacino del Mincio ha origine nell'Adamello e come emissario del lago di Garda a Peschiera, scorre tra le colline moreniche poste a sud del lago dirigendosi quindi verso Mantova per gettarsi infine nel Po. Intorno alla città di Mantova il Mincio forma una serie di laghetti, originatesi nell'alto medioevo in seguito ad opere idriche eseguite dai mantovani. Il parco si sviluppa lungo il fiume ed è formato da una pianura alta posta a nord verso il lago di Garda e da un'area pianeggiante coltivata, paludosa e lacustre in prossimità di Mantova e della foce del Po. All'interno del parco a una distanza di circa 6 km da Mantova è situata la Riserva Naturale delle Valli del Mincio, caratterizzata da un ambiente paludoso.

Il Parco, situato nella parte orientale della Lombardia, si estende tra il confine regionale a nord ed il confine del Po a sud, comprendendo la valle del Fiume Mincio. Il territorio è vario e spazia dalle colline moreniche, alla pianura terrazzata, dalla zona meandriforme a paleoalvei al complesso dei laghi di Mantova, con le eccezionali zone umide delle Valli del Mincio e i boschi planiziali del Bosco Fontana. Noto il sistema di chiuse e canali storici.

Il Mincio presenta un regime idraulico fortemente condizionato dalle capacità di laminazione del lago di Garda, di cui è emissario, determinate dalla considerevole superficie liquida rispetto agli afflussi del bacino proprio.

La variabilità delle portate del corso d’acqua risulta molto contenuto anche grazie alla regolazione effettuata dalla traversa di Salionze ubicata a valle di Peschiera del Garda. La regolazione avviene tramite 3 paratoie centrali, ciascuna di altezza pari a 3,2 m e larghezza pari a 10,5 m che consentono una portata massima di rilascio a valle pari a 200 m<sup>3</sup>/s.

Il Fiume Mincio attraversa il tracciato della linea AC alla pk 124+030, poco dopo la sezione di incile del lago di Garda, per cui la portata assunta per i calcoli idraulici di verifica e dimensionamento è pari a 200 m<sup>3</sup>/s.

## 6. CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA COMPATIBILITA' IDRAULICA

Per il calcolo delle portate dei corsi d'acqua (transitanti prima e di progetto poi) si sono costruiti dei modelli teorici basati su ipotesi di progetto illustrate nella "RELAZIONE IDROLOGICA GENERALE" codice IN5000DE2RGID0001001; di seguito si riporta la tabella riassuntiva con i nomi dei corsi d'acqua principali e maggiori, la pk di progetto di ciascuno, le portate relative ai vari tempi di ritorno.

### TABELLA RIEPILOGATIVA DELLE PORTATE DI PROGETTO DEI CORSI D'ACQUA PRINCIPALI

*Nella tabella sono riportati i corsi d'acqua principali con localizzazione e portate*

PK	NOME	Q(Transitante) Q(Tr= 100) Q(Tr=200) Q(Tr=500)
<b>78+656</b>	<b>MELLA</b>	<b>840</b> <b>960</b>
<b>90+400</b>	<b>GARZA</b>	<b>37</b> <b>44</b> <b>53</b>
<b>100+610</b>	<b>CHIESE</b>	<b>700</b> <b>785</b>
<b>124+030</b>	<b>MINCIO</b>	<b>200</b>

Le portate relative a tempi di ritorno di 100, 200 e 500 anni sono relative ad eventi di precipitazione estremi ed assumono valori decisamente maggiori rispetto alle portate di piena ordinarie che transitano usualmente in alveo.

La possibilità che l'onda di piena assuma tali valori in corrispondenza degli attraversamenti di progetto, è legata al verificarsi, tra le altre, di due condizioni fondamentali:

a) che le dimensioni dell'alveo a monte siano sufficientemente ampie da contenerla all'interno delle sponde naturali o arginate;

b) che non siano presenti lungo l'asta manufatti o restringimenti locali che costituiscano ostacolo al deflusso.

Nel caso in cui ciò non si verifichi, l'onda di piena esonda dall'alveo, o comunque subisce notevoli effetti di laminazione, che ne riducono il valore della portata al colmo in corrispondenza della sezione di progetto.

Per restare in condizioni di sicurezza, il dimensionamento dell'attraversamento della ferrovia è stato eseguito per la portata totale, immaginando che nel futuro potrebbero essere eseguiti i lavori necessari per contenere tali portate.

Nei tratti di affiancamento ad infrastrutture rilevanti, l'ipotesi di riprofilatura è stata estesa a tutto il tratto analizzato e descritto nella configurazione di progetto.

Riguardo l'ACP le opere descritte nelle simulazioni idrauliche sono congruenti con la documentazione in nostro possesso e ***laddove i dati a nostra disposizione siano risultati insufficienti l'integrazione degli stessi è avvenuta a discrezione del tecnico.***

Lo studio idrologico ha permesso di definire i bacini idrografici attraversati dalla linea AC, rappresentati sulla tavola "PLANIMETRIA GENERALE DELLE INTERFERENZE IDRAULICHE DELLA LINEA AC MI-VR E BACINI RELATIVI" codici da IN5000DE2C3ID0001001 a IN5000DE2C3ID0001005. Da notare che tutte le interferenze idrauliche rappresentate sulla tavola indicata rispecchiano lo stato attuale da cui si sono calcolate le portate dei corsi d'acqua principali e dei secondari.

Si riscontra che, in corrispondenza della I.C., le aree dei bacini insistenti sono minori rispetto a quelle degli stessi, ma calcolate in prossimità della linea; ciò è giustificabile dal fatto che tutte le I.C. sono a Nord della AC. Sulle tavole della "PLANIMETRIA GENERALE DELLE INTERFERENZE IDRAULICHE DELLA LINEA AC MI-VR E BACINI RELATIVI" sono indicate le superfici dei bacini calcolate in prossimità della AC in modo da tenersi a favore di sicurezza.

Nell'ambito dello studio idrologico è stato anche redatto uno studio mirato alla conoscenza delle aree attraversate dalla linea che sono soggette usualmente ad allagamenti in concomitanza con eventi di piena. Per questo sono preparate delle tavole di "DELIMITAZIONE DELLE AREE SOGGETTE AD ESONDAZIONE NATURALE" codice da IN5000DE2C3ID0001006 a IN5000DE2C3ID0001010 in cui sono fornite tutte le indicazioni possibili circa l'ampiezza e l'importanza del fenomeno.

## 6.1 Individuazione delle fasce fluviali

Le fasce fluviali sono contenute nel Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI), all'interno delle "Tavole di delimitazione delle fasce fluviali". All'interno delle Norme di attuazione è contenuta la direttiva n. 4 che disciplina gli "interventi per la realizzazione di infrastrutture pubbliche o di interesse pubblico" che ricadono all'interno delle fasce A e B.

Va ricordato che nella regione fluviale si definiscono fasce fluviali le porzioni di territorio funzionali alla delimitazione dell'alveo di piena ordinaria (**fascia A**), all'espandersi della piena per i tempi di ritorno assunti a riferimento (**fascia B**), e le aree che potrebbero avere zone di coinvolgimento per piene con tempi di ritorno maggiori dei 200 anni (**fascia C**).

Il PAI norma direttamente le possibilità di edificazione di opere private nelle fasce A e B (per la fascia C demanda al comune l'individuazione di situazioni in cui sia opportuno applicare limitazioni alle destinazioni d'uso) mentre *per gli interventi pubblici o aventi finalità pubblica prevede una procedura di valutazione puntuale connessa alle condizioni del sito e alla natura dell'opera.*

Nelle figure allegate alla relazione idraulica sono riportate le cartografie di linea con l'individuazione delle fasce fluviali relative ai 3 corsi d'acqua principali con cui interferisce la linea dell'Alta Capacità Brescia-Verona, per i quali risultano pubblicate ufficialmente le fasce fluviali.

Il progetto Definitivo della linea dell'Alta Capacità Brescia - Verona è stato realizzato nel rispetto di tale indicazioni.

## 6.2 Stima dei livelli idrici e dei franchi di progetto

L'analisi idraulica fa esplicito riferimento ai valori dei livelli idrici pubblicati nel PAI e ad i profili idraulici ricavati dai modelli sviluppati nel corso della progettazione del P.D.

E' stata in primo luogo individuata la posizione delle singole opere di attraversamento fluviale rispetto alle sezioni di calcolo dei livelli presenti nel PAI. La posizione delle sezioni di calcolo del PAI è riportata, insieme al tracciato della linea AC, nelle planimetrie allegate alla relazione idraulica.

Sono state quindi individuate le due sezioni limitrofe, a monte ed a valle della linea AC.

Interrogando la tabella del PAI si può ricavare il livello idrico della portata bicentenaria in corrispondenza delle due sezioni, poste a ridosso del viadotto. Il livello idrico in corrispondenza dell'attraversamento è stato ricavato interpolando tali valori.

Come richiesto dalla direttiva n. 4 del PAI, è stato verificato che il franco idraulico tra pelo libero e intradosso minimo dell'impalcato fosse superiore ad 1 m.

Ai fini delle ulteriori verifiche richieste dal manuale di progettazione Italferr, è stato preso a riferimento il carico totale corrispondente alla portata avente tempo di ritorno 500 anni.

Come richiesto dal manuale di progettazione Italferr, è stato verificato che il franco idraulico tra la linea del carico totale e l'intradosso minimo dell'impalcato fosse superiore ad 0.5 m.

Tutte le simulazioni idrauliche sviluppate, siano per i corsi d'acqua principali che per i maggiori, hanno analizzato le configurazioni di progetto nell'ipotesi di affiancamento alle infrastrutture parallelamente in progetto facendo riferimento ai dati più aggiornati disponibili, la dove questi siano risultati insufficienti l'integrazione degli stessi è avvenuta a discrezione del tecnico.

GENERAL CONTRACTOR <b>Cepav due</b> 		ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2RGID0002-002	Rev. 1	Foglio 15 di 57

## 7. STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

Il codice di calcolo utilizzato per la valutazione dei profili idraulici implementa un modello in moto stazionario.

Il programma calcola profili di rigurgito in moto permanente sia in corrente lenta che veloce, inserisce eventuali risalti, prevede la presenza di attraversamenti e consente di ricavare tutti i parametri idraulici relativi al tratto analizzato

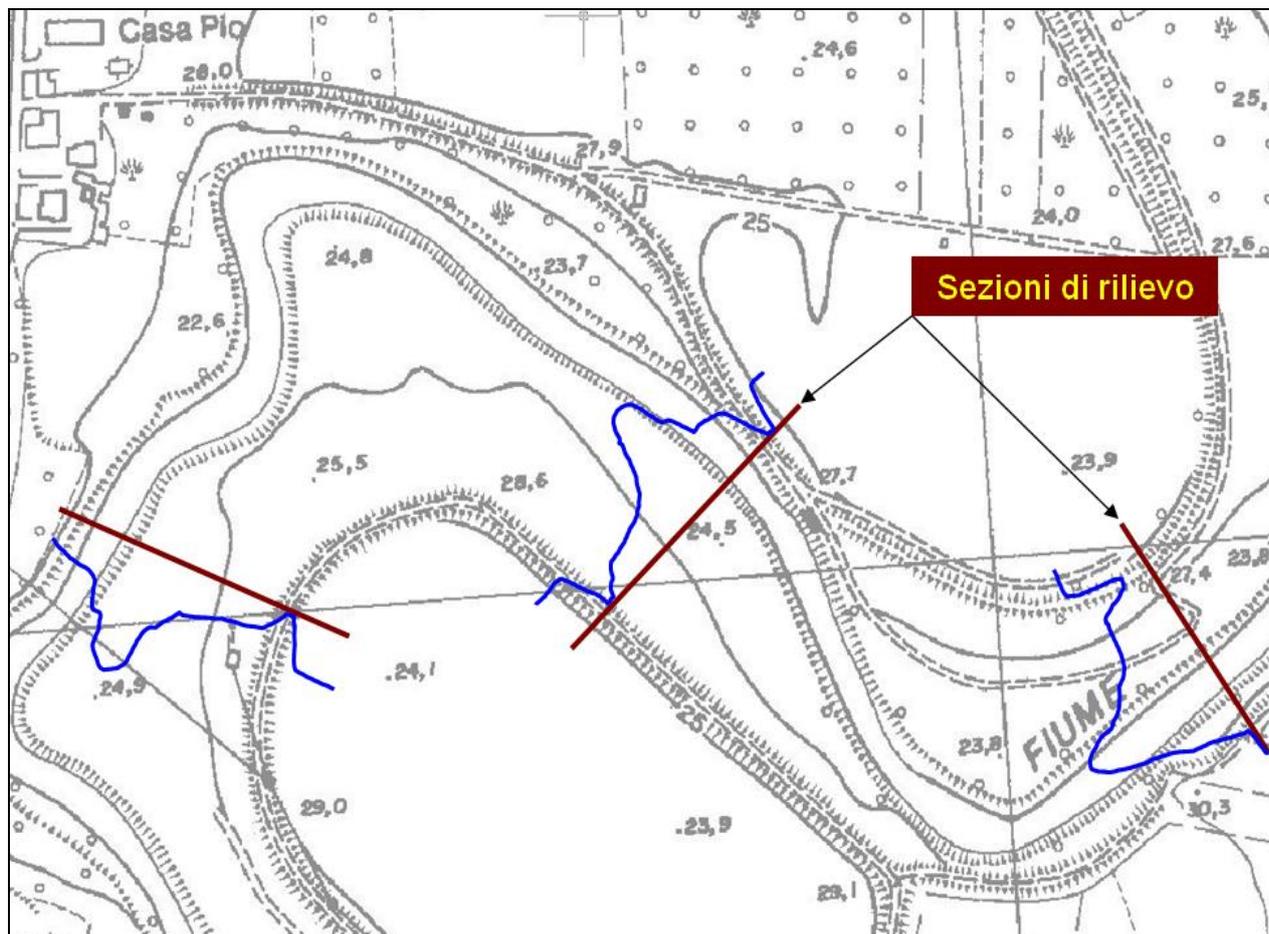
### 7.1. Impostazione metodologica della costruzione dei modelli

La costruzione di un modello monodimensionale parte, generalmente, dalla definizione all'interno di esso della geometria delle sezioni rilevate. Il modello implicitamente considera che tra due sezioni di rilievo le caratteristiche geometriche del corso d'acqua varino in modo lineare, tale assunzione non sempre è corretta. Inoltre le sezioni di rilievo non sempre sono posizionate in modo corretto per una adeguata soluzione numerica del calcolo del profilo idrico, si pensi ad esempio al posizionamento delle sezioni per definire i tratti di contrazione ed espansione dovuto ai ponti (cfr. paragrafo 7.10.1). In altri casi il considerare delle sezioni rettilinee, come generalmente sono quelle di rilievo, può portare a degli errori di rappresentazione, infatti in un modello monodimensionale è implicita l'assunzione che il deflusso avvenga perpendicolarmente alla sezione definita. Normalmente le sezioni sono rilevate perpendicolarmente all'alveo inciso, proseguendo nella stessa direzione anche all'interno delle aree golenali. In tratti in curva o dove l'alveo è molto sinuoso possono risultare delle sezioni che non sono perpendicolari al flusso nelle aree golenali, generando degli errori che possono essere anche gravi.

Per questi motivi per la costruzione della geometria dei modelli monodimensionali si è utilizzata una procedura simile a quella utilizzata per i modelli bidimensionali, cioè si è costruito un DEM dell'intera zona di modellazione da cui sono state poi estratte le sezioni di calcolo.

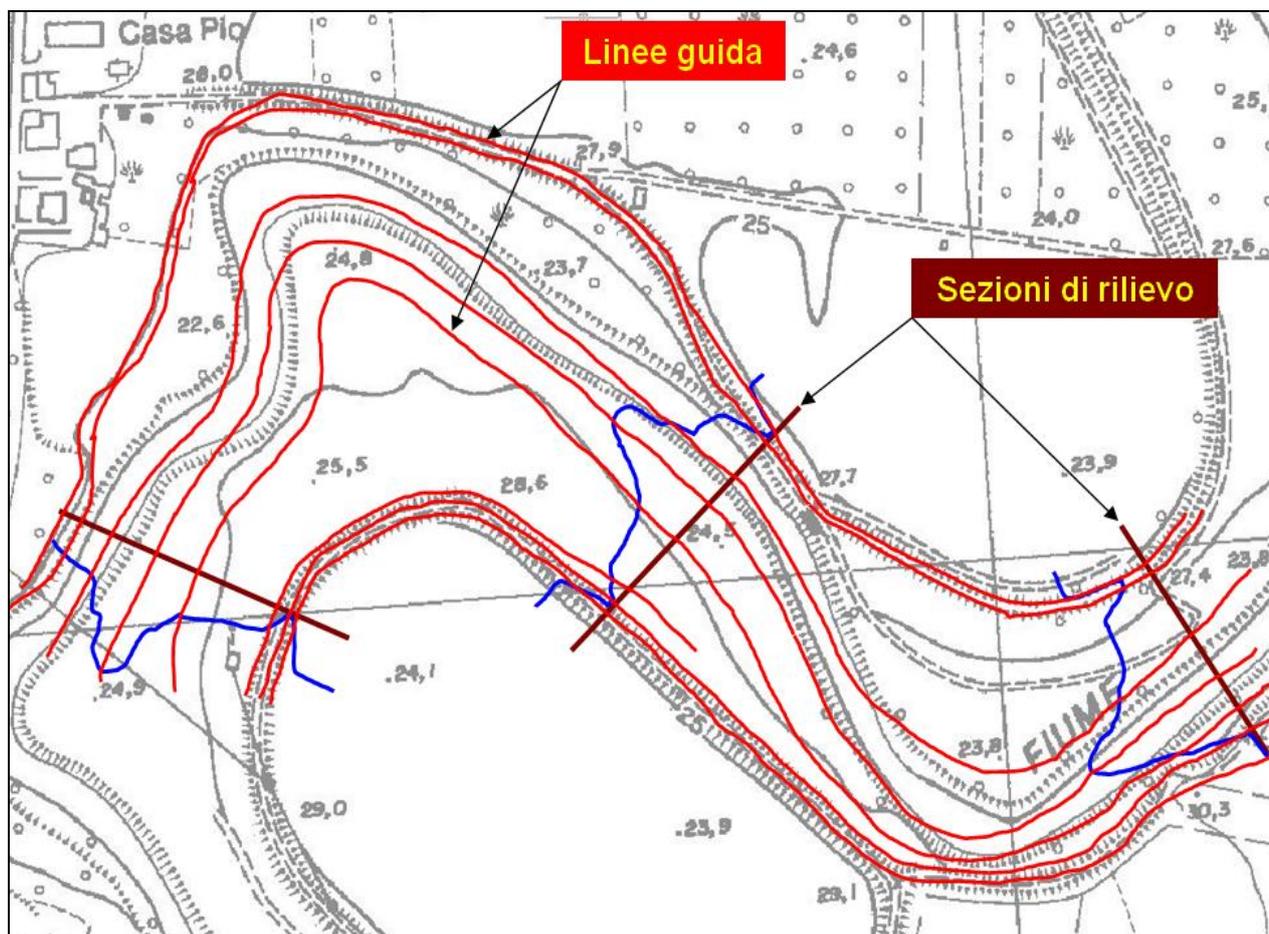
### 7.2. Costruzione del DEM

Il DEM è costruito sulla base delle sezioni di rilievo e della cartografia. Con il programma "posiziona sezioni" (sviluppato da MED Ingegneria srl) i profili delle sezioni, opportunamente riscalati lungo la direzione z sono disegnati in sovrapposizione alla cartografia, in Figura 1 è riportato un esempio.



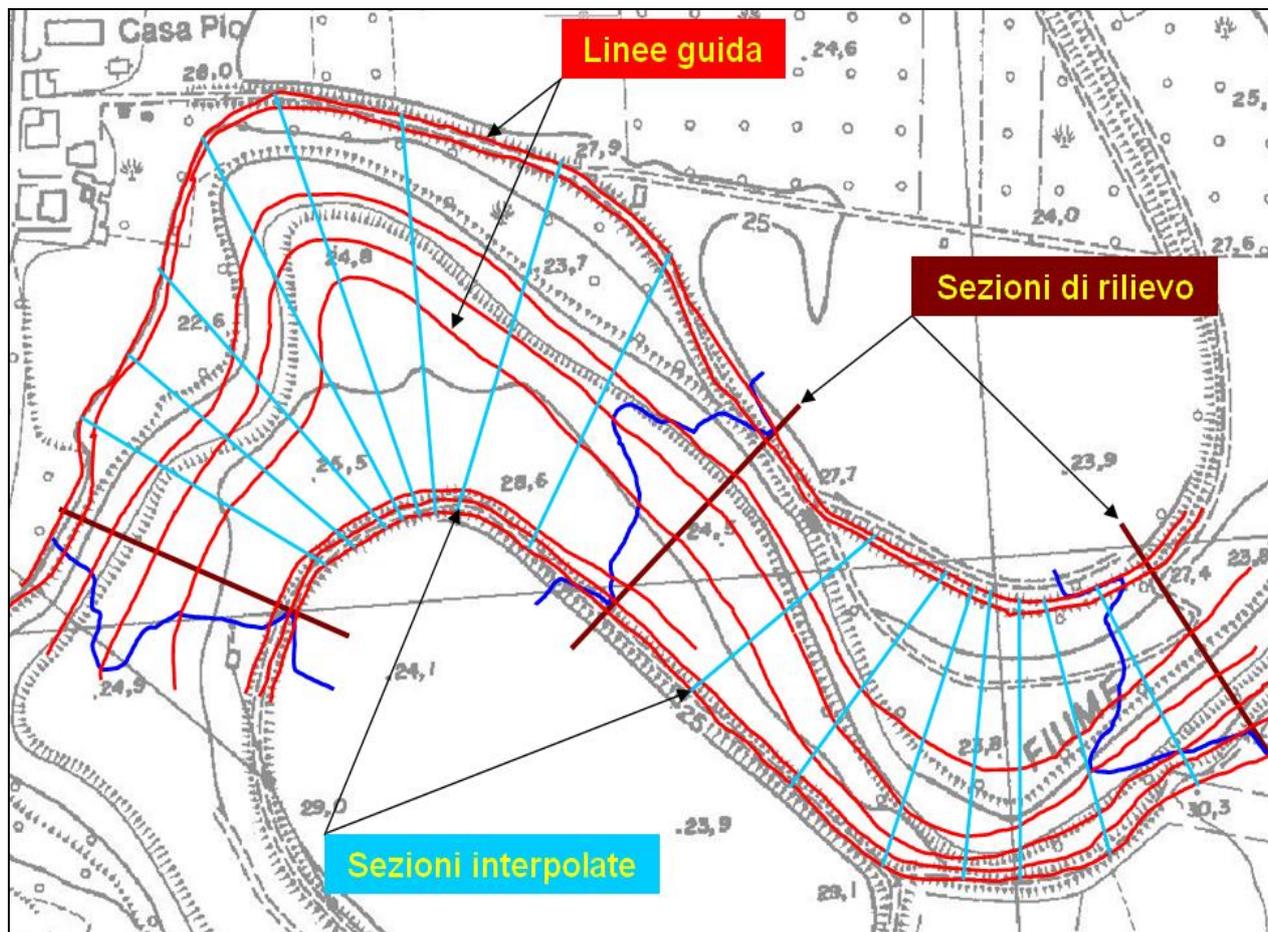
**Figura 1 - Profili delle sezioni sovrapposti alla cartografia.**

La sovrapposizione delle sezioni di rilievo con la cartografia permette di individuare le caratteristiche salienti delle sezioni (argini, scarpate, talweg, ecc.) e, soprattutto, come esse si modificano da una sezione alla successiva. La costruzione dell'informazione continua tra le sezioni è fatta mediante il programma "crebat" (sviluppato da MED Ingegneria srl), che, a partire dalle sezioni di rilievo, effettua un'interpolazione lineare tra di esse, seguendo le variazioni planimetriche del fiume così come desunte dalla cartografia. Si devono definire le linee lungo le quali effettuare l'interpolazione; tali linee devono congiungere punti "simili" tra due sezioni successive: ad esempio, il talweg, le sommità arginali, i piedi degli argini, il limite delle scarpate, ecc. , queste polilinee possono intersecare tutte le sezioni se l'elemento che rappresentano è continuo, oppure possono intersecare anche solo due sezioni se l'elemento appartiene solo a queste due, nella Figura 1 è riportato un esempio di tracciamento di linee guida.



**Figura 2 – Tracciamento delle linee guida che congiungono punti caratteristici tra sezioni successive.**

Tracciate le linee guida per l'interpolazione, devono essere definite le tracce per le sezioni di interpolazione. Su queste tracce il programma determina delle vere e proprie sezioni di interpolazione. È possibile anche utilizzare una tecnica iterativa generando delle sezioni di interpolazione, che si possono successivamente modificare ed utilizzare nel passo successivo come sezioni di rilievo. Questo è utile per esempio quando una particolare caratteristica del corso d'acqua, per esempio un argine inizia tra due sezioni di rilievo. In questo caso si generano due sezioni di interpolazione immediatamente prima e dopo l'inizio dell'argine, si modifica la sezione inserendo l'argine e si inseriscono queste due nuove sezioni tra quelle rilevate. Per la generazione del DEM le sezioni di interpolazione devono essere posizionate in modo tale che tra due sezioni, di rilievo o interpolate, si possano considerare i tratti di linee guida come rettilinei, in Figura 1 è riportato un esempio. Le tracce delle sezioni possono essere rettilinee o definite da una spezzata.



**Figura 3 – Definizione delle sezioni interpolate.**

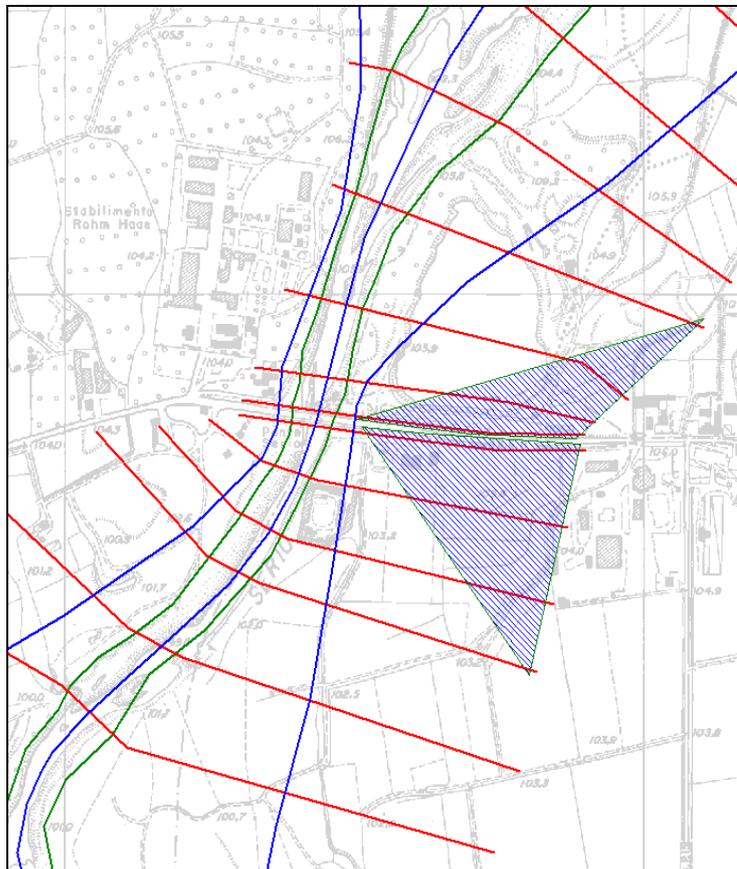
Il programma “creabat” oltre alle sezioni interpolate genera una serie di linee quotate che collegano tutti i punti di una sezione, rilevata o interpolata, con quella successiva. Le linee quotate sono importate in nel programma GIS ArcView (sviluppato dalla ESRI) ed elaborate mediante l’estensione 3D Analyst che utilizza la tecnica TIN (Triangulated Irregular Network) per la generazione del DEM. La tecnica adottata per la costruzione del DEM garantisce che estraendo un profilo lungo la traccia di una sezione di rilievo si ottiene esattamente la sezione rilevata. Il DEM così costruito non dipende solamente dalle sezioni di rilievo, ma anche dalla base cartografica, per cui eventuali allargamenti o restringimenti dell’alveo o delle zone golenali sono correttamente rappresentati.

### 7.3. Costruzione del modello mediante HEC-GeoRAS

HEC-GeoRAS è un applicativo del programma ArcView, sviluppato dall’U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center. Con HEC-GeoRAS è possibile costruire la geometria di un modello in HEC-RAS completamente in ambiente GIS, una volta in possesso di un DEM in formato TIN della zona da modellizzare. In ambiente GIS si definiscono:

- l’asse del fiume;
- le “flow path”, da cui si calcolano le distanze tra le sezioni sia lungo l’alveo che lungo le zone golenali;
- le “banks, che definiscono la separazione tra aree golenali e alveo inciso,
- le tracce delle sezioni, che possono essere rettilinee o formate da delle spezzate, il programma estrae i profili delle sezioni dal DEM;

- le “ineffective flow area”, che permettono di definire le reali aree di deflusso nei tratti di espansione e contrazione.



**Figura 4 – Esempio di geometria in HEC-GeoRAS, in blu le flowpath, in verde le “banks”, in rosso le tracce delle sezioni e in azzurro le “ineffective flow area”.**

Hec-GeoRAS esporta un file direttamente importabile in HEC-RAS. La geometria importata è georeferenziata.

#### 7.4. Scabrezza

Il codice di calcolo adottato consente di utilizzare la formulazioni della resistenza d'attrito ottenuta tramite l'espressione di Chezy.

Secondo la formula di Chezy, nell'equazione del moto il termine di resistenza risulta pari a:

$$\tau_r = \frac{gQ|Q|}{C^2AR}$$

dove C è il coefficiente di attrito di Chezy.

La scabrezza può essere considerata variabile all'interno di ogni sezione di calcolo per sottotratti differenziandola per le zone spondali e l'alveo inciso.

Per la scelta del parametro di scabrezza da utilizzare nelle simulazioni si è fatto direttamente riferimento alle indicazioni della Direttiva n. 4.

Come noto la scabrezza è il parametro di taratura più significativo per i calcoli idrodinamici e, nel caso in esame, non è stato possibile disporre di dati livello-portata, misurati o osservati, rispetto ai quali verificare la rispondenza del modello nella rappresentazione di un evento reale, potendo quindi stabilire il valore della scabrezza più appropriato per la descrizione delle caratteristiche di resistenza al moto dell'alveo.

La Direttiva, del resto, propone una metodologia standard per la definizione del parametro di scabrezza, basata sulla più vasta bibliografia nazionale e internazionale, che permette di ottenere valori oggettivi e confrontabili.

Facendo riferimento al noto metodo di calcolo proposto dall' "Open Channel Hydraulics", Ven te Chow, McGraw Hill International Editions, il parametro di scabrezza di Manning (n, che è il reciproco di quello di Strickler, M, come sopra richiamato) può essere definito in relazione alla seguente formulazione:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5,$$

nella quale i diversi fattori che concorrono alla determinazione della scabrezza rappresentano le seguenti azioni di resistenza distribuita:

$n_0 =$  materiale costituente l'alveo:

Terra	0.020,
Roccia	0.025,
Alluvione grossolana	0.028,
Alluvione fine	0.024;

$n_1 =$  irregolarità della superficie della sezione:

Trascurabile	0.000,
Bassa	0.005,
Moderata	0.010,
Elevata	0.020;

$n_2 =$  variazione della forma e della dimensione della sezione trasversale:

Graduale	0.000,
Variazione occasionalmente	0.005,
Variazione frequente	0.010-0.015;

$n_3 =$  effetto relativo di ostruzioni:

Trascurabile	0.000,
Modesto	0.010-0.015,
Apprezzabile	0.020-0.030,
Elevato	0.040-0.060;

$n_4 =$  effetto della vegetazione:

Basso	0.005-0.010,
Medio	0.010-0.025,

	Alto	0.025-0.050,
	Molto alto	0.050-0.100;
$m_5 =$	grado di sinuosità dell'alveo:	
	Modesto	1.000,
	Apprezzabile	1.150,
	Elevato	1.300.
$= 0,$	variazione graduale della forma delle sezioni;	

### 7.5. Modalità di deflusso in piena

L'analisi è finalizzata alla quantificazione delle caratteristiche idrauliche del moto della corrente in condizioni di piena, rappresentati dai valori dei livelli idrici e delle velocità di corrente all'interno dell'alveo inciso e delle aree golenali o inondate.

Il confronto tra la condizione del corso antecedente e quella successiva alla realizzazione dell'intervento permette di valutare gli effetti idraulici dell'intervento stesso che si manifestano come:

- variazioni (in genere innalzamento) dei livelli idrici;
- distribuzione della distribuzione della velocità corrente;
- variazione della velocità di trasporto solido della corrente;
- variazione del valore della portata al colmo a valle (solo nel caso in cui si modifichi in misura apprezzabile la capacità di laminazione in alveo).

L'esecuzione dei calcoli idraulici per la determinazione delle modalità di deflusso comporta la definizione dei seguenti punti principali:

- metodo di calcolo;
- condizioni al contorno;
- condizioni di riferimento.

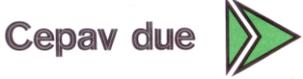
### 7.6. Metodo di calcolo

Il codice di calcolo da utilizzare per il profilo idrico in piena della corrente nel tratto di corso d'acqua dipende dal livello di approfondimento delle analisi da condurre.

Per le analisi idrauliche dei fiumi Mella, Chiese, Mincio e Garza è stato utilizzato un schema di calcolo in moto stazionario monodimensionale (portata costante e geometria dell'alveo costante).

Lo schema, che tiene conto della variazione delle dimensioni dell'alveo e delle singolarità localizzate (rappresentate da manufatti, bruschi restringimenti o allargamenti, variazioni di scabrezza, salti di fondo), è generalmente adatto ad affrontare tutte le situazioni in cui la valutazione degli effetti degli interventi in progetto sulle condizioni di deflusso è rappresentabile unicamente in termini di modificazione del profilo idrico.

Il codice di calcolo impiegato per la valutazione del profilo idrico e delle altre caratteristiche del moto va adeguatamente descritto. Nel caso siano utilizzati programmi di calcolo numerico generalmente noti nella letteratura tecnico scientifica, è sufficiente l'indicazione precisa del programma utilizzato.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2RGID0002-002	Rev. 1	Foglio 22 di 57

### 7.7. Il codice di calcolo utilizzato per le simulazioni: HEC-RAS

Il calcolo dei profili in moto permanente dei tratti di corsi d'acqua analizzati è stato fatto mediante la costruzione di modelli numerici basati sul codice di calcolo HEC-RAS (River Analysis System), sviluppato dall'U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center. La versione del software utilizzata è la 3.1.1

HEC-RAS è un codice di calcolo monodimensionale che consente la determinazione di profili idrici di canali naturali e artificiali, sia in condizioni di moto permanente che di moto vario, tenendo conto dell'influenza sul moto di manufatti di vario tipo (ponti, tombini, briglie, sfioratori ecc.) eventualmente presenti nel sistema. Possono essere modellati sia canali singoli che reti di canali naturali o artificiali, chiusi o aperti, con l'integrazione di profili di corrente lenta, veloce o di tipo "misto".

### 7.8. Calcolo del profilo in moto permanente

Il calcolo del profilo di moto permanente è fatto risolvendo tra due sezioni consecutive l'equazione dell'energia utilizzando una procedura iterativa denominata "standard step method". L'equazione dell'energia risolta è riportata nella seguente formula:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

dove:

- $Y_1, Y_2$  tirante d'acqua nelle sezioni 1 e 2;
- $Z_1, Z_2$  quota del fondo del canale alla sezione 1 e 2;
- $\alpha_1, \alpha_2$  coefficiente di Coriolis nella sezione 1 e 2;
- $g$  accelerazione di gravità;
- $h_e$  perdita di carico tra la sezione 1 e 2 definita da:

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

con:

- $L$  distanza tra le due sezioni;
- $\overline{S_f}$  pendenza media della linea dell'energia tra le due sezioni;
- $C$  coefficiente di espansione o contrazione.

Utilizzando la formula di Manning possiamo scrivere:

$$Q = \frac{AR_H^{2/3}}{n} \sqrt{S_f} = K \sqrt{S_f}$$

Dove  $K$  (conveyance) è un parametro geometrico, una volta prefissato un livello, da cui:

$$S_f = \left( \frac{Q}{K} \right)^2$$

In ogni tratto esistono due valori di  $S_f$ , uno per ogni sezione che delimita il tratto, per cui viene calcolato un valore medio nel tratto, questo valore medio può essere calcolato utilizzando diverse formulazioni:

$$\bar{S}_f = \left( \frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad \text{Conduttività media (default per moto permanente e strutture)}$$

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad \text{Media aritmetica (default per moto vario)}$$

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f1} \cdot S_{f2}} \quad \text{Media geometrica}$$

$$\frac{1}{\bar{S}_f} = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{S_{f1}} + \frac{1}{S_{f2}} \right) \quad \text{Media armonica}$$

Nel calcolo il codice suddivide ogni sezione, in base ai valori imposti dall'utente, in tre parti: golena sinistra, canale principale e golena destra. Ad ognuna di queste parti si possono assegnare scabrezze e distanze rispetto alla sezione successiva diverse. La possibilità di definire distanze diverse tra zone golenali e canale principale consente di meglio rappresentare situazioni in cui l'alveo di magra è particolarmente sinuoso o nei tratti in curva. In questi casi la distanza che l'acqua percorre tra una sezione e l'altra è diversa a seconda che si trovi in alveo in una golena oppure nell'altra. Il modello è in grado di calcolare in modo più corretto le perdite di carico dovute all'attrito utilizzando l'effettivo percorso effettuato, nel caso di moto vario è possibile calcolare con migliore precisione i volumi invasati tra le due sezioni.

Per ogni sottosezione il programma determina i parametri geometrici ed idraulici per cui si ha:

$$Q = (K_{LOB} + K_{Ch} + K_{ROB}) \cdot \sqrt{S_f} = Q_{LOB} + Q_{Ch} + Q_{ROB}$$

dove LOB indica la golena sinistra, Ch l'alveo inciso e ROB la golena destra.

La suddivisione in sottosezioni ha come ipotesi implicita che tra una sottosezione ed un'altra non vi sia scambio di quantità di moto, cioè che lungo il piano che le divide non ci sia attrito.

La definizione di una portata per ogni sottosezione permette il calcolo anche di una velocità distinta tra le tre diverse parti della sezione, non essendo più definita una velocità media per l'intera sezione è necessario valutare il coefficiente di Coriolis per la determinazione univoca del carico cinetico mediante la seguente formula:

$$\alpha \frac{\bar{V}}{2g} = \frac{Q_{LOB} \frac{V_{LOB}^2}{2g} + Q_{Ch} \frac{V_{Ch}^2}{2g} + Q_{ROB} \frac{V_{ROB}^2}{2g}}{Q_{LOB} + Q_{Ch} + Q_{ROB}}$$

da cui:

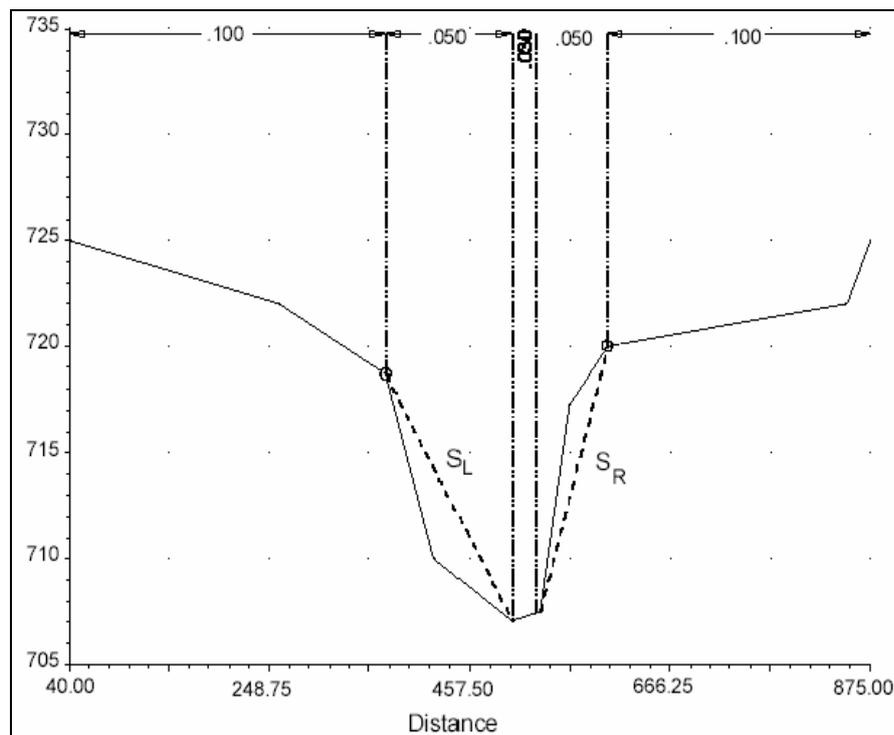
$$\alpha = \frac{A_{Tot}^2 \left[ \frac{K_{LOB}^3}{A_{LOB}^2} + \frac{K_{Ch}^3}{A_{Ch}^2} + \frac{K_{ROB}^3}{A_{ROB}^2} \right]}{K_{Tot}^3}$$

La suddivisione delle portate tra le diverse sottosezioni è utilizzata anche come peso nella determinazione della distanza tra due sezioni a partire dalle tre definite:

$$L = \frac{L_{LOB} Q_{LOB} + L_{Ch} Q_{Ch} + L_{ROB} Q_{ROB}}{Q_{LOB} + Q_{Ch} + Q_{ROB}}$$

La variazione di scabrezza all'interno di una sezione può essere imposta non solo tra golene e alveo inciso, ma anche in qualsiasi altro tratto. In questo caso il codice, per ognuna delle tre sottosezioni, calcola la convayance come somma dei tratti con scabrezza diversa, sempre con l'ipotesi che tra essi non vi sia attrito. Questa ipotesi può portare però a grossi errori nel caso sia applicata al canale principale. Infatti se la variazione di scabrezza è applicata alle sponde il considerare senza attrito il piano che separa le sponde dal centro alveo fa sì che quest'ultimo non risenta dell'attrito delle sponde.

Per il canale principale il codice verifica che la pendenza del tratto in cui c'è la variazione di scabrezza (vedi figura successiva).



Nel caso  $S_L$  e/o  $S_R$  siano maggiori di 5H:1V all'interno dell'alveo principale è calcolata una scabrezza equivalente con la formula di Einstein:

$$n_c = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N P_i n_i^{3/2}}{P} \right]^{2/3}$$

dove  $P_i$  è il perimetro bagnato individuato da ogni tratto con scabrezza diversa.

GENERAL CONTRACTOR <b>Cepav due</b> 		ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2RGID0002-002	Rev. 1	Foglio 25 di 57

## 7.9. Procedura di calcolo

Per la determinazione del profilo il programma parte con il calcolo in corrente lenta, cioè a partire dalla condizione al contorno della sezione di valle procede nella valutazione dei livelli nelle sezioni più a monte seguendo la seguente procedura:

1. ipotizza un livello nella sezione più a monte;
2. sulla base del livello ipotizzato calcola la convayance totale e il carico cinetico;
3. dai valori del passo 2 calcola  $\overline{S_f}$  e risolve l'equazione 2 per il calcolo di  $h_c$ ;
4. dai valori del passo 2 e 3 risolve l'equazione 1 e calcola il livello nella sezione di monte;
5. confronta il livello calcolato con quello ipotizzato, se la differenza è maggiore alla tolleranza imposta ripete la procedura, altrimenti passa alla sezione successiva.

Il livello determinato viene confrontato con il livello critico, se il livello determinato è superiore al livello critico la soluzione è di corrente lenta e quindi valida, se invece è inferiore la corrente non è più lenta, viene imposta sulla sezione il livello critico e il calcolo riprende dall'altezza critica.

Terminato il calcolo in corrente lenta il programma procede con il calcolo del profilo in corrente rapida partendo dalla condizione al contorno della sezione di monte. Innanzitutto viene calcolata la spinta totale con il livello calcolato per la corrente lenta e quello per la corrente rapida. Il calcolo della spinta è fatto con la seguente formula:

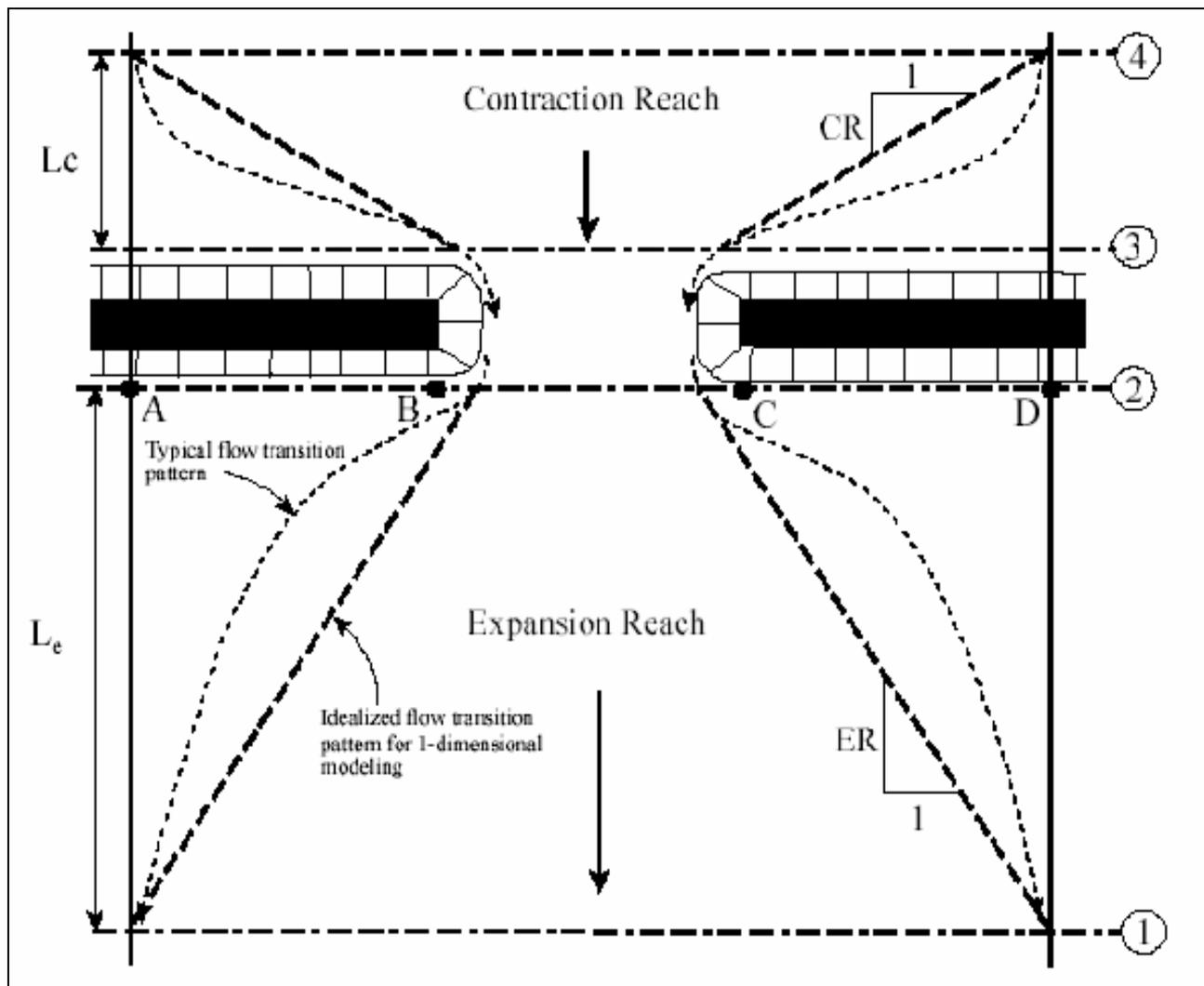
$$SF = \beta \frac{Q^2}{gA} + AY_G$$

Se  $SF_{SUB} > SF_{SUP}$  è valida la soluzione di corrente lenta, altrimenti è valida la soluzione di corrente rapida e continua il calcolo del profilo in corrente veloce verso valle con la procedura descritta per la corrente lenta. Se è valida la soluzione di corrente lenta il programma ricerca la prima sezione verso valle in cui la soluzione del profilo in corrente lenta era stata posta  $WS = WS_{CRIT}$ . Da qui ha inizio il calcolo del profilo in corrente veloce verso valle, valido finchè non si arriva ad una sezione con una soluzione di corrente lenta alla quale corrisponde  $SF_{SUB} > SF_{SUP}$ . Si assume quindi che tra questa sezione e la precedente si instauri un risalto.

## 7.10. Calcolo del rigurgito dovuto ai ponti

### 7.10.1. Posizionamento delle sezioni di calcolo

Per il calcolo del rigurgito dovuto alla presenza dei ponti il codice di calcolo fa riferimento a 4 sezioni che definiscono il tratto in cui avviene la contrazione e l'espansione della vena liquida a causa della presenza del ponte, come indicato nella figura seguente.



Posizione delle sezioni per il calcolo dei ponti in HEC-RAS

La sezione 1 e 4 sono considerate le sezioni in cui il moto è non influenzato dalla presenza del ponte, le sezioni 2 e 3 sono posizionate immediatamente a monte e a valle del ponte, normalmente in corrispondenza del piede del rilevato. Il corretto posizionamento delle sezioni 1 e 4 è fondamentale nei casi in cui i rilevati di collegamento al ponte occupino una parte importante della zona di deflusso. La valutazione della posizione di tali sezioni è fatta sulla base dello studio effettuato dall'Hydrologic Engineering Center intitolato "Flow Transitions in Bridge Backwater Analysis" (RD-42, HEC, 1995) Lo scopo dello studio era quello di fornire delle linee guida nel calcolo dell'interferenza dei ponti effettuata con modelli monodimensionali. Lo studio è stato condotto sia con l'utilizzo di dati misurati sia con modellazioni di tipo bidimensionale, cercando, mediante regressione statistica, delle formulazioni che fornissero i 4 parametri fondamentali per la rappresentazione in un modello monodimensionale della dinamica legata alla contrazione ed espansione imposta dalla presenza del ponte, questi 4 parametri sono:

- $L_e$  lunghezza del tratto di espansione;
- $C_e$  coefficiente di espansione;
- $L_c$  lunghezza del tratto di contrazione;
- $C_c$  coefficiente di contrazione.

Per la lunghezza di espansione sono state determinate 3 formule (in unità Inglesi) in base alla dimensione del corso d'acqua e alla portata transitante.

Per corsi d'acqua di circa 1000 ft (300 m) e portate comprese tra 5000 e 30000 cfs (150-850 m<sup>3</sup>/s) la formula proposta è:

$$L_e = -298 + 257 \left( \frac{F_{c2}}{F_{c1}} \right) + 0.918 \bar{L}_{obs} + 0.00479Q$$

dove:

- $L_e$  lunghezza del tratto di espansione in piedi (feet);  
 $F_{c2}$  numero di Froude del canale principale nella sezione 2;  
 $F_{c1}$  numero di Froude del canale principale nella sezione 1;  
 $\bar{L}_{obs}$  lunghezza media dell'ostruzione causata dai rilevati;  
 $Q$  portata in piedi cubi secondo (cfs).

Per corsi d'acqua più piccoli una valutazione migliore si ottiene con la seguente formula:

$$ER = \frac{L_e}{\bar{L}_{obs}} = 0.421 + 0.485 \left( \frac{F_{c2}}{F_{c1}} \right) + 0.000018Q$$

Per i corsi d'acqua in cui la portata supera gli 850 m<sup>3</sup>/s è consigliata la formula:

$$ER = \frac{L_e}{\bar{L}_{obs}} = 0.489 + 0.608 \left( \frac{F_{c2}}{F_{c1}} \right)$$

Il coefficiente di contrazione è definito dalla formula:

$$C_e = -0.09 + 0.570 \left( \frac{D_{ob}}{D_c} \right) + 0.075 \left( \frac{F_{c2}}{F_{c1}} \right)$$

dove:

- $D_{ob}$  tirante (calcolato come area diviso larghezza in superficie) dell'area golenale nella sezione 1;  
 $D_c$  tirante del canale principale nella sezione 1.

Per la valutazione della lunghezza di contrazione sono state ottenute 2 formule, la prima valida nel campo 150-850 m<sup>3</sup>/s:

$$L_c = 263 + 38.8 \left( \frac{F_{c2}}{F_{c1}} \right) + 257 \left( \frac{Q_{ob}}{Q} \right)^2 - 58.7 \left( \frac{n_{ob}}{n_c} \right)^{0.5} + 0.161 \bar{L}_{obs}$$

dove:

- $Q_{ob}$  portata convogliata dalle zone golenali nella sezione 4;  
 $n_{ob}$  coefficiente di Manning per le zone golenali nella sezione 4;  
 $n_c$  coefficiente di Manning per il canale principale nella sezione 4.

Nei casi in cui la portata non rientri nel range specificato la formula consigliata è:

$$CR = 1.4 - 0.333 \left( \frac{F_{c2}}{F_{c1}} \right) + 1.86 \left( \frac{Q_{ob}}{Q} \right)^2 - 0.19 \left( \frac{n_{ob}}{n_c} \right)^{0.5}$$

Per quanto concerne il coefficiente di contrazione la regressione statistica non ha fornito una formula valida, per cui, in assenza di dati di calibrazione, si suggerisce di assegnare il valore in base al rapporto di contrazione secondo la seguente tabella:

Rapporto di contrazione	Coefficiente di contrazione
$0.0 < b/B < 0.25$	0.3-0.5
$0.25 < b/B < 0.50$	0.1-0.3
$0.50 < b/B < 1.0$	0.1

La definizione dei tratti contrazione ed espansione, oltre che con il corretto posizionamento delle sezioni 1 e 4, avviene con la corretta impostazione delle aree contribuenti al deflusso nelle sezioni 2 e 3. Ciò avviene mediante l'impostazione all'interno del modello delle "Ineffective flow area", le quali definiscono la parte di sezione contribuente al deflusso e quella in cui si ha solo invaso. Nel caso i tratti di contrazione ed espansione siano troppo lunghi per essere definiti in modo soddisfacente da solo 2 sezioni, si possono usare delle sezioni intermedie, avendo l'accortezza di definire le "Ineffective flow area" in modo da riprodurre la forma della vena liquida in contrazione ed espansione.

La valutazione delle lunghezze dei tratti di contrazione ed espansione ed i loro relativi coefficienti è un processo iterativo, dipendendo questi dalle caratteristiche della corrente nelle sezioni che si vogliono posizionare. Tale processo comunque converge molto rapidamente e difficilmente si effettua più di 1, 2 volte il calcolo.

### 7.10.2. Calcolo del profilo attraverso il ponte

Il calcolo nei tratti di contrazione (sezioni 4-3) e espansione (sezioni 2-1) avviene mediante il bilanciamento dell'equazione dell'energia come tra 2 sezioni qualsiasi. Il calcolo tra le sezioni 2 e 3 avviene invece seguendo 4 diverse formulazioni a seconda della richiesta dell'utente:

- equazione dell'energia;
- conservazione della quantità di moto;
- equazione di Yarnell;
- metodo WSPRO della Federal Highway Administration.

#### Equazione dell'energia

In questo caso il programma inserisce due sezioni aggiuntive immediatamente all'interno del ponte e le tratta come due sezioni naturali, in cui l'area di deflusso è quella definita per il ponte e nel perimetro bagnato vengono aggiunti i tratti delle spalle ed eventualmente delle pile presenti.

#### Conservazione della quantità di moto

L'applicazione del metodo della conservazione della quantità di moto si basa su tre passaggi fondamentali. Si considerino, oltre alle due sezioni a monte e a valle del ponte (2 e 3), due sezioni immediatamente all'interno del ponte (BU e BD).

Il primo passo consiste nel bilancio della quantità di moto tra la sezione "2" e la sezione "BD".

L'equazione del bilancio può essere scritta nella seguente forma:

$$A_{BD} \overline{Y_{BD}}_v + \frac{\beta_{BD} Q_{BD}^2}{g A_{BD}} = A_2 \overline{Y}_2 - A_{PBD} \overline{Y}_{PBD} + \frac{\beta_2 Q_2^2}{g A_2} + F_f - W_x$$

dove:

$A_2, A_{BD}$  area liquida delle sezioni 2 e v;

$A_{PBD}$  area liquida ostruita dalle pile nel lato di valle;

$\overline{Y}_2, \overline{Y}_{BD}$  distanza verticale tra la superficie dell'acqua ed il baricentro delle aree  $A_2$  e

$A_{BD}$  ;

$\overline{Y}_{PBD}$  distanza verticale tra la superficie dell'acqua ed il baricentro dell'area  $A_{PBD}$  ;

$\beta_2, \beta_{BD}$  coefficienti di Coriolis per la media della velocità;

$Q_2, Q_{BD}$  portata;

$g$  accelerazione di gravità;

$F_f$  forza esterna dovuta all'attrito, per unità di peso dell'acqua;

$W_x$  forza peso dell'acqua nella direzione della corrente, per unità di volume.

Il secondo passo consiste nel bilancio della quantità di moto tra le sezioni "BD" e "BU", espressa come:

$$A_{BU} \overline{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU} Q_{BU}^2}{g A_{BU}} = A_{BD} \overline{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD} Q_{BD}^2}{g A_{BD}} + F_f - W_x ;$$

ed infine il terzo passo è il bilancio della quantità di moto tra le sezioni "BU" e "3", espressa come:

$$A_3 \overline{Y}_3 + \frac{\beta_3 Q_3^2}{g A_3} = A_{BU} \overline{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU} Q_{BU}^2}{g A_{BU}} + A_{PBU} \overline{Y}_{PBU} + \frac{1}{2} C_D \frac{A_{PBU} Q_3^2}{g A_3^2} + F_f - W_x ,$$

dove con  $C_D$  si indica il coefficiente di trascinamento per il flusso attorno alle pile, che può variare in funzione della forma delle pile.

L'equazione della conservazione delle quantità di moto richiede la conoscenza dei coefficienti di scabrezza per la stima della forza di attrito e per la stima del coefficiente di trascinamento. Questi ultimi sono usati per valutare la forza dovuta al moto dell'acqua attorno alle pile, la separazione del flusso e i fronti d'onda della scia che si genera a valle e sono riportati in apposite tabelle sperimentali in base alla forma ed alla posizione delle pile.

L'equazione è valida per deflusso con contrazione della vena liquida, ma non può essere applicata quando si abbiano le condizioni di deflusso a "bocca piena", cioè quando il pelo libero della corrente, per effetto del sovrizzo dovuto all'interazione con la struttura, dovesse toccare l'intradosso del ponte.

#### Equazione di Yarnell

L'equazione di Yarnell utilizzata per il calcolo del rigurgito è la seguente:

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6)(\alpha + 15\alpha^4) \frac{V_2^2}{2g}$$

dove:

- $H_{3-2}$  differenza di livello tra le sezioni 3 e 2;  
 $K$  coefficiente di Yarnell che tiene conto della forma della pile;  
 $\omega$  rapporto tra il carico cinetico e il tirante nella sezione 2;  
 $\alpha$  rapporto tra l'area occupata dalle pile e l'area non ostruita nella sezione 2;  
 $V_2$  velocità nella sezione 2.

L'equazione è basata su esperienze di laboratorio effettuate su circa 2600 prove nelle quali sono stati valutati diversi parametri: la forma, la larghezza, la lunghezza delle pile, l'angolo di giacitura dell'asse del ponte rispetto alla direzione della corrente e l'entità della corrente.

I limiti della formula di Yarnell sono dovuti al fatto che non vengono considerate nel calcolo né la forma del ponte, né la forma delle spalle, né la larghezza del ponte stesso. A causa di queste limitazioni la formulazione di Yarnell può essere usata solo quando le maggiori perdite di carico sono dovute alla presenza delle pile e non all'ostruzione complessiva causata dal manufatto di attraversamento (rampe di accesso, spalle e pile). Il metodo è valido solamente se il moto è lento.

La formulazione utilizzata differisce di poco da quella indicata nella Direttiva 2/99 (Par. 4.8.5), che è scritta nella forma seguente:

$$\Delta y/y = K_y (K_y - 0.6 + 5 F_2^2) (1 - r + 15 (1 - r)^4) F_2^2,$$

dove  $(1-r) = (b_0 - b_1)/b_0$  è il grado di restringimento e  $F_2$  il numero di Froude della sezione 2.

Le due equazioni sono sostanzialmente identiche, solo che la forma qui sopra riportata privilegia il concetto di una sezione rettangolare equivalente (il rapporto di contrazione  $r$  è infatti riferito alla larghezza) per cui è possibile esplicitare il numero di Froude come elemento caratteristico del moto, mentre la forma dell'equazione presentata prima fa riferimento, più in generale, ad una sezione di forma qualsiasi (il rapporto di contrazione  $\alpha$  è infatti un rapporto di aree).

#### Metodo WSPRO

Il metodo WSPRO è un adattamento al programma HEC-RAS del metodo utilizzato dal programma WSPRO sviluppato dalla Federa Highway Administration. Il metodo risolve l'equazione dell'energia nei diversi tratti 1-2, 2-BD, BD-BU, BU-3 e 3-4 utilizzando dei coefficienti ottenuti sperimentalmente legati alla forma del ponte. Il metodo è particolarmente indicato quando si hanno grossi restringimenti dovuti alle rampe di accesso al ponte.

### **7.11. Calcolo del profilo attraverso il ponte per eventi eccezionali**

Le formule descritte al paragrafo precedente sono valide quando il pelo libero non viene a contatto con l'intradosso del ponte, in questo caso infatti solo l'equazione dell'energia può ancora utilizzarsi, aggiungendo al perimetro bagnato della sezione BU, ed eventualmente BD, la lunghezza di

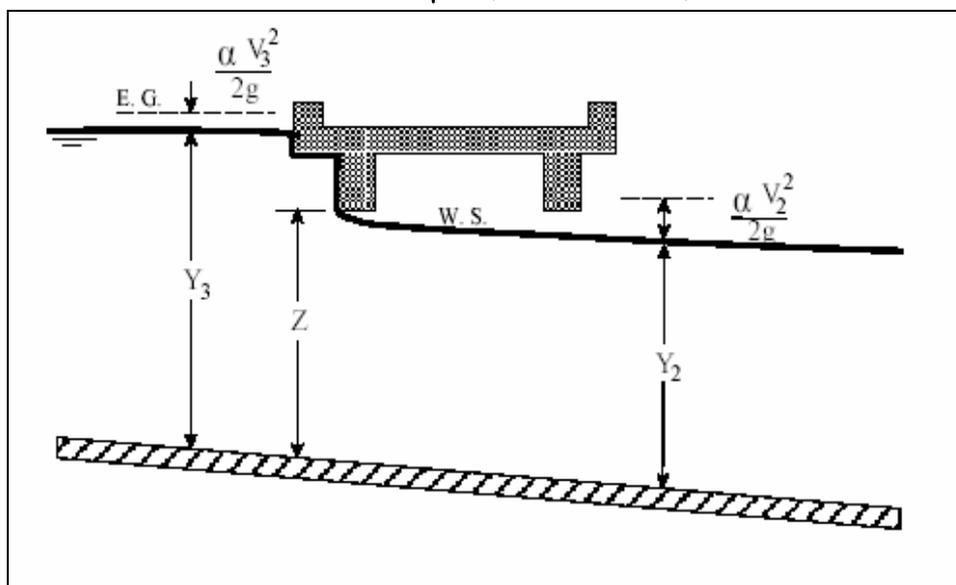
intradosso. Nel caso si abbia il superamento dell'estradosso l'equazione dell'energia rimane valida aggiungendo al perimetro bagnato anche la quota parte di estradosso interessato dal deflusso.

In questi casi è possibile però utilizzare le formule della foronomia, variamente sviluppate da diversi autori. Il programma HEC-RAS utilizza le formule di seguito descritte.

#### Deflusso in pressione libero

Il deflusso in pressione libero si sviluppa quando il pelo libero entra in contatto con l'intradosso del ponte solo nel lato di monte del ponte, mentre a valle si ha il deflusso libero. La formula utilizzata è del tipo deflusso sotto battente ed in particolare è utilizzata la formula sviluppata dalla Federal Highway Administration:

$$Q = C_D A_{BU} \sqrt{2g \left( Y_3 - \frac{Z}{2} + \alpha_3 \frac{V_3^2}{2g} \right)}$$

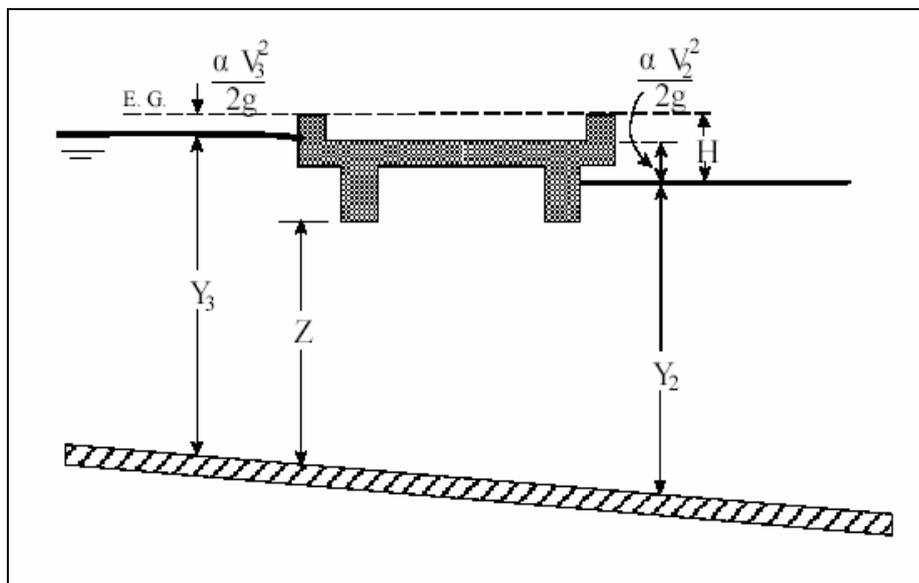


Il coefficiente di deflusso  $C_D$  può essere definito dall'utente o automaticamente "scelto" dal programma dato il rapporto  $Y_3/Z$  sulla base di risultati sperimentali.

#### Deflusso in pressione rigurgitato

Il deflusso in pressione è rigurgitato quando anche a valle del ponte il pelo libero viene a contatto con l'intradosso, la capacità di deflusso diminuisce e la formula precedente non è più valida e il programma utilizza la seguente:

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

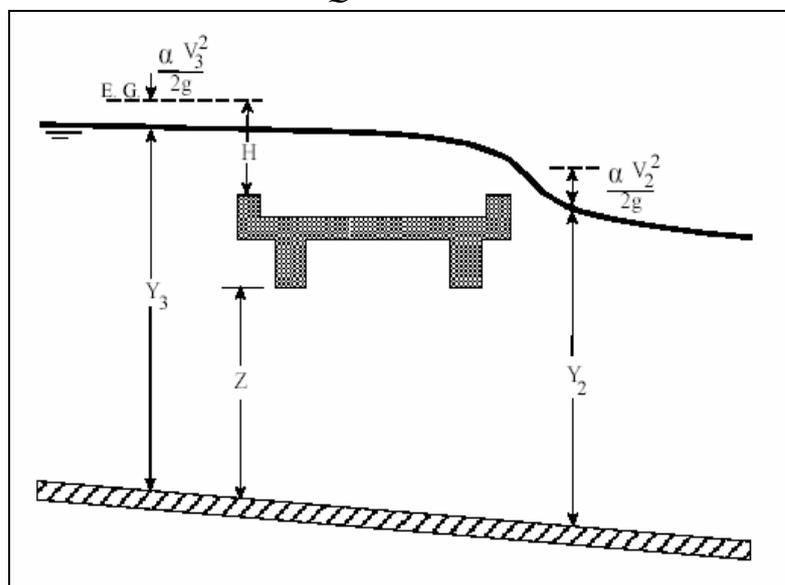


Con C coefficiente di deflusso variabile tra 0.7 e 0.9

#### Deflusso a stramazzo

Quando il pelo libero supera l'estradosso del ponte si ha deflusso anche al di sopra del ponte, tale deflusso viene calcolato con la tipica formula degli stramazzi:

$$Q = CLH^{3/2}$$



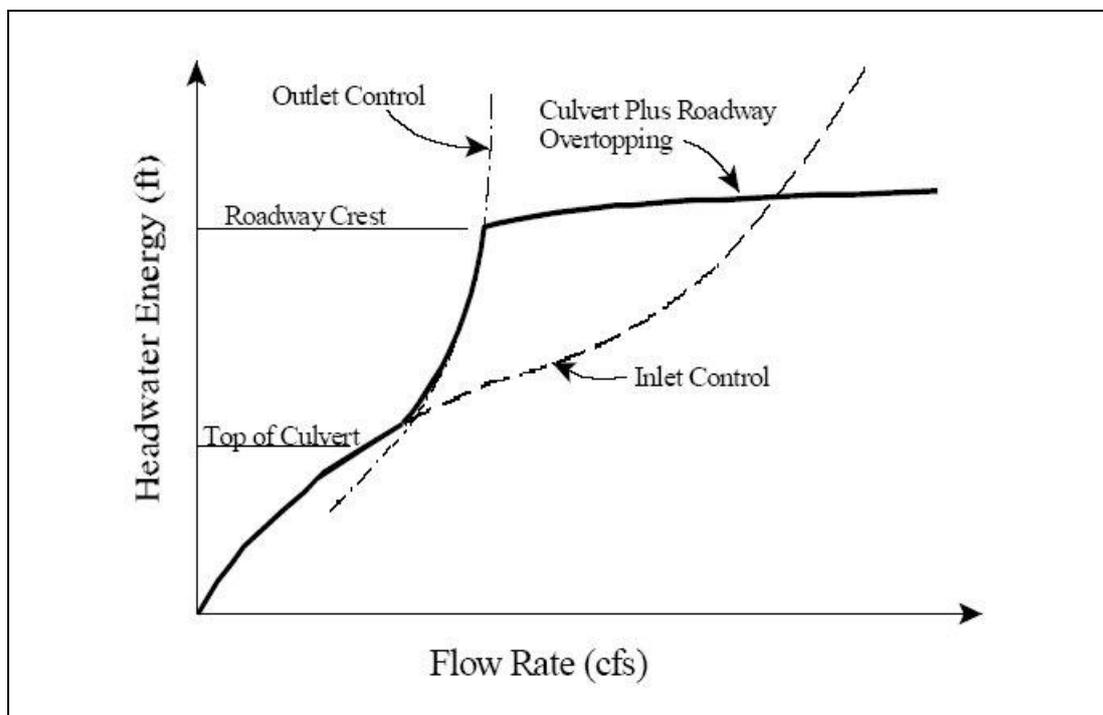
Con C coefficiente di deflusso compreso tra 1.38 e 1.71.

#### **7.12. Calcolo del rigurgito dovuto ai tombini**

L'analisi del deflusso attraverso un tombino si basa sul concetto di controllo all'imbocco o allo sbocco.

Il deflusso secondo il controllo all'imbocco si verifica quando la capacità di deflusso all'entrata del tombino è inferiore a quella interna. La sezione di controllo è collocata subito a valle dell'imbocco della struttura. L'altezza d'acqua passa per il livello critico e il regime di deflusso risulta essere rapido. L'energia richiesta a monte viene calcolata assumendo che l'imbocco del tombino agisca come uno stramazzo; di conseguenza il profilo che si ottiene secondo tale approccio dipende principalmente dalla geometria dell'entrata.

Il deflusso secondo il controllo allo sbocco si verifica quando la capacità di deflusso viene limitata dalle condizioni che si instaurano a valle o dalle caratteristiche geometriche della struttura. Hec-Ras calcola l'energia necessaria che soddisfi le condizioni di imbocco e di sbocco. In linea generale il livello di energia determinato a monte controlla il tipo di deflusso nel tombino, data la portata a monte e il livello a valle. Per il controllo allo sbocco l'energia di monte viene calcolata effettuando un bilancio di energia dalla sezione di valle a quella di monte. Il modulo considera le perdite di ingresso, quelle di uscita e quelle per attrito all'interno della struttura.



### 7.13. Calcolo del livello all'imbocco

Per quanto riguarda il controllo all'imbocco, la capacità della struttura è limitata dall'apertura del tombino, piuttosto che dalle condizioni che si instaurano a valle. Per il calcolo del livello vengono utilizzate le equazioni ricavate dal National Bureau of Standards e pubblicate nel "Hydraulic Design of Highway Culverts" (FHWA, 1985). Le equazioni sono:

Deflusso libero:

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[ \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M - 0.5S$$

$$\frac{HW_i}{D} = K \left[ \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M$$

Deflusso rigurgitato:

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[ \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^2 + Y - 0.5S$$

Dove:

$HW_i$	Livello dell'energia all'imbocco
$D$	altezza interna del tombino
$H_c$	altezza critica
$Q$	portata
$A$	area della sezione interna del tombino
$S$	pendenza
$K, M, c, Y$	costanti variabili con la geometria e le condizioni di ingresso.

### 7.13.1. Calcolo del livello allo sbocco

Per il controllo allo sbocco l'energia richiesta a monte per consentire il deflusso deve essere computata considerando diverse condizioni nel tombino e a valle di esso. Hec-Ras usa l'equazione di Bernoulli per effettuare tale calcolo:

$$Z_3 + Y_3 + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + H_L$$

dove:

$Y_3, Y_2$	tirante d'acqua nelle sezioni di monte e di valle;
$Z_3, Z_2$	quota del fondo del tombino a monte e a valle;
$\alpha_3, \alpha_2$	coefficiente di Coriolis nella sezione 1 e 2;
$g$	accelerazione di gravità;
$H_L$	perdita di carico attraverso il tombino.

### Equazioni per il deflusso in pressione

Nel caso in cui si verifichi moto in pressione all'interno del tombino, la perdita totale di energia viene calcolata secondo la:

$$H_L = h_{en} + h_f + h_{ex}$$

Dove:

$h_{en}$	perdite in entrata
$h_f$	perdite per attrito
$h_{ex}$	perdite in uscita.

Le perdite per attrito vengono considerate mediante la formulazione di Manning:

$$h_f = L \left( \frac{Qn}{1.486AR^{2/3}} \right)^2$$

Dove:

$h_f$  perdite per attrito  
 $L$  lunghezza del tombino  
 $Q$  portata  
 $n$  coefficiente di scabrezza di Manning  
 $A$  area della sezione di flusso  
 $R$  raggio idraulico.

#### Perdite in entrata e uscita

Le perdite di ingresso sono calcolate come frazione del carico cinetico a monte, e analogamente per quelle di uscita, secondo il carico cinetico di valle. Tali coefficienti dipendono fortemente dalla geometria che caratterizza l'imbocco e lo sbocco dell'opera.

GENERAL CONTRACTOR <b>Cepav due</b> 	ALTA SORVEGLIANZA 				
	Progetto IN05	Lotto 00	Codifica Documento DE2RGID0002-002	Rev. 1	Foglio 36 di 57

## 8. Metodologie di calcolo per l'analisi dello Scalzamento

Nel presente capitolo viene analizzato lo scalzamento massimo atteso del fondo alveo e delle aree golenali in corrispondenza delle pile di sostegno dell'impalcato ferroviario in occasione di eventi di piena, rispetto alle condizioni naturali del corso d'acqua.

Lo scalzamento, causato dallo scavo e dall'erosione di materiale dal letto e dalle sponde dell'alveo, come conseguenza dell'azione erosiva della corrente, può mettere in crisi la stabilità di un ponte, fino ad esporne totalmente le fondazioni.

L'erosione totale in corrispondenza di un ponte con pile in alveo è costituita dalla somma di tre componenti:

1. **PROGRESSIVO ABBASSAMENTO O INNALZAMENTO DIFFUSO:** deposito o erosione generalizzata con variazione a lungo termine della pendenza dell'alveo (quindi della quota del fondo), dovute all'evoluzione altimetrica dell'alveo a monte e a valle del ponte, sia in relazione alle variazioni cicliche e progressive, sia alle eventuali variazioni che si verificano nel corso di ogni singolo evento di piena.
2. **EROSIONE DOVUTA A CONTRAZIONE:** rimozione del materiale di fondo lungo tutta o gran parte della larghezza dell'alveo. Questa componente dell'erosione è il risultato della contrazione dei filetti dovuta al restringimento della sezione causato dalla presenza delle pile in alveo.
3. **EROSIONE TRANSITORIA LOCALIZZATA:** erosione transitoria rapida che si verifica durante gli eventi di morbida e piena in corrispondenza di ostacoli, come le pile dei ponti, che determinano una brusca variazione nella direzione dei filetti fluidi, con formazione di vortici e accelerazioni locali. La buca di erosione si approfondisce con l'aumentare della velocità della corrente contro le pile e viene ricolmata al diminuire della stessa. Tale erosione può portare nel corso di una piena alla riduzione della capacità portante delle pile del ponte, fino al crollo delle stesse.

### *Progressivo abbassamento o innalzamento diffuso*

Il progressivo abbassamento o innalzamento generalizzato può essere dovuto a cause naturali cicliche del corso d'acqua o a conseguenze di interventi dell'uomo sull'alveo o sul bacino imbrifero, come ad esempio la sottrazione di materiale in alveo, costruzione di dighe o traverse, variazioni nell'utilizzo del suolo nel bacino (urbanizzazione, deforestazione, riduzione delle pratiche agricole, rivestimenti d'alveo, tagli di meandri, variazioni di pendenza mediante briglie, ecc.).

### *Erosione dovuta a contrazione*

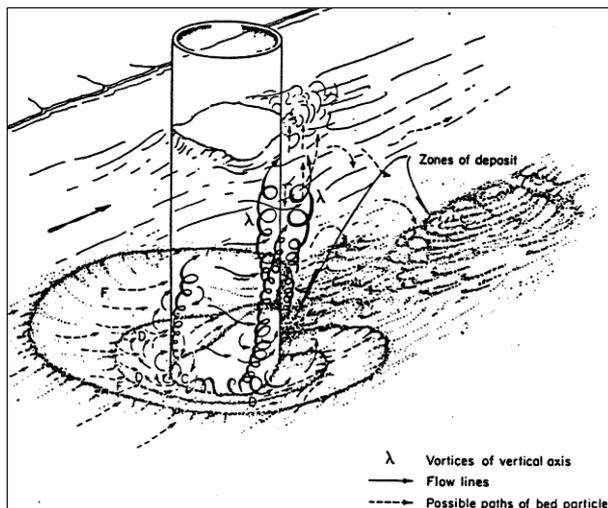
Questo tipo di erosione, riconducibile alla riduzione della sezione trasversale dell'alveo ad opera di un attraversamento, implica la rimozione di materiale dal letto e dalle sponde lungo tutta o gran parte della sezione dell'alveo, causata dall'aumento delle velocità e dell'azione di trascinamento in corrispondenza del restringimento. Tale erosione si esplica, sull'intera sezione di deflusso, su scale temporali dell'ordine di grandezza della durata degli eventi di piena.

Il nuovo viadotto, tuttavia, avrà opere in alveo che ridurranno di pochi metri la sezione trasversale dell'alveo principale di deflusso della corrente di piena. Tale riduzione, comunque, non è tale da indurre un aumento sensibile delle velocità idriche rispetto lo scenario "Attuale".

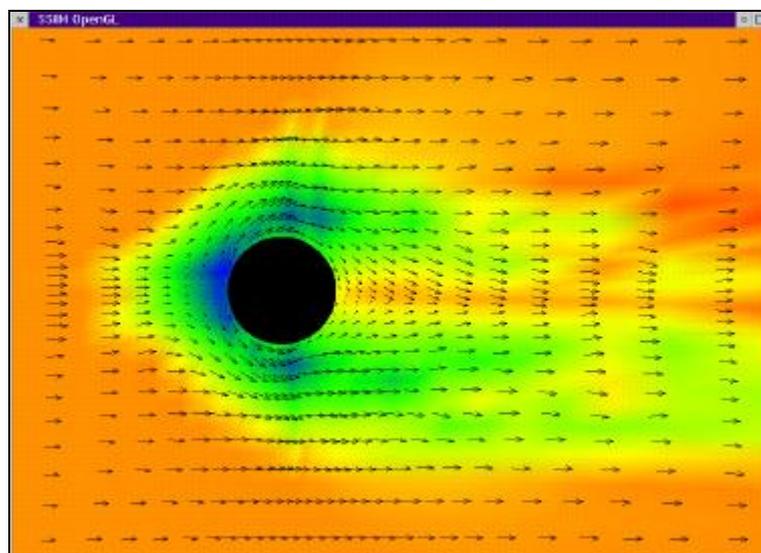
### *Erosione transitoria localizzata*

L'erosione transitoria localizzata comporta la rimozione di materiale nell'intorno degli elementi collocati in alveo che ostruiscono il flusso, in particolare delle pile e delle spalle di ponti.

La presenza della pila in alveo causa un aumento della velocità, rilevata dall'addensamento delle linee di corrente. In corrispondenza della pila si viene a formare un grosso vortice a ferro di cavallo che interessa planimetricamente tutta l'area circostante la pila e che è il principale responsabile dell'erosione. Il fenomeno dell'erosione localizzata dipende da numerosi parametri legati sia alle caratteristiche della corrente e dell'alveo (portata, battente, velocità della corrente, capacità di trasporto, caratteristiche del materiale dell'alveo, ecc.), che a quelle dell'ostacolo (forma e dimensioni, inclinazione rispetto alla direzione di flusso).

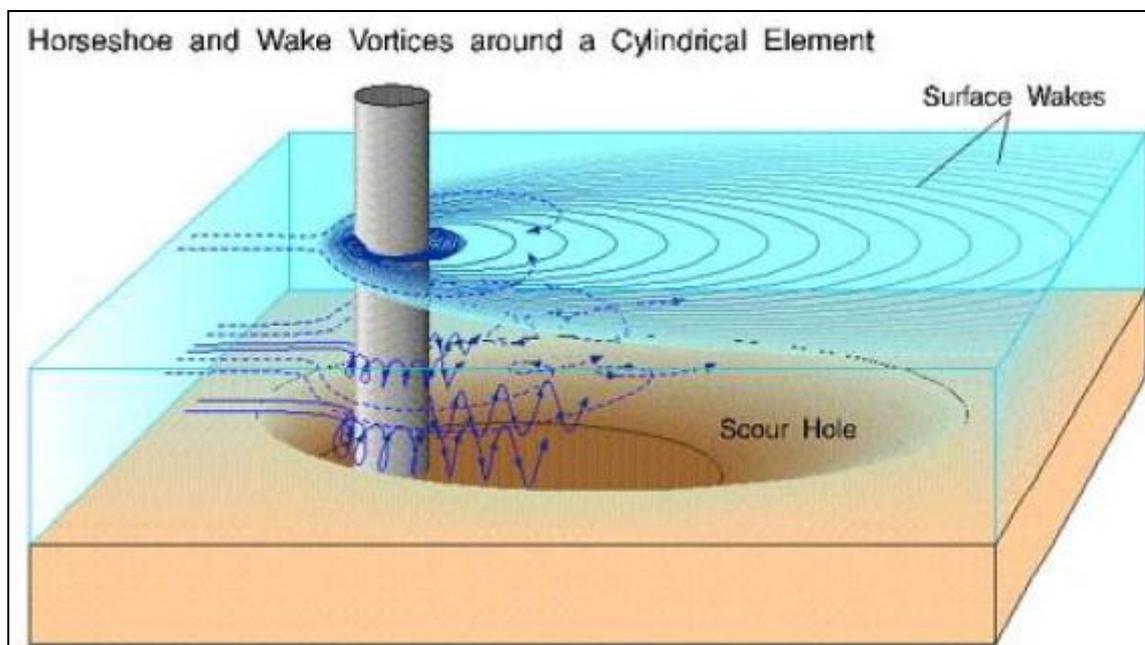


**Esempio di erosione localizzata – pila circolare**



**Modellazione 3D (condotta tramite SSIIM by Department of Hydraulic and Environmental Engineering, NTNU, Norway) dello scavo nell'intorno di una pila circolare isolata**

Poiché l'entità dello scalzamento dipende in modo importante dall'altezza liquida, essa, in generale, risulta maggiore nelle fasi di piena. Durante la fase crescente della piena aumentano la portata, l'altezza liquida e la velocità dell'acqua, fino ad un valore di soglia che inficia la stabilità del fondo alveo e determina lo scavo improvviso della fossa di erosione in corrispondenza delle pile. In alcuni casi le condizioni di magra risultano peggiori di quelle di piena in quanto, in generale, aumenta l'inclinazione della corrente principale rispetto alle pile stesse e la durata della portata è tale che possono venire raggiunti i valori massimi di erosione compatibili con le condizioni idrodinamiche.



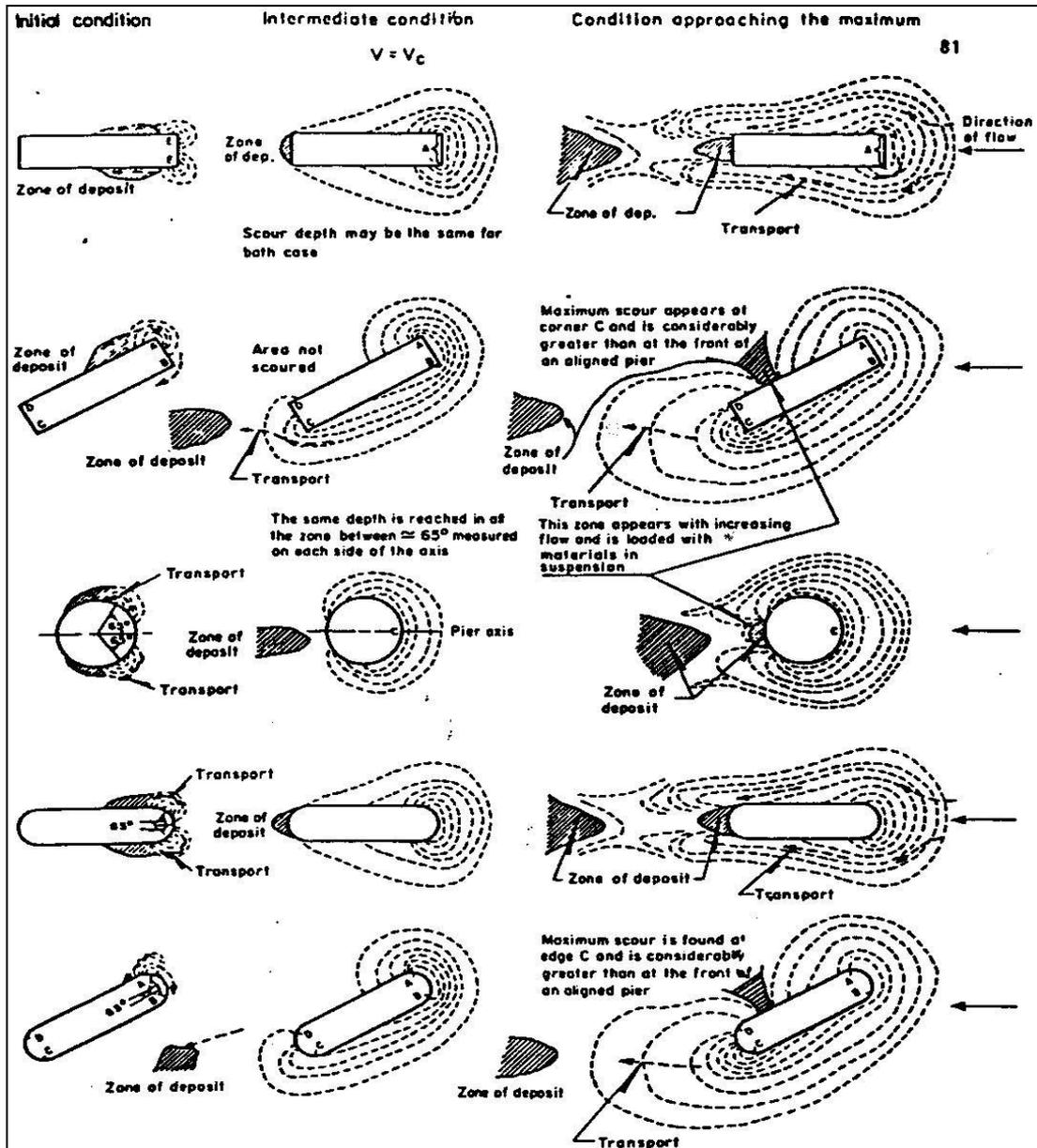
**Schematizzazione delle turbolenze nell'intorno di una pila circolare isolata**

La fossa di erosione è situata in corrispondenza dell'attacco delle pile da parte della corrente liquida e, nella fase crescente della piena, è caratterizzata da una pendenza della scarpata, verso monte, maggiore dell'angolo di attrito del terreno, in quanto la scarpata stessa è sostenuta dai moti vorticosi che si generano all'interno della fossa. Verso valle, dopo la pila, la pendenza della scarpata è minore dell'angolo di attrito del terreno. Quando la piena è in fase decrescente si riducono le forze vorticosi che sostenevano la scarpata di monte, determinando il "franamento" della scarpata con parziale ricoprimento della fossa. Perciò le misure di profondità della fossa di erosione effettuate a conclusione dell'evento di piena sono poco significative e si rileva la necessità di misurare l'erosione durante la piena.

Nelle pile con dimensione longitudinale prevalente e inclinate rispetto alla corrente il fenomeno dell'erosione è simile, ma la fossa di massima erosione si riscontra nella parte di valle della pila ed è maggiore di quella che si genera a monte di una pila allineata con la corrente.

L'elevata frequenza storica dei dissesti alle opere di fondazione, sia in fase di esecuzione che di esercizio delle opere, ha portato ormai da decenni ad affrontare il problema della previsione dello scalzamento massimo atteso in corrispondenza dei manufatti in alveo. Le indagini compiute da numerosi ricercatori hanno portato ad una sufficiente conoscenza del campo cinematico che si instaura nell'intorno dell'ostacolo e alla acquisizione di formule, in gran parte di tipo empirico, per la stima dei massimi prevedibili scalzamenti.

Le sperimentazioni effettuate comprendono verifiche sul campo in corrispondenza dei ponti e modellazioni fisiche semplificate in laboratorio. Occorre sottolineare che le situazioni indagate in laboratorio sono naturalmente generalizzate e semplificate rispetto alla casistica degli attraversamenti esistenti e alla sostanziale imprevedibilità di alcune delle grandezze che influenzano il fenomeno, mentre le situazioni verificate sperimentalmente in campo sono necessariamente particolari in quanto influenzate dalle caratteristiche del contesto e da grandezze difficilmente misurabili.



### Differenti stadi del processo di erosione per pile con direzione longitudinale prevalente

Grazie a tutte le indagini effettuate, sono disponibili in letteratura numerose formule per la stima del valore massimo atteso dell'erosione in corrispondenza dei manufatti in alveo. Tali formule, compatibilmente al campo di validità ed alle ipotesi assunte come riferimento, sono applicate per calcolare la massima erosione attesa in corrispondenza delle pile del ponte nella situazione di progetto, come dettagliatamente riportato nel successivo paragrafo.



flusso.

Di seguito vengono descritte le formulazioni utilizzate per il calcolo dell'erosione localizzata. In particolare, sono state considerate quelle che tengono conto di tutti i fattori che possono influenzare il fenomeno, come meglio di seguito descritto.

### BREUSERS ET AL. (1977) aggiornata da Elliot e Baker

$$\frac{Y_s}{b} = f_1 \left( \frac{V_0}{V_c} \right) \cdot \left[ 2 \operatorname{th} \alpha \left( \frac{Y_0}{b} \right) \right] \cdot f_2(\text{forma}) \cdot f_3 \left( \alpha, \frac{L}{b} \right) \cdot f_4(b, a)$$

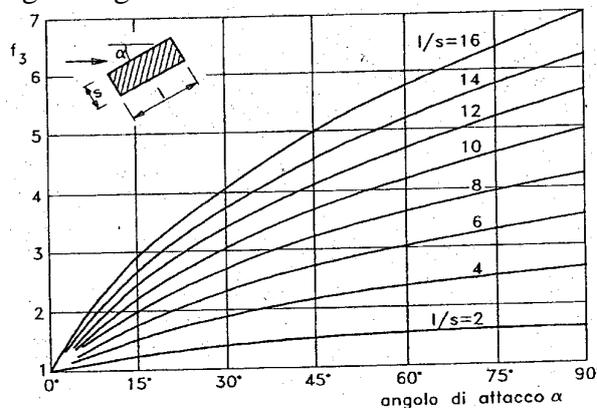
dove:

- $Y_s$  profondità di scavo a partire dal fondo del terreno indisturbato;  
 $b$  larghezza della pila di lunghezza  $L$ ;  
 $a$  interasse tra le pile;  
 $V_0$  velocità media della corrente indisturbata;  
 $V_c$  velocità critica di trascinamento relativa al materiale di diametro  $d$ ; per i miscugli si adotta  $d = d_{50}$  e si può ottenere la velocità critica dalla

$$V_c = 0,85 \sqrt{2gd_{50}(\gamma_s - \gamma)/\gamma}$$

dove  $\gamma_s$  è il peso specifico del materiale di fondo e  $\gamma$  è il peso specifico dell'acqua;

- $d_{50}$  dimensione media del materiale;  
 $\alpha$  angolo tra la direzione della corrente indisturbata e la pila;  
 $f_1$  coefficiente che tiene conto delle caratteristiche del materiale in rapporto a quelle della corrente, pari a
- $$f_1 = 0 \quad \text{per } (V_0/V_c) \leq 0,5$$
- $$f_1 = 2 \cdot V_0/V_c - 1 \quad \text{per } 0,5 < (V_0/V_c) \leq 1,0$$
- $$f_1 = 1 \quad \text{per } (V_0/V_c) > 1,0$$
- $f_2$  coefficiente di forma, pari a
- $$f_2 = 1,00 \text{ per pile circolari o con fronti arrotondate}$$
- $$f_2 = 0,75 \text{ per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente}$$
- $$f_2 = 1,30 \text{ per pile rettangolari}$$
- $f_3$  coefficiente funzione della forma e dell'inclinazione della pila, è ricavabile dalla figura seguente



- $f_4$  coefficiente che tiene conto dell'interasse tra le pile ( $a$ ), pari a:

$$f_4 = 1 + 1,79/(a/b - 1)^{0,695} \quad \text{per } a/b < 4$$

$$f_4 = 2,95 - 0,278 \cdot (a/b) \quad \text{per } 4 < a/b < 7$$

$$f_4 = 1 \quad \text{per } a/b \geq 7$$

Il valore limite 7 è legato all'estensione laterale dello scavo in corrispondenza della pila. Magini ha ricavato sperimentalmente che, dette  $L$  la distanza tra l'asse della pila e il ciglio laterale della fossa e  $b$  la larghezza della pila, il rapporto  $L/b$  si mantiene, per tiranti idrici maggiori di  $b$ , circa uguale a tre.

### CSU Equation

(questa formula non tiene, però, conto della presenza di un sistema di pile perciò è valida, rigorosamente, per pile isolate, cioè quando  $a/b > 7$ )

$$\frac{Y_s}{Y_0} = 2,0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left( \frac{b}{Y_0} \right)^{0,65} Fr_0^{0,43}$$

dove:

$K_1$  coefficiente di forma, pari a

$K_1 = 1,00$  per pile o gruppi di pile circolari o con fronti arrotondate

$K_1 = 0,90$  per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente

$K_1 = 1,10$  per pile rettangolari;

$K_2$  fattore di correzione funzione dell'angolo di attacco del flusso, ricavabile dalla tabella seguente

angolo $\alpha$	$L/b = 4$	$L/b = 8$	$L/b = 12$
0°	1,0	1,0	1,0
15°	1,5	2,0	2,5
30°	2,0	2,75	3,5
45°	2,3	3,3	4,3
90°	2,5	3,9	5,0

$K_3$  fattore di correzione per le condizioni di fondo alveo, compreso tra i valori 1,1 e 1,3 in presenza di dune, al variare dell'altezza delle stesse;

$K_4$  fattore di correzione di corazzamento del fondo, compreso nell'intervallo  $0,7 \div 1,0$ , per materiale avente  $d_{50} \geq 0,06$  m;

$Fr$  numero di Froude della corrente in corrispondenza delle pile, pari a  $Fr_0 = V_0 / (gY_0)^{1/2}$ .

### Formulazione di Froehlich

$$y_s = 0,32 \times k_p \times a^{0,62} \times h_m^{0,47} \times F_m^{0,22} \times d_{50}^{-0,09}$$

dove:

$K_p$  Fattore che tiene conto della forma delle pile, pari a

$K_p = 1,00$  per pile o gruppi di pile circolari o con fronti arrotondate

$K_p = 0,70$  per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente

$K_p = 1,30$  per pile rettangolari;

$a'$  la proiezione, nella direzione ortogonale a quella della corrente, della larghezza  $a$  della pila

$h_m$  Altezza della corrente idrica a monte della pila;

$F_m$  numero di Froude della corrente in corrispondenza delle pile, pari a  $F_m = V_0/(gh_m)^{1/2}$ .

Per tutte le suddette formulazioni, qualora la pila non possa essere considerata di geometria uniforme, ovvero non sia caratterizzata da una sezione costante, è necessario fare riferimento ad una sezione equivalente: tale è il caso di pile da ponte dotate di fondazione oppure aventi sezione tronco – conica.

Sulla base delle precedenti considerazioni è possibile riscontrare quattro differenti scenari di erosione localizzata:

- CASO I: la fondazione della pila rimane al di sotto della buca erosiva;
- CASO II: la sommità della fondazione è esposta al flusso della corrente all'interno della buca erosiva;
- CASO III: la sommità della fondazione giace al di sopra del fondo alveo;
- CASO IV: la sommità della fondazione si trova al di sotto o in prossimità del pelo libero.

Nel CASO I l'erosione localizzata viene calcolata facendo riferimento alla larghezza della pila  $b$  in quanto la presenza della fondazione risulta essere ininfluenza nel processo erosivo.

Nei CASI II e III invece occorre fare riferimento alla procedura di calcolo proposta da *Melville e Raudkivi (1996)* che utilizza una larghezza della pila equivalente ben definita come:

$$b_e = b \cdot \left( \frac{h_0 + Y}{h_0 + b^*} \right) + b^* \cdot \left( \frac{b^* - Y}{b^* + h_0} \right)$$

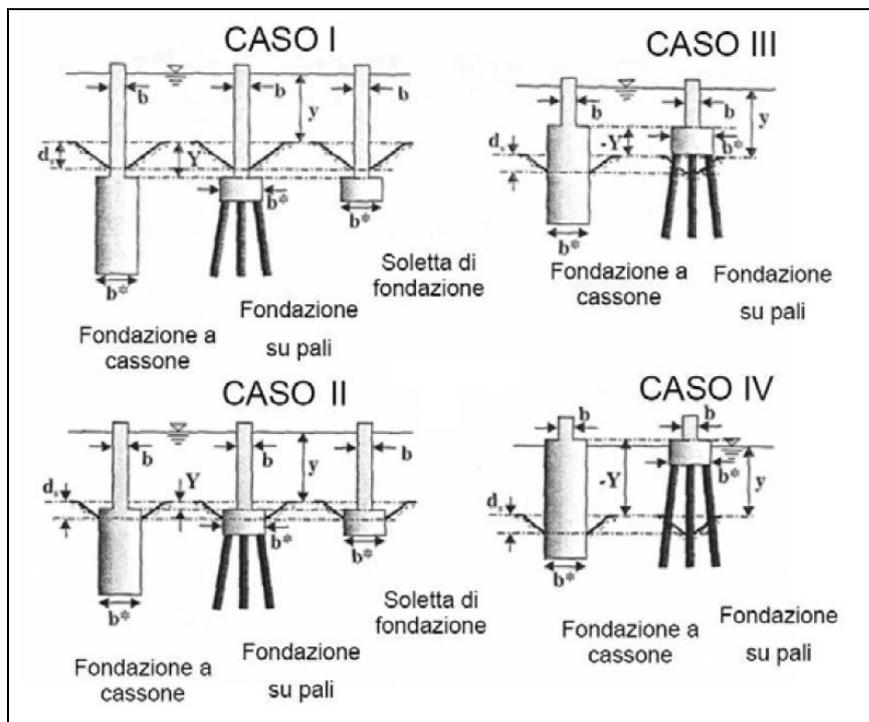
dove:

$h_0$ : profondità media della corrente rispetto al fondo alveo;

$Y$ : altezza massima della buca erosiva;

$b^*$ : larghezza della fondazione.

Per quanto riguarda il CASO IV, infine, l'erosione localizzata può venire calcolata utilizzando come larghezza equivalente della pila la larghezza della fondazione  $b^*$  dal momento che il fenomeno interessa maggiormente la fondazione stessa.



### Differenti tipologie di pile non uniformi dotate di fondazioni

Occorre, comunque, sottolineare le difficoltà che si incontrano nell'applicare tali modelli, a base sperimentale, ai casi reali e nell'interpretare i risultati ottenuti. Infatti, le formulazioni sperimentali sono ricavate da prove su modelli in scala, funzionanti sotto condizioni idrauliche ben definite e che si mantengono inalterate nel tempo; eventuali riscontri con dati reali sono, al contrario, effettuate per situazioni particolari di morfologia, trasporto solido, condizioni idrodinamiche, ecc.. In particolare, la durata delle sperimentazioni è prolungata fino a raggiungere un valore prossimo al valore massimo asintotico dell'erosione, mentre nella realtà le condizioni idrauliche, pur pericolose, hanno durata limitata nel tempo, così che l'evoluzione del fenomeno può interrompersi non raggiungendo il valore massimo che potrebbe compromettere la stabilità dell'attraversamento. Inoltre, inevitabilmente, nella modellazione sperimentale non vengono tenuti in conto gli eventuali effetti del corazzamento, della coesione del materiale di fondo e del suo grado di compattazione. Queste considerazioni non vogliono comunque negare il valore dei risultati ottenuti, che si ritengono attendibili almeno in termini di ordine di grandezza e in termini relativi per il confronto delle diverse situazioni geometriche delle pile.

## 9. VERIFICHE IDRAULICHE

Le schede riepilogative di seguito riportate, forniscono dettagliatamente i risultati ottenuti dalle verifiche idrauliche degli attraversamenti principali.

### SCHEDE RIEPILOGATIVE CORSI D'ACQUA PRINCIPALI

#### Fiume Mella

Il viadotto Mella si estende per una lunghezza complessiva di 1735,30 m; essendo posto poco a monte della confluenza del Vaso Mandolossa nel Fiume Mella, scavalca ambedue i corsi d'acqua. Il viadotto si estende dalla progressiva:

KM 77+823.580 - INIZIO VIADOTTO FIUME MELLA;

alla

KM 79+558.88 - FINE VIADOTTO FIUME MELLA.

2 campate di luce  $L=50$  m di cui una realizzata da impalcati a struttura mista (acciaio-clc) (pila 29-30) e una a via inferiore (pila 36-37);

4 campate di luce  $L=40$  m realizzate da impalcati a struttura mista (acciaio-clc) ; campate presenti fra le pile 11-12, 25-28;

1 campata da 22.5 m realizzata da impalcato a 4 cassoncini in c.a.p.: pile 38-39 ;

27 campate da 25 m realizzate da impalcato a 4 cassoncini in c.a.p.: pile SPA-1, 2-2bis, 6-9, 34-35 e 39-SPB ;

25 campate da 30 m realizzate da impalcato a 4 cassoncini in c.a.p.: pile 3-6, 9-11, 12-25, 28-29, 30-34, 35-36 e 37-38;

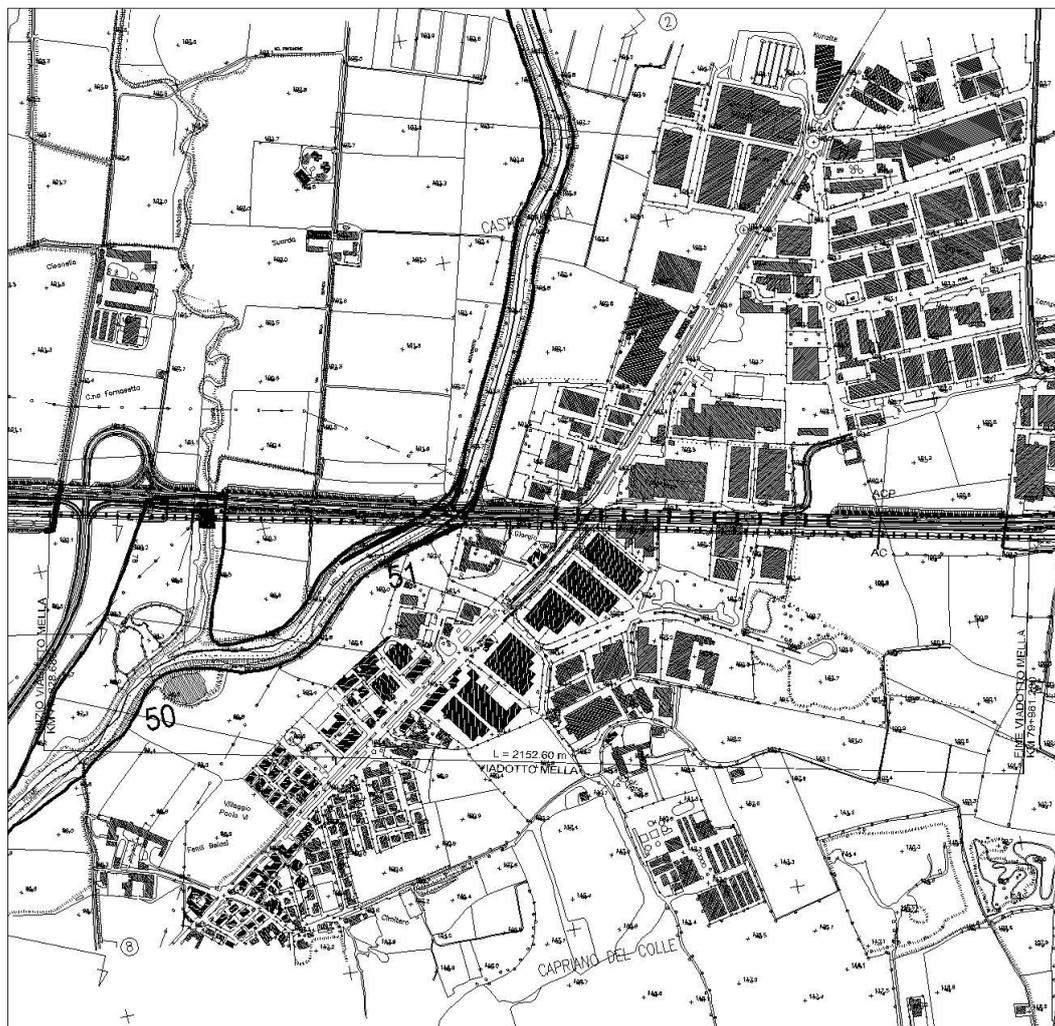
1 campata da 30 m realizzata da impalcato a 5 cassoncini in c.a.p.: pile 1-2

Le campate da 40 m vengono impiegate per scavalcare l'alveo inciso del fiume Mella.

Il Vaso Mandolossa, pur non rientrando tra i corsi d'acqua pubblicati nel PAI risulta essere fasciato, come mostrato nella planimetria.

#### A Ubicazione fasce fluviali

Nella figura A3 sono riportati i limiti delle fasce fluviali e la posizione delle sezioni di calcolo dei livelli estratte dalla tavola di delimitazione delle fasce fluviali del PAI:



*Fig. A3 – Planimetria fasce fluviali – Fiume Mella*

VIADOTTO “ FIUME MELLA ”		
<b>FASCE FIUME MANDOLOSSA</b>		
Pk	78+030.4	INIZIO FASCIA B
Pk	78+212.4	FINE FASCIA B
Pk	78+030.4	INIZIO FASCIA A (COINCIDE CON IL LIMITE DELLA FASCIA B)
Pk	78+212.4	FINE FASCIA A (COINCIDE CON IL LIMITE DELLA FASCIA B)
<b>FASCE FIUME MELLA</b>		
Pk	78+602.0	INIZIO FASCIA B
Pk	78+706.9	FINE FASCIA B
Pk	78+602.0	INIZIO FASCIA A (COINCIDE CON IL LIMITE DELLA FASCIA B)
Pk	78+706.9	FINE FASCIA A (COINCIDE CON IL LIMITE DELLA FASCIA B)

## B Stima dei livelli idrici e dei franchi di progetto

Il Fiume Mella, ricevendo l'immissione del Vaso Mandolossa circa 250 m a valle dell'attraversamento AC, ne determina direttamente anche i livelli. I due corsi d'acqua appartengono, infatti, ad un unico sistema idraulico. Le verifiche idrauliche saranno quindi eseguite facendo riferimento ad un unico valore del livello idrico considerato valido per ambedue i corsi d'acqua.

La differenza tra la quota d'intradosso minima e il livello idrico associato alla portata  $Tr=200$  anni, pari a 840 mc/s, rappresenta il franco idraulico rispetto a cui occorre eseguire la verifica idraulica. La direttiva n. 4 richiede un franco idraulico superiore ad 1 m, il manuale di progettazione Italferr richiede un franco minimo di 0.50 m rispetto al carico totale associato alla portata  $Tr=500$  anni e comunque superiore a 1 m sul livello della piena cinquecentennale.

Le tabelle riportano i dati principali utilizzati per le verifiche idrauliche ed i risultati ottenuti da queste ("relazione del fiume Mella" codice IN5000DE2RIID0002003). In questa sono riassunte le caratteristiche geometriche dell'opera ed i parametri idraulici utilizzati.

**Tabella C3 – Verifica idraulica Viadotto Mella secondo i livelli ottenuti dalle analisi Cepav due**

Profilo	Portata	livello	Velocità in alveo	Carico cinetico	Carico totale	Intradosso viadotto	Livello PAI	Franco Verifica AdB	Franco verifica Italferr – Livello di piena	Franco verifica Italferr – Carico totale
	(m <sup>3</sup> /s)	(ms.m.)	(m/s)	(m)	(ms.m.)	(ms.m.)	(m)	(m)	(m)	
Tr=200	840	104.17	3.68	0.69	104.86	106.30	104.63	1.67	2.13	1.44
Tr=500	960	104.60	3.84	0.75	105.35	106.30		1.70	1.70	0.95

Il franco di verifica secondo l'AdB è stato valutato cautelativamente rispetto ai livelli idrici dichiarati nel PAI, perché maggiori rispetto a quelli ottenuti nelle simulazioni idrauliche.

Il viadotto è verificato comunque per ambedue i tipi di verifica.

La differenza tra la quota d'intradosso minima e il livello idrico associato alla portata  $Tr=200$  anni, pari a 840 mc/s, rappresenta il franco idraulico rispetto a cui occorre eseguire la verifica idraulica. La direttiva n. 4 richiede un franco idraulico superiore ad 1 m, il manuale di progettazione Italferr richiede un franco minimo di 0.50 m rispetto al carico totale associato alla portata  $Tr=500$  anni e comunque un franco superiore a 1 m sul livello idrico associato alla portata  $Tr=500$  anni.

La verifica allo scalzamento è stata eseguita considerando la portata cinquecentenaria ed il tirante idrico associato, calcolato a partire dalla quota di fondo alveo.

Di seguito si riporta il valore dello scalzamento ricavato come media del valore ottenuto dalle 3 formulazioni proposte (FORMULA BREUSERS, CSU e FROEHLICH).

Si ha il seguente valore dello scalzamento di progetto:

**SCALZAMENTO DI PROGETTO (pile in alveo) = 14 m.**

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
DE2RGID0002-002

Rev.  
1

Foglio  
48 di 57

**Tale valore viene assunto di progetto per le pile N° 26, 27 e 28 e per le pile N° 7, 8, 9, 10, 11 e 12 ove la fascia A di piena ordinaria e la fascia B di piena T200 coincidono.**

## Fiume Chiese

Il Viadotto Chiese si estende per una lunghezza complessiva di 377,50 m partendo dalla progressiva chilometrica:

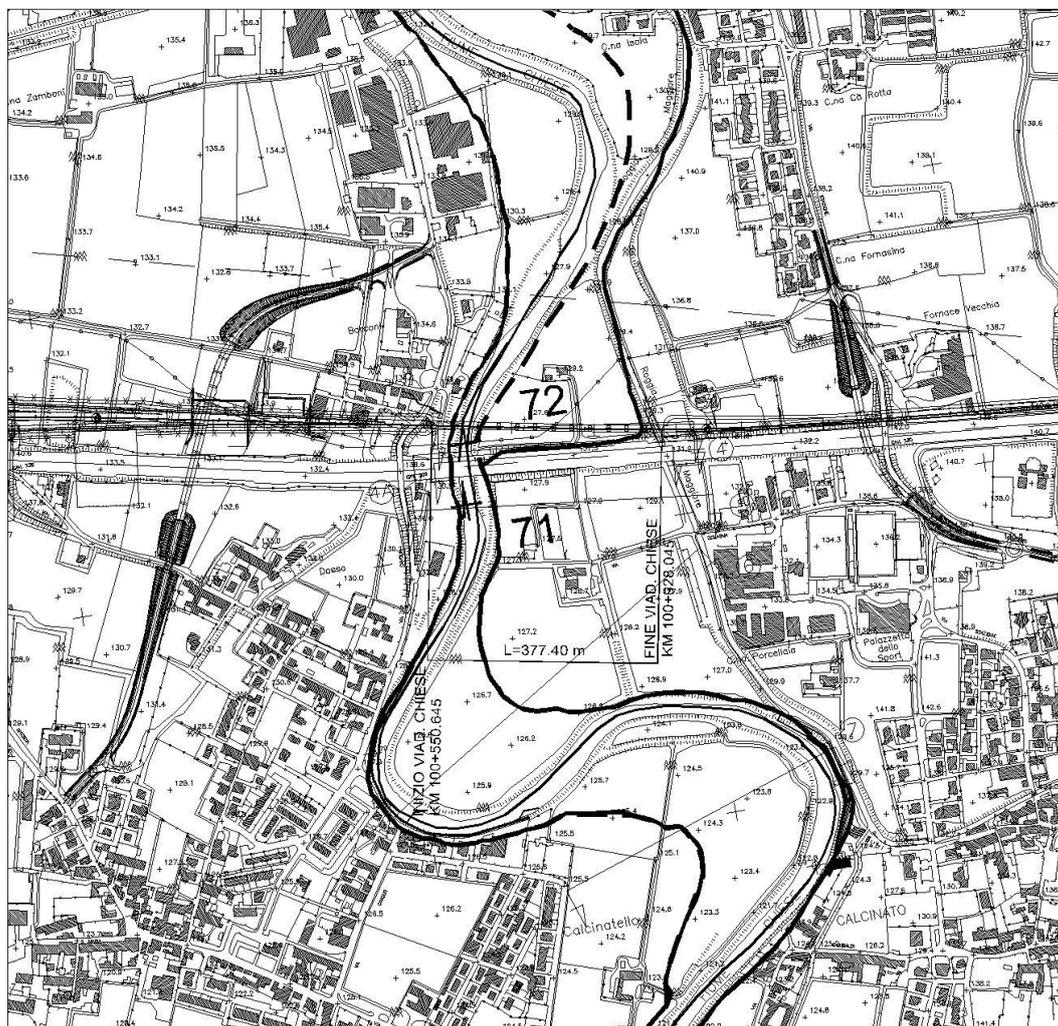
KM 100+550.65 - Inizio VIADOTTO Fiume CHIESE;  
alla  
KM 100+928.15 - Fine VIADOTTO Fiume CHIESE.

L'attraversamento prevede un numero complessivo di 12 campate di cui:  
n° 10 campate da 30 m realizzate con impalcati a 4 cassoncini in c.a.p.;  
n° 2 campate da 40 m a struttura mista fra la spalla A e la pila 1 e pile 1 e 2.

Le campate da 40 m vengono impiegate per scavalcare l'alveo inciso del Fiume Chiese e la fascia A; lungo tutto il tratto ricadente in fascia B vengono impiegate campate da 30 m, come si può vedere dal profilo longitudinale dell'attraversamento.

### A Ubicazione fasce fluviali

Nella figura A4 sono riportati i limiti delle fasce fluviali e la posizione delle sezioni di calcolo dei livelli estratte dalla tavola di delimitazione delle fasce fluviali del PAI:  
Foglio 122 SEZ. III – Montichiari – Chiese - 04



## B Stima dei livelli idrici e dei franchi di progetto

Interrogando la tabella 37 del PAI si può ricavare il livello idrico in corrispondenza della sezione 072 del PAI; questo, in corrispondenza del Viadotto Chiese, risulta essere pari a 130.62 m s.l.m. ed è associato alla portata con  $Tr=200$  anni di 700 mc/s.

La verifica idraulica richiesta da IF fa riferimento al livello 130.87 m s.l.m. associato alla portata  $Tr=500$  anni pari a 785 mc/s.

La direttiva n. 4 ell'AdBPo richiede un franco idraulico superiore ad 1 m, il manuale di progettazione IF richiede un franco minimo di 0.50 m rispetto al carico totale associato alla portata  $Tr=500$  anni e comunque superiore a 1 m sul livello della piena cinquecentennale.

Le tabelle riportano i dati principali utilizzati per le verifiche idrauliche ed i risultati ottenuti da queste ("relazione del fiume Chiese" codice IN5000DE2RIID0002005). In questa sono riassunte le caratteristiche geometriche dell'opera ed i parametri idraulici utilizzati.

**Tabella C4 – Verifica idraulica Viadotto Chiese secondo i livelli ottenuti dalle analisi Cepav due**

Profilo	Portata	livello	Velocità in alveo	Carico cinetico	Carico totale	Intradosso viadotto	Livello PAI	Franco Verifica AdB	Franco verifica Italfer – Livello di piena	Franco verifica Italfer – Carico totale
	(m <sup>3</sup> /s)	(ms.m.)	(m/s)	(m)	(ms.m.)	(ms.m.)	(m)	(m)	(m)	
Tr=200	700	<b>130.90</b>	1.55	0.12	131.02	133.02	<b>130.620</b>	2.40	2.12	2.00
Tr=500	785	<b>131.21</b>	1.61	0.13	131.34	133.02		2.15	1.81	1.68

La direttiva n.4 richiede un franco idraulico superiore ad 1 m, il manuale di progettazione IF richiede un franco minimo di 0.50 m rispetto al carico totale associato alla portata  $Tr=500$  anni e comunque un franco superiore a 1 m sul livello idrico associato alla portata  $Tr=500$  anni.

I valori dei franchi idraulici sono calcolati rispetto ai livelli idrici risultanti dalle verifiche, essendo questi più elevati e quindi cautelativi rispetto a quelli PAI.

Il viadotto è verificato per ambedue i tipi di verifica, anche se nella valutazione del tratto a valle sono state considerate le situazioni cautelative precedentemente descritte.

La verifica allo scalzamento è stata eseguita considerando la portata cinquecentenaria ed il tirante idrico associato.

Si ha il seguente valore dello scalzamento di progetto:

**SCALZAMENTO DI PROGETTO (pile in alveo) = 11 m.**

**Tale valore viene assunto di progetto per le pile N° 1 e N° 2 .**

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
DE2RGID0002-002

Rev.  
1

Foglio  
52 di 57

**Si osserva che nelle golene si ha uno scalzamento di circa 1 m, non pregiudizievole del sistema di fondazioni.**

## Fiume Mincio

Il Viadotto Mincio si estende per una lunghezza complessiva di 319,80 m partendo dalla progressiva chilometrica:

KM 124+230.66 - Inizio VIADOTTO Fiume MINCIO;  
alla

KM 124+550.46 - Fine VIADOTTO Fiume MINCIO.

L'attraversamento prevede un numero complessivo di 8 campate di cui:

n° 5 campate da 30 m realizzate da impalcati a 4 cassoncini in c.a.p.;

n° 2 campate da 50 m realizzate da impalcati a struttura mista;

n° 1 campate da 72m realizzata da impalcato a struttura mista fra le pile 4 e 5;

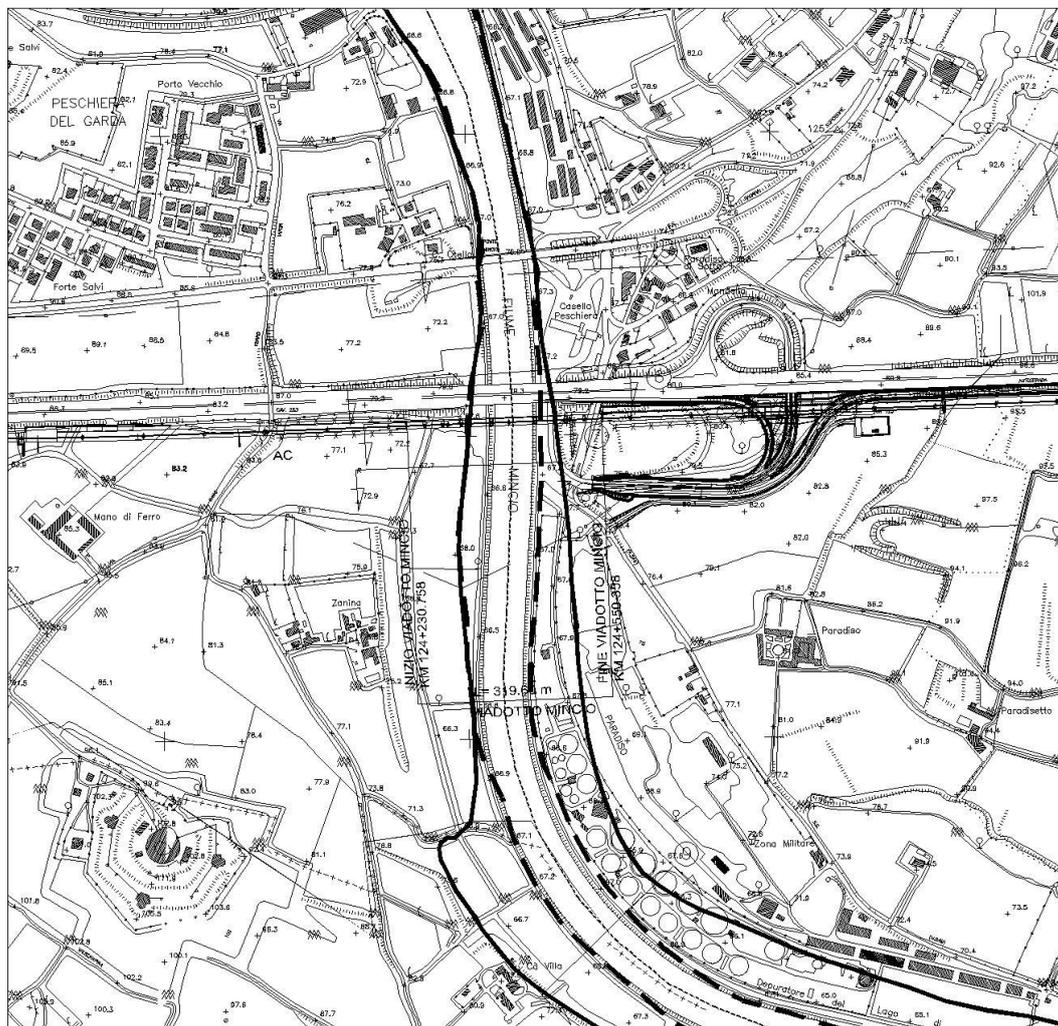
La campata speciale da 72 m è utilizzata in corrispondenza dell'attraversamento dell'alveo al fine di consentire la navigabilità, che rappresenta il vincolo più gravoso ai fini del posizionamento altrimetrico della linea ferroviaria.

Le campate da 50 m sono adottate lungo il tratto ricadente in fascia A e fascia B, come si può vedere dal profilo longitudinale dell'attraversamento.

Le campate da 30 sono invece adottate in corrispondenza delle estremità del viadotto.

### A Ubicazione fasce fluviali

Nella figura A5 sono riportati i limiti delle delle fasce fluviali e la posizione delle sezioni di calcolo dei livelli estratte dalla tavola di delimitazione delle fasce fluviali del PAI: Foglio 123 SEZ. III – Peschiera del Garda – Mincio - 07



*Fig. A5 – Planimetria fasce – Fiume Mincio*

VIADOTTO “ Fiume MINCIO ”		
Pk	124+335.2	INIZIO FASCIA B (COINCIDE CON IL LIMITE DELLA FASCIA A)
Pk	124+451.7	FINE FASCIA A
Pk	124+476.3	FINE FASCIA B

## B Stima dei livelli idrici e dei franchi di progetto

Per la stima del livello idrico di progetto, associato alla portata bicentenaria, si farà riferimento al sistema di regolazione esistente a monte che uniforma la portata defluente dal Lago di Garda. Il massimo livello raggiungibile risulta essere pari a 65.11 m s.l.m.

Per poter garantire la navigabilità il Viadotto Mincio deve rispettare, oltre ai franchi richiesti dalla direttiva 2/99 e da IF, anche il franco di 6.5 m sul livello idrico necessario per consentire il transito di natanti dell'asta fluviale. Il vincolo della navigabilità, più difficile da rispettare, supera le altre prescrizioni. Non viene pertanto riportata la verifica rispetto al carico totale non essendo significativo associare un tempo di ritorno ad una portata regimata.

Le tabelle riportano i dati principali utilizzati per le verifiche idrauliche ed i risultati ottenuti da queste ("relazione del fiume Mincio" codice IN5000DE2RIID0002006). In questa sono riassunte le caratteristiche geometriche dell'opera ed i parametri idraulici utilizzati.

**Tabella C5 – Verifica idraulica Viadotto Mincio secondo i livelli ottenuti dalle analisi Cepav due**

Profilo	Portata	livello	Velocità in alveo	Carico cinetico	Carico totale	Intradosso viadotto	LIVELLO PAI	Franco verifica AdB	Franco verifica Italferr
	(m <sup>3</sup> /s)	(ms.m.)	(m/s)	(m)	(ms.m.)	(ms.m.)	(m)	(m)	(m)
Tr=200	200	65.11	0.77	0.03	65.14	74.70	66.15	8.55	9.56

Il franco secondo AdB è valutato rispetto al livello AIPO essendo più elevato, e quindi a favore di sicurezza.

Il viadotto è ampiamente verificato per ambedue i tipi di verifica.

Come visto l'interferenza tra le pile e il flusso della corrente è minimo per cui non sono applicabili le formulazioni per lo scalzamento descritte nel capitolo 4 della relazione IN50 00 DE2 RG ID 00 02 002. Cautelativamente nei calcoli geotecnici si può assumere uno scalzamento pari alla larghezza della pila cioè 2.8 m.

**MINCIO: SCALZAMENTO MEDIO INDOTTO DALLE PILE 2,80 m**

## Torrente Garza

Tra i corsi d'acqua esaminati nel PAI è stato inserito anche il torrente Garza, in quanto è stato condotto dall'Autorità di bacino del fiume Po lo "Studio di fattibilità del fiume Garza dalla confluenza Valle del Loc alla confluenza in Chiese".

La verifica del franco di progetto è fatta secondo le due direttive richieste dall'Autorità di Bacino e da Italfer. Nel primo caso il franco deve essere superiore ad 1 m sul livello della piena duecentennale, nel secondo caso il franco deve essere superiore a 0.5 m sul carico totale e comunque superiore a 1 m sul livello idrico.

Per la verifica Italfer si fa riferimento al carico totale in alveo e non al carico totale complessivo della sezione, cioè al livello calcolato si aggiunge il carico cinetico dovuto alla velocità in alveo. Nella tabella seguente è riportata la verifica del franco di progetto.

Profilo	Portata	livello	Velocità in alveo	Carico cinetico	Carico totale	Intradosso viadotto	Franco verifica – Livello di piena	Franco verifica – Carico totale
	(m <sup>3</sup> /s)	(m s.m.)	(m/s)	(m)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m)	
Tr=100	37.00	113.56	1.39	0.10	113.66	115.03	1.47	1.37
Tr=200	44.00	113.77	1.47	0.11	113.88	115.03	1.26	1.15
Tr=500	53.00	114.02	1.55	0.12	114.14	115.03	1.01	0.89

Il franco tra l'intradosso del viadotto ed il livello di piena è adeguato anche in relazione alla piena cinquecentenaria.

Per gli approfondimenti si veda la relazione idraulica puntuale cod. IN5000DE2RGID0002004.

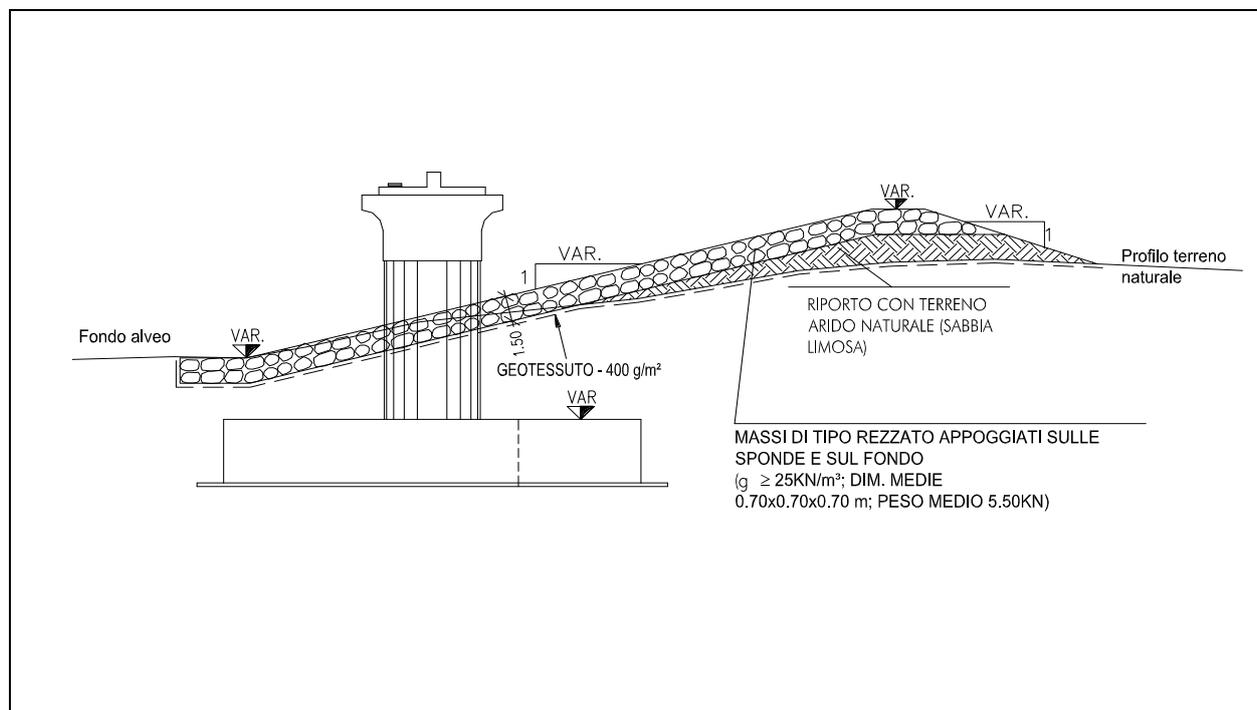
## 10. SISTEMAZIONI IDRAULICHE

### MODALITA' DI RIPROFILATURA DEL CORSO D'ACQUA

Per i corsi d'acqua principali la sistemazione dell'alveo ha interessato una porzione di tratto a monte ed una a valle dell'attraversamento; sono stati sviluppati i progetti facendo riferimento a tecniche di ingegneria naturalistica come da quaderno delle opere tipo dell'AIPO, dove applicabili, o riferendosi alle prescrizioni tecniche progettuali del manuale R.F.I.

Il progetto della sistemazione idraulica prevede di rivestire il tratto deviato e/o interessato dal viadotto A.C.; l'area interessata dall'intervento è descritta nell'elaborato di progetto, in cui sono riportati sia i materiali utilizzati che le dimensioni caratteristiche dell'intervento. Per la stabilità delle sponde si sono utilizzati geotessuti di opportuno peso su cui sono stati posati dei massi naturali di pezzatura variabile (cat II, cat III) a seconda delle caratteristiche della corrente.

Di seguito si riportano uno stralcio di sezione tipica riguardante un intervento di sistemazione idraulica di un corso d'acqua principale.



Si osservi che si è cercato di adattare il più possibile la geometria dei rivestimenti spondali all'effettiva forma dell'alveo attuale, in modo da evitare rettifiche sia dei valori di pendenza longitudinali lungo l'asta fluviale, sia dei valori delle pendenze delle sponde delle sezioni trasversali.