

IL CONCEDENTE

IL CONCESSIONARIO



# AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

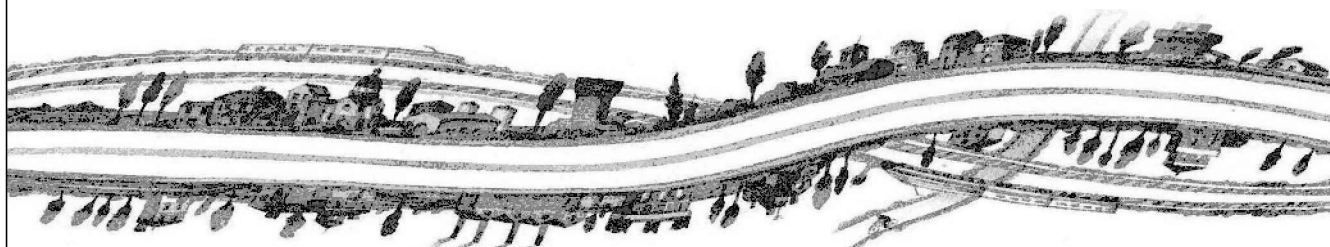
## PROGETTO DEFINITIVO

### ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

IDROLOGIA E IDRAULICA

IDROLOGIA

RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA



IL PROGETTISTA

Ing. Riccardo Telò  
Albo Ing. Parma n°1099



RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi  
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrade Regionale  
Cispadana S.p.A.  
IL PRESIDENTE  
Graziano Pattuzzi

G					
F					
E					
D					
C					
B					
A	17.04.2012	EMISSIONE		Ing. Mammi	Ing. Telò
REV.	DATA	DESCRIZIONE		REDAZIONE	CONTROLLO
				Ing. Salsi	APPROVAZIONE

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.
0636	PD	0	000	0WS00	0	WW	RI	01	A

DATA: MAGGIO 2012

SCALA: varie

## I N D I C E

1.	PREMESSA.....	3
2.	ORGANIZZAZIONE DELLO STUDIO: CHIAVE DI LETTURA DEI DOCUMENTI .....	4
2.1.	La suddivisione delle viabilità .....	4
2.2.	Gestione delle acque di Piattaforma stradale.....	5
2.3.	Gestione delle interferenze sul reticolo idraulico.....	5
2.4.	Il tracciato Autostradale .....	6
3.	INQUADRAMENTO NORMATIVO .....	8
4.	INTERFERENZE CON LE RETE IDRAULICA .....	9
4.1.	Corsi d'acqua principali .....	9
4.1.1.	Cavo Parmigiana Moglia .....	10
4.1.2.	Cavo Diversivo di Burana .....	11
4.1.3.	Fiume Secchia.....	12
4.1.4.	Fiume Panaro.....	13
4.1.5.	Canale Collettore Acque Alte .....	14
4.1.6.	Canale Collettore Acque Basse.....	15
4.1.7.	Scolmatore di Fiume Reno.....	16
4.2.	Corsi d'acqua secondari .....	18
4.3.	Corsi d'acqua minori.....	20
4.4.	Problematiche connesse al processo esondativo dei corsi d'acqua ed interferenze con le aree storicamente allagate.....	21
5.	MODELLI UTILIZZATI .....	25
5.1.	Il modello idrologico .....	25
5.1.1.	Evaporazione .....	26
5.1.2.	Infiltrazione .....	26
5.1.3.	Propagazione del flusso superficiale .....	27
5.1.4.	I flussi sotterranei .....	29
5.2.	Il modello per la propagazione dell'onda di piena .....	31
5.3.	Modello di infiltrazione nel corpo arginale per evitare il sifonamento.....	33
6.	ANALISI IDROLOGICHE .....	35
6.1.	Indagini pluviometriche ed idrometriche.....	35
6.2.	Ricostruzione delle curve di possibilità pluviometrica .....	42
7.	IL DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA.....	66

7.1. Criteri generali .....	66
7.2. Analisi idrologiche.....	69
7.3. Sistemi di raccolta ed evacuazione .....	69
7.4. Trattamento delle acque di piattaforma autostradale .....	73
<b>8. ANALISI IDRAULICHE .....</b>	<b>75</b>
8.1. Articolazione dello studio idraulico .....	75
8.2. Ambiti di riferimento .....	76
8.2.1. Il Compensorio di Bonifica Burana .....	76
8.2.2. Il Compensorio di bonifica Emilia Centrale.....	78
8.2.3. Il Compensorio di Bonifica Gonzaga .....	80
8.2.4. Il Compensorio di Bonifica della Pianura di Ferrara .....	81
8.3. Elenco di tutte le interferenze idrauliche.....	82
<b>9. IL PROGETTO DELLE OPERE IDRAULICHE .....</b>	<b>92</b>
9.1. Ponti e viadotti .....	92
9.2. Tombini scatolari.....	93
9.3. Tombini circolari.....	100
9.4. Manufatti idraulici.....	100

## **1. PREMESSA**

---

La presente relazione Generale è parte integrante del Progetto Definitivo dell'Autostrada Regionale Cispadana, ed in particolare dell'Asse autostradale compreso tra il casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 ed il casello di Ferrara Sud sulla A13 D01 (ex 1PR) ed illustra il percorso metodologico e le procedure adottate per mitigare gli effetti che le infrastrutture stradali in progetto esercitano sulla rete idraulica interferita.

Nelle pagine seguenti verrà illustrata la suddivisione delle verifiche per competenza territoriale gestionale e quindi una sintesi delle diverse tematiche di natura idraulica che sono state affrontate.

Questo percorso progettuale è stato coordinato e condiviso, per quanto possibile, con gli Enti gestori del governo idraulico e tiene conto delle prescrizioni impartite durante la Conferenza dei Servizi sul Progetto Preliminare che si è conclusa con l'approvazione dello stesso nel Dicembre 2011 e quindi dei numerosi incontri che si sono succeduti sul tema..

L'ambito territoriale scelto per l'analisi del sistema idrografico è, quindi, quello definito dai bacini imbriferi le cui aste vengono interessate dall'opera in studio; essi appartengono interamente al bacino imbrifero del Fiume Po ed in minima parte del Fiume Reno. Lo studio idrologico ed idraulico ha permesso di inquadrare il territorio interessato sotto il profilo delle sue caratteristiche idrografiche, con riferimento all'entità prevalente del bacino idrografico di riferimento.

Fanno parte integrante del Progetto Definitivo, oltre alla presente relazione generale, anche le singole relazioni specifiche per ogni problematica idraulica affrontata

## 2. ORGANIZZAZIONE DELLO STUDIO: CHIAVE DI LETTURA DEI DOCUMENTI

---

Lo studio nel suo complesso è stato suddiviso trasversalmente per singola viabilità interferita. Ad ogni viabilità sono stati associati precisi codice quali chiave di lettura (WBS).

Anche per tutti gli Studi Idrologici idraulici, la suddivisione trasversale è stata fatta nello stesso modo..

Per facilitare la lettura dei documenti di natura idraulica e idrologica che assommano a circa 330 elaborati, è stato deciso di suddividerli verticalmente in due macro aree:

- a) Gestione delle acque di Piattaforma stradale;
- b) Gestione delle interferenze sul reticolo idraulico.

Per ognuna di queste macro aree sono stati affrontati in maniera specifica i singoli argomenti competenti e per singola viabilità interferita.

### 2.1. La suddivisione delle viabilità

---

La suddivisione delle tratte stradali è la seguente.

- Autostrada che collega A22 con A13 per un totale di 64,66 km compreso gli svincoli di raccordo, cavalcavia e sottovia e le relative viabilità di collegamento . Il codice di lettura dei singoli elaborati si trova nella quarta lettera del codice a partire da sinistra. Più in particolare le lettera interpretative sono le seguenti.
  - **0**: generale che vale per tutti (come ad esempio questa relazione)
  - **A**: autostrada
  - **V**: sottovia e cavalcavia
  - **S**: svincoli
  - **I**: interconnessioni
  - **C**: viabilità di collegamento
- Viabilità di adduzione . In questo caso la lettera di riconoscimento è sempre la quarta a partire da sinistra e si identifica con la lettera **D**. Le Viabilità di adduzione sono in totale 4. Per ognuna di esse è associata una documentazione completa di Relazione idraulica e Tavole grafiche specialistiche. Le Viabilità di adduzione sono
  - **D01** (EX 1PR) riguarda la riqualificazione ed il risezionamento della strada Provinciale n°72

Parma Mezzani

- **D02** (ex 1RE) variante alla strada Provinciale n° 41 in corrispondenza del tracciato Cispadana – tratto tra Strada Provinciale n° 60 e Brescello
- **D03** (ex 2RE): collegamento tra la strada Provinciale n° 2 (Reggiolo Gonzaga) e la ex SS62 della Cisa
- **D04** –08 (ex 1FE) raccordo Bondeno Cento – Autostrada Cispadana

## **2.2. Gestione delle acque di Piattaforma stradale**

---

L'analisi approfondisce e descrive le opere per la mitigazione dei problemi di tipo idraulico relativi alla pressione che l'impermeabilizzazione induce sulla capacità recettiva dei corsi d'acqua riceventi e che trova in parte conforto nelle assunzioni già decise a livello di Progettazione Preliminare approvato. Lo studio, che ha carattere idrologico, idraulico ed ambientale, ha portato alla definizione del sistema di raccolta, smaltimento e trattamento delle acque di piattaforma di tipo chiuso e comprende:

- reti interconnesse di raccolta ed evacuazione delle acque di piattaforma;
- presidi di sicurezza per il controllo degli sversamenti accidentali;
- impianti tecnologici per il trattamento delle acque di prima e seconda pioggia;
- fossi di laminazione diffusa e bacini di laminazione (solo per le autostazioni) per il controllo delle portate rilasciate che svolgono anche la funzione di zone di riequilibrio ecologico.

L'ambito progettuale è definito dall'asse autostradale chiuso all'interno della recinzione e confinato dalle sei autostazioni e dalle due interconnessioni autostradali.

## **2.3. Gestione delle interferenze sul reticolo idraulico**

---

Il sistema di acque superficiali, interessato dal tracciato autostradale e dalle viabilità di collegamento, è organizzato in tre classi prevalenti:

- Corsi d'acqua principali; classificati tali, perché aventi sezione trasversale con base maggiore  $B > 10m$ , tra questi rientrano i corsi d'acqua naturali Torrente Enza, Fiume Secchi e Fiume Panaro e diversi canali di bonifica, inoltre ricopre particolare importanza lo Scolmatore di Reno di competenza dell'Autorità di bacino del Fiume Reno
- Corsi d'acqua secondari; classificati tali, perché aventi sezione trasversale con base maggiore  $10m > B > 3m$ , tra questi rientrano i corsi d'acqua artificiali gestiti dai singoli Consorzi di Bonifica territorialmente competenti

- Corsi d'acqua minore. classificati tali, perché aventi sezione trasversale con base maggiore  $B < 3\text{m}$ , tra questi rientrano i corsi d'acqua della rete minuta di proprietà privata e/o pubblica principalmente riconducibili alle tipologie di fossi di guardia di strade provinciali comunali o poderali e capifosso agricoli, collettori delle singole scoline, realizzati dai conduttori agricoli nell'ambito dell'organizzazione coltiva e fondiaria

Per tutti i **Corsi d'acqua principali** è stato condotto specifico studio idrologico idraulico con l'utilizzo di modellistica matematica sia per la propagazione delle onde di piena negli stati di Fatto e di Progetto, sia di interpretazione delle dinamiche di infiltrazione nei corpi arginali. Ad ogni ponte o viadotto è quindi associata una specifica documentazione tecnica comprensiva di relazione dedicata e tavole tematiche di progetto.

Anche per tutti i **Corsi d'acqua secondari** sono stati implementati specifici modelli matematici in moto permanente per la propagazione delle onde di piena nei diversi stati di Fatto e di Progetto. In questo caso la suddivisione è avvenuta per competenza gestionale: per ogni consorzio di Bonifica è stata redatta apposita documentazione tecnica composta da una specifica relazione e quindi da Tavole tematiche

Infine i **Corsi d'acqua minori** associabili quasi nella totalità dei casi a fossi privati, le dinamiche idrauliche sono state risolte col metodo del Moto uniforme, ovvero applicando le canoniche ma sempre valide, formule di Chezy. La relativa documentazione tecnica è contenuta in quella generale suddivisa per singolo competenza gestionale.

## 2.4. Il tracciato Autostradale

---

Il tracciato dell'autostrada regionale Cispadana si sviluppa per circa 64'600 km in territorio di bassa pianura la cui morfologia si presenta monotona deprimente verso nord est e sulla quale si evidenziano alcuni rilievi naturali costituiti dai dossi di pianura, in genere con orientamento nord-sud, originati dalle antiche esondazioni dei corsi d'acqua e fluttuazioni d'alveo che hanno modellato la pianura in alternanza di dossi e valli, oggi non sempre riconoscibili, i primi caratterizzati da suoli sabbiosi e talvolta ghiaiosi le seconde caratterizzate da depositi alluvionali di limi ed argille. Altri elementi di rilievi di origine artificiale sono le arginature dei principali corsi d'acqua e dei rilevati infrastrutturali e le incisioni dei canali di scolo e bonifica.

Gli elementi morfologicamente più significativi sono i corpi idrici principali attraversati dall'autostrada: il fiume Secchia ed il Fiume Panaro essi suddividono il territorio in tre ambiti idrologicamente omogenei tutti appartenenti al bacino idrografico del Po.

La nuova autostrada prevede quattro nuove autostazioni e due aree di servizio, oltre a due svincoli di interconnessione con le autostrade A22 ed A13, posti all'inizio e alla fine del raccordo autostradale in progetto. Il collegamento alle due autostrade esistenti prevede la ricollocazione dello svincolo di

autostazione di Reggiolo-Rolo sull'A22 e la riconfigurazione dello svincolo di autostazione Ferrara Sud sull'A13.

La nuova arteria autostradale si sviluppa per il 34% in rettilineo, per il 29% in raccordo circolare e per il restante 37% in raccordo clotoideale.

<b>CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA</b>	<b>LUNGHEZZA (m)</b>	<b>%</b>
<b><i>Totale tracciato</i></b>	<b>64'666.12</b>	<b>100</b>
Tratto in rettilineo	21'865.73	34
Tratto in raccordo clotoideale	24'161.51	37
Tratto in raccordo circolare	18'638.88	29

**TABELLA 2-1: CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA**

Planimetricamente il tracciato è caratterizzato da raggi di curvatura che consentono di ripercorrere, fondamentalmente, la geometria predisposta dallo Studio di fattibilità della Regione Emilia-Romagna per il tracciato della nuova Autostrada Regionale Cispadana. Il raggio planimetrico minimo è di 806 m in prossimità dell'interconnessione con l'autostrada A22. Tutte le curve sinistrorse di raggio inferiore a 2.300 m prevedono l'incremento della banchina interna per garantire la distanza di visibilità per l'arresto alla velocità di progetto  $V_{pmax}=140$  km/h.

La pendenza trasversale massima in curva è pari al 7%, mentre in rettilineo è sempre garantita la pendenza del 2,5% per consentire il corretto deflusso delle acque di piattaforma.

Altimetricamente l'autostrada si configura per il 42% del suo sviluppo in rilevato basso (denominato a raso), cioè con altezza inferiore a 2,5 m rispetto al piano campagna. Per il 53% in rilevato (altezze superiori ai 2.5 m rispetto al piano campagna), per il 4% in viadotto e per il restante 1% al di sotto del piano campagna (in trincea). L'altezza di rilevato massima è in corrispondenza degli scavalchi ferroviari ed è pari a 11,50 m.

<b>CONFIGURAZIONE ALTIMETRICA</b>	<b>LUNGHEZZA (m)</b>	<b>%</b>
<b><i>Totale tracciato</i></b>	<b>64'666.12</b>	<b>100</b>
Tratto a raso ( $H < 2.50$ )	27'031.40	42
Tratto in rilevato ( $H > 2.50$ )	34'207.57	53
Tratto in Viadotto	2'854.48	4
Tratto in Trincea Confinata	572.67	1

**TABELLA 2-2: CONFIGURAZIONE ALTIMETRICA**



### **3. INQUADRAMENTO NORMATIVO**

---

Le analisi idrauliche sono state condotte rispettando gli indirizzi e le prescrizioni riportate nella normativa di riferimento nazionale, elencata nell'elaborato PD\_0\_000\_00000\_0\_GE\_KT\_01\_A Elenco delle Normative di Riferimento.

Lungo tutto lo sviluppo dell'analisi e della progettazione idraulica ci si è, inoltre, attenuti e riferiti a tutto l'insieme di indicazioni e prescrizioni (Norme di polizia idraulica) impartite dal Consorzio di Bonifica competente, con il quale è stato attivato un positivo confronto.

## 4. INTERFERENZE CON LE RETE IDRAULICA

L'area entro cui si sviluppa il tracciato autostradale e le opere di adduzione e di collegamento, ricade all'interno del bacino idrografico del fiume Po ad eccezione del Cavo Napoleonico che appartiene al bacino del Fiume Reno di cui costituisce uno scolmatore con scarico a Po. Il territorio è caratteristico della bassa pianura padana dominato da superfici piatte monotone deprimenti verso nord-est e sulle quali gli elementi morfologici naturali sono riconducibili a dossi di pianura ed alle incisioni degli stessi corsi d'acqua, a cui si contrappongono i rilevati artificiali legati ad infrastrutture viarie o ad arginature. Il corridoio attraversato mostra una quota variabile tra 10 e 25 m s.l.m., le pendenze del terreno sono dell'ordine di 10 cm al km. Il territorio presenta caratteristiche idrografiche ed idrologiche omogenee, i canali interessati sono di natura prevalentemente promiscua dove all'uso di scolo si coniuga, nel periodo primavera-estate, a quello irriguo ottenuto con l'invaso dei canali.

Il sistema di acque superficiali, interessato dal tracciato autostradale e dalle viabilità di collegamento, è organizzato in tre classi prevalenti, come indicato al Capitolo 1.3.6.3 Idrografia:

- ❑ Corsi d'acqua principali;
- ❑ Corsi d'acqua secondari;
- ❑ Corsi d'acqua minore.

### 4.1. CORSI D'ACQUA PRINCIPALI

Tra i corsi d'acqua principali, classificati tali, perché aventi sezione trasversale con base maggiore  $B > 10\text{m}$ , rientrano i corsi d'acqua naturali Torrente Enza, Fiume Secchi e Fiume Panaro e diversi canali di bonifica, inoltre ricopre particolare importanza lo Scolmatore di Reno di competenza dell'Autorità di bacino del Fiume Reno.

Di seguito sono elencati i corsi d'acqua principali con l'indicazione della relativa competenza amministrativa e della Provincia in cui ricade l'interferenza.

**TABELLA 4-1: PRINCIPALI CORSI D'ACQUA INTERFERITI DAL TRATTO AUTOSTRADALE E DALLE VIABILITÀ DI COLLEGAMENTO**

<b>PROVINCIA</b>	<b>CORSO D'ACQUA</b>	<b>COMPETENZA AMMINISTRATIVA</b>
<b>Reggio Emilia</b>	Cavo Parmigiana Moglia	Agenzia Interregionale per il fiume PO
	Collettore Acque basse Reggiane	Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale
<b>Mo de na</b>	Fossa Raso (Canale Resega)	Agenzia Interregionale per il fiume PO

	Cavo Acque Basse Modenesi	Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale
	Cavo Lama	Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale
	Fiume Secchia	Agenzia Interregionale per il fiume PO
	Canale Sabbioncello	Consorzio di Bonifica Burana
	Canale Diversivo di Burana	Consorzio di Bonifica Burana
	Canale Diversivo di Cavezzo	Consorzio di Bonifica Burana
	Cavo Vallicella	Consorzio di Bonifica Burana
	Fiume Panaro	Agenzia Interregionale per il fiume PO
	Canale Acque Alte	Consorzio di Bonifica Burana
	Canale Acque Basse	Consorzio di Bonifica Burana
<i>Ferrara</i>	Condotto Generale	Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara
	Canale di Cento	Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara
	Canale Angelino	Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara
	Scolmatore Reno o Cavo Napoleonico	Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara
	Scolo Riolo	Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara
	Scolo Scorsuro	Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara
	Scolo Principale Superiore	Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara
	Canale Angelino	Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara

Si riporta nel seguito una breve descrizione delle caratteristiche idrografiche di alcuni corsi d'acqua elencati sopra.

#### **4.1.1. Cavo Parmigiana Moglia**


Il Cavo Parmigiana Moglia, all'interno delle dinamiche di gestione del Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale, riveste il duplice ruolo di adduzione e convoglio verso monte delle acque di irrigazione nel periodo estivo, nonché di scolo delle acque alte verso valle nei restanti periodi dell'anno. Nel primo caso, riceve dal Canale Derivatore le acque derivate dal Po a Boretto, mentre nel secondo caso scarica le acque provenienti dalle terre alte, per caduta libera, nel fiume Secchia in località Bondanello (Moglia). In caso di piena del F. Secchia, a seguito della chiusura delle chiaviche di Bondanello le acque del cavo Parmigiana-Moglia vengono convogliate nel tratto terminale del cavo Lama, da cui vengono smaltite attraverso l'impianto idrovoro di Mondine.

Il bacino imbrifero si sviluppa nella bassa pianura reggiana, ed il tratto del canale interessato dall'opera infrastrutturale in progetto insiste su una porzione di territorio caratteristica della bassa pianura padana

dominato da superfici piatte monotone deprimenti verso nord-est e sulle quali gli elementi morfologici naturali sono riconducibili a dossi di pianura ed alle incisioni degli stessi corsi d'acqua, a cui si contrappongono i rilevati artificiali legati ad infrastrutture viarie o ad arginature. Nella tabella seguente vengono esposte le principali caratteristiche fisiche del bacino chiuso, rispettivamente, alla sezione di attraversamento del tracciato autostradale in progetto.

**TABELLA 4-2: CANALE PARMIGIANA MOGLIA - CARATTERISTICHE FISICHE ALLA SEZIONE DI ATTRAVERSAMENTO AUTOSTRADALE**

Area del bacino	199	km <sup>2</sup>
Lunghezza dell'asta principale	36.8	km
Elevazione massima del bacino	49	m s.l.m.
Elevazione della sezione di chiusura	15.6	m s.l.m.
Distanza dalla foce	8.3	km



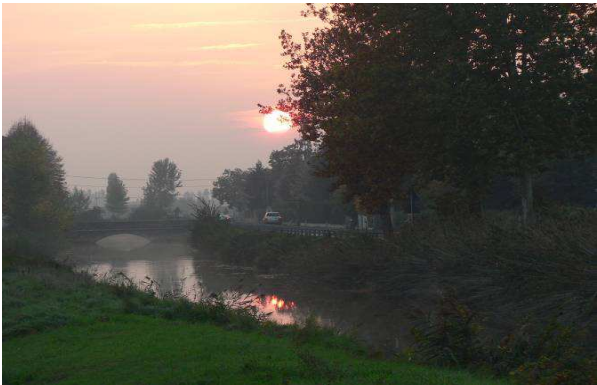
#### 4.1.2. Cavo Diversivo di Burana

Il Cavo Diversivo di Burana attraversa l'omonimo Comprensorio di Bonifica Burana in direzione ovest-est, procedendo dalla sezione di chiusura del Canale Sabbioncello e solcando la pianura mediante vari serpeggiamenti e cambi di direzione. Tale andamento determina la necessità di prevedere, lungo il tracciato autostradale in progetto, tre distinti attraversamenti del canale in esame, denominati rispettivamente Burana I, Burana II e Burana III, a cui si aggiungono due ulteriori attraversamenti, uno in corrispondenza di un ramo di svincolo dello stesso tracciato Burana IV e l'altro in corrispondenza del cavalcavia sulla SP8.

Il bacino imbrifero del canale si sviluppa, quindi, trasversalmente alla bassa pianura modenese. Nelle tabelle seguenti vengono esposte le principali caratteristiche fisiche del bacino chiuso dell'attraversamento più a valle (Burana III).

**TABELLA 4-3: CARATTERISTICHE FISICHE DEL DIVERSIVO DI BURANA ALLA SEZIONE DI ATTRAVERSAMENTO BURANA III**

Area del bacino	77.5	km <sup>2</sup>
Lunghezza dell'asta principale	17.2	km
Elevazione massima del bacino	23	m s.l.m.
Elevazione della sezione di chiusura	10.8	m s.l.m.
Distanza dalla foce	19.6	km



### 4.1.3. Fiume Secchia

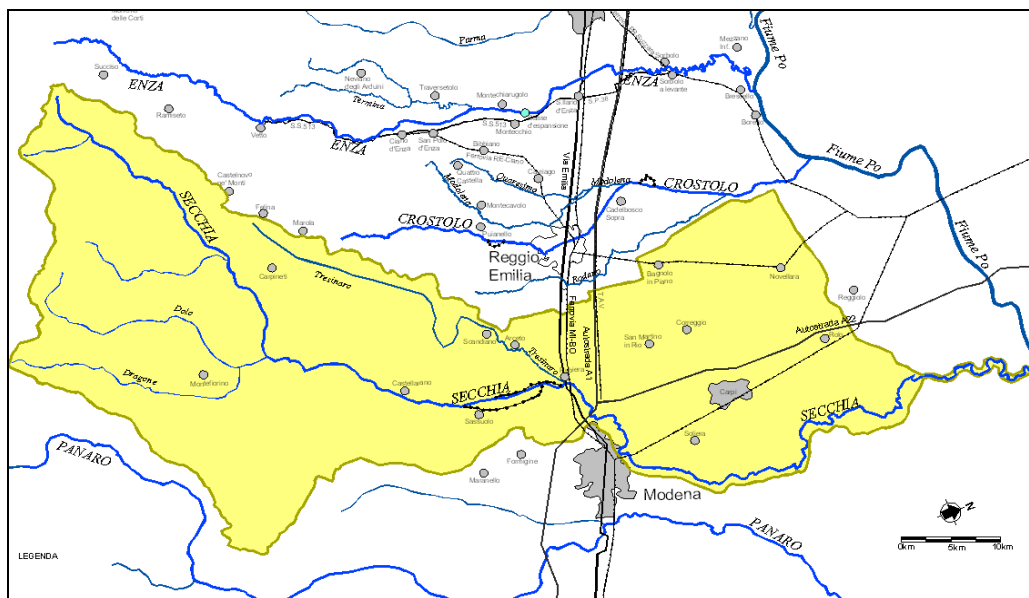
Il Fiume Secchia gestito dall’Autorità Interregionale del Fiume Po ha un bacino idrografico con superficie complessiva, alla confluenza in Po, di circa 2.090 km<sup>2</sup> (3% della superficie dell’intero bacino del Po), di cui il 57% in ambito montano.

Il fiume Secchia nasce dall’Alpe di Succiso, a quota 2.017 m s.l.m., ai confini tra le Province di Reggio Emilia e Massa Carrara, e confluisce in Po dopo un percorso di 172 km. Il corso d’acqua scende dai contrafforti dell’Appennino sino quasi al ponte della SS 63 del Cerreto con un alveo molto ampio; successivamente si incassa in una profonda gola nelle stratificazioni arenacee, “gli Schiocchi”, e riceve in destra i torrenti Riarbero e Ozola e in sinistra il torrente Biola.

Dalla confluenza del torrente Ozola fino a quella del torrente Secchiello, l’alveo scorre tra pareti quasi verticali di anidride, formazione triassica. Dopo la confluenza, in destra, del Secchiello riceve nuovamente in destra i torrenti Dolo e, in prossimità della volta di Saltino, Rossenna.

Dopo successivi allargamenti e restringimenti, il corso d’acqua entra nella “Stretta del Pescale”, a valle della quale è realizzata una traversa di derivazione, in località Castellarano, che alimenta la rete di canali irrigui in Provincia di Modena e Reggio Emilia.

A Sassuolo il Secchia sbocca in pianura dopo aver ricevuto in destra il torrente Fossa di Spezzano e in sinistra il torrente Tresinaro in prossimità di Rubiera, incontrando infrastrutture viarie e ferroviarie di notevole importanza, quali la via Emilia e la linea ferroviaria Milano-Bologna; l’andamento del corso d’acqua diventa meandrizato con alveo pensile fino alla confluenza in Po, in prossimità di Mirasole.



**FIGURA 4-1: BACINO IMBRIFERO DEL FIUME SECCHIA**

Il reticolo idrografico mostra uno scarso grado di gerarchizzazione, a indicare uno stato in piena evoluzione, testimoniato dall’elevato numero di fenomeni di dinamica torrentizia in atto.

L’intero reticolo è caratterizzato da trasporto solido particolarmente intenso, che concorre a modificare

l'assetto morfologico di parti significative dei corsi d'acqua.

A valle della cassa di espansione esistente, all'altezza dell'abitato di Rubiera, il corso d'acqua scorre all'interno di arginature, continue da valle dell'autostrada A1, con l'alveo soggetto a una progressiva maggiore unicursalità, con approfondimento delle quote di fondo e dei profili di magra. La tipologia è condizionata dalle arginature, ma soprattutto dal bacino idrografico montano, con formazioni prevalentemente argillose e depositi sciolti, cioè da litotipi facilmente erodibili.

Il punto di attraversamento del corso d'acqua è situato immediatamente a monte dell'abitato di Concordia sulla Secchia (figura a fianco), in Provincia di Modena, e ricade nel tratto iniziale del tracciato autostradale, tra le progressive Km 09+900,00.



#### 4.1.4. Fiume Panaro

Il Fiume Panaro gestito dall'Autorità Interregionale del Fiume Po ha un bacino idrografico con superficie complessiva di 1.775 km<sup>2</sup> (2,5% circa della superficie complessiva del bacino del Po), il cui 45% ricade in ambito montano. Tale bacino occupa buona parte del territorio della Provincia di Modena, parte di quello della Provincia di Bologna e, limitatamente, le Province di Pistoia (Abetone), Ferrara (Bondeno) e Mantova (Oltrepò mantovano).

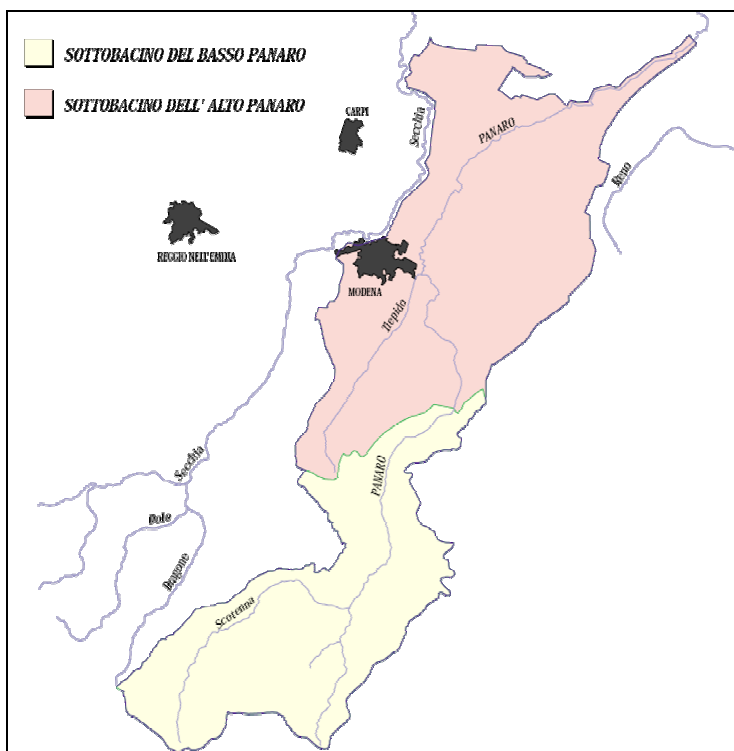


FIGURA 4-2: BACINO IMBRIFERO DEL FIUME PANARO

Il Panaro nasce dal Monte Cimone (2.165 m s.l.m.) e confluisce nel Po, presso Bondeno, dopo aver percorso circa 165 km; prende il nome di Panaro a valle di Montespечchio dopo la confluenza dei torrenti Leo e Scoltenna, che costituiscono la parte alta del reticolo idrografico.

Dalla confluenza dei torrenti Leo-Scoltenna a Marano il corso d'acqua scorre in una valle ampia con andamento generalmente sinuoso ricevendo numerosi affluenti; in particolare in sinistra il torrente Lerna e il rio Torto, in destra i rii S. Martino e Missano. Da Marano alla Via Emilia, il corso d'acqua scorre nell'alta pianura con andamento meandriforme e struttura pluricursale; gli affluenti più importanti sono tutti di sinistra, con bacini di piccole dimensioni. Fra i più importanti si citano il torrente Tiepido e il Canale Naviglio. Lasciata l'alta pianura, il Panaro si dirige verso nord, attraversando la pianura alluvionale, costituita da depositi di origine fluviale, e si immette nel Po.



Il reticolo idrografico del bacino del Panaro mostra uno scarso grado di gerarchizzazione, a indicare uno stato in piena evoluzione, testimoniato dall'elevato numero di fenomeni di dinamica torrentizia in atto. Nel tratto di pianura il corso d'acqua principale scorre all'interno di arginature continue con lunghi tratti rettilinei intervallati da tratti a meandri. La tipologia è condizionata dalle arginature, ma soprattutto dal bacino idrografico montano, con formazioni prevalentemente argillose e depositi sciolti, cioè da litotipi facilmente erodibili.

Il Fiume Panaro viene attraversato dal tracciato autostradale circa 2.5 Km a monte dell'abitato di Finale Emilia (Figura a fianco), in Provincia di Modena, e ricade nel tratto intermedio del tracciato autostradale, alla progressiva Km 34+840,00.


#### **4.1.5. Canale Collettore Acque Alte**

Il Collettore Acque Alte rappresenta il collettore finale del sistema di acque alte della Bonifica Burana; esso raccoglie i contributi provenienti dai terreni più alti del comprensorio e li trasferisce con deflusso a gravità nel recettore, Fiume Panaro, mediante un sistema a scarico controllato. Il canale è arginato da monte a valle; nel tratto terminale la quota arginale raggiunge i 18.74 m s.l.m., superiore di circa 4.1 m rispetto alla campagna sinistra e di 4.8 m rispetto alla campagna di destra; la quota arginale di Panaro è 20.58 m s.l.m.. La quota di fondo alveo del Collettore è di 10.60 m s.l.m. alla foce dove quella di fondo alveo Panaro è di 9.8 m s.l.m.. Il Canale Collettore di Acque Alte ha la doppia funzione di scarico dei deflussi di piena a bocca

libera, massima quota 13.68 m s.l.m. alla foce e di invaso delle acque di piena in caso di chiusura delle porte vinciane, massima quota di invaso 18.14 m s.l.m..

La regione fluviale nel tratto studiato, da Palata alla foce, presenta un ambiente di bassa pianura caratterizzato da una campagna piatta sulla quale gli unici movimenti morfologici sono dovuti ai rilevati stradali mentre risulta più variamente incisa da corsi d'acqua di prevalente carattere canalizzato in scavo ed adiacenti ad assi viabilistici od al confine di poderi agrari. La campagna è prevalentemente destinata a seminativi con frequente presenza di frutteti e vigneti ed altre colture arboree. I centri abitati sono frequenti ed hanno negli anni aumentato significativamente l'impermeabilizzazione dei suoli con conseguenze non trascurabili sui deflussi e sul peggioramento del drenaggio superficiale. Il Canale Acque Alte svolge il ruolo di corridoio ecologico ed è popolato da fasce di vegetazione elofitica che si sviluppano a ridosso dell'alveo inciso e sulle banche laterali caratterizzate da colonizzazione di formazioni chiuse assai povere dal punto di vista floristico, formate prevalentemente da canna di palude *Phragmites australis*, *Iris pseudacorus* e da *Typha latifolia*. Il canale è frequentato da micromammiferi, le acque sono dominate dalla presenza di fauna alloctona: piccoli pesci come la gambusia, la pseudorasbora ed il rodeo, il gambero rosso della Louisiana e la nutria. Il bacino idrografico afferente al Collettore presenta suoli di prevalente matrice poco permeabile con dominanza di limi ed argille intervallati da lenti di sabbie talvolta anche di considerevole potenza; i suoli diventano più impermeabili nelle vicinanze del tracciato Cispadana dove tuttavia non ricade il bacino imbrifero afferente chiuso più a monte. La falda freatica è quasi superficiale nei pressi del tracciato mentre si approfondisce significativamente procedendo verso monte e raggiunge valori superiori ai dieci metri oltre la via Emilia.

**TABELLA 4-4. CARATTERISTICHE FISICHE DEL CANALE ACQUE ALTE NELLE VICINANZE DELL'ATTRAVERSAMENTO AUTOSTRADALE**

Area del bacino	244.74	km <sup>2</sup>	
Lunghezza dell'asta principale	59.6	km	
Elevazione massima del bacino	102.0	msm	
Elevazione della sezione di chiusura	10.61	msm	
Distanza dalla foce in Panaro	2438	m	
Coefficiente di deflusso (TR=100)	0.42		
Portata massima sostenibile	70	m <sup>3</sup> /s	

#### **4.1.6. Canale Collettore Acque Basse**


Il Canale Emissario di Acque Basse è il canale di drenaggio delle acque dei territori bassi del distretto di pianura della Bonifica Burana, esso raccoglie i contributi provenienti dalla rete dei canali, principalmente ad uso promiscuo, e li trasferisce con deflusso a gravità nel recettore finale attraverso una chiavica di scarico e



l'impianto idrovoro di Bondeno. Il Canale Emissario scorre incassato nella pianura a profondità variabili in funzione della larghezza e forma di sezione nonché dell'officiosità idraulica; da Bevilacqua a Ponte Reno la profondità dell'alveo rispetto al piano campagna varia da 4.2 m fino a 5.2 m; da Ponte Reno a Bondeno la sezione è arginata con argine rilevato rispetto alla campagna da 0.5 m fino a 3.1 m; alveo incassato rispetto alla sommità arginale da 4.2 m fino a 5.0 m. La quota di fondo alveo alla foce è di 7.8 m s.l.m. dove quella di fondo alveo del Panaro è di 5.6 m s.l.m..

La regione fluviale nel tratto studiato è analoga a quella attraversata dal Canale Acque Alte e tipica dei territori di pianura; la campagna è destinata a seminativi con frequenti frutteti e vigneti ed è caratterizzata da piccoli appoderamenti appartenenti all'antico sistema delle Partecipanze Agrarie diffuso nel territorio della basa pianura emiliana dove i terreni venivano goduti in modo comune dagli utenti. L'Emissario Acque Basse svolge il ruolo di corridoio ecologico ed è popolato da fasce di vegetazione elofitica che si sviluppano a ridosso dell'alveo inciso caratterizzate da dominanza di *Phragmites australis*, *Iris pseudacorus* e da *Typha latifolia*. Il canale è frequentato da micromammiferi, le acque sono dominate dalla presenza di fauna alloctona, anfibi e nutrie.

**TABELLA 4-5 CARATTERISTICHE FISICHE DEL CANALE ACQUE BASSE NELLE VICINANZE DELL'ATTRAVERSAMENTO AUTOSTRADALE**

Area del bacino	156,06 km <sup>2</sup>	
Lunghezza dell'asta principale	23,1 km	
Elevazione massima del bacino	21.0 msm	
Elevazione della sezione di chiusura	8,91 msm	
Distanza dalla foce in Panaro	14,459 km	
Coefficiente di deflusso (TR=100)	0.43	
Portata massima sostenibile	60 m <sup>3</sup> /s	

#### **4.1.7. Scolmatore di Fiume Reno**

Lo Scolmatore di Reno o Cavo Napoleonico è un canale di scarico del fiume Reno; esso viene attivato con sfioro laterale dal fiume attraverso tre porte di regolazione meccanica, trasporta le acque fino al fiume Po e le scarica con bocca tarata; l'elevata dimensione della sezione arginata trova fondamento nella funzione di invaso e laminazione a cui il canale è preposto. L'origine dello Scolmatore è ubicata a Sant'Agostino dove il Reno, nei pressi del Bosco di Panfilia, piega verso est per raggiungere il mare abbandonando il tracciato antico che lo vedeva raggiungere direttamente il Po. Le arginature dello Scolmatore si raccordano a quelle di Reno a Sant'Agostino, dove il coronamento arginale è a quota 20.39 m s.l.m. in sinistra e 25.51 m s.l.m. in destra, ed a valle si raccordano con quelle di Po a San Biagio, dove il coronamento arginale è a quota 17.25 in sinistra e 17.06 in destra. I possenti corpi arginali sono elevati rispetto alla campagna di 5 m alla presa e

di 8 m alla foce; la larghezza della sezione arginata è dell'ordine dei 170-180 m con larghezza dell'alveo inciso di magra variabile da 45 m a 50 m. La quota di fondo alla presa è di 10.65 m s.l.m. ed alla foce è di 4.88 m s.l.m..

Lo Scolmatore di Reno è un canale promiscuo con funzioni di scarico delle acque di piena del fiume Reno, invaso e laminazione delle portate di scarico, alimentazione irrigua al Canale Emiliano Romagnolo (CER) con prelievo di acqua dal Po. In condizioni ordinarie il Cavo è alimentato dalle acque di Po attraverso l'opera idraulica di San Biagio dove, a paratoie sollevate, le acque del Po possono defluire nel Cavo per scorrimento a pelo libero che tuttavia da alcuni anni è stato agevolato da un impianto idrovoro in quanto l'abbassamento del fondo di Po aveva parzialmente inibito, soprattutto durante le magre più estreme, la possibilità di alimentazione al CER; in tali condizioni, data la pendenza di fondo dello Scolmatore pressoché nulla tra San Carlo e S.Biagio le acque di Po 'risalgono' lo Scolmatore ed alimentano il CER. In condizioni di piena del Reno viene attivato il Cavo Napoleonico con scarico a Po delle portate di decapitazione della piena, tuttavia spesso le piene di Reno coincidono con piene di Po e di conseguenza si chiudono a San Biagio le chiaviche per evitare i rigurgiti; in tal caso il Cavo viene usato come cassa d'espansione fino al volume massimo invasabile. Raggiunto il livello di massimo invaso si chiude l'opera di scarico a Sant'Agostino. Purtroppo le arginature dello Scolmatore, a valle di Bondeno, hanno manifestato negli anni seri problemi idrogeologici e pertanto il canale non viene sfruttato interamente per l'invaso riducendo la propria capacità progettuale da 18.000.000 m<sup>3</sup> a soli 6.000.000 m<sup>3</sup>. Il livello idrometrico massimo del Cavo, pari a  $H_{max}=14,50$  m s.l.m. non è stato mai raggiunto a causa del rischio di sifonamenti arginali.



FIGURA 4-3: SCOLMATORE DI RENO NELLE VICINANZE DELL'ATTRAVERSAMENTO AUTOSTRADALE

La regione attraversata dal Cavo Napoleonico presenta un ambiente di pianura caratterizzato da una campagna piatta sulla quale si ergono i rilevati arginali e stradali; la campagna è prevalentemente destinata a seminativi e frutteti oltre a vigneti ed altre colture arboree; a monte di Sant'Agostino è presente il Bosco di Panfilia di elevato pregio naturalistico e forestale. Lo Scolmatore, per l'elevata estensione e per la naturalità della sezione svolge il ruolo di corridoio ecologico; esso è interessato da fasce di vegetazione elofitica che si sviluppano a ridosso dell'alveo inciso e sulle golene laterali; di particolare pregio è da segnalare la

formazione forestale del “Bosco di Sant’Agostino o Panfilia” (SIC IT4060009), si tratta di un esempio relitto di bosco umido-ripariale di pianura un tempo molto diffuso e che rappresenta oggi per qualità ed estensione il più significativo relitto forestale planiziale della regione in ambiente ripariale.

## 4.2. CORSI D’ACQUA SECONDARI

Tra i corsi d’acqua secondari, classificati tali, perché aventi sezione trasversale con base maggiore  $10m > B > 3m$ , rientrano i corsi d’acqua artificiali gestiti principalmente dai Consorzi di Bonifica territorialmente competenti e in parte gestiti da privati nell’ambito dell’organizzazione coltiva e fondiaria.

La rete idrografica è articolata e complessa, dominata da canali di origine artificiale sfruttati sia per lo scolo delle acque meteoriche sia per l’invaso irriguo durante le stagioni primaverile ed estiva. La rete canalizzata di bonifica è organizzata in un insieme di canali di acque alte, prevalentemente in scavo sulla campagna e scolanti a gravità fino al recettore terminale ed in una rete di canali di acque basse, in buona parte arginati, che presentano numerosi impianti di sollevamento per il rilancio in quota delle portate di scolo.

Di seguito sono elencati i corsi d’acqua secondari con l’indicazione della relativa competenza amministrativa e della Provincia in cui ricade l’interferenza.

**TABELLA 4-6: CORSI D’ACQUA SECONDARI INTERFERITI DAL TRATTO AUTOSTRADALE E DALLE VIABILITÀ DI COLLEGAMENTO**

<b>PROVINCIA</b>	<b>CORSO D’ACQUA</b>	<b>COMPETENZA AMMINISTRATIVA</b>
<b>Reggio Emilia</b>	FOSSO 18	privato
	FOSSO 19	privato
	CAVO TAGLIATA EST	CONSORZIO DI BONIFICA TERRE DEI GONZAGA IN DESTRA PO
	FOSSO 21	privato
	FOSSO 23	privato
	FOSSO 25	privato
	FOSSO 26	privato
	FOSSO 75	privato
	FOSSO 27	privato
	CANALE MARANI TULLIE	CONSORZIO DI BONIFICA TERRE DEI GONZAGA IN DESTRA PO
<b>Modena</b>	SCOLO FORESTO	CONSORZIO DI BONIFICA DELL’EMILIA CENTRALE
	SCOLO RESEGA	CONSORZIO DI BONIFICA DELL’EMILIA CENTRALE
	CAVO BUSATELLO	CONSORZIO DI BONIFICA DELL’EMILIA CENTRALE
	SCOLO SILTATA	privato
	CANALE GAZZOLI	CONSORZIO DI BONIFICA DELL’EMILIA CENTRALE
	FOSSO BIGARANO	CONSORZIO DI BONIFICA DELL’EMILIA CENTRALE
	CANALE DI GRUPPO	CONSORZIO DI BONIFICA DELL’EMILIA CENTRALE
	CAVETTO DI SANTO STEFANO	CONSORZIO DI BONIFICA DELL’EMILIA CENTRALE
	CONDOTTO DI SANTO STEFANO	CONSORZIO DI BONIFICA DELL’EMILIA CENTRALE
	FOSSO 38	privato

	CAVETTO VALLICELLA	CONSORZIO DI BONIFICA DELL'EMILIA CENTRALE
	CAVETTO DI S. GIOVANNI	CONSORZIO DI BONIFICA DELL'EMILIA CENTRALE
	CONDOTTO CROCILE EST	CONSORZIO DI BONIFICA DELL'EMILIA CENTRALE
	CANALE DELLE CHIAVICHE	CONSORZIO DI BONIFICA DELL'EMILIA CENTRALE
	FOSSO DI GUARDIA IN DX SABBIONCELLO	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	DUGALE ZALOTTA	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	FOSSO PRADELLA	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	FOSSA CAVANA	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	FOSSA BERNARDI	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	DUGALE SMIRRA DI CONFINE IN SX	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	DUGALE RAMEDELLO	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	DUGALE CUCCO	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	FOSSETTA VECCHIA	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	DUGALE CERESA	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	CAVO BRUINO	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	ALLACCIANTE CAVO BRUINO - FOSSA REGGIANA ALTA	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	FOSSA SCAVRONA	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	FOSSA REGGIANA ALTA	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	FOSSO 74	privato
	CAVO CANALINO	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	ALLACCIANTE CANALE DIVERSIVO DI BURANA - CAVO	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	FOSSO CASTELLINA	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	FOSSO PAVIGNANE	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	FOSSO LUNGO	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	CAVO CANALINO	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	SCOLO DUGAROLO	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	SCOLO SANT'ALO'	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	CAVO CANALAZZO	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	FOSSETTA VECCHI	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA
	FOSSO SELVABELLA	privato
	FOSSETTA BRATELLARI	privato
Ferrara	SCOLO SALIONE	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
	SCOLO SALIONE VECCHIO	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
	SCOLO BASTARDO	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
	SCOLO CHIODAROLO NUOVO	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
	SCOLO FOSSA	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
	SCOLO S.AGOSTINO	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
	DISTRIBUTORE CIARLE NORD	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
	FOSSO 41	privato
	FOSSO SAN DONNINO 45	privato
	FOSSO OVEST VIA ORTOLANI 47	privato
	SCOLO CORONELLA	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
	DIRAMAZIONE CORONELLA	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
	SCOLO PELOSO	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
	SCOLO UCCELLINO NORD	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
	TRAVERSA CECCHINA	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA

TUBATO S.MARTINO 12R	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
TUBATO S.MARTINO 10R-A	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
SCOLO UCCELLINO NORD	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
TUBATO S.MARTINO	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
SCOLO SGHEDIZZO OVEST	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
SCOLO BOSCO NUOVO	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
TRAVERSA CECCHINA	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA

### 4.3. CORSI D'ACQUA MINORI

I corsi d'acqua minore classificati tali, perché aventi sezione trasversale con base maggiore  $B < 3m$ , costituiscono la fittissima rete idrografica minuta, composta da corsi d'acqua di proprietà privata e/o pubblica principalmente riconducibili alle tipologie di fossi di guardia di strade provinciali comunali o poderali e capifosso agricoli, collettori delle singole scoline, realizzati dai conduttori agricoli nell'ambito dell'organizzazione coltiva e fondiaria. Proprio questi ultimi rappresentano un elemento fondamentale per l'assetto agrario del territorio indagato, poiché sono utilizzati dai singoli conduttori agricoli, in accordo con il Consorzio di Bonifica, al fine di derivare le acque dai canali di bonifica verso i loro appezzamenti di terreno destinati principalmente alla coltura di cereali e piante da frutto.

Attraverso un censimento puntuale sul territorio e grazie ad un dettagliato rilievo 3D sono stati individuati 220 fossi minori, ai quali è stata garantita la continuità idraulica tramite tombini circolari. Oltre a questo intervento, è stato necessario prevedere un sistema per garantire la continuità idraulica anche alle numerosissime scoline, intercettate dal tracciato autostradale, ed utilizzate dai conduttori agricoli sia per lo scolo delle acque meteoriche sia per l'invaso irriguo durante le stagioni primaverile ed estiva. Il sistema in questione prevede la realizzazione di un fosso di collegamento, che non è altro che una deviazioni delle scoline in corrispondenza della recinzione esterna all'autostrada. Tale fosso raccoglie le acque delle scoline, le convogliano ad un capofosso il quale attraversa il rilevato autostradale con un tombino, all'uscita del quale inizia un secondo fosso, che collega le scoline intercettate dall'autostrada fornendogli l'acqua deviata e garantendo in questo modo la continuità idraulica della fittissima rete idrografica minuta.

Nell'ambito del Progetto Definitivo è stato necessario compiere uno sforzo notevole per ottemperare alle richieste dei Consorzi di Bonifica che esplicitamente hanno richiesto che fosse garantita la continuità idraulica di tutta la rete minore, comprensiva delle numerosissime scoline che si presentano con un'incidenza di circa una ogni 50 m di tracciato autostradale.

---

#### **4.4. PROBLEMATICHE CONNESSE AL PROCESSO ESONDATIVO DEI CORSI D'ACQUA ED INTERFERENZE CON LE AREE STORICAMENTE ALLAGATE**

---

L'intero tracciato autostradale e delle viabilità connesse ricade all'interno di un territorio soggetto a possibili scenari di allagamento. Intanto tutta l'area ricade integralmente all'interno della Fascia C del PAI.

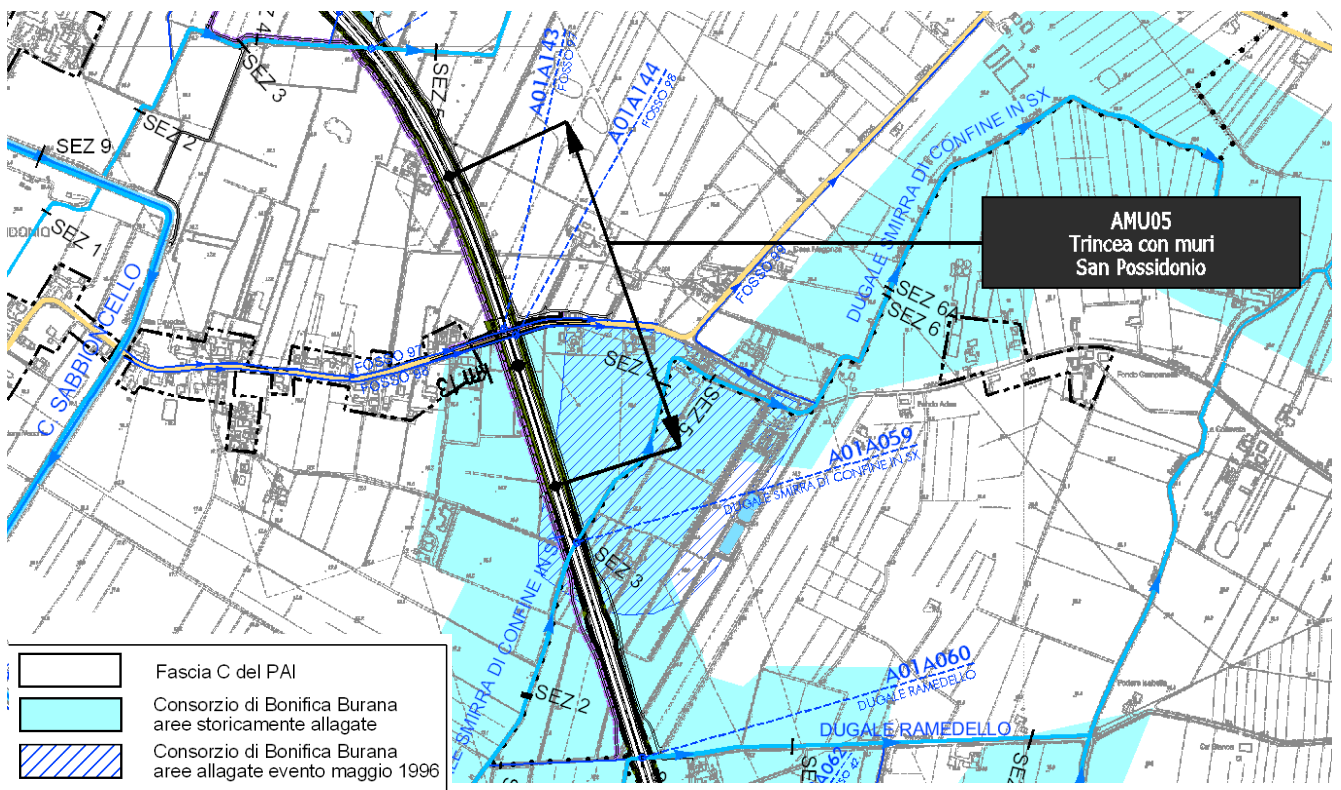
Si tratta di quella porzione di territorio che può essere interessata da inondazione al verificarsi di eventi di piena o storicamente accaduti, o di portata superiori a quelli con TR=200 anni, o per collassi e sormonti arginali. Nel caso specifico si fa riferimento sia alla fascia C del Fiume Po, del Fiume Secchia., del fiume Panaro e del fiume Reno

Siamo di fatto in pianura padana dove un tempo scorrevano liberamente i corsi d'acqua non arginati e quindi confluivano nel Po attraverso un intricato quanto complesso reticolo di rami secondari ed aree impaludate.

Dopo la realizzazione dei presidi arginali sempre più alti, il rischio di allagamento si è ridotto, ma non certamente azzerato. Si ricordano ad esempio le rotte storiche del Secchia e del Panaro doviziosamente riportate nelle specifiche 7 tavole PD\_0\_000\_0WS00\_0\_WW\_CI\_01A-07A

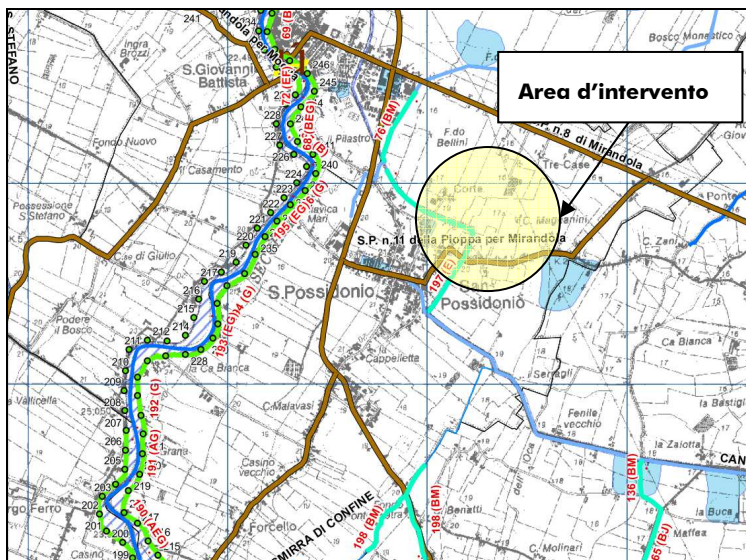
Altra problematica è associabile ai processi di allagamento dovuti allo straripamento della rete dei canali. In questi ultimi casi le porzioni allagate hanno colpito buona parte del tessuto agricolo della campagna limitrofa ed adiacente al tracciato autostradale. Basti ricordare il grande evento del 1996 che ha coinvolto tutta la bassa pianura modenese. Per meglio identificare il grado di rischio alla sommersione delle aree in questione, giungono in soccorso recenti studi condotti: dalla Protezione Civile di Modena, nel Dicembre 2006, per l'individuazione dei tratti di maggior criticità regionali ed un affinamento delle analisi idrauliche sul rischio residuo in caso di Rotture Arginali del Fiume PO condotto dall'Autorità di bacino del Fiume Po nel Settembre 2005.

Soprattutto nel primo Studio sono stati individuati, in sponda destra di Secchia a monte dell'abitato di San Possidonio, tratti arginali in cui si è frequentemente superato il franco di sicurezza, tratti in cui si sono verificati fontanazzi ed in cui è frequente l'insufficienza della copertura della linea di imbibizione



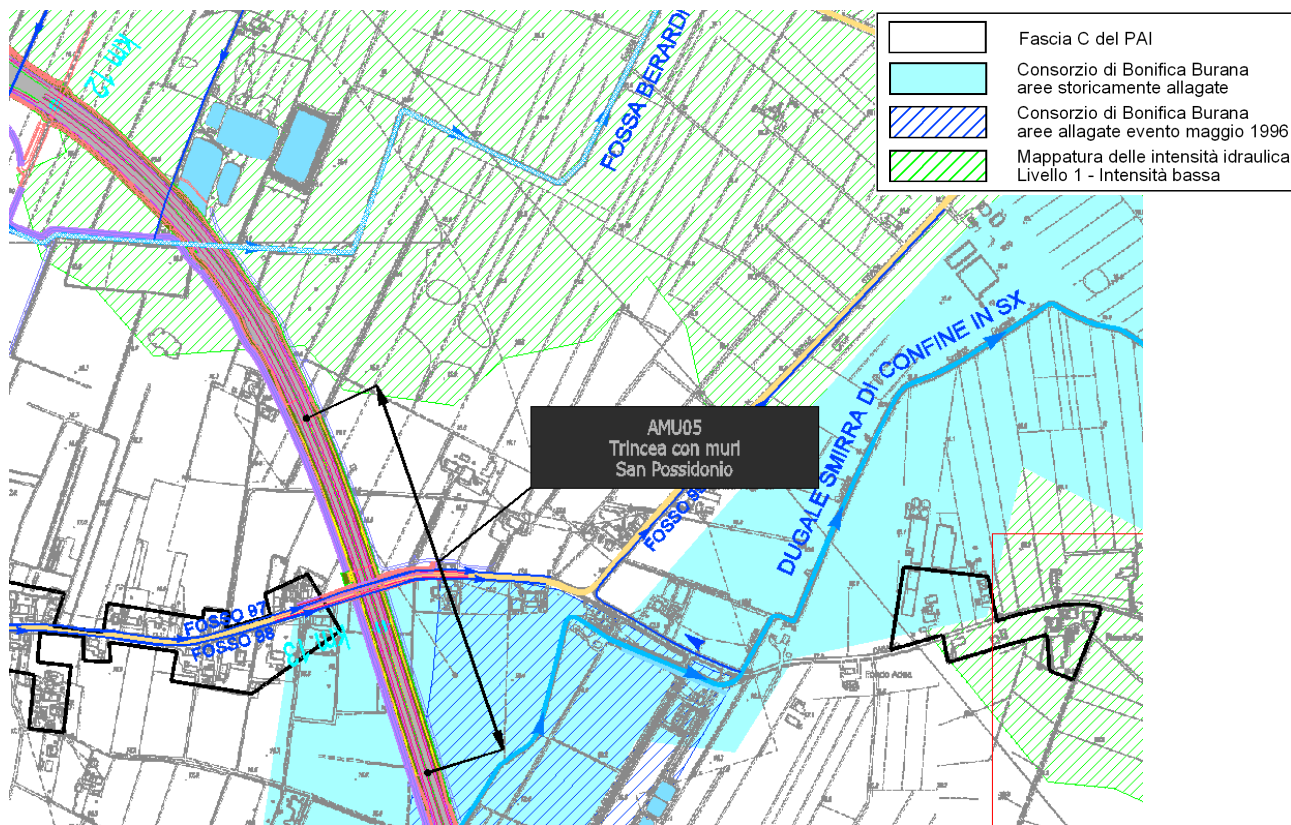
**FIGURA 4-4: AREE STORICAMENTE ALLAGATE IN COMUNE DI SAN POSSIDONIO**

Lo stesso Consorzio di Bonifica della Burana nell'ambito della Conferenza dei Servizi sul preliminare, ricordava, anche attraverso dettagliate mappe, le rotte sia del Secchia che del Panaro accadute il secolo scorso. A fronte di queste problematiche l'allora Magistrato per il Po oggi AIPO ha realizzato numerosi ed importanti interventi di presidio idraulico quali le casse di espansione del Secchia e del Panaro, entrambe a monte del tracciato autostradale. Il rischio quindi si è ridotto ma certamente non azzerato. Tanto è che la stessa AIPO ha in programma il potenziamento delle casse di espansione del Secchia oltre che in alcuni tratti sistemazioni arginali. Il progetto definitivo in oggetto si è quindi mosso in considerazione di queste problematiche, ed ha affrontato le dimensioni dei singoli presidi in maniera pragmatica, rimandando nelle fase successive della progettazione una migliore interpretazione delle stesse anche con l'ausilio di modellazione bidimensionale.



**FIGURA 4-5 INDIVIDUAZIONE DEI TRATTI MAGGIOR CRITICITÀ IDRAULICA (DA PROTEZIONE CIVILE PROVINCIA DI MODENA – DICEMBRE 2006)**

Lo Studio condotto dall’Autorità di Bacino del Fiume Po dimostra invece che, in caso di rottura arginale del Fiume PO, esiste un’intensità bassa di allagamento nella parte più settentrionale dell’infrastruttura stradale (retino di colore verde).

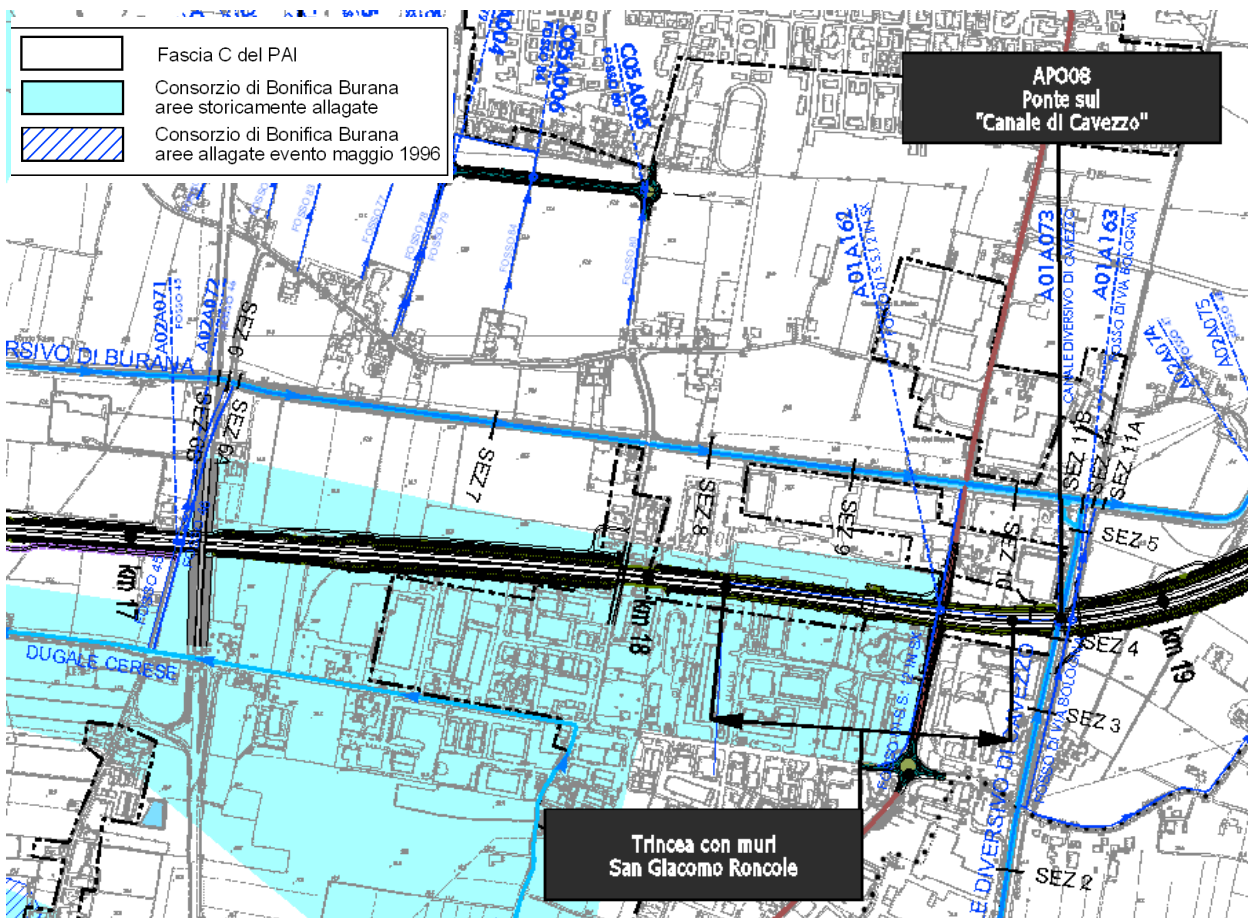


**FIGURA 4-6 MAPPATURA DELL’INTENSITÀ IDRAULICA DEL FIUME PO – SETTEMBRE 2005**



In fine grazie al prezioso contributo del CONSORZIO DI BONIFICA BURANA sono state individuate ulteriori criticità di allagamento dovute alla fuoriuscite di acqua dai canali limitrofi all'infrastruttura in oggetto.

In particolar modo sono presenti aree storicamente allagate in corrispondenza del Dugale Smirra di confine di Sinistra, del Ramedello e del Sabbioncello dove per quest'ultimo si sono verificati importanti fenomeni di sifonamento.



**FIGURA 4-7: AREE STORICAMENTE ALLAGATE IN LOCALITA' SAN GIACOMO RONCOLE**

## 5. MODELLI UTILIZZATI

---

La stima dei principali parametri idraulici funzionali alla progettazione definitiva è stata ottenuta con l'ausilio di diverse procedure modellistiche. La prima è il calcolare del deflusso delle acque attraverso una procedura di trasformazione afflussi/deflussi partendo proprio dalle piogge, nota la composizione pedolitologica del terreno. La seconda procedura modellistica punta invece sulla propagazione dell'onda di piena attraverso un approccio idrodinamico, infine le dinamiche di infiltrazione è stata calcolata attraverso l'impiego del modello SEEP/W della Geo-Slope, un software agli elementi finiti per l'analisi della filtrazione e delle spinte dovute alle pressioni nei mezzi porosi.

### 5.1. IL MODELLO IDROLOGICO

---

Il modello dinamico **SWMM (Storm Water Management Model)**, sviluppato e aggiornato dall'agenzia federale statunitense per la protezione dell'ambiente U.S. E.P.A, descrive quantitativamente la trasformazione delle piogge in deflussi superficiali sulla superficie di un bacino imbrifero ed in correnti idriche che confluiscono e si propagano lungo i collettori.

Matematicamente il processo è rappresentato dalla soluzione di un sistema di equazioni differenziali che governano il bilancio della massa liquida (equazione di continuità) e della corrispondente energia meccanica (equazione del moto) tanto per il deflusso che si sviluppa come lama d'acqua fluente sulla superficie di una area elementare per effetto della saturazione del suolo e del superamento della sua capacità di infiltrazione, quanto del deflusso che si sviluppa come corrente essenzialmente monodimensionale in ciascuno dei tronchi elementari costituenti i collettori drenanti. Oltre tali equazioni differenziali, il modello impone contemporaneamente, attraverso ulteriori equazioni, le condizioni al contorno, ed in particolare l'identità del livello in tutti gli estremi di canali che connettono lo stesso nodo, il legame tra livello raggiunto nei nodi, dimensione fisica delle confluenze e livelli idrici nei canali riceventi.

Le condizioni iniziali nel reticolo vengono invece calcolate sulla base delle condizioni al contorno che riguardano i riceventi e della portata iniziale in ogni condotto.

Per quanto riguarda il deflusso di superficie, il programma considera ogni area elementare utilizzata per la schematizzazione dell'intero bacino come un serbatoio non lineare con un singolo ingresso che rappresenta le precipitazioni, e con più uscite che rappresentano rispettivamente l'infiltrazione, l'evaporazione ed il deflusso superficiale. È quest'ultima la componente maggiormente rappresentativa nel caso presente.

La capacità del serbatoio non lineare rappresenta la capacità massima d'accumulo sulle superfici del bacino, fornita principalmente dai micro e macro avvallamenti delle superfici e dal velo d'acqua presente sulle superfici bagnate, d'altezza variabile durante l'evento di pioggia.

Nella logica del modello il deflusso superficiale ha inizio solo quando il volume d'acqua nel serbatoio supera la capacità d'accumulo superficiale, mentre l'infiltrazione (solo nella porzione permeabile della superficie) e l'evaporazione riducono continuamente il volume d'acqua accumulato nel serbatoio. L'infiltrazione viene modellata secondo il metodo CN del Soil Conservation Service (USA). Nei casi in cui l'infiltrazione e l'evaporazione risultino potenzialmente superiori alla precipitazione, il deflusso risulta ovviamente nullo. E' presente anche la componente di deflusso ipodermico e di base, derivante dalla schematizzazione della regione sotterranea come due serbatoi non lineari interconnessi; tale elemento, introdotto quando si dispone di osservazioni in continuo delle piogge, può simulare anche gli scambi idrici fra falda freatica e corso d'acqua, ma riveste una importanza trascurabile nella simulazione di singoli eventi di piena, come quelli analizzati in questo studio, perché i tempi di risposta dei due serbatoi sotterranei eccedono largamente quelli del ruscellamento superficiale, fornendo un contributo al deflusso totale che diviene significativo solo in regime fluviale di morbida e magra.

Il processo appena descritto, elaborato dal modulo RUNOFF del programma, viene ripetuto per ogni area elementare schematizzata, e per ogni passo temporale in cui è necessario discretizzare l'intervallo di tempo durante il quale interessa simulare la trasformazione afflussi-deflussi e la propagazione della conseguente piena lungo il sistema drenante, tenendo conto delle confluenze secondo la struttura topologica della rete di scolo.

Il modulo RUNOFF è stato sviluppato per simulare sia la quantità che la qualità dei flussi in un bacino di drenaggio ed il loro propagarsi nelle condotte della rete. Assegnatogli uno ietogramma, il programma schematizza il bacino con una combinazione di sottobacini e di condotte e/o canali ideali, e procede a svolgere un'esauriva analisi (neve disciolta, perdite da infiltrazione nelle aree pervie, ritenzione superficiale, flusso sul terreno e nelle condotte e/o canali), che permette di determinare gli idrogrammi ed i pollutogrammi nei vari nodi. Nello studio in questione si è analizzato il problema idrico solamente dal punto di vista quantitativo, non da quello qualitativo.

### **5.1.1. Evaporazione**

L'evaporazione può essere inserita nel modulo RUNOFF sia direttamente, tramite una altezza cumulata per ciascun mese, sia a partire dalla serie temporale delle temperature.

L'evaporazione è sottratta all'altezza di pioggia caduta e/o acqua stagnante prima di calcolare l'infiltrazione e lo scorrimento superficiale. Il valore della precipitazione che il programma considera è quindi sempre quello netto a cui sono già state sottratte le perdite di evaporazione.

Sebbene nel modulo RUNOFF evaporazione e infiltrazione siano sommate per formare un unico valore di perdita per i calcoli nei sottobacini, totali separati sono mantenuti nel controllo generale della continuità.

### **5.1.2. Infiltrazione**

Per l'infiltrazione nelle aree pervie SWMM consente di scegliere tra 3 modelli: Horton, Green-Ampt e Curve

Number. Il modello empirico di Horton è frequentemente utilizzato. Molti idrologi hanno una “sensibilità” per i tre parametri richiesti, nonostante la documentazione al riguardo sia molto scarsa. Sebbene nella sua formulazione classica l’equazione possa essere utilizzata solo qualora l’intensità di precipitazione ecceda la capacità di infiltrazione, le modifiche apportate in SWMM al modello permettono di superare questa deficienza.

Alternativamente l’equazione di Green-Ampt è un modello fisico che può consentire una buona descrizione del processo di infiltrazione. Nella formulazione di Mein-Larson il modello può anche essere applicato in caso di intensità di precipitazione inferiore alla capacità di infiltrazione all’inizio dell’intervallo temporale.

### 5.1.3. Propagazione del flusso superficiale

Il modulo RUNOFF rappresenta l’inizio della generazione del flusso in SWMM. Ciascun sottobacino viene suddiviso in tre sottoaree che simulano le aree impermeabili, con e senza depressioni superficiali, e l’area permeabile, con depressioni superficiali. La profondità delle depressioni superficiali è un dato di input (parametro denominato WSTORE) per le aree impermeabili e permeabili di ciascun sottobacino.

Il flusso superficiale è generato da ciascuna delle tre aree approssimandole a serbatoi non-lineari, ai quali non viene assegnata alcuna forma specifica. Tuttavia, se la larghezza del sottobacino,  $W$ , è considerata come vera larghezza del flusso superficiale, allora l’area si comporterà come un bacino rettangolare. Altrimenti, la larghezza (come anche la pendenza e la scabrezza) possono essere considerati come parametri di calibrazione. Il serbatoio non-lineare è definito combinando l’equazione di continuità con quella di Manning.

L’equazione di continuità, applicata a ciascuna sottoarea:

$$\frac{dV}{dt} = A \frac{dd}{dt} = Ai^* - Q$$

dove  $V = A \cdot d$  = volume di acqua nella sottoarea,  $m^3$

$d$  = altezza della lama d’acqua,  $m$ ,

$t$  = tempo,  $s$ ,

$A$  = area del sottobacino,  $m^2$

$i^*$  = eccedenza di precipitazione = intensità di precipitazione /neve disciolta meno tasso di evaporazione e/o infiltrazione( $m/s$ ),

$Q$  = velocità del flusso,  $m^2/s$ ,

si coniuga con l’equazione di Manning per il flusso:

$$Q = W \frac{1.49}{n} (d - d_p)^{5/3} S^{1/2}$$

dove  $W$  = larghezza del sottobacino, m,  
 $n$  = coefficiente di scabrezza di Manning,  
 $d$  = altezza della lama d'acqua, m,  
 $S$  = pendenza del sottobacino, m/m.

Queste due equazioni sono combinate in una equazione differenziale non lineare, che può essere risolta rispetto ad un'incognita, l'altezza,  $d$ .

$$\frac{dd}{dt} = i^* - \frac{1.49 \cdot W}{A \cdot n} \cdot (d - d_p)^{5/3} S^{1/2} = i^* + WCON \cdot (d - d_p)^{5/3}$$

dove:

$$WCON = \frac{1.49 \cdot W \cdot S^{1/2}}{A \cdot n}$$

Si noti il raggruppamento della larghezza, pendenza e scabrezza in un unico parametro.

L'equazione  $dd/dt$  è risolta per ciascun intervallo temporale con un semplice schema alle differenze finite. A questo scopo, nel lato destro dell'equazione si deve considerare il flusso medio netto in ingresso ed in uscita nell'intervallo di tempo. L'intensità di precipitazione,  $i^*$ , è considerata nel programma come media nell'intervallo di tempo. Il flusso medio è approssimato calcolandolo come media tra le vecchie e le nuove altezze. Quindi, denotando coi pedici 1 e 2 rispettivamente l'inizio e la fine dell'intervallo temporale, l'equazione si approssima:

$$\frac{d_2 - d_1}{\Delta t} = i^* + WCON \cdot \left[ d_1 + \frac{1}{2}(d_2 - d_1) - d_p \right]^{5/3}$$

dove  $\Delta t$  = intervallo di tempo, (s).

Questa equazione è poi risolta in  $d_2$  usando un'iterazione di Newton-Raphson.

Dato  $d_2$ , il flusso istantaneo alla fine dell'intervallo temporale,  $WFLOW$  è calcolato tramite l'equazione di Manning. Il flusso in uscita istantaneo è anche il valore del flusso che viene trasferito ai successivi moduli di SWMM.

Nonostante la soluzione dell'equazione alle differenze finite sia immediata e semplice, delle peculiarità esistono nel modo in cui alcuni parametri per le singole sottoaree (A1, A2 e A3) vengono specificate. In particolare, solo due valori di  $WCON$  sono calcolati, uno per l'area permeabile ed uno per l'intera area impermeabile. Così, per il calcolo delle altezze nelle sottoaree impermeabili A1 e A3 si utilizza il medesimo  $WCON$ , ottenuto utilizzando l'area impermeabile totale. Tuttavia, il flusso istantaneo è calcolato usando l'area individuale di ciascuna sottoarea (ad esempio A1 o A3). L'influenza netta per le sottoaree A1 e A3 è ottenuta riducendo le larghezze in proporzione a  $A1/(A1+A3)$  o  $A3/(A1+A3)$ . Test numerici di questo schema confrontati con uno che utilizza aree individuali (con larghezze proporzionali) nel parametro  $WCON$ , indicano

che si ha un risultato che può essere ritenuto soddisfacente.

Prima di eseguire questi calcoli, il programma verifica se le perdite sono maggiori dell'altezza della precipitazione più le riserve di acqua. In tal caso, le perdite (evaporazione più infiltrazione) assorbono tutta l'acqua ed il flusso è nullo. Similmente, se le perdite da sole sono sufficienti ad abbassare il livello dell'acqua al di sotto delle depressioni superficiali, la nuova altezza è calcolata solo su questa base ed il deflusso è nullo.

Lo schema computazionale si è dimostrato abbastanza stabile. L'unico caso in cui si verificano problemi di non-convergenza (oppure un tentativo di calcolare un'altezza negativa) è quando le sottoaree sono molto piccole (pochi metri quadrati) unite a intervalli temporali molto grandi (ad esempio dieci minuti). Qualora il programma segnali un messaggio di non convergenza, normalmente si può eliminare il problema aumentando l'area in questione o riducendo l'intervallo temporale.

La propagazione dei flussi generati è stabilita separatamente per ciascuna delle tre sottoaree del sottobacino.

Il flusso superficiale è calcolato come il prodotto della velocità per altezza e larghezza, (dall'equazione di Manning (3.2) basata sulla differenza tra l'altezza totale e le depressioni superficiali).

Si noti che larghezza, pendenza e coefficiente di scabrezza di Manning sono combinati in unico parametro. Così, cambiamenti equivalenti possono essere apportati alterando uno qualsiasi dei tre parametri. Si noti anche che la larghezza e la pendenza sono uguali per le aree permeabili ed impermeabili. Il coefficiente di scabrezza di Manning e l'area relativa sono gli unici parametri disponibili per il modellatore per caratterizzare il contributo delle aree permeabili ed impermeabili nell'idrogramma di uscita.

I flussi calcolati nel modulo RUNOFF e trasferiti ai moduli successivi sono valori istantanei al tempo finale dell'intervallo.

#### **5.1.4. I flussi sotterranei**

La componente sotterranea simula due zone – una superiore (insatura) ed una inferiore (satura). Il flusso dalla zona insatura a quella satura è regolata da un'equazione di percolazione nella quale i parametri possono essere sia stimati che calibrati, in base alla disponibilità dei dati. L'unico flusso in entrata è l'infiltrazione calcolata dal modulo RUNOFF. L'evapotraspirazione nella zona superiore risulta l'unica causa di perdite nella zona insatura. Perdite e deflusso dalla zona inferiore possono avvenire tramite percolazione profonda, evapotraspirazione, e scorrimento sotterraneo. Il flusso sotterraneo è una funzione della tavola d'acqua ed eventualmente dell'altezza dell'acqua nel corso d'acqua di drenaggio.

Lo scorrimento sotterraneo rappresenta il flusso laterale dalla zona satura al corso d'acqua ricevente. L'equazione del flusso assume la seguente formula generale:

$$GWFLW = A1 \cdot (D1-BC)B1 - TWBC + A3 \cdot D1 \cdot BC$$

e

$$TWFLW = A2 \cdot (TW-BC) B2$$

dove GWFLW = velocità del flusso sotterraneo all'inizio dell'intervallo temporale (per area del sottobacino)

TWFLW = influenza della velocità del flusso dell'acqua del corso d'acqua all'inizio dell'intervallo temporale (per area del sottobacino),

A1, A2, A3 = coefficienti di influenza del flusso sotterraneo e del corso d'acqua,

B1, B2 = esponenti di influenza del flusso sotterraneo e dell'acqua nel corso d'acqua,

D1 = altezza della zona inferiore all'inizio dell'intervallo temporale,

BC = altezza del fondo del corso d'acqua,

TW = altezza dell'acqua nel corso d'acqua.

Se D1 è minore di BC o TW, GWFLW è posto uguale a zero. Inoltre se TW = BC e B2 = 0, allora la forma indeterminata zero elevato a zero è posta uguale a uno dal programma.

Poiché il flusso sotterraneo può avere notevoli dimensioni, un flusso medio è calcolato iterativamente ad ogni intervallo temporale. I flussi sotterranei possono essere indirizzati a qualsiasi nodo del reticolo drenante o a qualsiasi tratto fluviale, permettendo di isolare i vari componenti dell'idrogramma totale. Quindi il flusso sotterraneo non deve necessariamente essere indirizzato alla stessa destinazione del flusso superficiale di ogni sottobacino. L'influsso dell'acqua nel corso d'acqua sul flusso sotterraneo può essere trattato in due modi distinti. La prima opzione prevede che l'altezza dell'acqua nel corso d'acqua, TW, risulti una costante maggiore od uguale al valore dell'altezza del fondo del corso d'acqua, BC, e che A2, B2 e/o A3 abbiano valori maggiori di zero. La scelta di questo metodo equivale a specificare una influenza media dell'acqua nel corso d'acqua per tutto lo scorrimento da usare per ciascun intervallo temporale. La seconda opzione fissa l'altezza dell'acqua nel canale o fiume, TW, uguale al reale valore del tirante nel tratto considerato. Per questa impostazione, il flusso sotterraneo deve essere indirizzato ad un corso d'acqua e non ad un nodo. L'altezza idrica nel corso d'acqua (TW-BC) è poi determinata per ogni intervallo temporale come l'altezza al precedente intervallo temporale. L'altezza all'inizio dell'intervallo temporale deve essere utilizzato per evitare iterazioni complesse e lunghe nella combinazione con l'equazione della portata del corso d'acqua. A causa di questo compromesso, l'acqua sotterranea può "pulsare" all'oscillare di D1 appena sopra e sotto di TW. Questa pulsazione può introdurre errori nella continuità ed, ovviamente, non è rappresentativa del sistema reale. Intervalli temporali più corti e canali più larghi o meno pendenti (riducendo così la risposta del corso d'acqua) possono essere utilizzati per ridurre le pulsazioni. Infine, la selezione di A1, B1, A2, B2, e A3 deve essere fatta con cautela affinché GWFLW non diventi negativo. Nonostante questo possa accadere nel sistema reale, indicando un ricaricamento dal corso d'acqua, non esiste attualmente modo per rappresentare questo flusso contrario e sottrarlo dal corso d'acqua. Un modo per eludere questo è rendere A1 più grande o uguale ad A2 e B1 più grande o uguale a B2, e B3 uguale a zero.

## 5.2. IL MODELLO PER LA PROPAGAZIONE DELL'ONDA DI PIENA

---

L'analisi idraulica è stata condotta mediante modellazione numerica dei canali, dove la ricostruzione in formato digitale delle rispettive morfologie dell'alveo, delle eventuali arginature e delle aree limitrofe si è basata sia sul rilievo topografico realizzato appositamente nell'ambito del presente progetto definitivo, che sui rilievi effettuati nel 2008 per il progetto preliminare.

Il confronto tra le dinamiche idrauliche nello stato di fatto ed in quello di progetto, che prevede la realizzazione del tracciato stradale e delle relative opere accessorie, ha consentito di evidenziare sia il funzionamento attuale dei corsi d'acqua, sia l'influenza sugli stessi apportata dall'infrastruttura in esame. Tali influenze si riconducono soprattutto in termini di alterazioni dei profili di rigurgito e di velocità della corrente, mentre dalla prima parte delle analisi modellistiche si desumono i vincoli geometrici che le opere di attraversamento devono rispettare in termini di sezione di deflusso del manufatto.

Il modello adottato per le simulazioni matematiche effettuate, integra numericamente le equazioni differenziali del moto vario per correnti monodimensionali gradualmente variate. L'ipotesi di monodimensionalità è ampiamente giustificata nella grande maggioranza dei tratti dei corsi analoghi a quelli in esame; essa risulta poco corretta solo in corrispondenza di brusche variazioni nella geometria della sezione liquida trasversale, ma in tali circostanze il raffittimento del rilievo geometrico limita le possibili fonti di imprecisione.

Il modello utilizzato, è **HEC-RAS River Analysis System, elaborato dall'Hydrologic Engineering Center dell' US Army Corps of Engineers degli U.S.A. (versione 4.1.0).**

Si tratta di uno strumento d'applicabilità molto ampia, largamente utilizzato presso Enti Pubblici e Privati negli Stati Uniti e in oltre 40 nazioni, ed ormai adottato anche da molti Enti Pubblici Italiani.

Il modello è stato progettato per contenere vari moduli di analisi idraulica monodimensionale: analisi di moto permanente, analisi del moto vario, analisi del trasporto solido in letto mobile. Tra le diverse componenti quella utilizzata nel presente studio consiste nell'algoritmo di calcolo idraulico per la determinazione delle variazioni della portata, della velocità, della larghezza del pelo libero della corrente e di altre caratteristiche idrauliche del moto durante la propagazione verso valle della corrente idrica di portata nota, per effetto della capacità di laminazione naturale dell'alveo, della sua resistenza d'attrito, della presenza di opere interagenti con la corrente (ponti e traverse).

Il modello, calcola i profili di moto vario per corsi d'acqua monodimensionali in regime di corrente lenta, veloce o mista. Il programma, è in grado di calcolare e gestire i profili per una rete di canali naturali o artificiali in un sistema ad albero od a singolo ramo. Le relazioni fondamentali della formulazione matematica sono le equazioni dei moti permanenti nell'espressione classica dell'equazione monodimensionale dell'energia secondo Manning. Le perdite valutate sono quelle d'attrito (secondo Manning), valutate per le diverse parti della sezione trasversale (canale centrale, sponde laterali, golene e



parti di golene), e quelle causate dalla contrazione o espansione delle sezioni (tramite un coefficiente che moltiplica la variazione dell'altezza cinetica). L'equazione della quantità di moto è utilizzata nei punti dove il profilo del pelo libero subisce brusche variazioni ovvero in regime misto nel passaggio da corrente veloce a corrente lenta oppure, in corrispondenza di ponti, traverse e sottopassi o alla confluenza di più rami di una rete.

Il modello richiede, oltre alla geometria generale del corso d'acqua, profili e sezioni trasversali, i dati di portata in ingresso nella prima sezione di monte ed, eventualmente in tutte le sezioni dove sono disponibili dati di portata, ed infine le condizioni al contorno dipendenti dal regime di moto della corrente.

L'equazione generale dell'energia è la seguente:

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

dove:

- $Y_1, Y_2$  altezza idrometrica nella sezione 1 e 2,
- $Z_1, Z_2$  quota del fondo alveo nelle sezioni 1 e 2,
- $V_1, V_2$  velocità medie (portata totale/area bagnata) nelle sezioni 1 e 2,
- $\alpha_1, \alpha_2$  coefficienti di velocità,
- $h_e$  perdita di carico nel tratto 1-2.

La perdita di carico tra due sezioni trasversali è calcolata come somma delle perdite distribuite per attrito e di quelle concentrate per effetto di contrazioni o allargamenti bruschi di sezione secondo l'equazione:

$$h_e = LS_f + C \left( \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

dove:

- L distanza pesata, in funzione della portata, tra le due sezioni trasversali 1 e 2,
- $S_f$  pendenza motrice tra le sezioni 1 e 2,
- C coefficiente di perdita di carico per contrazione o allargamento di sezione.

La pendenza d'attrito  $S_f$  è valutata secondo l'espressione di Manning:

$$S_f = n^2 Q|Q| / (A^2 R^{4/3})$$

dove n è il coefficiente di resistenza di Manning (che vale anche  $n=1/c$  con c di Gauckler-Strickler) ed R è il raggio idraulico.

L'equazione differenziale del moto viene integrata per via numerica, attraverso un insieme di fasi iterative che vengono ripetute più volte per affinarne la risoluzione; per la determinazione dei profili è quindi necessario fornire le condizioni iniziali di portata in ingresso e le condizioni al contorno in funzione del

regime di moto.

La procedura di calcolo per la determinazione del profilo idraulico per portata assegnata, richiede i seguenti dati:

- descrizione completa del tronco fluviale, costituita dalla rappresentazione geometrica delle sezioni di rilievo trasversali e relativo loro posizionamento plano-altimetrico;
- descrizione geometrica di opere trasversali (ponti e relativi rilevati di accesso, tombini scatoari, traverse fluviali, soglie di fondo, briglie etc.) e/o longitudinali in alveo;
- caratterizzazione della resistenza al moto in alveo e golene mediante la definizione del coefficiente di scabrezza di Manning;
- definizione dei coefficienti di contrazione/espansione, per effetto di perturbazioni offerte al moto da parte di opere trasversali presenti in alveo;
- definizione del tipo di moto (corrente lenta o veloce) nel tronco fluviale;
- condizione al contorno di partenza del calcolo del profilo secondo tre possibili metodologie:
- introduzione di una altezza d'acqua nota di valle o di monte, a seconda che il moto avvenga in corrente lenta o veloce,
- calcolo eseguito a partire dall'altezza critica,
- calcolo eseguito a partire dalla pendenza di fondo alveo.

Il calcolo del rigurgito prodotto dagli attraversamenti viene eseguito secondo diversi metodi :

- Equazione di Yarnell;
- Metodo di conservazione della quantità di moto.

### **5.3. MODELLO DI INFILTRAZIONE NEL CORPO ARGINALE PER EVITARE IL SIFONAMENTO**

Per effettuare le simulazioni dei processi di filtrazione è stato impiegato il modello SEEP/W della Geo-Slope, un software agli elementi finiti per l'analisi della filtrazione e delle spinte dovute alle pressioni nei mezzi porosi, sia in condizioni sature che insature, in modalità permanente o, come nel presente caso, variabili nel tempo: in aggiunta alle tradizionali analisi in moto uniforme in campo saturo le formule che SEEP/W utilizza rendono possibile analizzare la filtrazione come funzione del tempo e studiare problemi come quello dell'infiltrazione delle precipitazioni, dei processi di riempimento e svuotamento di bacini di invaso o, come nel caso in esame, del transito di un onda di piena all'interno di un corso d'acqua e delle aree golenali adiacenti.

Al fine dell'impostazione della modellazione geotecnica necessaria per effettuare le simulazioni, ci si è riferiti all'insieme di prove geologiche e geotecniche effettuate lungo le varie fasi progettuali, con particolare riferimento alle indagini svolte proprio nel corso della presente progettazione e riportate negli specifici elaborati.

In particolare, le indicazioni fondamentali sono state ricavate dalle stratigrafie e dai livelli di falda risultanti dalle indagini in situ e dalle caratteristiche geotecniche dei diversi materiali evidenziate dalle prove di laboratorio.

Il codice di calcolo è formulato basandosi sulla classica equazione di flusso all'interno di mezzi saturi e insaturi secondo la legge di Darcy, secondo la quale:

$$q = ki$$

dove

$q$  è la portata specifica;

$k$  è la conducibilità idraulica;

$i$  è il gradiente del carico idraulico totale.

L'equazione differenziale che governa il moto di filtrazione di natura bidimensionale può essere espresso come:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t}$$

dove

$H$  è il carico idraulico totale;

$k_x$  è la conducibilità idraulica nella direzione orizzontale;

$k_y$  è la conducibilità idraulica nella direzione verticale;

$Q$  è la condizione di flusso al contorno;

$\theta$  è il contenuto volumetrico d'acqua;

$t$  è il tempo.

L'analisi è stata effettuata in regime transitorio, in modo da poter osservare gli incrementi nel tempo delle diverse grandezze caratteristiche del moto di filtrazione e di poter definire il flusso sotterraneo in condizioni di transito dinamico dell'onda di piena.

## 6. ANALISI IDROLOGICHE

Lo studio idrologico ha previsto l'indagine sul regime delle piogge di breve durata e forte intensità per diversi Tempi di Ritorno, in tutti i pluviometri situati nelle vicinanze del tratto autostradale, finalizzata alla definizione delle curve di possibilità pluviometrica.

### 6.1. INDAGINI PLUVIOMETRICHE ED IDROMETRICHE

L'area presa a riferimento, caratterizzata da omogeneità idrologica, è quella compresa tra la via Emilia ed il Fiume Po lungo l'orientamento nord-sud e tra Parma e Ferrara lungo l'orientamento ovest-est; si tratta di un'area estesa, ma che presenta omogeneità climatica essendo tutta appartenente alla Pianura Padana a sud del Po e tutta limitata a sud dalla catena appenninica che la separa dai regimi climatici tirrenici.

Nell'ambito dello studio sono state prese in esamenumerose stazioni pluviometriche, ricadenti all'interno dell'intera area afferente al progetto dell'Autostrada Regionale Cispadana e delle Viabilità di Adduzione.

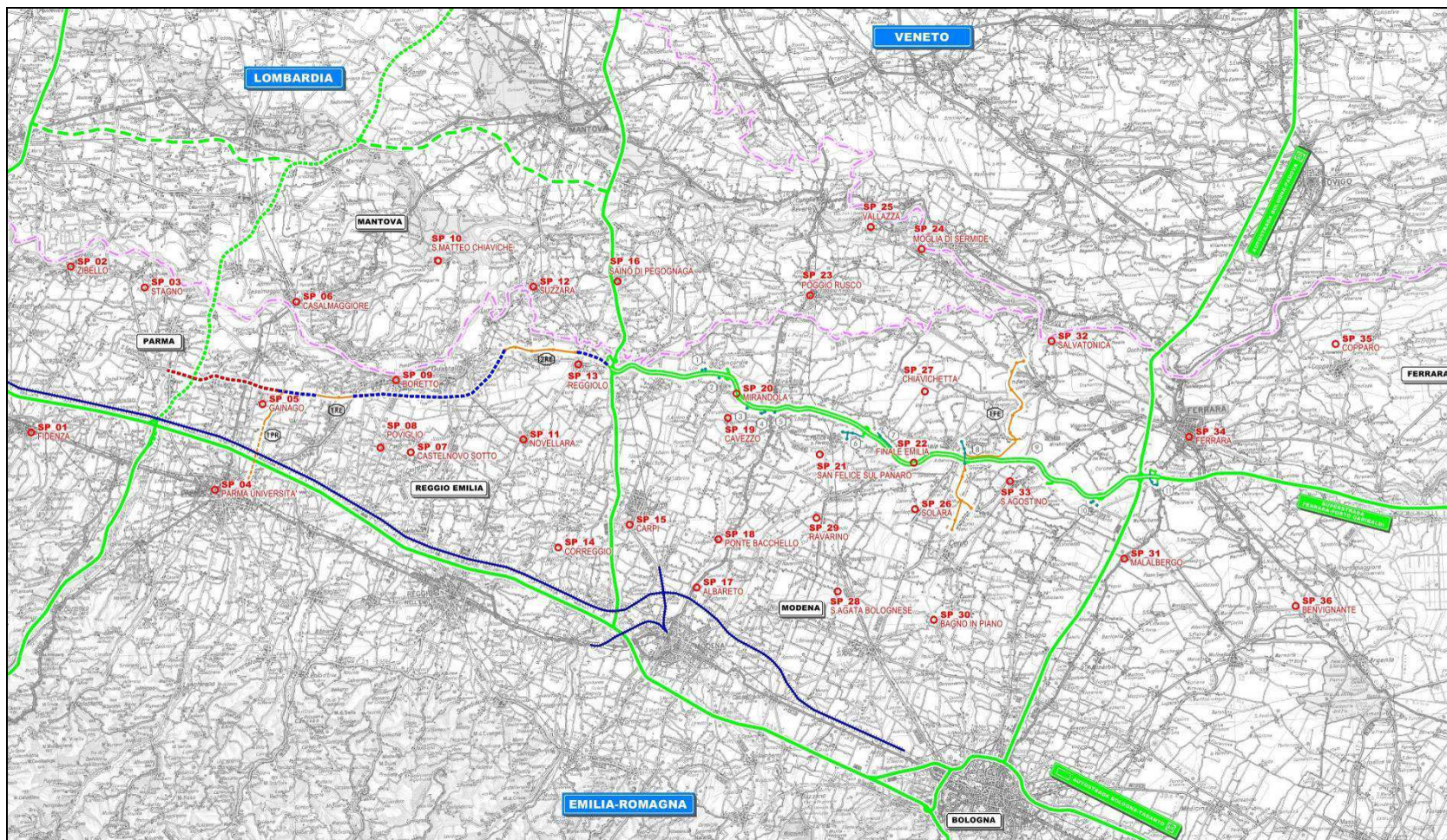
Per tali stazioni sono stati preliminarmente rilevati i valori di pioggia caratteristici; successivamente sono state scelte le stazioni maggiormente rappresentative per singolo areale sotteso e soprattutto dotate di un numero sufficiente di dati per determinare le curve di possibilità pluviometriche. Nonostante l'omogeneità idrologica, sono state determinate curve di possibilità pluviometriche nell'intorno del corridoio autostradale, con ragguaglio all'area attraverso il metodo dei topoi e quindi con discretizzazione su tratti di 4 km a variabilità ovest-est.

**TABELLA 6-1: STAZIONI PLUVIOMETRICHE UFFICIALI RICADENTI ALL'INTERNO DELL'AREA DI STUDIO**

CODICE	STAZIONE	GESTIONE	LOCALITA	COMUNE	PROV.	X_Gauss_Bo	Y_Gauss_Bo	STRUMENTO	BACINO
SP_01	FIDENZA	ARPA Emilia-Romagna	Coduro - via Vittorio Veneto	Fidenza	(PR)	1584484.25	4967975.19	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Taro
SP_02	ZIBELLO	ARPA Emilia-Romagna	Ardola	Zibello	(PR)	1588670.48	4985548.15	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Taro
SP_03	STAGNO	ARPA Emilia-Romagna	Stagno	Roccabianca	(PR)	1596501.68	4983327.25	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Taro
SP_04	PARMA UNIVERSITA'	ARPA Emilia-Romagna	via Strela	Parma	(PR)	1603936.61	4961898.84	Pr: pluviometro registratore	Parma
SP_05	GAINAGO	ARPA Emilia-Romagna	Gainago	S.Polo Torrile	(PR)	1608983.67	4970975.01	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Parma
SP_06	CASALMAGGIO RE	ARPA Lombardia	via Volta	Casalmaggiore	(CR)	1612566.00	4981813.00	Pr: pluviometro registratore	Oglio-Adda

CODICE	STAZIONE	GESTIONE	LOCALITA	COMUNE	PROV.	X_Gauss_Bo	Y_Gauss_Bo	STRUMENTO	BACINO
SP_07	CASTELNOVO SOTTO	ARPA Emilia-Romagna	Castelnovo Sotto	Castelnovo S.	(RE)	1624687.44	4965868.82	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Enza e Crostolo
SP_08	POVIGLIO	ARPA Emilia-Romagna	Poviglio	Poviglio	(RE)	1621481.57	4966353.40	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Enza e Crostolo
SP_09	BORETTO	ARPA Emilia-Romagna	Boretto	Boretto	(RE)	1623122.84	4973513.31	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Enza e Crostolo
SP_10	S.MATTEO CHIAVICHE	ARPA Lombardia	S.Matteo	S.Matteo	(MN)	1627572.00	4986175.00	Pr: pluviometro registratore	Oglio
SP_11	NOVELLARA	ARPA Emilia-Romagna	Sirona	Novellara	(RE)	1636617.00	4967230.00	P: pluviometro comune	Pianura fra Crostolo e Secchia
SP_12	SUZZARA	ARPA Emilia-Romagna	Suzzara	Suzzara	(MN)	1637661.59	4983413.36	P: pluviometro comune	Pianura fra Crostolo e Secchia
SP_13	REGGIOLO	ARPA Emilia-Romagna	Reggiolo	Reggiolo	(RE)	1642437.31	4975183.96	P: pluviometro comune	Pianura fra Crostolo e Secchia
SP_14	CORREGGIO	ARPA Emilia-Romagna	Correggio	Correggio	(RE)	1640303.01	4955778.57	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Crostolo e Secchia
SP_15	CARPI	ARPA Emilia-Romagna	Carpi	Carpi	(MO)	1647876.65	4958203.44	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Crostolo e Secchia
SP_16	SAINO DI PEGOGNAGA	ARPA Emilia-Romagna	Pegognaga	Pegognaga	(MN)	1646582.80	4983981.05	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Crostolo e Secchia
SP_17	ALBARETO	ARPA Emilia-Romagna	Albareto	Modena	(MO)	1654961.78	4951545.41	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_18	PONTE BACCHELLO	ARPA Emilia-Romagna	Sorbara	Soliera	(MO)	1657265.94	4956647.57	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_19	CAVEZZO	ARPA Emilia-Romagna	Cavezzo	Cavezzo	(MO)	1658264.15	4969509.25	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_20	MIRANDOLA	ARPA Emilia-Romagna	Mirandola	Mirandola	(MO)	1659177.35	4972096.84	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_21	SAN FELICE SUL PANARO	ARPA Emilia-Romagna	San Felice sul Panaro	San Felice sul Panaro	(MO)	1667997.20	4965645.81	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_22	FINALE EMILIA	ARPA Emilia-Romagna	Finale Emilia	Finale Emilia	(MO)	1677956.10	4964765.86	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_23	POGGIO RUSCO	ARPA Emilia-Romagna	Poggio Rusco	Poggio Rusco	(MO)	1666969.06	4982502.19	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro

CODICE	STAZIONE	GESTIONE	LOCALITA	COMUNE	PROV_	X_Gauss_Bo	Y_Gauss_Bo	STRUMENTO	BACINO
SP_24	MOGLIA DI SERMIDE	ARPA Emilia- Romagna	Moglia	Sermide	(MN)	1678789.00	4987404.00	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_25	VALLAZZA	ARPA Emilia- Romagna	Carbonara	Carbonara di Po	(MN)	1673397.21	4989740.87	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_26	SOLARA	ARPA Emilia- Romagna	Solara	Bomporto	(MO)	1678092.35	4959846.84	Pr: pluviometro registratore	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_27	CHIAVICHETTA	ARPA Emilia- Romagna	Viarovere	Finale Emilia	(MO)	1679132.95	4972314.56	P: pluviometro comune	Pianura fra Secchia e Panaro
SP_28	S.AGATA BOLOGNESE	ARPA Emilia- Romagna	Crevalcore	Sant'Agata B.	(BO)	1669894.62	4951127.56	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Panaro
SP_29	RAVARINO	ARPA Emilia- Romagna	Ravarino	Ravarino	(MO)	1667654.40	4958910.92	P: pluviometro comune	Panaro
SP_30	BAGNO IN PIANO	ARPA Emilia- Romagna	Bagno di Piano	Sala Bolognese	(BO)	1680082.51	4948117.61	Pr: pluviometro registratore	Reno (Samoggia)
SP_31	MALALBERGO	ARPA Emilia- Romagna	Malalbergo	Malalbergo	(BO)	1700250.67	4954606.55	Pr: pluviometro registratore	Reno (Idice)
SP_32	SALVATONICA	ARPA Emilia- Romagna	Salvatonica	Bondeno	(FE)	1692548.45	4977646.93	Pr: pluviometro registratore	Pianura fra Po e Reno
SP_33	S.AGOSTINO	ARPA Emilia- Romagna	S.Agostino	S.Agostino	(FE)	1688139.32	4962802.95	Pr: pluviometro registratore	Pianura fra Po e Reno
SP_34	FERRARA	ARPA Emilia- Romagna	Ferrara	Ferrara	(FE)	1707124.12	4967495.55	Pr: pluviometro registratore	Pianura fra Po e Reno
SP_35	COPPARO	ARPA Emilia- Romagna	Copparo	Copparo	(FE)	1722632.47	4977345.50	RP: stazione dotata di radiotrasmettitor e	Pianura fra Po e Reno
SP_36	BENVIGNANTE	ARPA Emilia- Romagna	Benvignante	Argenta	(FE)	1718411.94	4949591.27	Pr: pluviometro registratore	Pianura fra Po e Reno



**FIGURA 6-1: PLANIMETRIA DELLE STAZIONI PLUVIOMETRICHE UFFICIALI RICADENTI ALL'INTERNO DELL'AREA DI STUDIO**

Per la caratterizzazione idrologica si è intesa la determinazione diretta o indiretta delle sollecitazioni di deflusso che interessano i corsi d'acqua di studio; tali sollecitazioni derivano, in condizioni naturali, dalla risultanza del processo di trasformazione afflussi in deflussi dove la portata idrica nel corso d'acqua è la risultante delle precipitazioni depurate delle perdite per evaporazione, traspirazione ed infiltrazione. Nell'ambito di studio tali valutazioni sono state possibili solo per i corsi d'acqua naturali, Enza, Secchia e Panaro, in quanto caratterizzati da un bacino di scolo a comportamento naturale. Viceversa i comprensori di bonifica sono caratterizzati da elementi idrografici canalizzati dove il regime di scolo si sovrappone a quello di irrigazione e dove il deflusso delle acque artificiali è spesso gestito attraverso paratoie, chiaviche e soprattutto attraverso sollevamenti meccanici; ciò vale a maggior ragione per il territorio indagato che rappresenta, in molti casi, l'ultimo lembo di terra prima della foce dei canali dei rispettivi recettori terminali.

L'analisi idrologica è stata quindi condotta con l'obiettivo di definire, dove possibile, le portate minime e massime dei corsi d'acqua studiati concentrando tale attività su quelli di rango principale e secondario per i quali è stato inoltre possibile un confronto con i Consorzi di bonifica che, in quanto gestori, hanno fornito prezioso aiuto nelle determinazioni.

Le portate minime sono rappresentate dai minimi deflussi sempre presenti all'interno dei corsi d'acqua e risultano di particolare importanza per comprendere il mantenimento, durante tutto l'arco dell'anno o viceversa la perdita parziale o totale, degli habitat caratteristici degli ambienti fluviali naturali e/o canalizzati. La portata minima è stata valutata attraverso indagini di campo ed attraverso le informazioni dei Consorzi; si è rilevato che la maggior parte dei sistemi canalizzati presenta periodi dell'anno completamente asciutti anche se riconducibili a poche giornate in quanto durante la stagione umida i canali svolgono principalmente la funzione di scolo e pertanto sono spesso interessati da deflussi; durante la stagione secca sono invasati per la funzione irrigua ed ancora pertanto pieni d'acqua. Si sono infatti osservati spesso abitanti del luogo pescare all'interno di canali anche di modeste dimensioni. Le portate minime sono nella maggior parte dei casi nulle, mentre sono sempre garantite nei corsi d'acqua naturali.

Le portate massime sono i massimi deflussi che si sviluppano all'interno di aste canalizzate. I deflussi massimi sono in genere correlati alla probabilità con cui si verificano e questa espressa attraverso il tempo di ritorno. La determinazione delle sollecitazioni idrologiche per assegnato tempo di ritorno avviene generalmente attraverso una indagine afflussi-deflussi sul bacino imbrifero sotteso; tuttavia tale analisi risulta eseguibile solo laddove le informazioni sul bacino sono note e dove il regime idrologico avviene interamente a gravità. Nel caso di studio solo per il torrente Enza e i fiumi Secchia e Panaro sono caratterizzati da queste informazioni e le portate possono essere definite per via analitica; per essi ci si è appoggiati ai valori caratteristici determinati dall'Autorità di Bacino nell'ambito dei suoi più recenti studi condotti per la definizione degli ambiti di tutela fluviale.

Per i canali la definizione delle portate massime assume un significato leggermente diverso; essi infatti hanno bacini imbriferi di difficile determinazione univoca, in quanto spesso è diverso il bacino di scolo da

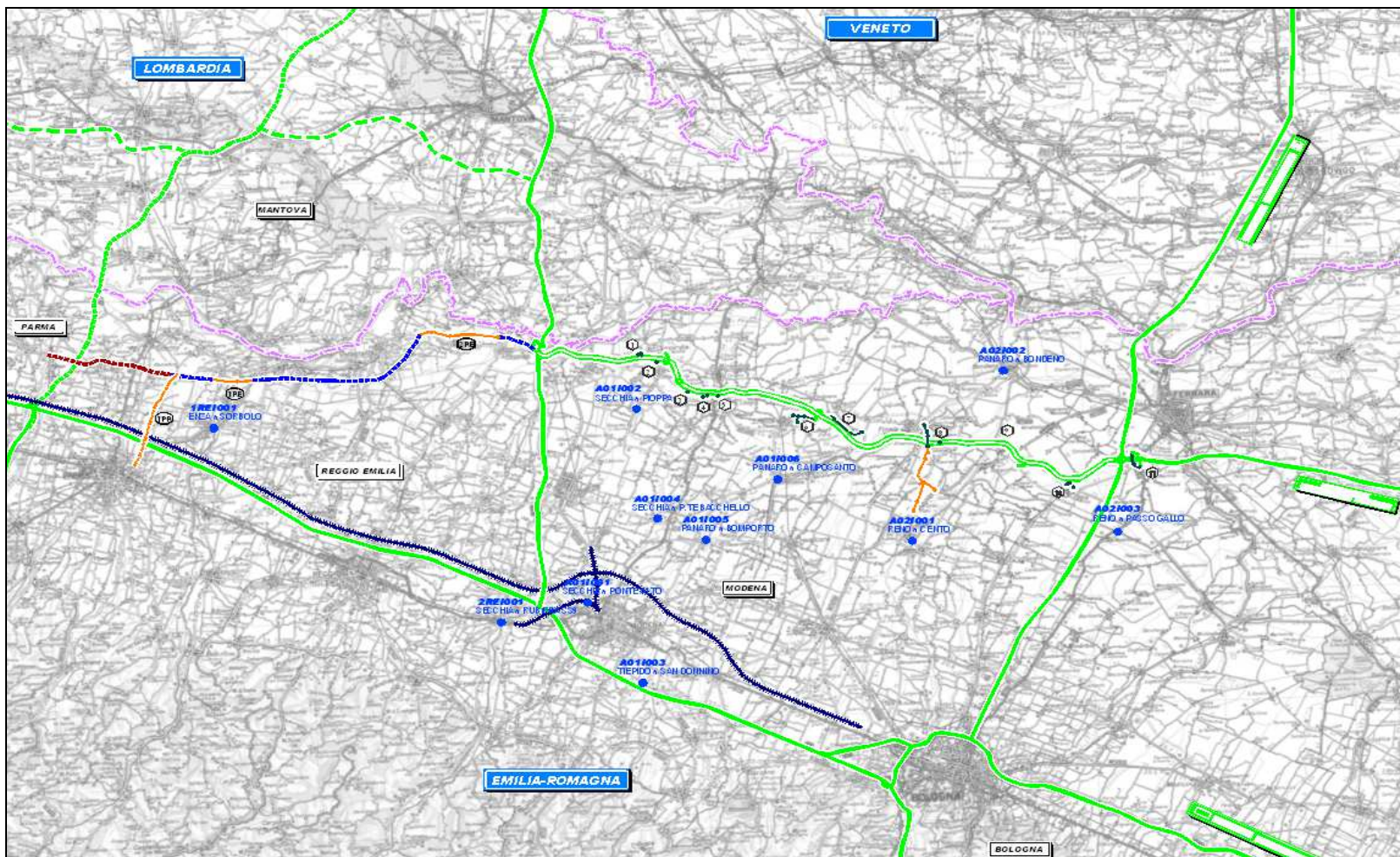


quello di irrigazione ed in caso di sollecitazioni pluviometriche durante la stagione irrigua la forte regolazione artificiale dei deflussi impedisce la determinazione di portate con riferimento probabilistico.

Come già anticipato nel Capitolo precedente, il valore di portata assunto a riferimento per la caratterizzazione dei massimi deflussi è quindi quello della massima portata sostenibile dalla geometria del canale nel tratto indagato; tale valore non vale in senso assoluto ma solo nelle sezioni d'indagine. La portata massima sostenibile viene quindi ricavata per via idraulica attraverso l'espressione di Chezy, limitatamente alla rete idrica minore, mentre per i canali classificati secondari è ottenuta ipotizzando all'interno dei modelli idraulici diverse portate e verificando quali di queste mantengono il proprio idrodinamismo all'interno dell'alveo sia esso inciso o arginato.

**TABELLA 6-2: STAZIONI IDROMETRICHE UFFICIALI RICADENTI ALL'INTERNO DELL'AREA DI STUDIO**

COD_CISPA	COMUNE	PROVINCIA	PROPRIETA'	ENTE_GES	CORSO D'ACQUA	QUOTA ZERO IDROMETRICO (m s.l.m.)	DISTANZA DALLA CONFLUENZA CON FIUME PO (km)
1REI001	Sorbolo	PR	ARPA	ARPA	Enza	24.09	19.6
2REI001	Rubiera	RE	ARPA	ARPA	Secchia	47.17	86.8
A01I001	Modena	MO	ARPA	ARPA	Secchia	28.71	74.2
A01I002	San Possidonio	MO	ARPA	ARPA	Secchia	17.97	41.7
A01I003	Modena	MO	ARPA	ARPA	Tiepido - affluente del Panaro	42.93	68
A01I004	Soliera	MO	ARPA	ARPA	Secchia	23.62	60.3
A01I005	Bomporto	MO	ARPA	ARPA	Panaro	18.43	46.6
A01I006	Camposanto	MO	ARPA	ARPA	Panaro	-	-
A02I001	Cento	FE	ARPA	ARPA	Reno	15.2	-
A02I002	Bondeno	FE	ARPA	ARPA	Panaro	10.99	-
A02I003	Malalbergo	BO	ARPA	ARPA	Reno	4.68	-



**FIGURA 6-2: PLANIMETRIA DELLE STAZIONI IDROMETRICHE UFFICIALI RICADENTI ALL'INTERNO DELL'AREA DI STUDIO**

## 6.2. RICOSTRUZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Per la determinazione della relazione fra altezza (h) e durata (t) dell'evento di pioggia in funzione del tempo di ritorno (TR), si fa riferimento alla legge probabilistica che meglio si adatta al campione di dati utilizzato.

Le stazioni pluviometriche analizzate con i rispettivi dati registrati sono indicate nelle tabelle seguenti:

Anno	Intervallo ore				
	1	3	6	12	24
	mm	mm	mm	mm	mm
1965	15	17.8	26.4	34.8	45.2
1966					
1967					
1968	15	23.8	31.8	43.2	51
1969	16	27	36.6	38.6	60
1970	14.4	17.6	23.6	30.4	34.4
1971	30	52	53	53	53.2
1972	15.4	32.4	37.8	40.4	48.6
1973	15	33	33.8	41.6	57.6
1974	13.2	30.2	36.2	36.8	36.8
1975	33.2	32.8	38.4	39.2	40.4
1976	31	35	45.4	45.4	51.2
1977					
1978					
1979	16.6	21.6	30.4	42	60.2
1980	20.4	37.4	45	48	51
1981	32	57	71.6	82.6	82.6
1982	26.4	36.4	50	53.4	57
1983	23	23.2	25.8	26.6	31.2
1984	34	41.6	41.6	41.6	76
1985	18.9	27.5	35.7	39.1	47.7
1986	12	30.8	44.6	47.2	56.8
1987	29.2	36.6	44	78.2	78.2
1988	20	35.6	46	66.4	82.4
1989	25	38.4	54.8	58.2	68.8
1990	25.4	33.4	34.2	47.4	69

TABELLA 6-3: PRECIPITAZIONI DI MASSIMA INTENSITÀ REGistrate ALLA STAZIONI PLUVIO. DI S. MATTEO DELLE CHIAVICHE







Anno	Intervallo ore				
	1	3	6	12	24
	mm	mm	mm	mm	mm
1991	20.00	23.40	38.20	46.40	47.80
1992	16.80	28.40	30.60	33.80	48.40
1993	28.40	50.80	55.20	55.20	55.20
1994	17.60	28.20	42.80	50.20	51.40
1995	24.20	33.60	34.40	44.00	49.40
1996	22.60	29.40	42.80	51.80	86.80
1997	26.40	34.40	34.40	34.40	34.40
1998	32.60	42.60	45.80	51.40	51.80
1999	23.60	30.80	42.80	49.20	51.00
2000	37.20	44.40	44.40	44.40	44.40
2001	25.60	37.00	48.00	51.80	58.80
2002	35.60	48.40	50.40	50.40	50.40
2003	16.80	30.40	32.80	41.40	45.60
2004	11.80	19.80	32.60	44.20	44.20
2005	23.40	35.20	44.40	50.40	54.40
2006	28.60	45.20	45.20	45.20	50.60
2007	12.60	15.00	22.00	30.00	50.60
2008	45.60	51.00	51.00	51.40	62.60

Intervallo in minuti		
15'	30'	45'
mm	mm	mm
13.20	16.40	18.20
8.80	13.40	16.80
10.20	17.20	22.40
7.00	12.00	14.60
10.80	18.80	21.40
12.00	17.20	20.80
9.60	16.00	22.20
16.60	23.80	28.60
11.80	17.00	21.80
11.60	22.80	32.00
15.60	24.40	25.00
13.00	20.80	28.80
10.80	14.40	16.20
5.60	8.40	10.60
11.60	15.40	19.40
10.40	16.00	22.00
5.80	10.60	11.60
21.20	28.80	42.20

TABELLA 6-9: PRECIPITAZIONI DI MASSIMA INTENSITÀ REGISTRATE ALLA STAZIONI PLUVIO. DI S.AGOSTINO

Anno	Intervallo ore				
	1	3	6	12	24
	mm	mm	mm	mm	mm
1991	11.80	20.60	28.60	36.40	37.20
1992	22.60	35.20	36.20	39.00	41.80
1993	35.00	44.00	48.60	54.40	54.60
1994	19.00	24.20	28.60	42.00	43.20
1995	1.80	5.00	5.60	5.60	5.60
1996	23.60	41.80	53.60	88.00	120.20
1997	23.40	29.40	34.80	35.60	35.60
1998	0.60	1.00	1.60	2.20	2.20
1999	17.00	34.20	44.80	62.60	62.60
2000	72.20	101.80	105.80	110.60	118.60
2001	43.40	54.20	54.20	55.60	60.20
2002	24.60	38.00	38.60	38.60	41.80
2003	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
2004	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
2006	18.40	27.60	29.40	33.40	54.60

Intervallo in minuti		
15'	30'	45'
mm	mm	mm
3.8	7.2	9.6
11.8	19.0	20.8
12.0	20.4	32.4
8.2	12.2	15.8
0.6	1.0	1.4
14.8	17.2	19.4
11.6	15.0	18.2
0.2	0.4	0.6
8.8	12.8	14.6
25.8	44.2	50.4
16.0	31.6	38.6
6.8	13.0	18.4
0.2	0.2	0.2
0.2	0.2	0.2
9.4	11.6	15.0

TABELLA 6-10: PRECIPITAZIONI DI MASSIMA INTENSITÀ REGISTRATE ALLA STAZIONI PLUVIO. DI SELVATONICA

Anno	Intervallo ore				
	1	3	6	12	24
	mm	mm	mm	mm	mm
1990	23.80	39.40	48.20	69.00	70.80
1991	51.20	53.40	53.40	53.40	53.60
1992	15.00	25.00	25.40	29.20	48.20
1993	13.40	27.00	32.00	42.40	42.40
1994	17.00	28.80	43.40	45.40	67.80
1995	16.40	20.20	25.40	34.20	46.40
1996	41.00	43.80	46.40	55.40	71.00
1997	38.60	39.80	39.80	46.20	66.00
1998	20.20	26.00	33.00	36.60	38.60
1999	22.80	36.20	36.60	44.20	50.20
2000	29.00	42.40	42.60	59.00	64.80
2001	36.60	60.80	65.00	75.20	81.00
2002	24.80	40.80	44.80	48.00	48.20
2003	45.80	46.60	46.60	51.00	52.00
2004	16.60	21.20	23.20	29.20	42.60
2005	28.80	31.40	31.40	36.20	58.00
2006					
2007					
2008	10.20	11.60	11.60	13.00	15.00

Intervallo in minuti		
15'	30'	45'
mm	mm	mm
11.00	16.00	20.80
21.60	42.80	48.00
10.20	11.20	13.00
5.00	8.40	11.20
11.40	14.20	15.40
	15.80	
	40.00	
	33.40	
	16.60	
	26.60	
	20.40	
	16.00	
	23.00	
7.80	12.60	14.60
	23.00	
	6.80	

TABELLA 6-11: PRECIPITAZIONI DI MASSIMA INTENSITÀ REGISTRATE ALLA STAZIONI PLUVIO. DI FERRARA



Anno	Intervallo ore				
	1	3	6	12	24
	mm	mm	mm	mm	mm
1990	24.80	25.80	28.80	55.00	59.60
1991	13.20	17.80	31.00	35.20	39.60
1992	13.00	21.20	25.80	28.20	42.40
1993	9.40	16.80	26.20	29.00	32.60
1994	26.80	41.20	52.60	53.20	56.00
1995	13.20	27.60	34.20	37.00	53.20
1996	22.40	40.60	55.40	68.20	95.40
1997	10.00	13.20	23.00	26.60	32.40
1998	22.60	36.20	43.40	44.00	59.20
1999	16.80	19.80	23.60	28.20	31.80
2000	29.80	35.00	35.00	46.20	49.60
2001	42.00	64.00	69.40	77.00	80.20
2002	22.80	26.80	39.80	40.20	43.60
2003	20.00	22.20	31.60	48.40	48.80
2004	14.40	25.20	33.60	44.00	52.60
2005	23.60	32.20	35.40	50.60	58.00
2006	17.80	31.20	31.60	31.60	40.00
2007	16.00	23.80	25.00	38.00	42.60
2008	42.80	49.40	57.80	58.20	77.20

Intervallo in minuti		
15'	30'	45'
mm	mm	mm
13.00	21.00	23.00
8.20	10.80	11.80
7.00	12.00	12.60
3.80	6.00	7.80
13.80	18.60	23.00
10.00	11.40	13.20
8.80	14.60	17.80
4.80	8.40	9.20
9.40	13.40	19.20
9.40	12.40	14.60
11.00	19.00	26.80
19.00	31.60	37.00
18.80	21.20	22.00
11.20	15.60	17.80
5.80	10.00	12.60
15.00	20.80	22.60
11.20	13.80	16.40
10.60	11.60	12.60
22.20	29.20	35.80

TABELLA 6-12: PRECIPITAZIONI DI MASSIMA INTENSITÀ REGISTRATE ALLA STAZIONI PLUVIO. DI MALALBERGO

Nel caso delle stazioni pluviometriche in esame, la determinazione della relazione fra altezza (h) e durata (t) dell'evento di pioggia, in funzione del Tempo di Ritorno (TR), è stata ottenuta tramite la legge probabilistica di Gumbel, stimandone i parametri a(T) ed n(T), al fine di ottenere la curva di possibilità pluviometrica nella forma:

$$h = a(T)t^{n(T)}$$

6.1

L'elaborazione statistica ha portato alla definizione delle curve di possibilità climatica, dove l'altezza di pioggia espressa in millimetri è rappresentata dall'espressione:

$$h = n - \frac{\ln \left( -\ln \left( 1 - \frac{1}{TR} \right) \right)}{a}$$

6.2

dove:

TR = tempo di ritorno

$$n = Y - \bar{Y}_N \cdot S_Y / S_N$$

$$a = S_N / S_Y$$

Y<sub>N</sub> = media della variabile ridotta

S<sub>N</sub> = deviazione standard della variabile ridotta

Y = media aritmetica delle massime altezze di pioggia osservate

S<sub>y</sub> = scarto quadratico medio delle massime altezze di pioggia osservate.

Il valore assunto dai parametri S<sub>x</sub> e S<sub>n</sub> è funzione del numero di osservazioni a disposizione; tali valori sono riportati nella tabella sottostante.

**TABELLA 6-13: VALORI DEI PARAMETRI (Y<sub>N</sub>) E (S<sub>N</sub>) SECONDO GUMBELL**

N	Media ridotta $\bar{Y}_N$ $\times$									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5154	0,5177	0,5198	0,5217
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5282	0,5296	0,5309	0,5321	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5403	0,5411	0,5417	0,5424	0,5430
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5472	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5532	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5571	0,5573	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5584
90	0,5586	0,5588	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5605	0,5606	0,5608	0,5609	0,5610	0,5611
N	Deviazione standard ridotta $S_N$ $\times$									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	1,0010	1,0148	1,0270	1,0378	1,0476	1,0564	1,0644	1,0717	1,0785	1,0847
20	1,0904	1,0958	1,1008	1,1055	1,1098	1,1140	1,1178	1,1215	1,1250	1,1283
30	1,1314	1,1344	1,1372	1,1399	1,1425	1,1449	1,1472	1,1496	1,1518	1,1538
40	1,1559	1,1578	1,1597	1,1614	1,1632	1,1649	1,1665	1,1680	1,1696	1,1710
50	1,1724	1,1738	1,1752	1,1765	1,1777	1,1789	1,1801	1,1813	1,1824	1,1835
60	1,1846	1,1856	1,1866	1,1876	1,1886	1,1895	1,1904	1,1913	1,1922	1,1931
70	1,1939	1,1947	1,1955	1,1963	1,1971	1,1978	1,1986	1,1993	1,2000	1,2007
80	1,2014	1,2020	1,2027	1,2033	1,2039	1,2045	1,2052	1,2057	1,2063	1,2069
90	1,2075	1,2080	1,2086	1,2091	1,2096	1,2101	1,2106	1,2111	1,2116	1,2121
100	1,2126	1,2130	1,2135	1,2139	1,2144	1,2148	1,2152	1,2157	1,2161	1,2165

Per stimare la CPP rappresentativa di ogni singolo tratto autostradale di sviluppo medio di 4 km si è proceduto nel seguente modo: per prima cosa si sono prese in esame le 3 stazioni pluviometriche prossime all'infrastruttura stradale, quindi associando ad ognuna di esse un peso, calcolato con il metodo dei poligoni di Thiessen o Topoiet, sono state ricavate le intensità di pioggia per assegnato TR all'interno di ogni singolo tratto.

Il metodo di Thiessen assume che in qualsiasi punto del bacino la pioggia caduta sia la stessa del pluviometro più vicino; in questo modo si suppone che la misura di ogni strumento possa essere rappresentativa di un'area che si estende radialmente dallo strumento fino alla semidistanza dallo strumento adiacente, in ogni direzione. Procedendo in questo modo si ricavano le curve di possibilità pluviometrica all'interno di ogni singolo tratto.

Si riportano di seguito, per i diversi tempi di ritorno analizzati, le tabelle riassuntive dei valori di h in millimetri per durate di 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 6, 12 e 24 ore e le CPP per singolo tratto sotteso.

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km 3					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
1	76.87	70.90	63.01	57.04	51.04	43.03
1.5	83.84	77.40	68.89	62.43	55.96	47.31
2	89.22	82.42	73.42	66.60	59.76	50.62
2.5	93.67	86.57	77.17	70.05	62.90	53.36
3	97.49	90.13	80.40	73.02	65.61	55.71
6	113.73	105.27	94.09	85.61	77.09	65.72
12	133.08	123.32	110.41	100.61	90.79	77.67
24	156.22	144.89	129.90	118.54	107.14	91.93

**TABELLA 6-14: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM3 – STAZIONI PLUVIO. S. MATTEO DELLE CHIAVICHE, SAINO DI PEGOGNAGA E MIRANDOLA**

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km 7					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
1	80.07	73.69	65.25	58.85	52.43	43.87
1.5	86.48	79.68	70.68	63.86	57.01	47.88
2	91.39	84.27	74.85	67.70	60.53	50.96
2.5	95.43	88.05	78.27	70.86	63.42	53.49
3	98.89	91.28	81.20	73.57	65.90	55.66
6	113.43	104.87	93.55	84.97	76.35	64.84
12	130.53	120.87	108.08	98.38	88.65	75.65
24	150.70	139.73	125.21	114.21	103.17	88.44

**TABELLA 6-15: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM7 – STAZIONI PLUVIO. S. MATTEO DELLE CHIAVICHE, SAINO DI PEGOGNAGA E MIRANDOLA**

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km11					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
1	84.25	77.32	68.15	61.20	54.24	44.94
1.5	89.88	82.60	72.97	65.67	58.34	48.57
2	94.14	86.60	76.62	69.05	61.46	51.33
2.5	97.60	89.85	79.59	71.82	64.01	53.58
3	100.55	92.62	82.12	74.16	66.17	55.51
6	112.73	104.07	92.60	83.91	75.18	63.52
12	126.69	117.20	104.64	95.12	85.56	72.80
24	142.73	132.30	118.50	108.04	97.54	83.55

**TABELLA 6-16: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM11 – STAZIONI PLUVIO. S. MATTEO DELLE CHIAVICHE, SAINO DI PEGOGNAGA E MIRANDOLA**

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km15					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
1	87.73	80.39	70.67	63.30	55.92	46.07
1.5	92.86	85.20	75.08	67.40	59.70	49.43
2	96.69	88.81	78.38	70.48	62.55	51.96
2.5	99.77	91.72	81.06	72.97	64.86	54.02
3	102.38	94.17	83.31	75.08	66.81	55.77
6	112.96	104.16	92.51	83.67	74.80	62.95
12	124.75	115.30	102.80	93.32	83.80	71.09
24	137.91	127.76	114.33	104.15	93.94	80.33

**TABELLA 6-17: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM15 – STAZIONI PLUVIO. POGGIORUSCO, SAINO DI PEGOGNAGA E MIRANDOLA**

durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km19					
	[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50
1	84.68	77.80	68.70	61.80	54.87	45.63
1.5	89.47	82.33	72.87	65.71	58.51	48.90
2	93.04	85.70	76.00	68.63	61.24	51.37
2.5	95.91	88.42	78.51	71.00	63.45	53.36
3	98.33	90.71	80.63	72.99	65.31	55.05
6	108.10	99.99	89.25	81.10	72.92	61.99
12	118.90	110.25	98.81	90.14	81.43	69.80
24	130.83	121.62	109.44	100.21	90.95	78.62

**TABELLA 6-18: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km19 – STAZIONI PLUVIO. RAVARINO, POGGIORUSCO E MIRANDOLA**

durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km23					
	[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50
1	82.17	75.67	67.07	60.54	54.00	45.25
1.5	87.00	80.23	71.28	64.49	57.68	48.57
2	90.60	83.65	74.44	67.46	60.44	51.07
2.5	93.50	86.40	76.99	69.85	62.68	53.10
3	95.95	88.71	79.14	71.87	64.57	54.82
6	105.88	98.14	87.90	80.13	72.32	61.89
12	116.91	108.63	97.67	89.36	81.02	69.89
24	129.16	120.30	108.58	99.70	90.80	78.94

**TABELLA 6-19: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km23 – STAZIONI PLUVIO. RAVARINO, POGGIORUSCO E MIRANDOLA**

durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km27					
	[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50
1	73.47	68.02	60.81	55.34	49.84	42.49
1.5	78.56	72.82	65.22	59.45	53.66	45.91
2	82.40	76.44	68.55	62.56	56.55	48.50
2.5	85.52	79.38	71.26	65.09	58.90	50.62
3	88.16	81.88	73.56	67.24	60.90	52.42
6	99.05	92.16	83.03	76.11	69.16	59.87
12	111.41	103.83	93.81	86.21	78.59	68.41
24	125.44	117.10	106.08	97.73	89.36	78.20

**TABELLA 6-20: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km27 – STAZIONI PLUVIO. RAVARINO, POGGIORUSCO E SOLARA**

durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km31					
	[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50
1	71.19	65.92	58.94	53.64	48.33	41.22
1.5	76.51	70.92	63.50	57.88	52.23	44.68
2	80.55	74.71	66.97	61.10	55.20	47.31
2.5	83.84	77.80	69.79	63.72	57.62	49.47
3	86.64	80.42	72.19	65.95	59.68	51.30
6	98.21	91.30	82.14	75.20	68.23	58.91
12	111.45	103.74	93.54	85.81	78.05	67.69
24	126.59	117.99	106.60	97.98	89.33	77.80

**TABELLA 6-21: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km31 – STAZIONI PLUVIO. RAVARINO, POGGIORUSCO E SOLARA**

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km35					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
1	76.88	71.24	63.79	58.13	52.45	44.87
1.5	80.69	74.93	67.30	61.52	55.70	47.93
2	83.52	77.67	69.92	64.04	58.13	50.22
2.5	85.79	79.87	72.03	66.08	60.09	52.08
3	87.70	81.72	73.80	67.79	61.74	53.66
6	95.38	89.18	80.97	74.73	68.47	60.09
12	103.82	97.39	88.88	82.43	75.95	67.31
24	113.08	106.43	97.63	90.97	84.29	75.41

TABELLA 6-22: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km35 – STAZIONI PLUVIO. RAVARINO, POGGIORUSCO E S. AGOSTINO

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km39					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
1	77.11	71.48	64.03	58.38	52.70	45.12
1.5	80.72	74.99	67.40	61.64	55.86	48.12
2	83.39	77.59	69.90	64.07	58.21	50.37
2.5	85.53	79.67	71.91	66.03	60.11	52.19
3	87.32	81.42	73.60	67.67	61.70	53.72
6	94.51	88.45	80.42	74.32	68.19	59.99
12	102.37	96.14	87.90	81.65	75.38	66.99
24	110.95	104.56	96.13	89.75	83.35	74.84

TABELLA 6-23: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km39 – STAZIONI PLUVIO. RAVARINO, POGGIORUSCO E S. AGOSTINO

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km43					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
1	72.24	67.05	60.18	54.98	49.75	42.77
1.5	75.71	70.44	63.45	58.15	52.82	45.70
2	78.29	72.95	65.88	60.52	55.12	47.91
2.5	80.35	74.96	67.83	62.42	56.98	49.69
3	82.07	76.65	69.47	64.02	58.54	51.20
6	89.02	83.46	76.09	70.50	64.88	57.36
12	96.60	90.91	83.38	77.67	71.94	64.28
24	104.89	99.08	91.40	85.59	79.78	72.04

TABELLA 6-24: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km43 – STAZIONI PLUVIO. RAVARINO, POGGIORUSCO E S. AGOSTINO

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km47					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
1	72.93	67.69	60.76	55.50	50.22	43.18
1.5	76.35	71.03	63.98	58.64	53.27	46.10
2	78.87	73.50	66.38	60.98	55.55	48.29
2.5	80.90	75.48	68.31	62.86	57.39	50.06
3	82.59	77.14	69.93	64.45	58.94	51.56
6	89.39	83.82	76.45	70.85	65.22	57.69
12	96.79	91.12	83.61	77.91	72.19	64.55
24	104.87	99.10	91.47	85.70	79.92	72.23

TABELLA 6-25: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km47 – STAZIONI PLUVIO. RAVARINO, POGGIORUSCO E S. AGOSTINO

durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km51						
	[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
1		82.09	75.85	67.60	61.35	55.07	46.70
1.5		86.46	80.04	71.54	65.09	58.62	49.98
2		89.72	83.17	74.49	67.90	61.29	52.45
2.5		92.35	85.69	76.86	70.17	63.44	54.45
3		94.56	87.81	78.86	72.08	65.26	56.14
6		103.54	96.43	87.01	79.86	72.68	63.08
12		113.50	106.00	96.08	88.55	81.00	70.90
24		124.57	116.65	106.18	98.26	90.31	79.72

TABELLA 6-26: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM51 – STAZIONI PLUVIO. POGGIORUSCO, SELVATONICA E S. AGOSTINO

durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km55						
	[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
1		84.33	77.88	69.35	62.89	56.41	47.75
1.5		88.72	82.08	73.31	66.65	59.97	51.04
2		91.98	85.21	76.25	69.46	62.63	53.51
2.5		94.61	87.73	78.63	71.72	64.79	55.51
3		96.82	89.85	80.63	73.63	66.60	57.20
6		105.76	98.44	88.75	81.39	74.00	64.12
12		115.64	107.94	97.75	90.02	82.26	71.91
24		126.57	118.46	107.74	99.63	91.49	80.65

TABELLA 6-27: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM55 – STAZIONI PLUVIO. FERRARA, SELVATONICA E S. AGOSTINO

durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km59						
	[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
1		79.49	73.51	65.59	59.59	53.57	45.54
1.5		84.10	77.91	69.72	63.51	57.27	48.94
2		87.55	81.21	72.82	66.45	60.06	51.52
2.5		90.34	83.88	75.32	68.84	62.32	53.61
3		92.69	86.13	77.44	70.85	64.23	55.39
6		102.26	95.31	86.10	79.11	72.10	62.72
12		112.94	105.57	95.81	88.41	80.98	71.07
24		124.87	117.05	106.72	98.89	91.04	80.58

TABELLA 6-28: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM59 – STAZIONI PLUVIO. FERRARA, MALALBERGO E S. AGOSTINO

durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km63						
	[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
1		81.15	74.95	66.75	60.53	54.30	45.98
1.5		86.29	79.83	71.27	64.79	58.28	49.58
2		90.16	83.50	74.68	68.00	61.29	52.32
2.5		93.29	86.48	77.45	70.61	63.73	54.55
3		95.94	88.99	79.79	72.81	65.81	56.44
6		106.78	99.30	89.41	81.91	74.37	64.30
12		118.97	110.92	100.28	92.21	84.11	73.30
24		132.68	124.03	112.58	103.91	95.21	83.62

TABELLA 6-29: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM63 – STAZIONI PLUVIO. FERRARA, MALALBERGO E S. AGOSTINO

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km67					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
1	84.29	77.81	69.23	62.73	56.21	47.51
1.5	89.47	82.71	73.77	66.99	60.19	51.11
2	93.35	86.39	77.19	70.20	63.19	53.83
2.5	96.49	89.37	79.95	72.81	65.63	56.05
3	99.13	91.88	82.28	75.01	67.70	57.93
6	109.93	102.15	91.85	84.04	76.19	65.71
12	122.02	113.67	102.61	94.23	85.81	74.58
24	135.56	126.59	114.72	105.73	96.72	84.71

TABELLA 6-30: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM67 – STAZIONI PLUVIO. FERRARA, MALALBERGO E S. AGOSTINO

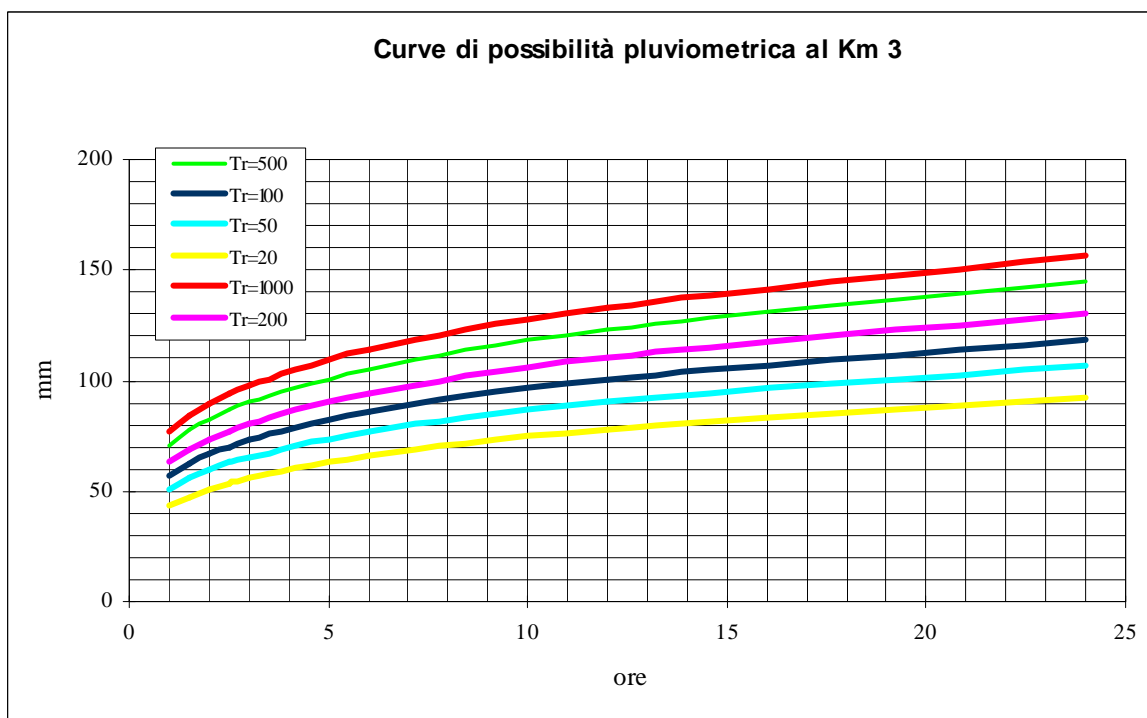


FIGURA 6-3: LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL KM3

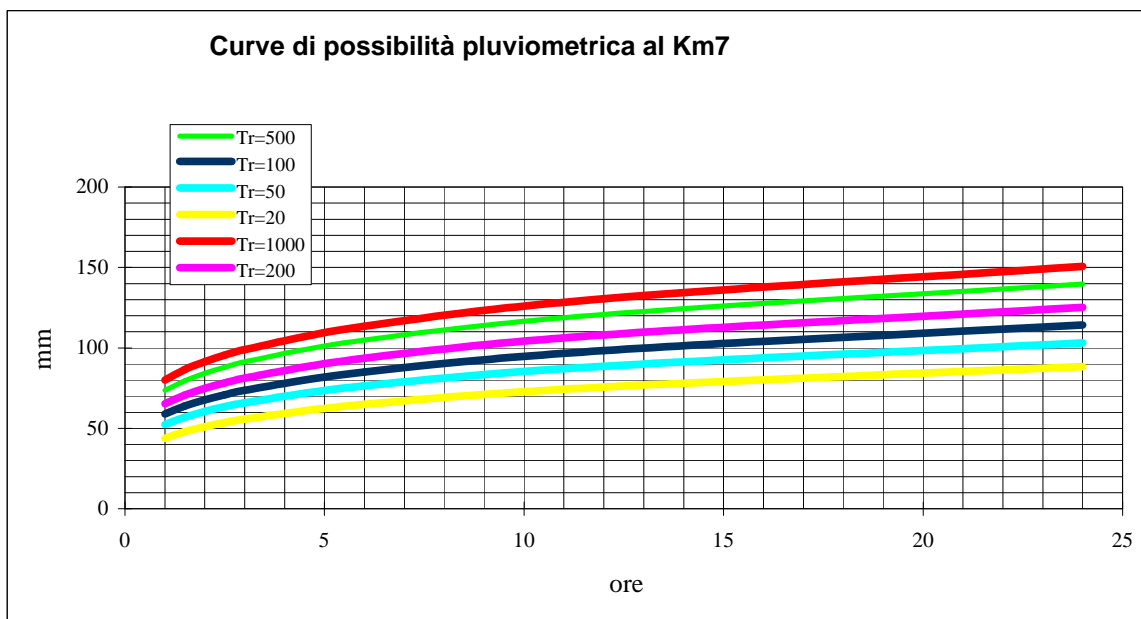


FIGURA 6-4: LINEE SEGNALTRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL KM7

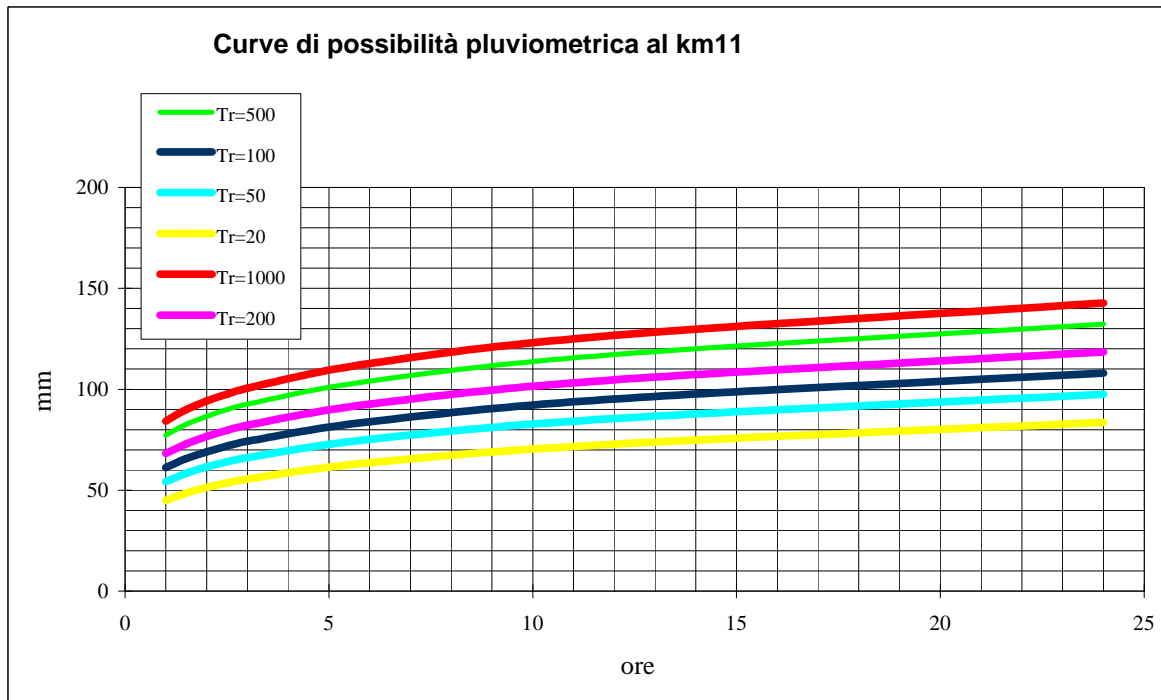


FIGURA 6-5: LINEE SEGNALTRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL KM11



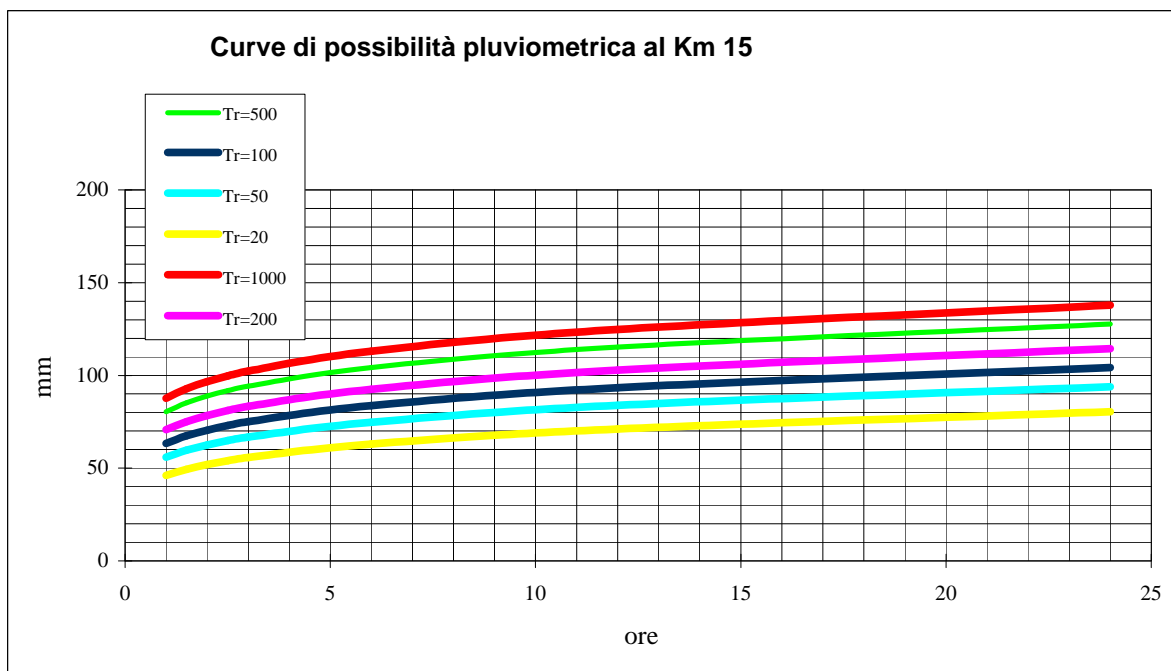


FIGURA 6-6: LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL KM15

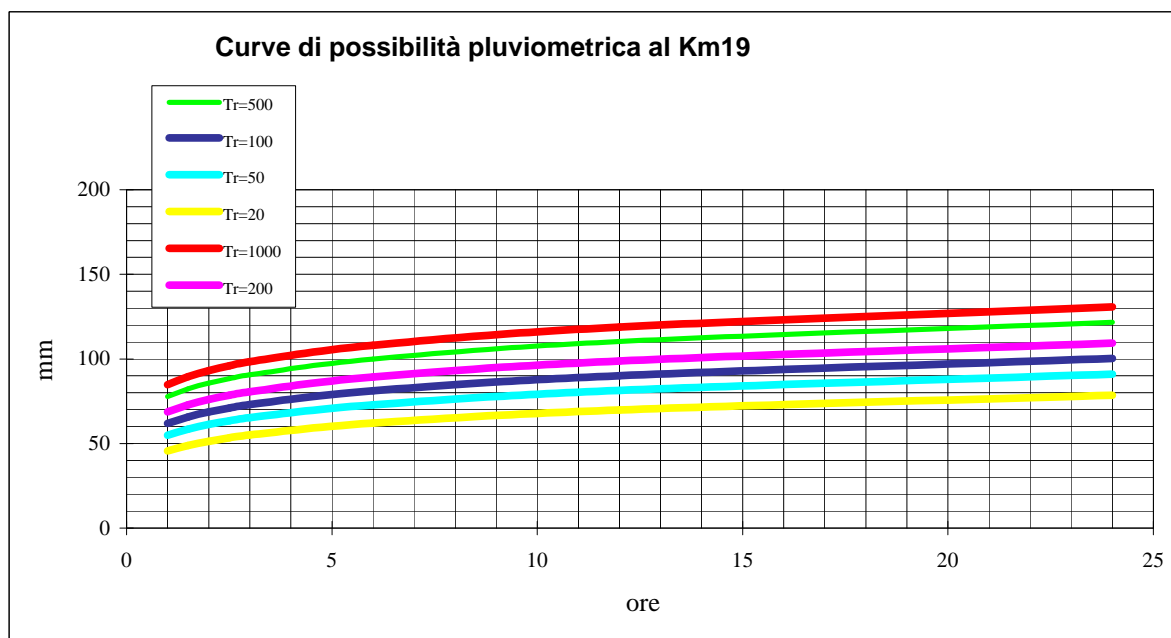


FIGURA 6-7: LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL KM19

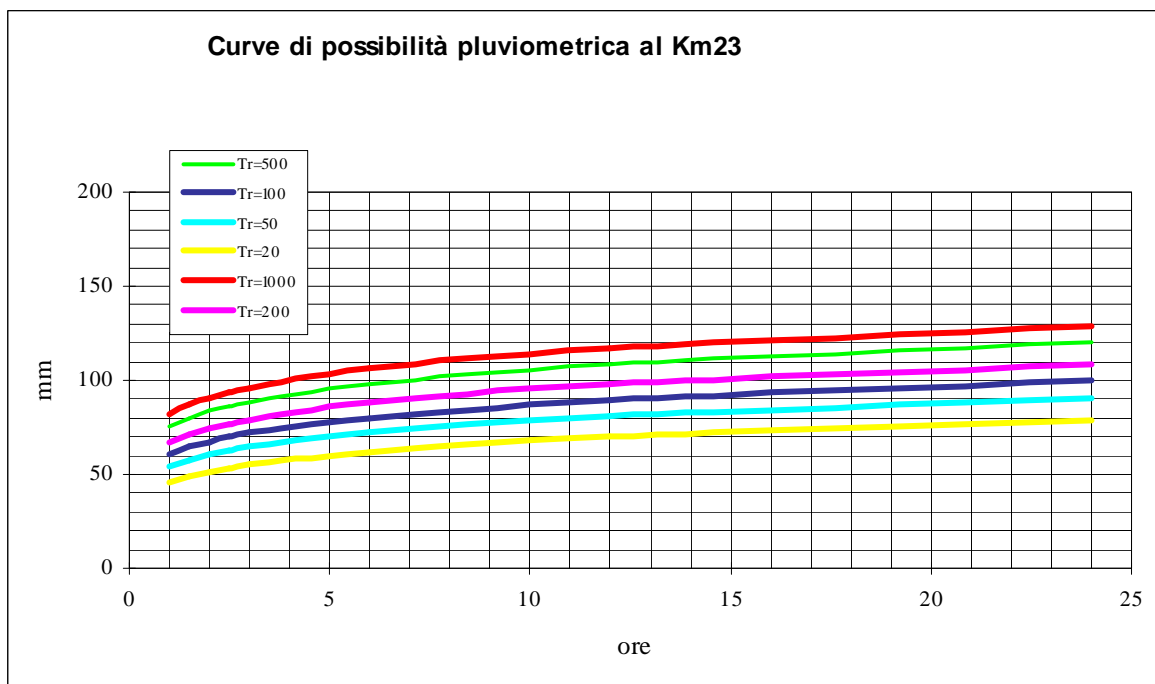


FIGURA 6-8: LINEE SEGNALATRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL Km23

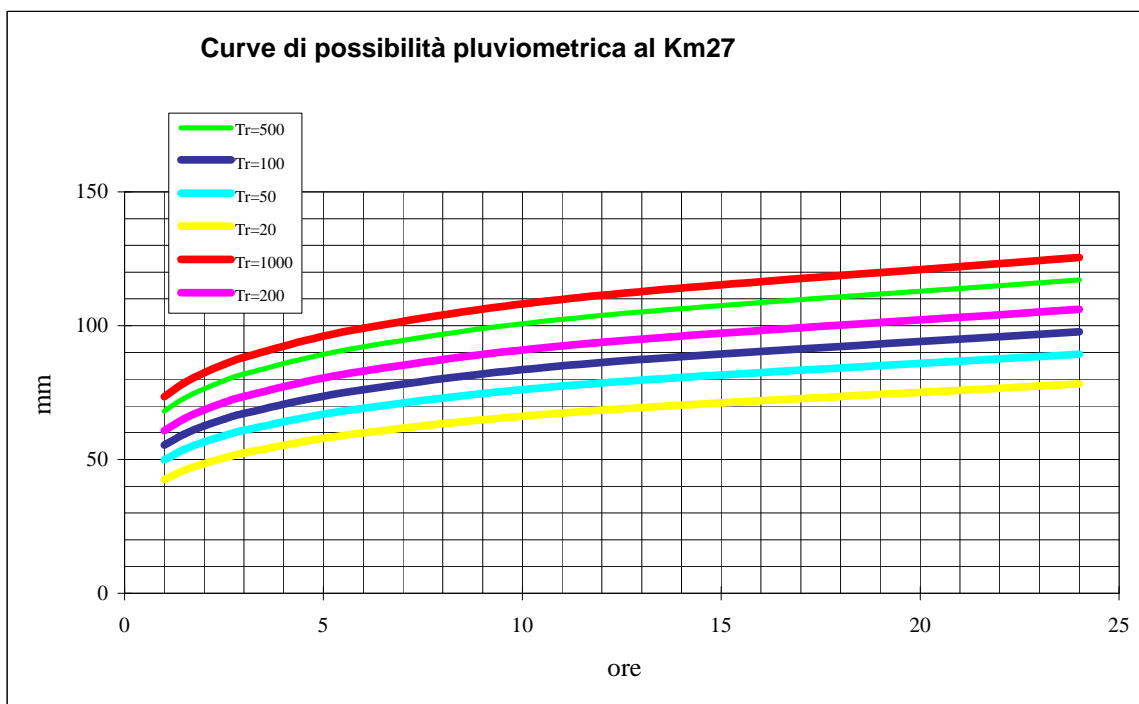
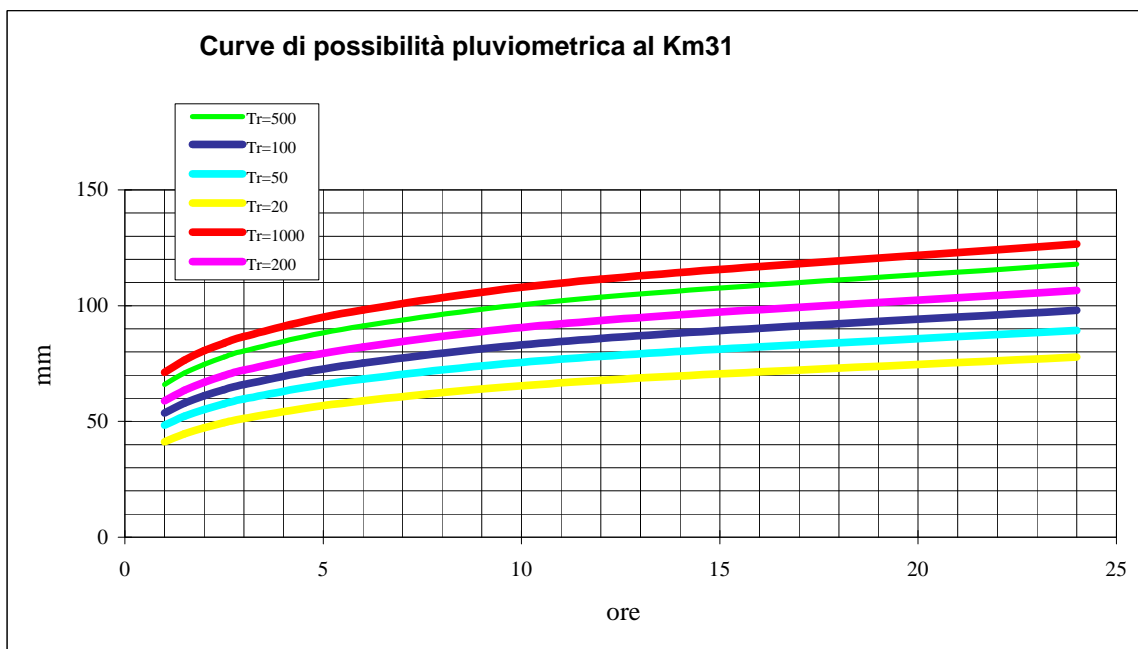
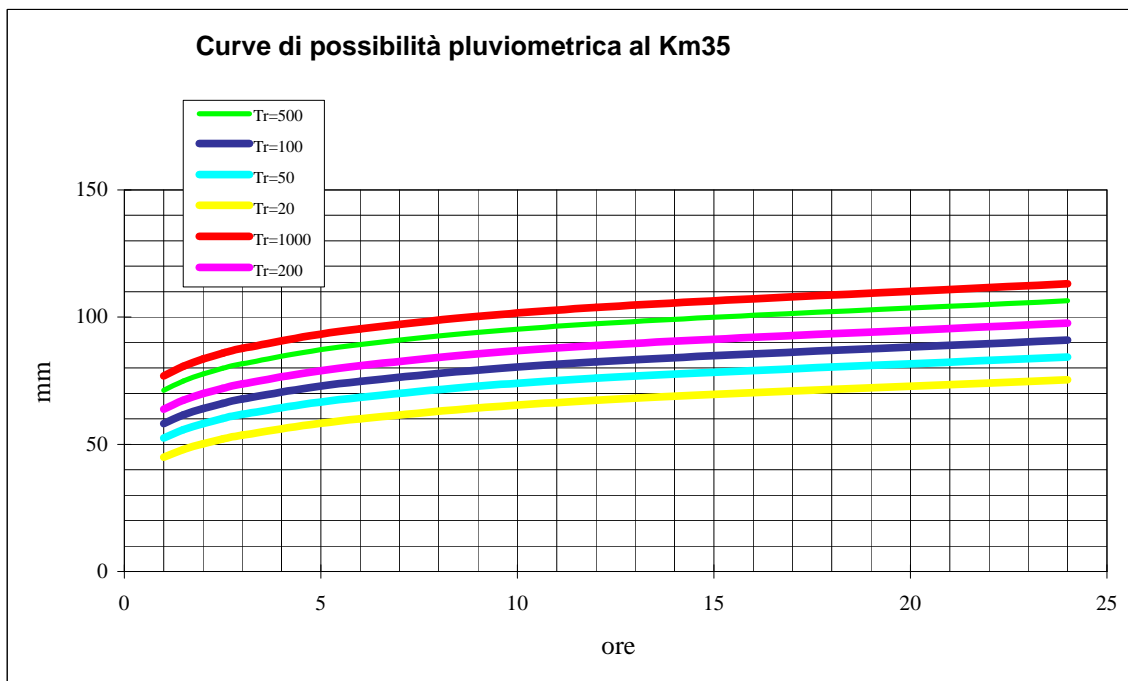


FIGURA 6-9: LINEE SEGNALATRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL Km27



**FIGURA 6-10: LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL Km31**



**FIGURA 6-11: LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL Km35**

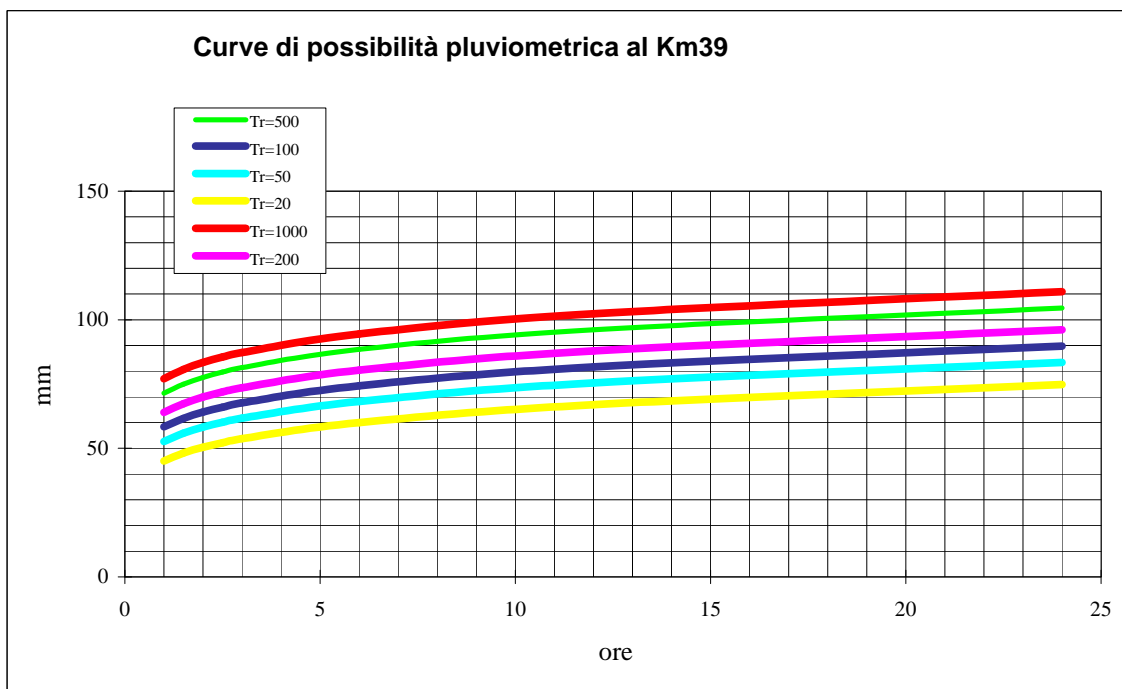


FIGURA 6-12: LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL Km39

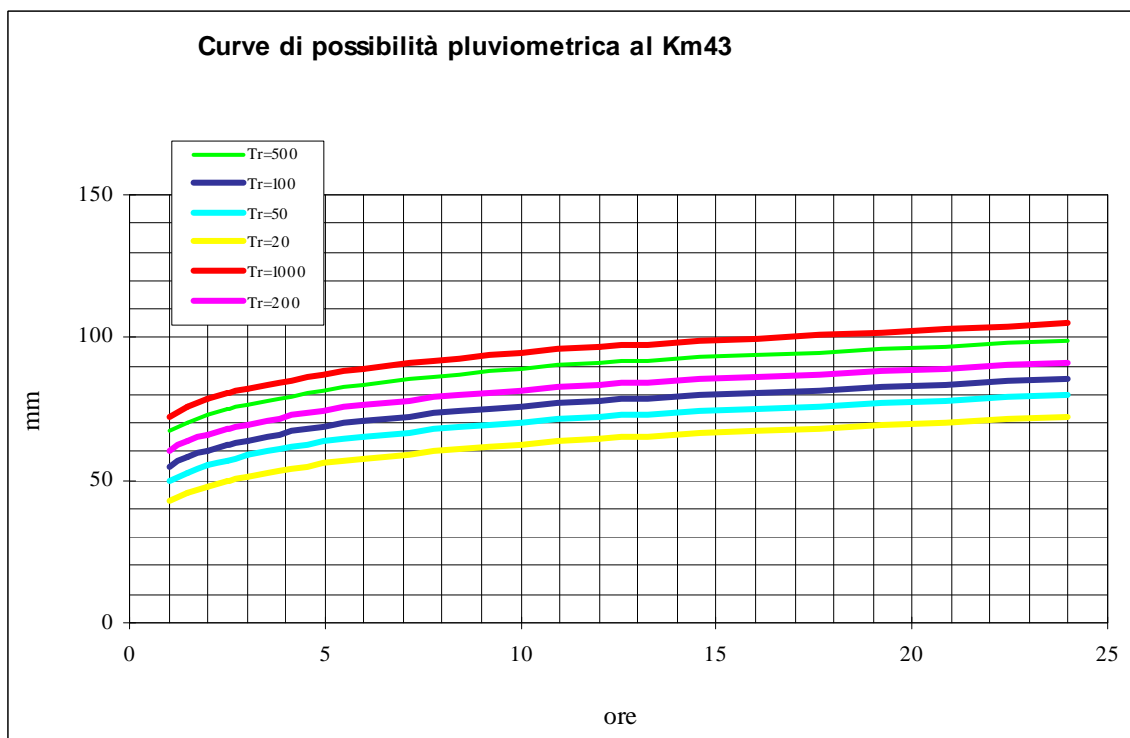


FIGURA 6-13: LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL Km43

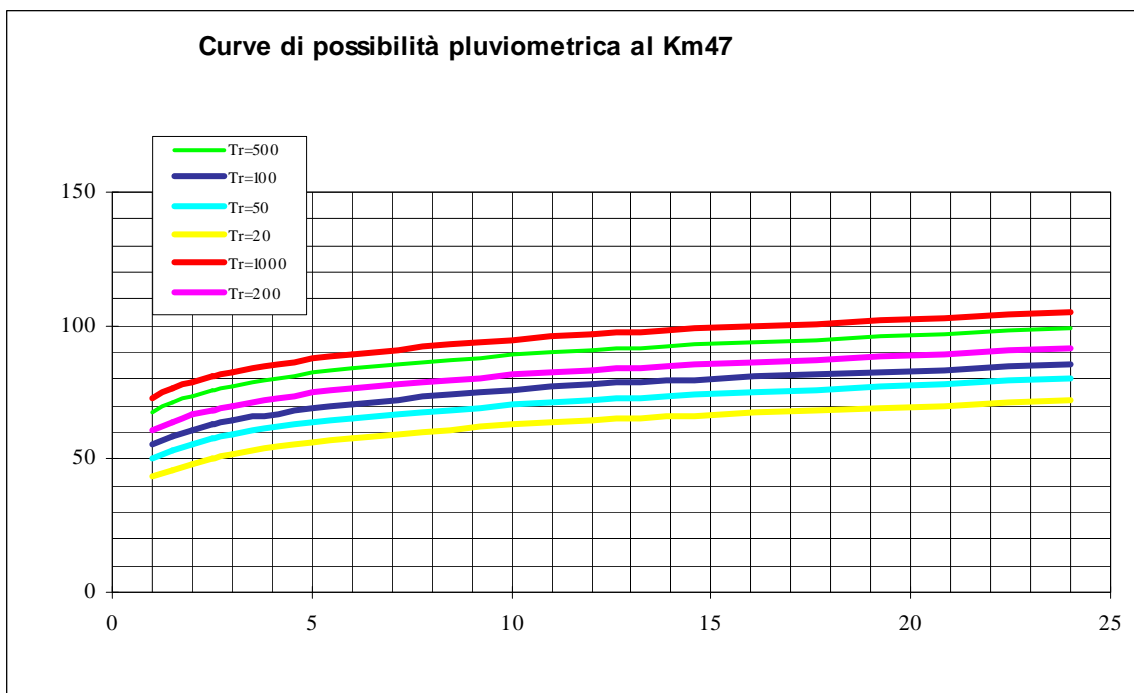


FIGURA 6-14: LINEE SEGNALATRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL Km47

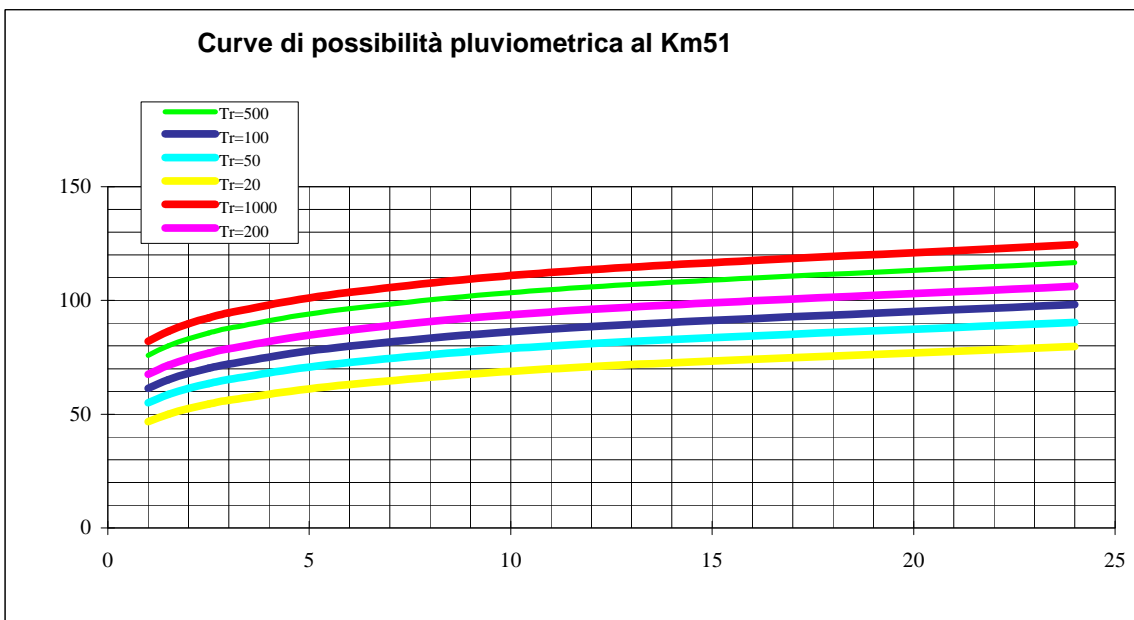
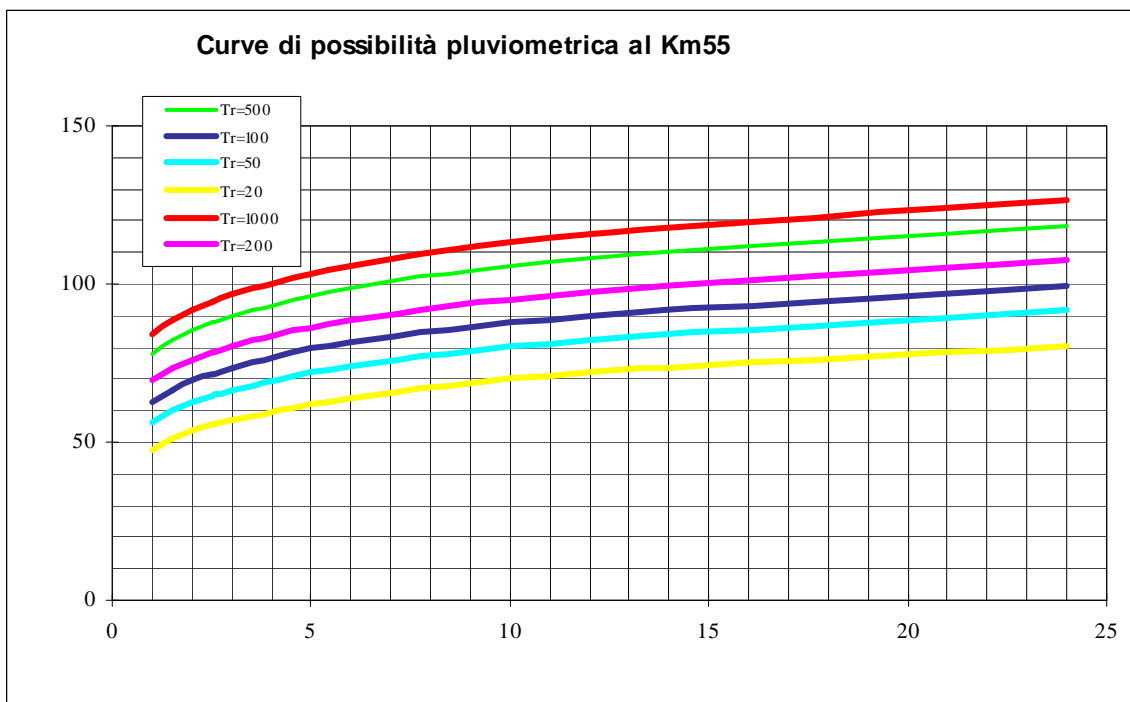
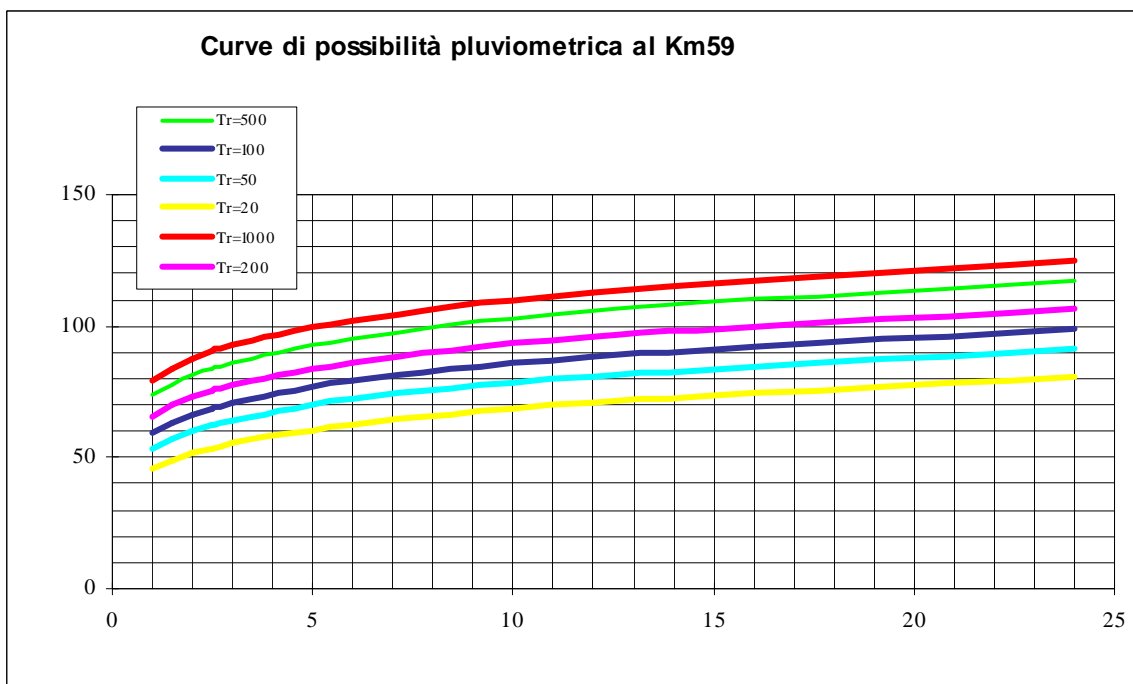


FIGURA 6-15: LINEE SEGNALATRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL Km51



**FIGURA 6-16: LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL Km55**



**FIGURA 6-17: LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL Km59**

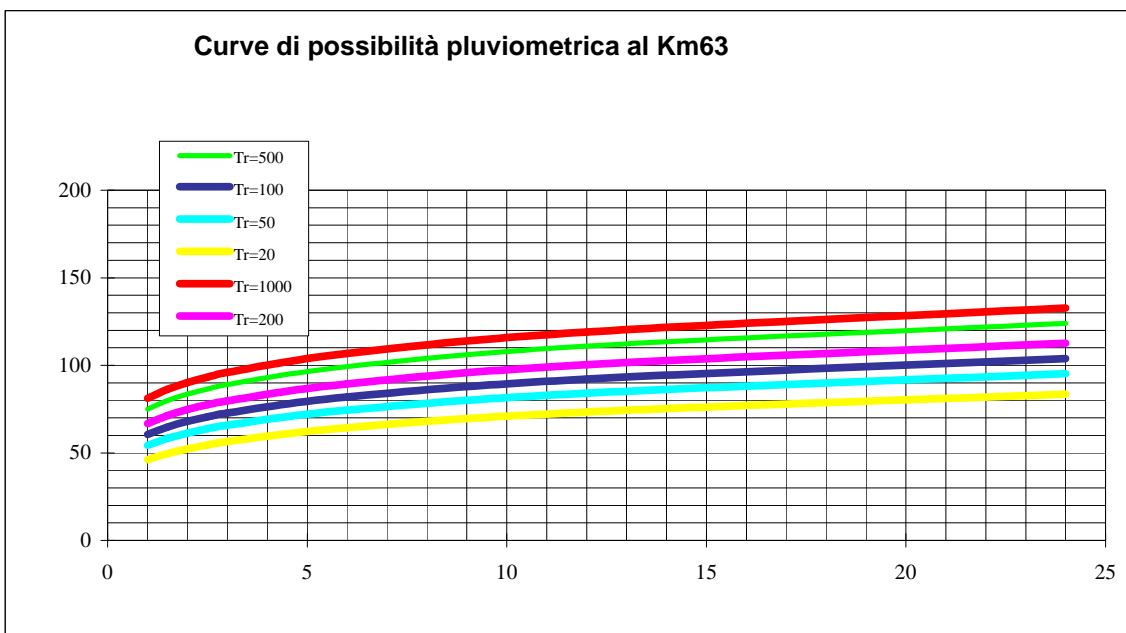


FIGURA 6-18: LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL KM63

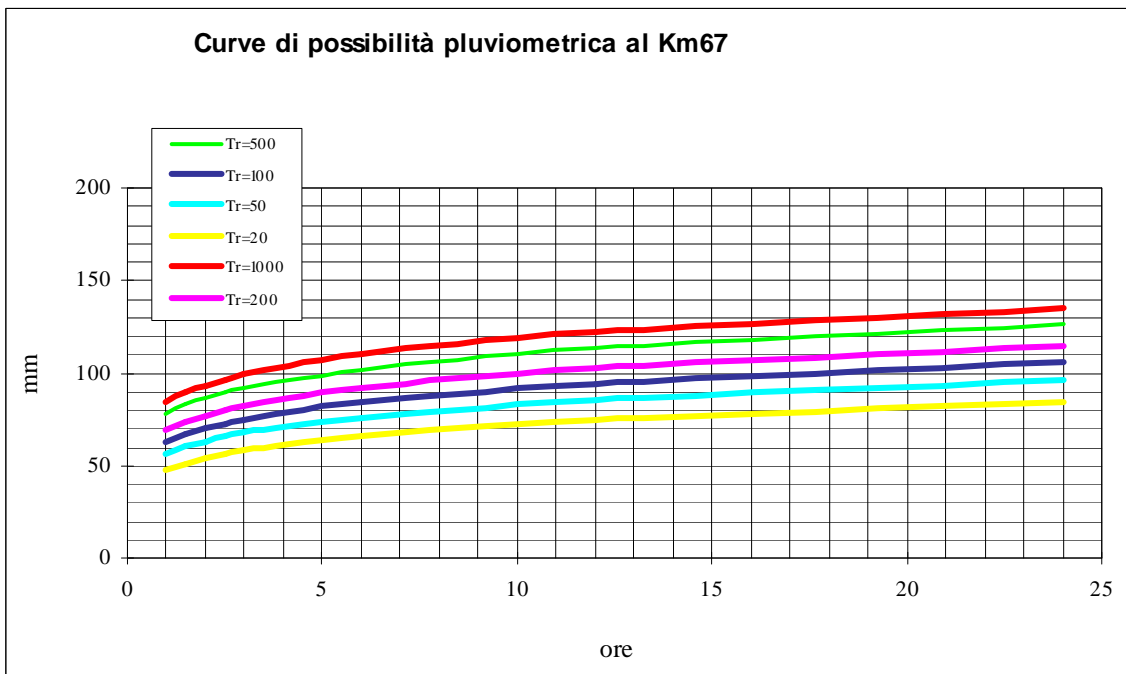


FIGURA 6-19: LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA AL KM67

Si riportano di seguito, per i diversi tempi di ritorno analizzati, le tabelle riassuntive dei valori di h in millimetri per durate di 0.25, 0.5 e 0.75 ore per singolo tratto sotteso e le CPP del tratto più gravoso.

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km3					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	38.32	35.37	31.48	28.53	25.57	21.61
0.5	61.51	56.63	50.17	45.28	40.36	33.80
0.75	81.15	74.58	65.90	59.33	52.72	43.91

**TABELLA 6-31: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km3 – STAZIONI PLUVIO. SAINO DI PEGOGNAGA E MIRANDOLA**

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km7					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	39.51	36.41	32.31	29.20	26.09	21.92
0.5	63.68	58.52	51.69	46.52	41.32	34.39
0.75	84.19	77.25	68.05	61.08	54.09	44.76

**TABELLA 6-32: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km7 – STAZIONI PLUVIO. SAINO DI PEGOGNAGA E MIRANDOLA**

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km11					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	40.70	37.45	33.14	29.88	26.60	22.23
0.5	65.84	60.41	53.21	47.76	42.29	34.98
0.75	87.24	79.91	70.20	62.84	55.46	45.61

**TABELLA 6-33: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km11 – STAZIONI PLUVIO. SAINO DI PEGOGNAGA E MIRANDOLA**

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km15					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	41.43	38.08	33.65	30.29	26.92	22.42
0.5	67.03	61.43	54.03	48.42	42.78	35.26
0.75	88.82	81.27	71.28	63.70	56.10	45.96

**TABELLA 6-34: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km15 – STAZIONI PLUVIO. POGGIORUSCO, SAINO DI PEGOGNAGA E MIRANDOLA**

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km19					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	40.89	37.61	33.28	29.99	26.69	22.28
0.5	65.78	60.33	53.12	47.66	42.17	34.85
0.75	86.88	79.55	69.85	62.49	55.11	45.27

**TABELLA 6-35: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km19 – STAZIONI PLUVIO. POGGIORUSCO E MIRANDOLA**

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km23					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	40.19	37.01	32.79	29.59	26.39	22.10
0.5	64.31	59.04	52.06	46.78	41.47	34.39
0.75	84.67	77.60	68.24	61.15	54.03	44.53

**TABELLA 6-36: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km23 – STAZIONI PLUVIO. POGGIORUSCO E MIRANDOLA**

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km27					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	36.93	34.10	30.35	27.51	24.65	20.85
0.5	57.58	53.01	46.96	42.37	37.77	31.62
0.75	74.67	68.62	60.62	54.55	48.47	40.35

**TABELLA 6-37: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km27 – STAZIONI PLUVIO. POGGIORUSCO E SOLARA**



durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km31					
[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	36.72	33.89	30.15	27.31	24.47	20.66
0.5	57.19	52.63	46.59	42.02	37.42	31.30
0.75	74.10	68.08	60.10	54.06	47.99	39.90

**TABELLA 6-38: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM31 – STAZIONI PLUVIO. POGGIORUSCO E SOLARA**

durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km35					
[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	34.62	32.10	28.77	26.24	23.71	20.32
0.5	53.37	49.41	44.18	40.21	36.23	30.91
0.75	68.75	63.60	56.78	51.62	46.43	39.51

**TABELLA 6-39: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM35 – STAZIONE PLUVIO. POGGIORUSCO E S. AGOSTINO**

durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km39					
[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	34.12	31.66	28.40	25.92	23.44	20.13
0.5	52.45	48.60	43.51	39.66	35.79	30.62
0.75	67.45	62.46	55.86	50.85	45.83	39.13

**TABELLA 6-40: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM39 – STAZIONE PLUVIO. POGGIORUSCO E S. AGOSTINO**

durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km43					
[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	33.97	31.52	28.28	25.83	23.37	20.08
0.5	52.17	48.36	43.31	39.49	35.65	30.53
0.75	67.06	62.12	55.58	50.62	45.65	39.01

**TABELLA 6-41: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM43 – STAZIONE PLUVIO. POGGIORUSCO E S. AGOSTINO**

durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km47					
[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	33.62	31.21	28.02	25.61	23.18	19.95
0.5	51.53	47.79	42.85	39.10	35.34	30.32
0.75	66.15	61.32	54.93	50.09	45.23	38.74

**TABELLA 6-42: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM47 – STAZIONE PLUVIO. POGGIORUSCO E S. AGOSTINO**

durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km51					
[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	35.44	32.79	29.30	26.65	23.99	20.44
0.5	54.41	50.32	44.91	40.81	36.69	31.20
0.75	69.93	64.65	57.67	52.37	47.05	39.96

**TABELLA 6-43: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM51 – STAZIONE PLUVIO. POGGIORUSCO E S. AGOSTINO**

durata	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km55					
[ore]	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	36.42	33.65	29.98	27.21	24.42	20.70
0.5	55.97	51.69	46.02	41.73	37.42	31.67
0.75	71.97	66.45	59.14	53.60	48.04	40.62

**TABELLA 6-44: ALTEZZE DI PIOGGIA AL KM55 – STAZIONI PLUVIO. SELVATONICA E S. AGOSTINO**

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km59					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	35.41	32.80	29.35	26.73	24.10	20.59
0.5	51.54	47.75	42.73	38.92	35.10	30.00
0.75	64.27	59.54	53.29	48.54	43.78	37.43

TABELLA 6-45: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km59 – STAZIONE PLUVIO. MALALBERGO E S. AGOSTINO

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km63					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	36.34	33.63	30.04	27.31	24.58	20.94
0.5	52.16	48.27	43.13	39.23	35.32	30.09
0.75	64.51	59.71	53.35	48.54	43.70	37.25

TABELLA 6-46: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km63 – STAZIONE PLUVIO. MALALBERGO E S. AGOSTINO

durata [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm] – Km67					
	Tr=1000	Tr=500	Tr=200	Tr=100	Tr=50	Tr=20
0.25	36.34	33.63	30.04	27.31	24.58	20.94
0.5	52.16	48.27	43.13	39.23	35.32	30.09
0.75	64.51	59.71	53.35	48.54	43.70	37.25

TABELLA 6-47: ALTEZZE DI PIOGGIA AL Km67 – STAZIONE PLUVIO. MALALBERGO E S. AGOSTINO

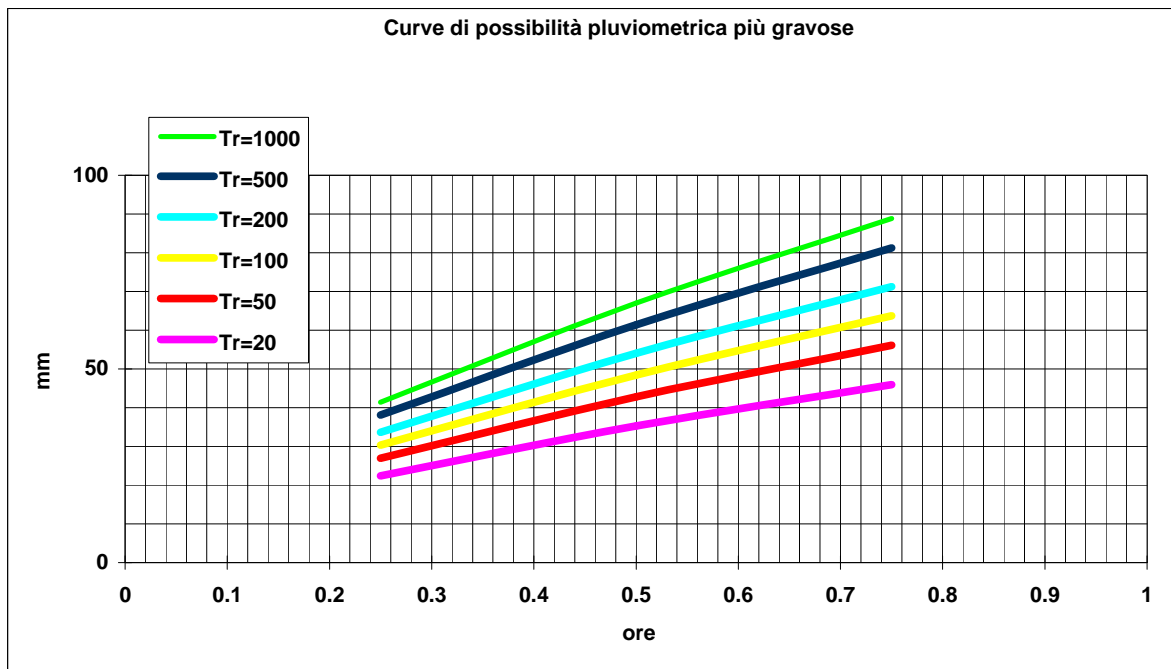


FIGURA 6-20: LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA NEL TRATTO PIÙ GRAVOSO KM15.00

## 7. IL DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

---

### 7.1. CRITERI GENERALI

---

La realizzazione dell'autostrada Cispadana comporta l'impermeabilizzazione delle superfici di piattaforma stradale con conseguenti problematiche connesse alla gestione delle acque meteoriche drenate sia da un punto di vista quantitativo che qualitativo.

Il presente capitolo analizza, approfondisce e descrive le opere di mitigazione dei problemi di tipo idraulico relativi alla pressione che l'impermeabilizzazione induce sulla capacità recettiva dei corsi d'acqua riceventi e che trova in parte conforto nelle assunzioni già decise a livello di Progettazione Preliminare approvato.

Lo studio, che ha carattere idrologico, idraulico ed ambientale, ha portato alla definizione del sistema di raccolta, smaltimento e trattamento delle acque di piattaforma di tipo chiuso e comprende:

- reti interconnesse di raccolta ed evacuazione delle acque di piattaforma;
- presidi di sicurezza per il controllo degli sversamenti accidentali;
- impianti tecnologici per il trattamento delle acque di prima e seconda pioggia;
- fossi di laminazione diffusa e bacini di laminazioni (solo per le autostazioni) per il controllo delle portate rilasciate che svolgono anche la funzione di zone di riequilibrio ecologico.

L'ambito progettuale è definito dall'asse autostradale chiuso all'interno della recinzione e confinato dalle sei autostazioni e dalle due interconnessioni autostradali.

Per il corretto dimensionamento di tali opere, è stato individuato il migliore assetto da assegnare al sistema di drenaggio tenendo conto:

- delle sollecitazioni pluviometriche;
- dei vincoli normativi;
- della particolare situazione morfologica e idraulica delle aree interessate dall'infrastruttura stradale;
- dei vincoli quantitativi dei canali recettori;
- della funzionalità del sistema di trattamento delle acque;
- della possibilità di telecontrollare a distanza il funzionamento degli impianti di trattamento e la chiusura immediata del sistema nel caso di sversamenti accidentali

Infatti la realizzazione dell'autostrada produce essenzialmente due principali problematiche:

- potenziale incremento delle portate idrauliche consegnate ai ricettori a seguito dell'incremento dei coefficienti di deflusso;
- alterazione della qualità delle acque meteoriche, che si deteriora dal dilavamento del manto autostradale a tal punto che il problema del trattamento delle acque assume un'importanza analoga a quella del trattamento degli scarichi dei reflui civili ed industriali. Infatti il dilavamento di superfici scoperte non si esaurisce con le acque di prima pioggia bensì si protrae nell'arco di tempo in cui permangono gli eventi piovosi. Le acque meteoriche di dilavamento si qualificano a tutti gli effetti come "acque di scarico" da assoggettare alla disciplina ed al regime autorizzativo previsto dal DLgs 152/2006.

Queste conseguenze possono essere controllate attrezzando l'opera autostradale con sistemi di raccolta di tipo chiuso con consegna della frazione inquinata agli impianti di trattamento in qualunque condizione di pioggia: intensa e di breve durata (1-3-6 ore) o prolungata nel tempo (9 – 12 -24 ore) per TR=100 anni.

I criteri progettuali assunti derivanti in parte dal Progetto Preliminare, ma soprattutto dai numerosi incontri con i diversi attori per la gestione delle acque e dal rispetto di un assetto agronomico consolidato in centinaia di anni, sono i seguenti.

- progettazione della rete di evacuazione delle acque di piattaforma dimensionata per tempo di ritorno TR=100 anni ad esclusione delle trincee per le quali il tempo di ritorno di progetto è quello duecentennale;
- non interferenza con la rete dei canali irrigui,
- non interferenza con i canali arginati;
- non interferenza con i canali promiscui ma già sofferenti;
- garantire sempre e ovunque la continuità idraulica dei campi sia ai fini di scolo che irrigui a monte ed a valle della infrastruttura stradale in progetto;
- riduzione massima dei sifoni e delle stazioni di sollevamento;
- rispetto del coefficiente udometrico di scarico e dei canali recettori imposti dal Consorzio di Bonifica;
- prevedere che ogni scarico sia dotato di manufatto di modulazione della portata e di depurazione delle acque;
- prevedere che ogni manufatto di scarico sia dotato di griglia anti-intrusione per evitare l'ingresso di animali di taglia nel corpo autostradale;
- invarianza di bacino afferente: non si può scaricare in un fosso o canale acque a lui non deputate originariamente.

Lo studio della rete di raccolta, laminazione, trattamento ed evacuazione, delle acque di piattaforma autostradale si è articolato attraverso le seguenti fasi:

- 1) Individuazione dei recettori e dei loro limiti di portata sia attraverso il confronto con i diversi Consorzi di Bonifica che soprattutto con la realtà fisica del territorio;
- 2) Analisi idrologiche: preliminarmente sono state ricavate le curve di possibilità pluviometrica caratteristiche per ogni ambito territoriale da utilizzare nel dimensionamento degli afflussi che sollecitano la rete, quindi si è proceduto alla trasformazione Afflussi/Deflussi tramite utilizzo di modellazione matematica;
- 3) Schema idraulico di funzionamento delle reti di raccolta, smaltimento e trattamento: comprende l'individuazione dei manufatti elementari del drenaggio di piattaforma ed il relativo dimensionamento in funzione dei parametri di progetto assunti; comprende anche l'individuazione dei tratti omogenei e dei bacini ad essi afferenti;
- 4) Verifiche idrauliche: comprende il dimensionamento dei fossi di guardia e l'impatto dello scarico delle acque di piattaforma con i limiti allo scarico imposti;
- 5) Dimensionamento dei manufatti di modulazione, evacuazione, trattamento e laminazione.

Il reticolo idrografico interferito dall'asse autostradale è costituito da corsi d'acqua naturali (Fiume Secchia e Fiume Panaro), e da una fitta rete di canali artificiali consortili e privati. La scelta dei corsi d'acqua riceventi le acque di piattaforma, pur accettando l'ipotesi dell'invarianza idraulica e della totale depurazione, è stata suffragata da una serie di considerazioni che hanno poi trovato conforto in uno stretto rapporto con i rispettivi consorzi di Bonifica.

Per prima cosa vengono esclusi i seguenti corpi idrici nei quali, per diverse motivazioni, non è possibile scaricare a gravità nessun refluo generato dalla piattaforma stradale:

- tutti i corsi d'acqua arginati;
- tutti i corsi d'acqua che hanno una vocazione esclusivamente irrigua;
- tutti i corsi d'acqua che pur non essendo pensili ed a vocazione promiscua sono già sofferenti;
- tutti i canali minori privati di modeste dimensioni.

Per i canali rimasti, **circa il 15%**, i relativi Consorzi di Bonifica hanno poi definito i limiti idrometrici di scarico. Prevalentemente il limite imposto è di **8 l/s\*ha** di superficie impermeabile, tranne alcuni casi in cui il limite è stato ridotto a **4 l/s\*ha** in quanto si tratta di canali sollecitati da altri scoli. Solo per il Canale Burana e per il Diversivo Cavezzo il limite è stato aumentato fino a 15 l/s\*ha.

Nei casi in cui il fosso fosse privato e di dimensioni comunque accettabili, quale collegamento tra l'impianto di depurazione ed il recettore finale idoneo per poter ricevere le acque di scarico, ed in cui era inevitabile dover scaricare, si è prevista una ricalibratura della sezione di deflusso, dal punto di immissione fino alla al ricevente.

Infine oltre ai vincoli rappresentati dai limiti normativi sia qualitativi che di deflusso allo scarico sopra menzionati, i fossi di scolo delle acque di piattaforma autostradale sono stati calibrati per garantire sempre e ovunque un volume di laminazione almeno pari **a 500 m<sup>3</sup>/ha di superficie impermeabilizzata**.

## 7.2. ANALISI IDROLOGICHE

---

Lo studio idrologico ha previsto l'indagine sul regime delle piogge di breve durata e forte intensità per differenti Tempi di Ritorno, in tutti i pluviometri situati nelle vicinanze del tratto autostradale, finalizzata alla definizione delle curve di possibilità pluviometrica e dei relativi ietogrammi di progetto. Lo studio è stato suddiviso in due parti, ciascuna influenzata dalla durata di pioggia:

- Verifica dei manufatti di raccolta e smaltimento sollecitati da eventi di pioggia di durata >1 ora: rientrano tra questi i sistemi di raccolta tramite fosso di guardia che come già anticipato svolge anche la funzione laminativa;
- Verifica dei manufatti di raccolta e smaltimento sollecitati da eventi di pioggia di durata <1 ora: rientrano tra questi manufatti quelli legati a viadotti, ponti, tratti in curva e in trincea, ovvero quelli che necessariamente debbono scaricare prima possibile le acque defluite.

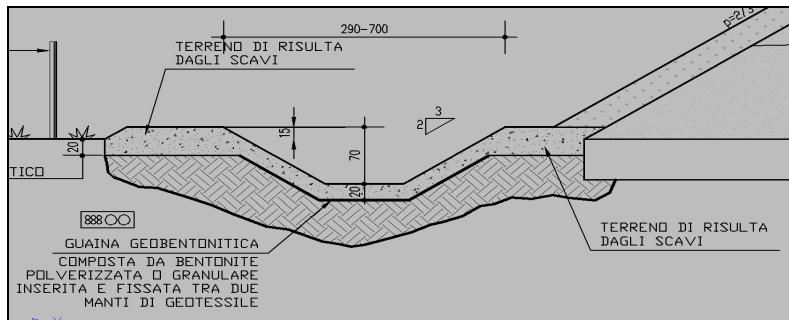
## 7.3. SISTEMI DI RACCOLTA ED EVACUAZIONE

---

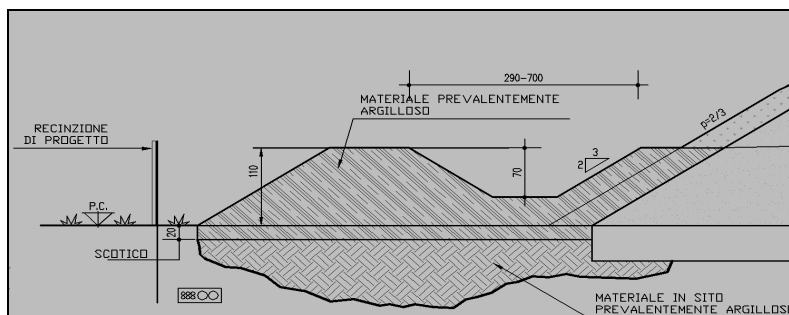
Il sistema di drenaggio autostradale è esteso a tutto il tracciato e comprende la raccolta delle acque del nastro pavimentato, delle banchine, delle aree di sosta e di tutte le superfici impermeabili interessate dal traffico compreso le scarpate dei rilevati.

Il sistema di evacuazione delle acque di piattaforma è di tipo chiuso, infatti tutti i collettori adottati sono impermeabili. Le acque raccolte sono convogliate attraverso gli embrici direttamente nei fossi di guardia laterali. Questi svolgono l'azione biunivoca di collettamento e laminazione. Per garantire la impermeabilità si prevede, che i fossi siano realizzati con le seguenti protezioni:

- a. in corrispondenza degli acquiferi critici, il fondo del fosso compreso le sponde e fino alla sommità bagnata, si è prevista la posa di un materassino bentonitico (a base di bentonite sodica) con il ricoprimento di uno strato vegetale di 20cm

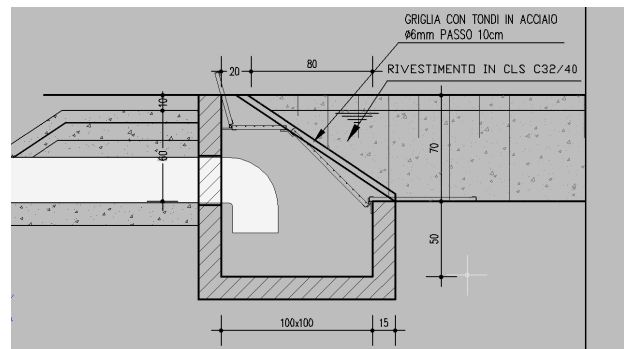


- b. negli altri casi, il fondo dei fossi di guardia sarà realizzato con materiale prevalentemente di matrice argillosa con ricoprimento di strato vegetale;



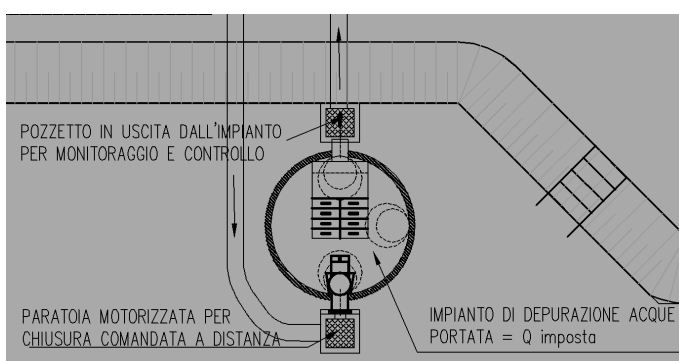
In corrispondenza degli scarichi degli embrici e dei tubi di scarico dei tratti in curva è previsto un rivestimento in cls sul fondo e sulle sponde del fosso.

Dai fossi di guardia (previsti di 7 tipologie) le acque arrivano ad un manufatto modulatore di portata con griglia per bloccare rifiuti galleggianti, da cui parte una tubazione indirizzata all'impianto di depurazione. Subito a monte dell'impianto viene inserito un pozzetto con paratoia motorizzata con chiusura comandata a distanza che svolge anche la funzione di intercetto in caso di sversamento accidentale. Da qui l'acqua a portata controllata giunge all'impianto di depurazione per poi defluire nel fosso ricevente. A valle dell'impianto, prima dello scarico, viene inserito un pozzetto per il monitoraggio e il controllo della qualità



delle acque in uscita dall'impianto stesso da parte di ARPA e in autocontrollo.

Il sistema così progettato consente di compensare l'aumento di carico idraulico gravante sui corsi d'acqua recettori dovuto all'incremento di impermeabilizzazione del suolo generato dall'opera autostradale e restituire sempre al territorio un'acqua depurata in



qualunque condizione di pioggia.

La sezione stradale ha pendenza trasversale minima  $i_{\min}=2.5\%$ , e può raggiungere i valori massimi nei tratti in curva con  $i_{\max}=7\%$ ; la pendenza immerge verso l'esterno carreggiata nei tratti in rettilineo mentre immerge verso l'interno nei tratti in curva. Le acque di piattaforma convergono, per scorrimento superficiale, verso la banchina esterna o verso lo spartitraffico intermedio a seconda dell'andamento planimetrico.

Nei tratti in rilevato la banchina è contenuta da un arginello in terra di altezza minima  $h=10$  cm al cui piede, lato autostrada, scorrono le acque di dilavamento. La raccolta centrale, in corrispondenza dello spartitraffico avviene per diretta caduta delle acque nella canaletta centrale in PeAD con grigliato carrabile (D400).

Nei viadotti le acque scorrono al margine della banchina delimitata dal cordolo di marciapiede. Nel caso delle trincee e gallerie le acque scorrono a lato della banchina contenute dal profilo redirettivo e catturate con una griglia longitudinale che ogni 24m scarica nel collettore di raccolta che a sua volta convoglia le acque nella vasca di accumulo.

Nei tratti in rilevato la cattura delle acque di piattaforma avviene con caditoia a tegola ad angoli smussati e raccordo inclinato agli embrici. Il trasferimento delle acque avviene con gli embrici che convogliano le acque dalla piattaforma al fosso di guardia opportunamente rivestito, in quel tratto, per 1,0m in calcestruzzo armato con rete elettrosaldata diam 6mm maglia 15x15.

Nei tratti in curva, dalla canaletta in PeAD, dei tubi  $\square\phi 200$ mm posti ogni 20m convogliano le acque ai collettori, che attraverso delle tubazioni di diametro 315mm poste a distanza minima di 60m l'una dall'altra, scaricano nel fosso di guardia.

Nei tratti in viadotto la cattura avviene con solco nel marciapiede che convoglia le acque alla caditoia a griglia con bocchettone di raccordo al pluviale di evacuazione e da questo al collettore.

Le aree delle autostazioni sono interessate da un carico di traffico notevolmente inferiore a quello autostradale, ciò comporta l'accumulo, durante il tempo secco, di un carico inquinante inferiore al primo con trasferimento, durante il dilavamento, di volumi solidi di inquinanti più contenuti. Così come previsto nel Progetto Preliminare e ad eccezione della Stazione di San felice, si è pertanto scelto di confermare le assunzioni del Preliminare e quindi di attrezzarle con una rete di fossi filtro perimetrali capaci di garantire il trattamento e la laminazione delle acque di piattaforma con controllo finale sullo sversamento accidentale. Per quest'ultimo caso l'automatismo di chiusura della paratoia viene garantito dal sistema di monitoraggio a distanza analogo a quello degli impianti di trattamento in continuo.

La soluzione scelta con trattamento di tipo naturale per questi casi, presenta un minore impatto sul territorio e fornisce buoni risultati per il tipo di area drenata e per il traffico sostenuto; la stessa è suggerita come soluzione tipologica da adottare per gli ambiti stradali anche nelle Linee guida di progettazione della Regione Emilia-Romagna (D.G.R. 1860/2006).

I fossi filtro consentono di associare alla funzione idraulica di drenaggio anche quella ambientale di fitodepurazione e quella idraulica di laminazione delle portate di piena. I fossi filtro sono fossi di guardia, con sponde a bassa pendenza che favoriscono l'attecchimento di specie erbacee selezionate nei quali si realizza la sedimentazione e l'invaso.



Invece nel caso dell'Autostazione di San Felice, stazione centrale e dove il traffico sarà decisamente superiore alle precedenti, si è pensato di associare ai fossi anche un impianto finale di trattamento in continuo per le acque di prima e seconda pioggia per eventi fino a circa TR= 2 anni. Infine queste acque compreso quelle che by passano l'impianto (per eventi con TR maggiori) giungeranno all'interno di un bacino di accumulo di circa 3.000 m<sup>3</sup> di capacità di invaso collegato ad una stazione di sollevamento composto da 2+1 pompe da 10l/sec/cad in grado di scaricare le acque nel Canale Burana sormontandone l'arginatura (in questo tratto pensile), con le dovute precauzioni idrauliche.

Per tutte le autostazioni il processo laminativo viene garantito oltre che dalla presenza dei fossi filtro anche da un invaso specifico di laminazione ricavato in aree marginali ma comunque conterminato da opportune recinzioni di protezione sia interne che esterne.

Si riporta di seguito l'elenco degli invasi per singola autostazione.

**TABELLA 7-1: ELENCO INVASI DI LAMINAZIONE PER SINGOLA AUTOSTAZIONE**

AUTOSTAZIONE	SUPERFICIE UTILE INVASO	VOLUME INVASO	QUOTA SCARICO A GRAVITA'	QUOTA MASSIMO INVASO	QUOTA FONDO INVASO	VOLUME MORTO	IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO PER EVACUAZIONE ACQUA
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[m slm]	[m slm]	[m slm]	[m <sup>3</sup> ]	tipo
<b>SAN POSSIDONIO</b>	1072	1072	15.50	16.50	15.00	500	NO
<b>SAN FELICE</b>	3600	2930	NO	12.50	11.60	NO	n° 2+1 pompe da 10 l/sec per 3,5 KW
<b>CENTO</b>	2980	1490	9.50	10.00	9.30	650	NO
<b>POGGIO RENATICO</b>	3600	2660	11.00	11.80	11.05	NO	NO

Alcuni invasi di laminazione offrono anche la possibilità di poter disporre di un volume "idraulicamente morto" ovvero che non influisce sulla capacità di laminazione, ma che rappresenta un'importante opportunità per poter disporre acqua piovana di scarso pregio ai fini di irrigazione per i giardini dell'autostazione in soccorso agli impianti già in essere ed inoltre elemento vitale per i macroinvertebrati che colonizzeranno l'area.

Infine nel tratto ferrarese ove sono già presenti invasi nati in coincidenza con la realizzazione dell'attuale sedime della Cispadana, si è pensato di mantenerli vivi attraverso lo scarico a gravità delle acque depurate e laminate provenienti dalla infrastruttura stradale in progetto.

## 7.4. TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA AUTOSTRADALE

---

Il presente capitolo ha l'intento di descrivere le caratteristiche del Sistema in continuo, pensato per la laminazione e quindi il trattamento di tutte le acque meteoriche compreso quelle di prima pioggia, scolanti dalla piattaforma autostradale fino ad una intensità di pioggia per TR=100 anni.

Le acque di piattaforma, ovvero le acque drenate sulla sede stradale, devono essere smaltite attraverso un sistema idraulico che realizza le fasi d'evacuazione, laminazione, depurazione e scarico delle portate raccolte nel rispetto delle normative cogenti.

Le acque raccolte nei fossi di scolo autostradale confluiscono per gravità verso l'impianto di trattamento in continuo che si trova vicino ad un corpo idrico ricettore. I fossi posti a nord e a sud della carreggiata, vengono messi in collegamento tra loro tramite tombini in cls  $\phi 1000\text{mm}$  sigillati nei giunti per garantire una perfetta tenuta idraulica. Inoltre, in questo modo si ottiene anche il beneficio di ottimizzare la depurazione attraverso un solo impianto per entrambi i sensi di marcia.

Il sistema di trattamento è costituito da una vasca in grado di trattenere i solidi sospesi e gli oli, attraverso un semplice processo combinato di sedimentazione e filtrazione.

Il funzionamento della vasca è il seguente: l'acqua inquinata entra in un sedimentatore di testa attraverso un primo sistema di limitazione e chiusura automatica a galleggiante che evita il rigurgito di oli. Grazie al basso carico superficiale ed al lungo percorso, l'acqua passa da un moto turbolento a un moto laminare permettendo così una corretta separazione delle sostanze sedimentabili. Successivamente, grazie ad un percorso obbligato, l'acqua ancora inquinata attraversa i pacchetti lamellari dove le gocce d'olio più grandi vengono rapidamente indirizzate verso la superficie, mentre quelle più piccole vengono catturate grazie alla funzione coalescente e rilasciate solo una volta raggiunta la giusta dimensione. Gli oli ormai separati vengono trattenuti in superficie e l'acqua viene incanalata nel condotto di scarico avviandosi al corpo ricettore. Il condotto di scarico, nella parte superiore a vista, è ispezionabile per consentire la campionatura dell'acqua di scarico. Al termine del trattamento l'acqua in uscita verrà convogliata nel corpo idrico ricettore tramite un tubazione di dimensioni variabili in funzione della portata scaricabile, e lungo una decina di metri, al fine di garantire una distanza di sicurezza tra la vasca e la sponda del corpo idrico ricettore.

Il trattamento in continuo dell'impianto, nel pieno rispetto di quanto imposto dalle Normative cogenti, permette, attraverso la separazione gravimetrica dei solidi sospesi e attraverso l'utilizzo di filtri a coalescenza per la separazione degli oli, la mitigazione dello sversamento, con un abbattimento delle sostanze inquinanti superiore rispetto ai sistemi di prima pioggia con accumulo.

Il sistema di trattamento in continuo non presenta capacità di invaso in quanto la portata in uscita risulta coincidente con la portata in entrata. Questa viene garantita a monte da appositi impianti di laminazione. Per questi impianti di trattamento è prevista la manutenzione periodica con relativo smaltimento dei residui inquinanti trattenuti.

Per quanto riguarda la manutenzione gli impianti dovranno essere controllati visivamente una volta al mese e il controllo dovrà includere: controllo del livello d'olio nella zona di separazione; controllo delle piastre filtranti; controllo e pulizia del galleggiante nella chiusura automatica; controllo del livello del fango nel sedimentatore e asportazione di questo nel caso in cui il fango occupi più dei  $\frac{3}{4}$  della sezione del sedimentatore; pulizia dei pacchetti piastre lamellari (ogni 5 anni). Infine, con cadenza circa annuale, devono essere rimossi dalle vasche (da parte di ditte specializzate) gli oli in sospensione e le sabbie depositate. Medesima cadenza deve essere prevista per i filtri a coalescenza, la cui manutenzione prevede il lavaggio del filtro o la sostituzione. essere prevista per i filtri a coalescenza, la cui manutenzione prevede il lavaggio del filtro o la sostituzione.

Nel caso delle 4 autostazioni, e come sopra ricordato si è previsto l'utilizzo dei fossi filtro che svolgono l'azione biunivoca di laminatori e di fitodepuratori.

Questa tipologia di trattamento, idonea per tratti di piattaforma stradale a scarso traffico, appartiene ai sistemi di fasce tampone, ed è indicata nelle Best Management Practices (BMP) diffuse a livello internazionale e derivanti da esperienze dirette per il trattamento delle acque reflue stradali, sistema indicato anche nelle Linee guida della Regione Emilia Romagna.

Il sistema di fitodepurazione altro non è che la riproposizione del sistema che la natura ha escogitato nella sua evoluzione per la riutilizzazione, senza alcuna alterazione del sistema ecologico, dei residui biologici del regno animale attraverso i servizi del regno vegetale. Lo scopo è quello di ottenere la stabilizzazione della sostanza organica e la rimozione dei nutrienti per condurre il refluo depurato verso riutilizzazioni secondarie. La rimozione degli inquinanti avviene attraverso una complessa varietà di processi biologici, chimici e fisici tra i quali riveste un ruolo predominante la cooperazione tra le piante ed i microrganismi che trovano sulle piante stesse o vicine ad esse un habitat adatto al loro sviluppo. La capacità depurativa è dovuta alla presenza di ossigeno nel terreno, al potere depurativo della biomassa adesa alle radici delle piante (digestione aerobica della sostanza organica e nitrificazione dell'azoto ammoniacale) ed all'assimilazione di sostanze organiche e di nutrienti (l'azoto nitrico prodotto dai batteri nitrificanti) da parte della pianta per la sintesi proteica ed il proprio accrescimento.

Le fasce tampone e con esse i fossi filtro, più direttamente coinvolti nella fase depurativa, consentono una buona rimozione dei solidi sospesi soprattutto per la frazione dei metalli pesanti attraverso azioni di: adsorbimento, sedimentazione, filtrazione e bioassorbimento. Si sono adottate per i sistemi di biofiltrazione; essenze autoctone di elevata resa vegetativa e depurativa; tra esse sono da preferirsi in ordine di efficacia: *Typha latifolia*, *Phragmites australis*, *Lythrum salicaria*, *Carex acutiformis*, *Festuca arundinacea*, *Brassica juncea*. L'azione depurativa prodotta dalle piante avviene prevalentemente attraverso l'assorbimento nella massa vegetale; ciò significa che l'inquinante viene accumulato nella fitomassa, che pertanto dovrà essere asportata mediante taglio e rimozione al termine della stagione vegetativa. La manutenzione dovrà essere svolta almeno una volta all'anno anche per evitare l'interrimento e la conseguente riduzione della capacità di invaso dei fossi filtro.

## 8. ANALISI IDRAULICHE

---

### 8.1. ARTICOLAZIONE DELLO STUDIO IDRAULICO

---

Tutti gli studi idraulico a corredo del Presente Progetto si sono articolati attraverso le seguenti fasi:

*Fase 1<sup>a</sup>: Definizione di un quadro conoscitivo di riferimento morfologico e idraulico*

Scopo di questa fase è di predisporre uno strumento conoscitivo in grado di valutare le sollecitazioni idrauliche dei diversi corsi d'acqua nel tratto di interesse, intese quali idrogrammi di piena (livelli e portate), ricavate attraverso analisi idrologiche e processi di modellazione matematica, e le condizioni idrauliche al contorno, sia a monte che a valle, per quanto non espresso dagli eventuali dati idrometrici disponibili.

Il rilievo delle sezioni trasversali aggiornato al 2011 proprio nell'ambito della presente progettazione definitiva, completato dai rilievi effettuati nel 2008 per il progetto preliminare, ha permesso, inoltre, di definire la geometria dei corsi d'acqua nei tratti oggetto di studio.

*Fase 2<sup>a</sup>: analisi idraulica dei corsi d'acqua artificiali*

Il sistema dei corsi d'acqua artificiali comprende la rete idrografica canalizzata composta dai corsi d'acqua di scolo e di irrigazione afferenti al Consorzio della Bonifica o proprietà private che insistono sull'area attraversata. Il tracciato interferisce con canali che sono stati classificati come secondari sulla base della larghezza d'alveo a piano campagna  $3m < B < 10m$ , mentre se  $B < 3m$  essi vengono classificati minori..

L'analisi idrologica ed idraulica, effettuata per i corsi d'acqua interferiti dalla viabilità in progetto, rispecchia le considerazioni fatte per i diversi ambiti territoriali esaminati, in quanto ciascuno di essi presenta peculiari caratteristiche morfologiche e climatologiche che modificano i parametri idrologici connessi alla formazione ed al deflusso delle piene. La particolare caratteristica dei corsi d'acqua di bonifica risiede proprio nella loro funzionalità e negli usi a cui sono preposti; l'ambivalenza delle funzioni di scolo ed irrigazione rende non poco difficile l'analisi idrologica in quanto a rigori essi andrebbero studiati sotto il profilo della funzione di drenaggio delle acque meteoriche tuttavia utilizzati, soprattutto nelle stagioni primaverili ed estive anche per irrigazione mantenendo alti i livelli in alveo e riducendo la capacità di assorbimento di eventi pluviometrici importanti.

Il criterio adottato, per individuare i livelli idrometrici da assumere a riferimento per la progettazione dei manufatti di attraversamento, è stato, quindi, quello di adottare come portata di riferimento quella massima sostenibile (Q<sub>ms</sub>), determinata mediante modellazione matematica in moto permanente. È stata inoltre valutata una Q<sub>ms</sub> incrementata del 30% per prendere in considerazione anche i possibili futuri afflussi meteorici dovuti i possibili incrementi delle superfici urbanizzate nel territorio oggetto di intervento. Nel caso dei canali pensili sono state impostate le verifiche anche nell'ipotesi di adeguamento arginale lungo buona

parte del tratto di corso d'acqua analizzato.

L'analisi idraulica, condotta mediante modellazione matematica in moto permanente, è stata condotta indagando e mettendo a confronto la condizione attuale, stato di fatto e quella futura, stato di progetto.

Le dimensioni dei manufatti di attraversamento sono state definite in accordo con quanto impartito dal Consorzio di Bonifica in sede di CDS e comunque garantendo un franco d'aria almeno pari al 30% dell'altezza interna del tombino rispetto la portata di progetto.

Per i corsi d'acqua minori, oltre alle verifiche dei singoli attraversamenti, è stata altresì condotta una mirata analisi volta a comprendere le interferenze che il corpo autostradale impatta sulla microcircolazione delle acque sia in termini distributivi (funzionali all'irrigazione) che scolanti. Il risultato dell'analisi consiste nell'aver individuato una prima rete di fossi di diverse dimensioni chiamati fossi di collegamento idraulico e che necessariamente dovranno essere poi integrati e corretti in sede di concertazione con i singoli proprietari terrieri in funzione delle specifiche richieste di conduzione agronomica dei terreni. Inoltre ed al fine di garantire sempre la continuità idraulica delle rete idrografica esistente, sono stati previsti tutta una serie di manufatti idraulici rappresentati da paratoie di diverse dimensioni, tubi irrigui in pressione contro-tubati e tombini per passi carrai e che nelle planimetrie di dettaglio in scala 1:2.000 sono stati inseriti in forma computistica.

#### *Fase 3<sup>^</sup>: progettazione delle opere di presidio idraulico*

Sulla base delle risultanze delle analisi idrauliche si è, quindi, proceduto alla definizione delle opere di presidio idraulico necessarie a garantire sia l'ufficiosità idraulica delle strutture in progetto, che la compatibilità delle stesse con le dinamiche dei corsi d'acqua. Sono stati, inoltre, definiti gli accorgimenti e gli interventi necessari alla risoluzione delle interferenze con gli ulteriori elementi idraulici presenti. Per il progetto delle difese attive sono state privilegiate soluzioni di ingegneria a basso impatto ambientale, condivise con gli Enti preposti al governo del territorio.

## **8.2. AMBITI DI RIFERIMENTO**

---

### **8.2.1. Il Comprensorio di Bonifica Burana**

L'attuale Consorzio della Bonifica Burana nasce il 1° ottobre 2009 dall'unificazione tra l'ex Consorzio di bonifica Burana-Leo-Scoltenna-Panaro e parte della pianura bolognese, quella in sinistra Samoggia, prima gestita dal Consorzio della bonifica Reno Palata.

Il comprensorio del Consorzio della Bonifica Burana, ricadente nel bacino idrografico del fiume Panaro, dal crinale tosco-emiliano arriva fino al Po in Lombardia ed è delimitato ad est dal fiume Secchia e ad ovest dal torrente Samoggia. Il comprensorio consortile ricade oggi in 58 comuni delle province di Modena, Mantova,

Ferrara, Bologna e Pistoia per una superficie di 242.532 ettari.

Dell'intero comprensorio, circa 80.000 ha ricadono nella parte montana, mentre i rimanenti 162.000 ha si estendono nella porzione di pianura. Di quest'ultimi oltre 75.000 sono a scolo meccanico.

Il reticolo di bonifica attuale drena le acque di scolo delle aree agricole e collettate dai sistemi fognari dei centri urbani, sino a riversarle all'interno dei canali artificiali per poi convogliarle al fiume Panaro, al fiume Po ed al mare Adriatico, secondo lo schema di seguito esposto.

Nel territorio del Consorzio di Burana il punto nevralgico in cui confluiscono le acque raccolte dalla fitta rete di canalizzazione è Bondeno. Attraverso l'impianto di scolo S. Bianca l'acqua dei terreni e dei centri urbani della parte alta del comprensorio di pianura confluisce nel Diversivo di Burana e viene scaricata nel Panaro.

Le acque della parte più depressa del comprensorio vengono invece incanalate nel Collettore di Burana, e attraverso la Botte Napoleonica, sottopassano a gravità il fiume Panaro per raggiungere il mare Adriatico; per mezzo dell'impianto idrovoro Pilastresi l'acqua che la Botte Napoleonica non è in grado di scolare naturalmente viene pompata direttamente in Po.

L'approvvigionamento idrico del comprensorio consortile è, invece, garantito da impianti e chiaviche di derivazione che prelevano l'acqua dai fiumi Po, Panaro e Secchia. Attraverso impianti di sollevamento, canali, canalette irrigue ed impianti pluvirrigui l'acqua viene distribuita capillarmente su un territorio di 87.755 ettari.

Sul fiume Po gli impianti di derivazione sono il Sabbioncello a Quingentole, che distribuisce acqua alla parte alta della pianura e Pilastresi a Bondeno, che assicura l'acqua alla parte orientale della provincia ferrarese. L'acqua destinata all'irrigazione dell'area collinare e di alta pianura viene invece derivata dal fiume Secchia dalla Presa del Canale Maestro o di Modena a Sassuolo, dalla Chiavica Secchia a Bomporto, dal fiume Panaro dalla Presa del Canale S. Pietro a Vignola, nonché dagli impianti Bagazzano e Campazzo a Nonantolae Casoni e Picozza a Ravarino.

La rete di infrastrutture e canali realizzate e gestite dal consorzio in esame comprendono numerose opere, tra cui 1655 km di canali promiscui con funzione di scolo, 601 km di canali di irrigazione, 52 impianti di sollevamento, 7 impianti di scolo e 44 impianti irrigui .

Il tracciato in progetto interessa la porzione centrale di pianura del comprensorio, caratterizzato da una morfologia piatta sulla quale si ergono i modesti rilievi naturali dei dossi di pianura ed artificiali delle arginature o rilievi infrastrutturali, strade e ferrovie. Analogamente ai comprensori attigui, la campagna è prevalentemente destinata a seminativi con presenza di frutteti e vigneti ed altre colture arboree, con frequente presenza di centri abitati.

Il territorio è soggetto ad un clima continentale temperato tipico della pianura padana tuttavia con influenze, soprattutto nella parte di alta pianura, del clima sublitoraneo appenninico dominato da due massimi e due minimi di precipitazione.

Quasi tutti i canali principali attraversati dal tracciato autostradale in esame, tra cui il Canale Sabbioncello,

presentano nel tratto di interesse una sezione con alveo in scavo e arginature assenti o di altezza modesta (inferiore al metro).

### **8.2.2. Il Comprensorio di bonifica Emilia Centrale**

Il Consorzio di Bonifica dell' Emilia Centrale è un ente di diritto pubblico, nasce nell'ottobre del 2009 dalla fusione dei Consorzi di Bonifica Parmigiana Moglia Secchia e Bentivoglio-Enza, ed assicura la gestione e distribuzione delle acque superficiali per la tutela e lo sviluppo del territorio. Il territorio del comprensorio consorziale dell'ex bonifica Bentivoglio-Enza ricade per la maggior parte della sua estensione in Emilia Romagna e per una modesta superficie in Toscana; interessa tre province (Reggio Emilia, Parma e Massa Carrara) e 27 Comuni. L'estensione complessiva è di 97.066 ha. Il territorio di montagna ha un'estensione di 57.060 ha, mentre il territorio di pianura risulta avere un'estensione di 40.006 ha.

Il comprensorio dell'ex Consorzio di Bonifica Parmigiana Moglia – Secchia, all'interno del quale si trova proprio il Cavo Parmigiana-Moglia, presenta invece un'estensione complessiva pari a 214.318 ha ed è pressoché coincidente con il bacino idrografico del fiume Secchia.

L'intero comprensorio viene suddiviso in due zone altimetriche distinte: quella di pianura, che da quota 17.00 m s.l.m. si eleva sino a quota 50.00 m s.l.m., e quella collinare e di montagna, che si estende fino al crinale appenninico Tosco-Emiliano.

Gli interventi e le opere di bonifica eseguite a partire dal 1919 all'interno dell'attuale comprensorio di bonifica in esame, hanno condotto ad una razionale separazione delle acque basse da quelle alte, consentendo, inoltre, di portare acqua in tutti i periodi dell'anno nei terreni agricoli fino in Appennino. Originariamente il reticolo superficiale è stato impostato mediante l'esecuzione di due collettori, il primo delle acque basse, l'altro per le alte, entrambi scaricanti nel Secchia tramite due impianti idrovori: il primo, per le acque alte, realizzato a Mondine di Moglia, mentre il secondo, per le acque basse, ubicato a San Siro di San Benedetto Po. Per evitare che i cavi che trasportano acque provenienti dai territori più alti invadano i territori più bassi, sono state separate le acque alte da quelle basse.

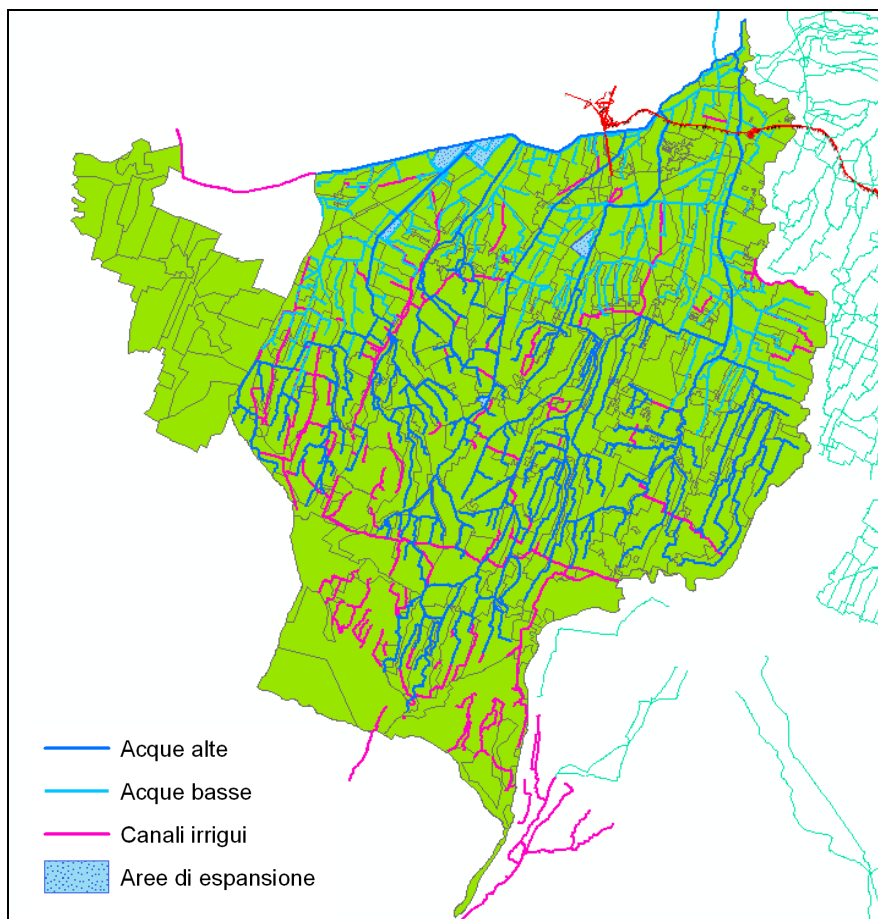
Le acque alte scorrono in zone alla quota di 25 metri sul livello del mare e si trovano nella parte meridionale del comprensorio. Queste acque vengono convogliate, attraverso i cavi Bondeno, Naviglio, Tresinaro e Lama, in un unico collettore, il cavo Parmigiana-Moglia. Tale collettore scarica le acque provenienti dalle terre alte, per caduta libera, nel fiume Secchia in località Bondanello (Moglia). Quando il Secchia è in piena, le chiaviche di Bondanello si chiudono e le acque del cavo Parmigiana-Moglia, convogliate nel tratto terminale del cavo Lama, possono comunque venire smaltite dall'impianto idrovo di Mondine.

Le acque basse scorrono al di sotto di tale quota nella parte settentrionale, e sono immediatamente riconoscibili per l'assenza di argini. Nei punti di incrocio fra canali di acque alte e canali di acque basse, queste ultime passano al di sotto delle prime tramite apposite botti. Le acque basse, quindi, confluiscono in due canali di scolo principali: il Collettore Acque Basse Reggiane e il Collettore Acque Basse Modenesi.

Questi si riuniscono poi in un Canale Emissario che sottopassa il cavo Parmigiana-Moglia alla botte S.Prospero, e convoglia le acque basse al Secchia presso l'impianto idrovoro di S. Siro.

L'acqua necessaria per l'irrigazione viene derivata dal Po a Boretto, dove entra nel Canale Derivatore e quindi nel cavo Parmigiana-Moglia. Da qui si distribuisce per gravità nelle zone al di sotto dei 20 metri sul livello del mare, nel restante comprensorio occorre innalzarla attraverso impianti di sollevamento. Per questo, canali come Parmigiana-Moglia e Lama, che in autunno-inverno scolano le acque alte verso valle, nei periodi secchi (da maggio a settembre) convogliano verso monte l'acqua destinata all'irrigazione.

La rete di infrastrutture e canali costruita per la bonifica del territorio della bassa reggiano-modenese è costituito da innumerevoli opere, tra cui 2 impianti di sollevamento a Po, in località Boretto, 25 impianti di sollevamento secondario, oltre 1.000 Km di canali di risalita e distributori, e innumerevoli manufatti secondari di regolazione e distribuzione.



**FIGURA 8-1: TERRITORIO DELL'EX BONIFICA PARMIGIANA MOGLIA - SECCHIA**

Il tracciato in progetto interessa la porzione di pianura del comprensorio, caratterizzato da una morfologia piatta sulla quale si ergono i modesti rilevati naturali dei dossi di pianura ed artificiali delle arginature o rilevati infrastrutturali, strade e ferrovie. La campagna è prevalentemente destinata a seminativi con



presenza di frutteti e vigneti ed altre colture arboree, mentre i centri abitati non sono particolarmente frequenti.

Il territorio è soggetto ad un clima continentale temperato tipico della pianura padana tuttavia con influenze, soprattutto nella parte di alta pianura, del clima sublitoraneo appenninico dominato da due massimi e due minimi di precipitazione.

La maggior parte dei canali è di uso promiscuo, questo fa sì che sia quasi sempre presente acqua nel canale e quindi lo stesso è frequentemente popolato da specie ittiche ed anfibe

### **8.2.3. Il Comprensorio di Bonifica Gonzaga**

Il Consorzio Terre di Gonzaga in Destra Po è stato costituito nel 2005, ed è nato dalla fusione dei due precedenti Consorzi di Bonifica Agro Mantovano Reggiano e Revere. L'estensione complessiva del comprensorio gestito è di circa 88.000 ha, di cui 41.150 nella porzione lombarda, mentre i rimanenti ricadono in territorio reggiano.

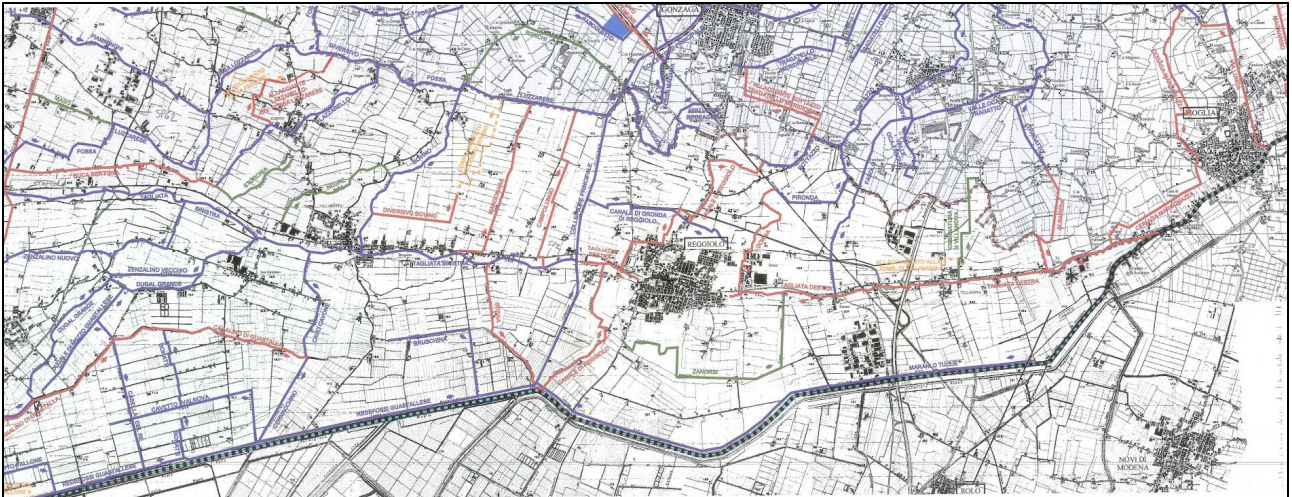
Il territorio dell'Agro Mantovano Reggiano è servito da una diffusa rete scolante che, attraverso il Canale Collettore Principale e il Canale Emissario, raccoglie le acque del comprensorio e le conduce fino all'impianto idrovoro di Moglia di Sermide. Qui lo scarico in Po avviene generalmente a gravità, salvo nei periodi di piena quando si rende necessario il funzionamento delle idrovore per il sollevamento delle acque. Le necessità irrigue del comprensorio sono invece soddisfatte mediante derivazione del fiume Po, presso Boretto (RE), comune a due consorzi di bonifica (Emilia Centrale e Terre dei Gonzaga in Destra Po), che alimenta il canale Parmigiana-Moglia, dal quale sono ridistribuite le acque per l'utilizzo consortile.

Per quanto riguarda l'ambito di pertinenza del comprensorio di Revere, situato interamente nell'Oltrepò mantovano, le acque di scolo sono immesse nel canale principale Fossalta e quindi versate nella rete del consorzio di Burana, grazie a una convenzione con quest'ultimo. A secondo della contingenza, questa rete può scaricare le acque in Po a mezzo di sollevamento meccanico oppure condurle per deflusso naturale, mediante il Canale Collettore di Burana, fino al mare. Nei casi di piena eccezionale, invece, dal collettore principale della Fossalta le acque sono immesse nel nuovo canale diversivo per essere poi sollevate in Po dall'impianto idrovoro del consorzio, nei pressi di Moglia di Sermide. Sempre per questo secondo ambito, l'irrigazione è resa possibile dal prelievo delle acque dai canali gestiti dal consorzio.

L'opera autostradale in progetto comporta varie interferenze col reticolo superficiale, limitatamente alla porzione emiliana del presente consorzio.

L'ambito territoriale interessato si sviluppa lungo un tratto di pianura compreso tra le provincie di Reggio Emilia e Modena ed il territorio è caratteristico della bassa pianura padana, dominato da superfici piate monotone deprimenti verso nord-est e sulle quali gli elementi morfologici naturali sono riconducibili a dossi di pianura ed alle incisioni degli stessi corsi d'acqua, a cui si contrappongono i rilevati artificiali legati ad infrastrutture viarie o ad arginature. Il corridoio attraversato mostra una quota variabile tra 17 e 20 m s.l.m.,

le pendenze del terreno sono dell'ordine di 10 cm al km. Il territorio presenta caratteristiche idrografiche ed idrologiche omogenee, i canali interessati sono di natura prevalentemente promiscua dove all'uso di scolo si coniuga, nel periodo primavera-estate quello irriguo ottenuto con l'invaso dei canali.



**FIGURA 8-2 RETE DEL CONSORZIO DI BONIFICA TERRE DEI GONZAGA IN DESTRA PO**

Il tracciato dell'opera attraversa in direzione ovest-est il tratto di pianura del comprensorio di bonifica del Consorzio di Bonifica Terre dei Gonzaga in Destra Po, a partire dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22. Le preliminari analisi idrologiche condotte hanno individuato anche in questo caso coefficienti udometrici omogenei per i bacini dei corsi d'acqua interessati, in virtù della caratterizzazione morfologica comune e della vicinanza geografica che implica una similitudine delle caratteristiche pluviometriche.

#### **8.2.4. Il Comprensorio di Bonifica della Pianura di Ferrara**

Il Consorzio di Bonifica della Pianura di Ferrara ex Valli di Vecchio Reno ha una superficie complessiva di 43.093 ha, di cui 40.996 ha in Provincia di Ferrara, 1316 ha in Provincia di Bologna e 781 ha in Provincia di Modena. Il comprensorio della bonifica è caratterizzato da una morfologia piatta sulla quale le fluttuazioni antiche del Reno hanno originato i paleoalvei e da essi i dossi di pianura disposti in una complessa rete e che si trovano in condizioni altimetriche di rilevato relativo e che sono solitamente caratterizzati da terreni più grossolani rispetto alla matrice alluvionale delle zone un tempo vallive e dei bacini di colmata che popolano la pianura.

L'altimetria del comprensorio degrada dai 22 metri sul livello del mare all'estremo sud-ovest, fino a meno di 4 metri sul livello del mare in corrispondenza della depressioni più marcate. Le condizioni altimetriche e morfologiche del comprensorio consentono, ad eccezione di alcune depressioni, lo scolo naturale delle acque. L'idrografia è caratterizzata da una marcata complessità, dovuta essenzialmente alla diversità dei recapiti esterni e all'origine ovunque antica del reticolo dei canali. I terreni del comprensorio hanno un'origine alluvionale, caratterizzata da un'intima mescolanza di apporti dal sistema padano-alpino con quelli prevalenti

di origine appenninica. In esso assumono un'importanza fondamentale i terreni sabbioso limosi, che si ritrovano in corrispondenza dei dossi di pianura mentre nelle aree intervallive la matrice dominante è quella di suoli limosi ed argillosi caratteristici dei depositi alluvionali. Il territorio del comprensorio presenta una dominanza di seminativi pari a circa il 65% del totale della superficie, seguono le superfici urbanizzate 20%, le superfici destinate ad colture arboree e boscate 15%. Il territorio è soggetto al clima continentale moderatamente temperato della pianura padana ed è scarsamente influenzato dalla vicina presenza del mare Adriatico. Le precipitazioni sono numericamente scarse ma distribuite uniformemente nelle quattro stagioni, con valori più alti in autunno, primavera e estate e più bassi in inverno; la piovosità media annua è dell'ordine dei 700-600 mm.

I canali principali della rete idrografica gestita dal Consorzio di bonifica Valli di Vecchio Reno interferiti dal tracciato autostradale Cispadana sono: il Condotto Generale, il Canale di Cento, il Canale Angelino, lo Scolo Principale Riolo ed il Canale Aldrovandi. I canali appartengono ai sistemi imbriferi del Canale di Cento e del Canale Cembalina che occupano la parte centrale ed occidentale del comprensorio di bonifica; si tratta di canali principalmente ad uso promiscuo con sezioni in scavo e drenaggio prevalentemente a gravità.

Il comprensorio di bacino ricade nella Provincia di Ferrara ed appartiene al bacino idrografico del fiume Po.

### **8.3. ELENCO DI TUTTE LE INTERFERENZE IDRAULICHE**

---

Il sistema dei corsi d'acqua analizzato comprende una rete idrografica artificiale composta dai canali di scolo e di irrigazione di competenza del Consorzio della Bonifica o proprietà private che insistono su tutto il corridoio interferito dall'opera in progetto. La particolare caratteristica di questi corsi d'acqua risiede nella loro funzionalità e negli usi a cui sono preposti: l'ambivalenza delle funzioni di scolo ed irrigazione rende piuttosto complessa l'analisi idrologica in quanto, a rigore, essi andrebbero studiati sia sotto il profilo della funzione di drenaggio delle acque meteoriche sia sotto il profilo della funzione di canali irrigui, quando, soprattutto nelle stagioni primaverili ed estive, vengono mantenuti alti i livelli in alveo che ne riducono la capacità di invaso per eventi pluviometrici importanti.

Lo studio del reticolo idrografico superficiale si articola distinguendo i corsi d'acqua tra quelli secondari e quelli minori, tale classificazione si basa sulle dimensioni della base maggiore B della sezione idraulica in corrispondenza dell'attraversamento in progetto, in particolare:

- Corso d'acqua secondario  $3,0m < B \leq 10,0m$ ;
- Corso d'acqua minore  $B \leq 3,0m$ .

Di seguito sono trattati, in modo puntuale, tutti i corsi d'acqua secondari interferiti dalla viabilità in progetto al fine di definire:

- 1- Le caratteristiche idrografiche, geometriche, morfologiche ed ambientali;

- 2- La portata di riferimento e le condizioni al contorno per la modellazione matematica;
- 3- L'attraversamento idraulico previsto;
- 4- Le verifiche idrauliche svolte tramite modellazione matematica monodimensionale, in moto permanente. Questo permette di indagare e confrontare la condizione attuale, stato di fatto e quella futura, stato di progetto.

Per la rete minore caratterizzata da sezioni trasversali minori rispetto ai precedenti e poichè attraversano la sede autostradale mediante tombini circolari di diametro  $\leq F1200$ , le analisi sono condotte in forma più speditiva, determinando la Qms con analisi idraulica in moto uniforme, indagando e confrontando la condizione attuale, stato di fatto e quella futura, stato di progetto.

**TABELLA 8-1: ELENCO INTERFERENZE IDRAULICHE SUDDIVISE PER COMPETENZA TERRITORIALE E TIPOLOGIA**

COD PD	NOME CORSO D'ACQUA	GESTORE	RANGO	USO	b [m]	B [m]	h fondo [msm]	H [m]	WBS	DESCRIZIONE	LARGH (m)	ALTEZZA (m)
A01A001	FOSSO 18	privato	secondario	promiscuo	2.4	4.8	16.50	0.9	C01CTS01	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
	FOSSO 18	privato	secondario	promiscuo	2.4	4.8	16.45	0.9	C01CTS02	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
A01A002	FOSSO 18	privato	secondario	promiscuo	2.4	4.8		0.9	S01STS14	TOMBINO SCATOLARE	2.00	2.00
	FOSSO 18	privato	secondario	promiscuo	2.4	4.8		0.9	S01STS15	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
	FOSSO 18	privato	secondario	promiscuo	2.4	4.8		0.9	S01STS16	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
A01A003	FOSSO 19	privato	secondario	promiscuo	2.1	5.8	15.28	1.2	C01CTS03	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
	CANALE RAME	privato	minore	promiscuo	0.5	2.5		0.7	S01STC22	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A005	CANALE RAME	privato	minore	promiscuo	0.5	2.5		0.7	S01STC01	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A135	CANALE RAME	privato	minore	promiscuo	0.5	2.5	17.00	0.7	S01STC02	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	CANALE RAME	privato	minore	promiscuo	0.5	2.5		0.7	S01STS11	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.00
	CANALE RAME	privato	minore	promiscuo	0.5	2.5		0.7	S01STS13	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.00
	CANALE RAME	privato	minore	promiscuo	0.5	2.5		0.7	S01STS12	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.00
	CANALE RAME	privato	minore	promiscuo	0.5	2.5		0.7	S01STC05	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	CANALE RAME	privato	minore	promiscuo	0.5	2.5		0.7	S01STS10	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.00
	CANALE RAME	privato	minore	promiscuo	0.5	2.5	17.00	0.7	S01STS09	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.00
A01A007	CAVO TAGLIATA EST	GONZAGA IN DESTRA PO	secondario	irrigazione	1.4	4.7	17.00	2.2	I01ITS03	TOMBINO SCATOLARE	2.5	3.0
A01A157	CANALE MARANI TULLIE	GONZAGA IN DESTRA PO	secondario	promiscuo	7.00	12.00		2.00	I01ITS04	TOMBINO SCATOLARE	3.0	2.5
A01A158	CAVO PARMIGIANA MOGLIA	AIPO	principale	promiscuo	-	-	-	-	-	PONTE	-	-
A01A159	COLLETTORE ACQUE BASSE REGGIANE	EMILIA CENTRALE	principale	promiscuo	-	-	-	-	-	PONTE	-	-
A01A160	SCOLO PONTE GALLI	EMILIA CENTRALE	secondario	promiscuo	1.5	3.5		1	-	PONTE	-	-
A01A014	FOSSO 23	privato	secondario	promiscuo	1.1	3.2	16.72	1	I01ITC03	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A015	FOSSO 23	privato	secondario	promiscuo	1.1	3.2	16.72	1	I01ITC04	TOMBINO CIRCOLARE		1.20
A01A150	FOSSO 111	privato	minore	scolo	0.5	1.5		0.6	V01VTC95	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 111	privato	minore	scolo	0.5	1.5		0.6	V01VTC1	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 111	privato	minore	scolo	0.5	1.5	16.45	0.6	V01VTC01	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 111	privato	minore	scolo	0.5	1.5		0.6	V01VTC7	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A151	FOSSO 104	privato	minore	scolo	0.5	1.5		0.6	V01VTC02	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 104	privato	minore	scolo	0.5	1.5		0.6	V01VTC03	TOMBINO CIRCOLARE		1.00

COD PD	NOME CORSO D'ACQUA	GESTORE	RANGO	USO	b [m]	B [m]	h fondo [msm]	H [m]	WBS	DESCRIZIONE	LARGH (m)	ALTEZZA (m)
	FOSSO 104	privato	minore	scolo	0.5	1.5	16.40	0.6	V01VTC04	TOMBINO CIRCOLARE	-	1.00
	FOSSO 104	privato	minore	scolo	0.5	1.5		0.6	V01VTC05	TOMBINO CIRCOLARE	-	1.00
A01A016	FOSSO 24	privato	minore	promiscuo	0.8	2.6	16.25	0.6	I01ITC05	TOMBINO CIRCOLARE	-	1.00
A01A017	FOSSO 25	privato	secondario	promiscuo	1.5	5.9	16.36	1.2	A01ATS01	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
A01A018	FOSSO 26	privato	secondario	promiscuo	1.3	3.1	16.88	0.8	V02VTC07	TOMBINO CIRCOLARE		1.20
	FOSSO 26	privato	secondario	promiscuo	1.3	3.1		0.8	V02VTC06	TOMBINO CIRCOLARE		1.20
A01A019	FOSSO 75	privato	secondario	promiscuo	1.8	6.4	17.08	1	A01ATS03	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
A01A020	FOSSO 27	privato	secondario	promiscuo	4.9	7.2	15.49	1.2	A01ATS04	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.00
A01A129	FOSSO DI VIA TULLIE	privato	minore	scolo	0.5	1.5		0.5	A02ATC06	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A01A021	CAVO PARMIGIANA MOGLIA	AIPO	principale	promiscuo						PONTE		
A01A022	COLLETTORE ACQUE BASSE REGGIANE	EMILIA CENTRALE	principale	promiscuo						PONTE		
A01A023	SCOLO FORESTO	EMILIA CENTRALE	secondario	scolo	1.2	3.6	17.30	0.8	A04ATC07	TOMBINO CIRCOLARE		1.20
A01A025	FOSSA RASO (CANALE RESEGA)	AIPO	principale	promiscuo						PONTE		
A01A130	SCOLO RESEGA	EMILIA CENTRALE	secondario	promiscuo	1	4	15.10	1.1	A04ATS05	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
A01A027	FOSSO 30	privato	minore	promiscuo	0.4	1.5	16.21	0.6	V04VTC09	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A028	FOSSO 31	privato	minore	promiscuo	0.6	3	15.76	1.1	A05ATC09	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A135	FOSSO 91		minore	scolo	0.50	1.5		0.6	V05VTC13	TOMBINO CIRCOLARE		0.6
A01A134	FOSSO 91	privato	minore	scolo	0.5	1.5	16.60	0.6	V05VTC10	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 91	privato	minore	scolo	0.5	1.5	16.41	0.6	V05VTC11	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 91	privato	minore	scolo	0.5	1.5		0.6	V05VTC12	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A031	FOSSO 33	privato	minore	promiscuo	0.4	1.2	15.79	0.5	A07ATC15	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A032	FOSSO 34	privato	minore	promiscuo	0.9	2.4	16.10	0.8	A07ATC17	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A033	FOSSO 35	privato	minore	promiscuo	0.3	2	15.86	0.7	A07ATC18	TOMBINO CIRCOLARE		1.20
A01A161	FOSSO 112	privato	minore	promiscuo	0.5	1.3	16.36	0.5	A07ATC19	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A034	SCOLO SILTATA	privato	secondario	promiscuo	0.6	3.4	15.39	1.3	V06VTS01	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
	SCOLO SILTATA	privato	secondario	promiscuo	0.6	3.4		1.3	V06VTS18	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
	FOSSO 85	privato	minore	scolo	0.5	1.5		0.5	V06VTC16	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
A01A132	FOSSO 85	privato	minore	scolo	0.5	1.5		0.5	V06VTC14	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
	FOSSO 85	privato	minore	scolo	0.5	1.5		0.5	V06VTC15	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
A01A035	FOSSO 36	privato	minore	promiscuo	0.4	3	15.57	0.8	A07ATC20	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A036	CANALE GAZZOLI	EMILIA CENTRALE	secondario	irriguo	0.5	1.9	15.75	0.5	A07ATC21	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A037	COLLETTORE ACQUE BASSE MODENESI	EMILIA CENTRALE	principale	scolo						PONTE		
A01A039	FOSSO BIGARANO	EMILIA CENTRALE	secondario	scolo	1.7	6.8		1.8	A08ATS61	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
	FOSSO BIGARANO	EMILIA CENTRALE	secondario	scolo	1.7	6.8	16.02	1.8	A09ATC23	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A040	CANALE DI GRUPPO	EMILIA CENTRALE	secondario	irriguo	1.9	6.9		1.7	A10ATCL0	TOMBINO CIRCOLARE		1.20
A01A041	CAVO LAMA	EMILIA CENTRALE	principale	promiscuo						PONTE		
A01A042	CAVETTO DI SANTO STEFANO	EMILIA CENTRALE	secondario	scolo	2.4	7.1		1.4	A10ATS06	TOMBINO SCATOLARE	4.00	2.5
	CAVETTO DI SANTO STEFANO	EMILIA CENTRALE	secondario	scolo	2.4	7.1		1.4	A10ATS07	TOMBINO SCATOLARE	4.00	2.50
A01A043	CONDOTTO DI SANTO STEFANO	EMILIA CENTRALE	secondario	irriguo	0.9	2	17.68	0.5	A11ATC24	TOMBINO CIRCOLARE		1.00

COD PD	NOME CORSO D'ACQUA	GESTORE	RANGO	USO	b [m]	B [m]	h fondo [msm]	H [m]	WBS	DESCRIZIONE	LARGH (m)	ALTEZZA (m)
A01A046	FOSSO 38	privato	secondario	promiscuo	1	3.8	16.81	1	A11ATCM0	TOMBINO CIRCOLARE		1.20
A01A045	CAVETTO VALLICELLA	EMILIA CENTRALE	secondario	scolo	1.2	3.8	17.50	1.4	V07VTS11	TOMBINO SCATOLARE	2.00	2.00
A01A136	CAVETTO VALLICELLA	EMILIA CENTRALE	secondario	scolo	1.2	3.8		1.4	V07VTS09	TOMBINO SCATOLARE	2.00	2.00
	CAVETTO VALLICELLA	EMILIA CENTRALE	secondario	scolo	1.2	3.8		1.4	V07VTS07	TOMBINO SCATOLARE	2.00	2.00
	CAVETTO VALLICELLA	EMILIA CENTRALE	secondario	scolo	1.2	3.8		1.4	V07VTS05	TOMBINO SCATOLARE	2.00	2.00
A01A044	CON DOTTO CROCILE OVEST	EMILIA CENTRALE	minore	irriguo	0.9	2.1		0.7	V07VTCa5	TOMBINO CIRCOLARE		0.80
A01A047	CAVETTO DI S. GIOVANNI	EMILIA CENTRALE	secondario	promiscuo	3.2	5.2	17.06	1	V07VTS10	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.00
	CAVETTO DI S. GIOVANNI	EMILIA CENTRALE	secondario	promiscuo	3.2	5.2	17.06	1	A11ATS60	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.00
A01A048	CONDOTTO CROCILE EST	EMILIA CENTRALE	secondario	irriguo	0.7	2.8		0.8	A11ATCM2	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
A01A049	FOSSO 39	privato	minore	scolo	0.5	2.5	18.16	0.6	V08VTC19	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A140	FOSSO 95	privato	minore	scolo	0.4	1.3		0.5	V08VTC18	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A050	CANALE DELLE CHIAVICHE	EMILIA CENTRALE	secondario	irriguo	1.4	4.4	18.86	1.1	A11ATS08	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
A01A051	FIUME SECCHIA	AIPO	principale	corso d'acqua naturale						PONTE		
MO2A002	FIUME SECCHIA	AIPO	principale	corso d'acqua naturale						PONTE		
A01A052	FOSSO DI GUARDIA IN DX SABBIONCELLO	BURANA	secondario	irriguo	1.1	3.8	16.51	1.2	A13ATS09	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.50
MO0A003	FOSSO DI GUARDIA IN DX SABBIONCELLO	BURANA	secondario	irriguo	1.1	3.8	16.52	1.2	C03CTS04	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.50
A01A053	CANALE SABBIONCELLO	BURANA	principale	irriguo						PONTE		
MO2A004	CANALE SABBIONCELLO	BURANA	principale	irriguo						PONTE		
A01A054	DUGALE ZALOTTA	BURANA	secondario	promiscuo	3.5	11	15.20	3.7	A14ATS10	TOMBINO SCATOLARE	4.00	2.50
MO2A006	FOSSO PRADELLA	BURANA	secondario	promiscuo	0.8	3.5	16.90	0.7	C03CTS05	TOMBINO SCATOLARE	1.50	1.50
A01A055	FOSSA CAVANA	BURANA	secondario	promiscuo	1.1	4.5	14.71	0.8	S02STS08	TOMBINO SCATOLARE	2.50	2.00
	FOSSA CAVANA	BURANA	secondario	promiscuo	1.1	4.5		0.8	S02STS07	TOMBINO SCATOLARE	2.50	2.00
A01A056	FOSSO 40	privato	minore	promiscuo	0.4	1	15.40	0.5	A15ATC33	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A057	FOSSO 41	privato	minore	promiscuo	0.8	3	14.81	0.7	A15ATCM1	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A058	FOSSA BERARDI	BURANA	secondario	promiscuo	2.8	5.7	14.00	1.1	A15ATS11	TOMBINO SCATOLARE	4.00	2.50
	FOSSO 97	privato	minore	scolo	0.5	1.5	15.28	0.5	A15ATC39	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 97	privato	minore	scolo	0.5	1.5		0.5	A15ATC40	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
A01A059	DUGALE SMIRRA DI CONFINE IN SX	BURANA	secondario	promiscuo	3	8.2	15.26	1.3	A60ATS12	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.50
A01A060	DUGALE RAMEDELLO	BURANA	secondario	promiscuo	1	3.2	15.82	1	A60ATS13	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
A01A061	FOSSO 42	privato	minore	promiscuo	0.3	2.2	16.47	0.5	V12VTC23	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A062	FOSSO 42	privato	minore	promiscuo	0.3	2.2	16.53	0.5	V12VTC24	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A063	FOSSO 42	privato	minore	promiscuo	0.3	2.2		0.5	V12VTC25	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 42	privato	minore	scolo	0.3	2.2		0.5	V12VTC28	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 42	privato	minore	scolo	0.3	2.2		0.5	A60ATCB4	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A064	CANALE FIENIL VECCHI	privato	minore	promiscuo	1.3	2.7	16.12	0.7	A60ATC48	TOMBINO CIRCOLARE		1.20
A01A065	DUGALE CUCCO	BURANA	secondario	promiscuo	2.4	5.7	15.50	1.2	A60ATS14	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.50
	FOSSO 43	privato	minore	scolo	0.5	1.5		0.5	A60ATCM6	TOMBINO CIRCOLARE		0.80
A01A066	CANALE DIVERSIVO BURANA I	BURANA	principale	promiscuo						Ponte		
A01A067	FOSSO 43	privato	minore	promiscuo	0.4	2.3		0.5	A16ATCB5	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 43	privato	minore	promiscuo	0.4	2.3		0.5	A16ATCL2	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 43	privato	minore	promiscuo	0.4	2.3		0.5	A16ATCL3	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A068	FOSSO DI VIA BACCARELLA	privato	minore	scolo	0.4	2.3	16.02	0.5	V14VTC31	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
MO3A001	FOSSETTA VECCHIA	BURANA	secondario	promiscuo	1.2	6.7	15.75	0.7	C04CTS06	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.50
	FOSSETTA VECCHIA	BURANA	secondario	promiscuo	1.2	6.7	15.75	0.7	C04CTS07	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.50

COD PD	NOME CORSO D'ACQUA	GESTORE	RANGO	USO	b [m]	B [m]	h fondo [msm]	H [m]	WBS	DESCRIZIONE	LARGH (m)	ALTEZZA (m)
MO3A002	FOSSO 103	privato	minore	promiscuo	0.5	1.5	15.60	0.5	C04CTC01	TOMBINO CIRCOLARE		0.80
MO3A003	FOSSO DI VIA BACCARELLA	privato	minore	promiscuo	0.4	2.3	16.10	0.5	C04CTC02	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
MO3A004	FOSSO 44	privato	minore	scolo	0.3	1.7	16.20	0.5	V14VTC32	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A070	DUGALE CERESA	BURANA	secondario	promiscuo	1	6.3	15.20	1.5	A17ATS15	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.50
A01A071	FOSSO 45	privato	minore	promiscuo	0.4	2.5	17.77	0.2	A17ATCO4	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
C05A002	FOSSO 77	privato	minore	promiscuo	0.5	2.4	16.83	0.6	C05CTC06	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
C05A003	FOSSO 78	privato	minore	promiscuo	0.5	2	16.60	0.5	C05CTC07	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
C05A004	FOSSO 79	privato	minore	promiscuo	0.5	2	16.38	0.5	C05CTC08	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
C05A006	FOSSO 81	privato	minore	promiscuo	0.8	3	16.45	0.7	C05CTC03	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
C05A007	FOSSO 82	privato	minore	promiscuo	0.5	2.5	17.00	0.6	C05CTC04	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
C05A008	FOSSO 83	privato	minore	promiscuo	0.5	2.4	16.90	0.6	C05CTC05	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
C05A009	FOSSO 84	privato	minore	promiscuo	0.5	2.5	16.98	0.6	C05CTC09	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A072	FOSSO 46	privato	minore	promiscuo	0.3	1.3	17.77	0.4	A17ATCO5	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A162	FOSSO DI S.S. 12 IN SX	privato	minore	promiscuo	0.8	3.6		1.4	V17VTS20	TOMBINO SCATOLARE	1.50	1.50
	FOSSO DI S.S. 12 IN SX	privato	minore	promiscuo	0.8	3.6		1.4	V17VTS21	TOMBINO SCATOLARE	1.50	1.50
A01A073	CANALE DIVERSIVO DI CAVEZZO	BURANA	principale	promiscuo						PONTE		
A01A163	FOSSO DI VIA BOLOGNA	privato	minore	promiscuo	0.4	2.5		0.7	V18VTC37	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO DI VIA BOLOGNA	privato	minore	promiscuo	0.4	2.5		0.7	V18VTC39	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A074	FOSSO 47	privato	minore	promiscuo	0.6	2.5	18.72	0.6	V19VTC40	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 47	privato	minore	promiscuo	0.6	2.5		0.6	V19VTC41	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 48	privato	minore	promiscuo	0.4	1.9		0.5	V19VTC42	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
A01A076	FOSSO 49	privato	minore	promiscuo	0.3	1.2	18.32	0.4	V20VTC43	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 49	privato	minore	promiscuo	0.3	1.2	18.32	0.4	V20VTC44	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A077	FOSSO 50	privato	minore	promiscuo	0.3	1.1	18.37	0.3	V20VTC45	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A078	CAVO BRUINO	BURANA	secondario	promiscuo	0.8	6.5	17.76	1.8	A19ATS16	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.50
A01A079	FOSSO 51	privato	minore	scolo	0.2	1.8	18.46	0.5	V21VTC46	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 51	privato	minore	scolo	0.2	1.8		0.5	V21VTC48	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
	FOSSO 51	privato	minore	scolo	0.2	1.8		0.5	V21VTC47	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
A01A141	FOSSO 95	privato	minore	scolo	0.3	1.3		0.4	V21VTC49	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
A01A080	ALLACCIANTE CAVO BRUINO - FOSSA REGGIANA ALTA	BURANA	secondario	promiscuo	2.2	4.2	17.85	1	A19ATS17	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
A01A082	FOSSA REGGIANA ALTA	BURANA	secondario	promiscuo	0.6	3.6	17.80	0.5	A19ATS18	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.50
A01A084	FOSSO 52	privato	minore	scolo	0.4	2.1	18.05	0.3	V22VTC52	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
	FOSSO 52	privato	minore	scolo	0.4	2.1	18.05	0.3	V22VTC53	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 52	privato	minore	scolo	0.4	2.1	18.05	0.3	V22VTC54	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 52	privato	minore	scolo	0.4	2.1	18.05	0.3	V22VTC57	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
A01A083	CANALE DI VIA GETTA	privato	minore	scolo	0.5	2.3	17.80	0.7	V22VTC55	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A085	CANALE DI VIA GETTA	privato	minore	scolo	0.5	2.3	17.80	0.7	V22VTC56	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	CANALE DI VIA GETTA	privato	minore	scolo	0.5	2.3	17.80	0.7	V22VTC51	TOMBINO CIRCOLARE		0.50
A01A163	CANALE DI VIA BIGNAR	privato	minore	scolo	0.4	2.1		0.6	V23VTC59	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A088	CANALE DI VIA BIGNAR	privato	minore	scolo	0.4	2.1	16.70	0.6	V23VTC58	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A092	FOSSO 54	privato	minore	promiscuo	0.5	2		1	A20ATC62	TOMBINO CIRCOLARE		1.20
	FOSSO 54	privato	minore	promiscuo	0.5	2	16.10	1	A20ATC61	TOMBINO CIRCOLARE		1.20
	FOSSO 54	privato	minore	promiscuo	0.5	2		1	A20ATC63	TOMBINO CIRCOLARE		1.20
A01A093	FOSSO 55	privato	minore	promiscuo	0.6	2	15.35	0.3	A21ATC66	TOMBINO CIRCOLARE		1.00

COD PD	NOME CORSO D'ACQUA	GESTORE	RANGO	USO	b [m]	B [m]	h fondo [msm]	H [m]	WBS	DESCRIZIONE	LARGH (m)	ALTEZZA (m)
	FOSSO 55	privato	minore	promiscuo	0.6	2		0.3	A21ATC71	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A100	FOSSO 74	privato	secondario	promiscuo	0.9	4.9	14.75	0.73	A21ATS19	TOMBINO SCATOLARE	1.50	1.50
A01A095	FOSSO 56	privato	minore	promiscuo	0.3	2.4	14.75	0.6	A21ATC69	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A094	FOSSO 56	privato	minore	promiscuo	0.3	2.4		0.6	V24VTC64	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
A01A098	CANALE DIVERSIVO DI BURANA (CAVALCAVIA n°2 su S.P. 8)	BURANA	principale	promiscuo						PONTE		
A01A096	FOSSO 56	privato	minore	promiscuo	0.3	2.4		0.6	V24VTC67	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
A01A097	FOSSO 56	privato	minore	promiscuo	0.3	2.4		0.6	V24VTC68	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
A01A101	CANALE DIVERSIVO DI BURANA II	BURANA	principale	promiscuo	0.5	2.5		0.7		PONTE		
MO6A001	FOSSO 57	privato	minore	promiscuo	1.6	3	15.57	0.8	C07CTC10	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
MO6A002	FOSSO 58	privato	minore	scolo	0.4	2.9	15.70	0.7	C07CTC11	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A103	FOSSO 59	privato	minore	promiscuo	0.5	1.9	14.70	0.5	A23ATC84	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
MO6A003	FOSSO 61	privato	minore	promiscuo	0.2	1.2	15.90	0.3	C07CTC12	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
MO6A004	FOSSO 62	privato	minore	promiscuo	0.2	1.5	15.78	0.5	C07CTC13	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
MO6A005	CAVO CANALINO	BURANA	secondario	promiscuo	1.3	4.1	14.53	1.4	C07CTS08	TOMBINO SCATOLARE	2.00	1.50
MO6A006	ALLACCIANTE CANALE DIVERSIVO DI BURANA - CAVO CANALINO	BURANA	secondario	promiscuo	1.3	3.7	15.10	0.9	C07CTS09	TOMBINO SCATOLARE	1.50	1.50
A01A107	FOSSO PAVIGNANE	BURANA	secondario	promiscuo	1.1	3.6	12.00	1	V26VTS03	TOMBINO SCATOLARE	2.00	2.00
A01A108	FOSSO PAVIGNANE	BURANA	secondario	promiscuo	1.1	3.6	12.80	1	A23ATS20	TOMBINO SCATOLARE	2.00	2.00
A01A109	FOSSO PAVIGNANE	BURANA	secondario	promiscuo	1.1	3.6	13.10	1	V26VTS02	TOMBINO SCATOLARE	1.50	1.00
A01A111	FOSSO 63	privato	minore	scolo	0.3	1.8	13.36	0.5	A23ATC89	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
MO6A007	FOSSO 64	privato	minore	scolo	0.2	1.4	14.78	0.4	C07CTC14	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
MO6A008	FOSSO 63	privato	minore	scolo	0.3	1.8	14.89	0.5	C07CTC15	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A112	FOSSO 65	privato	minore	scolo	0.3	1.9		0.7	V52VTC79	TOMBINO CIRCOLARE		0.80
	FOSSO 65	privato	minore	scolo	0.3	1.9		0.7	V52VTC76	TOMBINO CIRCOLARE		0.50
A01A113	FOSSO 66	privato	minore	scolo	0.3	1.8		0.5	V52VTC80	TOMBINO CIRCOLARE		0.50
	FOSSO 66	privato	minore	scolo	0.3	1.8		0.5	V52VTC78	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 66	privato	minore	scolo	0.3	1.8		0.5	V52VTC75	TOMBINO CIRCOLARE		0.50
	FOSSO 66	privato	minore	scolo	0.3	1.8		0.5	V52VTC77	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
A01A114	FOSSO LUNGO	BURANA	secondario	promiscuo	2.15	6.5	10.70	1.05	A23ATS21	TOMBINO SCATOLARE	2.00	2.00
A01A115	CANALE DIVERSIVO BURANA IV	BURANA	principale	promiscuo						PONTE		
MO6A009	CAVO CANALINO	BURANA	secondario	promiscuo	1.3	4.1	13.82	1.4	V27VTS24	TOMBINO SCATOLARE	4.00	2.00
	CAVO CANALINO	BURANA	secondario	promiscuo	1.3	4.1	13.82	1.4	V27VTS25	TOMBINO SCATOLARE	4.00	2.00
A01A138	FOSSO 92	privato	minore	scolo	0.4	1.2	13.45	0.5	A24ATC93	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A117	CANALE DIVERSIVO BURANA III	BURANA	principale	promiscuo						PONTE		
A01A118	SCOLO SANT'ALO'	BURANA	secondario	promiscuo	0.6	3.1	12.13	1.3	A25ATS22	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.50
MO6A010	SCOLO SANT'ALO'	BURANA	secondario	promiscuo	0.6	3.1	12.16	1.3	V27VTS04	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.50
A01A119	FOSSO 67	privato	minore	promiscuo	0.4	2.9	12.45	0.8	A25ATC94	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A120	FOSSO 68	privato	minore	promiscuo	0.4	3	12.49	1	A25ATC95	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 68	privato	minore	promiscuo	0.4	3	12.49	1	V27VTCF3	TOMBINO CIRCOLARE		0.80
A01A121	FOSSO 69	privato	minore	scolo	0.3	2	12.74	0.7	V27VTC70	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
MO6A013	FOSSO 69	privato	minore	scolo	0.3	2	12.87	0.7	V27VTC69	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 69	privato	minore	scolo	0.3	2	12.70	0.7	A25ATC97	TOMBINO CIRCOLARE		1.00



COD PD	NOME CORSO D'ACQUA	GESTORE	RANGO	USO	b [m]	B [m]	h fondo [msm]	H [m]	WBS	DESCRIZIONE	LARGH (m)	ALTEZZA (m)
	FOSSO 69	privato	minore	scolo	0.3	2	12.70	0.7	A25ATC98	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A122	FOSSO 70	privato	minore	scolo	0.3	2.3	12.90	0.5	A25ATC99	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 70	privato	minore	scolo	0.3	2.3	12.76	0.5	C08CTC16	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
A01A123	FOSSO 71	privato	minore	scolo	0.3	1.5	12.79	0.5	A25ATCA2	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 71	privato	minore	scolo	0.3	1.5		0.5	A25ATCA3	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
MO7A003	FOSSO 71	privato	minore	scolo	0.3	1.5	12.63	0.5	C08CTC17	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
	FOSSO 71	privato	minore	scolo	0.3	1.5	12.63	0.5	C08CTC18	TOMBINO CIRCOLARE		0.50
A01A124	CAVO CANALAZZO	BURANA	secondario	promiscuo	2	9.1	11.16	2.1	A25ATS23	TOMBINO SCATOLARE	3.00	2.50
A01A125	CAVO VALLICELLA	BURANA	principale	promiscuo						PONTE		
MO7A005	CAVO VALLICELLA	BURANA	principale	promiscuo						PONTE		
A01A126	FOSETTA VECCHI	BURANA	secondario	promiscuo	1.5	6	11.47	1.6	A29ATS24	TOMBINO SCATOLARE	4.00	2.50
MO7A012	FOSSO 105	privato	minore	scolo	0.5	1.5		0.5	C08CTC20	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
MO7A013	FOSSO 106	privato	minore	promiscuo	0.5	1.5		0.5	C08CTC21	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
MO7A014	FOSSO 107	privato	minore	promiscuo	0.5	1.5		0.5	C08CTC22	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
A01A127	FOSSO 72	privato	minore	scolo	0.3	2		0.5	V29VTC88	TOMBINO CIRCOLARE		0.50
	FOSSO 72	privato	minore	scolo	0.3	2	12.65	0.5	V29VTC89	TOMBINO CIRCOLARE		1.00
MO7A010	FOSSO 73	privato	minore	scolo	0.5	3	12.24	0.7	C08CTC23	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
MO7A010	FOSSO 73	privato	minore	scolo	0.5	3	12.20	0.7	C08CTC24	TOMBINO CIRCOLARE		0.60
A01A128	FIUME PANARO	AIPO	principale	corso d'acqua naturale						PONTE		
A02A201	FOSSO 1	privato	minore	scolo	0.30	1.36	14.90	0.40	A31ATS25	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A202	FOSSO SELVABELLA	privato	secondario	promiscuo	0.31	1.70	13.15	0.74	A31ATS26	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.5
A02A203	FOSSO OVEST SELVABELLA 3	privato	minore	scolo	0.32	1.26	13.92	0.31	A31ATCB6	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A204	FOSSO EST SELVABELLA 4	privato	minore	scolo	0.35	1.50	13.77	0.55	A31ATCB7	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A101	FOSSO	privato	minore		0.42	2.09	12.84	0.76	A31ATCB8	TOMBINO CIRCOLARE		1.2
A02A205	CANALE ACQUE ALTE	BURANA	principale	promiscuo	7.03	61.00	9.09	9.04		PONTE	119.0	
A02A206	FOSSO OVEST PODERALE 6	privato	minore	scolo	0.25	1.55	12.88	0.36	A33ATCB9	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A208	FOSETTA BRATELLARI	privato	secondario	promiscuo	0.77	2.80	12.15	0.77	A33ATS27	TOMBINO SCATOLARE	2.0	1.5
A02A209	FOSSO EST PODERALE 9	privato	minore	scolo	0.44	1.28	12.25	0.59	A33ATCC0	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A210	FOSSO 10	privato	minore	promiscuo	0.45	2.00	11.92	0.55	A33ATCC1	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A211	FOSSO OVEST ROVERI 11	privato	minore	scolo	0.35	1.75	12.10	0.68	A33ATS29	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A102	FOSSO	privato	minore		0.30	1.50	12.08	0.37	A33ATS59	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A137	FOSSO	privato	minore		0.30	1.50	12.08	0.37	A33ATS62	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A213	FOSSO 13	privato	minore	promiscuo	0.32	1.44	11.78	0.45	A33ATCC4	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A120	FOSSO	privato	minore		0.30	1.64	11.76	0.60	A33ATCC5	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A103	FOSSO	privato	minore		0.30	1.90	11.75	0.35	A33ATCC6	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A104	FOSSO	privato	minore		0.30	1.86	11.85	0.35	A33ATCC7	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A214	FOSSO OVEST GNOLA 14	privato	minore	scolo	0.43	2.38	12.00	0.56	A33ATCC8	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A215	FOSSO EST GNOLA 15	privato	minore	scolo	0.41	1.85	11.90	0.69	A33ATCC9	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A216	CANALE ACQUE BASSE	BURANA	principale	promiscuo	8.36	36.11	8.53	5.07		PONTE	50.0	
A02A217	FOSSO OVEST VIA RIGA 17	privato	minore	scolo	0.32	1.52	12.80	0.50	A35ATCD0	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A218	FOSSO EST VIA RIGA 18	privato	minore	scolo	0.45	1.00	13.50	0.20	A35ATCD1	TOMBINO CIRCOLARE		0.8



COD PD	NOME CORSO D'ACQUA	GESTORE	RANGO	USO	b [m]	B [m]	h fondo [msm]	H [m]	WBS	DESCRIZIONE	LARGH (m)	ALTEZZA (m)
A02A220	FOSSO EST SP-43 20	privato	minore	scolo	0.68	3.20	11.55	0.77	A36ATCD2	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A139	FOSSO EST SP-43	privato	minore						A36ATCN2	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A105	FOSSO	privato	minore		0.30	1.30	11.45	0.25	A37ATCD3	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A221	FOSSO SUD MONSIGNORE 21	privato	minore	scolo	0.81	3.52	10.65	0.68	A37ATCD4	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A224	SCOLO SALIONE VECCHIO	Pianura di Ferrara	secondario	promiscuo	1.24	3.94	9.50	1.39	A37ATS64	TOMBINO SCATOLARE	2.5	2.0
A02A106	FOSSO	privato	minore		0.50	3.20	11.20	0.40	A37ATCD5	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A225	FOSSO OVEST PIANTONI 26	privato	minore	scolo	0.43	1.51	9.90	0.43	A37ATCD6	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A227	FOSSO OVEST RUSCONI 28	privato	minore	scolo	0.43	1.48	9.32	0.56	A37ATCD7	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A228	FOSSO EST RUSCONI 29	privato	minore	scolo	0.34	1.52	9.20	0.61	A37ATCD8	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A121	FOSSO	privato	minore		0.50	1.50	10.30	0.50	A37ATCE0	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A232	CONDOTTO GENERALE	Pianura di Ferrara	principale	promiscuo	12.55	16.20	8.20	2.58		PONTE	32.0	
A02A233	FOSSO 37	privato	minore	scolo	0.35	1.65	9.45	0.72	A39ATCE1	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A234	FOSSO 38	privato	minore	scolo	0.40	1.52	9.47	0.59	A39ATCE2	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A235	FOSSO 39	privato	minore	scolo	0.50	1.88	9.45	0.59	A39ATCE3	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A236	FOSSO SUD VIA OROLOGI	privato	minore	scolo	0.32	0.80	9.72	0.29	A39ATCE4	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A237	FOSSO NORD VIA OROLOGI	privato	minore	scolo	0.41	1.35	9.65	0.32	A39ATCE5	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A237	FOSSO NORD VIA OROLOGI	privato	minore	scolo	0.41	1.35	9.65	0.32	A39ATCE6	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A238	FOSSO 16	privato	minore	scolo	0.25	1.45	9.54	0.56	A39ATCE7	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A240	SCOLO BASTARDO	Pianura di Ferrara	secondario	promiscuo	2.70	7.36	8.70	1.76	A39ATS30	TOMBINO SCATOLARE	4.0	3.0
A02A107	FOSSO	privato	minore		0.66	1.90	9.60	0.50	A39ATCE8	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A028	CANALE DI CENTO	Pianura di Ferrara	principale	promiscuo	6.2	10.1	9.82	1.40		PONTE	32.0	
A02A029	SCOLO CHIODAROLO NUOVO	Pianura di Ferrara	secondario	promiscuo	1.16	3.31	9.79	0.99	A40ATS31	TOMBINO SCATOLARE	3.0	2.0
A02A030	FOSSO 18	privato	minore	scolo	0.30	2.05	9.72	0.77	A41ATCE9	TOMBINO CIRCOLARE		1.2
A02A031	FOSSO 19	privato	minore	scolo	0.30	2.30	9.66	0.80	A41ATCF0	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A032	FOSSO 20	privato	minore	scolo	0.30	1.03	9.70	0.60	A41ATCF1	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A033	FOSSO 21	privato	minore	scolo	0.30	2.10	9.23	0.90	A41ATCF2	TOMBINO CIRCOLARE		1.2
A02A034	FOSSO OVEST 4 TORRI 22	privato	minore	scolo	0.30	2.35	9.76	0.63	A41ATCF3	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A035	FOSSO EST 4 TORRI 23	privato	minore	scolo	0.30	1.60	10.00	0.61	A41ATCF4	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A037	FOSSO 25	privato	minore	scolo	0.30	2.75	9.47	0.86	A41ATCF5	TOMBINO CIRCOLARE		1.2
A02A038	CANALE ANGELINO	Pianura di Ferrara	principale	promiscuo	4.6	11.3	8.75	2.05		PONTE	25.0	
A02A039	SCOLO FOSSA	Pianura di Ferrara	secondario	promiscuo	1.67	4.49	8.77	1.72	A43ATS32	TOMBINO SCATOLARE	3.0	2.5
A02A040	FOSSO 26	privato	minore	scolo	0.30	1.45	10.02	0.64	A43ATCF7	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A041	FOSSO 27	privato	minore	scolo	0.30	0.97	10.36	0.40	A43ATCF8	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A109	FOSSO	privato	minore		0.20	1.10	10.72	0.48	A44ATCF9	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A042	SCOLMATORE RENO	STB Reno	principale	promiscuo	12.3	171.5	5.20	10.82		PONTE	240.0	
A02A043	SCOLO S.AGOSTINO	Pianura di Ferrara	secondario	promiscuo	1.95	5.18	10.07	0.94	A45ATS33	TOMBINO SCATOLARE	3.0	2.0
A02A110	FOSSO	privato	minore		0.80	2.00	10.70	0.40	A45ATS34	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A111	FOSSO	privato	minore		0.30	1.90	10.60	0.40	A45ATCG0	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A044	FOSSO 28	privato	minore	scolo	0.30	2.73	11.10	0.96	A45ATS35	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.5
A02A045	FOSSO OVEST CHIESA 29	privato	minore	scolo	0.30	2.57	11.65	0.73	A45ATCN5	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A046	FOSSO EST CHIESA 30	privato	minore	scolo	0.30	2.33	11.67	0.75	A45ATS36	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0

COD PD	NOME CORSO D'ACQUA	GESTORE	RANGO	USO	b [m]	B [m]	h fondo [msm]	H [m]	WBS	DESCRIZIONE	LARGH (m)	ALTEZZA (m)
A02A048	DISTRIBUTORE CIARLE NORD	Pianura di Ferrara	secondario	irrigazione	2.85	5.50	11.20	0.90	A45ATS37	TOMBINO SCATOLARE	2.5	2.0
A02A123	FOSSO	privato	minore		0.50	1.50	12.00	0.50	A45ATCG1	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A049	FOSSO 34	privato	minore	scolo	0.30	2.82	11.95	0.94	A45ATS38	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.5
A02A050	FOSSO OVEST SS225 35	privato	minore	scolo	0.38	3.00	11.68	0.34	A45ATCG2	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A124	FOSSO	privato	minore		0.30	1.50	11.60	0.40	A45ATCG3	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A127	FOSSO	privato	minore		0.30	1.80	10.75	0.40	A45ATS39	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A112	FOSSO	privato	minore		0.30	1.95	10.80	0.50	A45ATS40	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A052	SCOLO RIOLO	Pianura di Ferrara	principale	promiscuo	7.9	13.0	10.92	2.02		PONTE	22.0	
A02A053	FOSSO 36	privato	minore	scolo	0.30	2.34	11.01	0.63	A47ATCG7	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A054	FOSSO 41	privato	secondario	scolo	0.30	4.44	10.04	1.38	A47ATS41	TOMBINO SCATOLARE	2.0	2.0
A02A055	FOSSO 41	privato	minore	promiscuo	0.50	2.24	9.70	0.90	A47ATS42	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A057	FOSSO EST S.DONNINO 43	privato	minore	promiscuo	1.48	2.89	9.33	0.84	A47ATS43	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A058	FOSSO SAN DONNINO 45	privato	secondario	promiscuo	0.30	4.54	9.08	1.01	A47ATS44	TOMBINO SCATOLARE	2.0	2.0
A02A059	FOSSO 46	privato	minore	promiscuo	2.40	3.50	9.08	0.32	A47ATS45	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A113	FOSSO	privato	minore		0.30	2.30	8.90	0.66	A47ATS46	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A060	FOSSO OVEST ORTOLANI 47	privato	secondario	scolo	0.57	2.60	9.35	0.65	A47ATS47	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A114	FOSSO	privato	minore		0.50	2.00	9.25	0.37	A47ATCG8	TOMBINO CIRCOLARE		1.2
A02A061	SCOLO SCORSURO	Pianura di Ferrara	principale	promiscuo	10.0	17.8	7.78	2.33	A48ATS48	TOMBINO SCATOLARE	8.0	4.0
A02A062	FOSSO CA' DEL BOSCO	privato	minore	scolo	0.79	2.28	9.40	0.60	A49ATS49	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A063	FOSSO (48)	privato	minore	scolo	0.72	2.45	8.72	0.71	A49ATCG9	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A054	FOSSO 49	privato	minore	scolo	0.30	2.15	8.75	0.85	A49ATS50	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A115	FOSSO	privato	minore		0.30	2.00	9.30	0.70	A49ATC40	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A116	FOSSO	privato	minore		0.30	1.70	8.35	0.35	A49ATS51	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A065	SCOLO PRINCIPALE SUPERIORE	Pianura di Ferrara	principale	promiscuo	11.0	19.8	6.01	3.10		PONTE	42.0	
A02A066	FOSSO 50	privato	minore	scolo	0.25	1.52	7.71	0.71	A51ATC42	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A133	FOSSO	privato	minore		0.50	1.80	7.45	0.55	A51ATC44	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A117	FOSSO	privato	minore		0.30	1.50	7.90	0.50	A51ATC45	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A067	SCOLO CORONELLA	Pianura di Ferrara	secondario	promiscuo	3.23	11.56	6.61	2.82	A51ATS52	TOMBINO SCATOLARE	6.0	4.0
A02A134	FOSSO	privato	minore		0.30	2.00	8.10	0.40	A51ATC46	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A068	DIRAMAZIONE CORONELLA	Pianura di Ferrara	secondario	promiscuo	2.16	2.83	8.16	0.79	A51ATS53	TOMBINO SCATOLARE	3.0	2.0
A02A069	FOSSO (51)	privato	minore	scolo	0.13	1.60	8.20	0.65	A51ATC47	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A070	FOSSO (53)	privato	minore	scolo	0.34	1.57	8.00	0.65	A51ATC48	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A118	FOSSO	privato	minore		0.30	1.50	7.65	0.35	A51ATC49	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A071	FOSSO 54	privato	minore	scolo	0.50	2.38	8.19	0.58	A51ATC50	TOMBINO CIRCOLARE	1.5	1.0
A02A073	SCOLO UCCELLINO NORD	Pianura di Ferrara	secondario	promiscuo	1.45	3.23	8.21	1.30	A53ATS54	TOMBINO SCATOLARE	3.0	2.0
A02A136	SCOLO UCCELLINO NORD	Pianura di Ferrara	minore		1.45	4.50	8.21	1.30	A53ATS55	TOMBINO SCATOLARE	3.0	2.0
A02A074	FOSSO NORD IMPERIALE 55	privato	minore	scolo	0.30	3.42	8.64	0.76	A53ATS56	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.5
A02A119	FOSSO	privato	minore		0.30	2.00	8.05	0.60	A55ATS57	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A075	TRAVERSA CECCHINA	Pianura di Ferrara	secondario	promiscuo	4.28	6.64	8.06	1.36	A55ATS58	TOMBINO SCATOLARE	4.0	2.5
A02A303	FOSSO OVEST PIANTONI 26	privato	minore	scolo	0.6	2.90	9.40	0.40	S04STC11	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A304	FOSSO EST PIANTONI 27	privato	minore	scolo	0.4	2.30	9.17	0.80	S04STS01	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.5

COD PD	NOME CORSO D'ACQUA	GESTORE	RANGO	USO	b [m]	B [m]	h fondo [msm]	H [m]	WBS	DESCRIZIONE	LARGH (m)	ALTEZZA (m)
A02A380	FOSSO	privato	minore	scolo	0.36	1.73	11.09	0.38	S05STS02	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.5
A02A382	FOSSO	privato	minore	scolo	0.38	1.77	11.43	0.61	S05STC12	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A387	FOSSO	privato	minore	scolo	0.38	1.77	11.43	0.61	S05STC13	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A383	SCOLO UCCELLINO NORD	Pianura di Ferrara	secondario	promiscuo	3.08	5.12	7.78	1.18	I02ITS01	TOMBINO SCATOLARE	3.0	2.0
A02A147	SCOLO UCCELLINO NORD	Pianura di Ferrara	secondario	promiscuo	3.08	5.12	7.78	1.18	I02ITS05	TOMBINO SCATOLARE	3.0	2.0
A02A148	SCOLO UCCELLINO NORD	Pianura di Ferrara	secondario	promiscuo	3.08	5.12	7.78	1.18	I02ITS06	TOMBINO SCATOLARE	3.0	2.0
A02A149	SCOLO UCCELLINO NORD	Pianura di Ferrara	secondario	promiscuo	3.08	5.12	7.78	1.18	I02ITS07	TOMBINO SCATOLARE	3.0	2.0
A02A390	FOSSO	privato	minore		0.30	2.20	8.25	0.45	I02ITS02	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A391	FOSSO	privato	minore		0.50	3.00	8.60	0.60	S06STS03	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A392	FOSSO	privato	minore		0.50	1.80	8.30	0.50	S06STC14	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A393	FOSSO	privato	minore		0.50	3.50	7.60	0.60	S06STS04	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A410	FOSSO OVEST SELVABELLA 3	privato	minore	scolo	0.32	1.26	13.92	0.31	V31VTCA8	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A411	FOSSO EST SELVABELLA 4	privato	minore	scolo	0.35	1.50	13.77	0.55	V31VTCA9	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A414	FOSSO OVEST GNOLA 14	privato	minore	scolo	0.43	2.38	12.00	0.56	V33VTCB0	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A415	FOSSO EST GNOLA 15	privato	minore	scolo	0.41	1.85	11.90	0.69	V33VTCB1	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A417	FOSSO EST GNOLA 15	privato	minore	scolo	0.41	1.85	11.90	0.69	V33VTCB2	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A418	FOSSO SUD MONSIGNORE 21	privato	minore	scolo	0.81	3.52	10.65	0.68	V49VTB4	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A419	FOSSO SUD MONSIGNORE 21	privato	minore	scolo	0.81	3.52	10.65	0.68	V49VTB5	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A422	FOSSO SUD MONSIGNORE 21	privato	minore	scolo	0.45	1.00	13.50	0.20	V34VTB6	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A402	FOSSO EST SP6 25	privato	minore	scolo	0.4	1.4	11.28	0.29	V35VTB7	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A403	FOSSO	privato	minore	scolo	0.5	2.4	10.50	0.50	V35VTB8	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A404	FOSSO	privato	minore	scolo	0.3	1.9	11.20	0.50	V35VTB9	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A405	FOSSO	privato	minore	scolo	0.5	2.7	10.90	0.50	V35VTC0	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
A02A406	FOSSO	privato	minore	scolo	0.5	2.4	10.50	0.50	V35VTC1	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A486	FOSSO OVEST 4 TORRI 22	privato	minore	scolo	0.30	1.62	9.61	0.71	V36VTC2	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A487	FOSSO EST 4 TORRI 23	privato	minore	scolo	0.40	2.21	9.62	0.56	V36VTC3	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A438	FOSSO	privato	minore						V36VTC8	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A439	FOSSO	privato	minore						V36VTC9	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A440	FOSSO	privato	minore						V36VTC0	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A499	FOSSO	privato	minore	scolo	0.30	2.00	11.20	0.45	V38VTC4	TOMBINO CIRCOLARE		0.6
A02A441	FOSSO	privato	minore						V38VTCF1	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A488	FOSSO	privato	minore	scolo	0.30	1.77	11.76	0.65	V39VTC5	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A442	FOSSO	privato							V39VTCF2	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A407	FOSSO	privato	minore	scolo	0.3	1.9	9.20	0.75	V42VTC6	TOMBINO CIRCOLARE		1.0
A02A408	FOSSO	privato	minore	scolo	0.3	2.4	9.20	0.60	V42VTS13	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0
A02A424	FOSSO NORD IMPERIALE	privato			0.30	3.42	8.64	0.76	V44VTS14	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.5
A02A425	FOSSO NORD IMPERIALE	privato			0.30	3.42	8.64	0.76	V44VTS15	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.5
A02A426	SCOLO UCCELLINO NORD	Pianura di Ferrara			1.45	4.50	8.21	1.30	V44VTS16	TOMBINO SCATOLARE	3.0	2.0
A02A427	FOSSO NORD IMPERIALE	privato			0.30	3.42	8.64	0.76	V44VTS17	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.5
A02A421	TRAVERSA CECCHINA	Pianura di Ferrara	secondario	promiscuo	4.28	6.64	8.06	1.36	V45VTS23	TOMBINO SCATOLARE	4.0	2.5
FE4A006	FOSSO	privato	minore	scolo	0.30	1.80	9.50	0.50	C11CTC25	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
FE4A006	FOSSO	privato	minore	scolo	0.30	1.50	10.40	0.50	C11CTC26	TOMBINO CIRCOLARE		0.8
FE4A004	FOSSO OVEST "PORETTANA"	privato	minore	scolo	0.30	1.50	9.10	0.40	C11CTS11	TOMBINO SCATOLARE	1.5	1.0

## 9. IL PROGETTO DELLE OPERE IDRAULICHE

---

La viabilità autostradale di progetto costituisce una barriera per la fitta rete di corsi d'acqua secondari e minori interferita dalla viabilità di progetto. Per garantire la continuità idraulica è stato necessario studiare ogni singolo corso d'acqua verificando quale manufatto idraulico è necessario prevedere.

Attraverso le verifiche idrauliche e le prescrizioni dei Consorzi di Bonifica si è giunti a definire un elenco di manufatti idraulici capace di soddisfare positivamente tutte le interferenze tra reticolo idrografico secondario e minore e la viabilità in progetto.

### 9.1. PONTI E VIADOTTI

---

Per tutti i corsi d'acqua principali, l'interferenza è stata risolta o con un ponte o con un viadotto.

Per ognuno di essi è stata condotta una precisa analisi idrologica ed idraulica, in grado di approfondire, attraverso un processo di modellazione matematica comparativa tra stato di progetto e stato attuale, le perturbazioni dell'attraversamento viario sulle dinamiche idrauliche.

I parametri idraulici e le procedure di calcolo di contesto, sono quelle ricavate da studi e ricerche condotte negli ultimi anni all'interno di progettualità e valutazioni idrodinamiche funzionali alla pianificazione territoriale e quindi hanno una valenza già affermata e validata, mentre i criteri di impostazione, e soprattutto i vincoli applicati, sono quelli contenuti nel quadro normativo di riferimento precedentemente elencato.

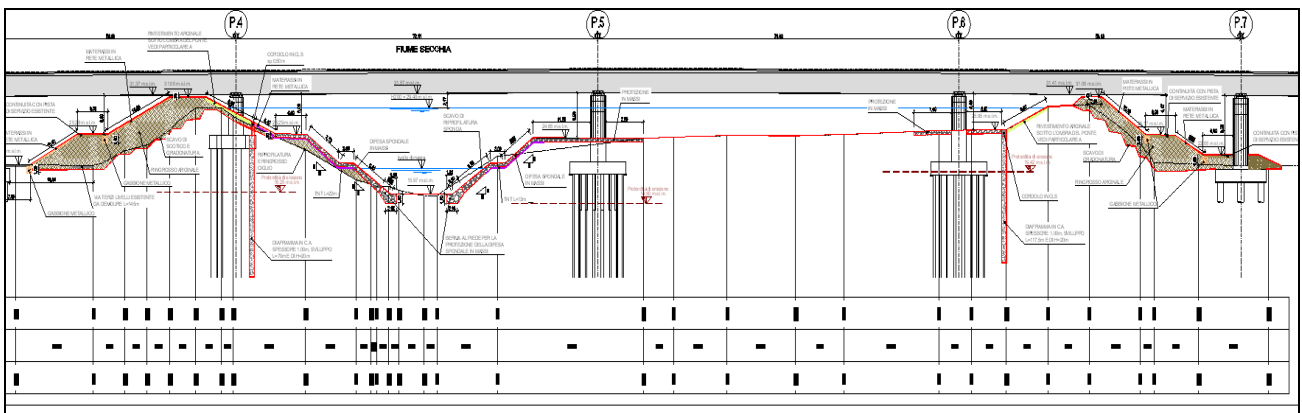
Da quest'ultimo, ed in particolare dal PAI dell'AdBPo per i 3 corsi d'acqua naturali, si desumono anche elementi funzionali alla caratterizzazione del sistema fluviale. Tali parametri di riferimento sono affiancati da valutazioni legate all'opportunità di definire soluzioni progettuali di presidio idraulico di modesto impatto ambientale

In generale si è proceduto nella definizione di soluzioni progettuali che rispettino i contenuti di tracciato del progetto ed altresì tengano conto del rispetto della naturalità dei luoghi e delle esigenze che AIPO e quindi dei Consorzi ha avanzato durante il continuo confronto che ha caratterizzato l'intero percorso progettuale.

In definitiva lo studio ha compreso l'implementazione di un modello matematico di propagazione degli eventi di piena, mediante il quale sono stati calcolati i principali parametri idraulici di interesse (quali tiranti idrici e velocità medie della corrente), raggiunti nelle varie sezioni trasversali da piene aventi prefissati tempi di ritorno e considerando diverse condizioni al contorno, sia nelle condizioni attuali che nello stato di progetto. Sono stati inoltre effettuati studi relativi alla compatibilità idraulica in presenza di opere provvisoriale e uno studio del processo erosivo attorno alle pile del viadotto, attraverso procedure di calcolo proposte dalla citata direttiva dell'Autorità di Bacino del fiume Po e attraverso la valutazione dei risultati ricavati dalle indagini geognostiche effettuate in corrispondenza dell'attraversamento.

Per meglio affinare le conoscenze ai fini progettuale e per quei corsi d'acqua arginati e per i quali sono previste diaframmatore (Enza, Secchia, Panara, Lama e Resega), ai fini della verifica della possibile interferenza delle opere in progetto è stato implementato uno studio di filtrazione mediante modellistica numerica agli elementi finiti. Tale analisi consente, infatti, di definire il campo di velocità di filtrazione che si instaurano all'interno dei diversi tratti di rilevato e negli strati sottostanti allo stesso, permettendo di evidenziare l'insorgere di processi che possano potenzialmente condurre all'insorgere di fenomeni di sifonamento. Una volta quantificata l'interferenza idraulica con i processi di filtrazione del corpo del rilevato e dei rispettivi strati sottostanti, si è proceduto alla definizione e verifica delle misure progettuali di mitigazione delle potenziali criticità evidenziate, consistenti principalmente nel dimensionamento delle diaframmatore all'interno dei corpi arginali, ai fini di garantire la stabilità e la tenuta del presidio idraulico.

Sulla base delle risultanze delle analisi idrauliche e di filtrazione si è, quindi, proceduto alla definizione delle opere di presidio idraulico necessarie a garantire sia l'efficienza idraulica delle strutture in progetto, che la compatibilità delle stesse con le dinamiche del corso d'acqua. Sono stati, inoltre, definiti gli accorgimenti e gli interventi necessari al corretto superamento degli argini, oltre che alla risoluzione delle interferenze con gli ulteriori elementi idraulici presenti. Per il progetto delle difese attive sono state privilegiate soluzioni di ingegneria naturalistica a basso impatto ambientale, condivise con gli Enti preposti al governo del territorio.



## 9.2. TOMBINI SCATOLARI

Per la maggior parte dei corsi d'acqua secondari è stato previsto, come attraversamento idraulico, un tombino scatolare con dimensioni interne concordate con il Consorzio di Bonifica e successivamente verificate, attraverso modellazione matematica in moto permanente, per garantire un franco d'aria del 30% dell'area interna del tombino, considerando come portata di riferimento, quella massima sostenibile cioè la massima portata sostenibile dall'attuale sezione idraulica del tratto di canale analizzato.

Di seguito sono riportate le dimensioni e le caratteristiche costruttive dei tombini scatolari previsti per garantire la corretta continuità idraulica della rete idrografica esistente.

TABELLA 9-1: DIMENSIONI E CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE DEI TOMBINI SCATOLARI

MANUFATTI SCATOLARI				
TOMBINI	Caratteristiche costruttive	base	altezza	AREA
		m	m	m <sup>2</sup>
tubazione scatolare	CA in opera	1.50	1.00	1.50
tubazione scatolare	CA in opera	1.50	1.50	2.25
tubazione scatolare	CA in opera	2.00	1.50	3.00
tubazione scatolare	CA in opera	2.00	2.00	4.00
tubazione scatolare	CA in opera	2.50	2.00	5.00
tubazione scatolare	CA in opera	3.00	2.00	6.00
tubazione scatolare	CA in opera	3.00	2.50	7.50
tubazione scatolare	CA in opera	4.00	2.50	10.00
tubazione scatolare	CA in opera	4.00	3.00	12.00
tubazione scatolare	CA in opera	5.00	3.00	15.00
tubazione scatolare	CA in opera	6.00	4.00	24.00
tubazione scatolare	CA in opera	8.00	4.00	32.00
tubazione scatolare	CA in opera	5.00	2.25	11.25
tubazione scatolare	CA in opera	2.50	3.00	7.50
tubazione scatolare	CA in opera	4.00	2.00	8.00
tubazione scatolare	CA in opera	3.00	1.50	4.50
tubazione scatolare	CA in opera	2.00	1.00	2.00

Ogni Consorzi di Bonifica ha prescritto una propria tipologia di imbocco e sbocco del tombino che vengono descritte puntualmente di seguito:

- Il Consorzio Terre di Gonzaga in Destra Po ha prescritto che il raccordo tra il tombino e la scarpata sia realizzato con muri d'ala prolungati in asse al canale e che il rivestimento delle sponde e del fondo sia costituito da massi di cava non gelivi del peso di 50-150 Kg/cad (peso specifico 2,4 t/m<sup>3</sup>), incassati per 50cm su sponde e fondo ed intasati con CLS classe C12/15 per un'incidenza del 30% al m<sup>3</sup>. Tale rivestimento sarà prolungato di 4,0m dalla testa del tombino.

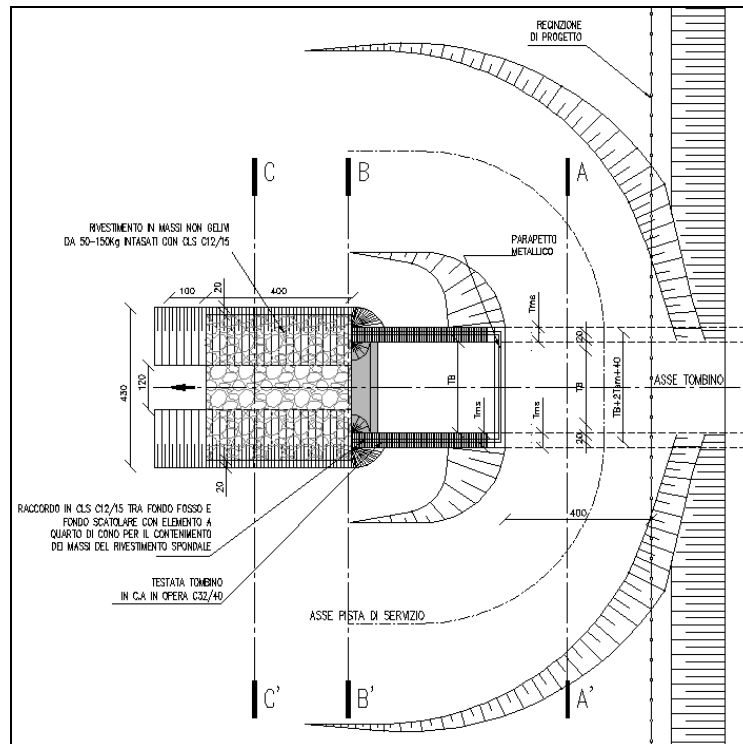


FIGURA 9-1: PLANIMETRIA IMBOCCO/SBOCCO CONSORZIO DI BONIFICA TERRE DI GONZAGA IN DESTRA PO

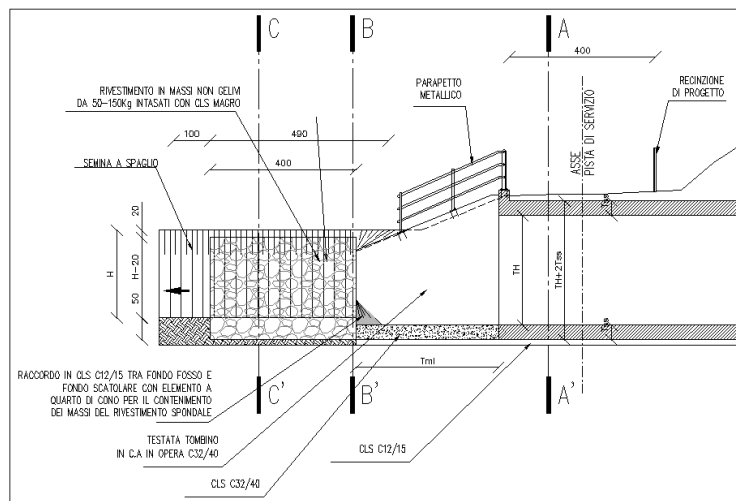


FIGURA 9-2: SEZIONE IMBOCCO/SBOCCO CONSORZIO DI BONIFICA TERRE DI GONZAGA IN DESTRA PO

- Il Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale ha prescritto che il raccordo tra il tombino e la scarpata sia realizzato con muri d'ala prolungati in asse al canale e che il rivestimento delle sponde e del fondo sia costituito da massi di cava non gelivi del peso di 50-100 Kg/cad (peso specifico 2,4 t/m<sup>3</sup>), incassati per 50cm su sponde e fondo ed intasati con terreno sciolto di sterro per un'incidenza del 30% al m<sup>3</sup>. Tale rivestimento sarà prolungato di 4,0m dalla testa del tombino.



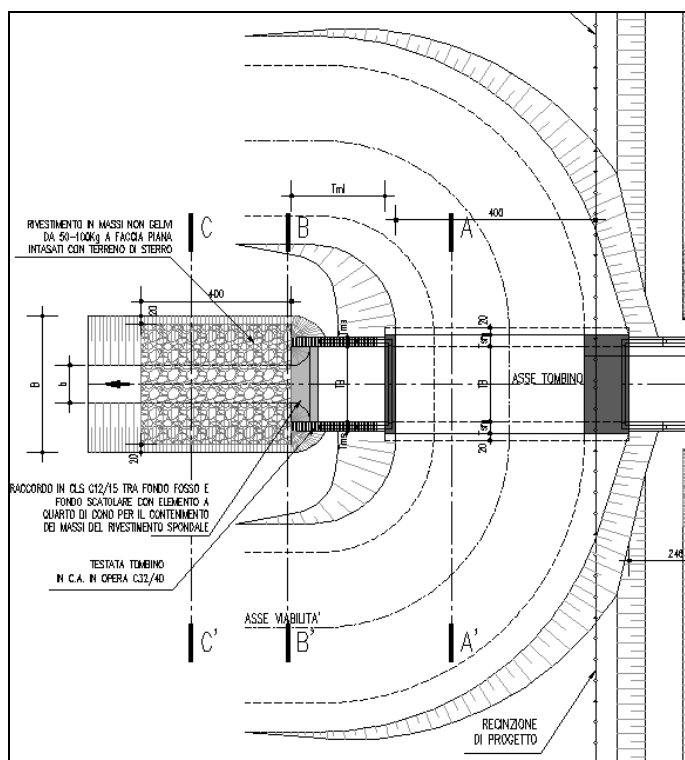


FIGURA 9-3: PLANIMETRIA IMBOCCO/SBOCCO CONSORZIO DI BONIFICA EMILIA CENTRALE

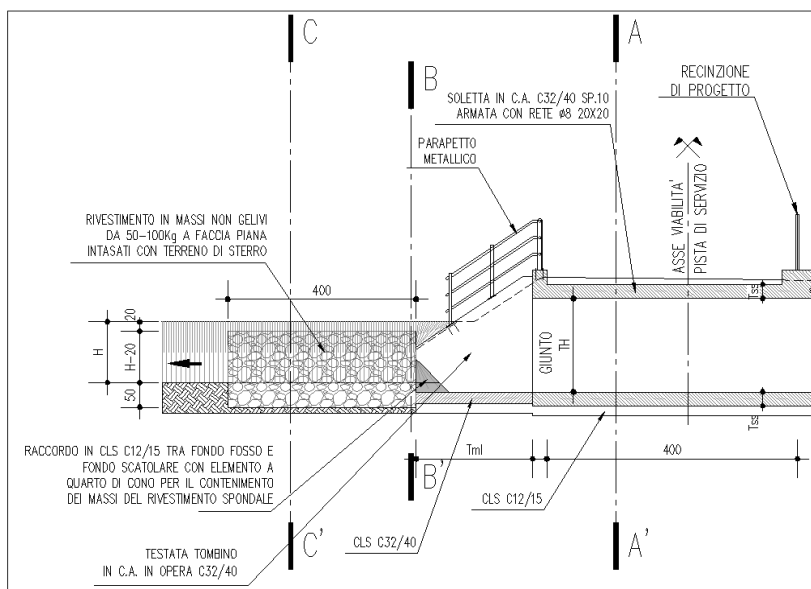
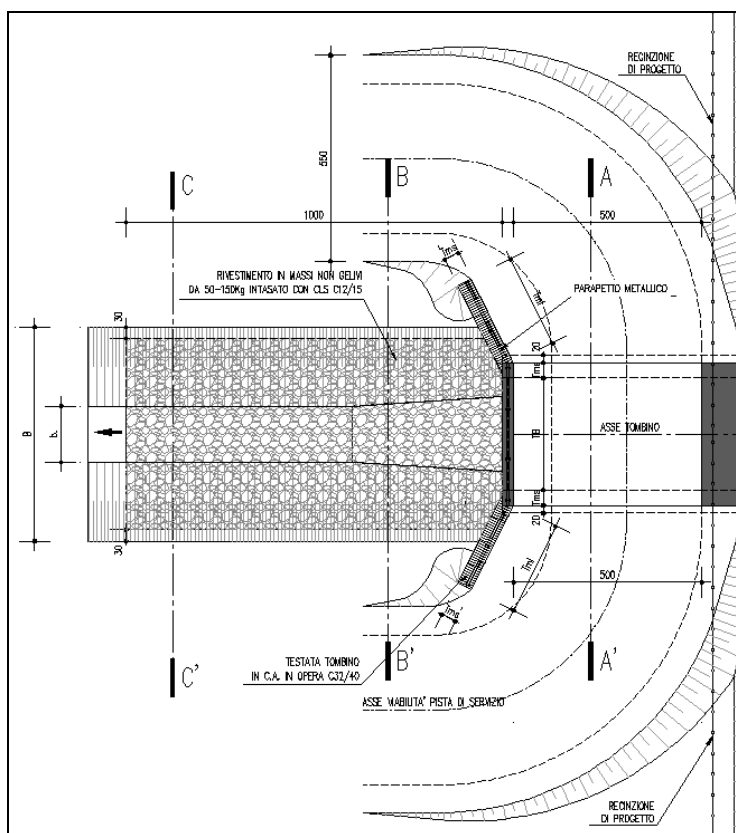
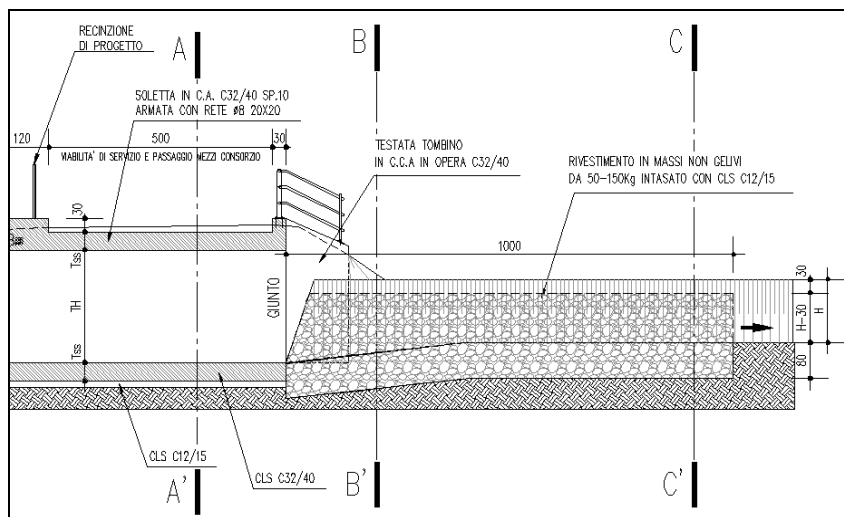


FIGURA 9-4: SEZIONE IMBOCCO/SBOCCO CONSORZIO DI BONIFICA EMILIA CENTRALE

- Il Consorzio di Bonifica Burana ha prescritto che il raccordo tra il tombino e la scarpata sia realizzato con muri d'ala inclinati rispetto all'asse del canale e che il rivestimento delle sponde e del fondo sia costituito da massi di cava non gelivi del peso di 50-100 Kg/cad (peso specifico 2,4 t/m<sup>3</sup>), incassati per 50cm sulle sponde, 80cm sul fondo ed intasati con CLS C12/15 per un'incidenza del 30% al m<sup>3</sup>. Tale rivestimento sarà prolungato di 10m dalla testa del tombino.

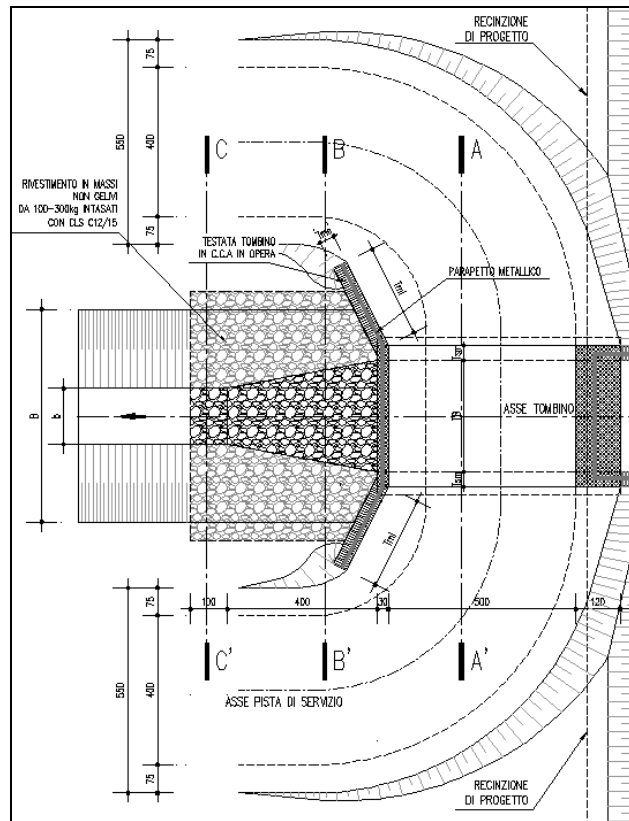


**FIGURA 9-5: PLANIMETRIA IMBOCCO/SBOCCO CONSORZIO DI BONIFICA BURANA**

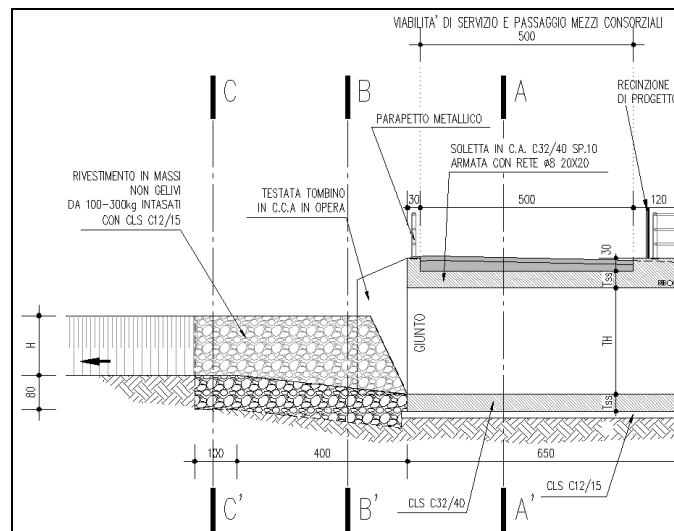


**FIGURA 9-6: SEZIONE IMBOCCO/SBOCCO CONSORZIO DI BONIFICA BURANA**

- Il Consorzio di Bonifica Terre di Ferrara ha prescritto che il raccordo tra il tombino e la scarpata sia realizzato con muri d'ala inclinati rispetto all'asse del canale e che il rivestimento delle sponde e del fondo sia costituito da massi di cava non gelivi del peso di 100-300 Kg/cad (peso specifico 2,4 t/m<sup>3</sup>), incassati per 50cm sulle sponde, 80cm sul fondo ed intasati con CLS C12/15 per un'incidenza del 30% al m<sup>3</sup>. Tale rivestimento sarà prolungato di 5,0m dalla testa del tombino.



**FIGURA 9-7: PLANIMETRIA IMBOCCO/SBOCCO CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA**



**FIGURA 9-8: SEZIONE IMBOCCO/SBOCCO CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA**

- Per gli attraversamenti privati è stato prescritto che il raccordo tra il tombino e la scarpata sia realizzato con muri d'ala prolungati in asse al canale e che il rivestimento delle sponde e del fondo sia costituito da CLS C32/40, spessore 15cm, armato con rete elettrosaldata da 6mm e con maglie 15cmx15cm. Tale rivestimento sarà prolungato di 1,5m dalla testa del tombino.

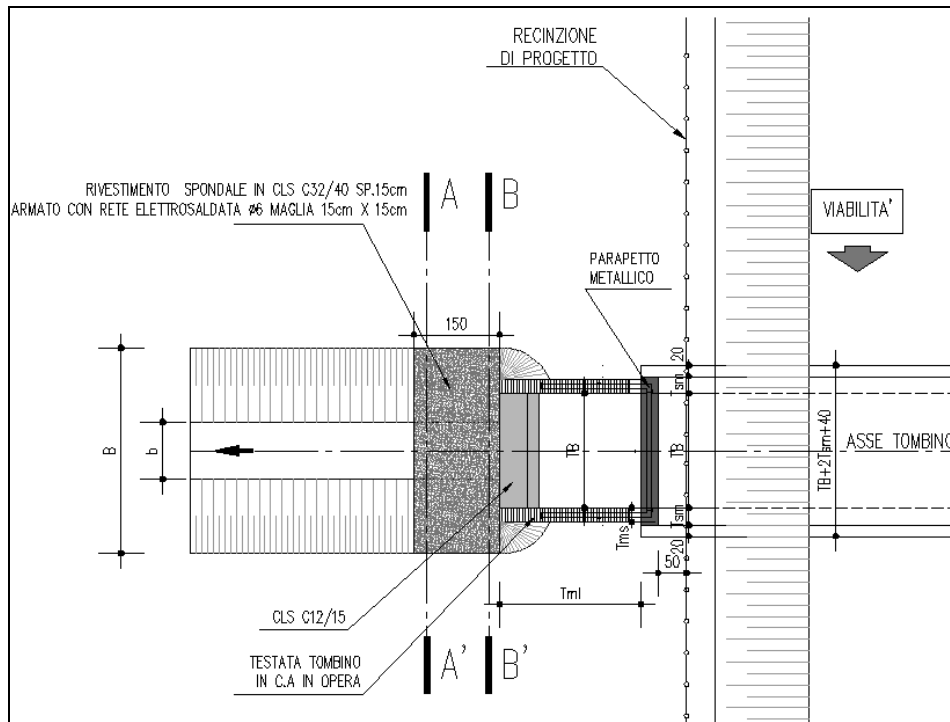


FIGURA 9-9: PLANIMETRIA IMBOCCO/SBOCCO ATTRAVERSAMENTI PRIVATI

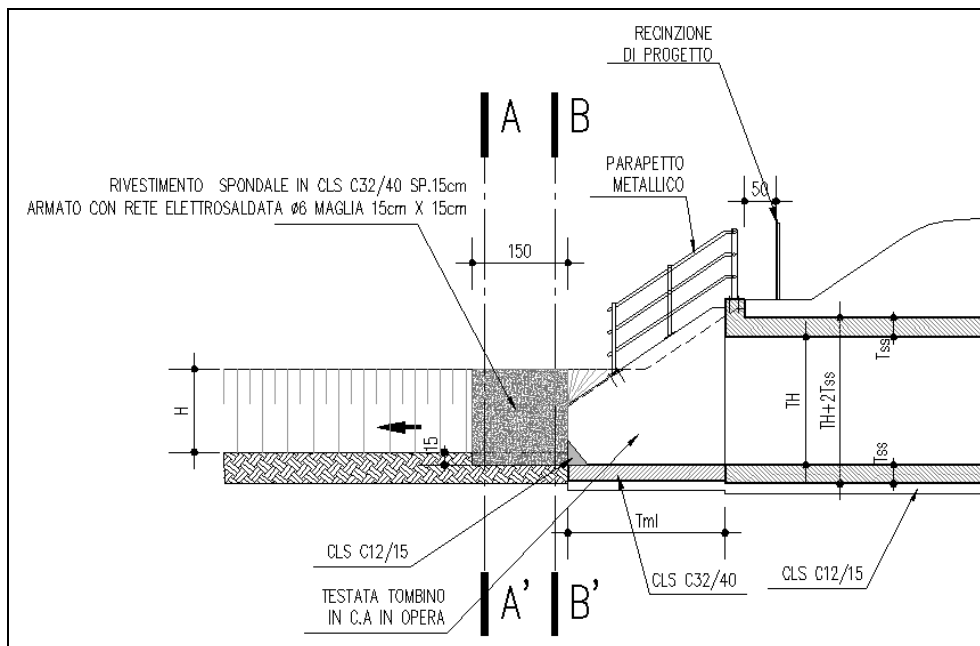


FIGURA 9-10: SEZIONE IMBOCCO/SBOCCO ATTRAVERSAMENTI PRIVATI

### 9.3. TOMBINI CIRCOLARI

Per i corsi d'acqua minori è stato previsto, come attraversamento idraulico, un tombino circolare con dimensioni interne definite tramite verifiche in moto uniforme al fine di garantire un franco d'aria del 30%.

Di seguito sono riportate le dimensioni e le caratteristiche costruttive dei tombini circolari previsti per garantire la corretta continuità idraulica della rete idrografica esistente.

**TABELLA 9-2: DIMENSIONI E CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE DEI TOMBINI CIRCOLARI**

<b>MANUFATTI CIRCOLARI</b>				
<b>TOMBINI</b>	<b>Caratteristiche costruttive</b>	<b>base</b>	<b>altezza</b>	<b>AREA</b>
		<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m<sup>2</sup></i>
tubazione circolare	prefabbricato		0.40	0.13
tubazione circolare	prefabbricato		0.50	0.20
tubazione circolare	prefabbricato		0.60	0.28
Si tubazione circolare	prefabbricato		0.80	0.50
tubazione circolare	prefabbricato		1.00	0.79
tubazione circolare	prefabbricato		1.20	1.13

### 9.4. MANUFATTI IDRAULICI

Tra le opere d'arte minore, oltre ai tombini, sono previste numerose chiavichette di diversa tipologia e dimensione, essenziali per governare le acque.

Altrettanto importante sono le condotte irrigue in pressione che occorre predisporre nella misura di 4 passaggi da 50 m/cad al Km, al fine di garantire agli agricoltori di irrigare i loro campi intercettati e talvolta divisi in due aree distinte, dal tracciato autostradale.

Infine sono previste tubazioni e raccordi per testa attraversamenti poderali e stradine laterali di diam.  $\Phi 800$  in ca nella misura di 25 passaggi al km lunghi mediamente 6m.

**ALLEGATO ALLA RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA****(COD. 0636\_PD\_0\_000\_0WS00\_0\_WW\_RI\_01\_A)****INDICAZIONE PRELIMINARE PER IL DIMENSIONAMENTO DEI PONTI BAILEY PER  
FIUMI SECCHIA - PANARO - ENZA**

## Sommario

<b>1. INDICAZIONE GENERALI .....</b>	<b>4</b>
1.1. Criteri di impostazione .....	4
1.2. Individuazione delle portate di progetto e dei vincoli d'imposta .....	6
1.2.1. Calcolo del Tempo di Ritorno della portata imposta dal ADB Po.....	6
1.2.2. Vincoli d'imposta del ponte dovuti alla presenza delle arginature .....	7
1.3. Caratteristiche del ponte Bailey.....	8
1.4. Fasi realizzative del ponte Bailey .....	9
1.5. Il modello matematico utilizzato.....	10
<b>2. VERIFICHE IDRAULICHE PONTE BAILEY PER L'OPERA PROVVISORIALE DEL FIUME SECCHIA .....</b>	<b>13</b>
2.1. Le ipotesi del calcolo idraulico.....	13
2.1.1. Scenari simulati .....	14
2.1.2. Geometria dell'alveo:.....	14
2.1.3. Portate di riferimento e condizioni al contorno:.....	15
2.2. Risultati della simulazione .....	16
2.2.1. Considerazioni conclusive .....	24
2.3. Valutazione della capacità di trasporto solido e dei fenomeni erosivi generalizzati e localizzati nel tratto interessato dalle opere .....	25
<b>3. VERIFICHE IDRAULICHE PONTI BAILEY PER LR OPERE PROVVISORIALI DEL FIUME PANARO .....</b>	<b>33</b>
3.1. Le ipotesi del calcolo idraulico.....	33
3.1.1. Scenari simulati .....	33
3.1.2. Geometria dell'alveo.....	34
3.1.3. Portate di riferimento e condizioni al contorno:.....	35
3.2. Risultati della simulazione .....	36
3.2.1. Considerazioni conclusive .....	49
3.3. Valutazione della capacità di trasporto solido e dei fenomeni erosivi generalizzati e localizzati nel tratto interessato dalle opere .....	49
<b>4. VERIFICHE IDRAULICHE PONTE BAILEY PER L'OPERA PROVVISORIALE DEL TORRENTE ENZA .....</b>	<b>57</b>
4.1. Le ipotesi del calcolo idraulico.....	57
4.1.1. Scenari simulati .....	57

4.1.2. Geometria dell'alveo:.....	58
4.1.3. Portate di riferimento e condizioni al contorno:.....	59
4.2. Risultati della simulazione .....	59
4.2.1. Considerazioni conclusive .....	66
4.3. Valutazione della capacità di trasporto solido e dei fenomeni erosivi generalizzati e localizzati nel tratto interessato dalle opere .....	66

## **PLANIMETRIE E SEZIONI DI PROGETTO**

- FIUME SECCHIA VIABILITA' AUTOSTRADALE
- FIUME PANARO VIABILITA' AUTOSTRADALE
- FIUME PANARO VIABILIA' ADDUZIONE D08
- FIUME ENZA VIABILIA' ADDUZIONE D02



## 1. INDICAZIONE GENERALI

### 1.1. Criteri di impostazione

Scopo del presente Allegato alla Relazione Idrologica-Idraulica Generale (0636\_PD\_0\_000\_0WS00\_0\_WW\_RI\_01\_A) è quello di fornire le indicazioni preliminari per il dimensionamento dei ponti Bailey. Tali Opere sono previsti al fine di garantire la continuità delle piste di servizio durante la fase di cantiere per la realizzazione dei viadotti in progetto sul Fiume Secchia, Panaro e Torrente Enza.

In particolari le analisi sono state suddivise nelle seguenti attività:

- Individuazione delle piene di progetto che comporta la definizione del Tempo di Ritorno (TR) per la verifica e quindi la progettazione delle opere provvisionali, tra cui il ponte Bailey;
- Individuazione dei principali parametri idraulici che si instaurano durante la propagazione delle piene di progetto nei 4 scenari simulati: stato di fatto (SF), stato di progetto con ponte Bailey (SP1), stato di progetto con ponte Bailey, ponte autostradale in costruzione ed opere provvisionali (SP2) ed infine lo stato di progetto con l'occlusione del 20% di tutte le pile in alveo (SP3).
- Valutazione della capacità di trasporto solido e dei fenomeni erosivi generalizzati e localizzati nell'intorno delle fondazioni delle pile e delle spalle del ponte Bailey.

Lo studio eseguito per verificare la compatibilità idraulica dei ponti Bailey con il deflusso delle acque è stato impostato nel rispetto della *Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce "A" e "B" del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino del fiume PO (ADB Po) e del DM 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni e successiva Circolare C.S.LL.PP. 07.02.2009.*

*La direttiva stabilisce che i calcoli idraulici per la definizione delle condizioni di deflusso vanno condotti anche con riferimento alle fasi significative di costruzione dell'opera, tenendo in conto le opere provvisionali eventualmente inserite, qualora comportino interazioni più severe con le condizioni di deflusso di piena rispetto alla condizione di opera realizzata. In questo caso il tempo di ritorno della piena da assumere per le valutazioni è quello la cui probabilità di essere raggiunta o superata una volta nel periodo temporale corrispondente alle fasi di costruzione non è superiore alla probabilità che ha la portata di progetto di essere raggiunta o superata una volta nel periodo di vita dell'opera.*

Definito il TR della piena di progetto per il dimensionamento di ogni singolo ponte Bailey si è proceduto all'implementazione di una simulazione matematica in moto permanente finalizzata a comprendere la risposta del ponte alla sollecitazione di progetto. La procedura di calcolo consente di simulare, sullo scenario topografico noto, le condizioni secondo cui si propagano i fenomeni di piena nel tratto di alveo di interesse.

Ad integrazione delle analisi numeriche effettuate e descritte nel capitolo 8 della Relazione Idrologica-Idraulica di ogni singolo corso d'acqua indagato, sono stati introdotti, sullo scenario morfologico attuale, i ponti Bailey interagenti con i corsi d'acqua. La simulazione è stata condotta inserendo la portata di progetto, in modo da definire la quota di intradosso minima dei ponti in esame, le quote minime per lo stoccaggio di materiali e mezzi, per la realizzazione delle fondazioni in alveo e per valutare la risposta del tratto di corso d'acqua in esame in presenza delle suddette opere.

Dal punto di vista modellistico, l'introduzione del ponte Bailey sulla configurazione attuale, si traduce in una parzializzazione della sezione di deflusso in corrispondenza del manufatto stesso.

Tutti i parametri idraulici di riferimento, ad eccezione delle portate, fanno riferimento alla configurazione stato di fatto.

Negli elaborati specialistici previsti nelle fasi successive della presente progettazione definitiva (in particolare nel P.S.C. e quindi nel P.O.S.), sarà obbligo, prima dell'inizio dei lavori e sempre nel rispetto della Direttiva citata e dei criteri sopra esposti, fissare i valori idrologici ai quali associare una precisa procedura di sospensione e sgombero del cantiere per singolo corso d'acqua in funzione delle opere provvisorie e di cantiere che l'impresa, a seconda delle proprie capacità e forze e del proprio cronoprogramma, sarà in grado di mettere in campo. Analogamente nella progettazione esecutiva delle opere provvisorie e di cantierizzazione sarà obbligo rispettare i criteri individuati nel presente Progetto e di attenersi alle norme in materia di sicurezza ed ai vincoli imposti da AIPO per la gestione del corso d'acqua. .

## 1.2. Individuazione delle portate di progetto e dei vincoli d'imposta

La definizione dei vincoli d'imposta del ponte Bailey discende dall'analisi delle seguenti valutazioni; la peggiore di queste determina la posizione del ponte.

- 1- Rispetto della portata al colmo imposta dall' Autorità di Bacino del Fiume Po;
- 2- Posizionare le rampe di collegamento del ponte sulla sommità arginale, e di conseguenza, fissare il piano di calpestio del Bailey alla quota prossima della sommità arginale, opportunamente ringrossata in sagoma e in quota al fine di evitare interferenze strutturali dello stesso sottoposto al transito continuo dei camion.

### 1.2.1. Calcolo del Tempo di Ritorno della portata imposta dal ADB Po

In base ai valori di portata al colmo per tempi di ritorno assegnati, ed in funzione della vita utile dell'opera in progetto e dei tempi previsti per l'esecuzione delle lavorazioni, è possibile determinare la portata di progetto per la fase di cantierizzazione. Tale valore, come definito nel capitolo precedente, viene desunto dalla direttiva "Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle Fasce A e B" approvata con deliberazione del Comitato Istituzionale n°2 dell'11 Maggio 1999 e fatte propria dalle Norme di Attuazione e Direttive del Piano del PAI pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale (Settembre 2001).

L'assunto della direttiva si può interpretare come la probabilità composta di non superamento che un determinato evento caratterizzato da tempo di ritorno assegnato TR, si manifesti nel corso di un periodo temporale N prefissato di vita dell'opera.

Lo sviluppo della formulazione composta, porta alla seguente formulazione del rischio idraulico, come già utilizzato in altri casi analoghi:

$$R = 1 - (1 - 1/TR)^N$$

nella quale:

- R è il rischio idraulico, inteso come probabilità di non superamento;
- TR è il tempo di ritorno dell'evento di riferimento (anni);
- N è l'orizzonte temporale di riferimento (anni).

In conclusione, il rischio idraulico associato all'interferenza prodotta dalle opere provvisorie nel periodo di installazione del cantiere (periodo di costruzione dell'opera), deve essere uguale al rischio idraulico che l'evento di progetto si manifesti nel corso della vita dell'opera.

Stabilite quindi le seguenti variabili:

- TR tempo di ritorno di riferimento = 200 anni;
- V durata dell'opera = 100 anni;
- c durata delle lavorazioni in alveo = circa pari a 4-5 anni per ogni attraversamento idraulico in progetto;
- $T_{pr}$ : tempo di ritorno per la verifica del ponte Bailey (anni);

l'assunto precedente si traduce nella seguente espressione:

$$T_{pr} = \frac{1}{1 - (1 - 1/TR)^{V/c}}$$

Si ricava che, per una durata delle lavorazioni pari a 4-5 anni,  $T_{pr} = 8.50-10.00$  anni. Si assume  $TR=10$  anni

Il franco di rispetto da mantenere al di sopra dei livelli idrometrici che si instaurano in occasione del transito di un'onda di piena con TR così calcolato si impone  $\geq 1.00m$  e capace di contenere anche i profili di rigurgito di una piena mono-secolare

### 1.2.2. Vincoli d'imposta del ponte dovuti alla presenza delle arginature

I vincoli d'imposta del ponte Bailey e delle relative rampe di collegamento ad esso, dipendono dalla quota della sommità arginale, che occorre ringrossare in sagoma e in quota per evitare interferenze strutturali dello stesso durante il transito dei camion nella fase di cantiere.. La quota del piano di calpestio del ponte Bailey dovrà rimanere ad una quota prossima o comunque poco inferiore a quella corrispondente alla sommità arginale ringrossata, al fine di consentire ai mezzi meccanici il transito in sicurezza sul ponte stesso.

Evidentemente il vincolo più restrittivo, tra quelli menzionati, per la determinazione della quota d'imposta del ponte Bailey è rappresentata dalla quota della sommità arginale ringrossata. Questo comporta che le analisi idrauliche successive verranno condotte posizionando il piano di calpestio ad una quota prossima alla sommità arginale ringrossata, verificando comunque il rispetto del franco idraulico precedentemente definito.

L'ubicazione planimetrica del ponte Bailey è stata concordata con la committenza cercando di posizionarlo a valle del viadotto in progetto, il più vicino possibile all'impalcato stesso, per ridurre al massimo il tragitto che dovranno percorrere i mezzi meccanici durante la fase di cantiere. Naturalmente i vincoli morfologici del fiume e dei suoi argini e quelli antropici rappresentati dalla presenza di edifici prevalentemente ad uso residenziale, ha comportato la necessità, in taluni casi, di ubicare il Bailey a monte del viadotto in progetto.

### 1.3. Caratteristiche del ponte Bailey

Il ponte Bailey è un tipo di ponte costituito da elementi in travatura reticolare prefabbricati. I vantaggi di questo tipo di costruzione sono il montaggio semplice e veloce inoltre, il tipo di costruzione è molto versatile: il ponte può essere costruito su una o più campate, inoltre i suoi elementi possono essere utilizzati per la costruzione di pile intermedie a supporto di ponteggi temporanei.

Ponti di questo tipo vengono realizzati qualora sia necessario ripristinare provvisoriamente il collegamento stradale tra due sponde di un fiume qualora un evento naturale abbia distrutto o reso inagibile il manufatto originario, oppure, come nel caso in esame, si renda necessario garantire la continuità delle pista di cantiere in prossimità dei nuovi attraversamenti idraulici permanenti, in progetto.



FIGURA 1-1: IMMAGINI ESEMPLIFICATIVE DI UN PONTE BAILEY

Le caratteristiche strutturali dei ponti Bailey previsti nell'ambito della fase di cantiere per la realizzazione dei viadotti in progetto su Fiume Secchia, Panaro e Torrente Enza sono di seguito preliminarmente indicate:

- L'impalcato, costituito da elementi in travatura reticolare prefabbricati, presenta una larghezza di circa 5.00m ed una lunghezza variabile da 85.00m a 58.00m in funzione della sezione idraulica considerata. Si hanno tre campate con luce centrale, variabile da un minimo di 28.00m per il torrente Enza ad un massimo di 35.00m per il fiume Panaro, mentre quelle laterali, della medesima ampiezza, variano da un massimo di 15.00m per l'Enza ad un massimo di 25.00m per il Panaro;
- La struttura poggia agli estremi sulle spalle costituite ciascuna da una fila di due pali in C.A. aventi diametro pari a 1000mm ed uniti in testa con trave di correa. Solo per il Fiume Secchia la spalla del Bailey in sponda idrografica sinistra poggia sul diaframma idraulico previsto nell'ambito della sistemazione idraulica in corrispondenza dei viadotti in progetto, questo perché il ponte provvisorio è ubicato ad una decina di metri a valle dal viadotto stradale, quindi all'interno dell'area in cui sorge la sistemazione dell'alveo.
- Le pile centrali del Bailey sono costituite da pali in acciaio con diametro di circa 820mm, allineati tra loro formando una fila di due. Queste sono collegate ai plinti di fondazione che presentano forma planimetrica rettangolare di circa 7.40 m x 4.40 m e spessore pari a 1.00 m. Ogni plinto è poi collegato a 4 pali in c.a. aventi diametro pari a 1000 mm.

Di seguito è riportata un'immagine che esemplifica la struttura del ponte Bailey, come precedentemente descritto.

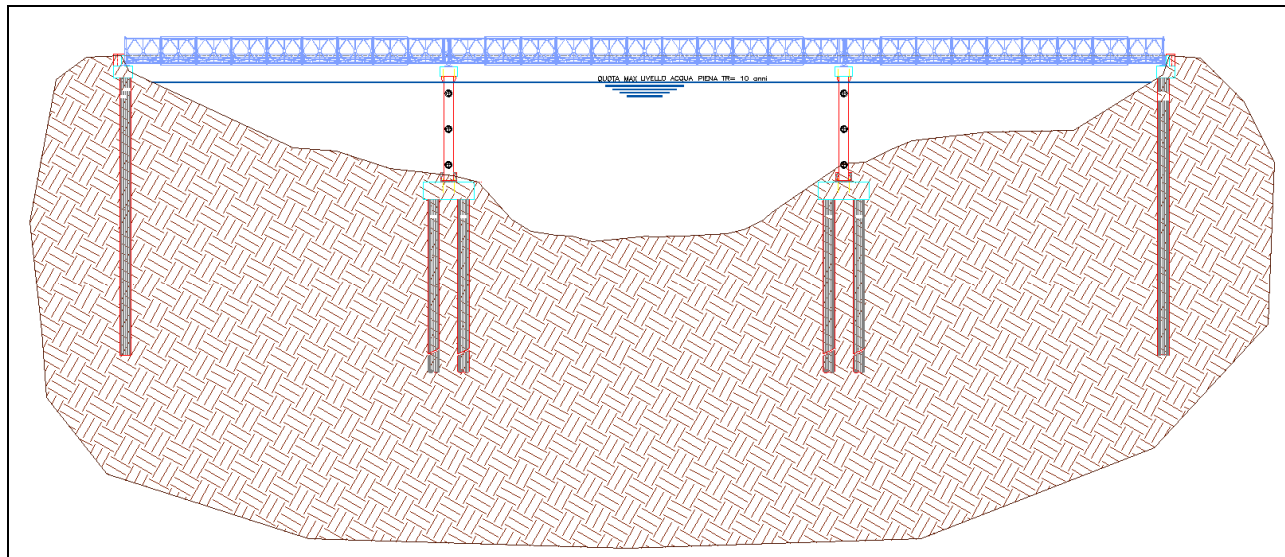


FIGURA 1-2: STRUTTURA ESEMPLIFICATIVE DI UN PONTE BAILEY

## 1.4. Fasi realizzative del ponte Bailey

La costruzione del Ponte Bailey si dovrà incastrare tra le fasi realizzative delle opere provvisorie previste per la messa in sicurezza idraulica dell'area di cantiere in corrispondenza del viadotto in progetto, come riportato nella relazione Idrologica-Idraulica di ogni singolo corso d'acqua in esame.

Di seguito sono elencate in via preliminare le fasi che occorre seguire prioritariamente alla costruzione del Bailey:

- Fase 0: realizzazione dei ringrossi arginali e delle difese idrauliche in massi fino al petto, attraverso la metodologia descritta nel Cap.9 di ogni singola relazione Idrologica-Idraulica dei corsi d'acqua in esame. Una volta avvenuta la costipazione dei ringrossi arginali si procede con le fasi successive.
- Fase 1: realizzazione delle rampe che collegano la sommità arginale alle piste di cantiere, esterne all'alveo fluviale;
- Fase 2: realizzazione del rilevato interno all'alveo che consente il collegamento tra la sommità arginale ed il piano di calpestio del ponte Bailey ed eventuale sua protezione al piede;
- Fase 3: esecuzione delle opere strutturali del ponte Bailey;
- Fase 4: esecuzione delle opere strutturali del viadotto in progetto secondo la scansione riportata in ogni singola relazione;

- Fase 5: smantellamento del ponte Bailey e ripristino delle condizioni originarie del tratto di alveo interessato dall'inserimento del ponte provvisorio.

## 1.5. Il modello matematico utilizzato

Il modello utilizzato per lo studio di propagazione delle onde di piena nei corsi d'acqua analizzati è: "HEC-RAS River Analysis System", elaborato dall'Hydrologic Engineering Center dell' US Army Corps of Engineers degli U.S.A. (versione 4.1.0). Il modello è stato progettato per contenere vari moduli di analisi idraulica monodimensionale: analisi di moto permanente, analisi del moto vario, analisi del trasporto solido in letto mobile. Tra le diverse componenti quella utilizzata nel presente studio consiste nell'algoritmo di calcolo idraulico per la determinazione delle variazioni della portata, della velocità, della larghezza del pelo libero della corrente e di altre caratteristiche idrauliche del moto durante la propagazione verso valle della corrente idrica di portata nota, per effetto della capacità di laminazione naturale dell'alveo, della sua resistenza d'attrito, della presenza di opere interagenti con la corrente (ponti e traverse). Il modello calcola i profili di moto permanente gradualmente vario per corsi d'acqua monodimensionali in regime di corrente lenta, veloce o mista. Il programma, è in grado di calcolare e gestire i profili per una rete di canali naturali o artificiali in un sistema ad albero od a singolo ramo. Le relazioni fondamentali della formulazione matematica sono le equazioni dei moti permanenti nell'espressione classica dell'equazione monodimensionale dell'energia secondo Manning. Le perdite valutate sono quelle d'attrito (secondo Manning), valutate per le diverse parti della sezione trasversale (canale centrale, sponde laterali, golene e parti di golene), e quelle causate dalla contrazione o espansione delle sezioni (tramite un coefficiente che moltiplica la variazione dell'altezza cinetica). L'equazione della quantità di moto è utilizzata nei punti dove il profilo del pelo libero subisce brusche variazioni ovvero in regime misto nel passaggio da corrente veloce a corrente lenta oppure, in corrispondenza di ponti, traverse e sottopassi o alla confluenza di più rami di una rete.

Il modello richiede, oltre alla geometria generale del corso d'acqua, profili e sezioni trasversali, i dati di portata in ingresso nella prima sezione di monte ed, eventualmente in tutte le sezioni dove sono disponibili dati di portata, ed infine le condizioni al contorno dipendenti dal regime di moto della corrente.

L'equazione generale dell'energia è la seguente:

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

dove:

$Y_1, Y_2$             altezza idrometrica nella sezione 1 e 2,  
 $Z_1, Z_2$             quota del fondo alveo nelle sezioni 1 e 2,

$V_1, V_2$             velocità medie (portata totale/area bagnata) nelle sezioni 1 e 2,  
 $\alpha_1, \alpha_2$             coefficienti di velocità,  
 $h_e$                 perdita di carico nel tratto 1-2.

La perdita di carico tra due sezioni trasversali è calcolata come somma delle perdite distribuite per attrito e di quelle concentrate per effetto di contrazioni o allargamenti bruschi di sezione secondo l'equazione:

$$h_e = LS_f + C \left( \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

dove:

L            distanza pesata, in funzione della portata, tra le due sezioni trasversali 1 e 2,  
 $S_f$             pendenza motrice tra le sezioni 1 e 2,  
C            coefficiente di perdita di carico per contrazione o allargamento di sezione.

La pendenza d'attrito  $S_f$  è valutata secondo l'espressione di Manning:

$$S_f = n^2 Q|Q| / (A^2 R^{4/3})$$

dove n è il coefficiente di resistenza di Manning (che vale anche  $n=1/c$  con c di Gauckler-Strickler) ed R è il raggio idraulico.

L'equazione differenziale del moto viene integrata per via numerica, attraverso un insieme di fasi iterative che vengono ripetute più volte per affinarne la risoluzione; per la determinazione dei profili è quindi necessario fornire le condizioni iniziali di portata in ingresso e le condizioni al contorno in funzione del regime di moto.

La procedura di calcolo per la determinazione del profilo idraulico per portata assegnata, richiede i seguenti dati:

- descrizione completa del tronco fluviale, costituita dalla rappresentazione geometrica delle sezioni di rilievo trasversali e relativo loro posizionamento plano-altimetrico;
- descrizione geometrica di opere trasversali (ponti e relativi rilevati di accesso, tombini scotolari, traverse fluviali, soglie di fondo, briglie etc.) e/o longitudinali in alveo;
- caratterizzazione della resistenza al moto in alveo e golene mediante la definizione del coefficiente di scabrezza di Manning;
- definizione dei coefficienti di contrazione/espansione, per effetto di perturbazioni offerte al moto da parte di opere trasversali presenti in alveo;
- definizione del tipo di moto (corrente lenta o veloce) nel tronco fluviale;
- condizione al contorno di partenza del calcolo del profilo secondo tre possibili metodologie:
- introduzione di una altezza d'acqua nota di valle o di monte, a seconda che il moto avvenga in corrente lenta o veloce,



- calcolo eseguito a partire dall'altezza critica,
- calcolo eseguito a partire dalla pendenza di fondo alveo.

Il calcolo del rigurgito prodotto dalle pile del ponte viene eseguito secondo diversi metodi :

- Equazione di Yarnell;
- Metodo di conservazione della quantità di moto.

## 2. VERIFICHE IDRAULICHE PONTE BAILEY PER L'OPERA PROVVISORIA DEL FIUME SECCHIA

### 2.1. Le ipotesi del calcolo idraulico

Il Progetto Definitivo dell'Autostrada Regionale Cispadana prevede che il Fiume Secchia sia attraversato oltre che dal corpo autostradale anche dalla viabilità di collegamento C03, in un tratto situato poco a monte dell'abitato di Concordia sulla Secchia.

Tale sistema viadottistico è composto da tre impalcati affiancati (il ponte autostradale è costituito infatti da due carreggiate separate) e presenta in alveo e per il superamento degli argini 4 campate sostenute da tre file di pile a sezione circolare con diametro di 3.00m.

Il viadotto relativo alla viabilità di collegamento è posto a valle del viadotto autostradale e parallelamente ad esso, in posizione differente rispetto a quanto previsto dal progetto preliminare, che lo collocava diversi metri a monte dell'attraversamento autostradale.

Il ponte Bailey dovrà, fatto salvo casi particolari, essere costruito a valle del viadotto stradale per evitare conflittualità fisiche in caso di collasso inoltre, si consiglia di ubicarlo vicino al viadotto stesso al fine sia di sfruttare il ringrosso arginale già previsto con la sistemazione idraulica del Fiume Secchia (si veda il Cap. 9 della Relazione Idrologica-Idraulica del F. Secchia 0648\_PD\_0\_A12\_AWS05\_0\_WW\_RI\_01\_A), che di allontanarsi il più possibile dalle abitazioni presenti a valle, le quali non dovranno, in alcun modo, essere interferite dall'impronta del rilevato, da prevedere per realizzare la rampa di raccordo tra la pista di cantiere e il ponte Bailey (si veda planimetria di progetto al termine del Cap.4).

Nel caso in cui il ponte Bailey fosse ubicato, come consigliato, nell'area di influenza delle sistemazioni idrauliche previste (ringrossi arginali e scogliere) prima di realizzare il ponte dovranno essere realizzate le sistemazioni idrauliche previste (dalla scogliera fino alla rampa del ponte).

Come criterio progettuale si assume che il franco idraulico tra massimo livello idrico in occasione di un evento di piena decennale del F. Secchia e l'intradosso del ponte Bailey sia di almeno 1.0m, garantendo una luce libera tale da consentire il transito del materiale flottante, rappresentato ad esempio da grosse piante che possono essere trasportate dalla corrente anche per piene con TR=10 anni.

La seguente verifica idraulica consiste nella determinazione delle principali caratteristiche con cui si propagano le onde di piena secondo la rispettiva descrizione geometrica dell'alveo, sia nello stato di fatto che in quelli di progetto.

Le risultanze delle propagazioni nelle configurazioni simulate consistono nell'espore le principali grandezze

idrauliche, soprattutto in termini di livelli idrometrici raggiunti durante gli eventi considerati in corrispondenza delle varie sezioni trasversali del corso d'acqua. Inoltre, risultano rilevate le velocità medie della corrente nei singoli tratti dell'alveo sia in condizioni di alveo attuale che di progetto.

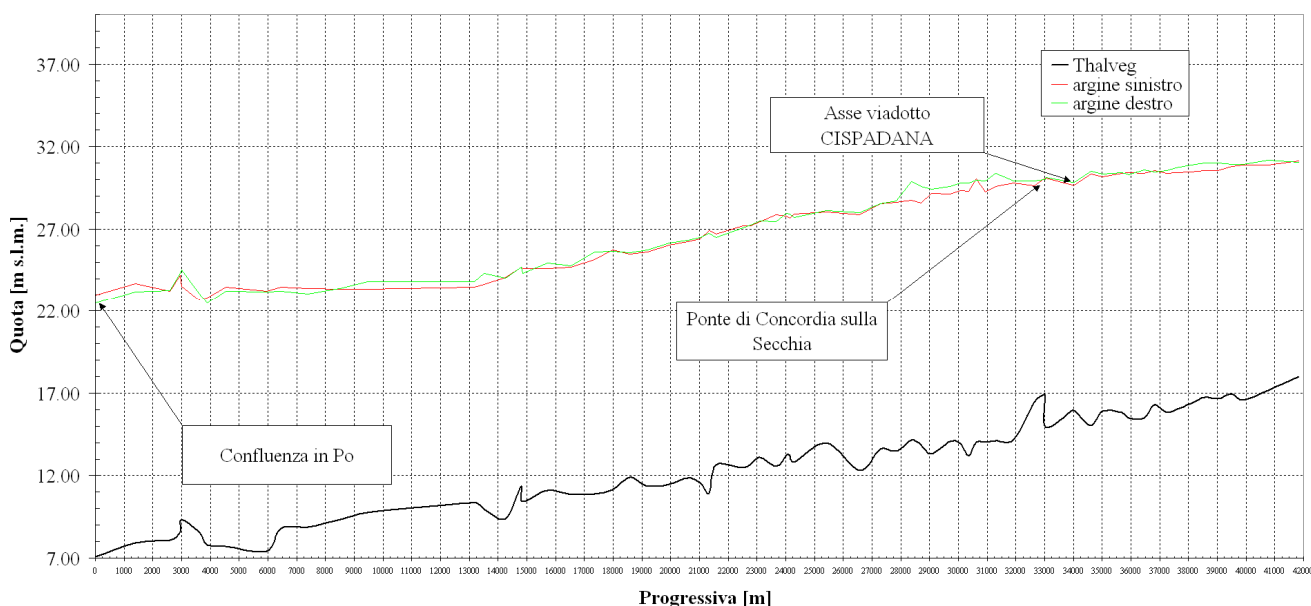
### 2.1.1. Scenari simulati

Ai fini modellistici, le condizioni di riferimento per la verifica idraulica sono le seguenti:

- stato di fatto (SF), che considera la morfologia attuale del corso d'acqua, senza l'introduzione di alcuna opera in progetto;
- stato di progetto 1 (SP1), che prevede l'introduzione del solo ponte Bailey;
- stato di progetto 2 (SP2), che prevede l'introduzione oltre al ponte Bailey, anche dei viadotti e delle opere provvisionali in progetto;
- stato di progetto 3 (SP3), che prevede, sulle basi della configurazione precedente (SP2), che si accatasti contro tutte le pile in alveo materiale flottante tale da ridurre del 20% le aree di deflusso.

### 2.1.2. Geometria dell'alveo:

Il modello geometrico utilizzato è stato costruito per la maggior parte sulla base dei rilievi eseguiti nell'anno 1999 dall'A.I.Po, in quanto congruenti con quelle utilizzate per il PAI, opportunamente integrate, nell'intorno delle zone d'interesse, con nuovi rilievi eseguiti nel 2011 nell'ambito del presente progetto definitivo, avendo cura di mantenere la congruità con le precedenti in termini di capisaldi topografici. Esso è costituito da 80 sezioni trasversali d'alveo, oltre a quelle relative alle geometrie dei ponti, che rappresentano in modo esaustivo l'alveo attivo e quello golenale. Il tratto simulato si estende da ponte Pioppa alla foce in Po, per una lunghezza di oltre 41 km, di cui 7.5 km a monte dell'attraversamento in esame (Figura 2-2).



**FIGURA 2-1: ANDAMENTO LONGITUDINALE DEL THALWEG E DEI PRESIDI ARGINALI NEL TRATTO DI FIUME CONSIDERATO**

Questo rilievo è stato implementato, in accordo con la committenza, con una sezione ricostruita esattamente in corrispondenza del ponte Bailey in progetto, attraverso l'interpolazione di sezione note poste a monte e a valle del ponte stesso, al fine di individuare, nel modo più realistico possibile, l'ampiezza dell'impalcato e la posizione delle pile in alveo. Si prescrive che nella successiva fase progettuale, venga rilevata topograficamente la sezione idraulica in cui si prevede di realizzare il ponte provvisorio e se diversa da quella utilizzata, rifatti i calcoli.

I valori di scabrezza assunti tengono conto della combinazione di diversi fattori che intervengono nella caratterizzazione delle perdite distribuite durante un evento di piena:

- caratteristiche granulometriche del materiale d'alveo;
- caratteristiche morfologiche e geometriche quali il grado di sinuosità del tratto d'alveo e brusche variazioni di geometria della sezione;
- caratterizzazione della copertura vegetale presente nelle zone spondali e nelle aree golenali.

Sulla base dei sopralluoghi effettuati, dei riferimenti bibliografici che si riconducono ai principali studi in materia si sono quindi assunti valori opportuni della scabrezza in funzione non solo della copertura vegetale ma anche del tipo e granulometria del materiale presente in alveo.

Indicazioni presenti in letteratura sono state tratte dalla pubblicazione "Open-Channel Hydraulics" - V.T. Chow, 1959, Macgraw-Hill, Singapore e da "Meccanica dei fluidi", Marchi - Rubatta.

I valori provenienti dalla modellizzazione idraulica sono stati ottenuti, assumendo un coefficiente di Strickler di  $20 \text{ m/s}^{1/3}$  per l'alveo inciso e  $18 \text{ m/s}^{1/3}$  per le golene.

### 2.1.3. Portate di riferimento e condizioni al contorno:

Come riportato nel Capitolo 1.3, il tempo di ritorno per la verifica del ponte Bailey è stato fissato pari a 10anni, così come previsto per la verifica delle opere provvisorie.

Le condizioni al contorno di calcolo in condizioni di piena sono le seguenti:

- La portata in ingresso a monte ( $Q_{TR10}$ ) è stata assunta pari alla portata uscente dalla cassa di laminazione del Secchia a Rubiera alla quota di max regolazione, cioè pari a  $450 \text{ m}^3/\text{sec}$  come riportato dall'Autorità di bacino del fiume Po nella "Direttiva piena di progetto".
- La condizione al contorno è rappresentata dall'altezza idrometrica di valle pari ad un livello idrico noto di 22,00 m s.l.m., coincidente con quello della sezione 001 del profilo idrico del Fiume Secchia per  $TR=200$ anni, contenuto nella tabella 77 allegata alla Direttiva Piena di Progetto; tale quota è stata pure confrontata con quella del profilo di Po nella sezione di monte più prossima alla confluenza, evidenziando una sostanziale congruenza. L'effetto di tale condizione, sicuramente cautelativo poiché riferita ad un  $TR=200$ anni, non si propaga fino al ponte in esame, quindi, i risultati ottenuti, rispecchiano correttamente un evento di piena decennale.

## 2.2. Risultati della simulazione

Le simulazioni sono state condotte secondo una schematizzazione idrodinamica monodimensionale in moto permanente trascurando quindi, a favore di sicurezza, gli eventuali effetti di laminazione lungo lo sviluppo del corso d'acqua; tale schematizzazione di funzionamento idrodinamico è stata scelta cautelativamente in ragione della limitata estensione del tratto.

Nelle tabelle e nei grafici seguenti si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite nello stato di fatto e nelle condizioni di progetto 1 2 e 3 per portata con tempo di ritorno di 10 anni, in modo da valutare l'influenza del ponte Bailey sull'idrodinamismo del corso d'acqua

Considerando un onda di piena con TR=10 anni si instaura nella condizione di progetto 2 (SP2) un livello idrico in corrispondenza dell'attraversamento pari a 26.74 m slm. **Al fine garantire la continuità delle piste di cantiere tra le due sponde del Fiume Secchia, si rende necessario fissare la quota d'intradosso del ponte pari a 29.53 m slm, quota che rispetta le prescrizioni normative e contemporaneamente permette un adeguato inserimento all'interno dell'alveo fluviale e agevola il raccordo con le piste stesse.**

Nella tabella seguente si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite nello stato di fatto e di progetto 1 che prevede l'introduzione del solo ponte Bailey con tre campate di luci da 20.00m-34.00m-20.00m e del rilevato per il raccordo tra piste di cantiere e ponte stesso, come si vede nella sezione di progetto con ponte Bailey riportata al termine del Cap.4.

Certamente il rilevato di sponda destra comporta un incremento delle sollecitazioni idrauliche e quindi si dovrà prevedere una giusta protezione in massi per almeno 2m (fino alla H10anni), che una volta smantellati potranno essere riutilizzati nella difesa idraulica permanente.

TABELLA 2-1: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DELLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E CON PRESENZA DEL PONTE BAILEY (S.P.1) CON Q10 SECCHIA.

Sezione Topografica	Progressiva	Quota del fondo	Q di progetto	Livelli idrometrici S.F.	Livelli idrometrici S.P.1	$\Delta H$	Velocità S.F.	Velocità S.P.1	Pendenza	Carico totale S.F.	Carico totale S.P.1
	[m]	[m s.l.m.]	[m <sup>3</sup> /s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
SE79	41841.30	18.02	450.00	28.61	28.61	0.00	1.01	1.01	0.0002	28.65	28.65
SE77	40779.30	17.18	450.00	28.43	28.44	0.01	0.78	0.78	0.0002	28.46	28.46
SE76	39902.30	16.56	450.00	28.30	28.31	0.01	0.77	0.77	0.0001	28.33	28.33
SE75	39505.30	16.97	450.00	28.18	28.19	0.01	1.33	1.33	0.0003	28.25	28.26
SE74	39028.30	16.65	450.00	28.10	28.11	0.01	0.93	0.93	0.0002	28.14	28.15
SE73	38567.30	16.75	450.00	27.98	27.99	0.01	1.14	1.13	0.0003	28.05	28.05
SE72	38086.30	16.36	450.00	27.86	27.86	0.00	1.26	1.25	0.0003	27.92	27.93
SE71	37571.30	16.01	450.00	27.70	27.70	0.00	1.19	1.19	0.0003	27.77	27.77
SE70	37255.30	15.81	450.00	27.61	27.62	0.01	1.23	1.23	0.0003	27.67	27.68

SE69	36810.30	16.27	450.00	27.50	27.50	0.00	1.21	1.21	0.0002	27.56	27.57
SE68	36445.30	15.49	450.00	27.41	27.42	0.01	1.17	1.17	0.0003	27.47	27.47
SE67	35924.30	15.51	450.00	27.33	27.34	0.01	0.96	0.96	0.0001	27.36	27.37
SE66	35698.30	15.84	450.00	27.23	27.24	0.01	1.41	1.41	0.0003	27.31	27.32
SE65	35017.30	15.90	450.00	27.01	27.02	0.01	1.36	1.36	0.0003	27.10	27.11
SE64	34608.30	15.02	450.00	26.88	26.89	0.01	1.34	1.33	0.0003	26.96	26.97
Sez. 3 monte autostrada	34027.30	15.96	450.00	26.77	26.78	0.01	1.01	1.01	0.0002	26.82	26.83
Sez. 3	33977.30	15.96	450.00	26.77	26.78	0.01	0.99	0.99	0.0002	26.81	26.83
Sez. 3 monte C03	33953.30	15.96	450.00	26.77	26.78	0.01	0.99	0.99	0.0002	26.81	26.82
Sez. 3 valle C03	33951.30	15.96	450.00	26.76	26.77	0.01	0.98	0.98	0.0003	26.81	26.82
Sez. monte Bailey	33931.30	15.90	450.00	26.73	26.74	0.01	1.28	1.28	0.0003	26.81	26.81
<b>Ponte Bailey</b>	33931.30	15.90	450.00	26.73	26.74	0.01	1.28	1.28	0.0003	26.80	26.81
Sez. valle Bailey	33492.15	15.90	450.00	26.72	26.72	0.00	1.28	1.28	0.0003	26.66	26.80
Sez. interpolata	33053.00	15.40	450.00	26.58	26.58	0.00	1.30	1.30	0.0003	26.66	26.66
SE61	33053.00	14.91	450.00	26.42	26.42	0.00	1.44	1.44	0.0003	26.51	26.51
Ponte Concordia monte	33028.00	16.80	450.00	26.45	26.45	0.00	0.85	0.85	0.0001	26.49	26.49
PONTE CONCORDIA	33027.00	16.87	450.00	26.44	26.45	0.01	0.87	0.87	0.0001	26.49	26.49
Ponte Concordia valle	33013.00	16.91	450.00	26.43	26.43	0.00	0.90	0.90	0.0001	26.47	26.47
SE60	32973.00	16.91	450.00	26.43	26.43	0.00	0.90	0.90	0.0001	26.47	26.47
SE59	32628.00	16.44	450.00	26.30	26.30	0.00	1.40	1.40	0.0004	26.39	26.39
SE58	31908.00	14.18	450.00	26.03	26.03	0.00	1.32	1.32	0.0004	26.12	26.12
SE57	31288.00	14.09	450.00	25.77	25.77	0.00	1.50	1.50	0.0004	25.87	25.87
SE56	30935.00	14.01	450.00	25.69	25.69	0.00	1.22	1.22	0.0003	25.75	25.75
SE55	30624.00	14.01	450.00	25.64	25.64	0.00	1.04	1.04	0.0001	25.68	25.68
SE54	30364.00	13.17	450.00	25.54	25.54	0.00	1.40	1.40	0.0004	25.62	25.62
SE53	30066.00	13.95	450.00	25.52	25.52	0.00	0.93	0.93	0.0001	25.55	25.55
SE52	29702.00	14.08	450.00	25.42	25.42	0.00	1.35	1.35	0.0003	25.49	25.49
SE51	29058.00	13.33	450.00	25.28	25.28	0.00	1.18	1.18	0.0002	25.34	25.34
SE50	28694.00	13.88	450.00	25.16	25.16	0.00	1.42	1.42	0.0003	25.24	25.24
SE49	28367.00	14.15	450.00	25.01	25.01	0.00	1.57	1.57	0.0004	25.12	25.12
SE48	27833.00	13.49	450.00	24.94	24.94	0.00	1.07	1.07	0.0001	24.98	24.98
SE47	27280.00	13.60	450.00	24.87	24.87	0.00	0.92	0.92	0.0001	24.90	24.90

Di seguito si riporta il confronto tra i profili di rigurgito nella configurazione stato di fatto (linea rossa) e stato di progetto 1 in corrispondenza del ponte Bailey.

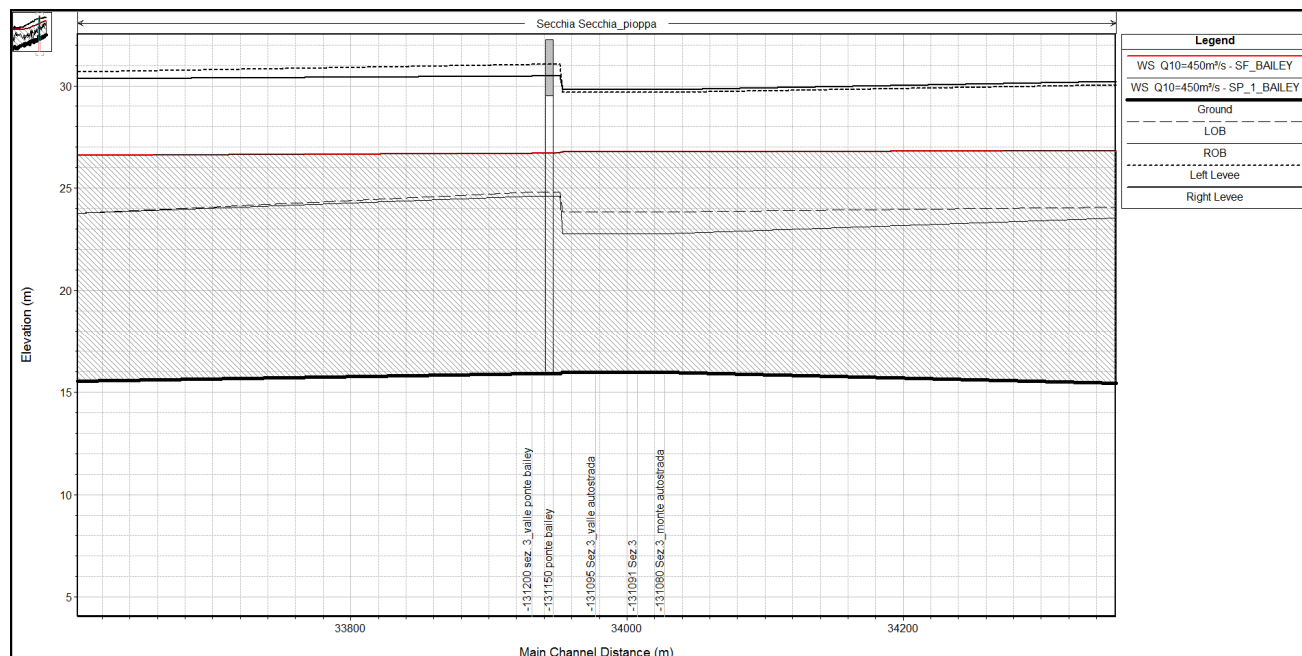


FIGURA 2-2 - CONFRONTO TRA IL PROFILO DI RIGURGITO DELLA CONFIGURAZIONE STATO DI FATTO E STATO DI PROGETTO 1

Data la modesta parzializzazione della sezione di deflusso, dovuta all'inserimento del ponte Bailey, rispetto alla sua ampiezza complessiva, viene generata una lieve contrazione dei profili di rigurgito rispetto allo stato di fatto.

Nella tabella seguente si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite nello stato di fatto e di progetto 2, che prevede l'introduzione oltre al ponte Bailey, anche dei viadotti e delle opere provvisionali in progetto.

TABELLA 2-2: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DELLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E NELLO STATO DI PROGETTO 2 (S.P.2) CON Q10 SECCHIA.

Sezione Topografica	Progressiva	Quota del fondo	Q di progetto	Livelli idrometrici S.F.	Livelli idrometrici S.P.2	$\Delta H$	Velocità S.F.	Velocità S.P.2	Pendenza	Carico totale S.F.	Carico totale S.P.2
	[m]	[m s.l.m.]	[m³/s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
SE79	41841.30	18.02	450.00	28.61	28.61	0.00	1.01	1.01	0.0002	28.65	28.65
SE77	40779.30	17.18	450.00	28.43	28.44	0.01	0.78	0.78	0.0002	28.46	28.46
SE76	39902.30	16.56	450.00	28.30	28.31	0.01	0.77	0.77	0.0001	28.33	28.33
SE75	39505.30	16.97	450.00	28.18	28.19	0.01	1.33	1.33	0.0003	28.25	28.26
SE74	39028.30	16.65	450.00	28.10	28.11	0.01	0.93	0.93	0.0002	28.14	28.15
SE73	38567.30	16.75	450.00	27.98	27.99	0.01	1.14	1.14	0.0003	28.05	28.05
SE72	38086.30	16.36	450.00	27.86	27.86	0.00	1.26	1.26	0.0003	27.92	27.93
SE71	37571.30	16.01	450.00	27.70	27.70	0.00	1.19	1.19	0.0003	27.77	27.77

SE70	37255.30	15.81	450.00	27.61	27.62	<b>0.01</b>	1.23	1.23	0.0003	27.67	27.68
SE69	36810.30	16.27	450.00	27.50	27.50	<b>0.00</b>	1.21	1.21	0.0002	27.56	27.57
SE68	36445.30	15.49	450.00	27.41	27.42	<b>0.01</b>	1.17	1.17	0.0003	27.47	27.47
SE67	35924.30	15.51	450.00	27.33	27.34	<b>0.01</b>	0.96	0.96	0.0001	27.36	27.37
SE66	35698.30	15.84	450.00	27.23	27.24	<b>0.01</b>	1.41	1.41	0.0003	27.31	27.32
SE65	35017.30	15.90	450.00	27.01	27.02	<b>0.01</b>	1.36	1.36	0.0003	27.10	27.11
SE64	34608.30	15.02	450.00	26.88	26.89	<b>0.01</b>	1.34	1.34	0.0003	26.96	26.97
Sez. 3 monte autostrada	34027.30	15.96	450.00	26.77	26.79	<b>0.02</b>	1.01	1.01	0.0002	26.82	26.83
Ponte Autostrada sud	34007.30	15.96	450.00	26.77	26.79	<b>0.02</b>	1.00	1.00	0.0002	26.82	26.83
Sez. 3	33977.30	15.96	450.00	26.77	26.78	<b>0.01</b>	0.99	0.99	0.0002	26.81	26.83
Ponte Autostrada nord	33977.30	15.96	450.00	26.77	26.78	<b>0.01</b>	0.00	0.99	0.0000	26.81	26.83
Sez. 3 monte C03	33953.30	15.96	450.00	26.77	26.78	<b>0.01</b>	0.99	0.98	0.0002	26.81	26.82
Ponte C03	33953.30	15.96	450.00	26.76	26.77	<b>0.01</b>	0.99	0.98	0.0002	26.81	26.82
Sez. 3 valle C03	33951.30	15.96	450.00	26.76	26.77	<b>0.01</b>	0.98	0.98	0.0003	26.81	26.82
Sez. monte Bailey	33931.30	15.90	450.00	26.73	26.74	<b>0.01</b>	1.28	1.28	0.0003	26.81	26.81
<b>Ponte Bailey</b>	<b>33931.30</b>	<b>15.90</b>	<b>450.00</b>	<b>26.73</b>	<b>26.74</b>	<b>0.01</b>	<b>1.28</b>	<b>1.28</b>	<b>0.0003</b>	<b>26.80</b>	<b>26.81</b>
Sez. valle Bailey	33492.15	15.90	450.00	26.72	26.72	<b>0.00</b>	1.28	1.28	0.0003	26.66	26.80
Sez. iterpolata	33053.00	15.40	450.00	26.58	26.58	<b>0.00</b>	1.30	1.30	0.0003	26.66	26.66
SE61	33053.00	14.91	450.00	26.42	26.42	<b>0.00</b>	1.44	1.44	0.0003	26.51	26.51
Ponte Concordia monte	33028.00	16.80	450.00	26.45	26.45	<b>0.00</b>	0.85	0.85	0.0001	26.49	26.49
PONTE CONCORDIA	33027.00	16.87	450.00	26.44	26.44	<b>0.00</b>	0.87	0.87	0.0001	26.49	26.49
Ponte Concordia valle	33013.00	16.91	450.00	26.43	26.43	<b>0.00</b>	0.90	0.90	0.0001	26.47	26.47
SE60	32973.00	16.91	450.00	26.43	26.43	<b>0.00</b>	0.90	0.90	0.0001	26.47	26.47
SE59	32628.00	16.44	450.00	26.30	26.30	<b>0.00</b>	1.40	1.40	0.0004	26.39	26.39
SE58	31908.00	14.18	450.00	26.03	26.03	<b>0.00</b>	1.32	1.32	0.0004	26.12	26.12
SE57	31288.00	14.09	450.00	25.77	25.77	<b>0.00</b>	1.50	1.50	0.0004	25.87	25.87
SE56	30935.00	14.01	450.00	25.69	25.69	<b>0.00</b>	1.22	1.22	0.0003	25.75	25.75
SE55	30624.00	14.01	450.00	25.64	25.64	<b>0.00</b>	1.04	1.04	0.0001	25.68	25.68
SE54	30364.00	13.17	450.00	25.54	25.54	<b>0.00</b>	1.40	1.40	0.0004	25.62	25.62
SE53	30066.00	13.95	450.00	25.52	25.52	<b>0.00</b>	0.93	0.93	0.0001	25.55	25.55
SE52	29702.00	14.08	450.00	25.42	25.42	<b>0.00</b>	1.35	1.35	0.0003	25.49	25.49
SE51	29058.00	13.33	450.00	25.28	25.28	<b>0.00</b>	1.18	1.18	0.0002	25.34	25.34
SE50	28694.00	13.88	450.00	25.16	25.16	<b>0.00</b>	1.42	1.42	0.0003	25.24	25.24
SE49	28367.00	14.15	450.00	25.01	25.01	<b>0.00</b>	1.57	1.57	0.0004	25.12	25.12
SE48	27833.00	13.49	450.00	24.94	24.94	<b>0.00</b>	1.07	1.07	0.0001	24.98	24.98
SE47	27280.00	13.60	450.00	24.87	24.87	<b>0.00</b>	0.92	0.92	0.0001	24.90	24.90



Di seguito si riporta il confronto tra i profili di rigurgito nella configurazione stato di fatto (linea rossa) e stato di progetto 2 in corrispondenza del ponte Bailey e dei viadotti in progetto.

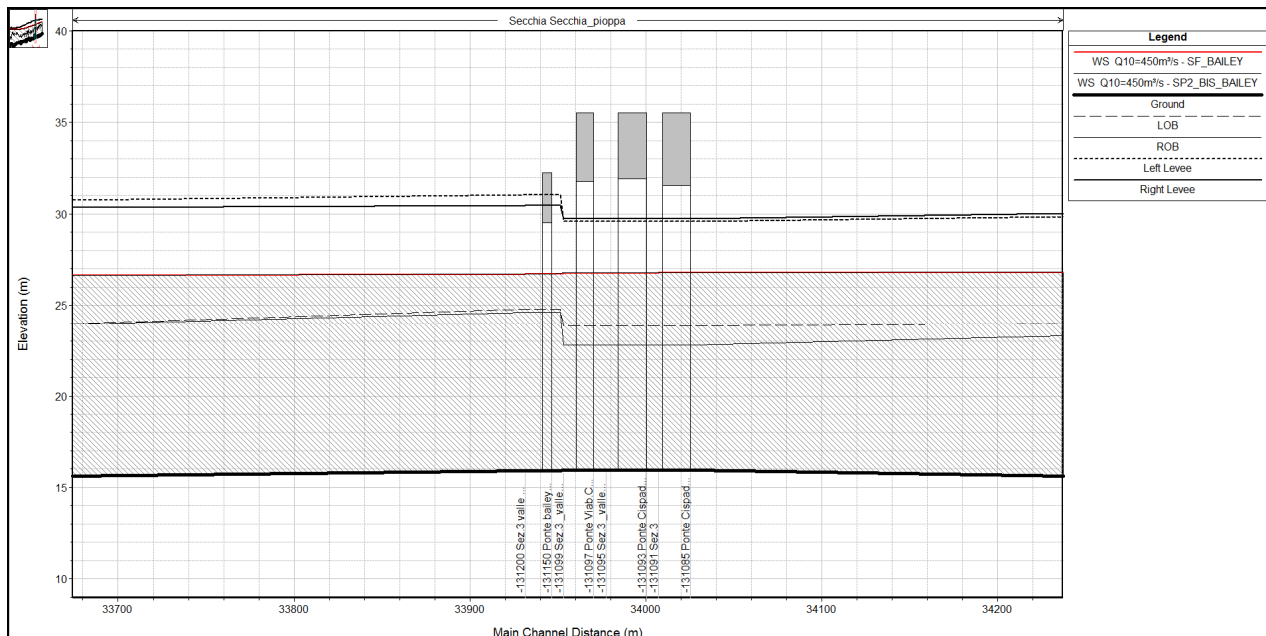


FIGURA 2-3 - CONFRONTO TRA IL PROFILO DI RIGURGITO DELLA CONFIGURAZIONE STATO DI FATTO E STATO DI PROGETTO 2

Dalla parzializzazione delle sezioni di deflusso, dovuta all'inserimento del ponte Bailey, delle opere provvisoriale e dei viadotti in progetto, rispetto alla ampiezze complessive, viene generata una lieve variazione dei profili di rigurgito rispetto allo stato di fatto.

Di seguito è stata implementata, sulle basi della configurazione precedente (SP2), una simulazione altamente cautelativa (SP3) che prevede che si accatasti contro tutte le pile in alveo materiale flottante tale da ridurre del 20% le aree di deflusso, come rappresentato nell'immagine seguente.

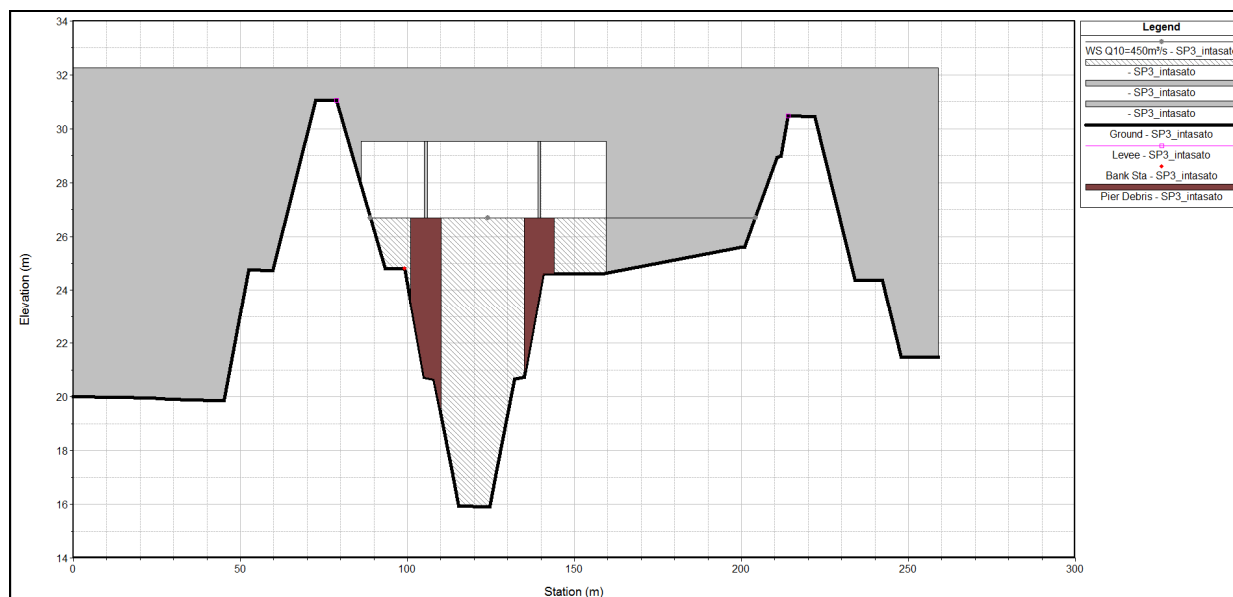


FIGURA 2-4: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA PORTATA DI RIFERIMENTO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL PONTE BAILEY (CARREGGIATA SUD) NELLO STATO DI PROGETTO 3.

L'intasamento del 20% dell'area di deflusso è stato simulato mediante blocchi di materiale aventi larghezza di 17.00m per il ponte autostradale, di 10.00m per il ponte della viabilità complementare (minori in quanto protetti dalle pile di monte) e 9.00 m per il ponte Bailey. La simulazione ha portato ad incrementi di livello pari ad un valore massimo di 3-4 cm rispetto allo stato di fatto. In questa situazione l'intradosso del ponte Bailey presenta un franco di sicurezza sopra l'H10 di 2,80m ampiamente sufficiente sia nel rispetto della Direttiva dell'ADBPO che per il transito di eventuale materiale flottante.

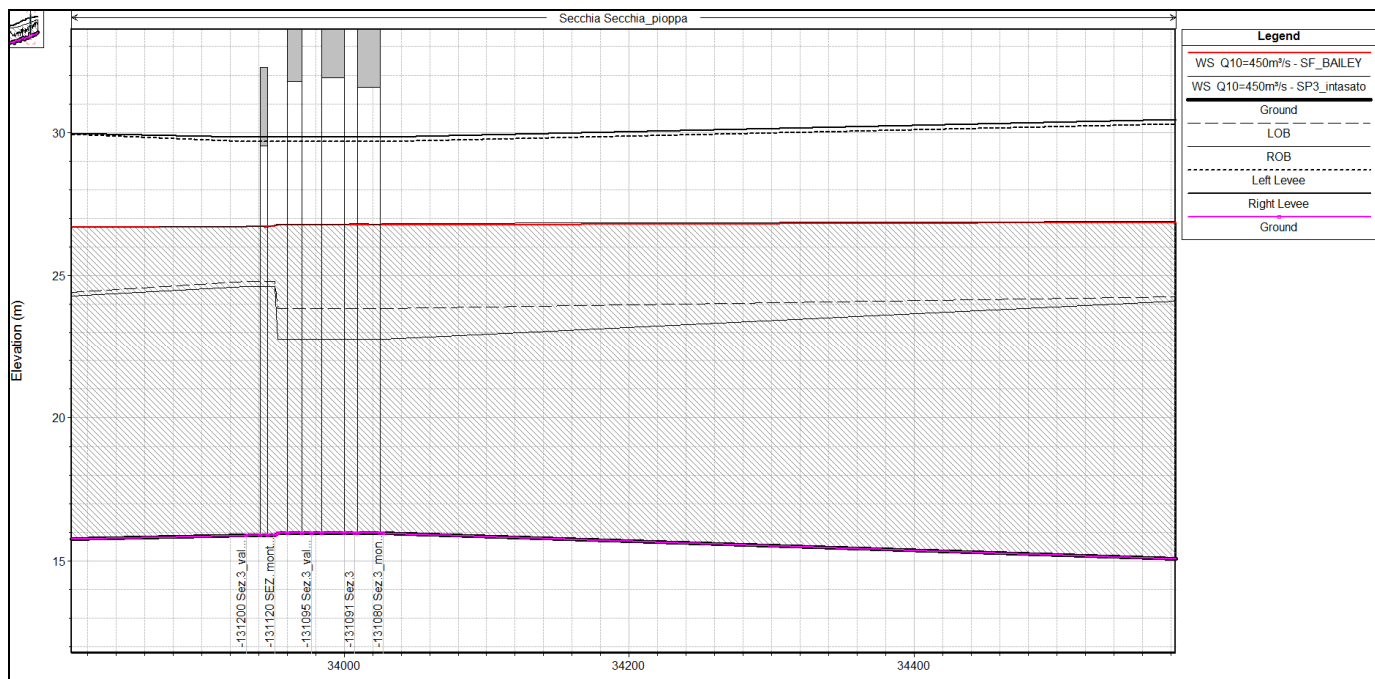
Nella tabella seguente si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite nello stato di fatto e di progetto 3 con intasamento.

**TABELLA 2-3: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DELLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E NELLO STATO DI PROGETTO 3 (S.P.3) CON Q10 SECCHIA.**

Sezione Topografica	Progressiva	Quota del fondo	Q di progetto	Livelli idrometrici S.F.	Livelli idrometrici S.P.3	$\Delta H$	Velocità S.F.	Velocità S.P.3	Pendenza	Carico totale S.F.	Carico totale S.P.3
	[m]	[m s.l.m.]	[m <sup>3</sup> /s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
SE79	41841.30	18.02	450.00	28.61	28.62	0.01	1.01	1.00	0.0002	28.65	28.66
SE77	40779.30	17.18	450.00	28.43	28.44	0.01	0.78	0.78	0.0002	28.46	28.46
SE76	39902.30	16.56	450.00	28.30	28.31	0.01	0.77	0.77	0.0001	28.33	28.34
SE75	39505.30	16.97	450.00	28.18	28.19	0.01	1.33	1.33	0.0003	28.25	28.26
SE74	39028.30	16.65	450.00	28.10	28.11	0.01	0.93	0.93	0.0002	28.14	28.15
SE73	38567.30	16.75	450.00	27.98	28.00	0.02	1.14	1.13	0.0003	28.05	28.06
SE72	38086.30	16.36	450.00	27.86	27.87	0.01	1.26	1.25	0.0003	27.92	27.93
SE71	37571.30	16.01	450.00	27.70	27.71	0.01	1.19	1.19	0.0003	27.77	27.78
SE70	37255.30	15.81	450.00	27.61	27.62	0.01	1.23	1.23	0.0003	27.67	27.69
SE69	36810.30	16.27	450.00	27.50	27.51	0.01	1.21	1.21	0.0002	27.56	27.58
SE68	36445.30	15.49	450.00	27.41	27.43	0.02	1.17	1.16	0.0003	27.47	27.48
SE67	35924.30	15.51	450.00	27.33	27.35	0.02	0.96	0.96	0.0001	27.36	27.38
SE66	35698.30	15.84	450.00	27.23	27.24	0.01	1.41	1.40	0.0003	27.31	27.33
SE65	35017.30	15.90	450.00	27.01	27.03	0.02	1.36	1.35	0.0003	27.10	27.12
SE64	34608.30	15.02	450.00	26.88	26.91	0.03	1.34	1.34	0.0003	26.96	27.00
Sez. 3 monte autostrada	34027.30	15.96	450.00	26.77	26.82	0.05	1.01	1.00	0.0002	26.82	26.87
Ponte Autostrada sud	34007.30	15.96	450.00	26.77	26.82	0.05	1.00	1.00	0.0002	26.82	26.87
Sez. 3	33977.30	15.96	450.00	26.77	26.81	0.04	0.99	0.98	0.0002	26.81	26.86
Ponte Autostrada nord	33977.30	15.96	450.00	26.77	26.81	0.04	0.00	0.98	0.0000	26.81	26.86
Sez. 3 monte C03	33953.30	15.96	450.00	26.77	26.80	0.03	0.99	0.98	0.0002	26.81	26.85
Ponte C03	33953.30	15.96	450.00	26.76	26.80	0.04	0.99	0.98	0.0002	26.81	26.85
Sez. 3 valle C03	33951.30	15.96	450.00	26.76	26.79	0.03	0.98	0.98	0.0003	26.81	26.84
Sez. monte Bailey	33931.30	15.90	450.00	26.73	26.76	0.03	1.28	1.27	0.0003	26.81	26.83
<b>Ponte Bailey</b>	<b>33931.30</b>	<b>15.90</b>	<b>450.00</b>	<b>26.73</b>	<b>26.76</b>	<b>0.03</b>	<b>1.28</b>	<b>1.27</b>	<b>0.0003</b>	<b>26.80</b>	<b>26.83</b>

Sez. valle Bailey	33492.15	15.90	450.00	26.72	26.72	<b>0.00</b>	1.28	1.28	0.0003	26.66	26.80
Sez. interpolata	33053.00	15.40	450.00	26.58	26.58	<b>0.00</b>	1.30	1.30	0.0003	26.66	26.66
SE61	33053.00	14.91	450.00	26.42	26.42	<b>0.00</b>	1.44	1.44	0.0003	26.51	26.51
Ponte Concordia monte	33028.00	16.80	450.00	26.45	26.45	<b>0.00</b>	0.85	0.85	0.0001	26.49	26.49
PONTE CONCORDIA	33027.00	16.87	450.00	26.44	26.45	<b>0.01</b>	0.87	0.85	0.0001	26.49	26.49
Ponte Concordia valle	33013.00	16.91	450.00	26.43	26.43	<b>0.00</b>	0.90	0.90	0.0001	26.47	26.47
SE60	32973.00	16.91	450.00	26.43	26.43	<b>0.00</b>	0.90	0.90	0.0001	26.47	26.47
SE59	32628.00	16.44	450.00	26.30	26.30	<b>0.00</b>	1.40	1.40	0.0004	26.39	26.39
SE58	31908.00	14.18	450.00	26.03	26.03	<b>0.00</b>	1.32	1.32	0.0004	26.12	26.12
SE57	31288.00	14.09	450.00	25.77	25.77	<b>0.00</b>	1.50	1.50	0.0004	25.87	25.87
SE56	30935.00	14.01	450.00	25.69	25.69	<b>0.00</b>	1.22	1.22	0.0003	25.75	25.75
SE55	30624.00	14.01	450.00	25.64	25.64	<b>0.00</b>	1.04	1.04	0.0001	25.68	25.68
SE54	30364.00	13.17	450.00	25.54	25.54	<b>0.00</b>	1.40	1.40	0.0004	25.62	25.62
SE53	30066.00	13.95	450.00	25.52	25.52	<b>0.00</b>	0.93	0.93	0.0001	25.55	25.55
SE52	29702.00	14.08	450.00	25.42	25.42	<b>0.00</b>	1.35	1.35	0.0003	25.49	25.49
SE51	29058.00	13.33	450.00	25.28	25.28	<b>0.00</b>	1.18	1.18	0.0002	25.34	25.34
SE50	28694.00	13.88	450.00	25.16	25.16	<b>0.00</b>	1.42	1.42	0.0003	25.24	25.24
SE49	28367.00	14.15	450.00	25.01	25.01	<b>0.00</b>	1.57	1.57	0.0004	25.12	25.12
SE48	27833.00	13.49	450.00	24.94	24.94	<b>0.00</b>	1.07	1.07	0.0001	24.98	24.98
SE47	27280.00	13.60	450.00	24.87	24.87	<b>0.00</b>	0.92	0.92	0.0001	24.90	24.90

Di seguito si riporta il confronto tra i profili di rigurgito nella configurazione stato di fatto (linea rossa) e stato di progetto 3 in corrispondenza del ponte Bailey e dei viadotti in progetto.



**FIGURA 2-5 - CONFRONTO TRA IL PROFILO DI RIGURGITO DELLA CONFIGURAZIONE STATO DI FATTO E STATO DI PROGETTO 3 CON INTASAMENTO**

Il rilevato di sponda dx presenta un franco di 1m sopra la Q10 ed è più basso di 1,60m rispetto l'argine esistente ovvero 2,60m rispetto il ringrosso arginale. Questa "cordamolla" che di fatto rappresenta un "fusibile", di circa 50m consente nel caso di piene per TR>25anni il suo sormonto e quindi il suo probabile collasso. Con questa configurazione, pertanto e nel caso di piene per TR superiore viene garantito un transito delle onde di piena come nello Stato di Fatto ovvero senza incrementi dei profili verso monte. Nel caso in cui, invece, il rilevato non collassasse, ma solo venisse sormontato, l'incremento dei profili di rigurgito verso monte sarebbe confinato in 2-3 cm.

Per completezza si riportano in forma grafica anche i risultati relativi alle simulazioni effettuate nello stato di progetto 2 per un portata con TR=100anni pari a 750 m³/sec.. Da questi si evince che anche per tale evento di piena, il franco di sicurezza sotto il ponte Bailey si riduce a 66cm rispetto H<sub>100</sub>.

Di seguito si riportano i profili di rigurgito in corrispondenza del ponte Bailey e dei viadotti in progetto e la sezione in corrispondenza del ponte provvisoriale nella configurazione dello stato di progetto 2, per TR=100 anni (linea verde) e 100 anni (linea blu).

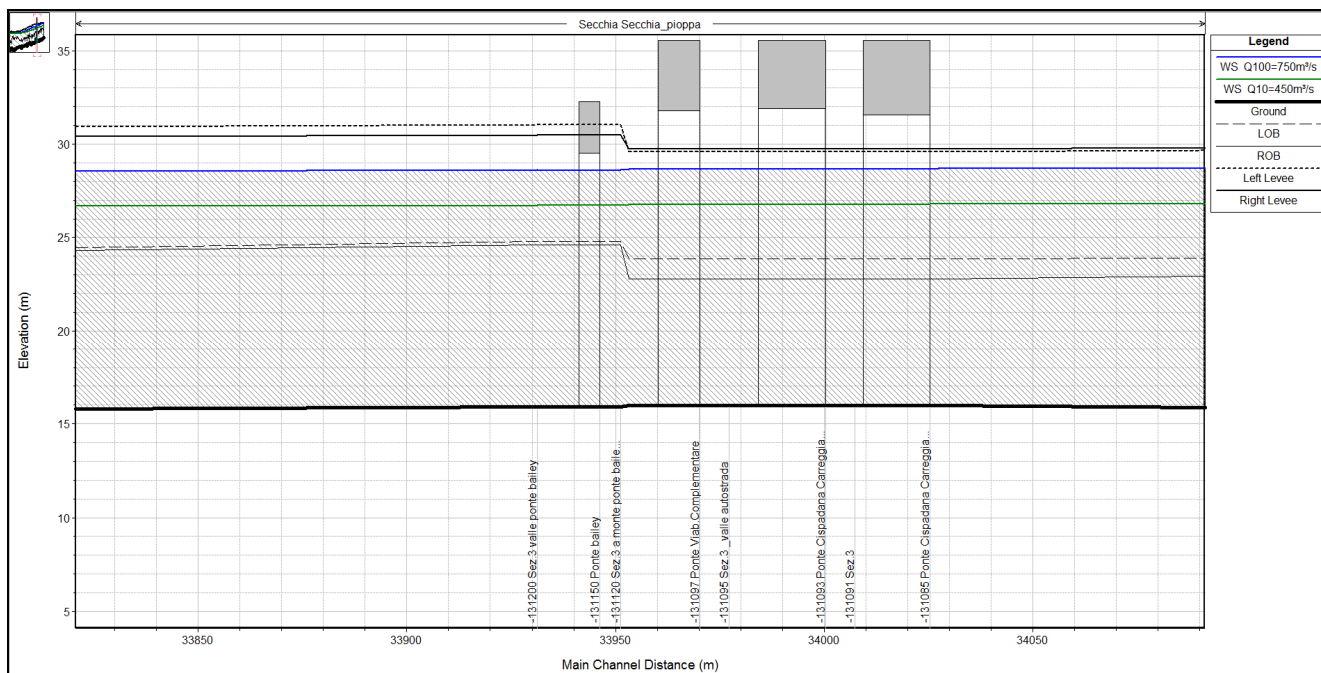


FIGURA 2-6 – PROFILI DI RIGURITO NELLA CONFIGURAZIONE STATO DI PROGETTO 2, PER TR=10 E 100ANNI CON PRESENZA DEL RILEVATO

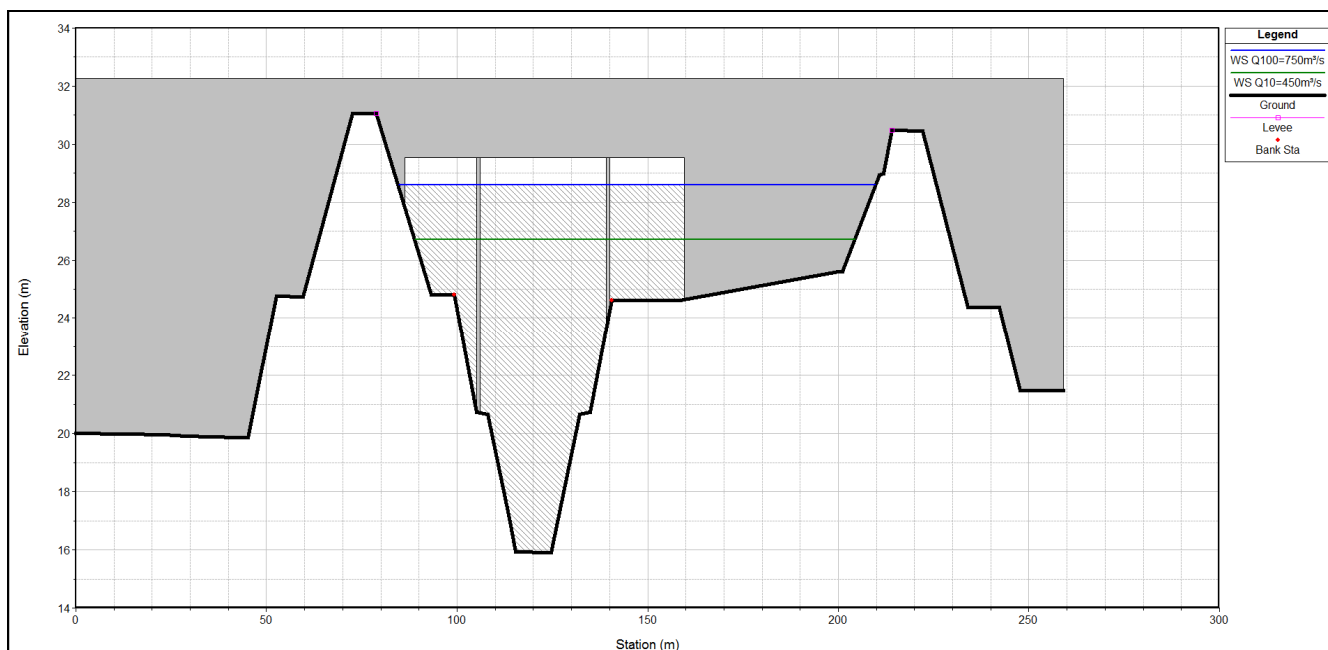


FIGURA 2-7: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA PORTATA CON TR=10 E 100ANNI ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DEL PONTE BAILEY (CARREGGIATA SUD) NELLO STATO DI PROGETTO 2

### 2.2.1. Considerazioni conclusive

Mediante le valutazioni numeriche sopra illustrate, è stato possibile verificare l'effetto del ponte Bailey sull'idrodinamismo del Fiume Secchia, nell'ambito dei lavori di realizzazione sia delle opere provvisionali che dei viadotti autostradale e della viabilità di collegamento C03.

Sono state enucleate le seguenti considerazioni conclusive, da rispettare durante le diverse fasi di lavoro:

- le aree destinate allo stoccaggio provvisorio di materie, e quindi anche di materiali inerti provenienti da movimenti terra effettuati in ambito di cantiere, dovranno risultare esterne ai corpi arginali, fatto salvo il pietrame per il successivo ed immediato reimpiego;
- le aree destinate allo stoccaggio di sostanze idroinquinanti come i serbatoi di stoccaggio di bentonite, devono essere ubicati esternamente ai corpi arginali;
- la quota massima del rilevato di sponda destra non dovrà essere superiore a 27.74 m slm per garantire un franco di sicurezza di 1.00 m, rispetto al livello idrometrico per piena decennale.

Durante la fase di cantiere si prescrive di effettuare regolarmente un attento monitoraggio dei dati pluviometrici e idrometrici visualizzabili in tempo reale dal sito internet dell'ARPA Emilia Romagna, Servizio IdroMeteoClima (<http://www.arpa.emr.it/sim/?idrologia>) ed in costante contatto con i tecnici AIPO (Ufficio Operativo di Parma e Reggio). Lungo l'asta del Fiume Secchia si possono visualizzare, in tempo reale i livelli idrometrici rilevati nelle stazioni idrometriche di Pioppa e Ponte Bacchello. Il monitoraggio si completa con un attento controllo delle previsioni meteo.

### **2.3. Valutazione della capacità di trasporto solido e dei fenomeni erosivi generalizzati e localizzati nel tratto interessato dalle opere**

La presenza in un qualunque alveo fluviale di pile o corpi interagenti con il dinamismo del fiume, comporta inevitabilmente una variazione geometrica della sezione fluviale e quindi aumenti di velocità localizzati causati dall'addensamento delle linee di corrente attorno alle pile stesse.

Questo fenomeno provoca l'instaurarsi di masse vorticosi, a forma di ferro di cavallo, attorno alle pile e può generare importanti processi di erosione localizzati che si formano durante la fase di crescita dell'onda di piena, per poi invertirsi durante la successiva fase calante.

Tali fenomeni devono essere opportunamente indagati al fine di determinare la quota a cui impostare le fondazioni delle strutture, in modo tale che le stesse non siano interessate, a causa dell'erosione, da fenomeni di scalzamento alla base.

Nel caso in esame si sono presi in considerazione i processi erosivi che possono riguardare le pile e le spalle del ponte poste in alveo e lambite dalla piena decennale (P1-P2-S2).

L'erosione localizzata risulta tanto più marcata quanto più sono elevati i tiranti idrici e la velocità della corrente e quanto più è minuta la pezzatura del materiale incoerente costituente il fondo alveo; le escavazioni più significative si verificano in occasione del transito delle piene.

Il processo erosivo può essere schematizzato come il sovrapporsi di quattro tipi di fenomeni:

- escavazione naturale del fiume,
- escavazione dovuta al restringimento della sezione di deflusso,

- escavazione localizzata attorno alle pile del ponte,
- erosione regressiva dovuta all'abbassamento del thalweg del Fiume Po e quindi abbassamento del letto del F. Secchia

Il primo tipo di escavazione è solitamente legato ai fenomeni di trasporto solido che si verificano durante le piene ed in generale sono piuttosto contenuti. Il secondo tipo di erosione è principalmente funzione, oltre che delle caratteristiche idrodinamiche del fiume, del rapporto tra la larghezza ristretta e la larghezza originaria della sezione; quanto più questo è prossimo all'unità, tanto minori sono gli effetti del restringimento sui processi di deflusso ed erosione. I valori di escavazione dovuti a questi due processi sono, per alvei come quello in oggetto, solitamente riconducibile alle normali variazioni delle forme di fondo.

I processi erosivi più intensi sono invece quelli localizzati attorno alle pile (terzo tipo) e sono principalmente funzione di:

- forma e dimensione delle pile,
- angolo tra la corrente indisturbata e la pila,
- velocità della corrente, velocità critica e tirante idrico,
- caratteristiche dei sedimenti e loro granulometria.

La profondità di scavo massima è determinabile tramite l'applicazione di formule empiriche, disponibili nella letteratura scientifica, derivanti dai risultati di indagini sperimentali..

Per l'analisi in questione si è adottata la formula empirica sottoriportata, detta Metodo Breusers, Nicollet e Shen, largamente diffusa nelle applicazioni tecniche:

$$d_s/s = f_1(v_0/v_c) [2 \tanh(y_0/s)] f_2 f_3(\alpha, l/s)$$

dove:

$l$  = lunghezza della pila,

$s$  = larghezza della pila,

$d_s$  = profondità di scavo,

$v_0$  = velocità media della corrente,

$v_c$  = velocità critica di trascinamento,

$\alpha$  = angolo tra la direzione della corrente indisturbata e la pila,

$f_1$  = coefficiente sperimentale, legato al rapporto tra la velocità della corrente e la velocità critica di trascinamento,

$f_2$  = coefficiente di forma,

$f_3$  = coefficiente funzione dell'angolo di attacco della corrente e del rapporto tra lunghezza e larghezza della pila

$y_0$  = tirante idrico.

Il coefficiente sperimentale  $f_1$  viene determinato in funzione del rapporto tra la velocità media della corrente indisturbata  $v_0$  e la velocità critica di trascinamento  $v_c$ , definita come la velocità alla quale inizia il movimento del materiale di fondo di diametro  $d$  e peso specifico  $\gamma_s$ . Per i miscugli eterogenei di clasti di forma differente solitamente si utilizza come diametro  $d$  il  $d_{50}$  ovvero il diametro per passante in peso superiore al 50%.

La velocità critica è la velocità di incipiente movimento per la quale si è adottata la seguente espressione:

$$v_c = 0,85 [2gd(\gamma_s - \gamma)/\gamma]^{1/2}$$

con:

$v_c$  = velocità critica,

$g$  = accelerazione di gravità,

$d$  = diametro  $d_{50}$  dei grani,

$\gamma_s$  = peso specifico del materiale di fondo,

$\gamma$  = peso specifico dell'acqua.

I coefficienti  $f$  assumono i valori di seguito descritti:

$f_1(v_0/v_c)=0$	per	$v_0/v_c = 0,5$
$f_1(v_0/v_c)=2v_0/v_c-1$	per	$0,5 < v_0/v_c \leq 1,0$
$f_1(v_0/v_c)=1$	per	$v_0/v_c > 1,0$

Il coefficiente  $f_2$  di forma tiene conto dell'impatto delle pile con la corrente in alveo; vale:

$f_2 = 1,00$	per pile circolari o con fronti arrotondate,
$f_2 = 0,75$	per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente,
$f_2 = 1,30$	per pile rettangolari.

Le pile in acciaio (P1 e P2) del ponte Bailey in esame presentano una sezione di forma circolare con diametro di circa 820 mm. Le pile sono collegate ai plinti di fondazione che presentano forma planimetrica rettangolare di circa 7.40 m x 4.40 m e spessore pari a 1.00 m. Ogni plinto è poi collegato a 4 pali in c.a. aventi diametro pari a 1000 mm.

La spalla del ponte in sponda idrografica sinistra (S1) è fondato sul diaframma in C.A., progettato nell'ambito della sistemazione idraulica dell'alveo del fiume a seguito dell'inserimento dei viadotti autostradale e della viabilità di collegamento C03. Il diaframma in questione dovrà essere opportunamente dimensionato per garantire la stabilità della sovrastruttura rappresentata dall'impalcato del ponte stesso.



La spalla del ponte in sponda idrografica destra (S2) è fondato sul due pali in C.A. aventi diametro pari a 1000 mm, allineati tra loro ed uniti in testa.

L'asse del ponte forma con l'ortogonale al fiume un angolo pari a  $0^\circ$  se si prevede la sua ubicazione nella posizione indicata nella planimetria allegata.

Il valore del  $d_{50}$  da adottare in questo caso risulta essere pari a 0.0001 m.

I coefficienti  $f$  assumono i seguenti valori:

$f_1 = 1$ , in quanto la velocità media della corrente risulta essere sempre superiore alla velocità critica di trascinamento;

$f_2 = 1$ , per le pile P1 e P2 e per la spalla S2 in quanto costituite da pali circolari, mentre per la spalla S1 non si eseguono le verifiche di scalzamento poiché già eseguite nell'ambito della Relazione Idrologica-Idraulica del Fiume Secchia (cod. 0648\_PD\_0\_A12\_AWS05\_0\_WW\_RI\_01\_A) che si prescrive di rispettare.

$f_3 = 1$ , in quanto l'asse del ponte forma con l'ortogonale al fiume un angolo pari a  $0^\circ$ .

Il valore di erosione massima attendibile  $d_s$  per un dato evento di piena rappresenta l'escavazione massima che si può avere attorno alle pile durante l'evento di piena, mentre durante la fase calante della piena si assiste ad un parziale riempimento di tale erosione, pertanto a piena conclusa non si riesce ad evincere quale sia stata effettivamente la profondità massima di scavo raggiunta durante l'evento.

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi condotta eseguita adottando come tempo di ritorno  $TR= 10$  anni, portata  $Q_{10}= 450 \text{ m}^3/\text{s}$  e coefficiente di scabrezza (Strickler)  $C=18-20 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ .

Fiume Secchia			
Metodo Breusers, Nicollet e Shen			
Calcolo erosione massima alla base delle pile del ponte Bailey			
Q10	450 m <sup>3</sup> /s		
			Ponte in progetto
			Pila P1
velocità media	v <sub>0</sub>	m/s	1.28
tirante idrico	y <sub>0</sub>	m	6.00
diametro	d <sub>50</sub>	m	0.0001
gravità	g	m <sup>2</sup> /s	9.81
peso specifico grani	g <sub>s</sub>	kg/m <sup>3</sup>	1600
peso specifico acqua	g <sub>w</sub>	kg/m <sup>3</sup>	1000
velocità critica di trascinamento	v <sub>c</sub>	m/s	0.029
rapporto velocità	v <sub>0</sub> /v <sub>c</sub>	-	43.890
angolo corrente-pila	a	°	0
diametro o larghezza pila	s	m	1
lunghezza pila	l	m	1
rapporto larghezza/lunghezza	l/s		1.00
f1		-	1
f2		-	1
f3		-	1
erosione massima	ds	m	2.00
			Ponte in progetto
			Pila P2
velocità media	v <sub>0</sub>	m/s	1.28
tirante idrico	y <sub>0</sub>	m	2.50
diametro	d <sub>50</sub>	m	0.0001
gravità	g	m <sup>2</sup> /s	9.81
peso specifico grani	g <sub>s</sub>	kg/m <sup>3</sup>	1600
peso specifico acqua	g <sub>w</sub>	kg/m <sup>3</sup>	1000
velocità critica di trascinamento	v <sub>c</sub>	m/s	0.029
rapporto velocità	v <sub>0</sub> /v <sub>c</sub>	-	43.890
angolo corrente-pila	a	°	0
diametro o larghezza pila	s	m	1
lunghezza pila	l	m	1
rapporto larghezza/lunghezza	l/s		1.00
f1		-	1
f2		-	1
f3		-	1
erosione massima	ds	m	1.97

TABELLA 2-4: DATI RELATIVI AL CALCOLO DELL'EROSIONE MASSIMA ALLA BASE DELLA PILA P1 E P2 DEL PONTE BAILEY.

Fiume Secchia			
Metodo Breusers, Nicollet e Shen			
Calcolo erosione massima alla base delle pile del ponte Bailey			
Q	450 m <sup>3</sup> /s		
			Ponte in progetto
			Spalla S2
velocità media	v <sub>0</sub>	m/s	1.28
tirante idrico	y <sub>0</sub>	m	2.20
diametro	d <sub>50</sub>	m	0.0001
gravità	g	m <sup>2</sup> /s	9.81
peso specifico grani	g <sub>s</sub>	kg/m <sup>3</sup>	1600
peso specifico acqua	g <sub>w</sub>	kg/m <sup>3</sup>	1000
velocità critica di trascinamento	v <sub>c</sub>	m/s	0.029
rapporto velocità	v <sub>0</sub> /v <sub>c</sub>	-	43.890
angolo corrente-pila	a	°	0
diametro o larghezza pila	s	m	1
lunghezza pila	l	m	1
rapporto larghezza/lunghezza	l/s		1.00
f1		-	1
f2		-	1
f3		-	1
erosione massima	d <sub>s</sub>	m	1.95

TABELLA 2-5: DATI RELATIVI AL CALCOLO DELL'EROSIONE MASSIMA ALLA BASE DELLA SPALLA S2 DEL PONTE BAILEY.

Il Metodo Breusers, Nicollet e Shen tende a sovrastimare i valori di erosione massima attendibile d<sub>s</sub>, in quanto ipotizza che il materiale costituente il fondo alveo sia completamente disomogeneo.

Esistono tuttavia altri metodi empirici per il calcolo dell'erosione localizzata alla base delle pile.

La letteratura presenta analoghi modelli sempre di carattere empirico o semi-empirico basati sui dati sperimentali per la previsione del valore massimo della profondità di scavo a monte delle pile circolari ed in condizioni di acque chiare e sedimento uniforme. Tali equazioni fanno riferimento ad un medesimo schema, in cui la profondità della fossa d'erosione S risulta crescente sia con l'incremento del tirante idrico y<sub>0</sub> che con la larghezza della pila b.

Le formule sperimentali più note riportate in letteratura e che ricoprono un ampio spettro delle principali grandezze geometriche, cinematiche e dinamiche da cui il fenomeno dipende, sono basate su esperienze di laboratorio con riferimento ad una singola pila cilindrica, in condizioni di velocità prossima a quella limite per l'inizio del movimento del materiale di fondo. Le formulazioni più note oltre a quella sopra rappresentata sono di seguito riportate.

Secondo Veiga da Cugna (1956-70) (riportato da Breusers et al., 1977)

$$S = 1,35b \left( \frac{Y_0}{b} \right)^{0,3}$$

Secondo Hancu (riportato da Breusers et al., 1977)

$$S = 1,66b \left( \frac{Y_0}{b} \right)^{0,13}$$

Secondo Coleman (1971)

$$S = 1,49b^{0,9} \left( \frac{v_0^2}{2g} \right)^{0,1}$$

Secondo Remedia (1984)

$$S = 1,42b \left( \frac{Y_0}{b} \right)^{0,15}$$

Secondo Shen (riportato da Breusers et al., 1977)

$$S = 1,35b \left( \frac{Y_0}{b} \right)^{0,2}$$

Tali formulazioni, tutte espresse in funzione della larghezza della pila, sono usualmente in discreto accordo con i risultati sperimentali di laboratorio e spesso conducono a valutazioni molto diverse fra loro. Inoltre, esse non prendono in considerazione gli effetti dell'evoluzione temporale del fenomeno di scalzamento.

Le formulazioni empiriche sopra riportate sono state applicate adottando le grandezze idrodinamiche desunte dalla modellistica di dettaglio descritta nel capitolo precedente.

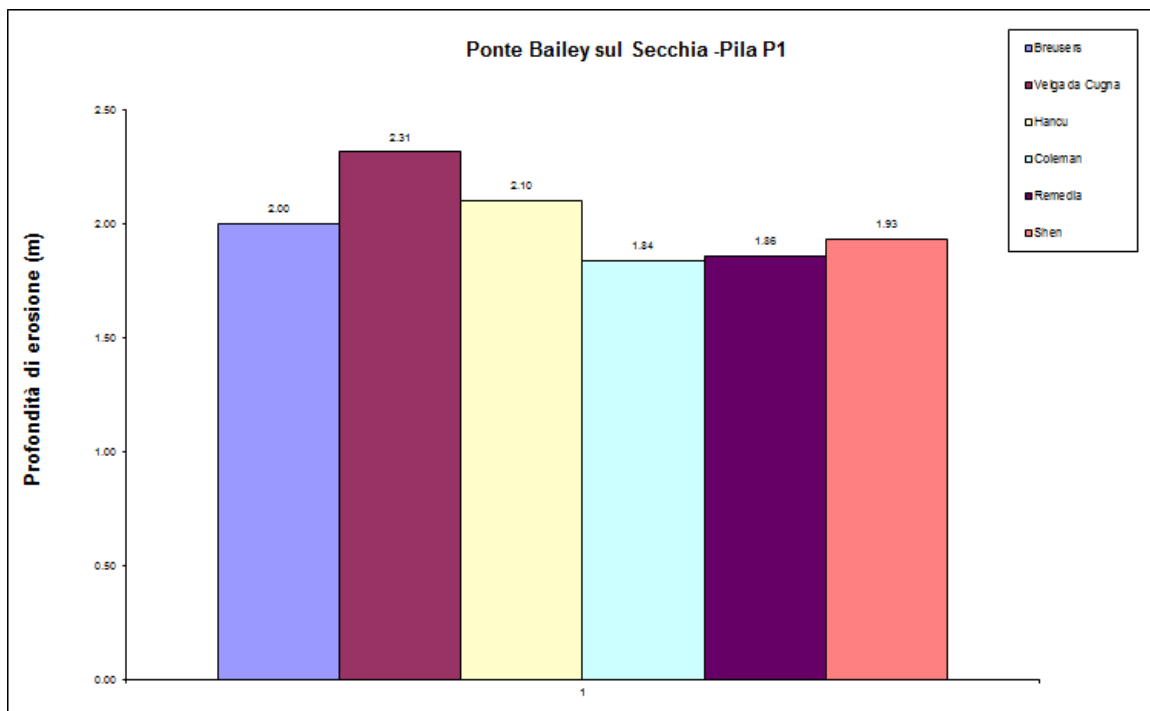


FIGURA 2-8 – PROFONDITA' DI EROSIONE STIMATA PER LA PILA P1 CON VARIE FORMULAZIONI EMPIRICHE

Il grafico riassuntivo illustra un esempio del campo di variabilità della profondità di scalzamento per la pila P1. È evidente il peso della larghezza della pila nel calcolo della profondità di scalzamento; infatti, è ragionevole supporre che all'aumentare della larghezza crescano le dimensioni dei vortici a ferro di cavallo. Avendo preso in considerazione nell'analisi la larghezza della pila e del palo di fondazione della spalla, la profondità massima di erosione raggiunge valori attorno ai 2.00 m (quota 17.97 m slm) sulla pila P1, valori leggermente inferiori per la pila P2 pari a 1.97 m (quota 19.42 m slm) e per la spalla S2 pari a 1.95 m (quota 22.75 m slm). Le fondazioni del ponte dovranno essere calcolate considerando queste preliminari indicazioni che sono comunque da verificare in funzione della reale sezione idraulica che dovrà essere rilevata topograficamente in corrispondenza del ponte Bailey in esame.

### 3. VERIFICHE IDRAULICHE PONTI BAILEY PER LR OPERE PROVVISORIALI DEL FIUME PANARO

#### 3.1. Le ipotesi del calcolo idraulico

Il Progetto Definitivo dell'Autostrada Regionale Cispadana prevede che il Fiume Panaro sia attraversato sia dall'opera autostradale circa 5 chilometri a monte dell'abitato di Finale Emilia, in Provincia di Modena, sia dalla viabilità di adduzione al sistema autostradale D08 (Raccordo Bondeno-Cento – Autostrada Cispadana) circa 2.5 chilometri a monte dell'abitato di Bondeno, in Provincia di Ferrara.

Il viadotto autostradale in progetto è un ponte costituito da 3 campate con luci di calcolo, misurate in asse tracciato stradale, pari rispettivamente a 58.00 m, 70.00m e 58.00m, per una lunghezza totale di 186.00m.

Il viadotto relativo alla viabilità di adduzione Bondeno-Cento è posto circa 16 km a valle del viadotto autostradale. Si tratta di un ponte in acciaio-calcestruzzo costituito da tre campate di luci rispettivamente di 56.00m, 78.00m, 56.00m, per una lunghezza totale di 190.00m.

Il ponte Bailey previsto per l'area di cantiere del viadotto autostradale è costituito da 3 campate con luci pari rispettivamente a 25m, 35m e 25m ed è ubicato, in accordo con la committenza, circa 70m a monte del viadotto autostradale.

Il Bailey relativo alla viabilità di adduzione Bondeno-Cento è costituito da 3 campate con luci pari a 25m, 35m e 25m ed è collocato, sempre in accordo con la committenza, circa 150m a monte del ponte in progetto.

La corretta posizione dei due ponti è riportata nelle planimetria di progetto al termine del Cap.4.

Le seguenti verifiche idrauliche consistono nella determinazione delle principali caratteristiche con cui si propagano le onde di piena secondo la rispettiva descrizione geometrica dell'alveo, sia nello stato di fatto che in quelli di progetto.

Le risultanze delle propagazioni nelle configurazioni simulate consistono nell'espore le principali grandezze idrauliche, soprattutto in termini di livelli idrometrici raggiunti durante gli eventi considerati in corrispondenza delle varie sezioni trasversali del corso d'acqua. Inoltre, risultano rilevate le velocità medie della corrente nei singoli tratti dell'alveo sia in condizioni di alveo attuale che di progetto.

##### 3.1.1. Scenari simulati

Ai fini modellistici, le condizioni di riferimento per la verifica idraulica sono le seguenti:

- stato di fatto (SF), che considera la morfologia attuale del corso d'acqua, senza l'introduzione di alcuna opera in progetto;

- stato di progetto 1 (SP1), che prevede l'introduzione del solo ponte Bailey;
- stato di progetto 2 (SP2), che prevede l'introduzione oltre al ponte Bailey, anche dei viadotti e delle opere provvisionali in progetto;
- stato di progetto 3 (SP3), che prevede, sulle basi della configurazione precedente (SP2), che si accatasti contro tutte le pile in alveo materiale flottante tale da ridurre del 20% le aree di deflusso.

### 3.1.2. Geometria dell'alveo

Il modello geometrico utilizzato è stato costruito per la maggior parte sulla base dei rilievi eseguiti nell'anno 1991 dal Magistrato per il Po (ora A.I.Po), in quanto congruenti con quelle utilizzate per il PAI, opportunamente integrate nell'intorno della zona d'interesse con nuovi rilievi eseguiti avendo cura di mantenere la congruità con le precedenti in termini di capisaldi topografici.

Il rilievo utilizzati è costituito da 93 sezioni trasversali d'alveo, che rappresentano in modo esaustivo l'alveo attivo e quello golenale, per un'estensione che va dalla foce in Po alla confluenza Naviglio nell'abitato di Bomporto (vedi Figura 3-1).

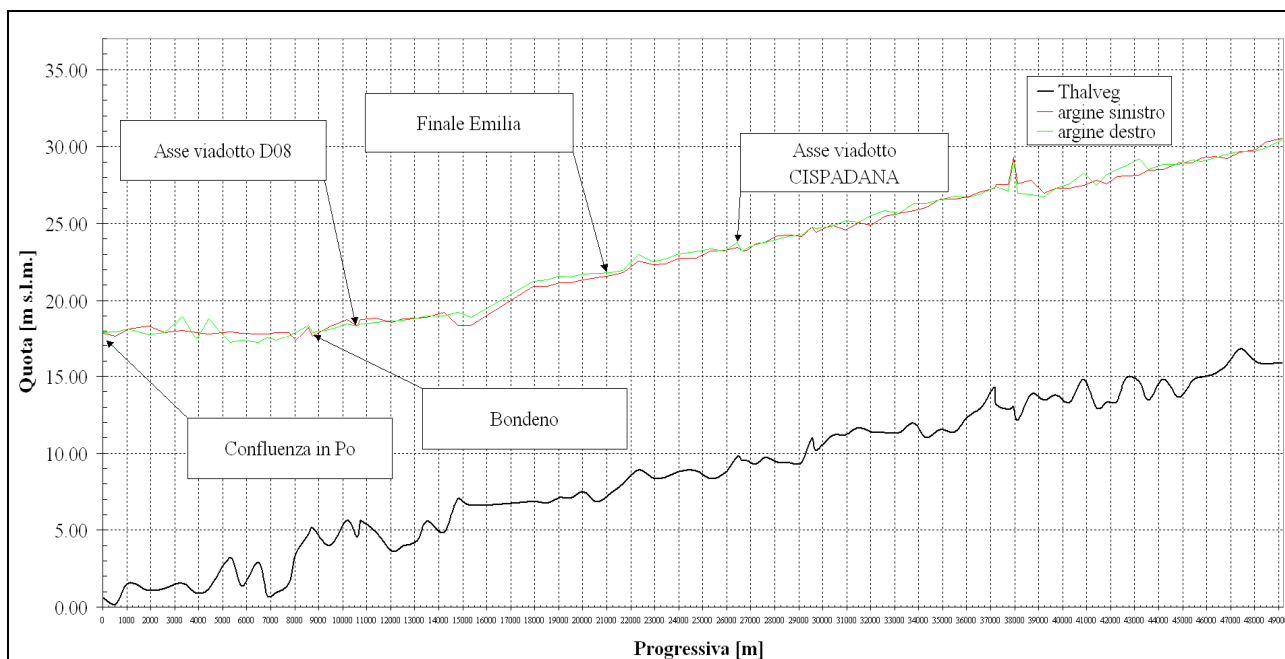


FIGURA 3-1: ANDAMENTO LONGITUDINALE DEL THALWEG E DEI PRESIDI ARGINALI NEL TRATTO DI FIUME CONSIDERATO

Questo rilievo è stato implementato, in accordo con la committenza, con una sezione ricostruita esattamente in corrispondenza del ponte Bailey ubicato 150m a monte della viabilità di adduzione D08, attraverso l'interpolazione di sezione note poste a monte e a valle del ponte stesso, al fine di individuare, nel modo più realistico possibile, l'ampiezza dell'impalcato e la posizione delle pile in alveo. Si prescrive che nella successiva fase progettuale, venga rilevata topograficamente la sezione idraulica in cui si prevede di realizzare il ponte provvisorio e se diversa da quella utilizzata, rifatti i calcoli.

Il dimensionamento preliminare del Bailey ubicato circa 70m a monte del viadotto autostradale è stato condotto basandosi sulla medesima sezione idraulica utilizzata per il progetto del viadotto stesso poiché, da un'analisi del rilievo del terreno, si evince che in questo tratto di alveo non sono presenti significative variazioni plano-altimetriche. Si prescrive che nella successiva fase progettuale, venga rilevata topograficamente la sezione idraulica in cui si prevede di realizzare il ponte provvisorio e se diversa da quella utilizzata, rifatti i calcoli.

I valori di scabrezza assunti tengono conto della combinazione di diversi fattori che intervengono nella caratterizzazione delle perdite distribuite durante un evento di piena:

- caratteristiche granulometriche del materiale d'alveo,
- caratteristiche morfologiche e geometriche quali il grado di sinuosità del tratto d'alveo e brusche variazioni di geometria della sezione;
- caratterizzazione della copertura vegetale presente nelle zone spondali e nelle aree golenali.

Sulla base dei sopralluoghi effettuati, dei riferimenti bibliografici che si riconducono ai principali studi in materia si sono quindi assunti valori opportuni della scabrezza in funzione non solo della copertura vegetale ma anche del tipo e granulometria del materiale presente in alveo.

È stata quindi svolta un'operazione di taratura sui coefficienti di scabrezza in modo da riprodurre, almeno nell'intorno degli attraversamenti in esame le medesime condizioni di livello riportate nel P.A.I.

Indicazioni presenti in letteratura sono state tratte dalla pubblicazione "Open-Channel Hydraulics" - V.T. Chow, 1959, Macgraw-Hill, Singapore e da "Meccanica dei fluidi", Marchi - Rubatta.

I valori provenienti dalla modellizzazione idraulica sono stati ottenuti, assumendo un coefficiente di Strickler di  $26 \text{ m/s}^{1/3}$  per l'alveo inciso e  $18 \text{ m/s}^{1/3}$  per le golene.

### 3.1.3. Portate di riferimento e condizioni al contorno:

Come riportato nel Capitolo 1.3, il tempo di ritorno per la verifica del ponte Bailey è stato fissato pari a 10anni, così come previsto per la verifica delle opere provvisorie.

Le condizioni al contorno di calcolo in condizioni di piena sono le seguenti:

- La portata in ingresso a monte ( $Q_{TR10} = 730 \text{ m}^3/\text{s}$ ) è stata ricavata interpolando i dati di portata per  $TR=200, 100$  e  $20$  anni, noti dall'Autorità di bacino nella "Direttiva piena di progetto", attraverso l'utilizzo di una curva logaritmica.
- La condizione al contorno è rappresentata dall'altezza idrometrica di valle pari ad un livello idrico noto di 16,18 m s.l.m., congruente con il valore corrispondente al livello di piena  $TR200$  del Fiume Po alla sez. 13 (come risultante dalla Tab. 33 della medesima Direttiva Piena di Progetto). L'effetto di tale condizione, sicuramente cautelativo poiché riferita ad un  $TR=200$ anni, non si propaga fino ai ponti in esame, quindi, i risultati ottenuti, rispecchiano correttamente un evento di piena decennale.



### 3.2. Risultati della simulazione

Le simulazioni sono state condotte secondo una schematizzazione idrodinamica monodimensionale in moto permanente trascurando quindi, a favore di sicurezza, gli eventuali effetti di laminazione lungo lo sviluppo del corso d'acqua; tale schematizzazione di funzionamento idrodinamico è stata scelta cautelativamente in ragione della limitata estensione del tratto.

Nelle tabelle e nei grafici seguenti si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite nello stato di fatto e nelle condizioni di progetto 1 2 e 3 per portata con tempo di ritorno di 10 anni, in modo da valutare l'influenza di entrambi i ponti Bailey sull'idrodinamismo del corso d'acqua

Considerando un'onda di piena con TR=10 anni si instaura nella condizione di progetto 2 (SP2) un livello idrico in corrispondenza del primo ponte Bailey, a monte del viadotto autostrada, pari a 20,42 m s.l.m., mentre in corrispondenza del secondo Bailey, a monte del viadotto della viabilità D08, il livello è pari a 17,16 m s.l.m.

**Al fine garantire la continuità delle piste di cantiere tra le sponde del Fiume Panaro, si rende necessario fissare la quota d'intradosso del primo ponte Bailey pari a 22,82 m s.l.m., mentre per il secondo ponte provvisoriale pari a 18,96 m s.l.m. Entrambe queste quote rispettano abbondantemente le prescrizioni normative e contemporaneamente permettono un adeguato inserimento all'interno dell'alveo fluviale ed agevolano il raccordo con le piste stesse.**

Nella tabella seguente si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite nello stato di fatto e di progetto 1 che prevede l'introduzione di due ponti Bailey entrambi con tre campate di luci da 25.00m-35.00m-25.00m e del rilevato per il raccordo tra piste di cantiere e ponte stesso, come si vede nelle sezioni di progetto con ponte Bailey riportata al termine del Cap.4.

Certamente i rilevati previsti per accedere ai ponti provvisoriale comportano un incremento delle sollecitazioni idrauliche e quindi si dovrà prevedere una giusta protezione in massi per almeno 3m (fino alla H10anni) per il ponte Bailey dell'autostrada e di 5.0m (fino alla H10anni) per quello della viabilità di adduzione D08, che una volta smantellati potranno essere riutilizzati nella difesa idraulica permanente.

**TABELLA 3-1: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DALLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E CON PRESENZA DEI DUE PONTI BAILEY (S.P.1) CON Q10 PANARO.**

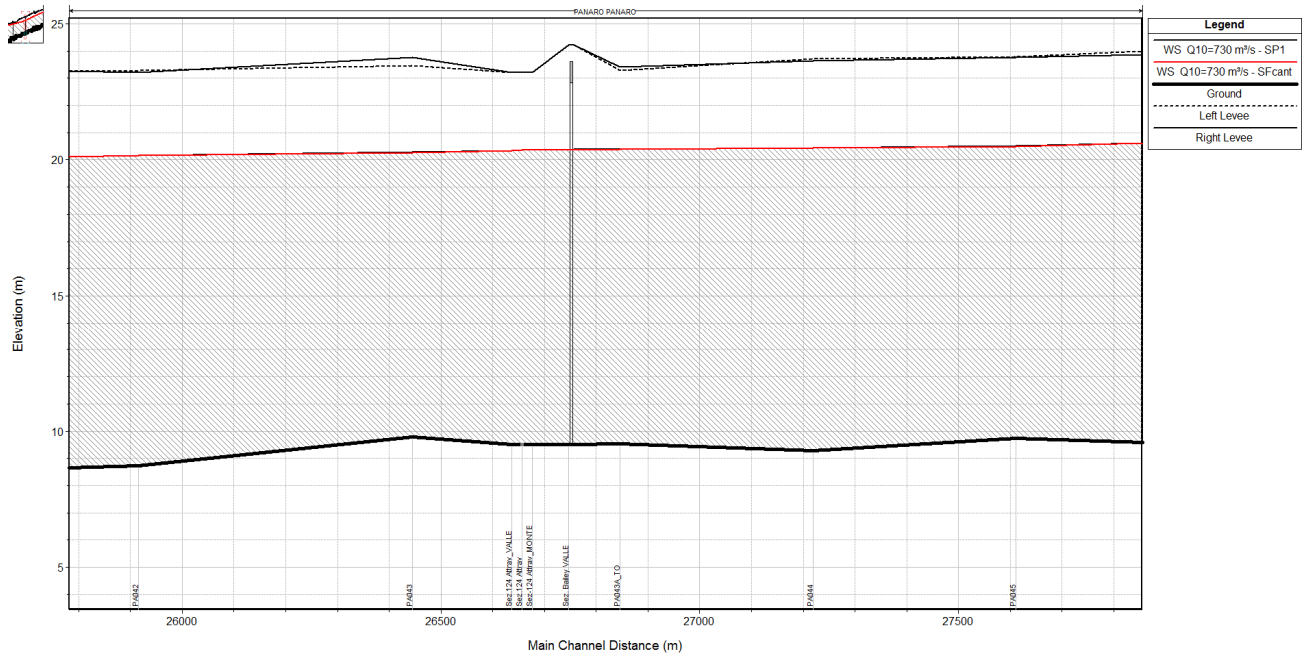
Sezione Topografica	Progressiva	Quota del fondo	Q di progetto	Livelli idrometrici S.F.	Livelli idrometrici S.P.1	$\Delta H$	Velocità S.F.	Velocità S.P.1	Pendenza	Carico totale S.F.	Carico totale S.P.1
	[m]	[m s.l.m.]	[m <sup>3</sup> /s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
PA088	49147.50	15.88	730	27.73	27.73	0.00	1.66	1.66	0.0001	27.87	27.87
PA087	48471.50	15.82	730	27.48	27.48	0.00	1.95	1.95	-0.0004	27.65	27.65
PA086	48011.50	15.99	730	27.36	27.36	0.00	1.65	1.65	-0.0014	27.50	27.50
PA085	47407.50	16.81	730	27.15	27.15	0.00	1.78	1.78	0.0018	27.30	27.30
PA084	46829.50	15.75	730	26.98	26.99	0.01	1.66	1.66	0.0012	27.12	27.12
PA083	46362.50	15.18	730	26.78	26.78	0.00	1.94	1.93	0.0004	26.96	26.96
PA082	45784.50	14.96	730	26.61	26.61	0.00	1.80	1.80	0.0006	26.76	26.76
PA081	45413.50	14.72	730	26.46	26.46	0.00	1.91	1.91	0.0019	26.64	26.64
PA080	44852.50	13.63	730	26.35	26.35	0.00	1.56	1.56	-0.0018	26.47	26.47
PA079	44198.50	14.81	730	26.20	26.20	0.00	1.60	1.60	0.0022	26.32	26.32
PA078	43580.50	13.46	730	26.04	26.04	0.00	1.61	1.61	-0.0030	26.17	26.17

PA077	43170.50	14.70	730	25.94	25.94	0.00	1.59	1.59	-0.0004	26.07	26.07
PA076	42660.50	14.89	730	25.73	25.73	0.00	1.95	1.95	0.0038	25.91	25.91
PA075	42260.50	13.38	730	25.59	25.59	0.00	1.97	1.97	0.0002	25.77	25.77
PA074	41846.50	13.30	730	25.52	25.52	0.00	1.44	1.44	0.0008	25.62	25.62
PA073	41412.50	12.94	730	25.29	25.29	0.00	1.95	1.95	-0.0035	25.48	25.48
PA072	40864.50	14.84	730	25.12	25.12	0.00	1.71	1.71	0.0026	25.26	25.26
PA071	40286.50	13.32	730	24.97	24.97	0.00	1.59	1.59	-0.0008	25.09	25.09
PA070	39716.50	13.77	730	24.79	24.79	0.00	1.71	1.71	0.0006	24.94	24.94
PA069	39205.50	13.48	730	24.52	24.52	0.00	2.14	2.14	-0.0007	24.74	24.75
PA068	38696.50	13.84	730	24.38	24.38	0.00	1.78	1.78	0.0029	24.53	24.53
PA067	38116.50	12.14	730	24.17	24.17	0.00	1.92	1.92	-0.0051	24.34	24.34
PA066	37950.50	12.98	730	24.06	24.06	0.00	2.09	2.09	0.0007	24.27	24.27
PA065	37724.50	12.83	730	24.03	24.03	0.00	1.71	1.71	-0.0007	24.18	24.18
PA064	37228.50	13.19	730	23.90	23.91	0.01	1.72	1.72	-0.0159	24.04	24.04
PA063	37158.50	14.30	730	23.86	23.86	0.00	1.83	1.83	0.0023	24.02	24.02
PA062	36578.50	12.96	730	23.68	23.68	0.00	1.76	1.76	0.0011	23.83	23.83
PA061	36052.50	12.38	730	23.50	23.50	0.00	1.84	1.84	0.0018	23.67	23.67
PA060	35511.50	11.39	730	23.35	23.35	0.00	1.71	1.71	-0.0002	23.49	23.50
PA059	34903.50	11.53	730	23.08	23.08	0.00	2.05	2.05	0.0008	23.28	23.29
PA058	34287.50	11.01	730	22.88	22.88	0.00	1.83	1.83	-0.0020	23.05	23.05
PA057	33796.50	11.98	730	22.69	22.69	0.00	1.94	1.94	0.0010	22.87	22.87
PA056	33162.50	11.37	730	22.48	22.48	0.00	1.85	1.85	0.0001	22.64	22.65
PA055	32598.50	11.33	730	22.22	22.23	0.01	2.04	2.04	-0.0001	22.43	22.43
PA054	32010.50	11.39	730	22.05	22.05	0.00	1.79	1.79	-0.0006	22.20	22.21
PA053	31492.50	11.70	730	21.68	21.69	0.01	2.42	2.42	0.0009	21.97	21.97
PA052	30965.50	11.20	730	21.66	21.66	0.00	1.32	1.32	0.0001	21.75	21.75
PA051	30361.50	11.12	730	21.46	21.46	0.00	1.72	1.72	0.0015	21.60	21.61
PA050	29713.50	10.16	730	21.17	21.18	0.01	2.03	2.03	-0.0051	21.38	21.38
PA049	29553.50	10.97	730	21.14	21.15	0.01	1.80	1.80	0.0036	21.30	21.31
PA048	29123.50	9.43	730	21.00	21.00	0.00	1.82	1.82	0.0002	21.16	21.17
PA047	28659.50	9.36	730	20.85	20.85	0.00	1.78	1.78	-0.0001	21.00	21.01
PA046	28117.50	9.44	730	20.75	20.75	0.00	1.41	1.40	-0.0006	20.85	20.85
PA045	27611.50	9.74	730	20.50	20.51	0.01	2.01	2.01	0.0012	20.70	20.70
PA044	27219.50	9.28	730	20.44	20.45	0.01	1.55	1.55	-0.0007	20.56	20.56
PA043A_TO	26846.50	9.54	730	20.39	20.40	0.01	1.34	1.34	0.0002	20.48	20.49
Sez. Bailey Monte	26757.00	9.52	730	20.37	20.38	0.01	1.37	1.37	0.0000	20.47	20.47
<b>PONTE BAILEY 1</b>	<b>26747.00</b>	<b>9.52</b>	<b>730</b>	<b>20.37</b>	<b>20.38</b>	<b>0.01</b>	<b>1.37</b>	<b>1.37</b>	<b>0.0000</b>	<b>20.47</b>	<b>20.47</b>
Sez. Bailey Valle	26747.00	9.52	730	20.37	20.37	0.00	1.37	1.37	0.0000	20.46	20.47
Sez-124 Attrav_MONTE	26677.00	9.52	730	20.36	20.36	0.00	1.37	1.37	0.0000	20.45	20.45
PONTE CISPADANA - Carr.Sud	26657.00	9.52	940	20.36	20.36	0.00	1.53	1.37	0.0000	21.42	20.45
Sez.124-Attrav	26657.00	9.52	730	20.35	20.35	0.00	1.37	1.37	0.0000	20.45	20.45
PONTE CISPADANA - Carr.Nord	26637.00	9.52	940	20.35	20.35	0.00	1.53	1.37	0.0000	21.42	20.45
Sez.124 Attrav_VALLE	26637.00	9.52	730	20.35	20.35	0.00	1.37	1.37	-0.0015	20.44	20.40
PA043	26445.00	9.80	730	20.27	20.28	0.01	1.61	1.61	0.0020	20.40	20.40
PA042	25915.00	8.73	730	20.15	20.16	0.01	1.58	1.58	0.0006	20.28	20.28
PA041	25333.00	8.37	730	20.00	20.00	0.00	1.68	1.68	-0.0008	20.14	20.14
PA040	24717.00	8.88	730	19.78	19.79	0.01	1.87	1.87	0.0001	19.96	19.96
PA039	24023.00	8.82	730	19.64	19.65	0.01	1.48	1.48	0.0007	19.75	19.75
PA038	23456.00	8.44	730	19.44	19.45	0.01	1.76	1.76	0.0001	19.60	19.60
PA037	22946.00	8.40	730	19.46	19.46	0.00	0.85	0.85	-0.0008	19.49	19.50
PA036	22326.00	8.89	730	19.22	19.23	0.01	1.81	1.81	0.0013	19.38	19.39
PA035	21670.00	8.03	730	19.09	19.09	0.00	1.39	1.39	0.0012	19.18	19.19
PA034	21175.00	7.42	730	18.97	18.98	0.01	1.47	1.47	0.0010	19.08	19.09
PA033	20579.00	6.84	730	18.89	18.89	0.00	1.29	1.28	-0.0011	18.96	18.97
PA032	20017.00	7.48	730	18.78	18.79	0.01	1.42	1.41	0.0007	18.87	18.88
PA031	19479.00	7.10	730	18.67	18.68	0.01	1.49	1.49	-0.0001	18.78	18.78
PA030	19022.00	7.14	730	18.64	18.64	0.00	1.15	1.15	0.0008	18.70	18.71
PA029	18530.00	6.75	730	18.48	18.48	0.00	1.72	1.72	-0.0002	18.62	18.62
PA028	17947.00	6.85	730	18.38	18.39	0.01	1.47	1.47	0.0001	18.49	18.49
PA027	15337.00	6.60	730	17.85	17.86	0.01	1.63	1.63	-0.0008	17.97	17.98
PA026	14797.00	7.02	730	17.69	17.70	0.01	1.81	1.81	0.0038	17.84	17.85
PA025	14239.00	4.88	730	17.62	17.63	0.01	1.38	1.38	-0.0009	17.71	17.72
PA024	13501.00	5.58	730	17.41	17.42	0.01	1.84	1.84	0.0033	17.57	17.58
PA023	13115.00	4.32	730	17.40	17.41	0.01	1.36	1.35	0.0006	17.48	17.49

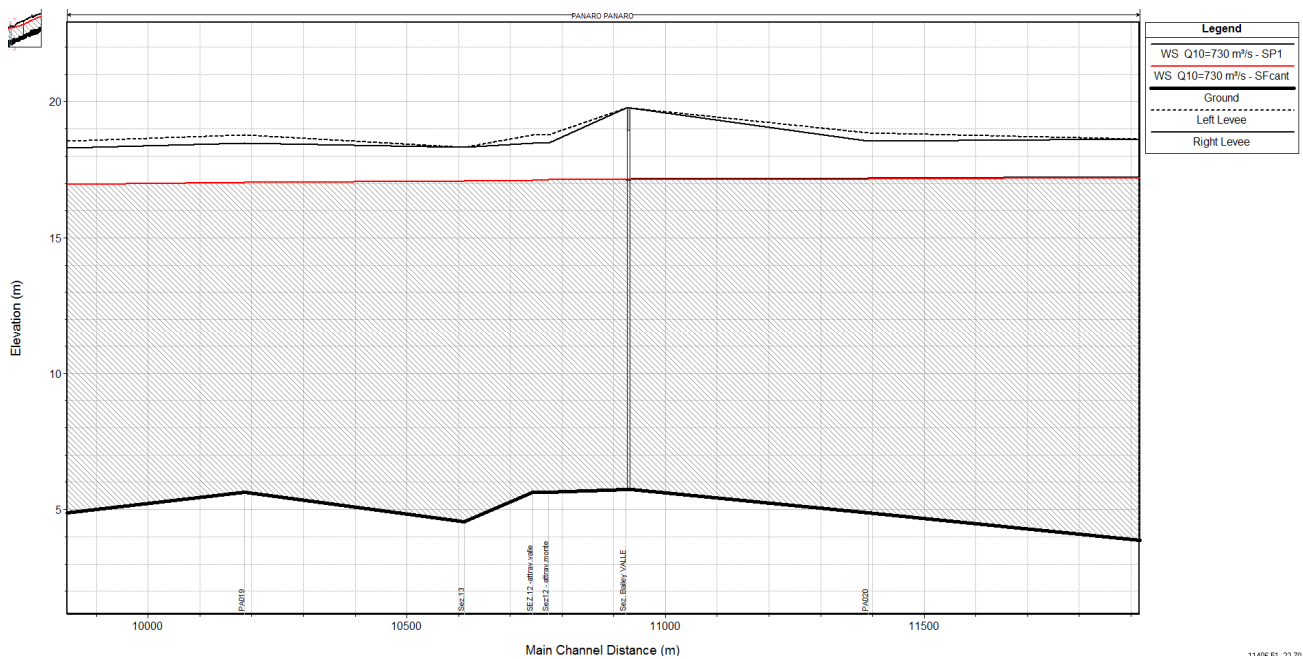
PA022	12520.00	3.99	730	17.27	17.28	0.01	1.66	1.66	0.0006	17.39	17.40
PA021	12024.00	3.68	730	17.23	17.24	0.01	1.33	1.33	-0.0019	17.31	17.32
PA020	11392.00	4.87	730	17.18	17.19	0.01	1.04	1.04	-0.0019	17.23	17.24
Sez. Bailey Monte	10934.00	5.73	730	17.15	17.16	0.01	0.95	0.95	0.0000	17.18	17.20
<b>PONTE BAILEY 2</b>	<b>10924.00</b>	<b>5.73</b>	<b>730</b>	<b>17.15</b>	<b>17.16</b>	<b>0.01</b>	<b>0.95</b>	<b>0.95</b>	<b>0.0000</b>	<b>17.18</b>	<b>17.20</b>
Sez. Bailey Valle	10924.00	5.73	730	17.14	17.14	0.00	0.95	0.95	0.0006	17.18	17.18
Sez12 - attrav.monte	10774.00	5.64	730	17.13	17.13	0.00	0.94	0.94	0.0000	17.17	17.17
PONTE ADDUZIONE	10744.00	5.64	730	17.13	17.13	0.00	0.94	0.94	0.0000	17.17	17.17
SEZ.12 -attrav.valle	10744.00	5.64	730	17.13	17.13	0.00	0.94	0.94	0.0083	17.17	17.17
Sez.13	10611.00	4.54	730	17.09	17.09	0.00	1.20	1.20	-0.0026	17.15	17.15
PA019	10186.00	5.64	730	17.05	17.05	0.00	0.97	0.97	0.0022	17.10	17.10
PA018	9434.00	3.98	730	16.83	16.83	0.00	1.56	1.56	-0.0017	16.95	16.95
PA017	8754.00	5.16	730	16.68	16.68	0.00	1.29	1.29	0.0023	16.76	16.76
PA016	8574.00	4.75	730	16.62	16.62	0.00	1.42	1.42	0.0025	16.72	16.72
PA015	8046.00	3.42	730	16.41	16.41	0.00	1.63	1.63	0.0062	16.54	16.54
PA014	7748.00	1.56	730	16.33	16.33	0.00	1.54	1.54	0.0012	16.44	16.44
PA013	7228.00	0.93	730	16.34	16.34	0.00	0.62	0.62	0.0006	16.36	16.36
PA012	6872.00	0.73	730	16.31	16.31	0.00	0.71	0.71	-0.0059	16.33	16.33
PA011	6505.00	2.90	730	16.28	16.28	0.00	0.82	0.82	0.0021	16.30	16.30
PA010	5784.00	1.35	730	16.23	16.23	0.00	0.59	0.59	-0.0038	16.24	16.24
PA009	5300.00	3.20	730	16.21	16.21	0.00	0.51	0.51	0.0023	16.22	16.22
PA008	4427.00	1.17	730	16.21	16.21	0.00	0.13	0.13	0.0006	16.21	16.21
PA007	3896.00	0.87	730	16.21	16.21	0.00	0.14	0.14	-0.0012	16.21	16.21
PA006	3323.00	1.56	730	16.20	16.20	0.00	0.22	0.22	0.0005	16.20	16.20
PA005	2598.00	1.22	730	16.20	16.20	0.00	0.27	0.27	0.0002	16.20	16.20
PA004	1925.00	1.08	730	16.19	16.19	0.00	0.28	0.28	-0.0006	16.19	16.19
PA003	1064.00	1.57	730	16.19	16.19	0.00	0.21	0.21	0.0027	16.19	16.19
PA002	537.00	0.17	730	16.18	16.18	0.00	0.20	0.20	-0.0008	16.18	16.18
PA001	0.00	0.59	730	16.18	16.18	0.00	0.23	0.23	0.0000	16.18	16.18

I livelli di piena riscontrati in corrispondenza dei due ponte Bailey in progetto, nella configurazione di progetto SP1, risultano pari a 20.38 m s.m. per l'interferenza di monte e 17.16m s.m. per l'interferenza di valle. Pertanto i relativi franchi idraulici per un evento di piena decennale sono pari a 2.44m e 1.80m.

Di seguito si riporta il confronto tra i profili di rigurgito nella configurazione stato di fatto (linea rossa) e stato di progetto 1 in corrispondenza sia del ponte Bailey 1 relativo all'interferenza autostradale che del Bailey 2 relativo alla viabilità di adduzione.



**FIGURA 3-2: CONFRONTO TRA I PROFILI SF E SP1 IN PROSSIMITÀ DELL'INTERFERENZA AUTOSTRADALE PER UN EVENTO CON TR10**



**FIGURA 3-3: CONFRONTO TRA I PROFILI SF E SP1 IN PROSSIMITÀ DELL'INTERFERENZA CON LA VIABILITÀ DI ADDUZIONE PER UN EVENTO CON TR10**

Data la modesta parzializzazione delle sezioni di deflusso, dovuta all'inserimento dei due ponti provvisori, rispetto alla loro ampiezza complessiva, viene generata una lieve variazione dei profili di rigurgito rispetto allo stato di fatto.

Nella tabella seguente si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite nello stato di fatto e di progetto 2, che prevede l'introduzione oltre ai ponti Bailey, anche dei viadotti e delle opere provvisorie in progetto.

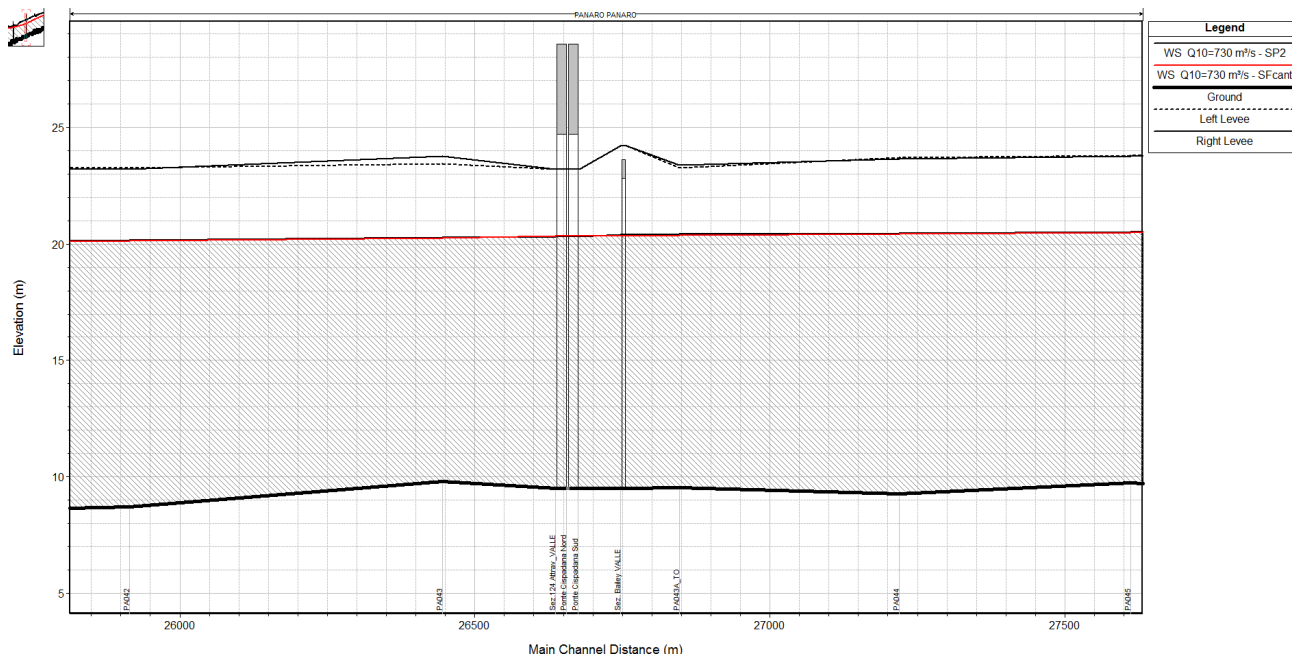
TABELLA 3-2: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DALLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E DI PROGETTO 2 (S.P.2) CON Q10 PANARO.

Sezione Topografica	Progressiva	Quota del fondo	Q di progetto	Livelli idrometrici S.F.	Livelli idrometrici S.P.2	ΔH	Velocità S.F.	Velocità S.P.2	Pendenza	Carico totale S.F.	Carico totale S.P.2
		[m]	[m s.l.m.]	[m³/s]	[m s.l.m.]		[m s.l.m.]	[m]		[m/s]	[m/s]
PA088	49147.50	15.88	730	27.73	27.73	0.00	1.66	1.66	0.0001	27.87	27.87
PA087	48471.50	15.82	730	27.48	27.49	0.01	1.95	1.95	-0.0004	27.65	27.65
PA086	48011.50	15.99	730	27.36	27.36	0.00	1.65	1.65	-0.0014	27.50	27.50
PA085	47407.50	16.81	730	27.15	27.15	0.00	1.78	1.78	0.0018	27.30	27.30
PA084	46829.50	15.75	730	26.98	26.99	0.01	1.66	1.66	0.0012	27.12	27.12
PA083	46362.50	15.18	730	26.78	26.78	0.00	1.94	1.93	0.0004	26.96	26.96
PA082	45784.50	14.96	730	26.61	26.61	0.00	1.80	1.80	0.0006	26.76	26.76
PA081	45413.50	14.72	730	26.46	26.46	0.00	1.91	1.91	0.0019	26.64	26.64
PA080	44852.50	13.63	730	26.35	26.35	0.00	1.56	1.56	-0.0018	26.47	26.47
PA079	44198.50	14.81	730	26.20	26.20	0.00	1.60	1.60	0.0022	26.32	26.32
PA078	43580.50	13.46	730	26.04	26.05	0.01	1.61	1.61	-0.0030	26.17	26.17
PA077	43170.50	14.70	730	25.94	25.95	0.01	1.59	1.58	-0.0004	26.07	26.07
PA076	42660.50	14.89	730	25.73	25.73	0.00	1.95	1.95	0.0038	25.91	25.92
PA075	42260.50	13.38	730	25.59	25.59	0.00	1.97	1.97	0.0002	25.77	25.77
PA074	41846.50	13.30	730	25.52	25.52	0.00	1.44	1.44	0.0008	25.62	25.63
PA073	41412.50	12.94	730	25.29	25.30	0.01	1.95	1.95	-0.0035	25.48	25.49
PA072	40864.50	14.84	730	25.12	25.12	0.00	1.71	1.71	0.0026	25.26	25.27
PA071	40286.50	13.32	730	24.97	24.98	0.01	1.59	1.59	-0.0008	25.09	25.09
PA070	39716.50	13.77	730	24.79	24.80	0.01	1.71	1.71	0.0006	24.94	24.94
PA069	39205.50	13.48	730	24.52	24.53	0.01	2.14	2.13	-0.0007	24.74	24.75
PA068	38696.50	13.84	730	24.38	24.39	0.01	1.78	1.78	0.0029	24.53	24.54
PA067	38116.50	12.14	730	24.17	24.18	0.01	1.92	1.92	-0.0051	24.34	24.35
PA066	37950.50	12.98	730	24.06	24.07	0.01	2.09	2.09	0.0007	24.27	24.28
PA065	37724.50	12.83	730	24.03	24.04	0.01	1.71	1.71	-0.0007	24.18	24.18
PA064	37228.50	13.19	730	23.90	23.91	0.01	1.72	1.72	-0.0159	24.04	24.05
PA063	37158.50	14.30	730	23.86	23.87	0.01	1.83	1.83	0.0023	24.02	24.03
PA062	36578.50	12.96	730	23.68	23.69	0.01	1.76	1.76	0.0011	23.83	23.84
PA061	36052.50	12.38	730	23.50	23.51	0.01	1.84	1.84	0.0018	23.67	23.68
PA060	35511.50	11.39	730	23.35	23.36	0.01	1.71	1.71	-0.0002	23.49	23.51
PA059	34903.50	11.53	730	23.08	23.09	0.01	2.05	2.05	0.0008	23.28	23.30
PA058	34287.50	11.01	730	22.88	22.90	0.02	1.83	1.83	-0.0020	23.05	23.06
PA057	33796.50	11.98	730	22.69	22.71	0.02	1.94	1.93	0.0010	22.87	22.89
PA056	33162.50	11.37	730	22.48	22.50	0.02	1.85	1.85	0.0001	22.64	22.66
PA055	32598.50	11.33	730	22.22	22.25	0.03	2.04	2.04	-0.0001	22.43	22.45
PA054	32010.50	11.39	730	22.05	22.07	0.02	1.79	1.78	-0.0006	22.20	22.23
PA053	31492.50	11.70	730	21.68	21.71	0.03	2.42	2.41	0.0009	21.97	21.99
PA052	30965.50	11.20	730	21.66	21.69	0.03	1.32	1.31	0.0001	21.75	21.77
PA051	30361.50	11.12	730	21.46	21.49	0.03	1.72	1.72	0.0015	21.60	21.63
PA050	29713.50	10.16	730	21.17	21.21	0.04	2.03	2.02	-0.0051	21.38	21.41
PA049	29553.50	10.97	730	21.14	21.18	0.04	1.80	1.79	0.0036	21.30	21.34
PA048	29123.50	9.43	730	21.00	21.04	0.04	1.82	1.81	0.0002	21.16	21.20
PA047	28659.50	9.36	730	20.85	20.89	0.04	1.78	1.77	-0.0001	21.00	21.04
PA046	28117.50	9.44	730	20.75	20.79	0.04	1.41	1.40	-0.0006	20.85	20.89
PA045	27611.50	9.74	730	20.50	20.55	0.05	2.01	1.99	0.0012	20.70	20.74
PA044	27219.50	9.28	730	20.44	20.49	0.05	1.55	1.54	-0.0007	20.56	20.61
PA043A_TO	26846.50	9.54	730	20.39	20.44	0.05	1.34	1.33	0.0002	20.48	20.53
Sez. Bailey Monte	26757.00	9.52	730	20.37	20.42	0.05	1.37	1.36	0.0000	20.47	20.52
<b>PONTE BAILEY 1</b>	26747.00	9.52	730	20.37	20.42	0.05	1.37	1.36	0.0000	20.47	20.52
Sez. Bailey Valle	26747.00	9.52	730	20.37	20.42	0.05	1.37	1.36	0.0000	20.46	20.51
Sez-124 Attrav_MONTE	26677.00	9.52	730	20.36	20.38	0.02	1.37	1.75	0.0000	20.45	20.49
PONTE CISPADANA - Carr.Sud	26657.00	9.52	940	20.36	20.38	0.02	1.53	1.75	0.0000	21.42	20.49
Sez.124-Attrav	26657.00	9.52	730	20.35	20.38	0.03	1.37	1.75	0.0000	20.45	20.48
PONTE CISPADANA - Carr.Nord	26637.00	9.52	940	20.35	20.38	0.03	1.53	1.75	0.0000	21.42	20.48
Sez.124	26637.00	9.52	730	20.35	20.37	0.02	1.37	1.76	-0.0015	20.44	20.48

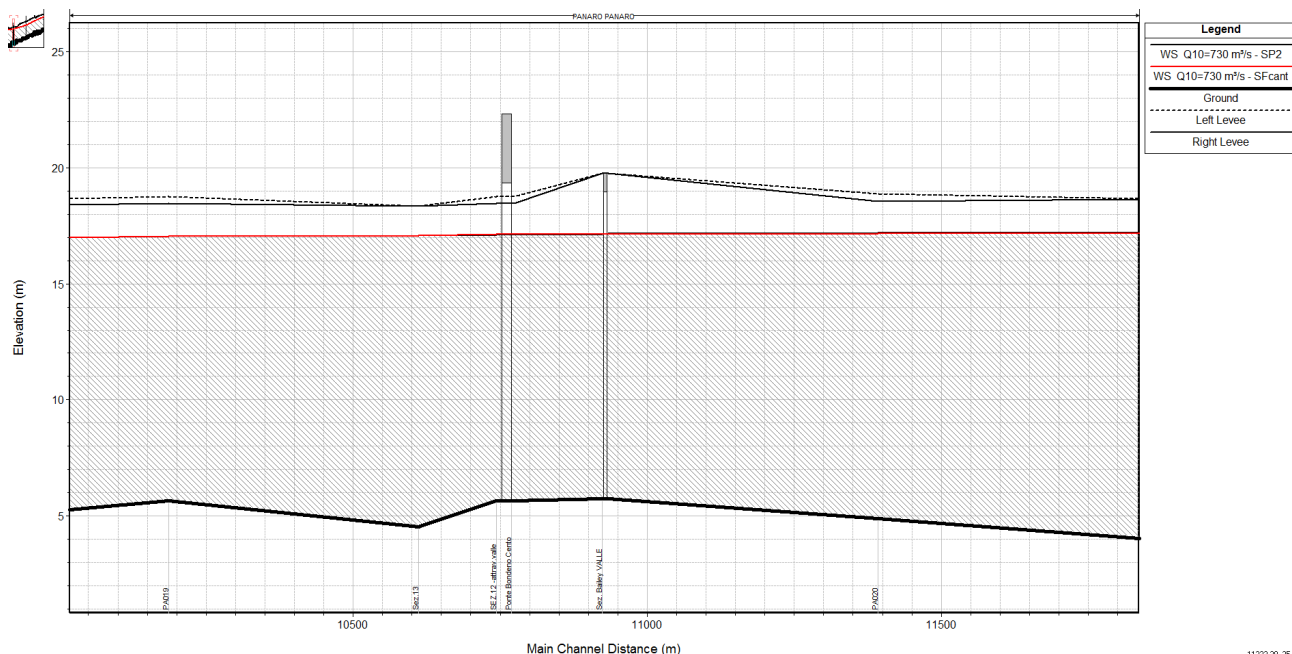
Attrav_VALLE											
PA043	26445.00	9.80	730	20.27	20.29	0.02	1.61	1.60	0.0020	20.40	20.42
PA042	25915.00	8.73	730	20.15	20.18	0.03	1.58	1.57	0.0006	20.28	20.30
PA041	25333.00	8.37	730	20.00	20.01	0.01	1.68	1.68	-0.0008	20.14	20.15
PA040	24717.00	8.88	730	19.78	19.79	0.01	1.87	1.87	0.0001	19.96	19.96
PA039	24023.00	8.82	730	19.64	19.65	0.01	1.48	1.48	0.0007	19.75	19.76
PA038	23456.00	8.44	730	19.44	19.45	0.01	1.76	1.76	0.0001	19.60	19.60
PA037	22946.00	8.40	730	19.46	19.46	0.00	0.85	0.85	-0.0008	19.49	19.50
PA036	22326.00	8.89	730	19.22	19.23	0.01	1.81	1.81	0.0013	19.38	19.39
PA035	21670.00	8.03	730	19.09	19.10	0.01	1.39	1.39	0.0012	19.18	19.19
PA034	21175.00	7.42	730	18.97	18.98	0.01	1.47	1.47	0.0010	19.08	19.09
PA033	20579.00	6.84	730	18.89	18.90	0.01	1.29	1.28	-0.0011	18.96	18.97
PA032	20017.00	7.48	730	18.78	18.79	0.01	1.42	1.41	0.0007	18.87	18.88
PA031	19479.00	7.10	730	18.67	18.68	0.01	1.49	1.48	-0.0001	18.78	18.79
PA030	19022.00	7.14	730	18.64	18.65	0.01	1.15	1.15	0.0008	18.70	18.71
PA029	18530.00	6.75	730	18.48	18.49	0.01	1.72	1.72	-0.0002	18.62	18.63
PA028	17947.00	6.85	730	18.38	18.39	0.01	1.47	1.47	0.0001	18.49	18.50
PA027	15337.00	6.60	730	17.85	17.86	0.01	1.63	1.63	-0.0008	17.97	17.99
PA026	14797.00	7.02	730	17.69	17.70	0.01	1.81	1.80	0.0038	17.84	17.85
PA025	14239.00	4.88	730	17.62	17.64	0.02	1.38	1.38	-0.0009	17.71	17.73
PA024	13501.00	5.58	730	17.41	17.43	0.02	1.84	1.84	0.0033	17.57	17.59
PA023	13115.00	4.32	730	17.40	17.41	0.01	1.36	1.35	0.0006	17.48	17.50
PA022	12520.00	3.99	730	17.27	17.29	0.02	1.66	1.66	0.0006	17.39	17.41
PA021	12024.00	3.68	730	17.23	17.24	0.01	1.33	1.33	-0.0019	17.31	17.33
PA020	11392.00	4.87	730	17.18	17.20	0.02	1.04	1.04	-0.0019	17.23	17.25
Sez. Bailey Monte	10934.00	5.73	730	17.15	17.16	0.01	0.95	0.95	0.0000	17.18	17.20
<b>PONTE BAILEY 2</b>	10924.00	5.73	730	17.15	17.16	0.01	0.95	0.95	0.0000	17.18	17.20
Sez. Bailey Valle	10924.00	5.73	730	17.14	17.15	0.01	0.95	0.95	0.0006	17.18	17.19
Sez12 - attrav.monte	10774.00	5.64	730	17.13	17.11	-0.02	0.94	1.11	0.0000	17.17	17.17
<b>PONTE ADDUZIONE</b>	10744.00	5.64	730	17.13	17.11	-0.02	0.94	1.11	0.0000	17.17	17.17
SEZ.12 - attrav.valle	10744.00	5.64	730	17.13	17.11	-0.02	0.94	1.11	0.0083	17.17	17.17
Sez.13	10611.00	4.54	730	17.09	17.09	0.00	1.20	1.20	-0.0026	17.15	17.15
PA019	10186.00	5.64	730	17.05	17.05	0.00	0.97	0.97	0.0022	17.10	17.10
PA018	9434.00	3.98	730	16.83	16.83	0.00	1.56	1.56	-0.0017	16.95	16.95
PA017	8754.00	5.16	730	16.68	16.68	0.00	1.29	1.29	0.0023	16.76	16.76
PA016	8574.00	4.75	730	16.62	16.62	0.00	1.42	1.42	0.0025	16.72	16.72
PA015	8046.00	3.42	730	16.41	16.41	0.00	1.63	1.63	0.0062	16.54	16.54
PA014	7748.00	1.56	730	16.33	16.33	0.00	1.54	1.54	0.0012	16.44	16.44
PA013	7228.00	0.93	730	16.34	16.34	0.00	0.62	0.62	0.0006	16.36	16.36
PA012	6872.00	0.73	730	16.31	16.31	0.00	0.71	0.71	-0.0059	16.33	16.33
PA011	6505.00	2.90	730	16.28	16.28	0.00	0.82	0.82	0.0021	16.30	16.30
PA010	5784.00	1.35	730	16.23	16.23	0.00	0.59	0.59	-0.0038	16.24	16.24
PA009	5300.00	3.20	730	16.21	16.21	0.00	0.51	0.51	0.0023	16.22	16.22
PA008	4427.00	1.17	730	16.21	16.21	0.00	0.13	0.13	0.0006	16.21	16.21
PA007	3896.00	0.87	730	16.21	16.21	0.00	0.14	0.14	-0.0012	16.21	16.21
PA006	3323.00	1.56	730	16.20	16.20	0.00	0.22	0.22	0.0005	16.20	16.20
PA005	2598.00	1.22	730	16.20	16.20	0.00	0.27	0.27	0.0002	16.20	16.20
PA004	1925.00	1.08	730	16.19	16.19	0.00	0.28	0.28	-0.0006	16.19	16.19
PA003	1064.00	1.57	730	16.19	16.19	0.00	0.21	0.21	0.0027	16.19	16.19
PA002	537.00	0.17	730	16.18	16.18	0.00	0.20	0.20	-0.0008	16.18	16.18
PA001	0.00	0.59	730	16.18	16.18	0.00	0.23	0.23	0.0000	16.18	16.18

Considerando un'onda di piena con TR=10 anni, si instaura nella condizione di progetto 2 (SP2) un livello idrico, in corrispondenza del ponte Bailey 1, pari a 20.42 m s.l.m. e 17.16 m s.l.m. per il Bailey 2. Come indicato all'inizio del presente capitolo le quote di intradosso dei ponti provvisionali sono state poste rispettivamente alla quota di 22,82 m s.l.m. e di 18,96 m s.l.m. garantendo quindi franchi idraulici pari a 2.40m e 1.80m, per un evento di piena decennale.

Di seguito si riporta il confronto tra i profili di rigurgito nella configurazione stato di fatto (linea rossa) e stato di progetto 2 in corrispondenza sia del ponte Bailey 1 che del Bailey.



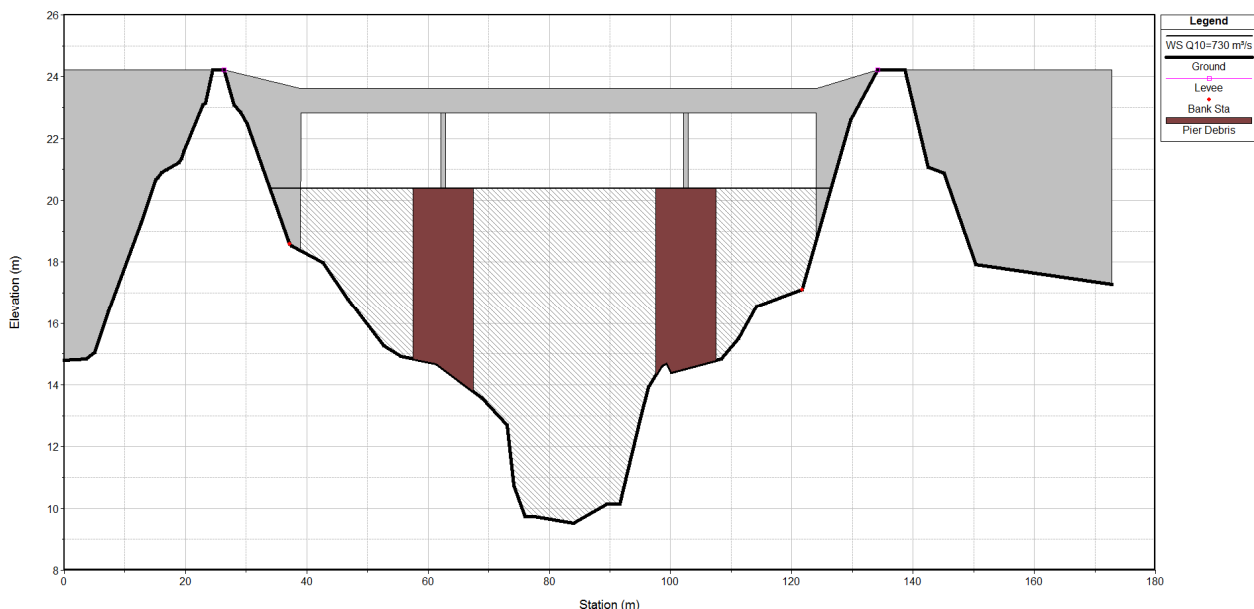
**FIGURA 3-4: CONFRONTO TRA I PROFILI SF E SP2 IN PROSSIMITÀ DELL'INTERFERENZA AUTOSTRADALE PER UN EVENTO CON TR10**



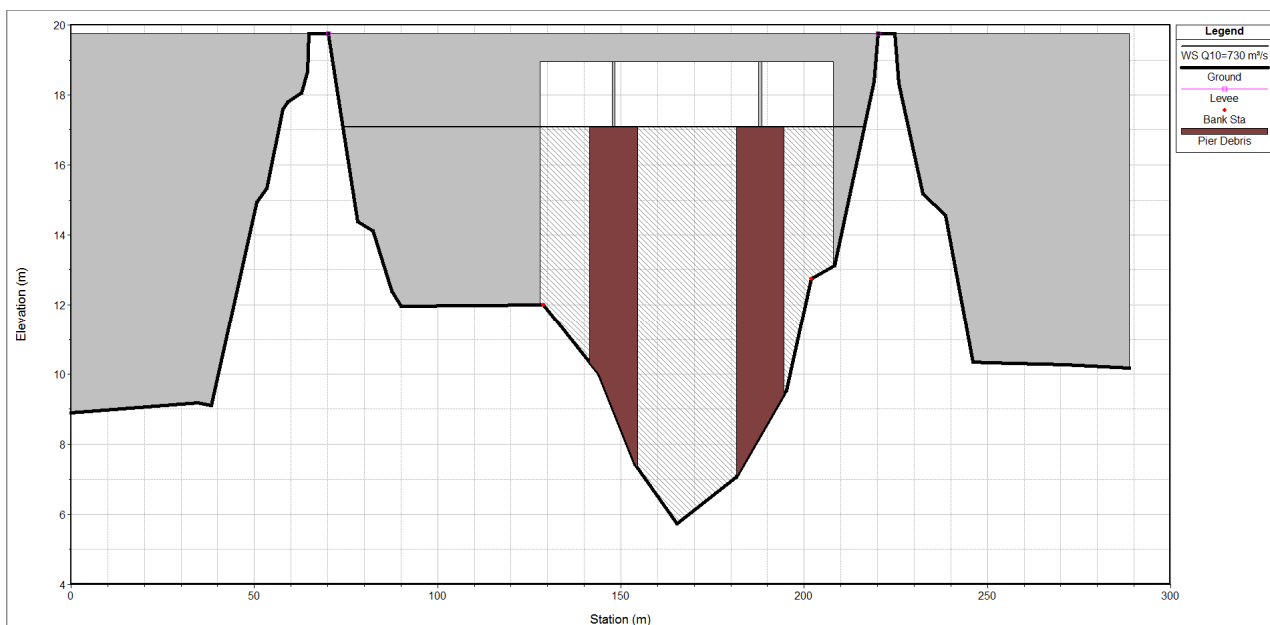
**FIGURA 3-5: CONFRONTO TRA I PROFILI SF E SP2 IN PROSSIMITÀ DELL'INTERFERENZA CON LA VIABILITÀ DI ADDUZIONE PER UN EVENTO CON TR10**

Dalla parzializzazione delle sezioni di deflusso, dovuta all'inserimento dei ponti Bailey, delle opere provvisoriale e dei viadotti in progetto, rispetto alla ampiezze complessive, viene generata una lieve variazione dei profili di rigurgito rispetto allo stato di fatto, pari a 5 cm a monte dell'interferenza autostradale e di 2 cm a monte dell'interferenza con la viabilità di adduzione.

Di seguito è stata implementata, sulle basi della configurazione precedente (SP2), una simulazione altamente cautelativa (SP3) che prevede che si accatasti contro tutte le pile in alveo materiale flottante tale da ridurre del 20% le aree di deflusso.



**FIGURA 3-6: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA PORTATA DI RIFERIMENTO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL PONTE BAILEY 1 (CARREGGIATA SUD) NELLO STATO DI PROGETTO 3.**



**FIGURA 3-7: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA PORTATA DI RIFERIMENTO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL PONTE BAILEY 2(CARREGGIATA SUD) NELLO STATO DI PROGETTO 3.**

L'intasamento del 20% dell'area di deflusso è stato simulato mediante blocchi di materiale aventi larghezza di 10.00m per il ponte autostradale e per il relativo ponte Bailey 1, di 16.00m per il ponte della viabilità di adduzione e di 13m per il relativo ponte Bailey 2.

La simulazione ha portato ad incrementi di livello pari ad un valore massimo di 9 cm rispetto allo stato di fatto



a monte dell'interferenza autostradale e di 5cm a monte dell'interferenza con la viabilità di adduzione.

Nella tabella seguente si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite nello stato di fatto e di progetto 3 con intasamento.

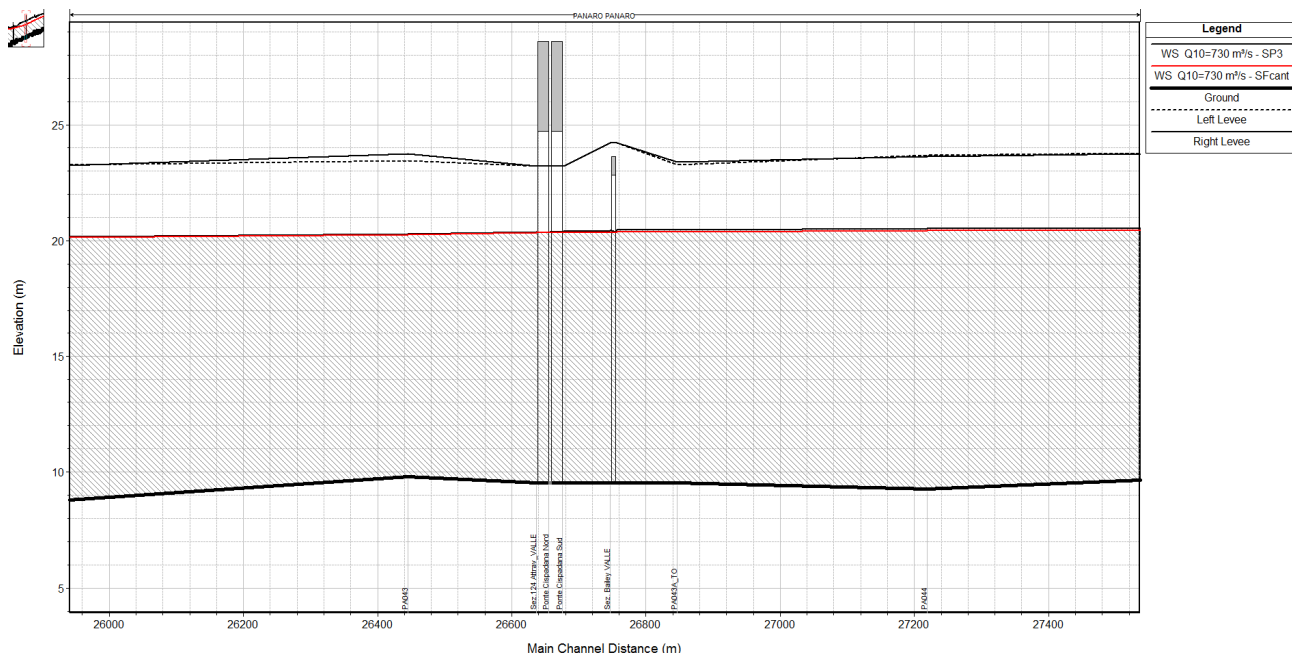
**TABELLA 3-3: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DALLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E NELLO STATO DI PROGETTO 3 (S.P.3) CON Q10 PANARO.**

Sezione Topografica	Progressiva	Quota del fondo	Q di progetto	Livelli idrometrici S.F.	Livelli idrometrici S.P.3	ΔH	Velocità S.F.	Velocità S.P.3	Pendenza	Carico totale S.F.	Carico totale S.P.3
		[m]	[m s.l.m.]	[m³/s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]		[m/s]	-
PA088	49147.50	15.88	730	27.73	27.73	0.00	1.66	1.66	0.0001	27.87	27.87
PA087	48471.50	15.82	730	27.48	27.49	0.01	1.95	1.94	-0.0004	27.65	27.65
PA086	48011.50	15.99	730	27.36	27.37	0.01	1.65	1.65	-0.0014	27.50	27.50
PA085	47407.50	16.81	730	27.15	27.15	0.00	1.78	1.78	0.0018	27.30	27.30
PA084	46829.50	15.75	730	26.98	26.99	0.01	1.66	1.66	0.0012	27.12	27.13
PA083	46362.50	15.18	730	26.78	26.78	0.00	1.94	1.93	0.0004	26.96	26.97
PA082	45784.50	14.96	730	26.61	26.61	0.00	1.80	1.80	0.0006	26.76	26.76
PA081	45413.50	14.72	730	26.46	26.47	0.01	1.91	1.91	0.0019	26.64	26.64
PA080	44852.50	13.63	730	26.35	26.35	0.00	1.56	1.56	-0.0018	26.47	26.47
PA079	44198.50	14.81	730	26.20	26.20	0.00	1.60	1.60	0.0022	26.32	26.33
PA078	43580.50	13.46	730	26.04	26.05	0.01	1.61	1.61	-0.0030	26.17	26.18
PA077	43170.50	14.70	730	25.94	25.95	0.01	1.59	1.58	-0.0004	26.07	26.08
PA076	42660.50	14.89	730	25.73	25.73	0.00	1.95	1.94	0.0038	25.91	25.92
PA075	42260.50	13.38	730	25.59	25.59	0.00	1.97	1.97	0.0002	25.77	25.77
PA074	41846.50	13.30	730	25.52	25.53	0.01	1.44	1.44	0.0008	25.62	25.63
PA073	41412.50	12.94	730	25.29	25.30	0.01	1.95	1.95	-0.0035	25.48	25.49
PA072	40864.50	14.84	730	25.12	25.13	0.01	1.71	1.71	0.0026	25.26	25.27
PA071	40286.50	13.32	730	24.97	24.98	0.01	1.59	1.59	-0.0008	25.09	25.10
PA070	39716.50	13.77	730	24.79	24.80	0.01	1.71	1.71	0.0006	24.94	24.95
PA069	39205.50	13.48	730	24.52	24.54	0.02	2.14	2.13	-0.0007	24.74	24.76
PA068	38696.50	13.84	730	24.38	24.39	0.01	1.78	1.77	0.0029	24.53	24.55
PA067	38116.50	12.14	730	24.17	24.19	0.02	1.92	1.91	-0.0051	24.34	24.36
PA066	37950.50	12.98	730	24.06	24.07	0.01	2.09	2.08	0.0007	24.27	24.29
PA065	37724.50	12.83	730	24.03	24.05	0.02	1.71	1.71	-0.0007	24.18	24.19
PA064	37228.50	13.19	730	23.90	23.92	0.02	1.72	1.71	-0.0159	24.04	24.06
PA063	37158.50	14.30	730	23.86	23.87	0.01	1.83	1.83	0.0023	24.02	24.04
PA062	36578.50	12.96	730	23.68	23.70	0.02	1.76	1.76	0.0011	23.83	23.85
PA061	36052.50	12.38	730	23.50	23.52	0.02	1.84	1.83	0.0018	23.67	23.69
PA060	35511.50	11.39	730	23.35	23.37	0.02	1.71	1.71	-0.0002	23.49	23.52
PA059	34903.50	11.53	730	23.08	23.11	0.03	2.05	2.05	0.0008	23.28	23.31
PA058	34287.50	11.01	730	22.88	22.91	0.03	1.83	1.83	-0.0020	23.05	23.07
PA057	33796.50	11.98	730	22.69	22.72	0.03	1.94	1.93	0.0010	22.87	22.90
PA056	33162.50	11.37	730	22.48	22.51	0.03	1.85	1.84	0.0001	22.64	22.68
PA055	32598.50	11.33	730	22.22	22.26	0.04	2.04	2.03	-0.0001	22.43	22.47
PA054	32010.50	11.39	730	22.05	22.09	0.04	1.79	1.78	-0.0006	22.20	22.24
PA053	31492.50	11.70	730	21.68	21.73	0.05	2.42	2.40	0.0009	21.97	22.01
PA052	30965.50	11.20	730	21.66	21.71	0.05	1.32	1.31	0.0001	21.75	21.80
PA051	30361.50	11.12	730	21.46	21.51	0.05	1.72	1.71	0.0015	21.60	21.66
PA050	29713.50	10.16	730	21.17	21.24	0.07	2.03	2.01	-0.0051	21.38	21.43
PA049	29553.50	10.97	730	21.14	21.21	0.07	1.80	1.79	0.0036	21.30	21.37
PA048	29123.50	9.43	730	21.00	21.06	0.06	1.82	1.80	0.0002	21.16	21.23
PA047	28659.50	9.36	730	20.85	20.92	0.07	1.78	1.76	-0.0001	21.00	21.07
PA046	28117.50	9.44	730	20.75	20.83	0.08	1.41	1.39	-0.0006	20.85	20.92
PA045	27611.50	9.74	730	20.50	20.58	0.08	2.01	1.98	0.0012	20.70	20.78
PA044	27219.50	9.28	730	20.44	20.53	0.09	1.55	1.53	-0.0007	20.56	20.64
PA043A_TO	26846.50	9.54	730	20.39	20.48	0.09	1.34	1.32	0.0002	20.48	20.57
Sez. Bailey Monte	26757.00	9.52	730	20.37	20.46	0.09	1.37	1.35	0.0000	20.47	20.55
<b>PONTE BAILEY 1</b>	<b>26747.00</b>	<b>9.52</b>	<b>730</b>	<b>20.37</b>	<b>20.45</b>	<b>0.08</b>	<b>1.37</b>	<b>1.35</b>	<b>0.0000</b>	<b>20.47</b>	<b>20.54</b>
Sez. Bailey Valle	26747.00	9.52	730	20.37	20.43	0.06	1.37	1.35	0.0000	20.46	20.53
Sez-124 Attrav. MONTE	26677.00	9.52	730	20.36	20.42	0.06	1.37	1.36	0.0000	20.45	20.51
PONTE CISPADANA - Carr.Sud	26657.00	9.52	940	20.36	20.41	0.05	1.53	1.36	0.0000	21.42	20.50

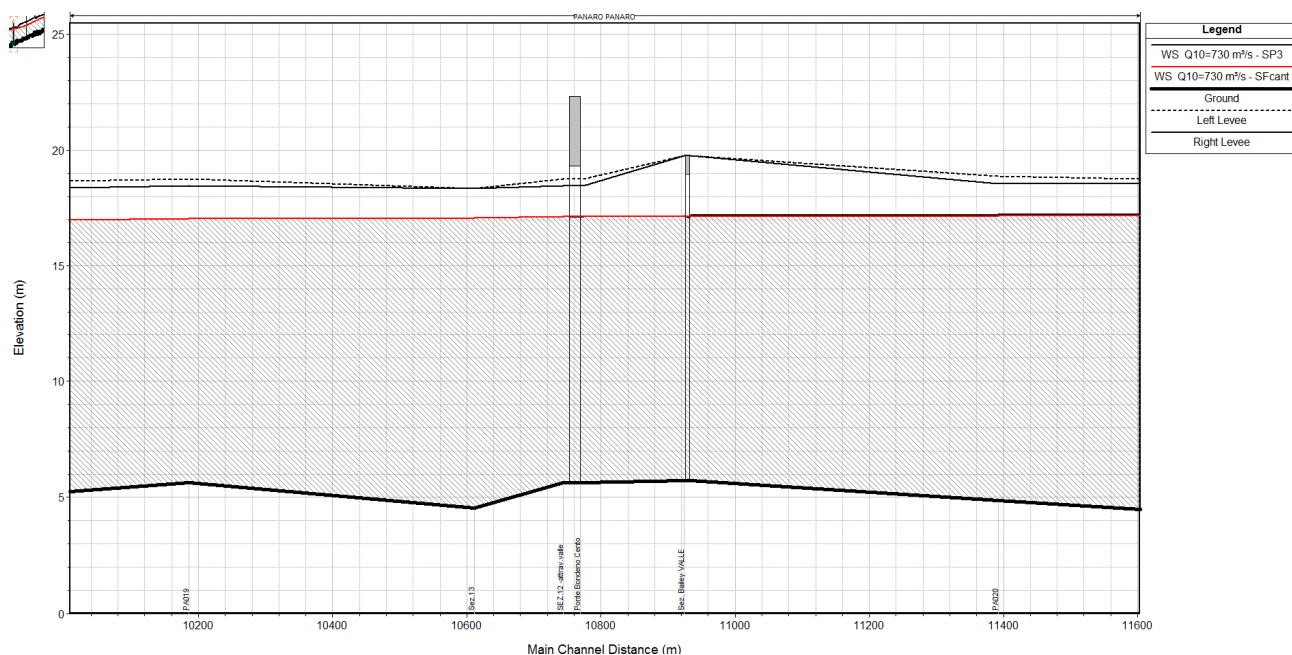
Sez.124-Attrav	26657.00	9.52	730	20.35	20.40	0.05	1.37	1.36	0.0000	20.45	20.49
PONTE CISPADANA - Carr.Nord	26637.00	9.52	940	20.35	20.39	0.04	1.53	1.37	0.0000	21.42	20.48
Sez.124 Attrav_VALLE	26637.00	9.52	730	20.35	20.38	0.03	1.37	1.37	-0.0015	20.44	20.47
PA043	26445.00	9.80	730	20.27	20.30	0.03	1.61	1.60	0.0020	20.40	20.43
PA042	25915.00	8.73	730	20.15	20.19	0.04	1.58	1.57	0.0006	20.28	20.31
PA041	25333.00	8.37	730	20.00	20.02	0.02	1.68	1.67	-0.0008	20.14	20.16
PA040	24717.00	8.88	730	19.78	19.80	0.02	1.87	1.87	0.0001	19.96	19.97
PA039	24023.00	8.82	730	19.64	19.66	0.02	1.48	1.48	0.0007	19.75	19.77
PA038	23456.00	8.44	730	19.44	19.46	0.02	1.76	1.76	0.0001	19.60	19.62
PA037	22946.00	8.40	730	19.46	19.48	0.02	0.85	0.85	-0.0008	19.49	19.51
PA036	22326.00	8.89	730	19.22	19.25	0.03	1.81	1.80	0.0013	19.38	19.41
PA035	21670.00	8.03	730	19.09	19.11	0.02	1.39	1.39	0.0012	19.18	19.21
PA034	21175.00	7.42	730	18.97	19.00	0.03	1.47	1.47	0.0010	19.08	19.10
PA033	20579.00	6.84	730	18.89	18.91	0.02	1.29	1.28	-0.0011	18.96	18.99
PA032	20017.00	7.48	730	18.78	18.81	0.03	1.42	1.41	0.0007	18.87	18.90
PA031	19479.00	7.10	730	18.67	18.70	0.03	1.49	1.48	-0.0001	18.78	18.80
PA030	19022.00	7.14	730	18.64	18.67	0.03	1.15	1.14	0.0008	18.70	18.73
PA029	18530.00	6.75	730	18.48	18.51	0.03	1.72	1.71	-0.0002	18.62	18.65
PA028	17947.00	6.85	730	18.38	18.41	0.03	1.47	1.47	0.0001	18.49	18.52
PA027	15337.00	6.60	730	17.85	17.89	0.04	1.63	1.62	-0.0008	17.97	18.01
PA026	14797.00	7.02	730	17.69	17.73	0.04	1.81	1.80	0.0038	17.84	17.88
PA025	14239.00	4.88	730	17.62	17.67	0.05	1.38	1.38	-0.0009	17.71	17.76
PA024	13501.00	5.58	730	17.41	17.46	0.05	1.84	1.83	0.0033	17.57	17.62
PA023	13115.00	4.32	730	17.40	17.44	0.04	1.36	1.35	0.0006	17.48	17.53
PA022	12520.00	3.99	730	17.27	17.32	0.05	1.66	1.65	0.0006	17.39	17.44
PA021	12024.00	3.68	730	17.23	17.28	0.05	1.33	1.32	-0.0019	17.31	17.36
PA020	11392.00	4.87	730	17.18	17.23	0.05	1.04	1.04	-0.0019	17.23	17.28
Sez. Bailey Monte	10934.00	5.73	730	17.15	17.20	0.05	0.95	0.94	0.0000	17.18	17.24
<b>PONTE BAILEY 2</b>	<b>10924.00</b>	<b>5.73</b>	<b>730</b>	<b>17.15</b>	<b>17.18</b>	<b>0.03</b>	<b>0.95</b>	<b>0.95</b>	<b>0.0000</b>	<b>17.18</b>	<b>17.22</b>
Sez. Bailey Valle	10924.00	5.73	730	17.14	17.15	0.01	0.95	0.95	0.0006	17.18	17.19
Sez12 - attrav.monte	10774.00	5.64	730	17.13	17.14	0.01	0.94	0.94	0.0000	17.17	17.18
PONTE ADDUZIONE	10744.00	5.64	730	17.13	17.14	0.01	0.94	0.94	0.0000	17.17	17.17
SEZ.12 -attrav.valle	10744.00	5.64	730	17.13	17.13	0.00	0.94	0.94	0.0083	17.17	17.17
Sez.13	10611.00	4.54	730	17.09	17.09	0.00	1.20	1.20	-0.0026	17.15	17.15
PA019	10186.00	5.64	730	17.05	17.05	0.00	0.97	0.97	0.0022	17.10	17.10
PA018	9434.00	3.98	730	16.83	16.83	0.00	1.56	1.56	-0.0017	16.95	16.95
PA017	8754.00	5.16	730	16.68	16.68	0.00	1.29	1.29	0.0023	16.76	16.76
PA016	8574.00	4.75	730	16.62	16.62	0.00	1.42	1.42	0.0025	16.72	16.72
PA015	8046.00	3.42	730	16.41	16.41	0.00	1.63	1.63	0.0062	16.54	16.54
PA014	7748.00	1.56	730	16.33	16.33	0.00	1.54	1.54	0.0012	16.44	16.44
PA013	7228.00	0.93	730	16.34	16.34	0.00	0.62	0.62	0.0006	16.36	16.36
PA012	6872.00	0.73	730	16.31	16.31	0.00	0.71	0.71	-0.0059	16.33	16.33
PA011	6505.00	2.90	730	16.28	16.28	0.00	0.82	0.82	0.0021	16.30	16.30
PA010	5784.00	1.35	730	16.23	16.23	0.00	0.59	0.59	-0.0038	16.24	16.24
PA009	5300.00	3.20	730	16.21	16.21	0.00	0.51	0.51	0.0023	16.22	16.22
PA008	4427.00	1.17	730	16.21	16.21	0.00	0.13	0.13	0.0006	16.21	16.21
PA007	3896.00	0.87	730	16.21	16.21	0.00	0.14	0.14	-0.0012	16.21	16.21
PA006	3323.00	1.56	730	16.20	16.20	0.00	0.22	0.22	0.0005	16.20	16.20
PA005	2598.00	1.22	730	16.20	16.20	0.00	0.27	0.27	0.0002	16.20	16.20
PA004	1925.00	1.08	730	16.19	16.19	0.00	0.28	0.28	-0.0006	16.19	16.19
PA003	1064.00	1.57	730	16.19	16.19	0.00	0.21	0.21	0.0027	16.19	16.19
PA002	537.00	0.17	730	16.18	16.18	0.00	0.20	0.20	-0.0008	16.18	16.18
PA001	0.00	0.59	730	16.18	16.18	0.00	0.23	0.23	0.0000	16.18	16.18

I livelli di piena riscontrati in corrispondenza dei due ponte Bailey in progetto, nella configurazione di progetto SP3, risultano pari a 20.45 m s.m. per l'interferenza di monte e 17.18m s.m. per l'interferenza di valle. Pertanto i relativi franchi idraulici per un evento di piena decennale sono pari a 2.37m e 1.76m.

Di seguito si riporta il confronto tra i profili di rigurgito nella configurazione stato di fatto (linea rossa) e stato di progetto 3 in corrispondenza di entrambi i ponte provvisionali e dei viadotti in progetto.



**FIGURA 3-8: CONFRONTO TRA I PROFILI SF E SP3 IN PROSSIMITÀ DELL'INTERFERENZA AUTOSTRADALE PER UN EVENTO CON TR10**

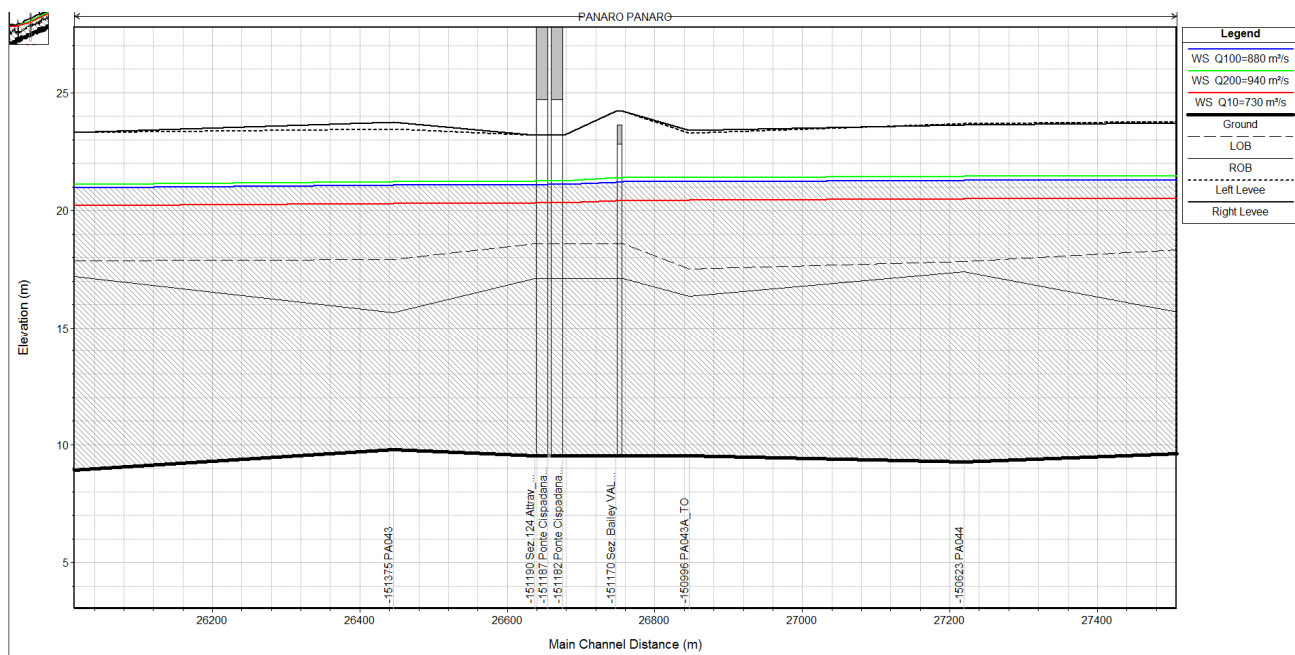


**FIGURA 3-9: CONFRONTO TRA I PROFILI SF E SP3 IN PROSSIMITÀ DELL'INTERFERENZA CON LA VIABILITÀ DI ADDUZIONE PER UN EVENTO CON TR10**

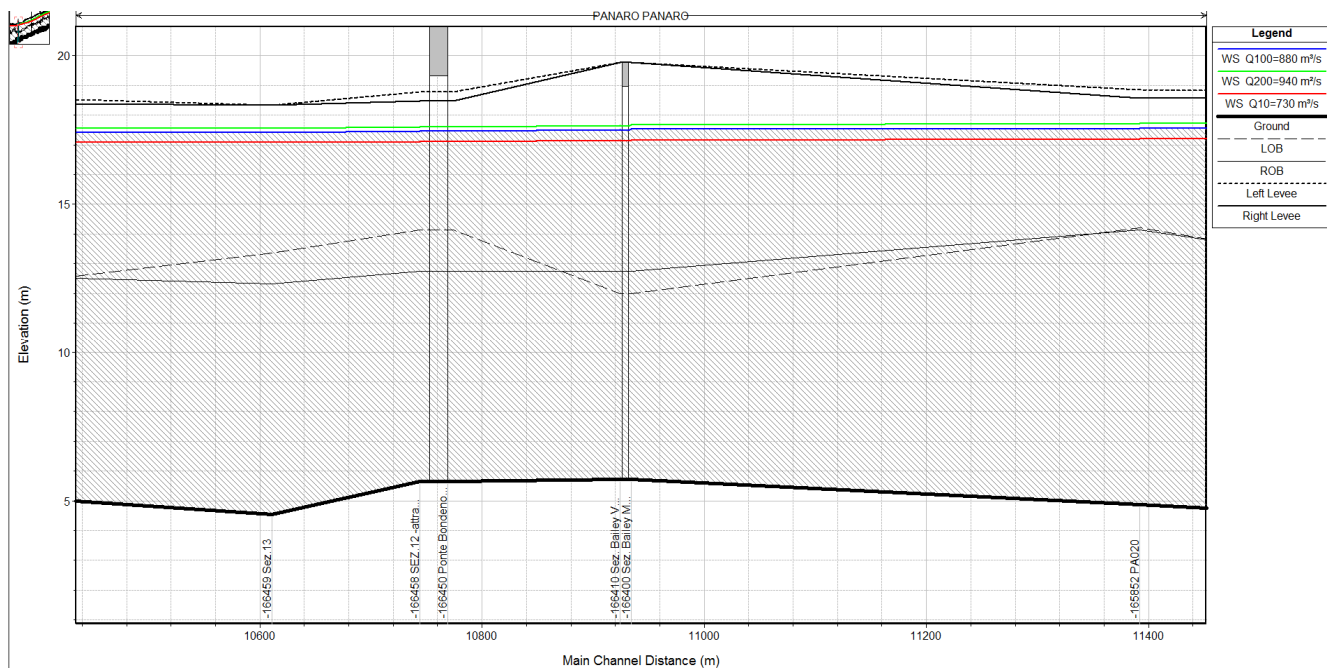
Per completezza si riportano in forma grafica anche i risultati relativi alle simulazioni effettuate nello stato di progetto 2 per un portata con TR=100anni pari a 880 m³/sec.. Da questi si evince che anche per tale evento di piena, il franco di sicurezza fissato per entrambi i ponti Bailey, garantisce il transito del colmo della relativa onda di piena

Di seguito si riportano i profili di rigurgito in corrispondenza dei ponti Bailey e dei viadotti in progetto e le sezioni in corrispondenza dei ponti provvisori nella configurazione dello stato di progetto 2, per TR=10 anni

(linea rossa), 100 anni (linea blu) e 200 anni (linea verde).



**FIGURA 3-10 – PROFILI DI RIGURGITO NELLA CONFIGURAZIONE STATO DI PROGETTO 2 IN PROSSIMITÀ DELL'INTERFERENZA AUTOSTRADALE, PER TR=10, 100 E 200 ANNI**



**FIGURA 3-11 – PROFILI DI RIGURGITO NELLA CONFIGURAZIONE STATO DI PROGETTO 2 IN PROSSIMITÀ DELL'INTERFERENZA CON LA VIABILITÀ DI ADDUZIONE, PER TR=10, 100 E 200 ANNI**

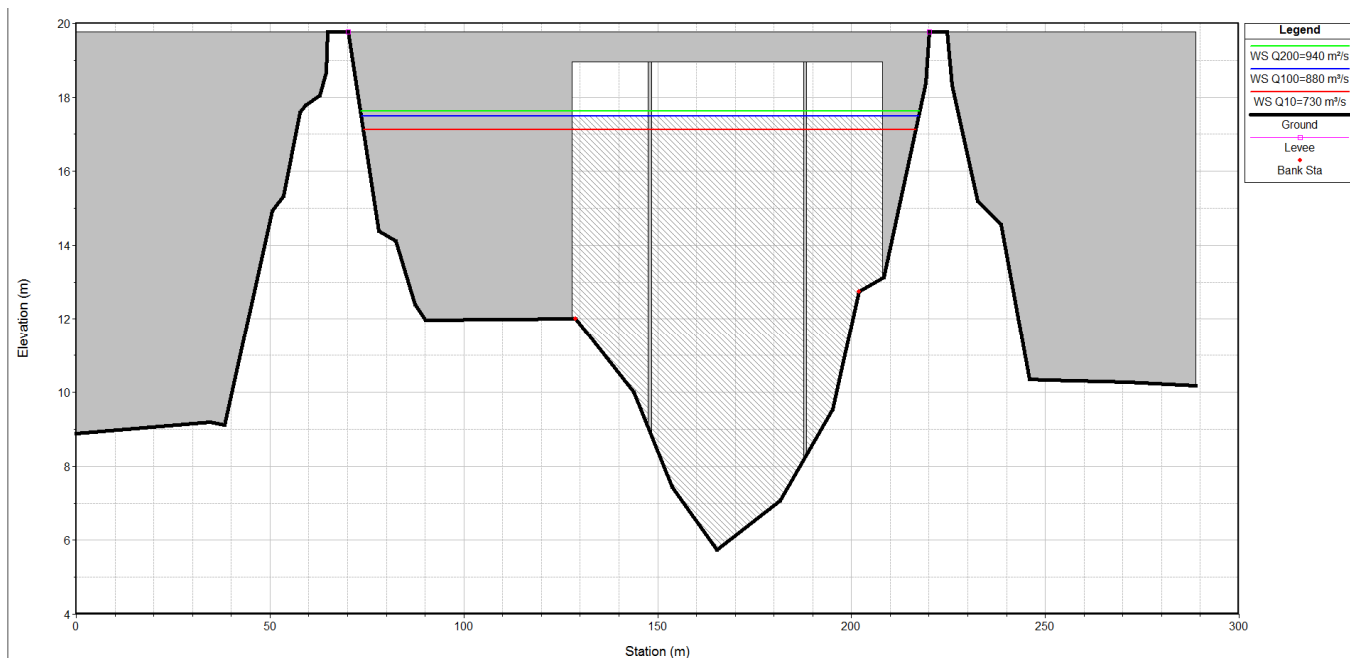


FIGURA 3-12: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA PORTATA CON TR=10, 100 E 200 ANNI ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DEL PONTE BAILEY (A MONTE DELL'INTERFERENZA AUTOSTRADALE) NELLO STATO DI PROGETTO 2

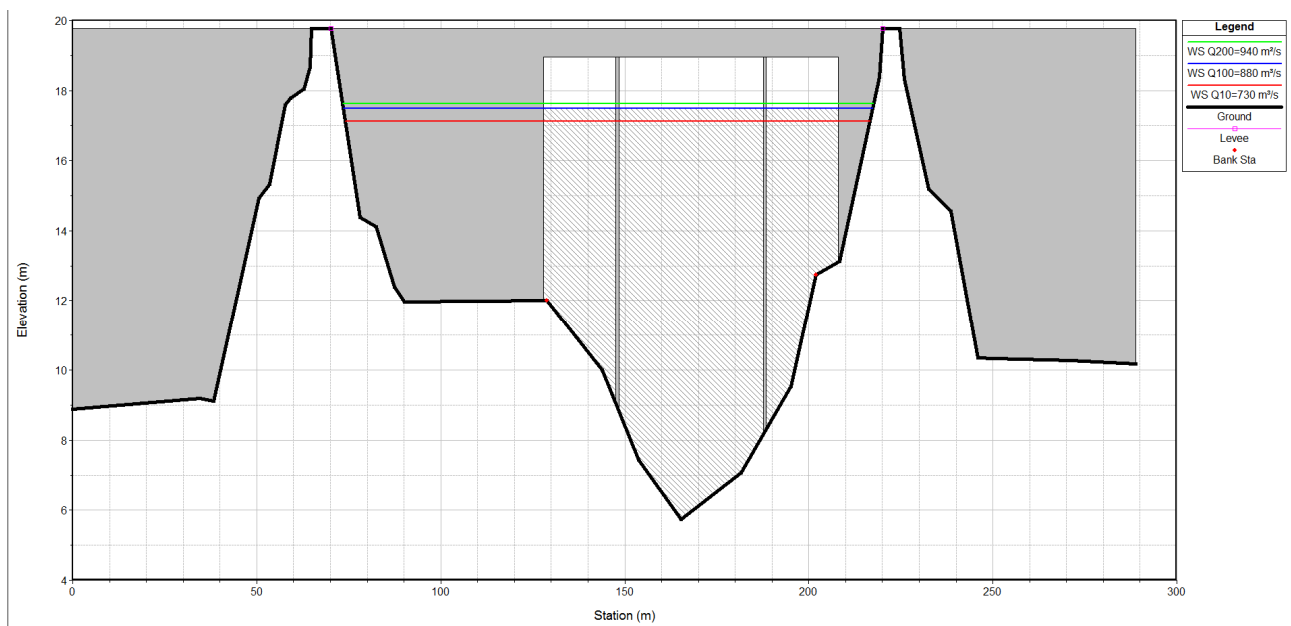


FIGURA 3-13: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA PORTATA CON TR=10, 100 E 200 ANNI ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DEL PONTE BAILEY (A MONTE DELL'INTERFERENZA CON LA VIABILITÀ DI ADDUZIONE) NELLO STATO DI PROGETTO 2

Analogamente anche durante il transito di un onda di piena per TR=200 anni viene garantito ovunque un franco superiore ad 1 metro e l'incremento dei profili di rigurgito è sempre contenuto in 1-2cm.

### 3.2.1. Considerazioni conclusive

Mediante le valutazioni numeriche sopra illustrate, è stato possibile verificare l'effetto dei ponti Bailey sull'idrodinamismo del Fiume Panaro, nell'ambito dei lavori di realizzazione sia delle opere provvisionali che del viadotto autostradale e della viabilità di collegamento D08.

Sono state enucleate le seguenti considerazioni conclusive, da rispettare durante le diverse fasi di lavoro:

- le aree destinate allo stoccaggio provvisoriale di materie, e quindi anche di materiali inerti provenienti da movimenti terra effettuati in ambito di cantiere, dovranno risultare esterne ai corpi arginali, fatto salvo il pietrame per il successivo ed immediato reimpiego;
- le aree destinate allo stoccaggio di sostanze idroinquinanti come i serbatoi di stoccaggio di bentonite, devono essere ubicati esternamente ai corpi arginali;
- la quota minima di intradosso del ponte Bailey 1 non dovrà essere inferiore a 22,82 m slm per garantire un franco pari a 1.00 m rispetto al livello idrometrico corrispondente ad un'onda di piena con TR=10 anni, garantendo la sicurezza del personale operante in tale area.
- la quota minima di intradosso dei ponti Bailey in esame non dovrà essere inferiore a 22,82 m slm per quello autostradale e 18,96 m slm per quello della viabilità D08 al fine di garantire oltre al franco di sicurezza di almeno 1.00 m, rispetto al livello idrometrico per piena decennale, anche il transito in sicurezza dei mezzi meccanici sul ponte, che si verifica ponendo la quota del piano di calpestio dello stesso ad una quota prossima o comunque poco inferiore a quella corrispondente alla sommità arginale ringrossata.

Durante la fase di cantiere si prescrive di effettuare regolarmente un attento monitoraggio dei dati pluviometrici e idrometrici visualizzabili in tempo reale dal sito internet dell'ARPA Emilia Romagna, Servizio IdroMeteoClima (<http://www.arpa.emr.it/sim/?idrologia>) ed in costante contatto con i tecnici AIPO (Ufficio Operativo di Parma e Reggio). Lungo l'asta del Fiume Panaro si possono visualizzare, in tempo reale i livelli idrometrici rilevati nelle stazioni idrometriche di Bomporto e Camposanto. Il monitoraggio si completa con un attento controllo delle previsioni meteo.

### **3.3. Valutazione della capacità di trasporto solido e dei fenomeni erosivi generalizzati e localizzati nel tratto interessato dalle opere**

La presenza in un qualunque alveo fluviale di pile o corpi interagenti con il dinamismo del fiume, comporta inevitabilmente una variazione geometrica della sezione fluviale e quindi aumenti di velocità localizzati causati dall'addensamento delle linee di corrente attorno alle pile stesse.

Questo fenomeno provoca l'instaurarsi di masse vorticosi, a forma di ferro di cavallo, attorno alle pile e può generare importanti processi di erosione localizzati che si formano durante la fase di crescita dell'onda di piena, per poi invertirsi durante la successiva fase calante.

Tali fenomeni devono essere opportunamente indagati al fine di determinare la quota a cui impostare le fondazioni delle strutture, in modo tale che le stesse non siano interessate, a causa dell'erosione, da fenomeni di scalzamento alla base.

Nel caso in esame si sono presi in considerazione i processi erosivi che possono riguardare le pile e le spalle dei ponti posti in alveo e lambiti dalla piena decennale (P1-P2-S1-S2).

L'erosione localizzata risulta tanto più marcata quanto più sono elevati i tiranti idrici e la velocità della corrente e quanto più è minuta la pezzatura del materiale incoerente costituente il fondo alveo; le escavazioni più significative si verificano in occasione del transito delle piene.

Il processo erosivo può essere schematizzato come il sovrapporsi di quattro tipi di fenomeni:

- escavazione naturale del fiume,
- escavazione dovuta al restringimento della sezione di deflusso,
- escavazione localizzata attorno alle pile del ponte,
- erosione regressiva dovuta all'abbassamento del thalweg del Fiume Po e quindi abbassamento del letto del F. Panaro

Il primo tipo di escavazione è solitamente legato ai fenomeni di trasporto solido che si verificano durante le piene ed in generale sono piuttosto contenuti. Il secondo tipo di erosione è principalmente funzione, oltre che delle caratteristiche idrodinamiche del fiume, del rapporto tra la larghezza ristretta e la larghezza originaria della sezione; quanto più questo è prossimo all'unità, tanto minori sono gli effetti del restringimento sui processi di deflusso ed erosione. I valori di escavazione dovuti a questi due processi sono, per alvei come quello in oggetto, solitamente riconducibile alle normali variazioni delle forme di fondo.

I processi erosivi più intensi sono invece quelli localizzati attorno alle pile (terzo tipo) e sono principalmente funzione di:

- forma e dimensione delle pile,
- angolo tra la corrente indisturbata e la pila,
- velocità della corrente, velocità critica e tirante idrico,
- caratteristiche dei sedimenti e loro granulometria.

La profondità di scavo massima è determinabile tramite l'applicazione di formule empiriche, disponibili nella letteratura scientifica, derivanti dai risultati di indagini sperimentali..

Per l'analisi in questione si è adottata la formula empirica sottoriportata, detta Metodo Breusers, Nicollet e Shen, largamente diffusa nelle applicazioni tecniche:

$$d_s/s = f_1(v_0/v_c) [2 \tanh(y_0/s)] f_2 f_3(\alpha, l/s)$$

dove:

l = lunghezza della pila,

$s$  = larghezza della pila,

$d_s$  = profondità di scavo,

$v_0$  = velocità media della corrente,

$v_c$  = velocità critica di trascinamento,

$\alpha$  = angolo tra la direzione della corrente indisturbata e la pila,

$f_1$  = coefficiente sperimentale, legato al rapporto tra la velocità della corrente e la velocità critica di trascinamento,

$f_2$  = coefficiente di forma,

$f_3$  = coefficiente funzione dell'angolo di attacco della corrente e del rapporto tra lunghezza e larghezza della pila

$y_0$  = tirante idrico.

Il coefficiente sperimentale  $f_1$  viene determinato in funzione del rapporto tra la velocità media della corrente indisturbata  $v_0$  e la velocità critica di trascinamento  $v_c$ , definita come la velocità alla quale inizia il movimento del materiale di fondo di diametro  $d$  e peso specifico  $\gamma_s$ . Per i miscugli eterogenei di clasti di forma differente solitamente si utilizza come diametro  $d$  il  $d_{50}$  ovvero il diametro per passante in peso superiore al 50%.

La velocità critica è la velocità di incipiente movimento per la quale si è adottata la seguente espressione:

$$v_c = 0,85 [2gd(\gamma_s - \gamma)/\gamma]^{1/2}$$

con:

$v_c$  = velocità critica,

$g$  = accelerazione di gravità,

$d$  = diametro  $d_{50}$  dei grani,

$\gamma_s$  = peso specifico del materiale di fondo,

$\gamma$  = peso specifico dell'acqua.

I coefficienti  $f$  assumono i valori di seguito descritti:

$$f_1(v_0/v_c)=0 \quad \text{per} \quad v_0/v_c = 0,5$$

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

$$f_1(v_0/v_c)=1 \quad \text{per} \quad v_0/v_c > 1,0$$

Il coefficiente  $f_2$  di forma tiene conto dell'impatto delle pile con la corrente in alveo; vale:

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



$f_2 = 0,75$  per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente,

$f_2 = 1,30$  per pile rettangolari.

Le pile (P1 e P2) dei ponti Bailey sono previste a fusto unico aventi sezione di forma circolare con diametro di circa 820 mm. Le pile stesse sono collegate ai plinti di fondazione che presentano forma planimetrica rettangolare di circa 7.40 m x 4.40 m e spessore pari a 1000mm. Ogni plinto è poi collegato a 4 pali in c.a. aventi diametro pari a 1000 mm. Le spalle del ponte Bailey (S1-S2) sono fondate ciascuna su due pali in c.a. di forma circolare con diametro di 1000mm.

L'asse del ponte Bailey 1 di monte forma con l'ortogonale al fiume un angolo pari a  $0^\circ$ , mentre l'asse del ponte Bailey 2 di valle forma con l'ortogonale al fiume un angolo pari a  $25^\circ$  se si prevede la loro ubicazione come definito precedentemente e come visualizzata nelle planimetrie riportate alla fine del Cap. 3.

Il valore del  $d_{50}$  da adottare in entrambi i casi risulta essere pari a 0.00008 m.

I coefficienti  $f$  assumono i seguenti valori:

$f_1 = 1$ , per entrambi i ponti, in quanto la velocità media della corrente risulta essere sempre superiore alla velocità critica di trascinamento;

$f_2 = 1$ , per entrambi i ponti in quanto le pile P1 e P2 e le spalle S1 e S2 sono costituite da pali circolari.

$f_3 = 1$ , per entrambi i ponti in quanto l'asse dei ponti forma con l'ortogonale al fiume angoli rispettivamente pari a  $0^\circ$  e  $25^\circ$ , mentre il rapporto lunghezza/larghezza della pila è pari a 1.

Il valore di erosione massima attendibile  $d_s$  per un dato evento di piena rappresenta l'escavazione massima che si può avere attorno alle pile durante l'evento di piena, mentre durante la fase calante della piena si assiste ad un parziale riempimento di tale erosione, pertanto a piena conclusa non si riesce ad evincere quale sia stata effettivamente la profondità massima di scavo raggiunta durante l'evento.

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi condotta eseguita adottando come tempo di ritorno  $TR= 10$  anni, portata  $Q_{10}= 730 \text{ m}^3/\text{s}$  e coefficiente di scabrezza (Strickler)  $C=18-20 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ .

TABELLA 3-4: DATI RELATIVI AL CALCOLO DELL'EROSIONE MASSIMA ALLA BASE DELLA PILA P1 E P2 E DELLA SPALLA S1 E S2 DEL PONTE BAILEY 1 POSTO A MONTE DELL'INTERFERENZA AUTOSTRADALE.

Metodo Breusers, Nicollet e Shen			Ponte in progetto			
Calcolo erosione massima alla base delle pile del ponte			Pila P1	Pila P2	Spalla S1	Spalla S2
velocità media	$v_0$	$m/s$	1.36	1.36	1.36	1.36
tirante idrico	$y_0$	$m$	5.80	6.80	1.95	3.30
diametro	$d_{50}$	$m$	0.00008	0.00008	0.00008	0.00008
gravità	$g$	$m^2/s$	9.81	9.81	9.81	9.81
peso specifico grani	$g_s$	$kg/m^3$	1800	1800	1800	1800
peso specifico acqua	$\gamma_w$	$kg/m^3$	1000	1000	1000	1000
velocità critica di trascinamento	$v_c$	$m/s$	0.030	0.030	0.030	0.030
rapporto velocità	$v_0/v_c$	-	45.152	45.152	45.152	45.152
angolo corrente-pila	$\alpha$	$^\circ$	0.000	0.000	0.000	0.000
diametro o larghezza pila	$\sigma$	$m$	1	1	1	1
lunghezza pila	$l$	$m$	1	1	1	1
rapporto larghezza/lunghezza	$l/s$	-	1	1	1	1
$f1$		-	1.00	1.00	1.00	1.00
$f2$		-	1	1	1	1
$f3$		-	1	1	1	1
erosione massima (pila singola)	$d_s$	$m$	2.000	2.000	1.921	1.995

TABELLA 3-5: DATI RELATIVI AL CALCOLO DELL'EROSIONE MASSIMA ALLA BASE DELLA PILA P1 E P2 E DELLA SPALLA S1 E S2 DEL PONTE BAILEY 2 POSTO A MONTE DELL'INTERFERENZA CON LA VIABILITÀ DI ADDUZIONE D08.

Metodo Breusers, Nicollet e Shen			Ponte in progetto			
Calcolo erosione massima alla base delle pile del ponte			Pila P1	Pila P2	Spalla S1	Spalla S2
velocità media	$v_0$	$m/s$	1.02	1.02	1.02	1.02
tirante idrico	$y_0$	$m$	8.15	9.90	5.15	4.00
diametro	$d_{50}$	$m$	0.00008	0.00008	0.00008	0.00008
gravità	$g$	$m^2/s$	9.81	9.81	9.81	9.81
peso specifico grani	$\gamma_s$	$kg/m^3$	1800	1800	1800	1800
peso specifico acqua	$\gamma_w$	$kg/m^3$	1000	1000	1000	1000
velocità critica di trascinamento	$v_c$	$m/s$	0.030	0.030	0.030	0.030
rapporto velocità	$v_0/v_c$	-	33.864	33.864	33.864	33.864
angolo corrente-pila	$\alpha$	$^\circ$	25	25	25	25
diametro o larghezza pila	$s$	$m$	1	1	1	1
lunghezza pila	$l$	$m$	1	1	1	1
rapporto larghezza/lunghezza	$l/s$	-	1.00	1.00	1.00	1.00
$f1$		-	1	1	1	1
$f2$		-	1	1	1	1
$f3$		-	1	1	1	1
erosione massima (pila singola)	$d_s$	$m$	2.000	2.000	2.000	1.999

Il Metodo Breusers, Nicollet e Shen tende a sovrastimare i valori di erosione massima attendibile  $d_s$ , in quanto ipotizza che il materiale costituente il fondo alveo sia completamente disomogeneo.

Esistono tuttavia altri metodi empirici per il calcolo dell'erosione localizzata alla base delle pile.

La letteratura presenta analoghi modelli sempre di carattere empirico o semi-empirico basati sui dati sperimentali per la previsione del valore massimo della profondità di scavo a monte delle pile circolari ed in

condizioni di acque chiare e sedimento uniforme. Tali equazioni fanno riferimento ad un medesimo schema, in cui la profondità della fossa d'erosione  $S$  risulta crescente sia con l'incremento del tirante idrico  $y_0$  che con la larghezza della pila  $b$ .

Le formule sperimentali più note riportate in letteratura e che ricoprono un ampio spettro delle principali grandezze geometriche, cinematiche e dinamiche da cui il fenomeno dipende, sono basate su esperienze di laboratorio con riferimento ad una singola pila cilindrica, in condizioni di velocità prossima a quella limite per l'inizio del movimento del materiale di fondo. Le formulazioni più note oltre a quella sopra rappresentata sono di seguito riportate.

Secondo Veiga da Cugna (1956-70) (riportato da Breusers et al., 1977)

$$S = 1,35b \left( \frac{Y_0}{b} \right)^{0,3}$$

Secondo Hancu (riportato da Breusers et al., 1977)

$$S = 1,66b \left( \frac{Y_0}{b} \right)^{0,13}$$

Secondo Coleman (1971)

$$S = 1,49b^{0,9} \left( \frac{v_0^2}{2g} \right)^{0,1}$$

Secondo Remedia (1984)

$$S = 1,42b \left( \frac{Y_0}{b} \right)^{0,15}$$

Secondo Shen (riportato da Breusers et al., 1977)

$$S = 1,35b \left( \frac{Y_0}{b} \right)^{0,2}$$

Tali formulazioni, tutte espresse in funzione della larghezza della pila, sono usualmente in discreto accordo con i risultati sperimentali di laboratorio e spesso conducono a valutazioni molto diverse fra loro. Inoltre, esse non prendono in considerazione gli effetti dell'evoluzione temporale del fenomeno di scalzamento.

Le formulazioni empiriche sopra riportate sono state applicate adottando le grandezze idrodinamiche desunte dalla modellistica di dettaglio descritta nel capitolo precedente.

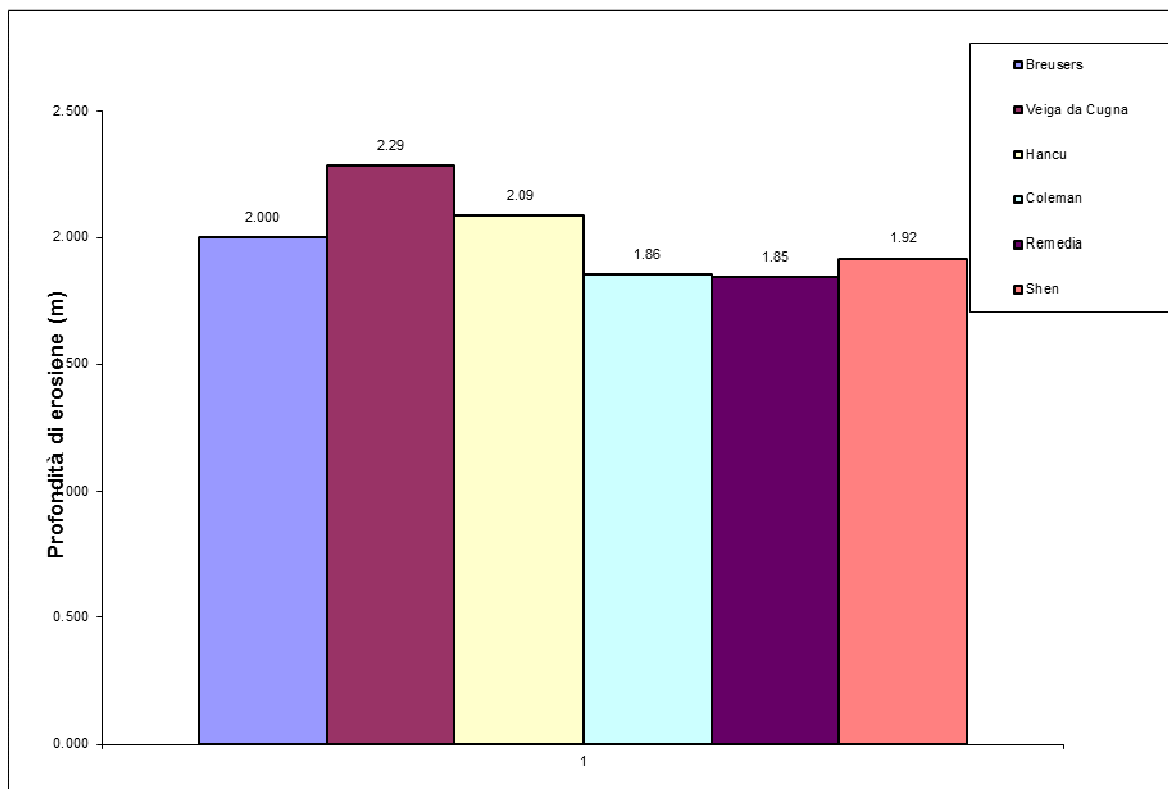


FIGURA 3-14 – PROFONDITÀ DI EROSIONE STIMATA PER LA PILA P1 CON VARIE FORMULAZIONI EMPIRICHE PER IL PONTE BAILEY 1 DI MONTE

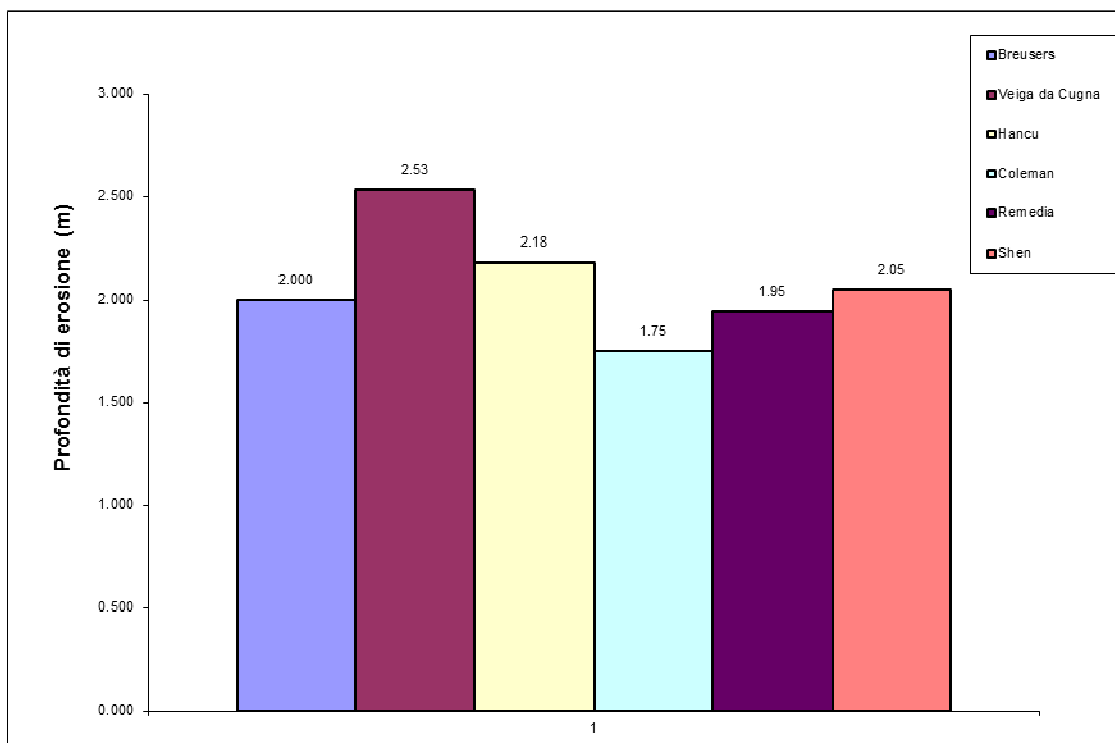


FIGURA 3-15 – PROFONDITÀ DI EROSIONE STIMATA PER LA PILA P1 CON VARIE FORMULAZIONI EMPIRICHE PER IL PONTE BAILEY 2 DI VALLE

I grafici riassuntivi precedentemente riportati illustrano un esempio del campo di variabilità della profondità di

scalzamento per la pila P1, per entrambi i ponti provvisori in esame. È evidente il peso della larghezza della pila nel calcolo della profondità di scalzamento; infatti, è ragionevole supporre che all'aumentare della larghezza crescano le dimensioni dei vortici a ferro di cavallo. Avendo preso in considerazione nell'analisi la larghezza della pila e del palo di fondazione della spalla, la profondità massima di erosione per il ponte Bailey 1 di monte raggiunge valori attorno ai 2.00 m (quota 11.97 m s.l.m.) sulla pila P1, per la pila P2 pari a 2.00 m (quota 9.87 m s.l.m.), per la spalla S1 pari a 1.92 m (quota 16.46 m s.l.m.) e per la spalla S2 pari a 1.99 m (quota 15.00 m s.l.m.). La profondità massima di erosione per il ponte Bailey 2 di valle raggiunge valori attorno ai 2.00 m (quota 5.93 m s.l.m.) sulla pila P1, per la pila P2 pari a 2.00 m (quota 4.49 m s.l.m.), per la spalla S1 pari a 2.00 m (quota 10.00 m s.l.m.) e per la spalla S2 pari a 1.99 m (quota 11.08 m s.l.m.).

Le fondazioni dei ponti dovranno essere calcolate considerando queste preliminari indicazioni che sono comunque da verificare in funzione della sezione idraulica che dovranno essere rilevate topograficamente in corrispondenza dei ponti Bailey in esame.

## 4. VERIFICHE IDRAULICHE PONTE BAILEY PER L'OPERA PROVVISORIALE DEL TORRENTE ENZA

### 4.1. Le ipotesi del calcolo idraulico

Il torrente Enza è attraversato dalla viabilità di Adduzione D02 circa 600 m a monte dell'abitato di Coenzo, in Provincia di Parma.

Il sistema viadottistico in progetto è composto da un unico impalcato che presenta tre campate sostenute da due pile a sezione ellittica di dimensione trasversale 2.40 m. L'interasse trasversale massimo che costituisce la luce centrale è di 67.00m al fine di scavalcare l'alveo di piena senza interazioni idrodinamiche, mentre le campate laterali hanno una luce di 33 m al fine di scavalcare i due presidi arginali ringrossati senza interferire con essi.

Il ponte Bailey dovrà, in accordo con la committenza, essere costruito a valle del viadotto stradale, ad una distanza di circa 70m, per evitare conflittualità fisiche con il viadotto stesso, in caso di collasso del ponte provvisorio. La corretta posizione del ponte è riportata nella planimetria di progetto al termine del Cap.4.

Come criterio progettuale si assume che il franco idraulico tra massimo livello idrico in occasione di un evento di piena decennale del Torrente Enza e l'intradosso del ponte Bailey sia di almeno 1.0m, garantendo una luce libera tale da consentire il transito del materiale flottante, rappresentato ad esempio da grosse piante che possono essere trasportate dalla corrente anche per piene con TR=10 anni.

La seguente verifica idraulica consiste nella determinazione delle principali caratteristiche con cui si propagano le onde di piena secondo la rispettiva descrizione geometrica dell'alveo, sia nello stato di fatto che in quelli di progetto. Le risultanze delle propagazioni nelle configurazioni simulate consistono nell'espone le principali grandezze idrauliche, soprattutto in termini di livelli idrometrici raggiunti durante gli eventi considerati in corrispondenza delle varie sezioni trasversali del corso d'acqua. Inoltre, risultano rilevate le velocità medie della corrente nei singoli tratti dell'alveo sia in condizioni di alveo attuale che di progetto.

#### 4.1.1. Scenari simulati

Ai fini modellistici, le condizioni di riferimento per la verifica idraulica sono le seguenti:

- stato di fatto (SF), che considera la morfologia attuale del corso d'acqua, senza l'introduzione di alcuna opera in progetto;
- stato di progetto 1 (SP1), che prevede l'introduzione del solo ponte Bailey;
- stato di progetto 2 (SP2), che prevede l'introduzione oltre al ponte Bailey, anche del viadotto e delle

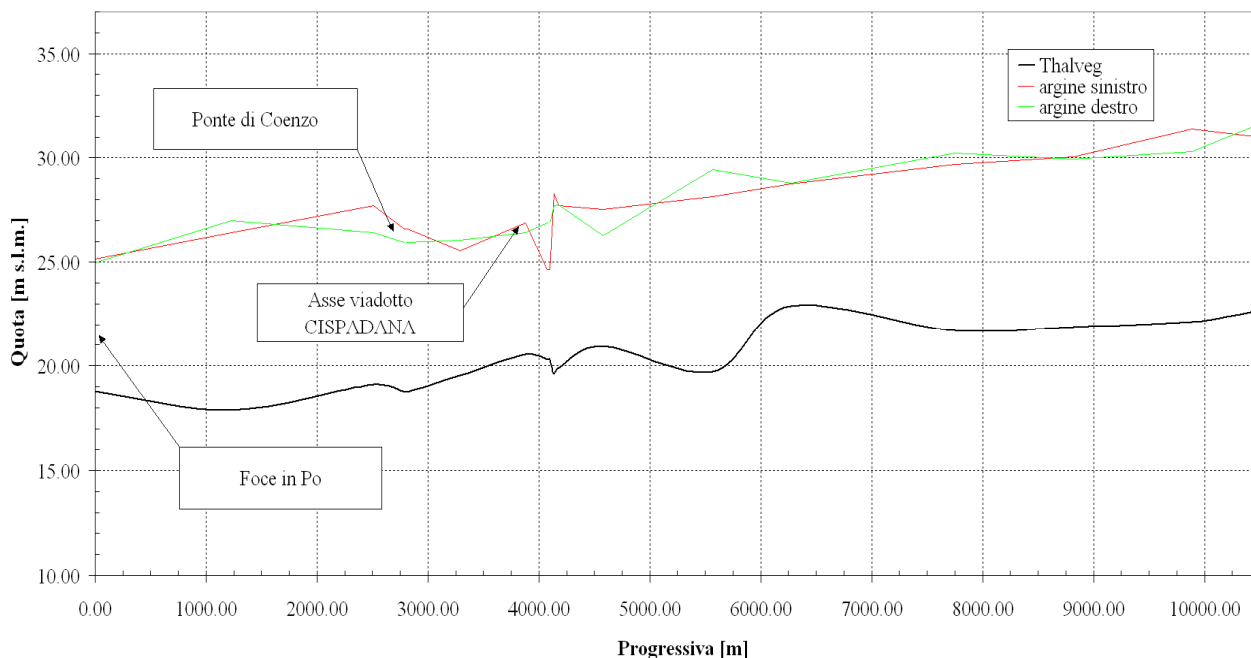
opere provvisoriale in progetto;

- stato di progetto 3 (SP3), che prevede, sulle basi della configurazione precedente (SP2), che si accatasti contro tutte le pile in alveo materiale flottante tale da ridurre del 20% le aree di deflusso.

#### 4.1.2. Geometria dell'alveo:

Il modello geometrico utilizzato è stato costruito sulla base dei rilievi eseguiti nell'anno 2011 da A.I.Po., integrando così il rilievo effettuato ad hoc nel 2008 in fase di progettazione preliminare.

Esso è costituito da 16 sezioni trasversali d'alveo, che rappresentano in modo esaustivo l'alveo attivo e quello golenale, per un'estensione che va dall'abitato di Lentigione fino alla foce in Po (vedi Figura 4-1).



**FIGURA 4-1: ANDAMENTO LONGITUDINALE DEL THALWEG E DEI PRESIDI ARGINALI NEL TRATTO DI TORRENTE CONSIDERATO**

Questo rilievo è stato implementato, in accordo con la committenza, con una sezione ricostruita esattamente in corrispondenza del ponte Bailey in progetto, attraverso l'interpolazione di sezione note poste a monte e a valle del ponte stesso, al fine di individuare, nel modo più realistico possibile, l'ampiezza dell'impalcato e la posizione delle pile in alveo. Si prescrive che nella successiva fase progettuale, venga rilevata topograficamente la sezione idraulica in cui si prevede di realizzare il ponte provvisorio e se diversa da quella utilizzata, rifatti i calcoli.

I valori di scabrezza assunti tengono conto della combinazione di diversi fattori che intervengono nella caratterizzazione delle perdite distribuite durante un evento di piena:

1. caratteristiche granulometriche del materiale d'alveo,
2. caratteristiche morfologiche e geometriche quali il grado di sinuosità del tratto d'alveo e brusche variazioni di geometria della sezione;

### 3. caratterizzazione della copertura vegetale presente nelle zone spondali e nelle aree golenali.

Sulla base dei sopralluoghi effettuati, dei riferimenti bibliografici che si riconducono ai principali studi in materia si sono quindi assunti valori opportuni della scabrezza in funzione non solo della copertura vegetale ma anche del tipo e granulometria del materiale presente in alveo. È stata quindi svolta un'operazione di taratura sui coefficienti di scabrezza in modo da riprodurre, almeno nell'intorno dell'attraversamento in esame (ed in assenza di quest'ultimo) le medesime condizioni di livello riportate nel P.A.I.

Indicazioni presenti in letteratura sono state tratte dalla pubblicazione "Open-Channel Hydraulics" - V.T. Chow, 1959, Macgraw-Hill, Singapore e da "Meccanica dei fluidi", Marchi - Rubatta.

I valori provenienti dalla modellizzazione idraulica sono stati ottenuti, assumendo un coefficiente di Strickler di  $20 \text{ m/s}^{1/3}$  per l'alveo inciso e  $16 \text{ m/s}^{1/3}$  per le golene.

#### 4.1.3. Portate di riferimento e condizioni al contorno:

Come riportato nel Capitolo 1.3, il tempo di ritorno per la verifica del ponte Bailey è stato fissato pari a 10anni, così come previsto per la verifica delle opere provvisionali.

Le condizioni al contorno di calcolo in condizioni di piena sono, quindi, le seguenti:

- La portata in ingresso a monte ( $Q_{TR10} = 405 \text{ m}^3/\text{s}$ ) è stata ricavata interpolando i dati di portata per TR=500, 200, 100 e 20 anni, noti dall'Autorità di bacino nella "Direttiva piena di progetto", attraverso l'utilizzo di una curva logaritmica.
- La condizione al contorno è rappresentata dall'altezza idrometrica di valle pari ad un livello idrico noto a foce Enza di 16,18 m s.l.m. nell'ipotesi di Q20 del Fiume Po. Tali valori sono stati ricavati dal livello idrometrico del fiume Po alla foce del t. Enza, desunto dalle simulazioni eseguite dallo studio Telò s.r.l. sul fiume Po nell'ambito di numerosi progetti commissionati anche dallo stesso AIPO (Chiavica Naviglio) e da altri istituti. Tali valori idrometrici assunti come condizione al contorno sono leggermente superiori, rispetto a quelli contenuti nella relativa tabella allegata alla Direttiva Piena di Progetto dell'ADB PO, quindi a favore di sicurezza;

## 4.2. Risultati della simulazione

Nelle tabelle e nei grafici seguenti si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite nello stato di fatto e nelle condizioni di progetto 1 2 e 3 per portata con tempo di ritorno di 10 anni, in modo da valutare l'influenza del ponte Bailey sull'idrodinamismo del corso d'acqua

Considerando un onda di piena con TR=10 anni si instaura nella condizione di progetto 2 (SP2) un livello idrico in corrispondenza dell'attraversamento pari a 29.77 m slm. **Al fine garantire la continuità delle piste di cantiere tra le due sponde del Torrente Enza, si rende necessario fissare la quota d'intradosso del ponte pari a 31.71 m slm, quota che rispetta abbondantemente le prescrizioni normative e**



**contemporaneamente permette un adeguato inserimento all'interno dell'alveo fluviale e agevola il raccordo con le piste stesse.**

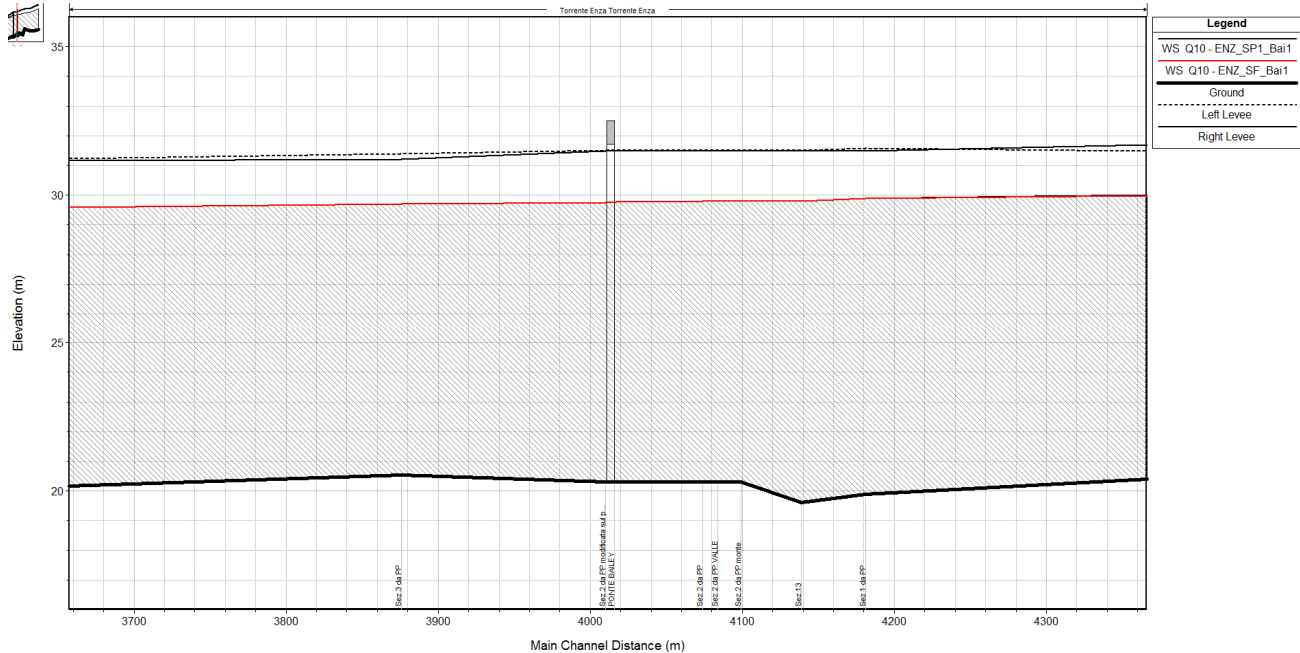
Nella tabella seguente si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite nello stato di fatto e di progetto 1 che prevede l'introduzione del solo ponte Bailey con tre campate di luci da 15.00m-28.00m-15.00m e del rilevato per il raccordo tra piste di cantiere e ponte stesso, come si vede nella sezione di progetto con ponte Bailey riportata al termine del Cap.4

Certamente i rilevati previsti per accedere ai ponti provvisionali comportano un incremento delle sollecitazioni idrauliche e quindi si dovrà prevedere una giusta protezione in massi per almeno 3m (fino alla H10anni) in sponda destra e di 1.0m (fino alla H10anni) in sinistra, che una volta smantellati potranno essere riutilizzati nella difesa idraulica permanente.

**TABELLA 4-1: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DALLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) NELLO STATO DI PROGETTO 1 (S.P.1) CON Q10 ENZA.**

Sezione Topografica	Progressiva	Quota del fondo	Q di progetto	Livelli idrometrici S.F.	Livelli idrometrici S.P.1	$\Delta H$	Velocità S.F.	Velocità S.P.1	Pendenza	Carico totale S.F.	Carico totale S.P.1
	[m]	[m s.l.m.]	[m³/s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
Sez.24	10448.00	22.63	405	33.00	33.00	0.00	1.62	1.62	0.0009	33.11	33.11
Sez.23	9888.00	22.14	405	32.62	32.62	0.00	1.43	1.43	0.0002	32.72	32.72
Sez.21	8817.00	21.89	405	31.98	31.98	0.00	1.43	1.43	0.0002	32.07	32.07
Sez.19	7749.00	21.71	405	31.30	31.30	0.00	1.36	1.35	-0.0008	31.37	31.37
Sez.18	6269.00	22.90	405	30.94	30.94	0.00	0.65	0.65	0.0045	30.95	30.95
Sez.16	5567.00	19.72	405	30.60	30.60	0.00	1.71	1.71	-0.0012	30.73	30.73
Sez.14	4576.00	20.94	405	30.11	30.12	0.01	1.19	1.18	0.0026	30.17	30.18
Sez.1 PP	4181.00	19.90	405	29.88	29.89	0.01	1.43	1.43	0.0071	29.98	29.99
Sez.13	4139.00	19.60	405	29.79	29.80	0.01	1.78	1.78	-0.0175	29.94	29.95
Sez. 2 PP monte	4099.00	20.30	405	29.80	29.80	0.00	1.41	1.44	0.0000	29.90	29.90
Sez. 2 PP valle	4084.00	20.30	405	29.79	29.79	0.00	1.41	1.44	0.0000	29.89	29.90
Sez. 2 PP	4074.00	20.30	405	29.79	29.79	0.00	1.41	1.41	0.0000	29.88	29.89
Sez. 2 PP Bailey monte	4017.00	20.30	405	29.76	29.77	0.01	1.39	1.39	0.0000	29.85	29.86
<b>Ponte Bailey</b>	<b>4013.00</b>	<b>20.30</b>	<b>Bridge</b>	<b>29.76</b>	<b>29.77</b>	<b>0.01</b>	<b>1.39</b>	<b>1.39</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>29.86</b>
Sez.2 PP Bailey valle	4010.00	20.30	405	29.76	29.76	0.00	1.39	1.39	-0.0017	29.85	29.85
Sez. 3 PP	3876.00	20.53	405	29.71	29.71	0.00	1.22	1.22	0.0017	29.78	29.78
Sez.11	3290.00	19.53	405	29.36	29.36	0.00	1.59	1.59	0.0017	29.48	29.48
Sez.8	2814.00	18.73	405	29.13	29.13	0.00	1.32	1.32	0.0000	29.21	29.21
Sez.8 monte	2799.00	18.73	405	29.13	29.13	0.00	1.32	1.32	0.0000	29.20	29.20
Ponte di Coenzo	2789.00	18.73	Bridge	29.12	29.12	0.00	1.32	1.32	0.00	0.00	29.20
Sez. 8 valle	2789.00	18.73	405	29.11	29.11	0.00	1.32	1.32	-0.0013	29.19	29.19
Sez.6	2507.00	19.11	405	28.90	28.90	0.00	1.57	1.57	0.0009	29.02	29.02
Sez. 3	1225.00	17.90	405	28.26	28.26	0.00	1.19	1.19	-0.0007	28.32	28.32
Sez. 1	0.00	18.80	405	27.94	27.94	0.00	0.85	0.85	0.0000	27.96	27.96

Di seguito si riporta il confronto tra i profili di rigurgito nella configurazione stato di fatto (linea rossa) e stato di progetto 1 in corrispondenza del ponte Bailey.



**FIGURA 4-2 - CONFRONTO TRA IL PROFILO DI RIGURGITO DELLA CONFIGURAZIONE STATO DI FATTO E STATO DI PROGETTO 1**

Data la modesta parzializzazione della sezione di deflusso, dovuta all’inserimento del ponte Bailey, rispetto alla sua ampiezza complessiva, viene generata una lieve variazione dei profili di rigurgito rispetto allo stato di fatto.

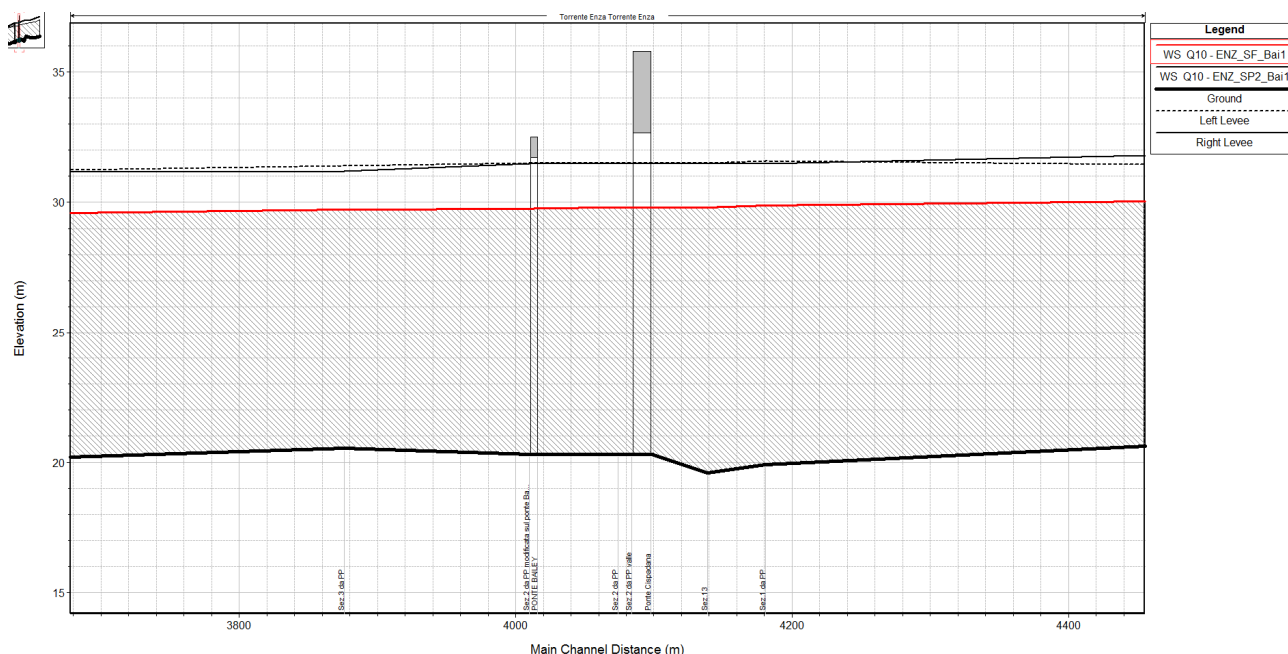
Nella tabella seguente si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite nello stato di fatto e di progetto 2, che prevede l’introduzione oltre al ponte Bailey, anche del viadotto e delle opere provvisionali in progetto.

**TABELLA 4-2: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DALLE SIMULAZIONI CON L’IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E NELLO STATO DI PROGETTO 2 (S.P.2) CON Q10 ENZA.**

Sezione Topografica	Progressiva [m]	Quota del fondo [m s.l.m.]	Q di progetto [m³/s]	Livelli idrometrici S.F. [m s.l.m.]	Livelli idrometrici S.P.2 [m s.l.m.]	ΔH [m]	Velocità S.F. [m/s]	Velocità S.P.2 [m/s]	Pendenza -	Carico totale S.F. [m]	Carico totale S.P.2 [m]
Sez.24	10448.00	22.63	405	33.00	33.00	0.00	1.62	1.62	0.0009	33.11	33.11
Sez.23	9888.00	22.14	405	32.62	32.62	0.00	1.43	1.43	0.0002	32.72	32.72
Sez.21	8817.00	21.89	405	31.98	31.98	0.00	1.43	1.43	0.0002	32.07	32.07
Sez.19	7749.00	21.71	405	31.30	31.30	0.00	1.36	1.35	-0.0008	31.37	31.37
Sez.18	6269.00	22.90	405	30.94	30.94	0.00	0.65	0.65	0.0045	30.95	30.95
Sez.16	5567.00	19.72	405	30.60	30.60	0.00	1.71	1.71	-0.0012	30.73	30.73
Sez.14	4576.00	20.94	405	30.11	30.12	0.01	1.19	1.18	0.0026	30.17	30.18
Sez.1 PP	4181.00	19.90	405	29.88	29.89	0.01	1.43	1.43	0.0071	29.98	29.99
Sez.13	4139.00	19.60	405	29.79	29.80	0.01	1.78	1.78	-0.0175	29.94	29.95
Sez. 2 PP monte	4099.00	20.30	405	29.80	29.80	0.00	1.41	1.44	0.0000	29.90	29.90
Ponte Cispadana	4091.00	20.30	Bridge	29.80	29.80	0.00	1.41	1.44	0.00	29.90	29.90
Sez. 2 PP valle	4084.00	20.30	405	29.79	29.79	0.00	1.41	1.44	0.0000	29.89	29.90
Sez. 2 PP	4074.00	20.30	405	29.79	29.79	0.00	1.41	1.41	0.0000	29.88	29.89
Sez. 2 PP	4017.00	20.30	405	29.76	29.77	0.01	1.39	1.39	0.0000	29.85	29.86

Bailey monte											
<b>Ponte Bailey</b>	4013.00	20.30	Bridge	29.76	29.77	<b>0.01</b>	1.39	1.39	0.00	0.00	29.86
Sez.2 PP Bailey valle	4010.00	20.30	405	29.76	29.76	<b>0.00</b>	1.39	1.39	-0.0017	29.85	29.85
Sez. 3 PP	3876.00	20.53	405	29.71	29.71	<b>0.00</b>	1.22	1.22	0.0017	29.78	29.78
Sez.11	3290.00	19.53	405	29.36	29.36	<b>0.00</b>	1.59	1.59	0.0017	29.48	29.48
Sez.8	2814.00	18.73	405	29.13	29.13	<b>0.00</b>	1.32	1.32	0.0000	29.21	29.21
Sez.8 monte	2799.00	18.73	405	29.13	29.13	<b>0.00</b>	1.32	1.32	0.0000	29.20	29.20
Ponte di Coenzo	2789.00	18.73	Bridge	29.12	29.12	<b>0.00</b>	1.32	1.32	0.00	0.00	29.20
Sez. 8 valle	2789.00	18.73	405	29.11	29.11	<b>0.00</b>	1.32	1.32	-0.0013	29.19	29.19
Sez.6	2507.00	19.11	405	28.90	28.90	<b>0.00</b>	1.57	1.57	0.0009	29.02	29.02
Sez. 3	1225.00	17.90	405	28.26	28.26	<b>0.00</b>	1.19	1.19	-0.0007	28.32	28.32
Sez. 1	0.00	18.80	405	27.94	27.94	<b>0.00</b>	0.85	0.85	0.0000	27.96	27.96

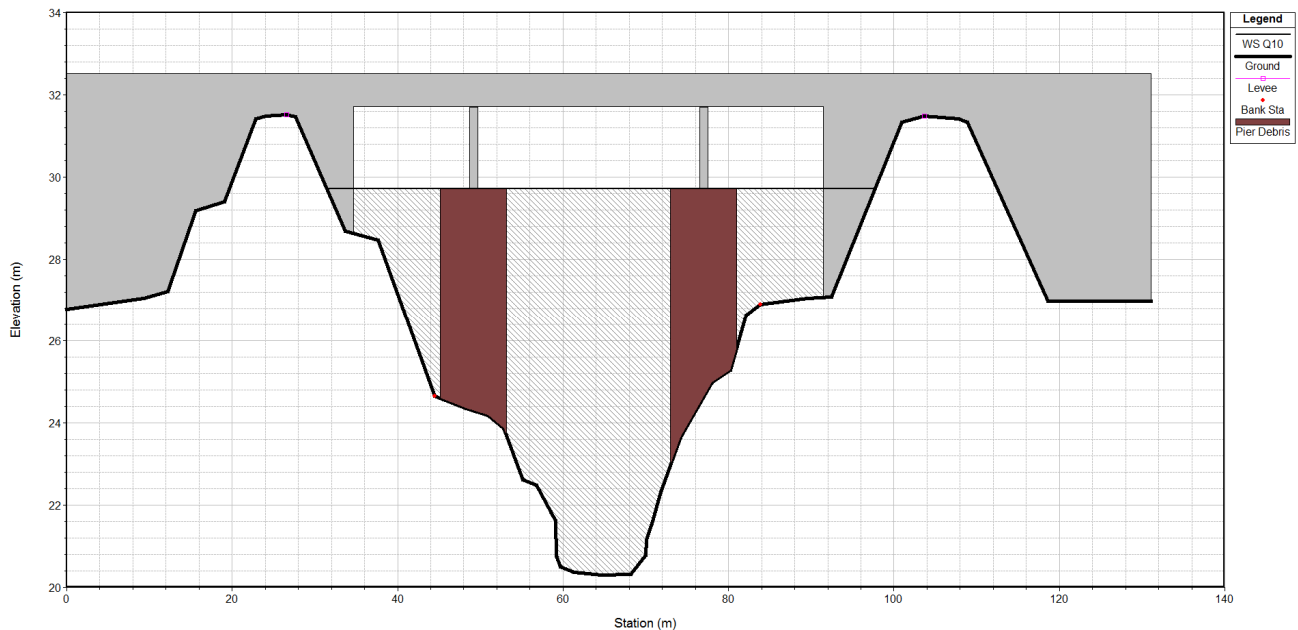
Di seguito si riporta il confronto tra i profili di rigurgito nella configurazione stato di fatto (linea rossa) e stato di progetto 2 in corrispondenza del ponte Bailey.



**FIGURA 4-3 - CONFRONTO TRA IL PROFILO DI RIGURGITO DELLA CONFIGURAZIONE STATO DI FATTO E STATO DI PROGETTO 2**

Dalla parzializzazione delle sezioni di deflusso, dovuta all'inserimento del ponte Bailey, delle opere provvisionali e del viadotto in progetto, rispetto alla ampiezze complessive, viene generata una lieve variazione dei profili di rigurgito rispetto allo stato di fatto.

Di seguito è stata implementata, sulle basi della configurazione precedente (SP2), una simulazione altamente cautelativa (SP3) che prevede che si accatasti contro tutte le pile in alveo materiale flottante tale da ridurre del 20% l'area di deflusso, come rappresentato nell'immagine seguente.



**FIGURA 4-4: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA PORTATA DI RIFERIMENTO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL PONTE BAILEY (CARREGGIATA SUD) NELLO STATO DI PROGETTO 3.**

L'intasamento del 20% dell'area di deflusso è stato simulato mediante blocchi di materiale aventi larghezza di 8.00 m per il ponte Bailey. La simulazione ha portato ad incrementi di livello pari ad un valore massimo di 3-4 cm rispetto allo stato di fatto.

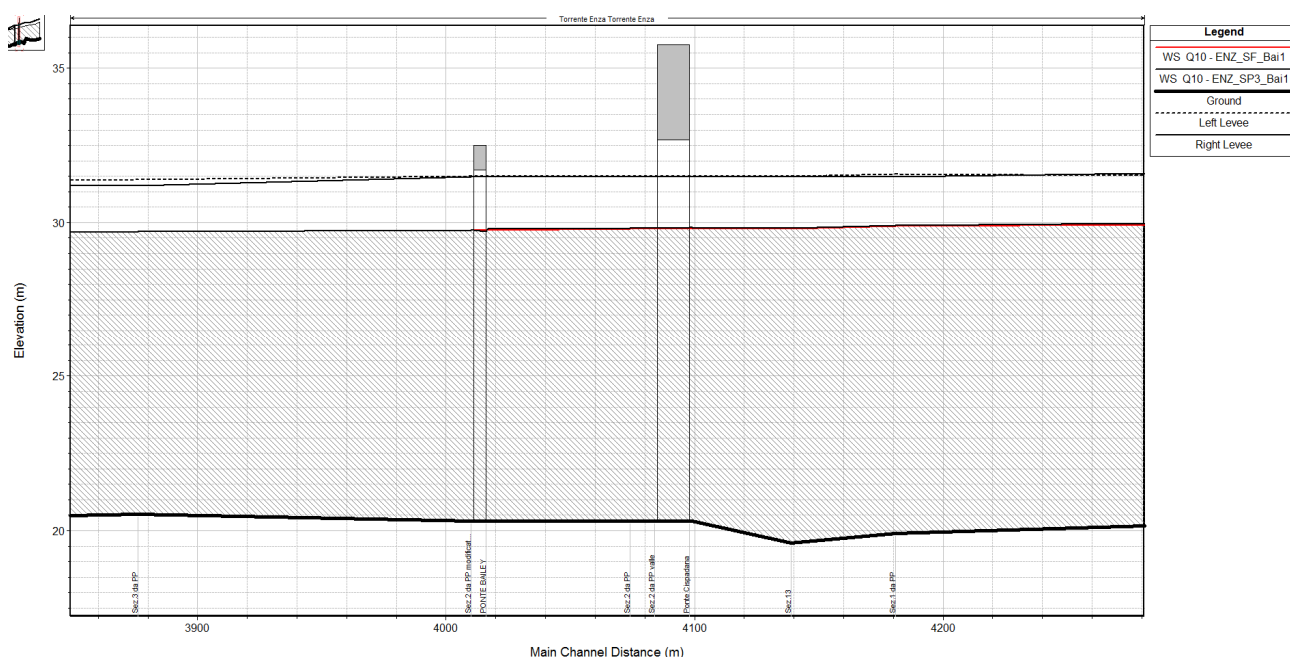
Nella tabella seguente si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite nello stato di fatto e di progetto 3 con intasamento.

**TABELLA 4-3: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DALLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E NELLO STATO DI PROGETTO 3 (S.P.3) CON Q10 ENZA.**

Sezione Topografica	Progressiva [m]	Quota del fondo [m s.l.m.]	Q di progetto [m³/s]	Livelli idrometrici S.F. [m s.l.m.]	Livelli idrometrici S.P.3 [m s.l.m.]	ΔH [m]	Velocità S.F. [m/s]	Velocità S.P.3 [m/s]	Pendenza	Carico totale S.F. [m]	Carico totale S.P.3 [m]
Sez.24	10448.00	22.63	405	33.00	33.01	0.01	1.62	1.62	0.0009	33.11	33.12
Sez.23	9888.00	22.14	405	32.62	32.63	0.01	1.43	1.43	0.0002	32.72	32.72
Sez.21	8817.00	21.89	405	31.98	31.98	0.00	1.43	1.43	0.0002	32.07	32.07
Sez.19	7749.00	21.71	405	31.30	31.30	0.00	1.36	1.35	-0.0008	31.37	31.38
Sez.18	6269.00	22.90	405	30.94	30.96	0.02	0.65	0.64	0.0045	30.95	30.97
Sez.16	5567.00	19.72	405	30.60	30.62	0.02	1.71	1.70	-0.0012	30.73	30.75
Sez.14	4576.00	20.94	405	30.11	30.14	0.03	1.19	1.18	0.0026	30.17	30.20
Sez.1 PP	4181.00	19.90	405	29.88	29.92	0.04	1.43	1.42	0.0071	29.98	30.01
Sez.13	4139.00	19.60	405	29.79	29.83	0.04	1.78	1.77	-0.0175	29.94	29.98
Sez. 2 PP monte	4099.00	20.30	405	29.80	29.83	0.03	1.41	1.43	0.0000	29.90	29.93
Ponte Cispadana	4091.00	20.30	0.00	29.80	29.83	0.03	1.41	1.43	0.00	29.90	29.93
Sez. 2 PP valle	4084.00	20.30	405	29.79	29.82	0.03	1.41	1.43	0.0000	29.89	29.92
Sez. 2 PP	4074.00	20.30	405	29.79	29.82	0.03	1.41	1.40	0.0000	29.88	29.92
Sez. 2 PP Bailey monte	4017.00	20.30	405	29.76	29.80	0.04	1.39	1.38	0.0000	29.85	29.89
<b>Ponte Bailey</b>	<b>4013.00</b>	<b>20.30</b>	<b>0.00</b>	<b>29.76</b>	<b>29.78</b>	<b>0.02</b>	<b>1.39</b>	<b>1.38</b>	<b>0.00</b>	<b>29.85</b>	<b>29.87</b>
Sez.2 PP Bailey valle	4010.00	20.30	405	29.76	29.76	0.00	1.39	1.39	-0.0017	29.85	29.85
Sez. 3 PP	3876.00	20.53	405	29.71	29.71	0.00	1.22	1.22	0.0017	29.78	29.78
Sez.11	3290.00	19.53	405	29.36	29.36	0.00	1.59	1.59	0.0017	29.48	29.48
Sez.8	2814.00	18.73	405	29.13	29.13	0.00	1.32	1.32	0.0000	29.21	29.21

Sez.8 monte	2799.00	18.73	405	29.13	29.13	0.00	1.32	1.32	0.0000	29.20	29.20
Ponte di Coenzo	2789.00	18.73	Bridge	29.12	29.12	0.00	1.32	1.32	0.00	29.20	29.20
Sez. 8 valle	2789.00	18.73	405	29.11	29.11	0.00	1.32	1.32	-0.0013	29.19	29.19
Sez.6	2507.00	19.11	405	28.90	28.90	0.00	1.57	1.57	0.0009	29.02	29.02
Sez. 3	1225.00	17.90	405	28.26	28.26	0.00	1.19	1.19	-0.0007	28.32	28.32
Sez. 1	0.00	18.80	405	27.94	27.94	0.00	0.85	0.85	0.0000	27.96	27.96

Di seguito si riporta il confronto tra i profili di rigurgito nella configurazione stato di fatto (linea rossa) e stato di progetto 3 in corrispondenza del ponte Bailey e del viadotto in progetto.



**FIGURA 4-5 - CONFRONTO TRA IL PROFILO DI RIGURGITO DELLA CONFIGURAZIONE STATO DI FATTO E STATO DI PROGETTO 3 CON INTASAMENTO**

Per completezza si riportano in forma grafica anche i risultati relativi alle simulazioni effettuate nello stato di progetto 2 per un portata con TR=100anni pari a 550 m<sup>3</sup>/sec, nota da ADB Po. Da questi si evince che anche per tale evento di piena, il franco di sicurezza è garantito.

Di seguito si riportano i profili di rigurgito in corrispondenza del ponte Bailey e del viadotto in progetto e la sezione in corrispondenza del ponte provvisorio nella configurazione dello stato di progetto 2, per TR=100 anni (linea blu) e 100 anni (linea verde).

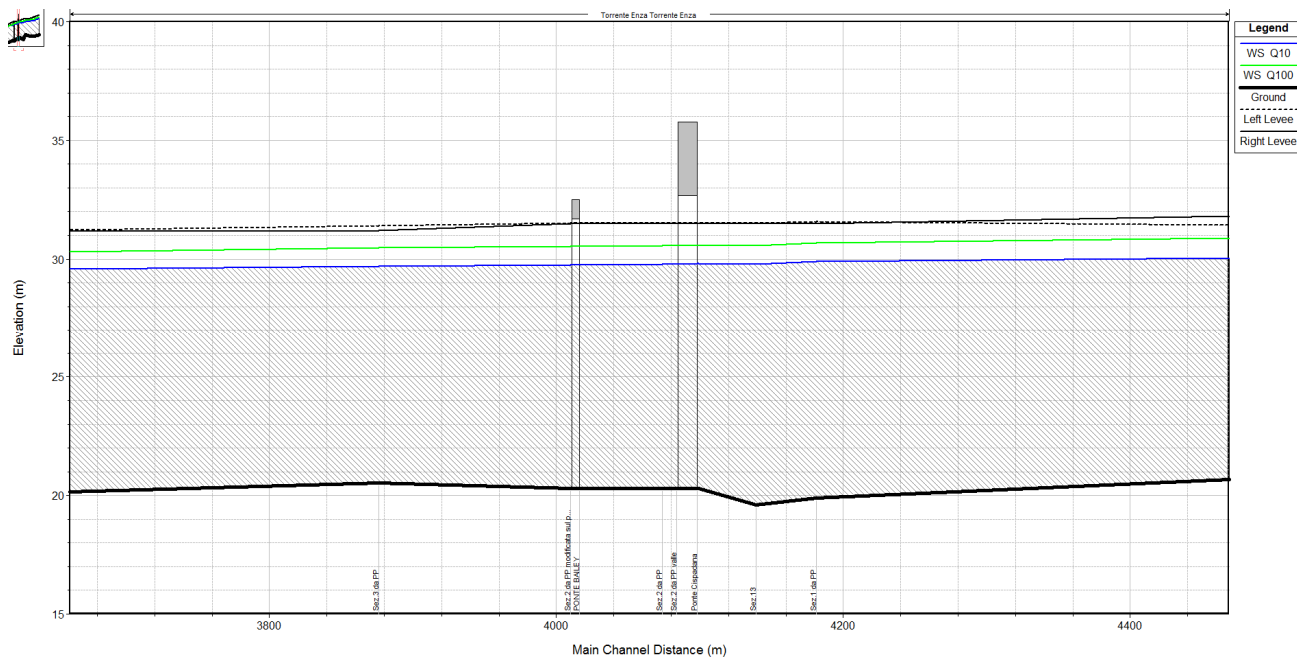


FIGURA 4-6 – PROFILI DI RIGURGITO NELLA CONFIGURAZIONE STATO DI PROGETTO 2, PER TR=10 E 100ANNI

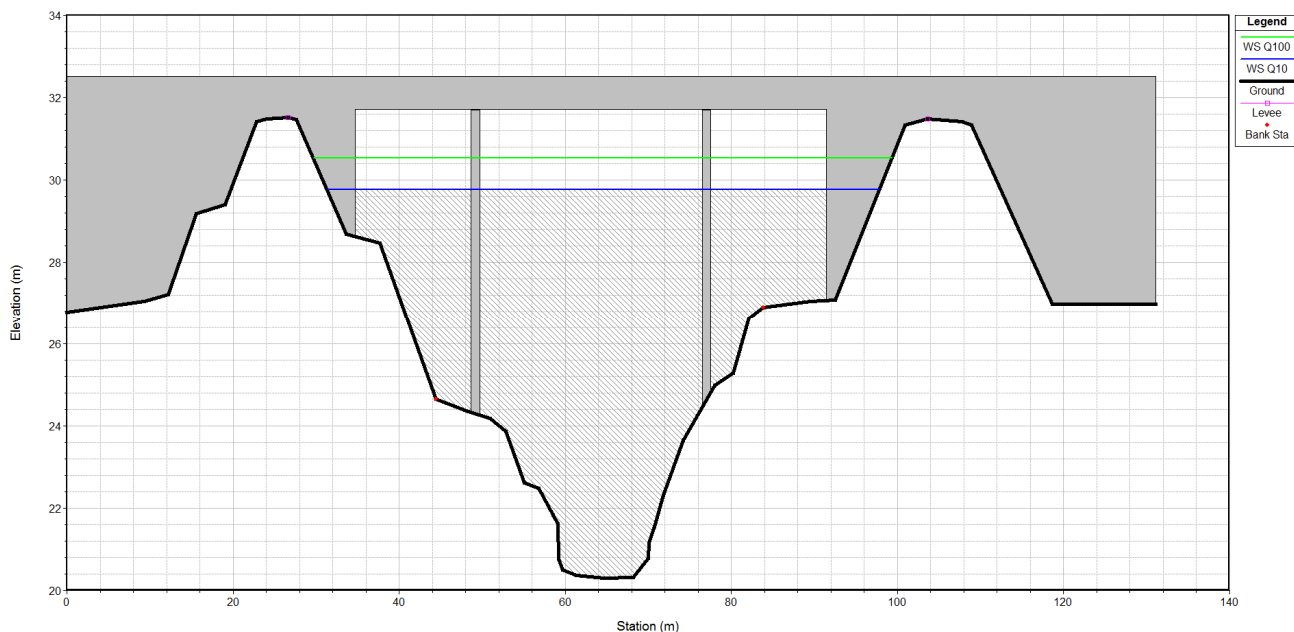


FIGURA 4-7: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA PORTATA CON TR=10 E 100ANNI ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DEL PONTE BAILEY NELLO STATO DI PROGETTO 2

#### 4.2.1. Considerazioni conclusive

Mediante le valutazioni numeriche sopra illustrate, è stato possibile verificare l'effetto del ponte Bailey sull'idrodinamismo del Torrente Enza, nell'ambito dei lavori di realizzazione sia delle opere provvisionali che della viabilità di collegamento D02.

Sono state enucleate le seguenti considerazioni conclusive, da rispettare durante le diverse fasi di lavoro:

- le aree destinate allo stoccaggio provvisorio di materie, e quindi anche di materiali inerti provenienti da movimenti terra effettuati in ambito di cantiere, dovranno risultare esterne ai corpi arginali, fatto salvo il pietrame per il successivo ed immediato reimpiego;
- le aree destinate allo stoccaggio di sostanze idroinquinanti come i serbatoi di stoccaggio di materie contaminanti o potenzialmente contaminanti, devono essere ubicati esternamente ai corpi arginali;
- la quota minima di intradosso del ponte Bailey non dovrà essere inferiore a 31.71 m slm per garantire oltre al franco di sicurezza di almeno 1.00 m, rispetto al livello idrometrico per piena decennale, anche il transito in sicurezza dei mezzi meccanici sul ponte, che si verifica ponendo la quota del piano di calpestio dello stesso ad una quota prossima a quella corrispondente alla sommità arginale ringrossata.

Durante la fase di cantiere si prescrive di effettuare regolarmente un attento monitoraggio dei dati pluviometrici e idrometrici visualizzabili in tempo reale dal sito internet dell'ARPA Emilia Romagna, Servizio IdroMeteoClima (<http://www.arpa.emr.it/sim/?idrologia>) ed in costante contatto con i tecnici AIPO (Ufficio Operativo di Parma e Reggio). Lungo l'asta del Torrente Enza si possono visualizzare, in tempo reale i livelli idrometrici rilevati nelle stazioni idrometriche di Sorbolo e delle Casse di espansione. Il monitoraggio si completa con un attento controllo delle previsioni meteo.

#### **4.3. Valutazione della capacità di trasporto solido e dei fenomeni erosivi generalizzati e localizzati nel tratto interessato dalle opere**

La presenza in un qualunque alveo fluviale di pile o corpi interagenti con il dinamismo del fiume, comporta inevitabilmente una variazione geometrica della sezione fluviale e quindi aumenti di velocità localizzati causati dall'addensamento delle linee di corrente attorno alle pile stesse.

Questo fenomeno provoca l'instaurarsi di masse vorticosi, a forma di ferro di cavallo, attorno alle pile e può generare importanti processi di erosione localizzati che si formano durante la fase di crescita dell'onda di piena, per poi invertirsi durante la successiva fase calante.

Tali fenomeni devono essere opportunamente indagati al fine di determinare la quota a cui impostare le fondazioni delle strutture, in modo tale che le stesse non siano interessate, a causa dell'erosione, da fenomeni di scalzamento alla base.

Nel caso in esame si sono presi in considerazione i processi erosivi che possono riguardare le pile e le spalle del ponte poste in alveo e lambite dalla piena decennale (P1-P2-S1-S2).

L'erosione localizzata risulta tanto più marcata quanto più sono elevati i tiranti idrici e la velocità della corrente e quanto più è minuta la pezzatura del materiale incoerente costituente il fondo alveo; le escavazioni più significative si verificano in occasione del transito delle piene.

Il processo erosivo può essere schematizzato come il sovrapporsi di quattro tipi di fenomeni:

- escavazione naturale del fiume,
- escavazione dovuta al restringimento della sezione di deflusso,
- escavazione localizzata attorno alle pile del ponte,
- erosione regressiva dovuta all'abbassamento del thalweg del Fiume Po e quindi abbassamento del letto del Torrente Enza.

Il primo tipo di escavazione è solitamente legato ai fenomeni di trasporto solido che si verificano durante le piene ed in generale sono piuttosto contenuti. Il secondo tipo di erosione è principalmente funzione, oltre che delle caratteristiche idrodinamiche del fiume, del rapporto tra la larghezza ristretta e la larghezza originaria della sezione; quanto più questo è prossimo all'unità, tanto minori sono gli effetti del restringimento sui processi di deflusso ed erosione. I valori di escavazione dovuti a questi due processi sono, per alvei come quello in oggetto, solitamente riconducibile alle normali variazioni delle forme di fondo.

I processi erosivi più intensi sono invece quelli localizzati attorno alle pile (terzo tipo) e sono principalmente funzione di:

- forma e dimensione delle pile,
- angolo tra la corrente indisturbata e la pila,
- velocità della corrente, velocità critica e tirante idrico,
- caratteristiche dei sedimenti e loro granulometria.

La profondità di scavo massima è determinabile tramite l'applicazione di formule empiriche, disponibili nella letteratura scientifica, derivanti dai risultati di indagini sperimentali..

Per l'analisi in questione si è adottata la formula empirica sottoriportata, detta Metodo Breusers, Nicollet e Shen, largamente diffusa nelle applicazioni tecniche:

$$d_s/s = f_1(v_0/v_c) [2 \tanh(y_0/s)] f_2 f_3(\alpha, l/s)$$

dove:

l = lunghezza della pila,

s = larghezza della pila,

$d_s$  = profondità di scavo,



$v_0$  = velocità media della corrente,

$v_c$  = velocità critica di trascinamento,

$\alpha$  = angolo tra la direzione della corrente indisturbata e la pila,

$f_1$  = coefficiente sperimentale, legato al rapporto tra la velocità della corrente e la velocità critica di trascinamento,

$f_2$  = coefficiente di forma,

$f_3$  = coefficiente funzione dell'angolo di attacco della corrente e del rapporto tra lunghezza e larghezza della pila

$y_0$  = tirante idrico.

Il coefficiente sperimentale  $f_1$  viene determinato in funzione del rapporto tra la velocità media della corrente indisturbata  $v_0$  e la velocità critica di trascinamento  $v_c$ , definita come la velocità alla quale inizia il movimento del materiale di fondo di diametro  $d$  e peso specifico  $\gamma_s$ . Per i miscugli eterogenei di clasti di forma differente solitamente si utilizza come diametro  $d$  il  $d_{50}$  ovvero il diametro per passante in peso superiore al 50%.

La velocità critica è la velocità di incipiente movimento per la quale si è adottata la seguente espressione:

$$v_c = 0,85 [2gd(\gamma_s - \gamma)/\gamma]^{1/2}$$

con:

$v_c$  = velocità critica,

$g$  = accelerazione di gravità,

$d$  = diametro  $d_{50}$  dei grani,

$\gamma_s$  = peso specifico del materiale di fondo,

$\gamma$  = peso specifico dell'acqua.

I coefficienti  $f$  assumono i valori di seguito descritti:

$$f_1(v_0/v_c)=0 \quad \text{per} \quad v_0/v_c = 0,5$$

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

$$f_1(v_0/v_c)=1 \quad \text{per} \quad v_0/v_c > 1,0$$

Il coefficiente  $f_2$  di forma tiene conto dell'impatto delle pile con la corrente in alveo; vale:

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

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

$$f_2 = 1,30 \quad \text{per pile rettangolari.}$$

Le pile in acciaio (P1 e P2) del ponte Bailey in esame presentano una sezione di forma circolare con diametro di circa 820 mm. Le pile sono collegate ai plinti di fondazione che presentano forma planimetrica rettangolare

di circa 7.40 m x 4.40 m e spessore pari a 1.00 m. Ogni plinto è poi collegato a 4 pali in c.a. aventi diametro pari a 1000 mm.

Le spalle del ponte Bailey (S1-S2) sono fondate ciascuna su due pali in c.a. di forma circolare con diametro di circa 1000cm.

L'asse del ponte forma con l'ortogonale al fiume un angolo pari a 10° se si prevede la sua ubicazione nella posizione indicata nella planimetria allegata.

Il valore del  $d_{50}$  da adottare in questo caso risulta essere pari a 0.005 m.

I coefficienti  $f$  assumono i seguenti valori:

$f_1 = 1$ , in quanto la velocità media della corrente risulta essere sempre superiore alla velocità critica di trascinamento;

$f_2 = 1$ , in quanto le pile P1 e P2 e le spalle S1 e S2 sono costituite da pali circolari;

$f_3 = 1$ , in quanto l'asse del ponte forma con l'ortogonale al fiume un angolo pari a 10°, mentre il rapporto lunghezza/larghezza della pila è pari a 1.

Il valore di erosione massima attendibile  $d_s$  per un dato evento di piena rappresenta l'escavazione massima che si può avere attorno alle pile durante l'evento di piena, mentre durante la fase calante della piena si assiste ad un parziale riempimento di tale erosione, pertanto a piena conclusa non si riesce ad evincere quale sia stata effettivamente la profondità massima di scavo raggiunta durante l'evento.

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi condotta eseguita adottando come tempo di ritorno  $TR = 10$  anni, portata  $Q_{10} = 405 \text{ m}^3/\text{s}$  e coefficiente di scabrezza (Strickler)  $C = 18-20 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1} \dots$

**TABELLA 4-4: DATI RELATIVI AL CALCOLO DELL'EROSIONE MASSIMA ALLA BASE DELLA PILA P1 E P2 DEL PONTE BAILEY.**

			Ponte in progetto
			Pile P1-P2
velocità media	$v_0$	$m/s$	1.39
tirante idrico	$y_0$	$m$	5.50
diámetro	$d_{50}$	$m$	0.005
gravità	$g$	$m^2/s$	9.81
peso specifico grani	$g_s$	$kg/m^3$	1800
peso specifico acqua	$g_w$	$kg/m^3$	1000
velocità critica di trascinamento	$v_c$	$m/s$	0.238
rapporto velocità	$v_0/v_c$	-	5.837
angolo corrente-pila	$a$	°	0
diámetro o larghezza pila	$s$	$m$	1
lunghezza pila	$l$	$m$	1
rapporto larghezza/lunghezza	$l/s$		1.00
$f1$		-	1
$f2$		-	1
$f3$		-	1
<b>erosione massima (pila singola)</b>	<b>ds</b>	<b>m</b>	<b>2.000</b>

TABELLA 4-5: DATI RELATIVI AL CALCOLO DELL'EROSIONE MASSIMA ALLA BASE DELLE SPALLE S1 E S2 DEL PONTE BAILEY.

			Ponte in progetto
			Pile S1-S2
velocità media	$v_0$	$m/s$	1.39
tirante idrico	$y_0$	$m$	1.20
diametro	$d_{50}$	$m$	0.005
gravità	$g$	$m^2/s$	9.81
peso specifico grani	$g_s$	$kg/m^3$	1800
peso specifico acqua	$g_w$	$kg/m^3$	1000
velocità critica di trascinamento	$v_c$	$m/s$	0.238
rapporto velocità	$v_0/v_c$	-	5.837
angolo corrente-pila	$a$	$^\circ$	0
diametro o larghezza pila	$s$	$m$	1
lunghezza pila	$l$	$m$	1
rapporto larghezza/lunghezza	$l/s$		1.00
$f1$		-	1
$f2$		-	1
$f3$		-	1
<b>erosione massima (pila singola)</b>	<b>ds</b>	<b>m</b>	<b>1.667</b>

Il Metodo Breusers, Nicollet e Shen tende a sovrastimare i valori di erosione massima attendibile  $d_s$ , in quanto ipotizza che il materiale costituente il fondo alveo sia completamente disomogeneo.

Esistono tuttavia altri metodi empirici per il calcolo dell'erosione localizzata alla base delle pile.

La letteratura presenta analoghi modelli sempre di carattere empirico o semi-empirico basati sui dati sperimentali per la previsione del valore massimo della profondità di scavo a monte delle pile circolari ed in condizioni di acque chiare e sedimento uniforme. Tali equazioni fanno riferimento ad un medesimo schema, in cui la profondità della fossa d'erosione  $S$  risulta crescente sia con l'incremento del tirante idrico  $y_0$  che con la larghezza della pila  $b$ .

Le formule sperimentali più note riportate in letteratura e che ricoprono un ampio spettro delle principali grandezze geometriche, cinematiche e dinamiche da cui il fenomeno dipende, sono basate su esperienze di laboratorio con riferimento ad una singola pila cilindrica, in condizioni di velocità prossima a quella limite per l'inizio del movimento del materiale di fondo. Le formulazioni più note oltre a quella sopra rappresentata sono di seguito riportate.

Secondo Veiga da Cugna (1956-70) (riportato da Breusers et al., 1977)

$$S = 1,35b \left( \frac{Y_0}{b} \right)^{0,3}$$

Secondo Hancu (riportato da Breusers et al., 1977)

$$S = 1,66b \left( \frac{Y_0}{b} \right)^{0,13}$$

Secondo Coleman (1971)

$$S = 1,49b^{0,9} \left( \frac{v_0^2}{2g} \right)^{0,1}$$

Secondo Remedia (1984)

$$S = 1,42b \left( \frac{Y_0}{b} \right)^{0,15}$$

Secondo Shen (riportato da Breusers et al., 1977)

$$S = 1,35b \left( \frac{Y_0}{b} \right)^{0,2}$$

Tali formulazioni, tutte espresse in funzione della larghezza della pila, sono usualmente in discreto accordo con i risultati sperimentali di laboratorio e spesso conducono a valutazioni molto diverse fra loro. Inoltre, esse non prendono in considerazione gli effetti dell'evoluzione temporale del fenomeno di scalzamento.

Le formulazioni empiriche sopra riportate sono state applicate adottando le grandezze idrodinamiche desunte dalla modellistica di dettaglio descritta nel capitolo precedente.

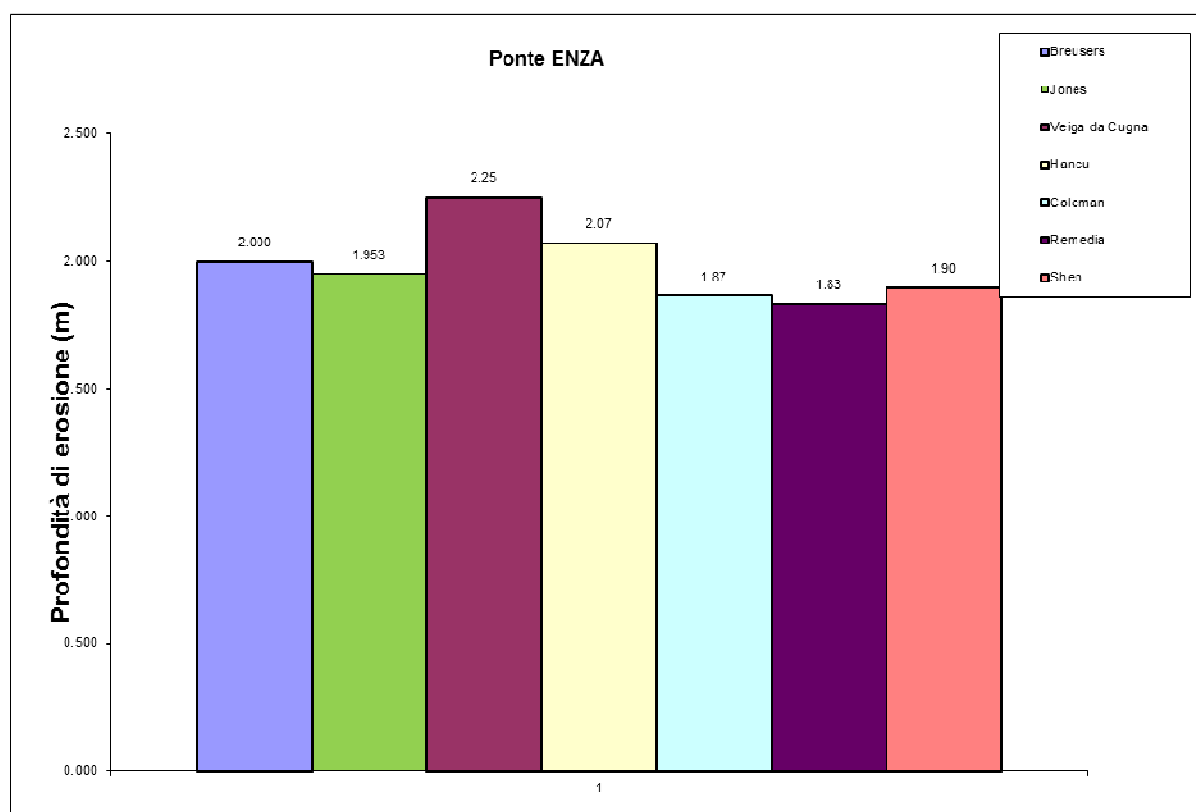


FIGURA 4-8 – PROFONDITÀ DI EROSIONE STIMATA PER LA PILA P1 CON VARIE FORMULAZIONI EMPIRICHE

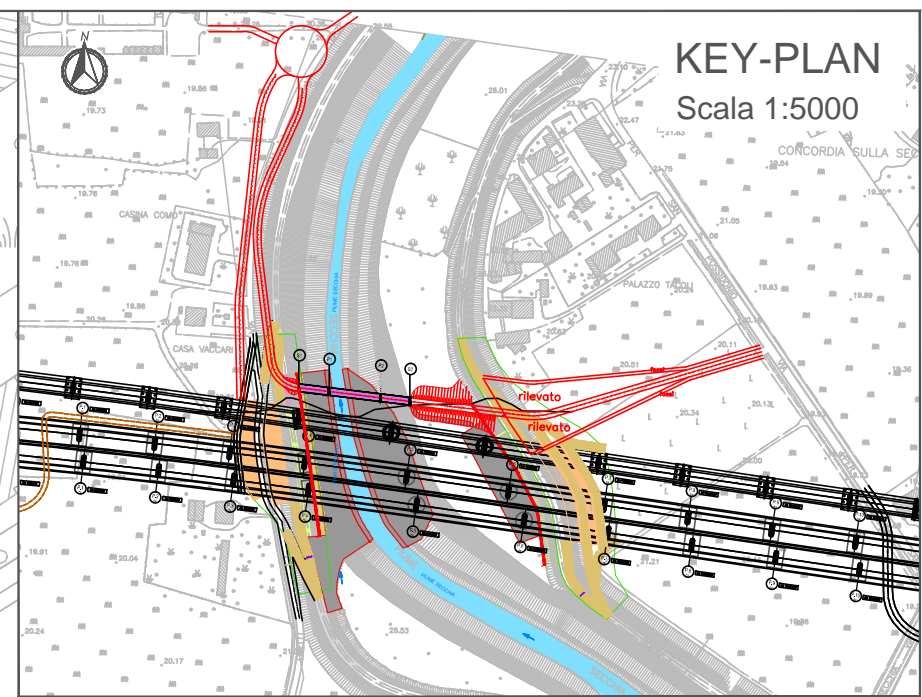
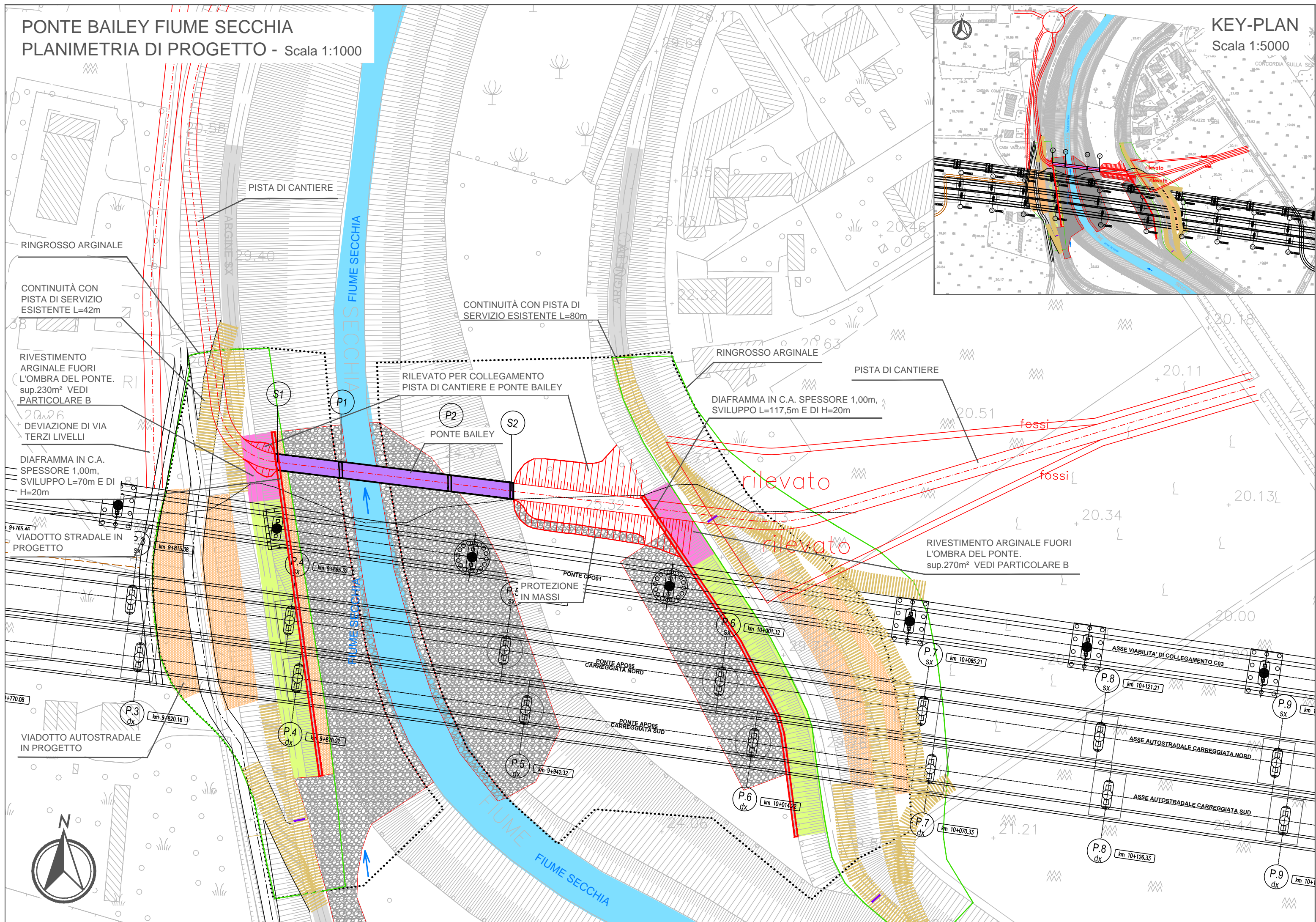
Il precedente grafico riassuntivo illustra un esempio del campo di variabilità della profondità di scalzamento per la pila P1. È evidente il peso della larghezza della pila nel calcolo della profondità di scalzamento; infatti, è ragionevole supporre che all'aumentare della larghezza crescano le dimensioni dei vortici a ferro di cavallo. Avendo preso in considerazione nell'analisi la larghezza della pila e del palo di fondazione della spalla, la profondità massima di erosione raggiunge valori attorno ai 2.00 m (quota 21.62 m slm) sulla pila P1 e per la

pila P2 (quota 21.37 m slm), per la spalla S1 pari a 1.67 m (quota 26.97 m slm) e per la spalla S2 pari a 1.67 m (quota 25.42 m slm).

Le fondazioni del ponte dovranno essere calcolate considerando queste preliminari indicazioni che sono comunque da verificare in funzione della reale sezione idraulica che dovrà essere rilevata topograficamente in corrispondenza del ponte Bailey in esame.

# PONTE BAILEY FIUME SECCHIA PLANIMETRIA DI PROGETTO - Scala 1:1000

# KEY-PLAN Scala 1:5000



PISTA DI CANTIERE

RINGROSSO ARGINALE

CONTINUITÀ CON PISTA DI SERVIZIO ESISTENTE L=42m

RIVESTIMENTO ARGINALE FUORI L'OMBRA DEL PONTE. sup.230m<sup>2</sup> VEDI PARTICOLARE B

DEVIAZIONE DI VIA TERZI LIVELLI

DIAFRAMMA IN C.A. SPESSORE 1,00m, SVILUPPO L=70m E DI H=20m

VIADOTTO STRADALE IN PROGETTO

VIADOTTO AUTOSTRADALE IN PROGETTO

CONTINUITÀ CON PISTA DI SERVIZIO ESISTENTE L=80m

RINGROSSO ARGINALE

PISTA DI CANTIERE

RILEVATO PER COLLEGAMENTO PISTA DI CANTIERE E PONTE BAILEY

DIAFRAMMA IN C.A. SPESSORE 1,00m, SVILUPPO L=117,5m E DI H=20m

PONTE BAILEY

rilevato

rilevato

fossi

fossi

RIVESTIMENTO ARGINALE FUORI L'OMBRA DEL PONTE. sup.270m<sup>2</sup> VEDI PARTICOLARE B

PROTEZIONE IN MASSI

PONTE CP001

PONTE APO05 CARREGGIATA NORD

PONTE APO05 CARREGGIATA SUD

ASSE VIABILITÀ DI COLLEGAMENTO C03

ASSE AUTOSTRADALE CARREGGIATA NORD

ASSE AUTOSTRADALE CARREGGIATA SUD



P.3 dx km 9+820.16

P.4 dx km 9+870.32

P.5 dx km 9+942.32

P.6 dx km 10+014.22

P.7 dx km 10+070.33

P.8 dx km 10+126.33

P.9 dx km 10+

P.4 SX km 9+865.32

P.4 SX km 9+870.32

P.5 SX km 9+942.32

P.6 SX km 10+001.32

P.7 SX km 10+065.21

P.8 SX km 10+121.21

P.9 SX km 10+

P.1

P.2

S.2

S.1

P.3

P.3

P.4

P.5

P.6

P.7

P.8

P.9

P.1

P.2

S.2

S.1

P.3

P.3

P.4

P.5

P.6

P.7

P.8

P.9

P.1

P.2

S.2

S.1

P.3

P.3

P.4

P.5

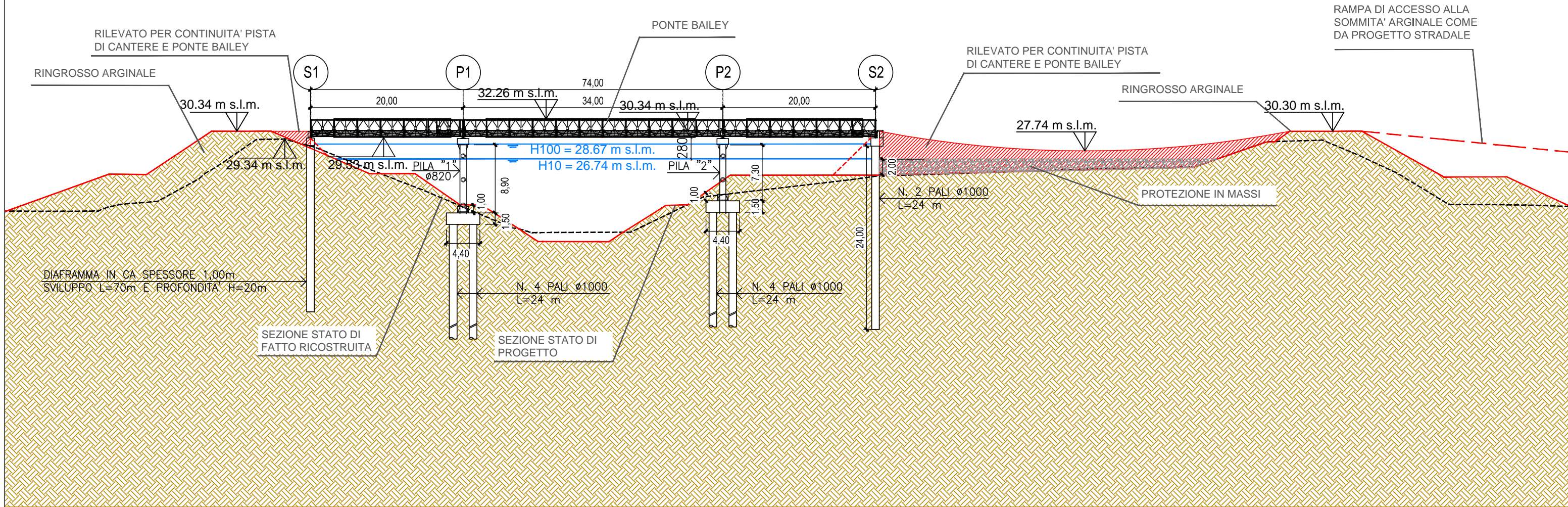
P.6

P.7

P.8

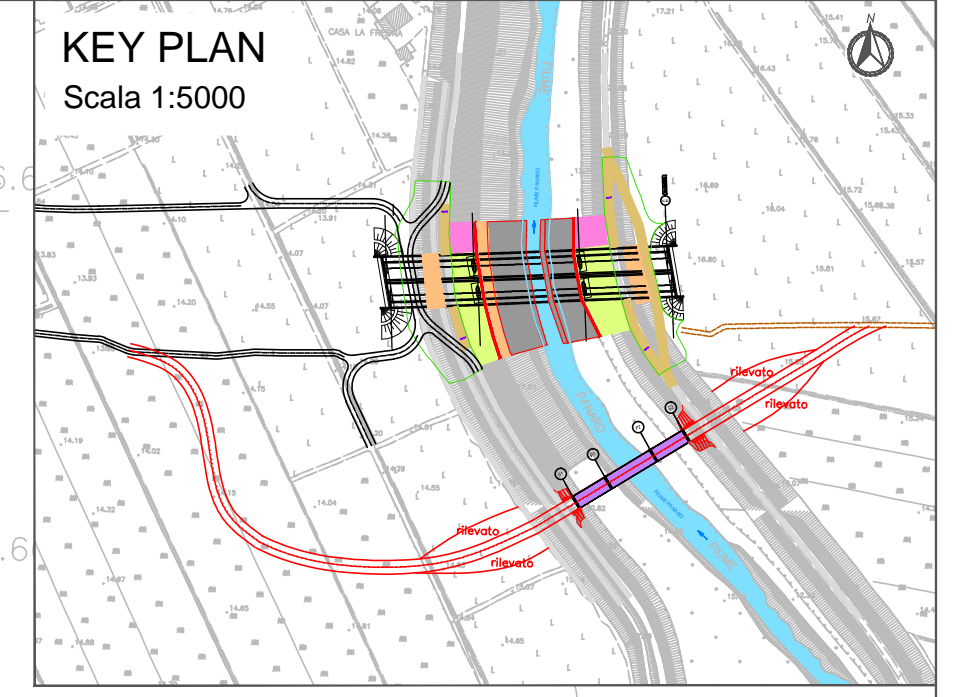
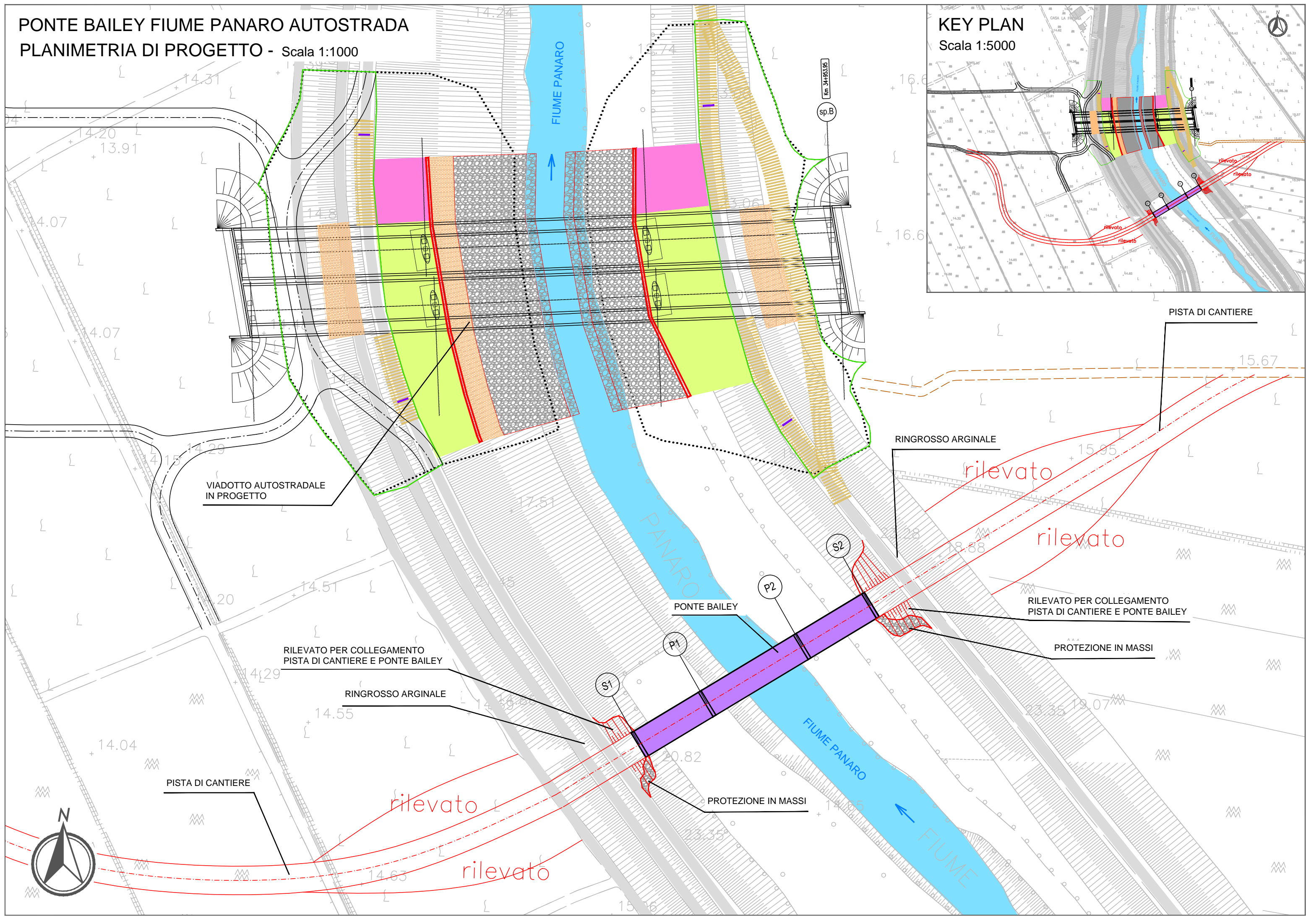
P.9

PONTE BAILEY FIUME SECCHIA  
 SEZIONE DI PROGETTO - Scala 1:500



**PONTE BAILEY FIUME PANARO AUTOSTRADA**  
**PLANIMETRIA DI PROGETTO - Scala 1:1000**

**KEY PLAN**  
 Scala 1:5000



VIADOTTO AUTOSTRADALE  
 IN PROGETTO

RILEVATO PER COLLEGAMENTO  
 PISTA DI CANTIERE E PONTE BAILEY

RINGROSSO ARGINALE

PISTA DI CANTIERE

rilevato

rilevato

PONTE BAILEY

P1

P2

S2

S1

PROTEZIONE IN MASSI

RINGROSSO ARGINALE

rilevato

rilevato

RILEVATO PER COLLEGAMENTO  
 PISTA DI CANTIERE E PONTE BAILEY

PROTEZIONE IN MASSI

PISTA DI CANTIERE

15.67

15.95

18.88

14.51

20

14.29

14.04

14.63

15.16

17.51

14.15

14.07

14.07

14.20

13.91

14.31

14.24

16.74

13.06

16.6

16.6

Km 34+95.05  
 sp.B

FIUME PANARO

FIUME PANARO

FIUME PANARO

FIUME

23.35

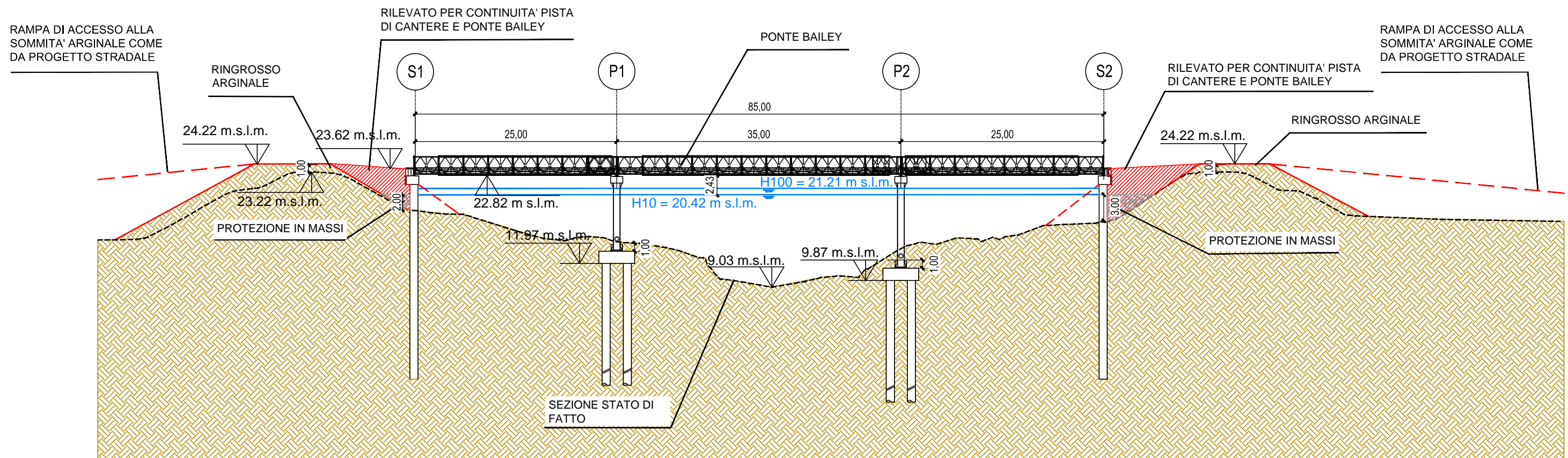
19.07

23.35



# PONTE BAILEY FIUME PANARO AUTOSTRADA

SEZIONE DI PROGETTO - Scala 1:500



PONTE BAILEY FIUME PANARO VIABILITA' ADDUZIONE D08  
PLANIMETRIA DI PROGETTO - Scala 1:1000

RILEVATO PER COLLEGAMENTO  
PISTA DI CANTIERE E PONTE BAILEY

RINGROSSO ARGINALE

PROTEZIONE IN MASSI

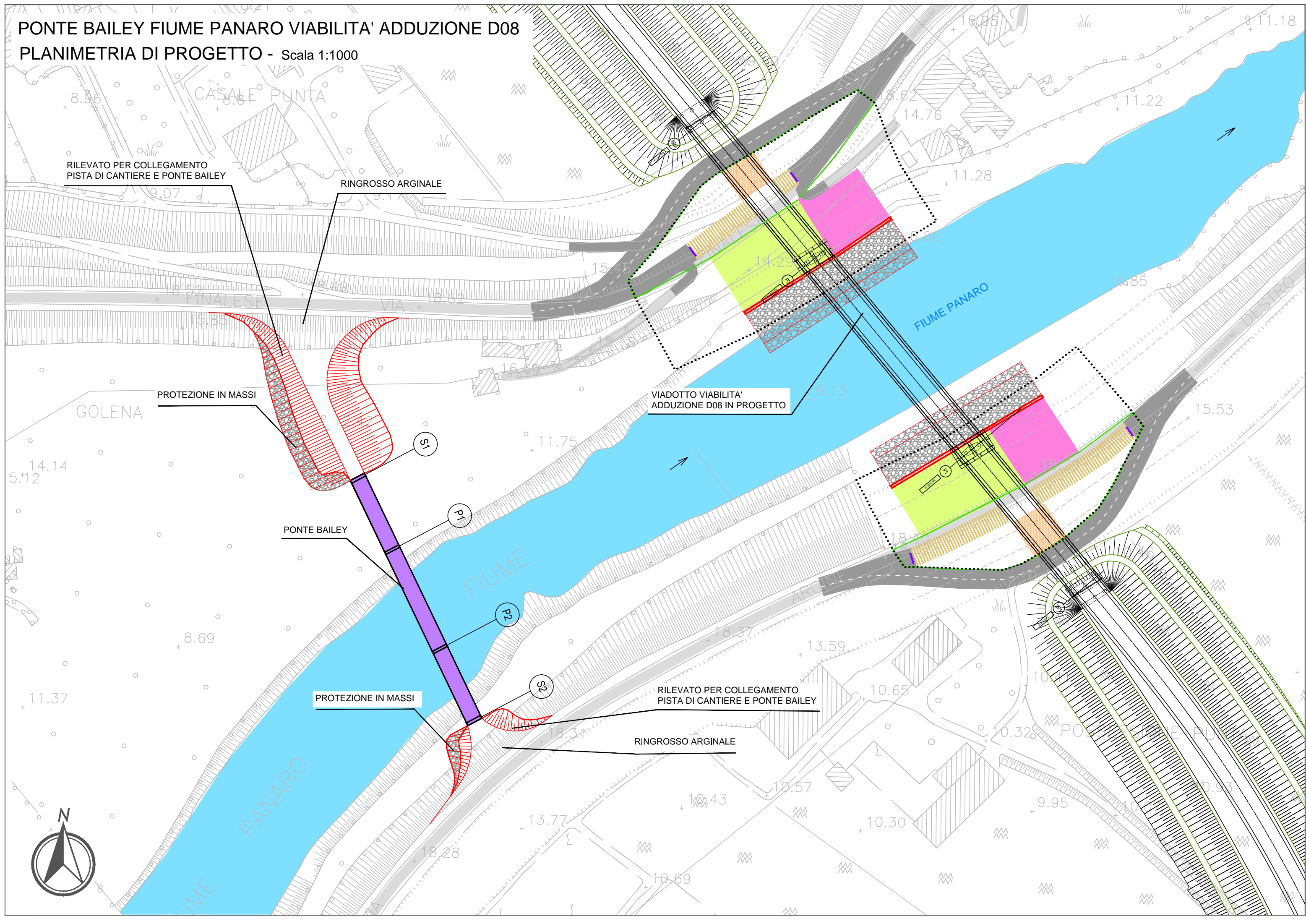
VIADOTTO VIABILITA'  
ADDUZIONE D08 IN PROGETTO

PONTE BAILEY

PROTEZIONE IN MASSI

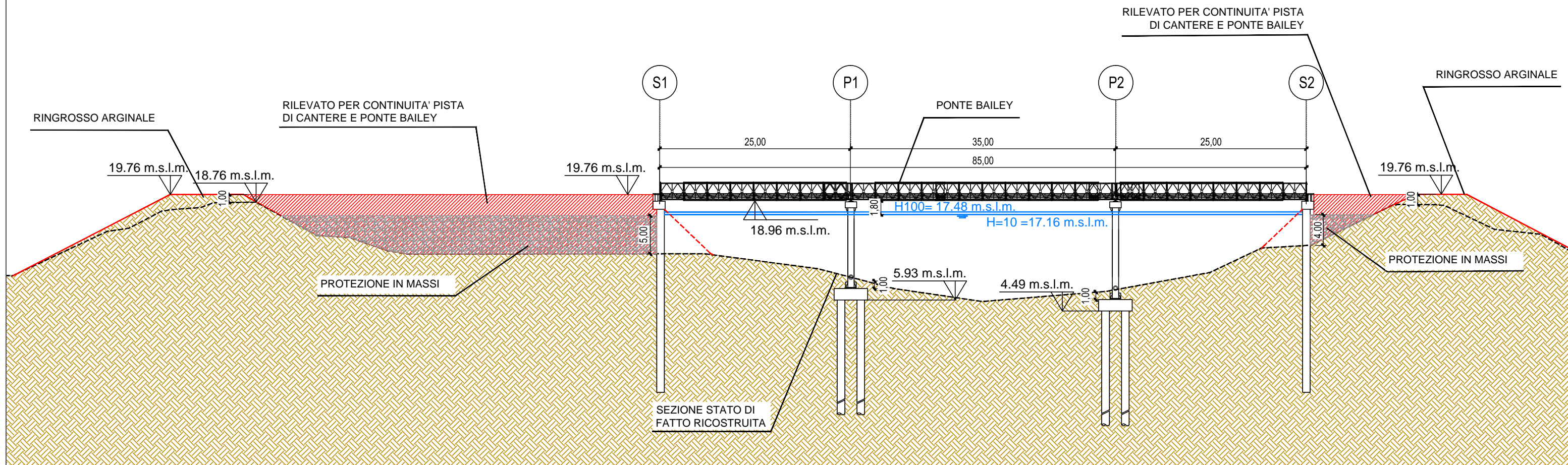
RILEVATO PER COLLEGAMENTO  
PISTA DI CANTIERE E PONTE BAILEY

RINGROSSO ARGINALE

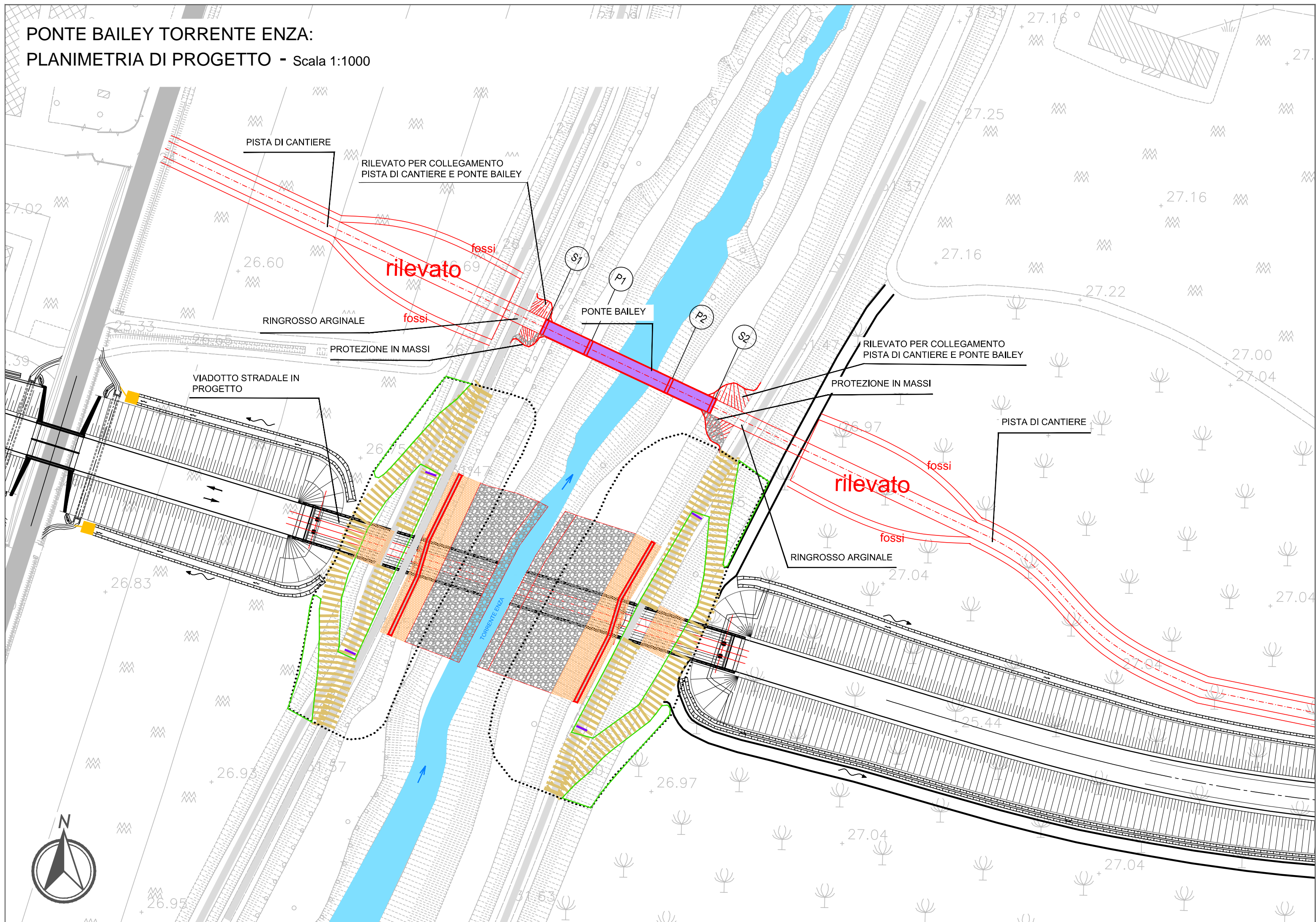


# PONTE BAILEY FIUME PANARO VIABILITA' ADDUZIONE D08

SEZIONE DI PROGETTO - Scala 1:500



PONTE BAILEY TORRENTE ENZA:  
PLANIMETRIA DI PROGETTO - Scala 1:1000



PISTA DI CANTIERE

RILEVATO PER COLLEGAMENTO  
PISTA DI CANTIERE E PONTE BAILEY

rilevato

fossi

RINGROSSO ARGINALE

fossi

PONTE BAILEY

S1

P1

P2

S2

RILEVATO PER COLLEGAMENTO  
PISTA DI CANTIERE E PONTE BAILEY

PROTEZIONE IN MASSI

rilevato

fossi

RINGROSSO ARGINALE

fossi

PISTA DI CANTIERE

VIADOTTO STRADALE IN  
PROGETTO



PONTE BAILEY TORRENTE ENZA:  
 SEZIONE DI PROGETTO - Scala 1:500

