



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

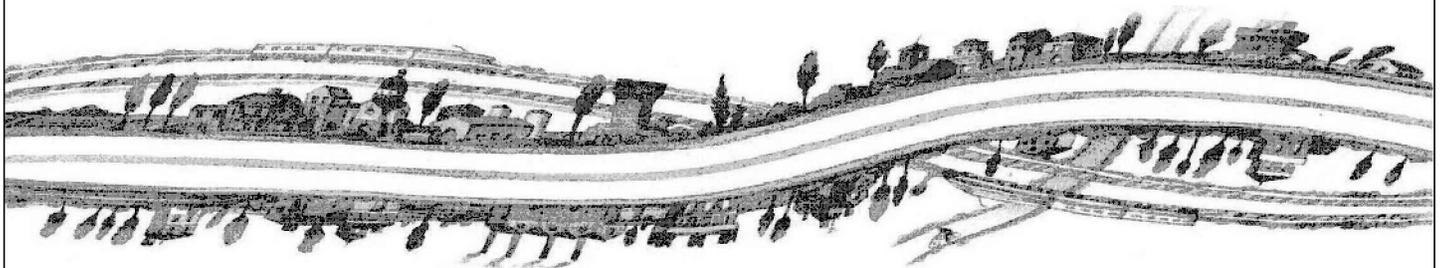
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

IDROLOGIA E IDRAULICA

IDRAULICA CORSI D'ACQUA PRINCIPALI

FIUME SECCHIA

RELAZIONE IDRAULICA



IL PROGETTISTA

Ing. Riccardo Telò
Albo Ing. Parma n° 1099



RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Antonio Anania
Albo Ing. Perugia n° A2574

Dott. Ing. Antonio Anania
IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Iscritto ordine Ingegneri di Perugia n° A2574

IL CONCESSIONARIO

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

G										
F										
E										
D										
C										
B	01.08.2019	EMISSIONE PER OTTEMPERANZA DECRETO VIA DEL 25.07.2017				Ing. Vitali	Ing. Telò	Ing. Anania		
A	17.04.2012	EMISSIONE				Ing. Mammi	Ing. Telò	Ing. Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO								DATA: AGOSTO 2019		
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA:
0648	PD	0	A12	AWS05	0	WW	RI	01	B	varie

INDICE

1.	PREMESSA.....	3
2.	INQUADRAMENTO NORMATIVO	4
3.	PRESCRIZIONI AIPO.....	5
4.	CRITERI GENERALI	7
4.1.	Articolazione dello studio.....	7
5.	L'APPLICAZIONE DEI MODELLI UTILIZZATI.....	9
5.1.	Il modello per la propagazione dell'onda di piena	9
5.2.	Modello di infiltrazione nel corpo arginale per evitare il sifonamento.....	12
6.	AMBITO DI RIFERIMENTO.....	14
6.1.	Tracciato autostradale interferente con il corso d'acqua.....	14
7.	INQUADRAMENTO TERRITORIALE FIUME SECCHIA.....	15
7.1.	Caratteristiche idrografiche.....	15
7.2.	Aspetti idrologici.....	16
7.3.	Caratteristiche geometriche e morfologiche dell'alveo (tendenza morfo-evolutiva del corso d'acqua).....	17
8.	DEFINIZIONE DELLE PORTATE DI RIFERIMENTO.....	20
9.	VERIFICHE IDRAULICHE	23
9.1.	Le opere di attraversamento autostradale e stradale.....	23
9.2.	Verifica di compatibilità idraulica stato di fatto/stati di progetto	25
9.2.1.	Verifica del franco di sicurezza degli attraversamenti.....	25
9.2.2.	Valutazione della compatibilità idraulica.....	31
9.3.	Verifica di compatibilità idraulica in presenza di opere provvisionali.....	43
9.3.1.	Individuazione dei livelli idrometrici.....	45
9.3.2.	Fasi esecutive di cantierizzazione	47
9.3.3.	Considerazioni conclusive	48
9.4.	Valutazione della capacità di trasporto solido e dei fenomeni erosivi generalizzati e localizzati nel tratto interessato dalle opere	49
10.	INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA	58
11.	VERIFICA AL SIFONAMENTO E FILTRAZIONE	61

11.1. Verifica in assenza di opere di contenimento dei processi di filtrazione	66
11.2. Verifica con diaframma senza rivestimenti del paramento arginale	69
11.3. Verifica con diaframma profondo 12 m e con rivestimento paramenti arginali	71
11.4. Verifica con diaframma profondo 20 m.....	74
11.5. Dimensionamento diaframmi idraulici.....	76
12. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE SULLE PRESCRIZIONI AIPO	77

1. PREMESSA

La presente relazione 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 e il casello di Ferrara Sud sulla A13, aggiornato ed integrato:

1. secondo le prescrizioni impartite dal Ministero Dell'ambiente e della Tutela del Territorio e del mare con Decreto n 190 del 25/07/2017,
2. dalle prescrizioni di AIPO del 02/07/2013 prot 0024581 a firma del dott F. Giuffredi sul P.D. e del 17/05/2011 prot. 18500 a firma dell'ing, Maurizio Montani sul P.P.,
3. dalle prescrizioni del Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale del 09/09/2013 prot. 2013U0010332, del 04/05/2016 prot 2016U0007663 e del 10/06/2019 prot. 2019E0009836
4. secondo le ottimizzazioni impartite dalla Regione e dallo stesso Consorzio ARCOS funzionali alla semplificazione dell'opera nel suo complesso.

In particolare questo percorso progettuale è stato coordinato e condiviso con AIPO –Agenzia Interregionale per il fiume PO, quale Ente Gestore del corso d'acqua interessato dall' interferenza e tiene conto delle prescrizioni impartite durante la Conferenza dei Servizi sul Preliminare con prescrizioni .

Il progetto eseguito, nonché i risultati delle modellazioni numeriche effettuate, hanno consentito di definire le caratteristiche geometriche che le infrastrutture di attraversamento devono rispettare, sia in termini di impalcato, di pile e relative fondazioni, ai fini della compatibilità con i processi idrodinamici. Sulla base delle risultanze ottenute sono state, inoltre, progettate le opere di presidio idraulico, sia di tipo attivo che passivo, necessarie alla minimizzazione delle mutue interferenze tra struttura ed il corso d'acqua.

Rispetto al Progetto Definitivo del 2012 le uniche modifiche apportate riguardano la riduzione dell'impalcato di attraversamento in quanto è stato rimosso l'allargamento della futura III corsia.

Infine i risultati degli studi idraulici a corredo del presente Progetto Definitivo, sono stati confrontati con quelli desunti dal progetto del Progetto Esecutivo – Il stralcio – I lotto degli interventi "(MO-E-1323) - FIUME SECCHIA - *Lavori di adeguamento strutturale e funzionale del sistema arginale difensivo tramite interventi di adeguamento in quota e in sagoma a valle della cassa fino al confine regionale per garantire il franco di 1 metro, rispetto alla piena di TR20 nello stato attuale e la stabilità e resistenza dei rilevati*". Dall'esame a confronto, si ricava che le opere previste sono sinergiche ed in linea con quelle derivanti dal progetto citato.

2. INQUADRAMENTO NORMATIVO

Le analisi idrauliche, di seguito riportate, sono state condotte rispettando gli indirizzi e le prescrizioni riportate nella normativa di riferimento nazionale, elencata nell'elaborato PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01_B Elenco delle Normative di Riferimento.

3. PRESCRIZIONI AIPO

Il Progetto Definitivo del 2012, a corredo della procedura di VIA, è stato sottoposto a parere idraulico da parte di AIPO. L'Agenzia Interregionale del Fiume Po – AIPO con nota del 02/07/2013 prot 0024581 esprimeva parere favorevole all'opera in quanto il progetto aveva recepito integralmente tutte le prescrizioni formulate sul Progetto Preliminare nel parere 17/05/2011 prot. 18500. Esse erano le seguenti:

a) VIADOTTO AUTOSTRADALE

- 1) non ritenendo ammissibile la soluzione del preliminare, viene prospettata l'opportunità di prevedere almeno una campata con una luce di ml 70, così da allontanare di circa ml 16 la pila in dx idraulica in modo che non insista sul corpo arginale;
- 2) relativamente ai diaframmi lato fiume in corrispondenza delle strutture arginali si prospetta la necessità che gli stessi vengano realizzati il più vicino possibile all'unghia del petto del fiume, innalzandone poi la quota fino a quella della banca del petto per conseguire una migliore continuità con i manufatti di impermeabilizzazione della sponda a fiume;
- 3) si prescrive che le sponde a fiume debbano essere impermeabilizzate con geomembrana sintetica in polietilene ad alta densità (HDPE) protetta da un sovrastante strato di terra vegetale dello spessore minimo di 30 cm, stabilizzato da un rivestimento flessibile costituito da elementi prefabbricati interbloccanti in cls, dello spessore minimo di 10 cm, riempiti ancora con terra vegetale per la rinaturalizzazione delle scarpate spondali;
- 4) per quanto concerne la pezzatura del pietrame per il rivestimento spondale e la berma al piede vengono riportate le pezzature utilizzate e suggerite da AIPO per le opere di difesa kg 50-100 per il rivestimento della sponda e kg 100-200 per la berma;
- 5) relativamente alle opere lato campagna, dato che la banca serve solo per dare continuità alle piste e non per il ricoprimento della linea di saturazione (data la presenza di diaframma e impermeabilizzazione dell'arginatura), la quota della banca deve essere tale da lasciare una luce rispetto alla quota del sottotrave di almeno 5 m (valore normativo di luce netta minima per la transitabilità delle strade non classificate) e la sua larghezza dovrà essere di circa 6-7 m;
- 6) tutte le opere di adeguamento e protezione delle arginature da realizzarsi in corrispondenza dell'attraversamento, sia in sx che in dx idraulica dovranno estendersi per almeno ml 20 a monte e ml 20 a valle oltre la proiezione degli impalcati come risultante qualora dovesse essere costruita la prevista terza corsia per senso di marcia.

b) VIADOTTO SULLA STRADA DI COLLEGAMENTO C03:

- 1) Si tratta di attraversamento da realizzarsi con un semplice viadotto che interseca il corso d'acqua con una sequenza di n.3 campate della stessa lunghezza (ml 60), soluzione che viene ritenuta ammissibile giacchè le pile non interferiscono con le strutture arginali sia in sx che in dx idraulica;
- 2) Per quel che concerne la quota del sottotrave la stessa determina una luce libera di soli ml 1.60 quindi non in linea con le direttive ADBPo, si ritiene quindi di dover prescrivere che l'impalcato venga realizzato ad una quota di cm 40 superiore;

Nelle pagine seguenti si ripercorrono le analisi e verifiche condotte nel 2012 a supporto del Progetto Definitivo, che, come ricordato, veniva approvato sempre da AIPO con nota del 02/07/2013 prot 0024581

4. CRITERI GENERALI

4.1. Articolazione dello studio

Lo studio idrologico-idraulico, nel suo complesso, si è articolato nelle seguenti fasi.

Fase 1^: 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 del corso 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 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, avendo cura di mantenere la congruità con le precedenti in termini di capisaldi topografici.

Fase 2^: Analisi idraulica del corso d'acqua

Per il Fiume Secchia 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, 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 ha avanzato durante il continuo confronto che ha caratterizzato l'intero percorso progettuale.

Questa porzione dello 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.

Fase 3^a: Analisi di filtrazione

Ai fini della verifica della possibile interferenza delle opere in progetto al fine di evitare collassi arginali dei rilevati anche in occasione delle sollecitazioni idrauliche più critiche, 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 diaframature all'interno dei corpi arginali, ai fini di garantire la stabilità e la tenuta del presidio idraulico.

Fase 4^a: Progettazione delle opere di 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'ufficiosità 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.

5. L'APPLICAZIONE DEI MODELLI UTILIZZATI

5.1. Il modello per la propagazione dell'onda di piena

Per il Fiume Secchia è stata condotta un'analisi idraulica mediante modellazione numerica monodimensionale in moto vario e permanente. La ricostruzione in formato digitale delle morfologie dell'alveo, delle arginature e delle aree limitrofe si è basata sui dati geometrici messi a disposizione da AIPO ed eseguiti nel 1999 oltre a quelli rilevati direttamente per l'esecuzione dell'infrastruttura in progetto.

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 del corso d'acqua, sia l'influenza apportata dall'infrastruttura in esame. Tali influenze si riconducono soprattutto ad alterazioni dei profili di rigurgito e di velocità della corrente, mentre dall'analisi modellistiche nello stato di fatto si desumono i vincoli geometrici che l'opera di attraversamento deve rispettare, in termini di quota dell'intradosso e di numero e posizione di pile e spalle del viadotto.

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,
- α_1, α_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 dalle pile del ponte viene eseguito secondo diversi metodi :

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

5.2. Modello di infiltrazione nel corpo arginale per evitare il sifonamento

Al fine dell'impostazione della modellazione geotecnica in oggetto, 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.

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.

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;

θ 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. AMBITO DI RIFERIMENTO

6.1. Tracciato autostradale interferente con il corso d'acqua

Il tracciato autostradale in progetto si diparte dal casello di Reggilio-Rolo sulla A22 "Autostrada del Brennero" e termina al casello di Ferrara Sud sulla A13 "Autostrada Bologna-Padova". Si tratta di una strada di categoria A in ambito extraurbano a 2+2 corsie di marcia.

L'area entro cui si sviluppa il corridoio autostradale di progetto ricade interamente nel bacino idrografico del fiume Po, è tuttavia presente lo Scolmatore del Fiume Reno che appartiene al bacino idrografico del fiume Reno.

Lo studio idrologico ed idraulico generale, all'interno del quale ricade la specifica analisi del Fiume Secchia, è stato differenziato per sistemi idrografici e per ambiti territoriali al fine di inquadrare il territorio interessato non tanto sotto il profilo del corridoio autostradale bensì sotto il profilo delle sue caratteristiche idrografiche e quindi con riferimento all'entità prevalente del bacino idrografico di riferimento.

Il sistema di riferimento è quindi organizzato in due classi prevalenti:

- corsi d'acqua naturali: fiume Secchia e fiume Panaro;
- corsi d'acqua artificiali: sistema dei canali di bonifica, principali e secondari.

7. INQUADRAMENTO TERRITORIALE FIUME SECCHIA

Il Fiume Secchia è un corso d'acqua naturale di competenza gestionale dell'Agenzia Interregionale per il fiume Po che viene attraversato sia dall'opera autostradale sia dalla viabilità complementare C03 immediatamente a monte dell'abitato di Concordia sulla Secchia, in Provincia di Modena, e ricade nel tratto iniziale del tracciato autostradale, tra le progressive km 9+820.16 e km 10+070.33.

7.1. Caratteristiche idrografiche

Il bacino del Secchia ha una superficie complessiva, alla confluenza in Po, di circa 2.090 km² (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 (vedi Figura 7-1). 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 meandrizzato con alveo pensile fino alla confluenza in Po, in prossimità di Mirasole.

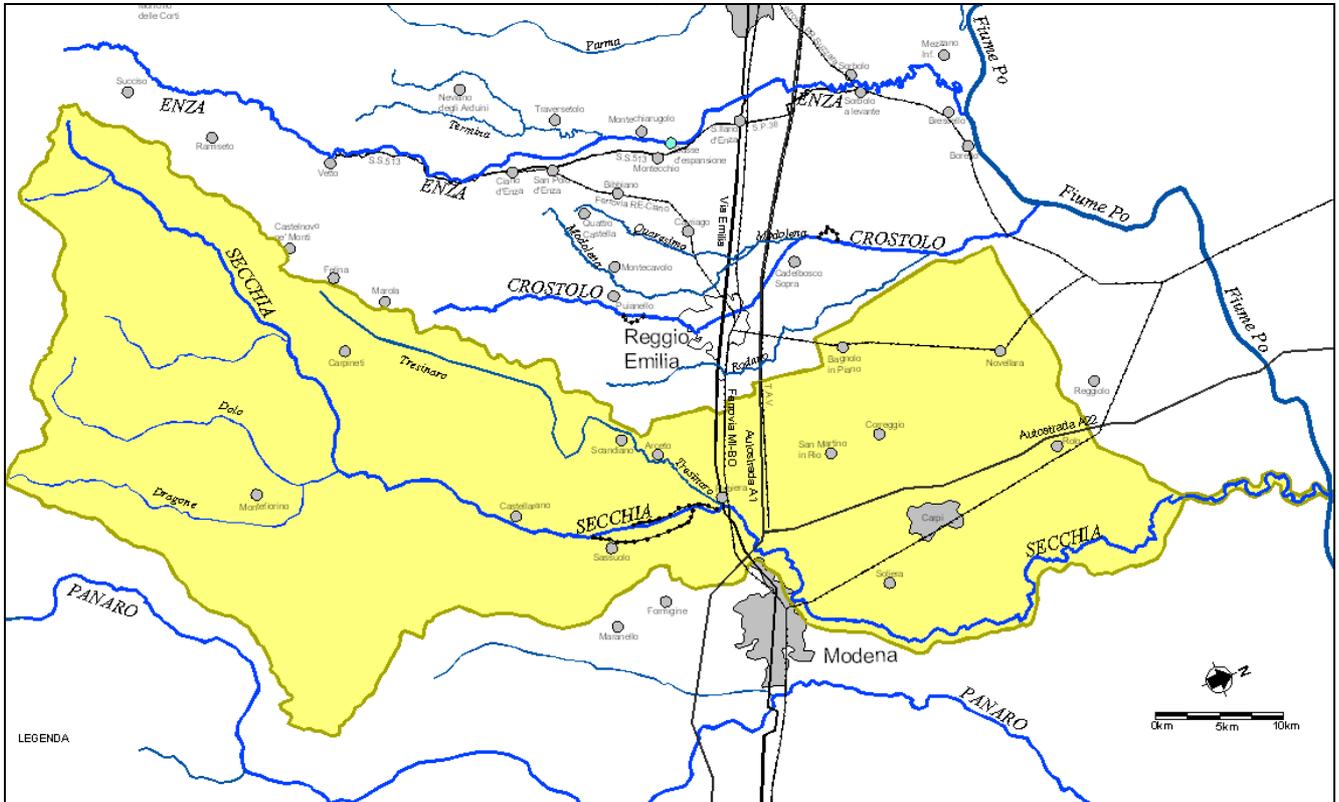


FIGURA 7-1: BACINO IMBRIFERO DEL FIUME SECCHIA

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, caratterizzato da formazioni prevalentemente argillose e da depositi sciolti, cioè da litotipi facilmente erodibili.

7.2. Aspetti idrologici

I bacini del massiccio centrale appenninico, di esposizione SW — NE, sono caratterizzati da rilievi non molto elevati, in genere a quota compresa tra i 1.000 e i 2.000 m s.l.m.; il regime pluviale è contraddistinto da elevata piovosità solo nelle zone prossime al crinale, dovuta alla particolare intensità dei fronti, che per ragioni orografiche e per la vicinanza del mar Ligure tendono ad amplificare la loro azione; nella parte

collinare e di pianura la piovosità è invece modesta. Eventi meteorici intensi sono possibili in tutte le stagioni anche se il periodo compreso tra settembre e novembre è quello con la massima incidenza di eventi gravosi.

Il bacino è essenzialmente impermeabile e di conseguenza dà luogo a fenomeni di deflusso superficiale che sono poco influenzati da effetti di trattenuta delle acque, ascrivibili all'infiltrazione e al funzionamento del substrato roccioso quale serbatoio freatico.

Nel bacino idrografico le precipitazioni medie, su una base di osservazione cinquantennale, variano da 700 mm/anno a oltre 2.000 mm/anno (valori estratti dal P.A.I. a cura dell'Autorità di bacino del Po).

Nel bacino idrografico del Secchia le stazioni di misura per le quali sono disponibili valori storici delle portate di piena sono elencate in Tabella 7-1:

TABELLA 7-1 - VALORI DELLE PORTATE DI PIENA STORICHE NEL BACINO DEL SECCHIA

SEZIONE	SUPERFICIE km ²	Hmedia m s.l.m.	Hmin m s.l.m.	Qmax m ³ /s	DATA
Secchia a Cerreto Alpi	12	1.299	870	249	27/12/1959
Secchia a Ponte Cavola	341	965	316	591	21/10/1952
Secchia a Castellarano	941	831	160	830	17/11/1940
Secchia a Ponte Bacchello	1.292	606	21	823	20/04/1960

L'evento di maggiore intensità qui riportato che ha colpito il bacino del Secchia è quello del settembre 1972. Nelle province di Modena e Reggio Emilia, si sono registrate piogge di breve durata ma di elevatissima intensità (400 mm tra Paduli e Succiso) con massimo nell'alto Secchia; a Sassuolo la portata al colmo è stata stimata in circa 1.900 m³/s; particolarmente colpiti risultarono i territori a valle dell'autostrada A1 (Campogalliano, Modena, Bastiglia, Carpi, Concordia) con vaste esondazioni.

7.3. Caratteristiche geometriche e morfologiche dell'alveo (tendenza morfologica evolutiva del corso d'acqua)

Nel tratto oggetto di intervento il corso d'acqua ha andamento meandriforme, anche se non particolarmente accentuato, e si sviluppa da S verso N, per poi deviare bruscamente verso ovest dopo il nucleo abitato di Concordia e riprendere, definitivamente e fino alla foce, direzione N-S. La struttura d'alveo nel tratto d'interesse è ovunque unicursale, con limitate golene laterali idraulicamente attive solo in occasione di portate significative.

Caratteristica peculiare della zona, e di un significativo tratto contermini, è la pensilità delle golene rispetto al piano campagna extra-arginale; il dislivello in parecchi casi supera i 5 m.

Le arginature presentano nella zona notevole elevazione e sagoma abbastanza ridotta. Tali caratteristiche unite alla limitata dimensione dell'alveo di piena, in particolare in prossimità dei centri abitati (la quale aumenta la tendenza alla localizzazione in frodo nei punti di concavità delle curve), rendono tali opere particolarmente cimentate in occasione delle maggiori piene.

Per quanto attiene alla stabilità morfologica nel tratto in esame, l'erosione di sponda interessa attualmente soprattutto le curve in battuta, le quali risultano per la maggior parte dotate di difese radenti in pietrame.

A differenza dei tratti montani (e probabilmente anche a causa della portata solida ivi originata) il tratto si presenta sostanzialmente in equilibrio rispetto all'erosione di fondo.

Il confronto planimetrico tra le cartografie I.G.M. all'impianto e C.T.R. attuale indica che nel periodo fino alla fine degli anni 80 si è verificata una sensibile riduzione dell'ampiezza del corso d'acqua. L'indice di ramificazione è diminuito con un conseguente aumento della canalizzazione del corso d'acqua.

Oltre alle già citate arginature continue si rilevano opere di difesa longitudinale a carattere sporadico in corrispondenza di curve in battuta e froldi arginali.

Il principale manufatto esistente a valle di quello in progetto è il ponte storico di Concordia: trattasi di un attraversamento ad archi in muratura con tre pile in alveo, le cui dimensioni ed in particolare l'intradosso non sono adeguati alla piena di progetto, per la quale il manufatto, pur non sormontato (nell'ipotesi di perfetta efficienza) va in pressione.

Avendo constatato che il tratto oggetto di analisi è caratterizzato da moderata lunghezza ed estensione, e specialmente il fatto che le opere idrauliche in progetto non determinano significativa riduzione del volume d'alveo disponibile per la laminazione delle piene, sono state effettuate simulazioni idrauliche in moto permanente (stazionario).

La soluzione in moto stazionario, rispetto ad una analisi in termini di colmo di piena fornita da un'analisi in moto vario, fornisce condizioni di verifica sensibilmente più cautelative e specialmente in corrispondenza dei manufatti di attraversamento, consente di impostare un confronto corretto tra diverse formulazioni per la stima delle perdite di carico.

Si tenga presente che in relazione alla formazione del fenomeno del cappio di piena nelle simulazioni in moto vario non si ha mai concomitanza tra livelli massimi e portate massime, condizione di verifica cautelativa che è invece garantita dalla semplificazione del moto stazionario.

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 (vedi figura seguente).

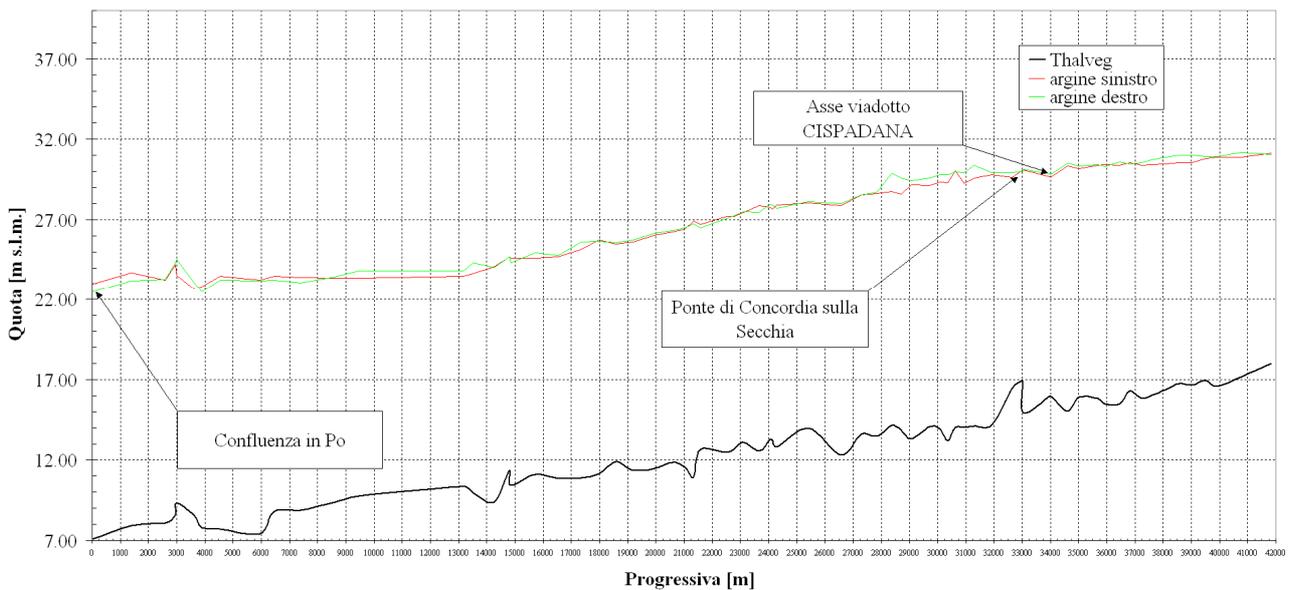


FIGURA 7-2: ANDAMENTO LONGITUDINALE DEL THALWEG E DEI PRESIDI ARGINALI NEL TRATTO DI FIUME CONSIDERATO

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.

8. DEFINIZIONE DELLE PORTATE DI RIFERIMENTO

La portata di piena di progetto (a tempo di ritorno 200 anni), rispetto alla quale effettuare la verifica idraulica dell'attraversamento in progetto e dei suoi effetti in termini di profilo idrometrico, è stata inizialmente stabilita facendo riferimento ai valori indicati dall'Autorità di bacino del fiume Po nella "Direttiva piena di progetto", da assumere per le progettazioni e verifiche di compatibilità idraulica.

La Tabella 8-2 propone le portate di riferimento per diverse sezioni. Dai valori indicati risulta evidente come, a valle dell'abitato di Rubiera, l'assetto idraulico del corso d'acqua sia condizionato dalla presenza della cassa di espansione, realizzata su un'area di circa 1.000 ha e con un volume d'invaso di circa 15 milioni di metri cubi. Tale opera entra in funzione per portata superiori a circa 450 m³/s ed è in grado di laminare, in modo compatibile con la massima capacità di deflusso del tratto arginato di valle, piene con tempo di ritorno 20 anni.

La cassa di laminazione si estende prevalentemente in sinistra e, più limitatamente, in destra orografica del Fiume Secchia, in località Rubiera (RE) e Campogalliano (MO). L'invaso, orientato approssimativamente in direzione SW-NE, è stato realizzato nei primi anni '70 e successivamente, negli anni '90, soggetto a lavori di adeguamento.

L'area su cui si estende attualmente la cassa di espansione è stata interessata in passato da un'intensa attività estrattiva che ha prodotto, nella parte nord orientale, una serie di crateri di scavo sotto falda, trasformati poi in bacini lacuali con livello medio dell'acqua a quota 39.50m s.l.m.

Il bacino di invaso è caratterizzato dalla presenza di un'arginatura perimetrale e di un'arginatura interna parallela all'alveo, cosicché risulta suddiviso in 2 vasche distinte, una di dimensioni minori che si sviluppa lungo l'asta fluviale sia in destra sia in sinistra orografica, ed è delimitata a valle dal manufatto regolatore, l'altra di dimensioni maggiori che si sviluppa interamente in sinistra orografica nella porzione NNE dell'invaso.

L'altitudine del territorio nell'area interessata dal bacino di invaso è compresa tra i 39m e i 51m circa s.l.m.

Le caratteristiche principali dell'opera possono essere così riassunte:

PARAMETRI	VALORI
-superficie complessiva	2.000.000 m ²
-volume utile complessivo	14.500.000 m ³
-portata massima entrante (TR= 10/20 anni)	800 m ³ /s
-portata uscente alla quota di max regolazione (TR= 10/20 anni)	450 m ³ /s
-quota di massima regolazione dello sbarramento	46,50 m s.l.m.
-quota di massimo invaso	48,75 m s.l.m.
-quota di coronamento delle arginature maestre	49,50 m s.l.m.
-altezza massima delle arginature maestre	10,00 m

TABELLA 8-1: PRINCIPALI VALORI DELLA CASSA DI LAMINAZIONE

I rilevati arginali, in corrispondenza della zona perimetrale prossima al manufatto regolatore, hanno larghezza pari a circa 4m in sommità e 6-8m alla base, e sono caratterizzati dalla presenza di banche e sottobanche collegate tra loro da tratti inclinati a differente pendenza, con un massimo di 29.9° sul lato estero e 28.8° sul lato interno alla cassa.

La porzione superiore degli argini, realizzata in rilevato, e di spessore variabile fino ad un massimo di circa 7m, è costituita da materiali limo argillosi di classe A-6 e A-7-6 provenienti dagli scarti dell'attività estrattiva; per gli argini di altezza maggiore, la porzione inferiore, realizzata in scavo, è invece costituita dai terreni alluvionali a grana grossa (classe A-1-a) presenti in fondazione fino ad una quota di circa 35m s.l.m, al di sotto della quale si trova una formazione impermeabile di no terreni limo-argillosi.

Nella zona adiacente al manufatto limitatore e nella porzione NE della cassa in corrispondenza delle altezze maggiori, i rilevati arginali sono dotati di un diaframma di intercettazione e tenuta dei flussi di filtrazione, realizzato in c.c. e ammorsato nello strato impermeabile di fondazione (posto alla quota di circa 35m s.l.m.). In particolare, nella zona adiacente il manufatto il diaframma si ammorsa per una lunghezza di circa 3m nel materiale impermeabile che costituisce il corpo arginale, mentre nella restante parte il diaframma risulta realizzato verso il lato cassa con una copertura molto ridotta (max 1m) di materiale impermeabile.

La regolazione idraulica è affidata ad un sistema di manufatti costituito da un manufatto regolatore sul corso d'acqua, uno sfioratore laterale e uno scarico di fondo dalla cassa laterale.

SEZIONE	COD.	PROGR. (km)	SUPERFICIE BACINO SOTTESO (km ²)	Q20 (m ³ /s)	Q100 (m ³ /s)	Q200 (m ³ /s)
Castellarano	191	58.671	970	820	1270	1400
Rubiera	167	76.482	1292	820	1270	1400
Cittanova	155	80.913	1320	-	-	750
Confluenza in Po	4	161.056	1370	-	-	750

TABELLA 8-2: VALORI DELLE PORTATE DI PIENA DI RIFERIMENTO LUNGO L'ASTA DEL F. SECCHIA (DA PAI ADBPO)

Con riferimento alle portate sopra esposte, va considerato che negli elaborati di piano relativi ai "Nodi critici" nell'affrontare quello di Modena (scheda SC01) si afferma che: *"Nelle condizioni di progetto (con cassa di laminazione adeguata) la portata uscente dalla cassa per tempo di ritorno di 200 anni è compresa tra 750 e 900 m³/s"*.

In considerazione di quanto sopra esposto, la portata di riferimento (Tr 200 anni) simulata è stata individuata in 900 m³/s. 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 esaminato.

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

- 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, 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. Quest'ultimo valore, corrispondente al livello di piena Tr200 del Fiume Po alla sez. 25 (come risultante dalla Tab. 33 della medesima Direttiva Piena di Progetto), risulta in effetti superiore di soli 32 cm rispetto a quello della presente simulazione. Assunzione pienamente ammissibile in quanto, in termini probabilistici ed alla luce dei regimi idrologici dei due corsi d'acqua, la perfetta concomitanza, seppur possibile, è altamente improbabile e sicuramente associabile ad un tempo di ritorno superiore a quello di riferimento per la progettazione stabilito in 200 anni.
- portata in ingresso a monte pari a 900 m³/s.

I calcoli idraulici per la definizione del profilo di inviluppo di piena sono stati svolti con riferimento alle seguenti condizioni fisiche del corso d'acqua:

- configurazione attuale in assenza dei nuovi attraversamenti (stato di fatto);
- configurazione con la presenza del nuovo attraversamento autostradale e del viadotto sulla viabilità di collegamento C03 (stato di progetto 1);
- configurazione con la presenza dei nuovi viadotti, intasati da materiale fluitante intorno alle pile (situazione di progetto 2);

9. VERIFICHE IDRAULICHE

9.1. Le opere di attraversamento autostradale e stradale

Il Fiume Secchia è attraversato sia dal corpo autostradale che dalla viabilità di collegamento C03 in un tratto situato poco a monte dell'abitato di Concordia sulla Secchia.

Il sistema viadottistico in progetto 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 3 m.

Il ponte autostradale è costituito da 11 campate di luci di calcolo, misurate in asse tracciato stradale, pari rispettivamente a 45, 50, 50, 50, 72, 72, 56, 56, 56, 56, 45 m, per una lunghezza totale di 608 m (misurata da asse appoggi delle spalle, vedi elaborato PD_0_A12_AWS05_0_WW_PZ_02_B).

Rispetto al Progetto Definitivo del 2012 le uniche modifiche apportate riguardano la riduzione dell'impalcato di attraversamento in quanto è stato rimosso l'allargamento della futura III corsia. La soluzione tecnica prevista è quella di impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo. L'impalcato è costituito da due travi metalliche continue a sezione "doppio T" realizzate da profili saldati ad anime inclinate di 27° per l'impalcato di sx e 23° per l'impalcato di dx rispetto alla verticale. L'altezza delle travi è costante pari a 3.0 m su cui appoggia una soletta collaborante in c.a. avente funzionamento principale lungo la direzione trasversale. La soletta è costituita da un getto in opera di spessore 26 cm eseguito su lastre predalles di spessore pari a 9 cm per uno spessore costante complessivo di 35 cm.

L'interasse tra le due travi principali per la carreggiata di sx è pari a 7.26 all'estradosso ed a 4.2m all'intradosso. Mentre per la carreggiata di dx l'interasse tra le due travi principali è pari a 6.54 all'estradosso e a 4.0m all'intradosso.

Le pile sono previste a fusto unico aventi sezione di forma circolare con diametro 3.00 m ed altezza complessiva con leggera variabilità da 9.40 m fino a 11.65 m circa. Fa eccezione la pila fondata su diaframmi che ha altezza di circa 6.1m per l'impalcato di dx e di 6.5m per l'impalcato di sx.

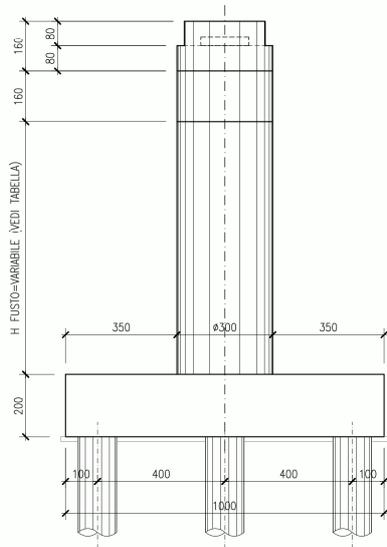
Le pile terminano in sommità con un pulvino a due bracci.

Le pile sono collegate ai plinti di fondazione che presentano forma planimetrica rettangolare 10.0 m x 10.0 m e spessore pari a 2.00 m. Ogni plinto è poi collegato a 9 pali in c.a. trivellati aventi diametro pari a 1200 mm, interasse di 4.0m e lunghezza totale pari a 40.0 m.

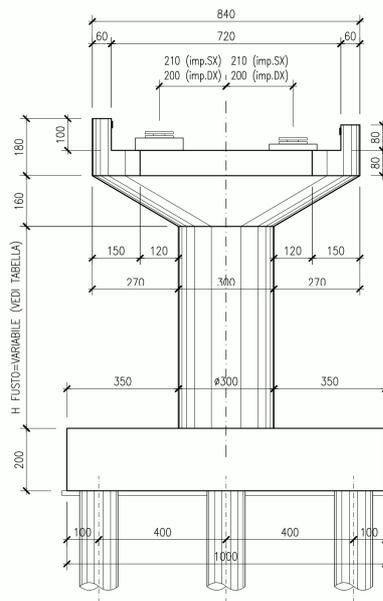
Le pile in corrispondenza delle due campate di luce maggiore (P5sx – P5dx – P6sx – P6dx) sono fondate su plinti a pianta circolare di diametro 11.20 m e spessore 2.00 m. Ogni plinto è poi collegato a 16 pali in c.a. trivellati aventi diametro pari a 1200 mm disposti a raggiera aventi lunghezza totale pari a 35.0 m.

Fanno eccezione le pile P4sx e P4dx collegate ad un plinto con forma planimetrica rettangolare 10.3 m x 7.80 m e spessore 2.00 m. In tal caso la fondazione è costituita da una "scatola di diaframmi" realizzata con elementi accostati di sezione 2.50 m x 1.00m e lunghezza pari a 36.0 m.

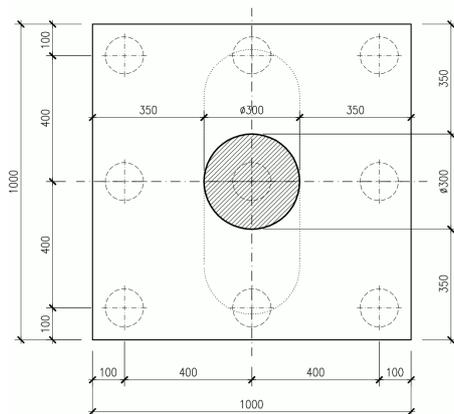
PILA TIPO -1-
 (P1-P2-P3-P7-P8-P9-P10 sx/dx)
VISTA LATERALE
 CARPENTERIA
 SCALA 1:100



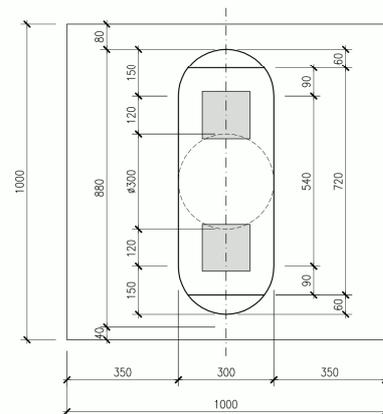
VISTA FRONTALE (spalle all'origine)
 CARPENTERIA
 SCALA 1:100



PIANTA PLINTO DI FONDAZIONE
SPICCATO FUSTO
 CARPENTERIA
 SCALA 1:100



VISTA DALL'ALTO
PIANTA DEL PULVINO
 CARPENTERIA
 SCALA 1:100



9 PALI Ø1200mm L=40m

Le spalle si prevedono come strutture di contenimento del rilevato stradale aventi altezza media pari a circa 4.2 m dallo spiccatto della platea di fondazione e fondate su 18 pali in c.a. trivellati aventi diametro pari a 1200 mm e lunghezza totale pari a 32.0 m.

L'intradosso dell'impalcato a seguito delle verifiche idrauliche successivamente descritte è stato imposto, per

l'impalcato di carreggiata sud ad una quota compresa tra 31.41 e 31.57 m s.l.m. mentre per l'impalcato di carreggiata nord ad una quota compresa tra 31.57 e 31.91 m s.l.m.

Lo sfasamento longitudinale delle pile è stato impostato al fine di creare il minor impatto sul deflusso della corrente. Il ponte stradale è anch'esso costituito da 11 campate di luci di calcolo variabile da m 44.05 – campate di riva – sino a m 76.0 in corrispondenza del Secchia, per una lunghezza totale di 606.90 m (misurata da asse appoggi delle spalle).

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.

Lo studio idraulico, finalizzato alla determinazione della quota di intradosso dell'impalcato, verifica anche l'adeguatezza idraulica complessiva dell'attraversamento viario in stretta osservanza della Direttiva 4/99 emanata dall'Autorità di Bacino del fiume Po: "Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B" e delle le altre normative nazionali (rif. Cap 2)

9.2. Verifica di compatibilità idraulica stato di fatto/stati di progetto

La 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.

9.2.1. Verifica del franco di sicurezza degli attraversamenti

9.2.1.1. Stato di fatto

La sommità delle arginature in prossimità del nuovo attraversamento si attesta mediamente a quota 29.50 m s.l.m. in sponda sinistra e a quota 29.50-29.80 m s.l.m. in sponda destra; nella sezione immediatamente a monte del ponte in progetto il livello per la piena bicentenaria nella configurazione attuale è a quota 29.41 m s.l.m., ne risulta pertanto che le arginature, pur contenendola, sono mediamente sottodimensionate per la portata da 900 m³/sec (il franco richiesto è di 1 m).

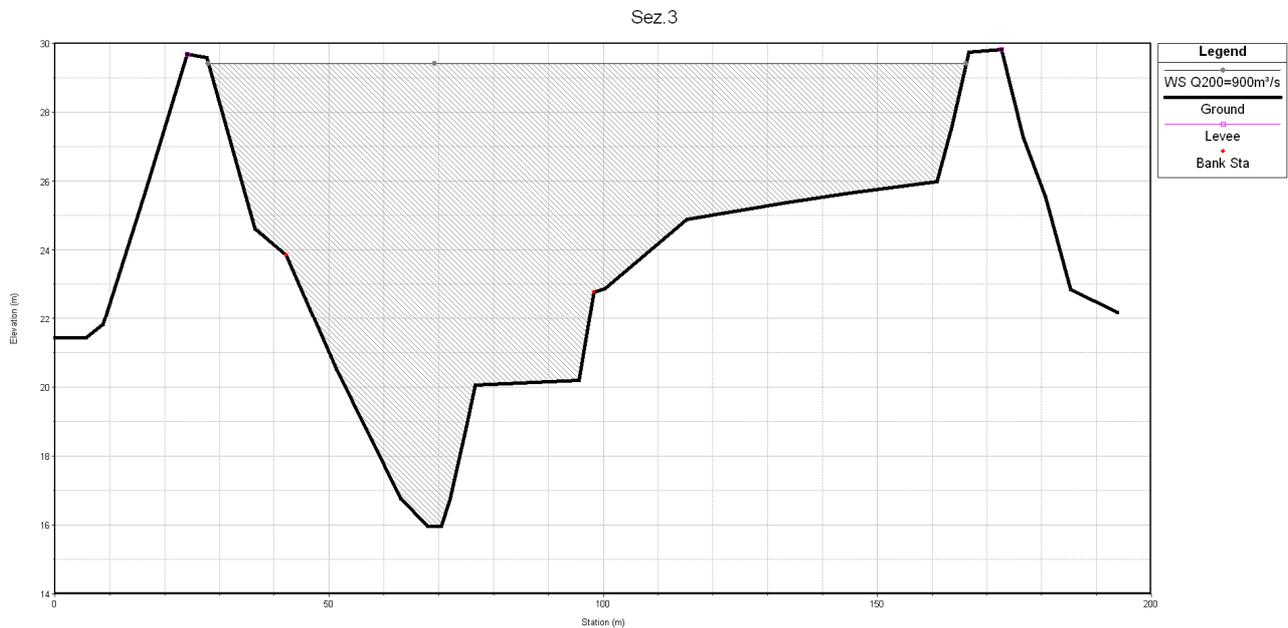


FIGURA 9-1: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA Q200 DEL F. SECCHIA ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO NELLO STATO DI FATTO

9.2.1.2. Stato di progetto 1

Nella configurazione di progetto, oltre all'inserimento del ponte, è stato realizzato un ringrosso arginale in sagoma e in quota, sino a portare i presidi arginali a quota 31.00 m s.l.m.

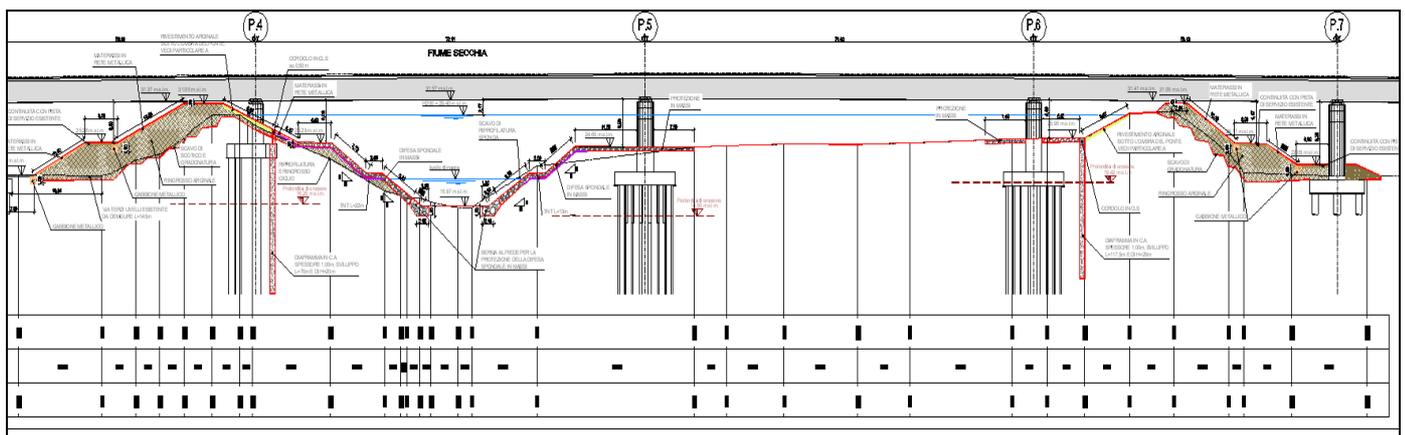


FIGURA 9-2 RINGROSSI ARGINALI IN PROGETTO

Il livello per la piena bicentenaria nella sezione immediatamente a monte dell'attraversamento autostradale è a quota 29.41 m s.l.m.; il franco idraulico del sottotrave risulta variabile sia in senso ortogonale al fiume (in quanto l'intradosso è leggermente arcuato), sia in senso longitudinale (in quanto gli intradossi dei tre impalcati in progetto hanno quote diverse), rimanendo in tutti i casi maggiore ai 2 m e quindi in linea con i limiti imposti dalla Circolare C.S.LL.PP. 07.02.2009 (Ponti stradali e ferroviari) e dalla Direttiva 4/99.



AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13

PROGETTO DEFINITIVO
IDROLOGIA E IDRAULICA
IDRAULICA CORSI D'ACQUA PRINCIPALI
FIUME SECCHIA
RELAZIONE IDRAULICA

Nelle figure seguenti, che si riferiscono alla modellazione idraulica, il ringrosso arginale viene schematizzato tramite l'utilizzo del *levee*.

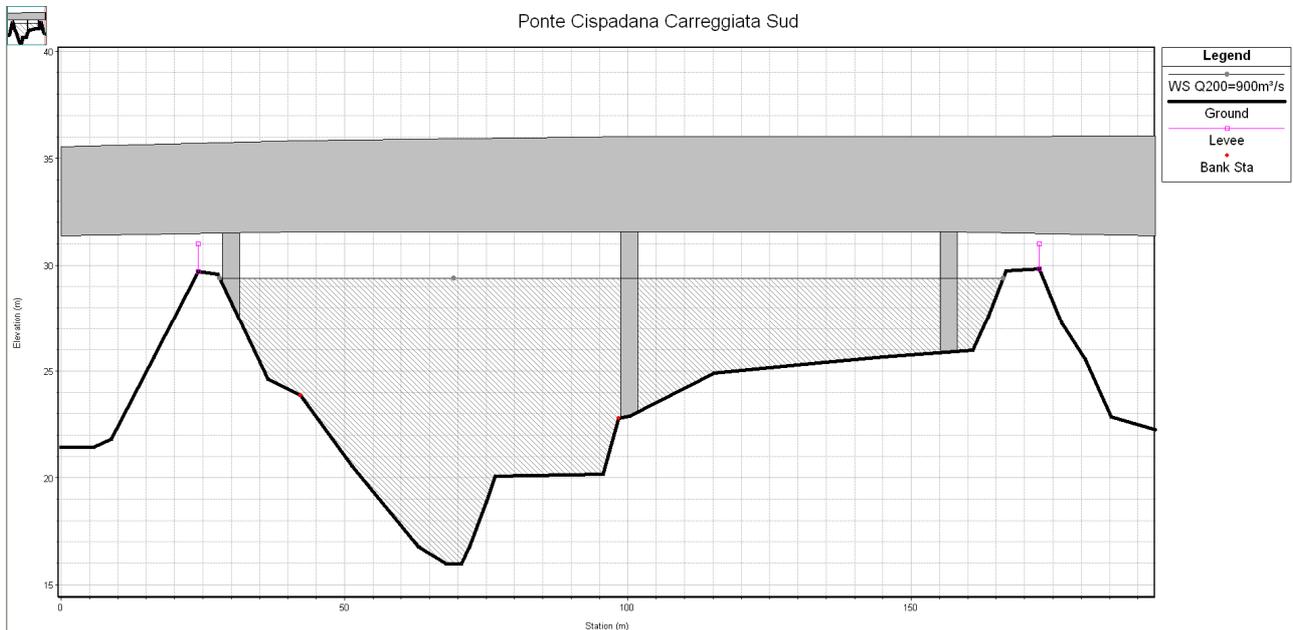


FIGURA 9-3: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA PORTATA DI RIFERIMENTO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO CISPADANA (CARREGGIATA SUD) NELLO STATO DI PROGETTO 1.

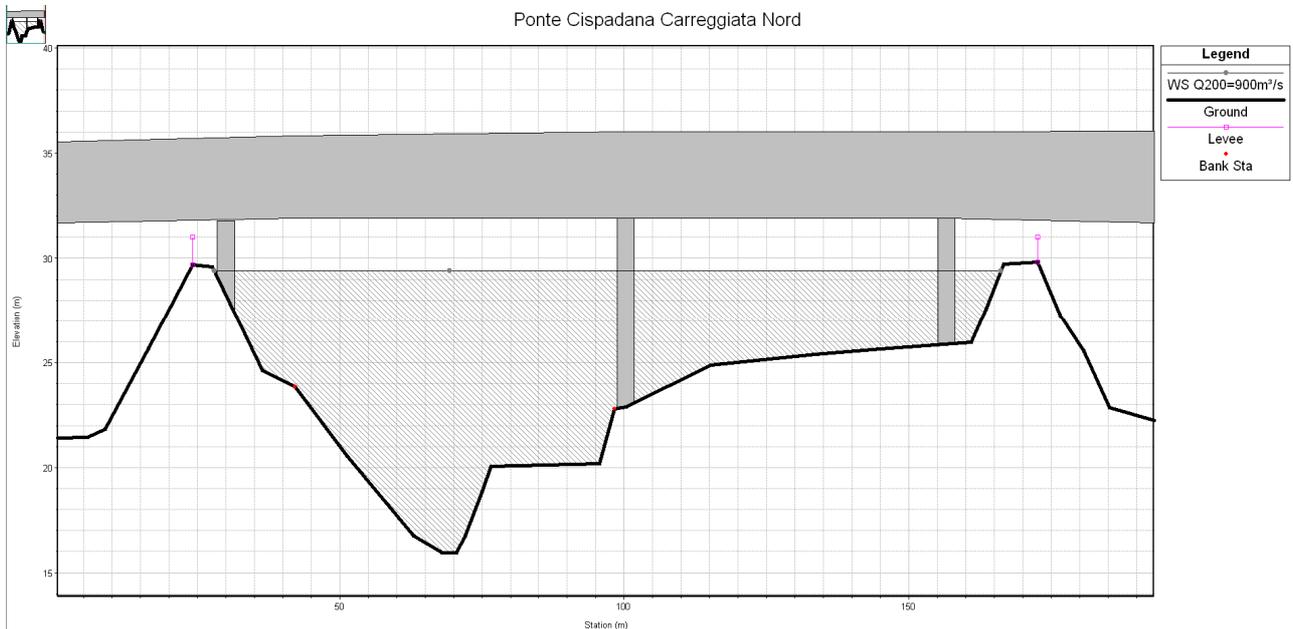


FIGURA 9-4: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA PORTATA DI RIFERIMENTO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO CISPADANA (CARREGGIATA NORD) NELLO STATO DI PROGETTO 1

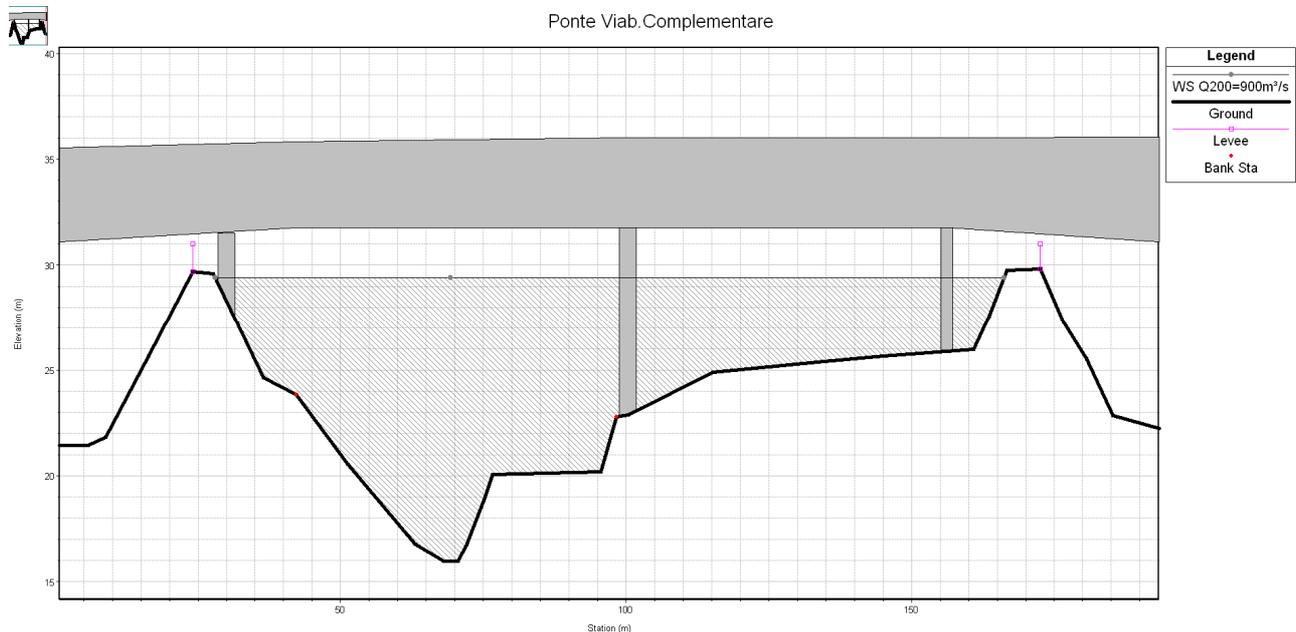


FIGURA 9-5 LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA PORTATA DI RIFERIMENTO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO VIAB. COMPLEMENTARE C03 NELLO STATO DI PROGETTO 1

9.2.1.3. Stato di progetto 2

La simulazione nello stato di progetto 2 è stata implementata sulle basi della configurazione precedente, tenendo però conto di un'ipotesi cautelativa, ovvero che si accatasti contro tutte le pile in alveo materiale flottante tale da ridurre del 20% le aree di deflusso.

L'intasamento del 20% dell'area di deflusso è stato simulato mediante blocchi di materiale aventi larghezza di 17.00m per il ponte autostradale e di 10.00m per il ponte della viabilità complementare (minori in quanto protetti dalle pile di monte). La simulazione ha portato ad incrementi di livello pari a pochi centimetri rispetto allo stato di fatto. Di seguito sono riportati il profilo e i livelli riscontrati nelle sezioni subito a monte dei viadotti in progetto. Gli incrementi ottenuti, sottratti ai franchi di cui al punto precedente, soddisfano comunque le prescrizioni di cui alla citata direttiva.

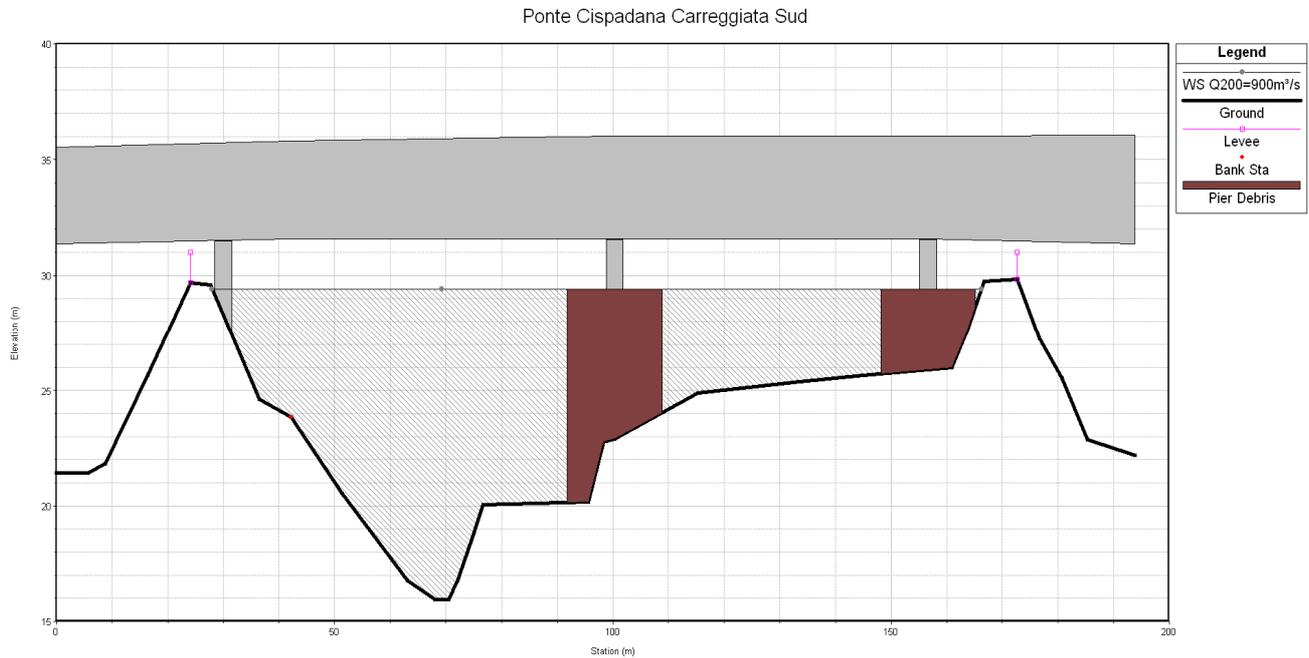


FIGURA 9-6: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA PORTATA DI RIFERIMENTO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO CISPADANA (CARREGGIATA SUD) NELLO STATO DI PROGETTO 2

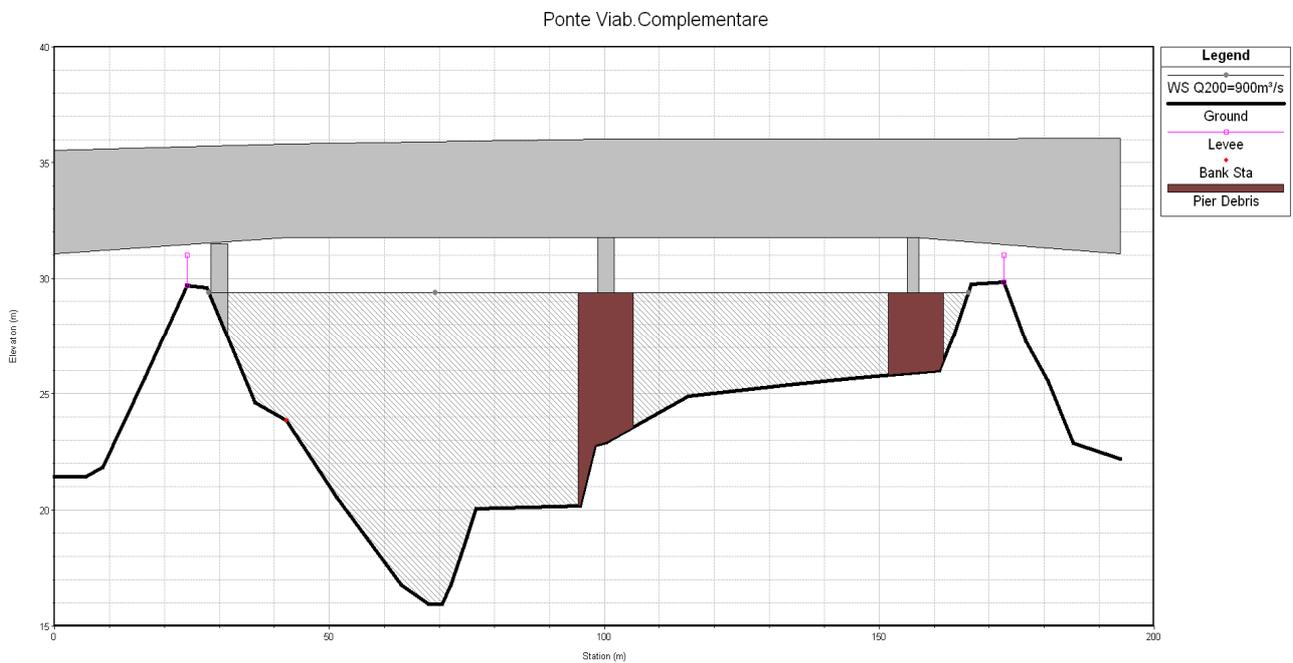


FIGURA 9-7: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA PORTATA DI RIFERIMENTO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO DELLA VIAB. COMPLEMENTARE C03 NELLO STATO DI PROGETTO 2

9.2.2. Valutazione della compatibilità idraulica

Effetto E.1. Modifiche indotte sul profilo inviluppo di piena.

Fattori determinanti: restringimenti di sezioni o ostacoli al deflusso nel tratto di corso d'acqua interessato.

Modalità di quantificazione: confronto tra il profilo di piena in condizioni indisturbate e ad intervento realizzato.

Di seguito si riportano i risultati delle simulazioni numeriche eseguite per portata con tempo di ritorno di 200 anni relativi, rispettivamente, alla situazione attuale e alle condizioni di progetto. Nella Tabella 9-1 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 e 2, in modo da valutare l'influenza dei viadotti in progetto.

Sezione Topografica	Progressiva	Quota del fondo	Q di progetto	Livelli idrometrici S.F.	Livelli idrometrici S.P.1	ΔH	Velocità S.F.	Velocità S.P.1	Pendenza	Carico totale S.F.	Carico totale S.P.1
	[m]	[m s.l.m.]	[m ³ /s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
SE79	41841.30	18.02	900	31.06	31.06	0.00	1.01	1.01	0.0008	31.09	31.09
SE77	40779.30	17.18	900	30.98	30.98	0.00	0.61	0.61	0.0007	30.99	30.99
SE76	39902.30	16.56	900	30.92	30.93	0.01	0.63	0.63	-0.0010	30.94	30.94
SE75	39505.30	16.97	900	30.85	30.86	0.01	1.27	1.26	0.0007	30.90	30.90
SE74	39028.30	16.65	900	30.81	30.81	0.00	0.85	0.85	-0.0002	30.83	30.83
SE73	38567.30	16.75	900	30.69	30.70	0.01	1.33	1.33	0.0008	30.76	30.77
SE72	38086.30	16.36	900	30.61	30.62	0.01	1.24	1.23	0.0007	30.66	30.66
SE71	37571.30	16.01	900	30.44	30.42	-0.02	1.45	1.55	0.0006	30.53	30.53
SE70	37255.30	15.81	900	30.41	30.40	-0.01	1.13	1.14	-0.0010	30.45	30.44
SE69	36810.30	16.27	900	30.25	30.24	-0.01	1.59	1.59	0.0021	30.36	30.34
SE68	36445.30	15.49	900	30.21	30.20	-0.01	1.18	1.18	0.0000	30.26	30.24
SE67	35924.30	15.51	900	30.13	30.12	-0.01	1.17	1.18	-0.0015	30.18	30.16
SE66	35698.30	15.84	900	29.99	29.98	-0.01	1.82	1.82	-0.0001	30.12	30.10
SE65	35017.30	15.90	900	29.66	29.65	-0.01	1.95	1.95	0.0022	29.84	29.82
SE64	34608.30	15.02	900	29.49	29.49	0.00	1.85	1.88	-0.0016	29.65	29.65
Sez. 3 monte autostrada	34027.30	15.96	900	29.40	29.41	0.01	1.31	1.31	0.0000	29.47	29.48
PONTE CISPADANA SUD	34007.30	15.96	Bridge	29.40	29.41	0.01	1.31	1.31	0.0000	29.47	29.48
Sez. 3	34007.30	15.96	900	29.40	29.40	0.00	1.26	1.26	0.0000	29.46	29.47
PONTE CISPADANA NORD	33977.30	15.96	Bridge	29.40	29.40	0.00	1.26	1.26	0.0000	29.46	29.47
Sez. 3 valle autostrada	33977.30	15.96	900	29.39	29.40	0.01	1.26	1.23	0.0000	29.46	29.46
PONTE C03	33953.30	15.96	Bridge	29.39	29.40	0.01	1.26	1.23	0.0000	29.46	29.46
Sez. 3 valle C03	33953.30	15.96	900	29.39	29.39	0.00	1.23	1.23	0.0014	29.45	29.45
SE61	33053.00	14.91	900	29.02	29.02	0.00	1.99	1.99	-0.0757	29.20	29.20
Ponte Concordia monte	33028.00	16.80	900	29.09	29.09	0.00	1.25	1.25	0.0000	29.16	29.16

PONTE CONCORDIA	33027.00	16.80	Bridge	29.09	29.09	0.00	1.25	1.25	0.0000	29.16	29.16
Ponte Concordia valle	33013.00	16.91	900	29.05	29.05	0.00	1.30	1.30	0.0000	29.13	29.13
SE60	32973.00	16.91	900	29.04	29.04	0.00	1.30	1.30	0.0014	29.12	29.12
SE59	32628.00	16.44	900	28.87	28.87	0.00	1.87	1.87	0.0031	29.02	29.02
SE58	31908.00	14.18	900	28.59	28.59	0.00	1.64	1.64	0.0001	28.71	28.71
SE57	31288.00	14.09	900	28.36	28.36	0.00	1.72	1.72	0.0002	28.47	28.47
SE56	30935.00	14.01	900	28.36	28.36	0.00	0.98	0.98	0.0000	28.38	28.38
SE55	30624.00	14.01	900	28.29	28.29	0.00	1.23	1.23	0.0032	28.34	28.34
SE54	30364.00	13.17	900	28.25	28.25	0.00	1.23	1.23	-0.0026	28.29	28.29
SE53	30066.00	13.95	900	28.18	28.18	0.00	1.24	1.24	-0.0004	28.24	28.24
SE52	29702.00	14.08	900	28.15	28.15	0.00	1.07	1.07	0.0012	28.18	28.18
SE51	29058.00	13.33	900	28.04	28.04	0.00	1.27	1.27	-0.0015	28.09	28.09
SE50	28694.00	13.88	900	27.86	27.86	0.00	1.86	1.86	-0.0008	27.99	27.99
SE49	28367.00	14.15	900	27.66	27.66	0.00	2.10	2.10	0.0012	27.84	27.84
SE48	27833.00	13.49	900	27.57	27.57	0.00	1.46	1.46	-0.0002	27.65	27.65
SE47	27280.00	13.60	900	27.56	27.56	0.00	0.76	0.76	0.0018	27.57	27.57

TABELLA 9-1: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DELLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E DI PROGETTO 1 (S.P.1)

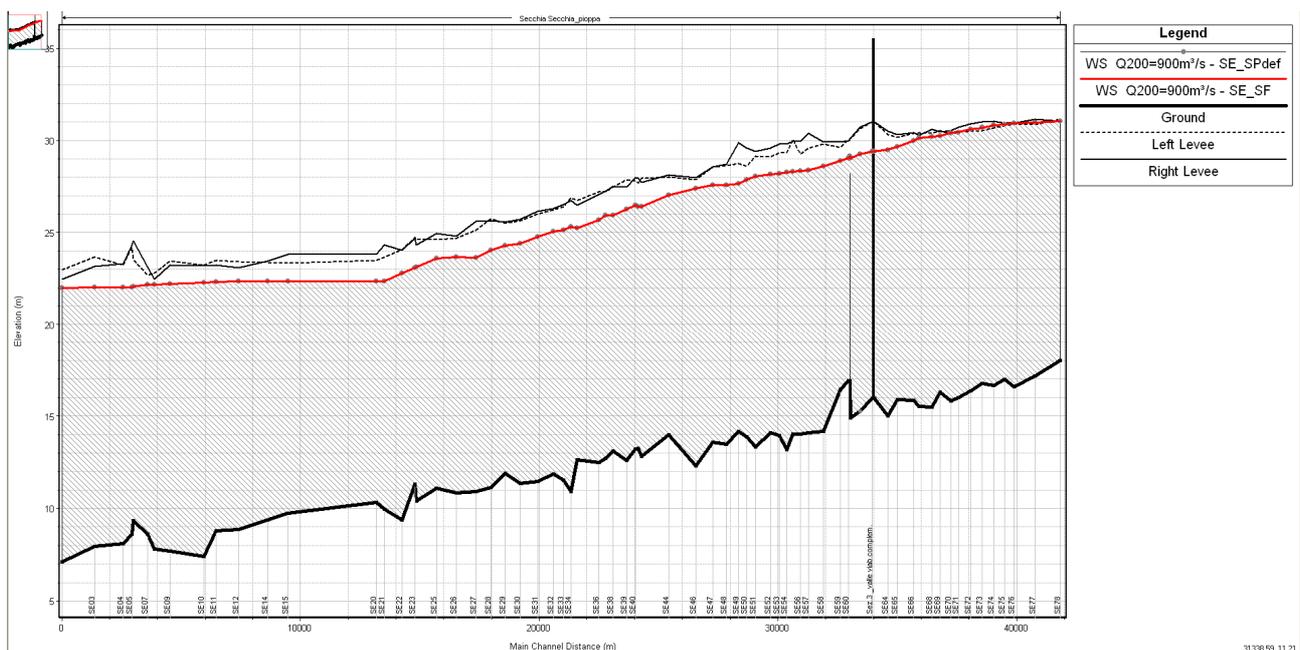


FIGURA 9-8: CONFRONTO TRA I PROFILI DI RIGURGITO NELLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO 1.

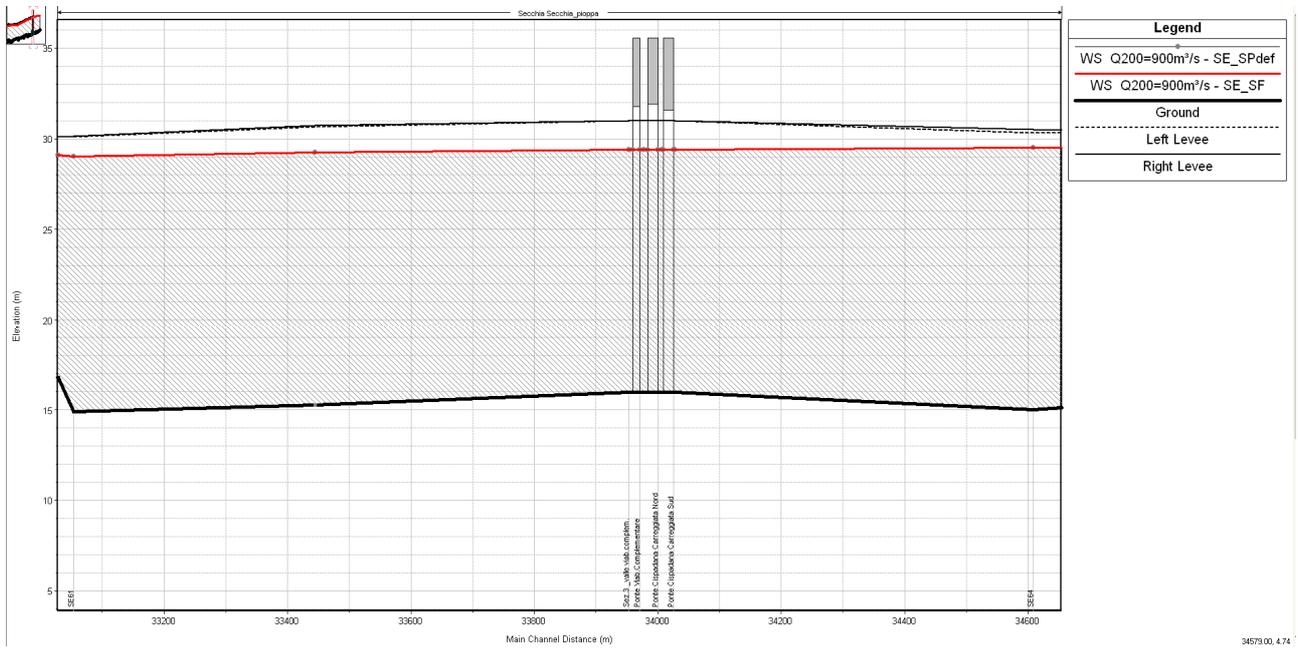


FIGURA 9-9: PARTICOLARE DEL CONFRONTO DEI PROFILI DI RIGURGITO TRA LO STATO DI FATTO E DI PROGETTO 1 IN CORRISPONDENZA DEI VIADOTTI IN PROGETTO.

Sezione Topografica	Progressiv	Quota del	Q di	Livelli	Livelli	ΔH	Velocità	Velocità	Pendenz	Carico	Carico
	a	fondo	progett	idrometri	idrometri		S.F.	S.P.1	a	totale S.F.	totale S.P.2
	[m]	[m s.l.m.]	[m ³ /s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
SE79	41841.30	18.02	900	31.06	31.06	0.00	1.01	1.01	0.0008	31.09	31.09
SE77	40779.30	17.18	900	30.98	30.98	0.00	0.61	0.61	0.0007	30.99	30.99
SE76	39902.30	16.56	900	30.92	30.93	0.01	0.63	0.63	-0.0010	30.94	30.94
SE75	39505.30	16.97	900	30.85	30.86	0.01	1.27	1.26	0.0007	30.90	30.90
SE74	39028.30	16.65	900	30.81	30.81	0.00	0.85	0.85	-0.0002	30.83	30.84
SE73	38567.30	16.75	900	30.69	30.70	0.01	1.33	1.33	0.0008	30.76	30.77
SE72	38086.30	16.36	900	30.61	30.62	0.01	1.24	1.23	0.0007	30.66	30.66
SE71	37571.30	16.01	900	30.44	30.45	0.01	1.45	1.45	0.0006	30.53	30.54
SE70	37255.30	15.81	900	30.41	30.42	0.01	1.13	1.13	-0.0010	30.45	30.46
SE69	36810.30	16.27	900	30.25	30.26	0.01	1.59	1.59	0.0021	30.36	30.36
SE68	36445.30	15.49	900	30.21	30.22	0.01	1.18	1.18	0.0000	30.26	30.26
SE67	35924.30	15.51	900	30.13	30.14	0.01	1.17	1.17	-0.0015	30.18	30.18
SE66	35698.30	15.84	900	29.99	30.00	0.01	1.82	1.82	-0.0001	30.12	30.13
SE65	35017.30	15.90	900	29.66	29.67	0.01	1.95	1.94	0.0022	29.84	29.85
SE64	34608.30	15.02	900	29.49	29.51	0.02	1.85	1.87	-0.0016	29.65	29.68
Sez. 3 monte autostrada	34027.30	15.96	900	29.40	29.43	0.03	1.31	1.30	0.0000	29.47	29.51
PONTE CISPADANA											
SUD	34007.30	15.96	Bridge	29.40	29.43	0.03	1.31	1.30	0.0000	29.47	29.51
Sez. 3	34007.30	15.96	900	29.40	29.42	0.02	1.26	1.26	0.0000	29.46	29.49
PONTE CISPADANA											
NORD	33977.30	15.96	Bridge	29.40	29.42	0.02	1.26	1.26	0.0000	29.46	29.49
Sez. 3 valle autostrada	33977.30	15.96	900	29.39	29.40	0.01	1.26	1.23	0.0000	29.46	29.47
PONTE C03											
Sez. 3 valle C03	33953.30	15.96	900	29.39	29.39	0.00	1.23	1.23	0.0014	29.45	29.45
SE61	33053.00	14.91	900	29.02	29.02	0.00	1.99	1.99	-0.0757	29.20	29.20
Ponte Concordia monte	33028.00	16.80	900	29.09	29.09	0.00	1.25	1.25	0.0000	29.16	29.16
PONTE CONCORDIA											
Ponte Concordia valle	33013.00	16.91	900	29.05	29.05	0.00	1.30	1.30	0.0000	29.13	29.13

SE60	32973.00	16.91	900	29.04	29.04	0.00	1.30	1.30	0.0014	29.12	29.12
SE59	32628.00	16.44	900	28.87	28.87	0.00	1.87	1.87	0.0031	29.02	29.02
SE58	31908.00	14.18	900	28.59	28.59	0.00	1.64	1.64	0.0001	28.71	28.71
SE57	31288.00	14.09	900	28.36	28.36	0.00	1.72	1.72	0.0002	28.47	28.47
SE56	30935.00	14.01	900	28.36	28.36	0.00	0.98	0.98	0.0000	28.38	28.38
SE55	30624.00	14.01	900	28.29	28.29	0.00	1.23	1.23	0.0032	28.34	28.34
SE54	30364.00	13.17	900	28.25	28.25	0.00	1.23	1.23	-0.0026	28.29	28.29
SE53	30066.00	13.95	900	28.18	28.18	0.00	1.24	1.24	-0.0004	28.24	28.24
SE52	29702.00	14.08	900	28.15	28.15	0.00	1.07	1.07	0.0012	28.18	28.18
SE51	29058.00	13.33	900	28.04	28.04	0.00	1.27	1.27	-0.0015	28.09	28.09
SE50	28694.00	13.88	900	27.86	27.86	0.00	1.86	1.86	-0.0008	27.99	27.99
SE49	28367.00	14.15	900	27.66	27.66	0.00	2.10	2.10	0.0012	27.84	27.84
SE48	27833.00	13.49	900	27.57	27.57	0.00	1.46	1.46	-0.0002	27.65	27.65
SE47	27280.00	13.60	900	27.56	27.56	0.00	0.76	0.76	0.0018	27.57	27.57

TABELLA 9-2: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DELLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E DI PROGETTO 2 (S.P.2).

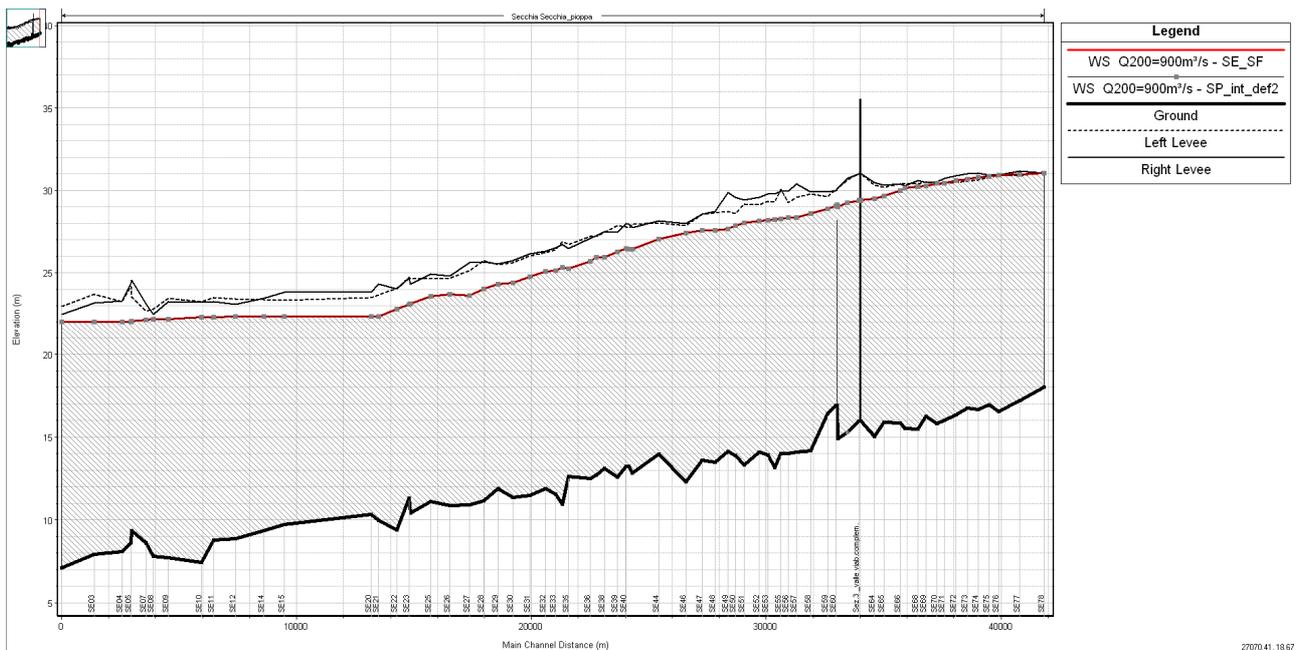


FIGURA 9-10: CONFRONTO TRA I PROFILI DI RIGURGITO NELLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO 2.

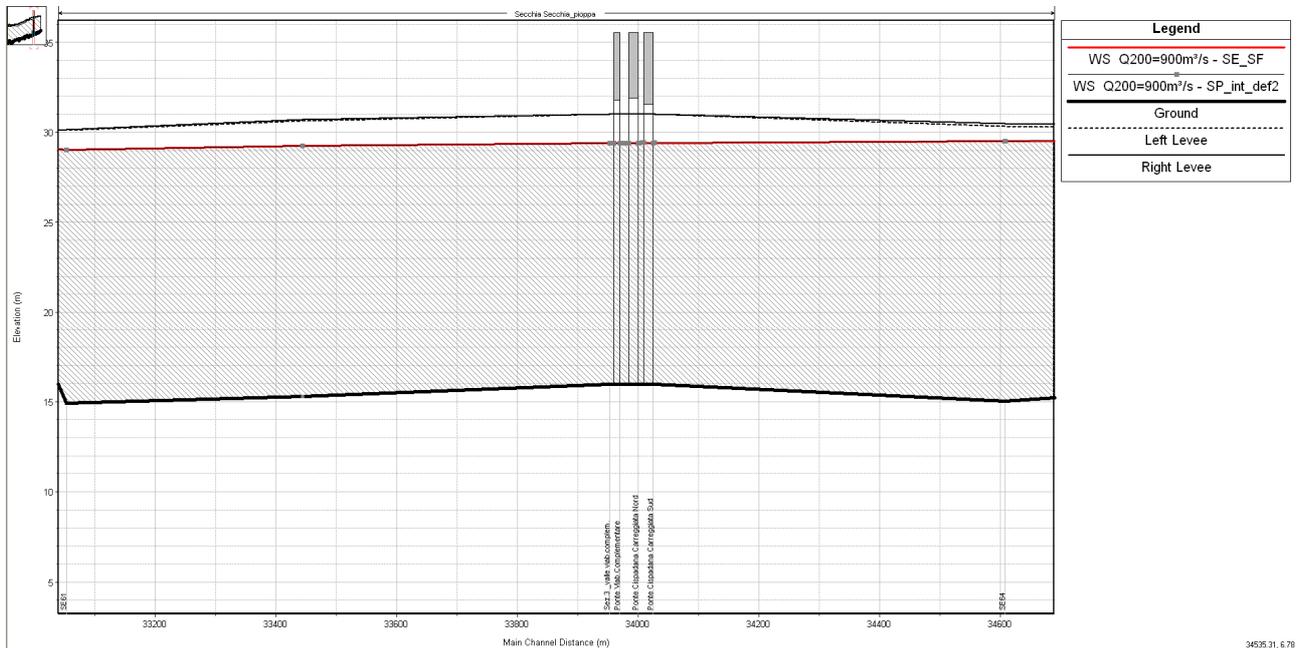


FIGURA 9-11: PARTICOLARE DEL CONFRONTO DEI PROFILI DI RIGURGITO TRA LO STATO DI FATTO E DI PROGETTO 2 IN CORRISPONDENZA DEI VIADOTTI IN PROGETTO.

L'effetto dell'inserimento dei viadotti in progetto (autostradale e viabilità complementare) risulta di entità particolarmente modesta, trascurabile ai fine delle dinamiche idrauliche di un corso d'acqua di dimensioni rilevanti quali il fiume Secchia.

Si hanno infatti lievi incrementi dell'ordine dei 2-3 cm sui profili di rigurgito indotti dalla presenza dei viadotti, per entrambe le configurazioni analizzate.

Per completezza si riportano in forma tabellare anche i risultati relativi alle simulazioni effettuate nello stato di fatto e in quello di progetto 1 per un portata con TR=100 del il F.Secchia.

Sezione Topografica	Progressiva	Quota	Q di progetto	Livelli	Livelli	ΔH	Velocità	Velocità	Pendenza	Carico	Carico
		del fondo		idrometri S.F.	idrometri S.P.		S.F.	S.P.		totale S.F.	totale S.P.
		[m]	[m ³ /s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
SE79	41841.30	18.02	750	30.42	30.41	-0.01	0.98	0.98	0.0008	30.45	30.44
SE77	40779.30	17.18	750	30.32	30.31	-0.01	0.67	0.67	0.0007	30.33	30.32
SE76	39902.30	16.56	750	30.22	30.21	-0.01	0.86	0.86	-0.0010	30.25	30.24
SE75	39505.30	16.97	750	30.12	30.11	-0.01	1.38	1.38	0.0007	30.18	30.17
SE74	39028.30	16.65	750	30.05	30.04	-0.01	1.00	1.00	-0.0002	30.09	30.08
SE73	38567.30	16.75	750	29.91	29.90	-0.01	1.37	1.38	0.0008	30.00	29.99
SE72	38086.30	16.36	750	29.80	29.78	-0.02	1.40	1.40	0.0007	29.87	29.85
SE71	37571.30	16.01	750	29.61	29.60	-0.01	1.44	1.45	0.0006	29.71	29.70
SE70	37255.30	15.81	750	29.55	29.54	-0.01	1.32	1.33	-0.0010	29.61	29.60
SE69	36810.30	16.27	750	29.41	29.39	-0.02	1.49	1.49	0.0021	29.50	29.49
SE68	36445.30	15.49	750	29.35	29.34	-0.01	1.17	1.18	0.0000	29.40	29.39
SE67	35924.30	15.51	750	29.27	29.26	-0.01	1.12	1.12	-0.0015	29.31	29.30
SE66	35698.30	15.84	750	29.14	29.13	-0.01	1.71	1.72	-0.0001	29.26	29.24
SE65	35017.30	15.90	750	28.84	28.82	-0.02	1.78	1.79	0.0022	28.99	28.97
SE64	34608.30	15.02	750	28.68	28.67	-0.01	1.71	1.73	-0.0016	28.81	28.81
Sez. 3 monte autostrada	34027.30	15.96	750	28.57	28.58	0.01	1.23	1.23	0.0000	28.64	28.65
PONTE CISPADANA											
SUD	34007.30	15.96	Bridge	28.57	28.58	0.01	1.23	1.23	0.0000	28.64	28.65
Sez. 3	34007.30	15.96	750	28.57	28.58	0.01	1.19	1.19	0.0000	28.64	28.64
PONTE CISPADANA											
NORD	33977.30	15.96	Bridge	28.57	28.58	0.01	1.19	1.19	0.0000	28.64	28.64
Sez. 3 valle autostrada	33977.30	15.96	750	28.57	28.57	0.00	1.20	1.17	0.0000	28.63	28.63
PONTE C03	33953.30	15.96	Bridge	28.57	28.57	0.00	1.20	1.17	0.0000	28.63	28.63
Sez. 3 valle C03	33953.30	15.96	750	28.57	28.57	0.00	1.17	1.17	0.0014	28.63	28.63
SE61	33053.00	14.91	750	28.23	28.23	0.00	1.84	1.84	-0.0757	28.38	28.38
Ponte Concordia	33028.00	16.80	750	28.28	28.28	0.00	1.13	1.13	0.0000	28.34	28.34

monte

PONTE CONCORDIA	33027.00	16.80	Bridge	28.28	28.28	0.00	1.13	1.13	0.0000	28.34	28.34
Ponte Concordia valle	33013.00	16.91	750	28.25	28.25	0.00	1.18	1.18	0.0000	28.32	28.32
SE60	32973.00	16.91	750	28.25	28.25	0.00	1.18	1.18	0.0014	28.31	28.31
SE59	32628.00	16.44	750	28.08	28.08	0.00	1.75	1.75	0.0031	28.22	28.22
SE58	31908.00	14.18	750	27.80	27.80	0.00	1.56	1.56	0.0001	27.91	27.91
SE57	31288.00	14.09	750	27.55	27.55	0.00	1.68	1.68	0.0002	27.66	27.66
SE56	30935.00	14.01	750	27.53	27.53	0.00	1.04	1.04	0.0000	27.56	27.56
SE55	30624.00	14.01	750	27.47	27.47	0.00	1.18	1.18	0.0032	27.52	27.52
SE54	30364.00	13.17	750	27.42	27.42	0.00	1.27	1.27	-0.0026	27.47	27.47
SE53	30066.00	13.95	750	27.36	27.36	0.00	1.16	1.16	-0.0004	27.41	27.41
SE52	29702.00	14.08	750	27.32	27.32	0.00	1.13	1.13	0.0012	27.36	27.36
SE51	29058.00	13.33	750	27.20	27.20	0.00	1.24	1.24	-0.0015	27.25	27.25
SE50	28694.00	13.88	750	27.03	27.03	0.00	1.74	1.74	-0.0008	27.15	27.15
SE49	28367.00	14.15	750	26.85	26.85	0.00	1.96	1.96	0.0012	27.01	27.01
SE48	27833.00	13.49	750	26.76	26.76	0.00	1.35	1.35	-0.0002	26.83	26.83
SE47	27280.00	13.60	750	26.73	26.73	0.00	0.79	0.79	0.0018	26.75	26.75

TABELLA 9-3: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DELLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E DI PROGETTO (S.P.) CON Q100 SECCHIA.

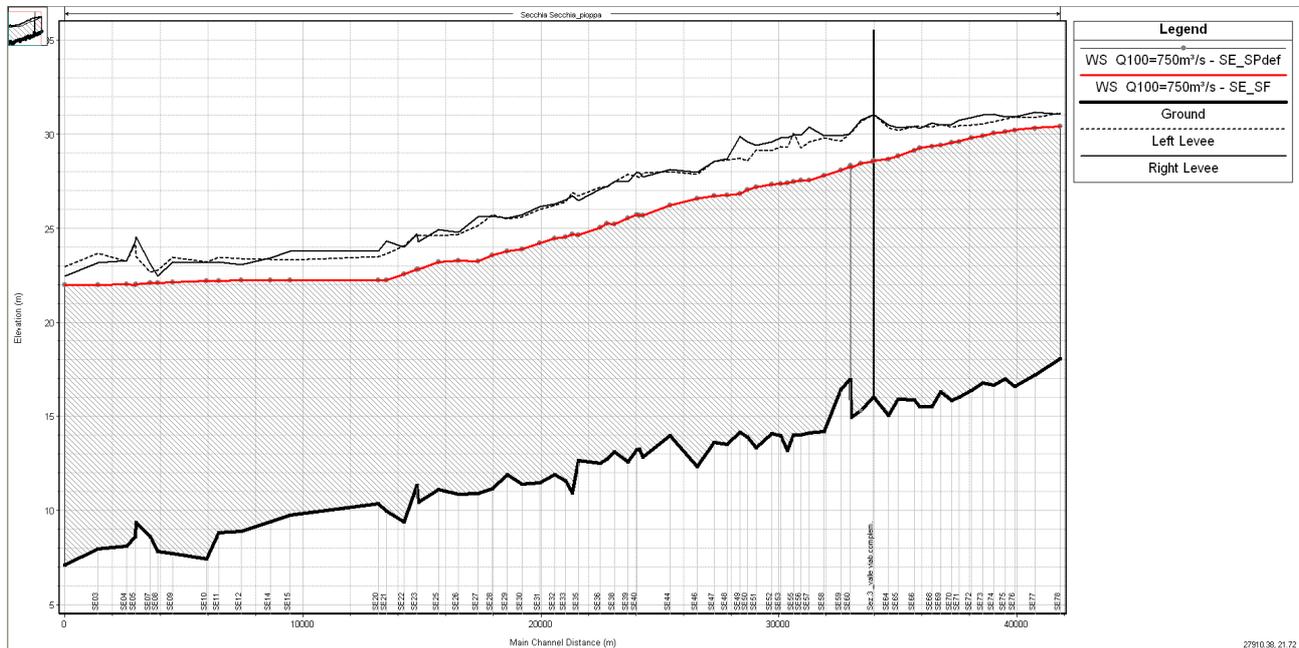


FIGURA 9-12 CONFRONTO TRA I PROFILI DI RIGURGITO NELLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO PER TR=100 ANNI

Effetto E.2. Riduzione della capacità di invaso dell'alveo.

Fattori determinanti: riduzioni delle superfici allagabili causate dalla realizzazione dell'intervento e l'effetto delle stesse in termini di diminuzione della laminazione in alveo lungo il tratto fluviale.

Le opere in progetto non comportano alcuna variazione delle superfici allagabili all'interno della fascia B.

Effetto E.3. Interazioni con le opere di difesa idrauliche (opere di sponda e argini) esistenti.

Fattori determinanti: localizzazione e caratteristiche strutturali degli elementi costituenti parte delle opere in progetto.

Modalità di quantificazione: valutazioni idrodinamiche sugli effetti idrodinamici indotti.

La situazione di progetto 1 determina lievi variazioni idrodinamiche delle caratteristiche della corrente di piena rispetto alla situazione attuale, i cui effetti sulle opere idrauliche esistenti verranno mitigati da opere di protezione di cui al punto successivo. Anche andando ad analizzare gli effetti dovuti alla parziale occlusione dell'area di deflusso della piena, non si osservano apprezzabili alterazioni degli idrodinamismi del fiume Secchia, come illustrato nella **TABELLA 9-2** e nella figura seguente.

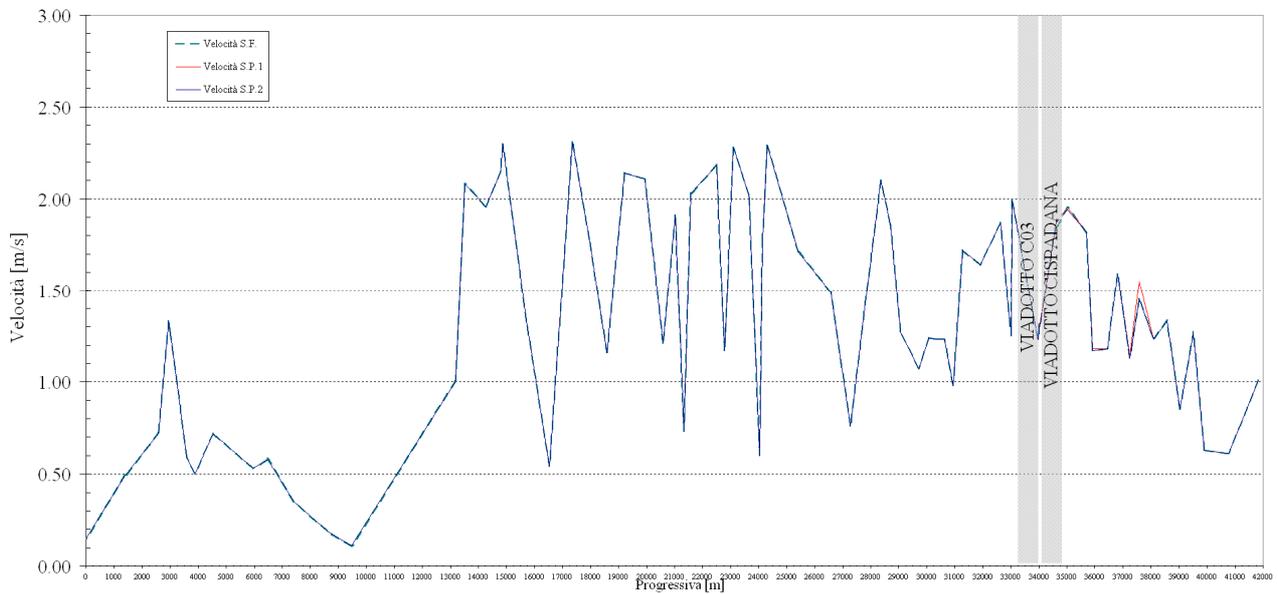


FIGURA 9-13: ANDAMENTO DELLA VELOCITÀ MEDIE DELLA CORRENTE PER LA PORTATA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO 1 E 2.

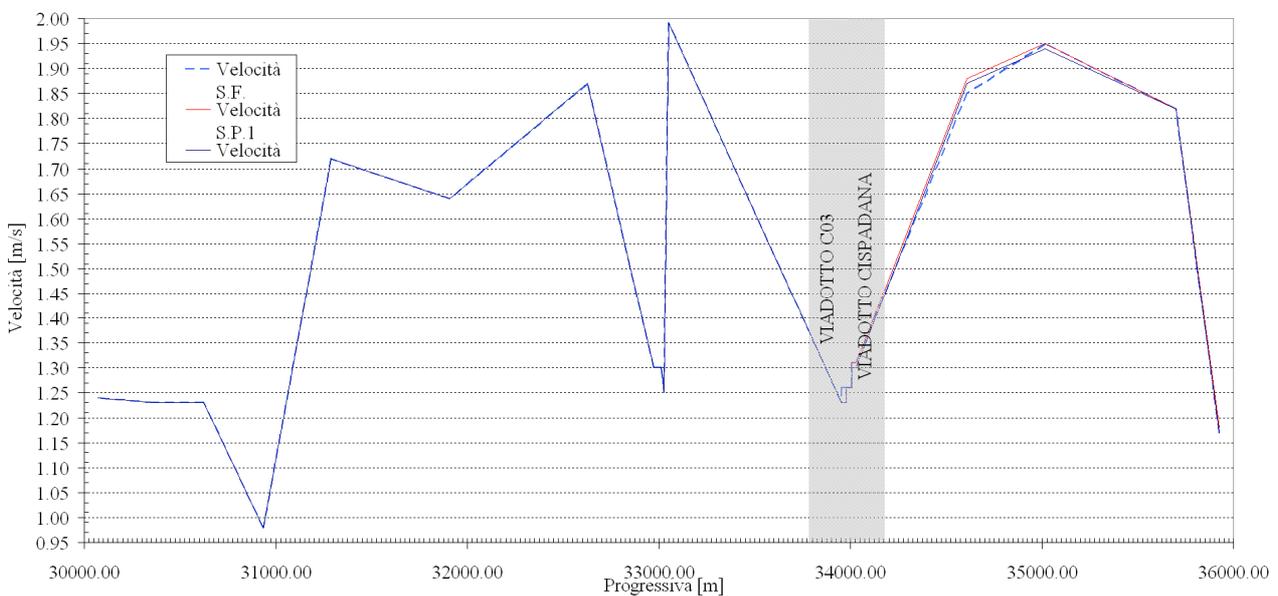


FIGURA 9-14: PARTICOLARE DEL TRATTO DI INCREMENTO DELLE VELOCITÀ DELLA CORRENTE TRA LO STATO DI FATTO E DI PROGETTO 1 E 2.

Effetto E.4. Opere idrauliche in progetto nell'ambito dell'intervento.

Si prevede la realizzazione opere accessorie di difesa spondale, opportunamente dimensionate al fine di proteggere le sponde e l'alveo da possibili erosioni localizzate e divagazioni, oltre che le arginature da erosioni dovute alla corrente ed all'eventuale ruscellamento delle acque piovane. Queste opere verranno descritte nel capitolo 10

Effetto E.5. Modifiche indotte sull'assetto morfologico planimetrico e altimetrico dell'alveo inciso e di piena.

Non si segnala alcuna modifica sostanziale dal punto di vista planimetrico ne altimetrico dell'alveo ne in regime ordinario ne in piena.

Effetto E.6. Modifiche indotte sulle caratteristiche naturali e paesaggistiche della regione fluviale.

Fattori determinanti: opere in progetto e soluzioni di inserimento delle stesse nel sistema fluviale.

L'inserimento dei ponti non implica una modificazione dell'attuale caratteristica ambientale della fascia fluviale.

Effetto E.7. Condizioni di sicurezza dell'intervento rispetto alla piena.

Fattori determinanti:

- condizioni di stabilità delle opere costituenti l'intervento in relazione alle sollecitazioni derivanti dalle condizioni di deflusso in piena con riferimento in particolare agli effetti connessi ai livelli idrici di piena e a quelli derivanti dell'azione erosiva della corrente sulle strutture e sulle fondazioni;
- tipologia funzionale dell'intervento.

Per entrambe le opere di attraversamento, il franco tra l'intradosso del ponte ed il livello a tempo di ritorno 200 anni è adeguato in quanto superiore ai 2 m per oltre i 2/3 dell'impalcato.

9.3. Verifica di compatibilità idraulica in presenza di opere provvisionali

Scopo della verifica di compatibilità idraulica in presenza di opere provvisionali è di fornire indicazioni in merito alla progettazione ed alla verifica delle opere eseguite in fase di cantierizzazione sul Fiume Secchia durante i lavori di realizzazione del viadotto in progetto, che interagiscono con l'idrodinamismo del fiume.

In particolari le analisi sono state suddivise nelle seguenti attività:

- Individuazione dei livelli idrometrici che si instaurano in funzione di piene con TR prefissato pari a 10 anni per la progettazione delle opere provvisionali;
- Programma delle fasi di cantierizzazione per stabilire le priorità nell'esecuzione delle opere relative all'attraversamento idraulico;
- Considerazioni conclusive in merito alla valutazione della compatibilità idraulica nella fase costruttiva dell'opera provvisionale.

Lo studio eseguito per verificare la compatibilità idraulica delle opere provvisionali 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.*

Tale 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.

In realtà, e cautelativamente, si è pragmaticamente imposto come TR della piena di progetto delle opere provvisionali quella uguale a 10 anni. Si è quindi proceduto all'implementazione di una simulazione matematica in moto permanente finalizzata a comprendere la risposta dell'opera provvisionale 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 9 per la verifica dei manufatti di attraversamento, sono state introdotte, sullo scenario morfologico attuale, le opere provvisionali interagenti con i corsi d'acqua. La simulazione è stata condotta inserendo la portata con TR=10 anni, in modo da definire le quote minime per lo stoccaggio di materiali e mezzi, per l'imposta delle opere provvisionali, per la realizzazione delle fondazioni in alveo e valutare la risposta del tratto di corso d'acqua in esame in presenza delle suddette opere.



Dal punto di vista modellistico, l'introduzione delle opere provvisorie sulla configurazione attuale, si traduce in una parzializzazione della sezione di deflusso in corrispondenza del manufatto di attraversamento.

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. .

9.3.1. Individuazione dei livelli idrometrici

La portata di progetto 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 m³/sec.

Considerando un onda di piena con TR=10 anni si instaura un livello idrico in corrispondenza dell'attraversamento pari a 26.70 m slm. Al fine di poter svolgere i lavori di realizzazione delle pile del ponte in condizioni di sicurezza idraulica si prevede di utilizzare delle **palancole di protezione lato fiume infisse in modo che le quote di testa siano impostate a 27.20 m slm, cioè 50 cm più alte rispetto all'H10.** **Anche i piani di lavoro dovranno essere realizzati in modo da essere protette dalla palancole per garantire condizioni di sicurezza rispetto alla portata con TR=10 anni**

Risultati simulazione

Per definire i livelli idrici nella configurazione di cantierizzazione si procede alla simulazione con riferimento alla portata di piena Q_{TR10} , sullo scenario stato di fatto con parzializzazione della sezione mediante infissione delle palancole lato fiume per la realizzazione dei ringrossi dei piani di lavoro. Nella tabella seguente si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite.

Sezione Topografica	Progressiv a	Quota del fondo	Q di progetto	Livelli idrometri ci S.F.	Livelli idrometri ci O.P.	ΔH	Velocità S.F.	Velocità O.P.	Pendenza	Carico totale S.F.	Carico totale O.P.
	[m]	[m s.l.m.]	[m ³ /s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
SE79	41841.30	18.02	450	28.59	28.59	0.00	1.01	1.01	0.0008	28.63	28.63
SE77	40779.30	17.18	450	28.41	28.41	0.00	0.79	0.79	0.0007	28.43	28.44
SE76	39902.30	16.56	450	28.27	28.28	0.01	0.78	0.78	-0.0010	28.30	28.31
SE75	39505.30	16.97	450	28.15	28.16	0.01	1.34	1.34	0.0007	28.22	28.23
SE74	39028.30	16.65	450	28.07	28.08	0.01	0.94	0.94	-0.0002	28.10	28.11
SE73	38567.30	16.75	450	27.95	27.96	0.01	1.14	1.14	0.0008	28.01	28.02
SE72	38086.30	16.36	450	27.81	27.83	0.02	1.27	1.27	0.0007	27.88	27.89
SE71	37571.30	16.01	450	27.65	27.66	0.01	1.20	1.20	0.0006	27.72	27.73
SE70	37255.30	15.81	450	27.56	27.57	0.01	1.25	1.24	-0.0010	27.63	27.64
SE69	36810.30	16.27	450	27.44	27.46	0.02	1.22	1.22	0.0021	27.51	27.52
SE68	36445.30	15.49	450	27.35	27.37	0.02	1.19	1.18	0.0000	27.41	27.43
SE67	35924.30	15.51	450	27.27	27.29	0.02	0.97	0.97	-0.0015	27.30	27.32
SE66	35698.30	15.84	450	27.17	27.18	0.01	1.42	1.42	-0.0001	27.25	27.27

SE65	35017.30	15.90	450	26.94	26.96	0.02	1.37	1.37	0.0022	27.03	27.05
SE64	34608.30	15.02	450	26.80	26.82	0.02	1.35	1.35	-0.0016	26.89	26.91
Sez. 3 monte autostrada	34027.30	15.96	450	26.69	26.70	0.01	1.02	1.09	0.0000	26.74	26.76
PONTE CISPADANA											
SUD	34007.30	15.96	450	26.69	26.70	0.01	1.02	1.09	0.0000	26.74	26.76
Sez. 3	34007.30	15.96	450	26.69	26.69	0.00	1.01	1.09	0.0000	26.74	26.75
PONTE CISPADANA											
NORD	33977.30	15.96	450	26.69	26.69	0.00	1.01	1.09	0.0000	26.74	26.75
Sez. 3 valle autostrada	33977.30	15.96	450	26.69	26.69	0.00	1.01	1.09	0.0000	26.74	26.75
PONTE C03	33953.30	15.96	450	26.69	26.69	0.00	1.01	1.09	0.0000	26.74	26.75
Sez. 3 valle C03	33953.30	15.96	450	26.68	26.68	0.00	1.00	1.09	0.0014	26.73	26.74
SE61	33053.00	14.91	450	26.42	26.42	0.00	1.44	1.44	-0.0757	26.51	26.51
Ponte Concordia monte	33028.00	16.80	450	26.45	26.45	0.00	0.85	0.85	0.0000	26.49	26.49
PONTE CONCORDIA	33027.00	16.80	Bridge	26.45	26.45	0.00	0.85	0.85	0.0000	26.49	26.49
Ponte Concordia valle	33013.00	16.91	450	26.43	26.43	0.00	0.90	0.90	0.0000	26.47	26.47
SE60	32973.00	16.91	450	26.43	26.43	0.00	0.90	0.90	0.0014	26.47	26.47
SE59	32628.00	16.44	450	26.30	26.30	0.00	1.40	1.40	0.0031	26.39	26.39
SE58	31908.00	14.18	450	26.03	26.03	0.00	1.32	1.32	0.0001	26.12	26.12
SE57	31288.00	14.09	450	25.77	25.77	0.00	1.50	1.50	0.0002	25.87	25.87
SE56	30935.00	14.01	450	25.69	25.69	0.00	1.22	1.22	0.0000	25.75	25.75
SE55	30624.00	14.01	450	25.64	25.64	0.00	1.04	1.04	0.0032	25.68	25.68
SE54	30364.00	13.17	450	25.54	25.54	0.00	1.40	1.40	-0.0026	25.62	25.62
SE53	30066.00	13.95	450	25.52	25.52	0.00	0.93	0.93	-0.0004	25.55	25.55
SE52	29702.00	14.08	450	25.42	25.42	0.00	1.35	1.35	0.0012	25.49	25.49
SE51	29058.00	13.33	450	25.28	25.28	0.00	1.18	1.18	-0.0015	25.34	25.34
SE50	28694.00	13.88	450	25.16	25.16	0.00	1.42	1.42	-0.0008	25.24	25.24
SE49	28367.00	14.15	450	25.01	25.01	0.00	1.57	1.57	0.0012	25.12	25.12
SE48	27833.00	13.49	450	24.94	24.94	0.00	1.07	1.07	-0.0002	24.98	24.98
SE47	27280.00	13.60	450	24.87	24.87	0.00	0.92	0.92	0.0018	24.90	24.90

TABELLA 9-4: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DELLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E CON PRESENZA DI OPERE PROVVISORIALI (O.P.) CON Q10 SECCHIA.

Di seguito si riporta il confronto tra i profili di rigurgito nella configurazione stato di fatto (linea rossa) e stato con opere provvisionali in corrispondenza dei ponti in progetto.

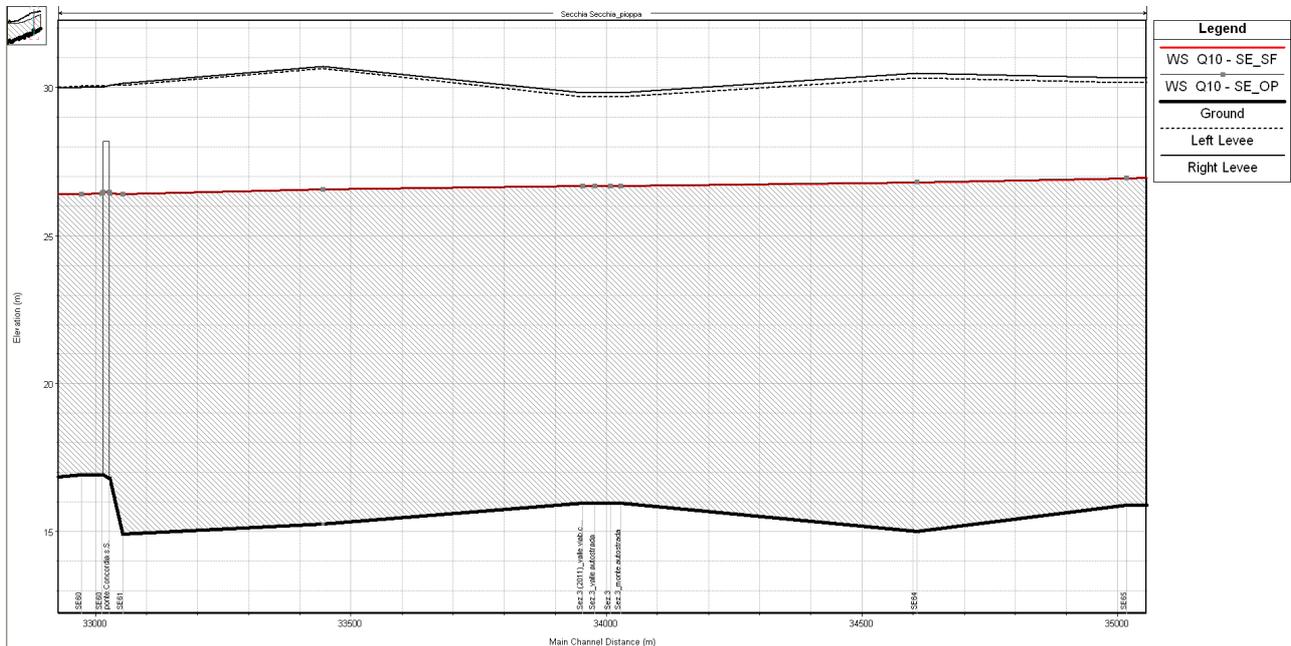


FIGURA 9-15 - CONFRONTO TRA IL PROFILO DI RIGURGITO DELLA CONFIGURAZIONE STATO DI FATTO E STATO DI FATTO CON OPERE PROVVISORIALI

Data la modesta parzializzazione della sezione di deflusso, dovuta alla realizzazione dei ringrossi dei piani di lavoro, rispetto alla sua ampiezza complessiva, non viene generata una lieve variazione dei profili di rigurgito rispetto allo stato di fatto, pari a 2 cm.

9.3.2. Fasi esecutive di cantierizzazione

La realizzazione del ponte dovrà avvenire secondo le seguenti fasi:

- Fase 0: realizzazione dei ringrossi arginali e della difesa idraulica in massi fino al petto attraverso la metodologia descritta nel Cap.10. Una volta avvenuta la costipazione dei ringrossi arginali (previo avviso ad AIPO) si procede con le fasi successive.
- Fase 1: infissione delle palancole di protezione lato fiume e preparazione dei piani di lavoro. Esecuzione diaframmi idraulici.
- Fase 2: esecuzione delle opere strutturali.
- Fase 3: completamento delle opere di difesa idraulica.

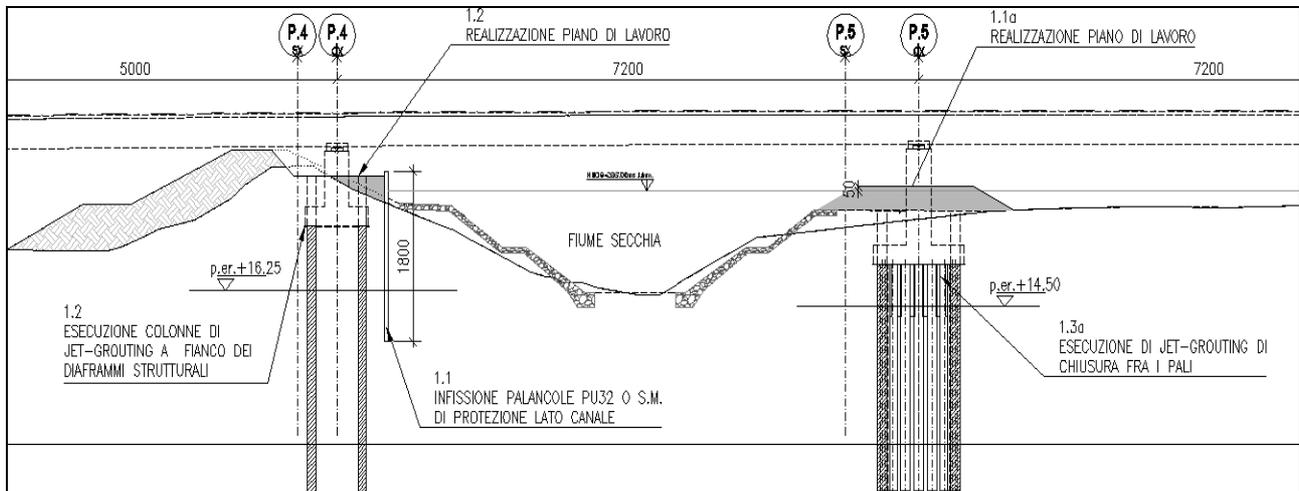


FIGURA 9-16 FASI ESECUTIVE CON OPERE PROVVISORIALI

9.3.3. Considerazioni conclusive

Mediante le valutazioni numeriche sopra illustrate, è stato possibile verificare le opere provvisionali da attuare sul Fiume Secchia, nell'ambito dei lavori di realizzazione sia del viadotto autostradale sia del viadotto relativo alla 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 materie contaminanti o potenzialmente contaminanti, devono essere ubicati esternamente ai corpi arginali;
- la quota di testa delle palancole lato fiume non dovrà essere inferiore a 27.20 m s.l.m. e i ringrossi dei piani di lavoro dovranno essere impostati alla medesima quota per garantire un franco pari a 50 cm rispetto al livello idrometrico corrispondente ad un onda di piena con TR=10 anni, garantendo la sicurezza del personale operante in tale area.

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.

9.4. 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 vorticose, 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 del viadotto poste in alveo (P4-P5-P6) e ci si è posti nella situazione cautelativa in cui i processi erosivi possano essere influenzati da fattori esterni al ponte e che, in caso estremo potrebbero interessare le stesse fondazioni. Infatti, nel caso della pila P4, il collasso improvviso del petto dell'alveo potrebbe comportare la messa a contatto del diaframma in progetto con l'idrodinamismo del fiume, variando la geometria della sezione fluviale. Stesso fenomeno potrebbe verificarsi per la pila P5, con la massa a contatto del plinto di fondazione con la corrente. Questa condizione estrema, porterebbe ad una alterazione del normale deflusso provocando aumenti di velocità localizzati attorno alle pile e causati dall'addensamento delle linee di corrente.

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,

α = 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,

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 γ_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,

γ_s = peso specifico del materiale di fondo,

γ = 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 del viadotto autostradale in progetto sono previste a fusto unico aventi sezione di forma circolare con diametro 3.00 m ed altezza complessiva con leggera variabilità da 10 m fino a 10.65 m circa. Fa eccezione la pila fondata su diaframmi che ha altezza di circa 6.00 m.

Le pile sono collegate ai plinti di fondazione che presentano forma planimetrica rettangolare 14.0 m x 10.0 m e spessore pari a 2.00 m. Ogni plinto è poi collegato a 12 pali in c.a. trivellati aventi diametro pari a 1200 mm, interasse di 4.0m e lunghezza totale pari a 40.0 m.

Le pile in corrispondenza delle due campate di luce maggiore e situate in alveo (P5-P6) sono fondate su plinti a pianta circolare di diametro 11.20 m e spessore 2.00 m. Ogni plinto è poi collegato a 16 pali in c.a. trivellati aventi diametro pari a 1200 mm disposti a raggiatura aventi lunghezza totale pari a 40.0 m.

Fanno eccezione le pile P4 collegate ad un plinto con forma planimetrica rettangolare 13.3 m x 7.80 m e spessore 2.00 m. In tal caso la fondazione è costituita da una "scatola di diaframmi" realizzata con elementi

accostati di sezione 2.50 m x 1.00m e lunghezza pari a 36.0 m.

Le pile del viadotto della viabilità di collegamento C03 saranno realizzate con le medesime caratteristiche delle pile del viadotto autostradale.

L'asse dei due viadotti forma con l'ortogonale al fiume un angolo pari a 25°. 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;

$f_2 = 1.3$ per la pila P4 in quanto nell'analisi è stata considerata l'ipotesi cautelativa in cui l'erosione interessa il diaframma strutturale e $f_2 = 1$ per le altre pile con plinti circolari;

$f_3 = 1$

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: 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 $TR = 200$ anni, portata $Q_{200} = 900 \text{ m}^3/\text{s}$ 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

Q	900 m ³ /s		
			Ponte in progetto
			Pila P4
velocità media	v_0	m/s	1.30
tirante idrico	y_0	m	4.00
diametro	d_{50}	m	0.0001
gravità	g	m ² /s	9.81
peso specifico grani	g_s	kg/m ³	1600
peso specifico acqua	g_w	kg/m ³	1000
velocità critica di trascinamento	v_c	m/s	0.029
rapporto velocità	v_0/v_c	-	44.576
angolo corrente-pila	a	°	0
diametro o larghezza pila	s	m	7
lunghezza pila	l	m	13
rapporto larghezza/lunghezza	l/s		1.86
f1		-	1
f2		-	1.3
f3		-	1
erosione massima	ds	m	9.40

TABELLA 9-5: DATI RELATIVI AL CALCOLO DELL'EROSIONE MASSIMA ALLA BASE DELLA PILA P4 DEL PONTE IN PROGETTO.

Fiume Secchia

Metodo Breusers, Nicollet e Shen

Calcolo erosione massima alla base delle pile del ponte

Q 900 m³/s

			Ponte in progetto
			Pila P5
velocità media	v_0	m/s	1.30
tirante idrico	y_0	m	5.00
diametro	d_{50}	m	0.0001
gravità	g	m ² /s	9.81
peso specifico grani	g_s	kg/m ³	1600
peso specifico acqua	g_w	kg/m ³	1000
velocità critica di trascinamento	v_c	m/s	0.029
rapporto velocità	v_0/v_c	-	44.576
angolo corrente-pila	a	°	25
diametro o larghezza pila	s	m	11
lunghezza pila	l	m	11
rapporto larghezza/lunghezza	l/s		1.00
$f1$		-	1
$f2$		-	1
$f3$		-	1
erosione massima	ds	m	9.36

			Ponte in progetto
			Pila P6
velocità media	v_0	m/s	1.30
tirante idrico	y_0	m	3.30
diametro	d_{50}	m	0.0001
gravità	g	m ² /s	9.81
peso specifico grani	g_s	kg/m ³	1600
peso specifico acqua	g_w	kg/m ³	1000
velocità critica di trascinamento	v_c	m/s	0.029
rapporto velocità	v_0/v_c	-	44.576
angolo corrente-pila	a	°	0
diametro o larghezza pila	s	m	11
lunghezza pila	l	m	11
rapporto larghezza/lunghezza	l/s		1.00
$f1$		-	1
$f2$		-	1
$f3$		-	1
erosione massima	ds	m	6.41

TABELLA 9-6: DATI RELATIVI AL CALCOLO DELL'EROSIONE MASSIMA ALLA BASE DELLE PILE P5 E P6 DEL PONTE IN PROGETTO.

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.

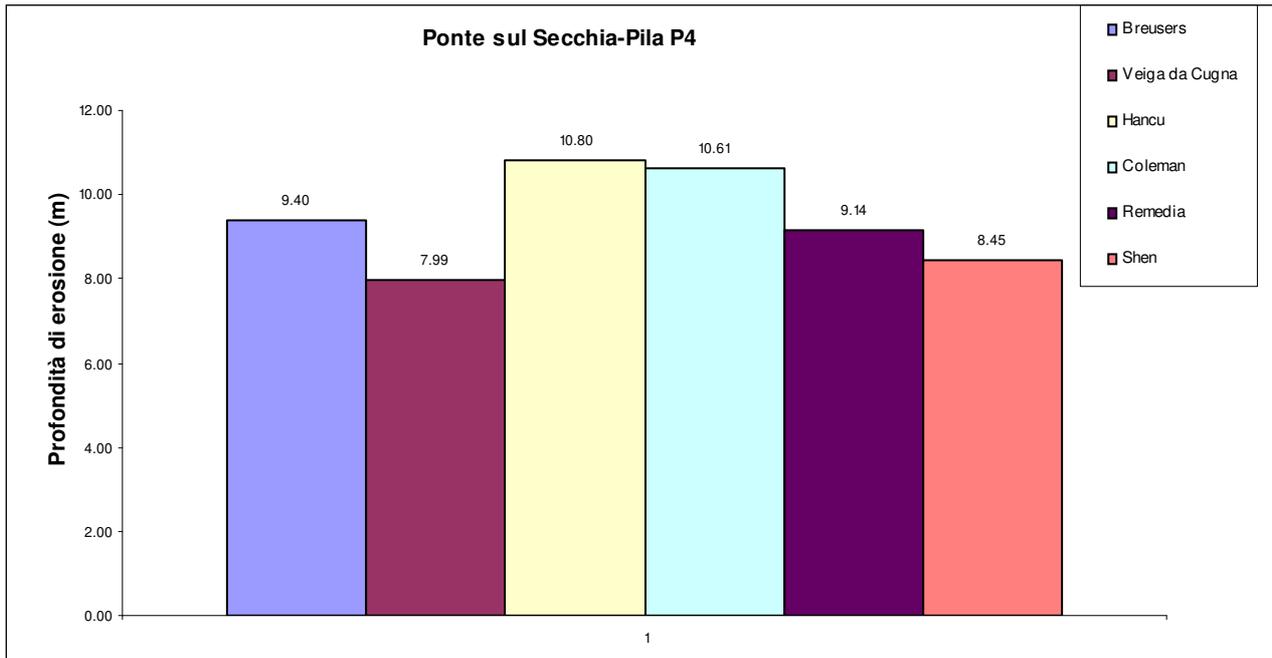


FIGURA 9-17 – PROFONDITA' DI EROSIONE STIMATA PER LA PILA P4 CON VARIE FORMULAZIONI EMPIRICHE

Il grafico riassuntivo illustra un esempio del campo di variabilità della profondità di scalzamento per la pila P4. 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 del diaframma strutturale e dei plinti di fondazione, la profondità massima di erosione raggiunge valori attorno ai 9.40 m (quota 16,25 m slm) sulla pila P4, valori dell'ordine dei 9-10 m per la pila P5 (quota 14,50 m slm) e dell'ordine di circa 6.5 m per la pila P6 (quota 19.42 m slm). Le fondazioni del ponte sono state quindi calcolate con questa ipotesi estrema.

A valle delle fondazioni e con l'utilizzo della stessa procedura di calcolo, il fenomeno di erosione si smorza ed interessa le diaframature presenti più a valle, fino a 20 metri di sviluppo, raggiungendo una profondità di erosione attorno a 2.5 m dal p.c, attestandosi quindi a quota 22.50 m slm sia in sponda sinistra che in sponda destra. Questo dato è stato ricavato utilizzando la medesima procedura di calcolo utilizzata per la valutazione della profondità di erosione in corrispondenza delle pile.

I diaframmi idraulici previsti in corrispondenza delle arginature sono quindi stati verificati a scalzamento prendendo in esame 2 condizioni limite (v.Relazione di calcolo Ponte APO05):

- 1) passaggio onda di piena con massima erosione in corrispondenza dei diaframmi (quota 16,25 m s.l.m. in sponda sinistra, quota 19,40 m s.l.m. in sponda destra) ma controspinta idraulica lato fiume;
- 2) onda di piena conclusa e quota scalzamento pari alla quota del petto lato fiume (19,90 m s.l.m. in sponda sinistra e 21,80 in sponda destra). Si ipotizza che non ci sia erosione al di sotto del petto, ma controspinta di terreno saturo.

A seguito delle verifiche risulta che per evitare indesiderati processi di scalzamento il diaframma dovrà essere profondo almeno 20 m per uno spessore minimo di 100 cm sia in sponda destra che in sponda sinistra Fiume Secchia.

10. INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA

La direttiva 4 dell'Autorità di Bacino del fiume Po impone di inserire una serie di presidi idraulici volti a contenere fenomeni di dissesto potenzialmente innescabili dalla presenza del manufatto di attraversamento.

Sulla base di quanto già licenziato in sede di Conferenza dei Servizi e tenendo conto di quanto prescritto da AIPO stessa in quella sede, si è proceduto alla Progettazione dei presidi difensivi da apporre sia a protezione delle sponde in frodo che dei paramenti arginali interessati dalle pile.

Gli interventi previsti si possono suddividere in 3 categorie:

- 1) difese longitudinali volte a contenere i processi erosivi sulle sponde,
- 2) ringrossi arginali e potenziamento dell'assetto difensivo,
- 3) mantenimento e collegamento della viabilità di servizio interferita.

La difesa spondale si ottiene attraverso la realizzazione di una berma ed una difesa sulla sponda interna e sulle banche ottenuta mediante il posizionamento di massi di cava non gelivi del peso di 50-100 kg/cad per la difesa spondale e 100-200 kg/cad per la berma.

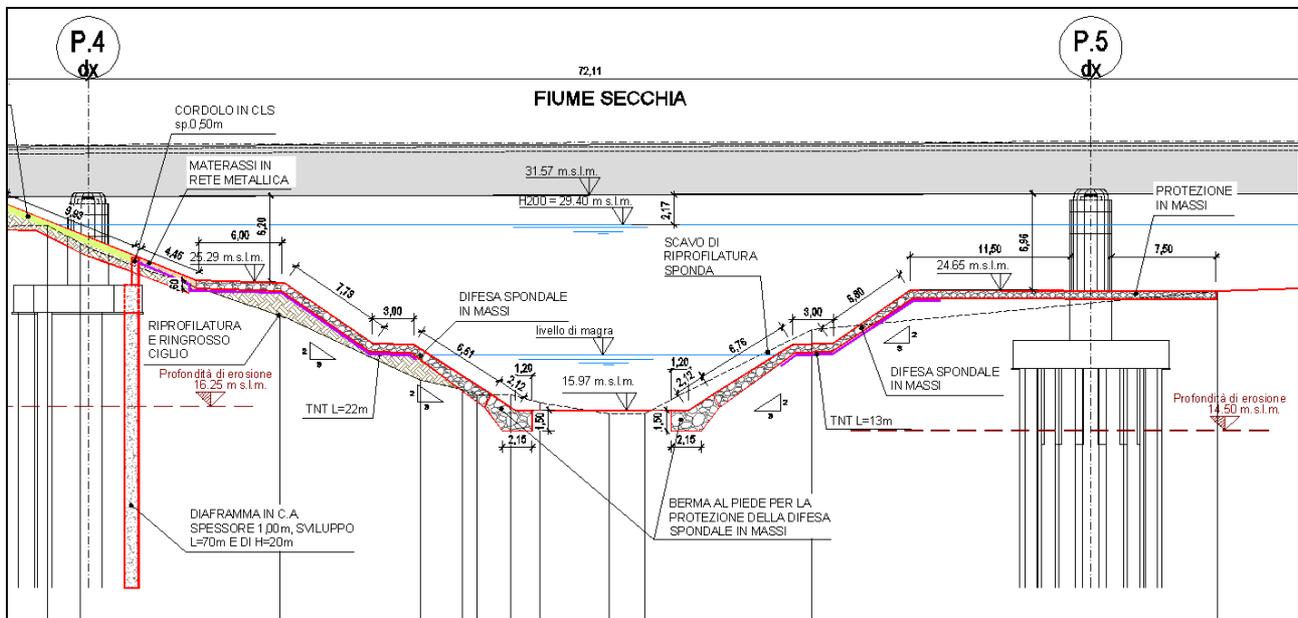


FIGURA 10-1 – PARTICOLARE DIFESA SPONDALE

I ringrossi arginali si rendono necessari in sagoma e in quota, ed il lato campagna di quest'ultimi sarà rivestito con apposite protezioni contro l'erosione da ruscellamento mediante mantellate in materassi metallici, al piede dei quali verranno posizionati gabbioni metallici per meglio ammorsare la struttura

metallica del materasso.

Lato fiume gli argini saranno invece impermeabilizzati, sotto l'ombra del ponte e a monte del ponte, con una mantellata in c.a. al di sopra della quale verranno posti materassi metallici mentre, fuori dall'ombra del ponte a valle, sarà realizzato un rivestimento composto da geomembrana in HDPE protetta da uno strato di terra stabilizzato da un rivestimento costituito da elementi prefabbricati in c.a.

Sia le difese in massi che le mantellate di rivestimento presenti sui paramenti lato fiume delle arginature si estenderanno per un tratto minimo di 20 m a monte e valle dell'attraversamento (considerando la proiezione degli impalcati di entrambi i viadotti), oltre che lungo tutto l'ingombro dei viadotti stessi. Nuovamente, per limitare fenomeni di infiltrazione e di scalzamento al piede delle pile, sono state previste due diaframature in c.a. a parete continua, aventi funzione di evitare l'instaurarsi di possibili cedimenti e collassi arginali.

Infine, una volta completati i lavori di realizzazione delle opere idrauliche, si procederà ad effettuare idrosemina a spessore per rinverdire i rilevati arginali e la nuova configurazione morfologica nell'intorno del fiume.

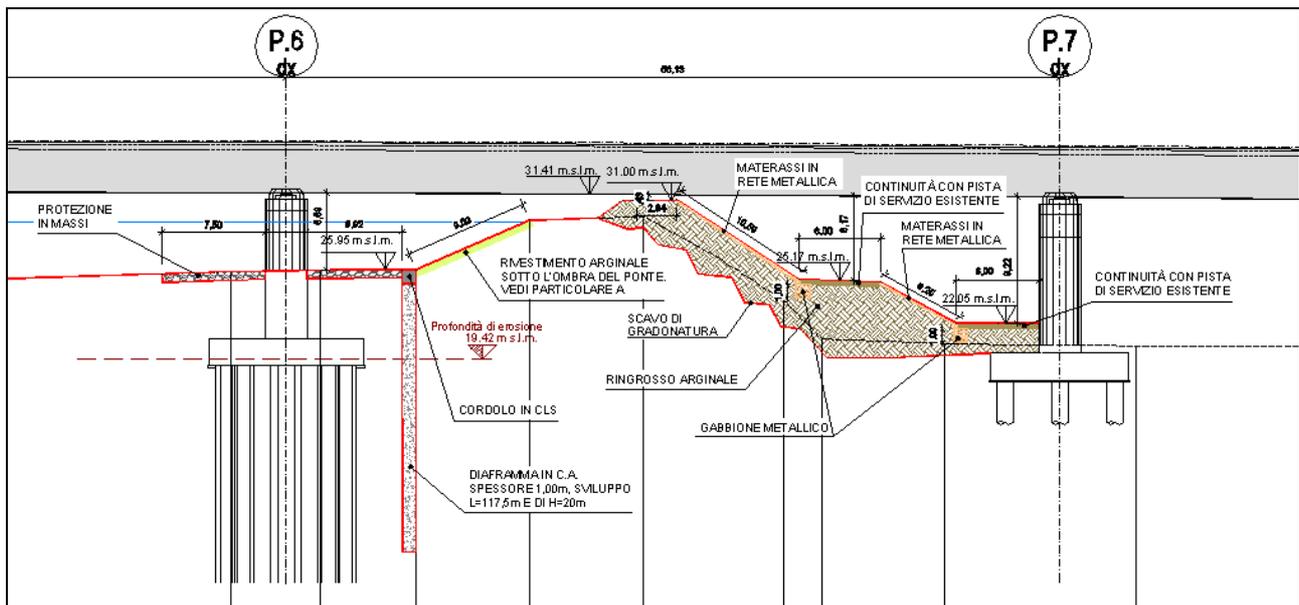


FIGURA 10-2 – PARTICOLARE RINGROSSO ARGINALE

Particolare cura verrà tenuta nella preparazione delle opere di cantiere. Le diverse fasi di lavoro che accompagnano la realizzazione delle fondazioni prevede la preliminare preparazione del piano di posa del ringrosso del nuovo rilevato. Si tratta di un'operazione delicata che dovrà essere eseguita con estrema cura ed attenzione. Si procede con lo scotico e quindi con le gradonature di immersione per la posa e compattazione del materiale di riporto funzionale al ringrosso. Solo dopo la costipazione dello stesso si potrà procedere alla realizzazione delle fondazioni.

L'intervento di adeguamento arginale verrà realizzato secondo la forma descritta nel progetto e dovrà garantire la piena funzionalità idraulica, per cui sarà buona norma seguire tracciati compatibili con le



esigenze idrauliche (evitando brusche variazioni di linea che potrebbero costituire punti di maggior vulnerabilità in conseguenza dell'azione erosiva della corrente), pur nel rispetto delle esigenze ambientali che normalmente consigliano di non dare luogo a linee geometriche troppo rigide e di prevedere un adeguato rinverdimento dell'opera al fine di favorirne un corretto ed impercettibile inserimento nell'ambiente fluviale. Infine i paramenti di valle e di monte dovranno essere rinforzati sotto l'ombra del ponte con opportuni materassi metallici contenuti al piede da una berma in gabbione metallico.

11. VERIFICA AL SIFONAMENTO E FILTRAZIONE

Come descritto in premessa, il potenziamento delle opere di presidio idraulico previsto in occasione della realizzazione del nuovo attraversamento autostradale è accompagnato dalla realizzazione di apposite diaframature sia in corrispondenza del viadotto che a monte e valle dello stesso aventi, oltre che funzione statica, anche quella di contenimento dei processi di filtrazione in corrispondenza e prossimità dei rilevati arginali, al fine di scongiurare l'insorgere di potenziali fenomeni di sifonamento in condizioni particolarmente gravose.

Nelle condizioni di progetto, infatti, il paramento lato fiume di entrambi i rilevati arginali viene interessato dal transito dell'onda di piena con TR 200 anni. In aggiunta alle opportune difese idrauliche progettate per la difesa dal flusso idrico superficiale, è stata quindi valutata la necessità di contenere anche il flusso sub superficiale mediante opportune opere.

Per procedere alla verifiche nelle condizioni di maggior criticità, sono state analizzate le condizioni idrodinamiche e litologiche del tratto in esame del f. Secchia al fine di ricostruirne il modello geotecnico e imporre le sollecitazioni idrauliche di riferimento.

Dalle analisi delle citate indagini e prove in sito, effettuate proprio in funzione della progettazione delle opere di attraversamento autostradale, è possibile definire l'andamento litologico dei diversi materiali presenti costituenti gli strati soggiacenti la sezione in esame del corso d'acqua, i rispettivi rilevati arginali e le aree golenali.

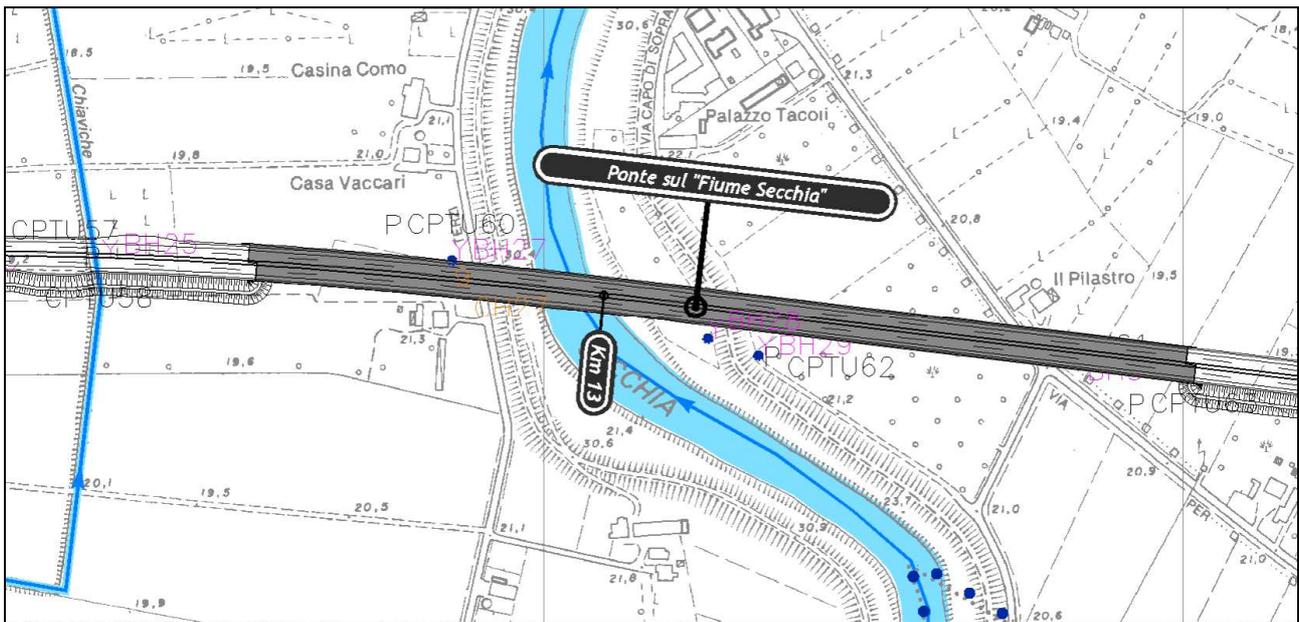


FIGURA 11-1 – PLANIMETRIA UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE

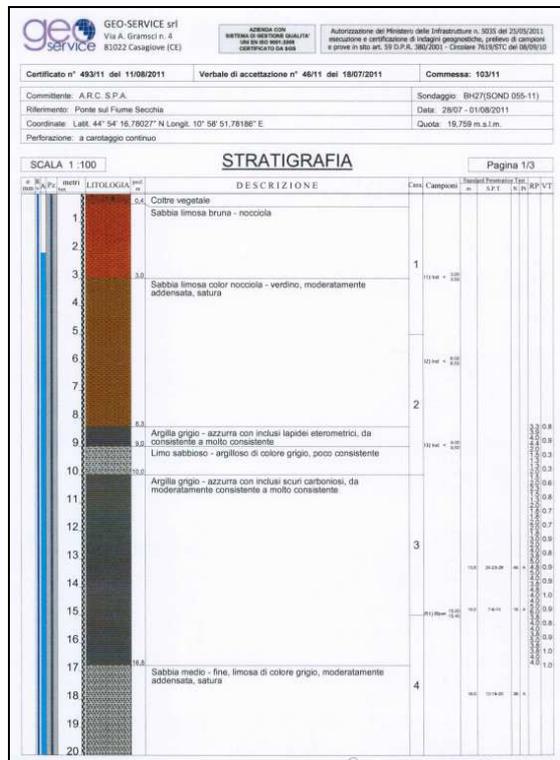


FIGURA 11-2- STRATIGRAFIA SONDAGGIO BH27 (SPONDA SINISTRA)

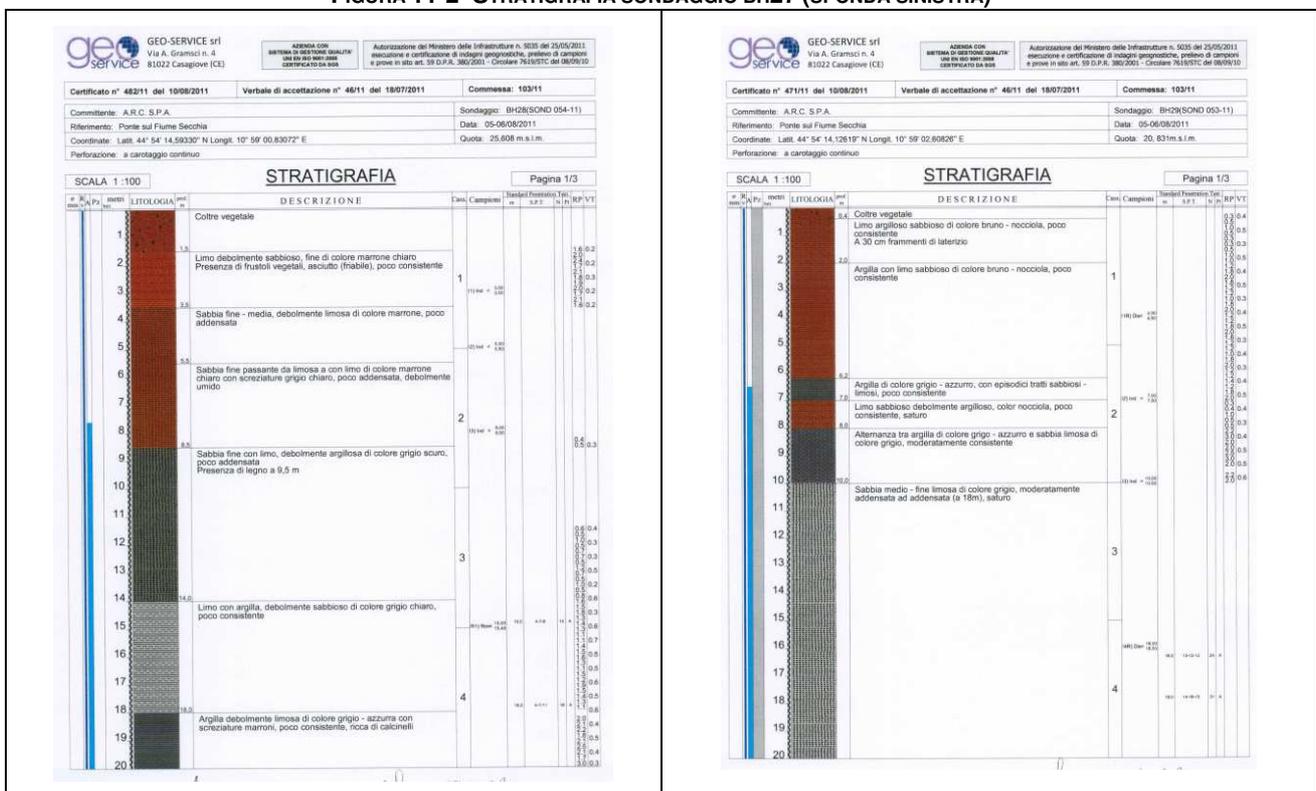


FIGURA 11-3 – STRATIGRAFIE SONDAGGI BH28 E BH 29(SPONDA DESTRA)

Data le caratteristiche litologiche e le condizioni di filtrazione risultanti dall'analisi in assenza di diaframmi di

contenimento sono state considerate due configurazioni progettuali con diaframmature a diversa profondità di infissione pari, rispettivamente, a 12 e 20 m. Tali diaframmi presentano uno spessore di 1.00 m e sono caratterizzato da un coefficiente di permeabilità k del materiale usato che, secondo letteratura, varia da 10^{-10} a 10^{-12} m/s.

Le caratteristiche dei terreni sono state desunte dalle analisi geotecniche effettuate nel corso delle citate indagini e completate dalle nozioni reperibili in bibliografia in funzione del tipo di materiale considerato.

Nell'immagine seguente si riporta la schematizzazione concettuale della sezione oggetto di modellazione geotecnica.

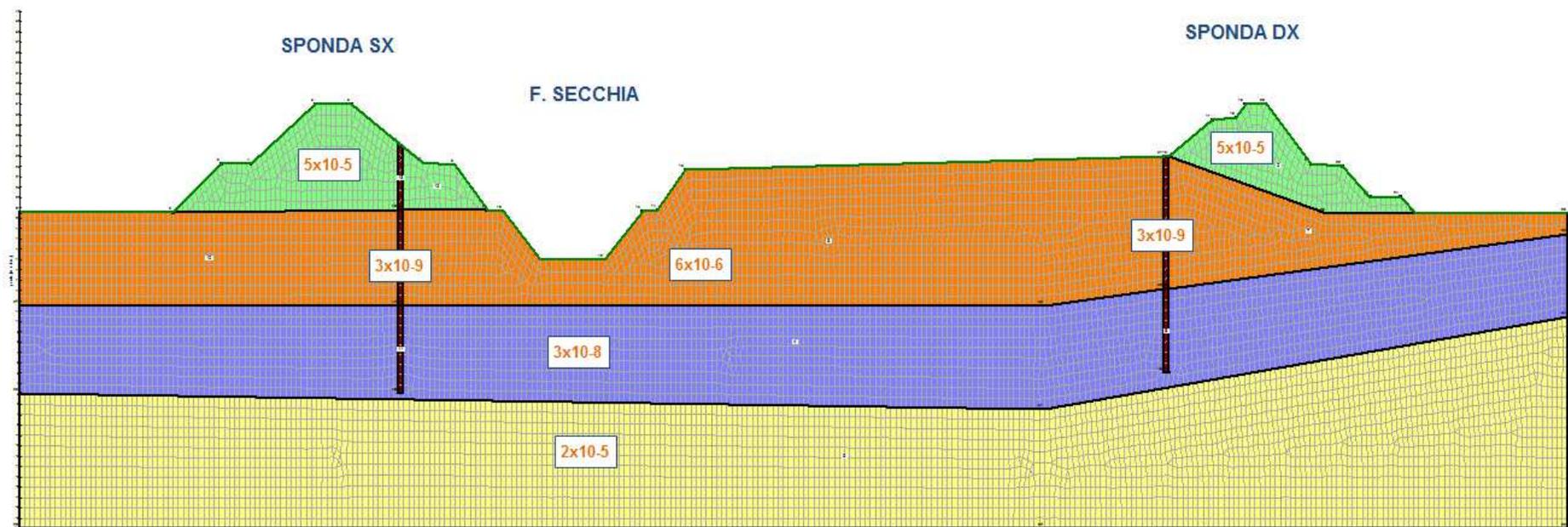


FIGURA 11-4: SCHEMATIZZAZIONE CONCETTUALE DELLA CONFIGURAZIONE GEOTECNICA ANALIZZATA PER LA SEZIONE DI ATTRAVERSAMENTO DEL F. SECCHIA (K IN M/S)

Le sollecitazioni idrodinamiche all'interno del corso d'acqua considerano il transito della portata di piena biscolare, il cui idrogramma è stato ricostruito traslando omoteticamente l'idrogramma della recente piena del dicembre 2010 sino ai livelli al colmo in corrispondenza della piena di progetto con Tr 200 anni. L'idrogramma risultante è raffigurato nella figura seguente. La durata dell'evento, pari complessivamente a 8 giorni, pare sufficientemente cautelativo per la verifica della risposta alle sollecitazioni indotte dal conseguente noto di filtrazione sub superficiale.

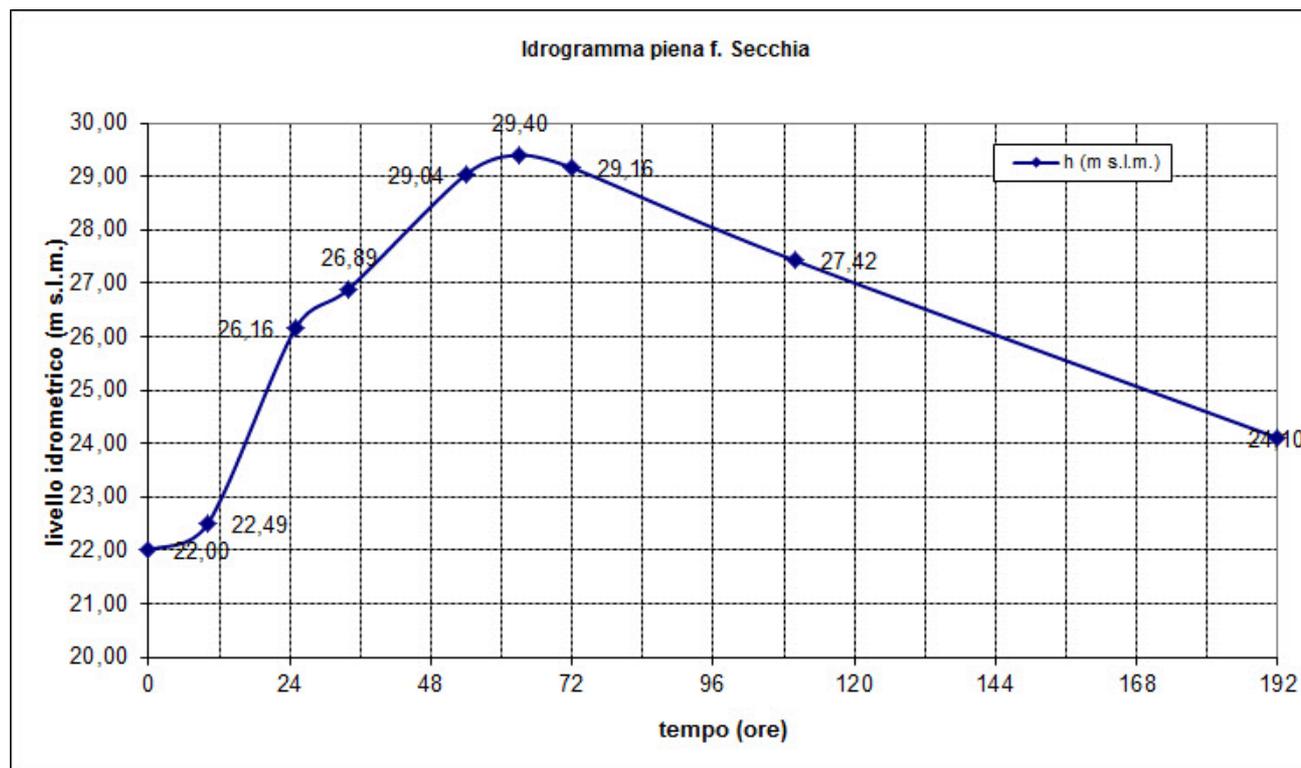


FIGURA 11-5: IDROGRAMMA DEI LIVELLI DI PIENA PER TR200 ALLA SEZIONE DI ATTRAVERSAMENTO DEL F. SECCHIA

Le condizioni al contorno iniziali coincidono con la linea piezometrica evidenziata dall'attuale falda freatica, riscontrata nel sito in esame circa a quota 17.50 m s.l.m., e con un livello idrometrico iniziale nel f. Secchia pari a 22.00 m s.l.m.

Successivamente, è stato imposto l'aumento dei livelli idrometrici nell'alveo secondo lo schema sopra raffigurato, riproducendo una situazione riscontrabile in occasione della piena di riferimento all'interno di un deflusso consistente e di durata sufficientemente elevata.

Per tale motivo gli step temporali di calcolo considerati sono stati posti ogni 12 ore, con in più l'istante di massimo livello idrometrico dopo un tempo di 63 ore dall'inizio della simulazione.

Le funzioni che legano la permeabilità ed il contenuto volumetrico di acqua in funzione della pressione idrostatica sono state definite basandosi sui risultati delle indagini geologiche e tramite correlazioni con i numerosi dati disponibili in letteratura.

I risultati delle verifiche vengono riportati di seguito per ciascuna delle configurazioni esaminate.

11.1. Verifica in assenza di opere di contenimento dei processi di filtrazione

Nei grafici seguenti sono illustrati i risultati delle elaborazioni per i diversi istanti di tempo in occasione della piena di progetto bisecolare in ipotesi di assenza delle diaframmatore.

La percezione dell'entità dei fenomeni nei diversi istanti temporali viene resa graficamente nelle immagini seguenti, che fotografano l'evoluzione dei processi di filtrazione per i diversi step di calcolo.

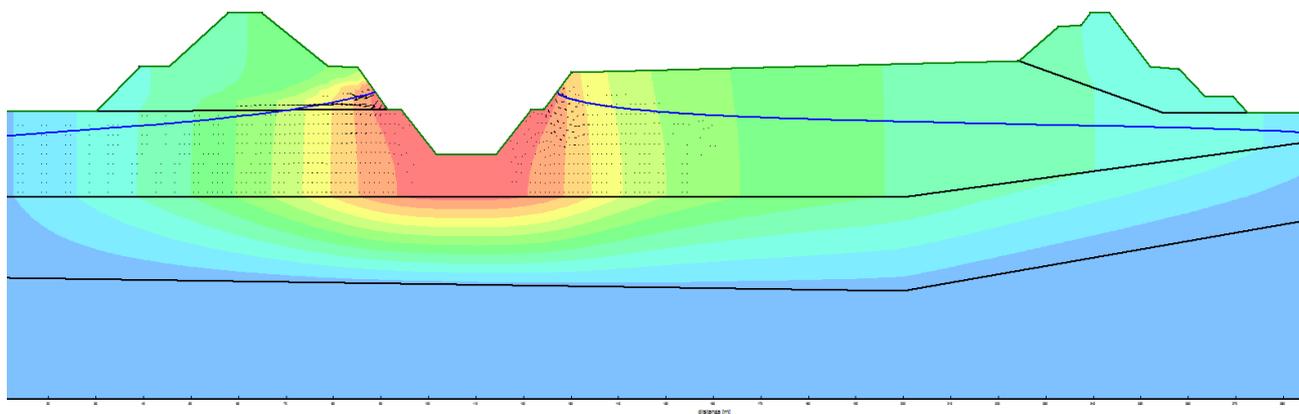


FIGURA 11-6: CARICHI TOTALI ALL'ISTANTE INIZIALE (T = 0 s)

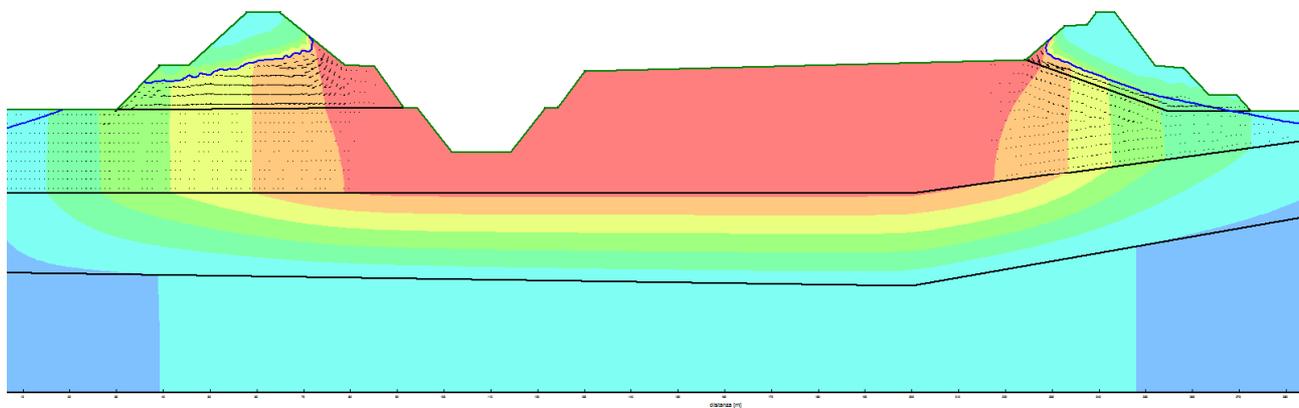


FIGURA 11-7: CARICHI TOTALI IN CORRISPONDENZA DEL TRANSITO DEL COLMO DI PIENA PER TR200 (T = 63 h)

Come illustrato, l'assenza di opere di contenimento unitamente alla presenza di un substrato superficiale maggiormente drenante rispetto a quello immediatamente sottostante permette una marcata propagazione del moto di filtrazione verso l'esterno dell'alveo, con il raggiungimento delle potenziali condizioni di sifonamento al piede dei rilevati arginali.

La quantificazione numerica delle velocità di filtrazione per i diversi istanti viene esposta nei grafici che seguono, rispettivamente lungo la verticale al di sotto dell'unghia di ciascuna arginatura. Le velocità che si instaurano al di sotto di ciascun rilevato vengono riportate rappresentando l'andamento delle velocità di filtrazione in funzione della quota altimetrica, per ciascun istante temporale simulato.

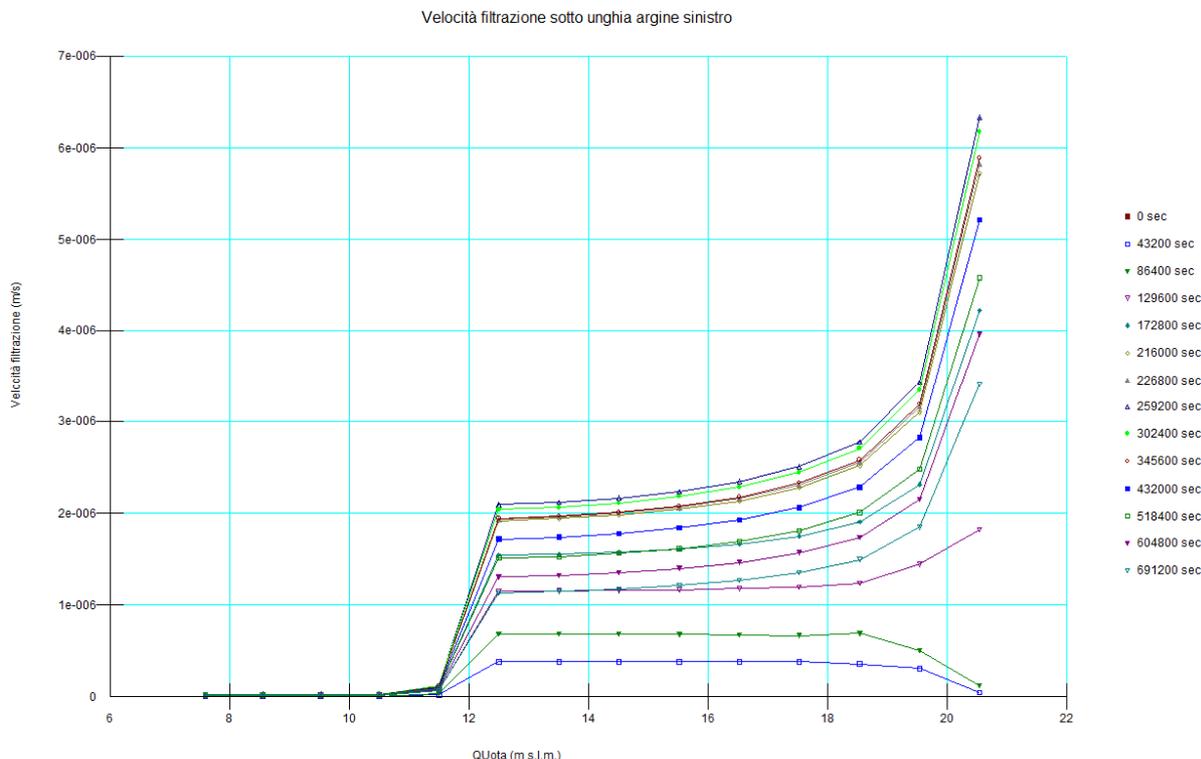


FIGURA 11-8: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE PER I DIVERSI ISTANTI DI CALCOLO LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE SINISTRO

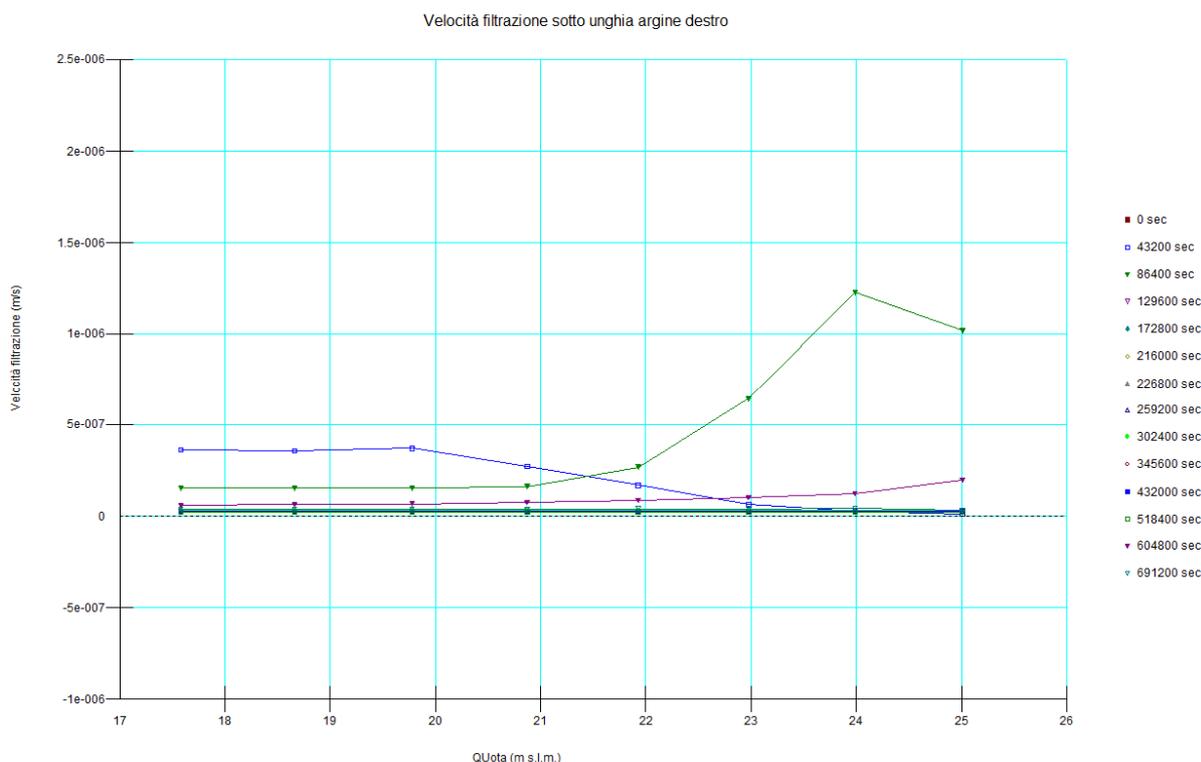


FIGURA 11-9: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE PER I DIVERSI ISTANTI DI CALCOLO LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE DESTRO

Per entrambe le arginature, in assenza di diaframmi le velocità massime sono dell'ordine di 10^{-6} m/s, valore ottenuto negli strati superficiali immediatamente al di sotto del piede arginale. L'arginatura più sollecitata risulta essere quella sinistra, con valori massimi delle velocità di filtrazione pari a 6×10^{-6} m/s.

Tale differenza di comportamento è data dalla differente configurazione morfologica, caratterizzata in sponda destra da un'ampia banca posta ad una quota superiore rispetto al piano campagna a valle delle arginature.

Si tratta di una sofferenza che è stata evidenziata anche dalla Protezione Civile di Modena nell'ambito dello Studio per l'individuazione dei tratti di maggior criticità regionali redatto nel Dicembre 2006.

Nel lavoro della Protezione Civile sono individuati, soprattutto 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.

Date le criticità rilevate, si ipotizza la realizzazione di un diaframma di contenimento dei processi di filtrazione all'interno di ciascun corpo arginale, analizzandone nel seguito due possibili varianti progettuali.

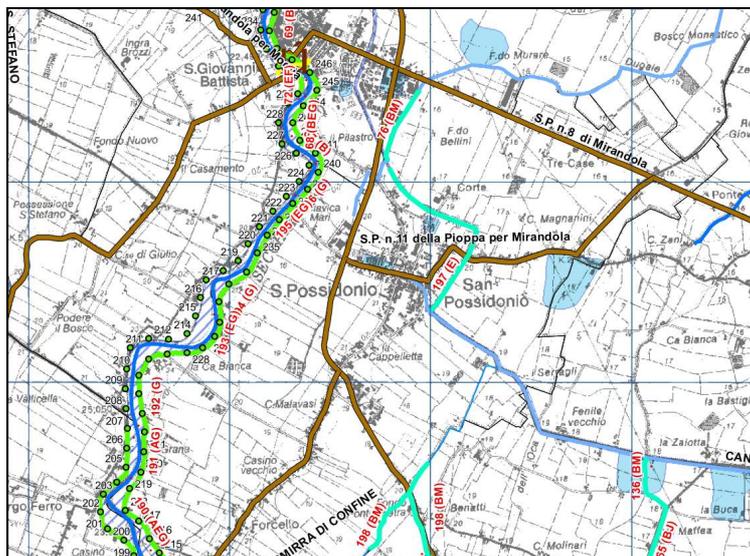


FIGURA 11-10 INDIVIDUAZIONE DEI TRATTI MAGGIOR CRITICITÀ IDRAULICA (DA PROTEZIONE CIVILE PROVINCIA DI MODENA – DICEMBRE 2006

11.2. Verifica con diaframma senza rivestimenti del paramento arginale

Al fine di aumentare il grado di sicurezza della struttura di contenimento, è stato previsto il citato inserimento del diaframma in corrispondenza di ciascun corpo arginale. In questo paragrafo si analizza il beneficio ottenibile con le diaframature non abbinate al rivestimento impermeabilizzante dei paramenti arginali soprastanti le stesse.

Le ipotesi relative al deflusso di piena all'interno del fiume Secchia e alle condizioni iniziali sono analoghe al caso precedente.

Tale configurazione consente un sostanziale allontanamento del flusso sub-superficiale dal rilevato stesso per gli istanti iniziali dell'incremento dell'onda di piena. Il mantenimento per lungo tempo di una quota idrometrica superiore alla testa delle diaframature conduce però, soprattutto in sponda destra, all'instaurarsi di marcati processi di filtrazione a valle delle diaframature, come illustrato nella figura seguente.

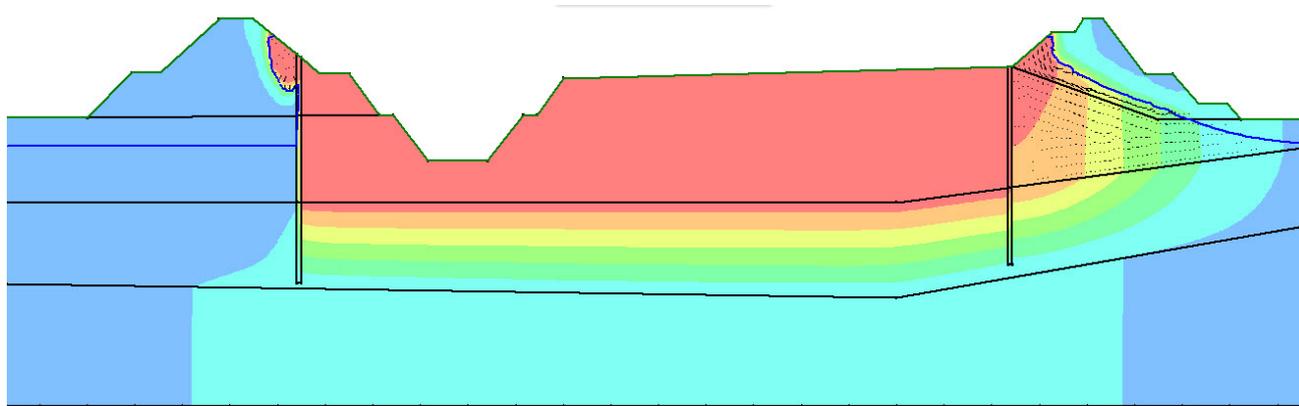


FIGURA 11-11: CARICHI TOTALI NELL'ISTANTE DI TRANSITO DEL COLMO DI PIENA PER TR200 CON LA PRESENZA DI DIAFRAMMI MA SENZA I RIVESTIMENTI DEI PARAMENTI ARGINALI

In tale condizione le massime velocità di filtrazione al di sotto del piede esterno delle due arginature, come illustrato nelle figure seguenti, si mantengono su valori elevati per l'arginatura destra (circa 1×10^{-6} immediatamente al di sotto del piede dell'argine), mentre maggiori benefici si ottengono in sponda sinistra, caratterizzata da una maggiore quota di testa della diaframmatatura.

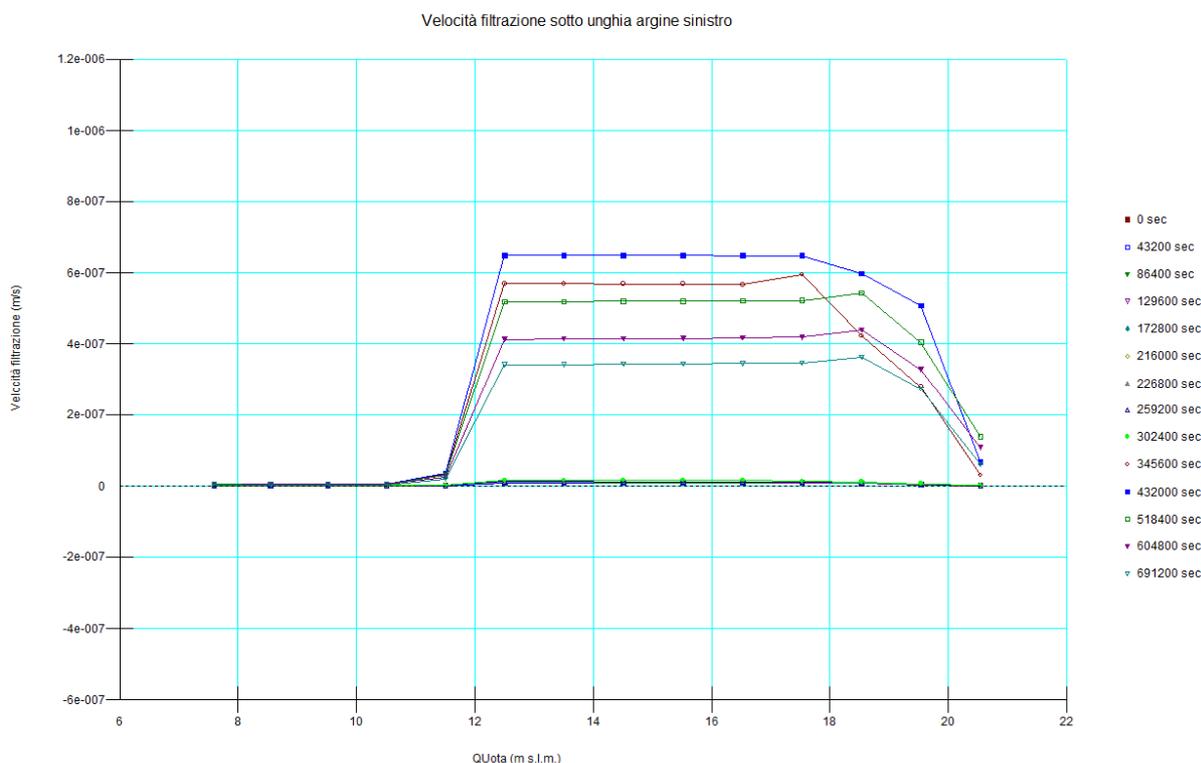


FIGURA 11-12: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE PER I DIVERSI ISTANTI DI CALCOLO LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE SINISTRO

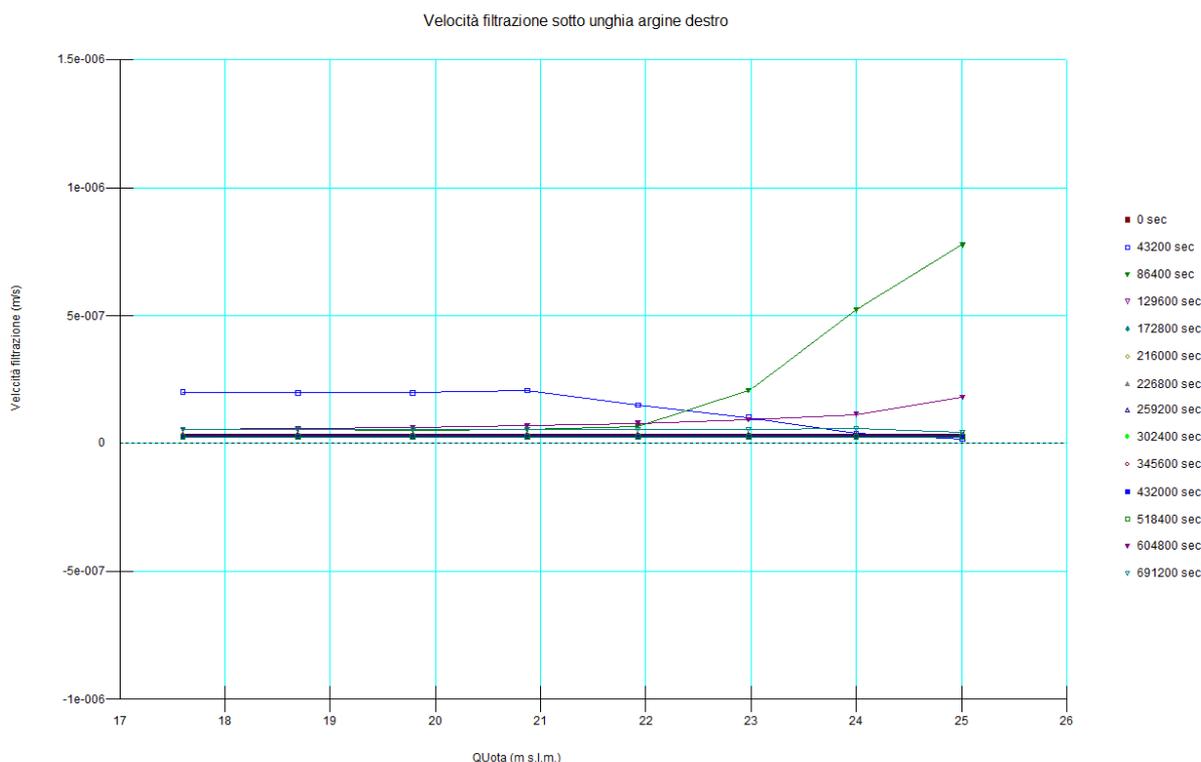


FIGURA 11-13: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE PER I DIVERSI ISTANTI DI CALCOLO LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE DESTRO

Risulta, quindi, evidente la necessità di procedere all'impermeabilizzazione del paramento di monte dei rilevati arginali tramite opportuno rivestimento in lastre di cls (rif Cap 10).

11.3. Verifica con diaframma profondo 12 m e con rivestimento paramenti arginali

Al fine di aumentare il grado di sicurezza della struttura di contenimento è stato, quindi, previsto il rivestimento dei paramenti di valle delle arginature al di sopra della testa delle arginature, ipotizzando due distinte profondità di infissione delle diaframature stesse da 12m e da 20m. Nel presente paragrafo si considera una profondità di infissione di 12 m, sufficiente a garantire il raggiungimento e la parziale infissione nel substrato in argilla.

Anche in questo caso le ipotesi relative al deflusso di piena e alle condizioni iniziali sono analoghe ai casi precedenti.

Tale configurazione consente un sostanziale allontanamento del flusso sub-superficiale dal rilevato stesso, come illustrato nelle figure seguenti.

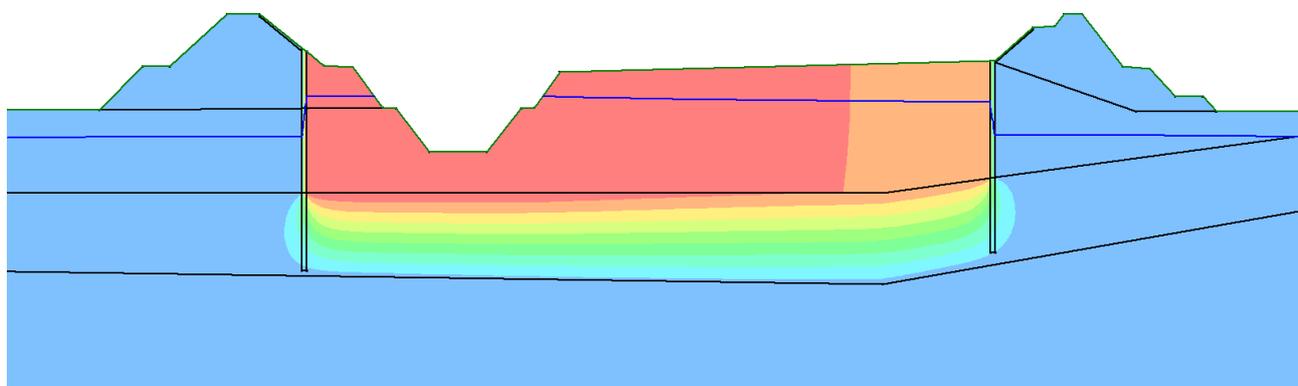


FIGURA 11-14: CARICHI TOTALI ALL'ISTANTE INIZIALE (T = 0 s)

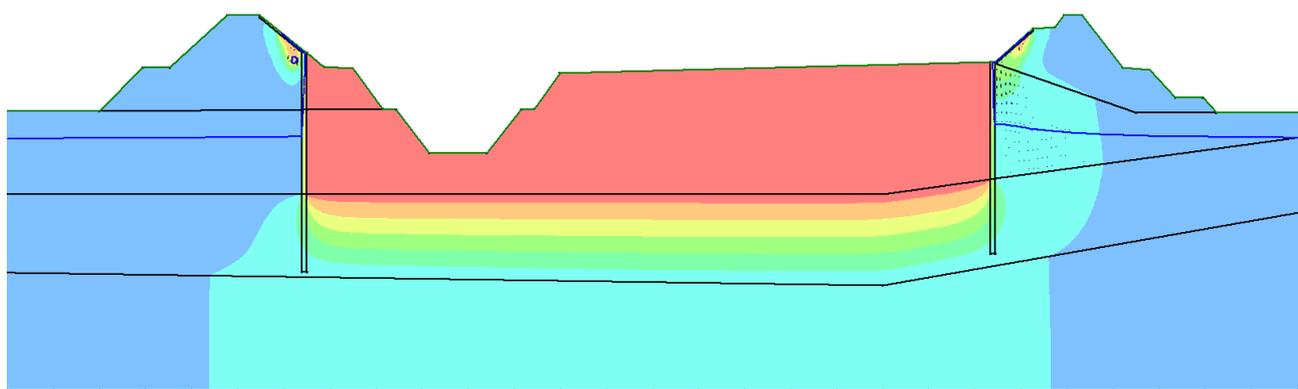


FIGURA 11-15: CARICHI TOTALI NELL'ISTANTE DI TRANSITO DEL COLMO DI PIENA PER TR200 (T = 63 h)

In questo caso la profondità di infissione delle arginature è sufficiente a consentirne il parziale ammorsamento nelle argille, isolando in buona parte il propagarsi dei processi di filtrazione durante il transito della piena di progetto nell'alveo del fiume. Il processo di filtrazione residuo attraverso i rivestimenti in cls riproduce i giunti tra le diverse lastre in cls e una presunta condizione di degrado e fessurazione raggiungibile dalle stesse nel corso della propria vita utile.

In tale condizione le massime velocità di filtrazione al di sotto del piede esterno delle due arginature presentano una condizione ulteriore riduzione di circa 1 ordine di grandezza rispetto alla condizione in assenza dei rivestimenti dei paramenti arginali, con valori dell'ordine di 10^{-8} m/s in sponda sinistra e di 10^{-7} m/s in sponda destra, come illustrato nelle figure seguenti.

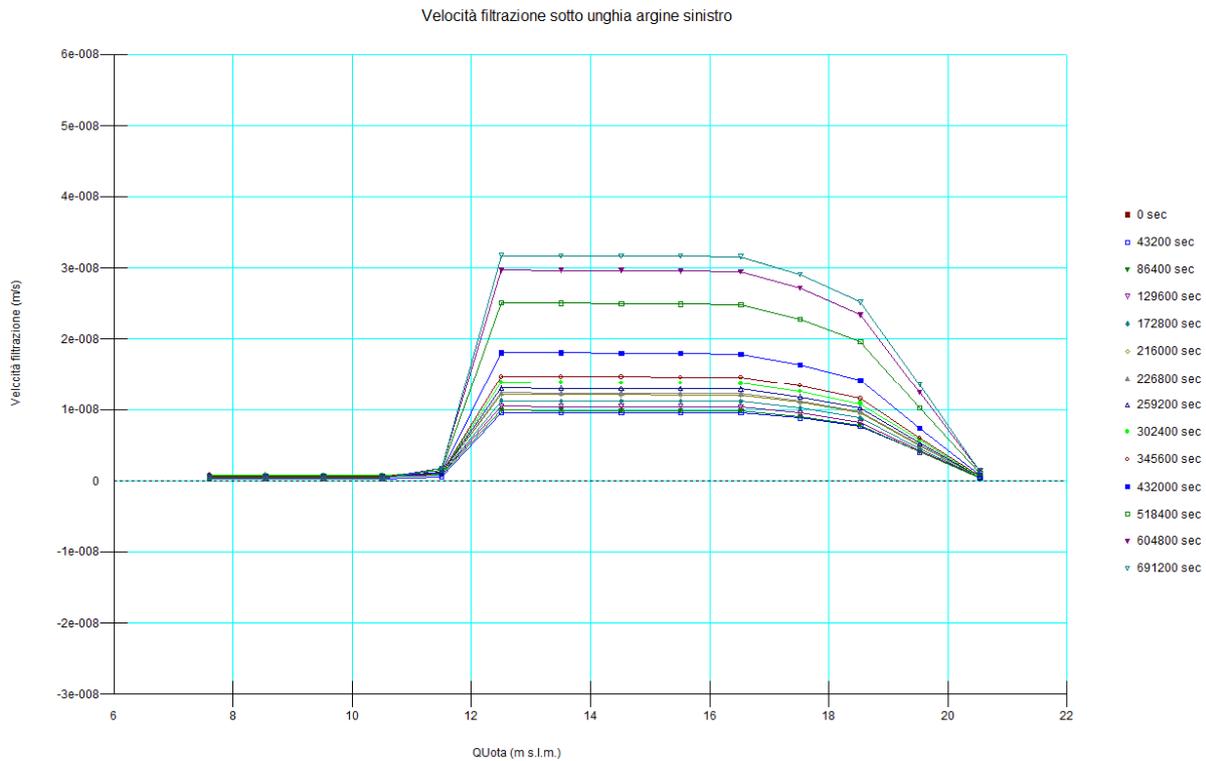


FIGURA 11-16: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE PER I DIVERSI ISTANTI DI CALCOLO LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE SINISTRO

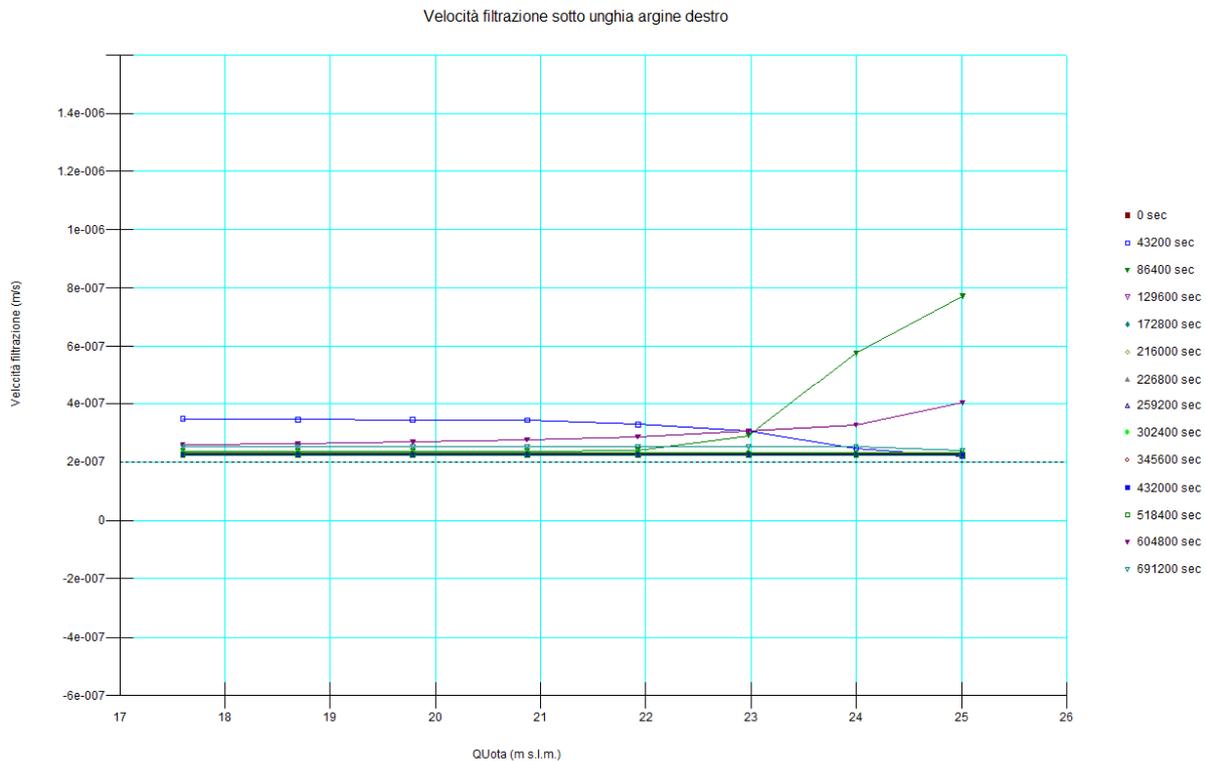


FIGURA 11-17: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE PER I DIVERSI ISTANTI DI CALCOLO LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE DESTRO

Anche in corrispondenza delle massime variazioni dei livelli di falda all'esterno delle arginature, l'incremento del livello della linea di imbibizione è limitato ad un massimo di circa 20 cm al di sotto del piede dell'argine sinistro e 50 cm al di sotto dell'arginatura destra.

Risulta, quindi, evidente come i processi di filtrazione rimangano ben confinati dalle diaframature abbinate ai rivestimenti dei paramenti arginali previsti.

11.4. Verifica con diaframma profondo 20 m

Al fine di valutare l'incremento del grado di sicurezza rispetto a possibili processi di sifonamento derivante dall'aumento della profondità di infissione delle diaframature, è stata simulata la risposta fornita da diaframmi con uno sviluppo verticale preliminarmente di 20 m, in grado di penetrare maggiormente lo strato di argilla, sempre in abbinamento al rivestimento dei paramenti arginali lato fiume.

Tale configurazione consente un incremento non apprezzabile del grado di confinamento del flusso sub-superficiale, come illustrato nelle figure seguenti.

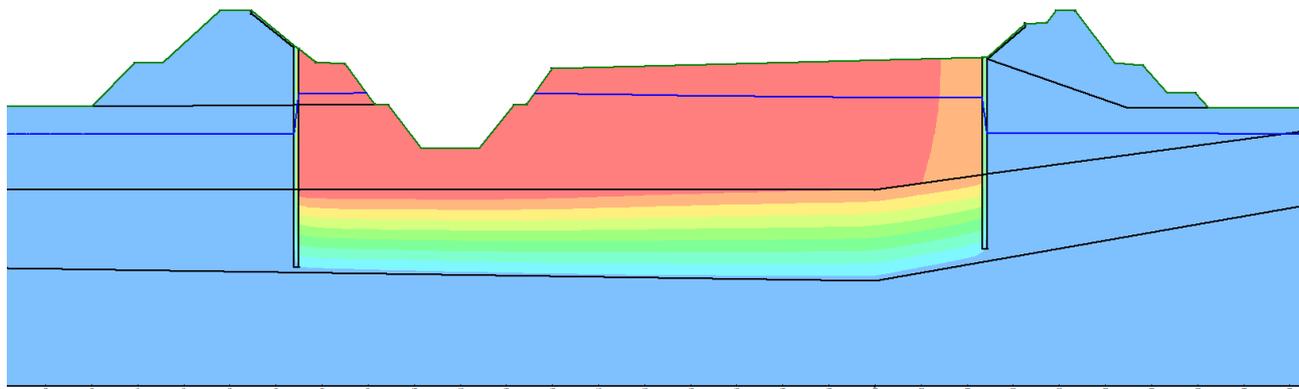


FIGURA 11-18: CARICHI TOTALI ALL'ISTANTE INIZIALE (T = 0 s)

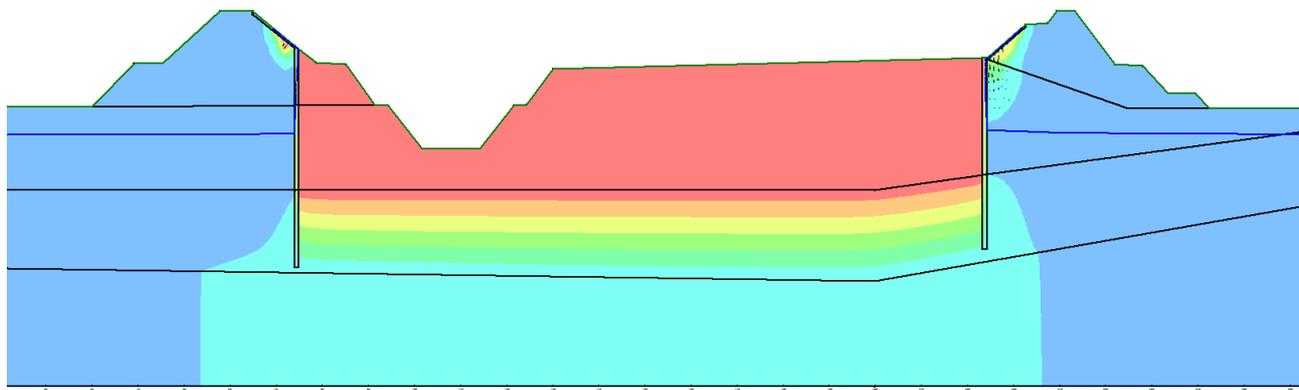


FIGURA 11-19: CARICHI TOTALI NELL'ISTANTE DI TRANSITO DEL COLMO DI PIENA PER TR200

Nuovamente, in corrispondenza delle massime variazioni dei livelli di falda all'esterno delle arginature l'incremento del livello della linea di imbibizione è limitato ad un massimo di 20 cm circa al di sotto dell'arginatura sinistra di circa 50 cm al di sotto del piede dell'arginatura destra.

Anche le massime velocità di filtrazione al di sotto del piede esterno delle due arginature presentano un andamento pressoché identico a quanto si verifica con diaframature profonde 12 m, come illustrato nelle figure seguenti.

In definitiva ai fini del sifonamento le due configurazioni esaminate espongono valori analoghi in quanto il substrato argilloso rallenta i processi di sifonamento indotti dalla presenza del ponte, determinante è proteggere il paramento al di sopra delle diaframature nei modi previsti nel cap. 9. A questi valori dovranno poi, essere abbinati i processi erosivi che si innescano nel caso di erosione del paramento protetto come espresso nel par.9.4

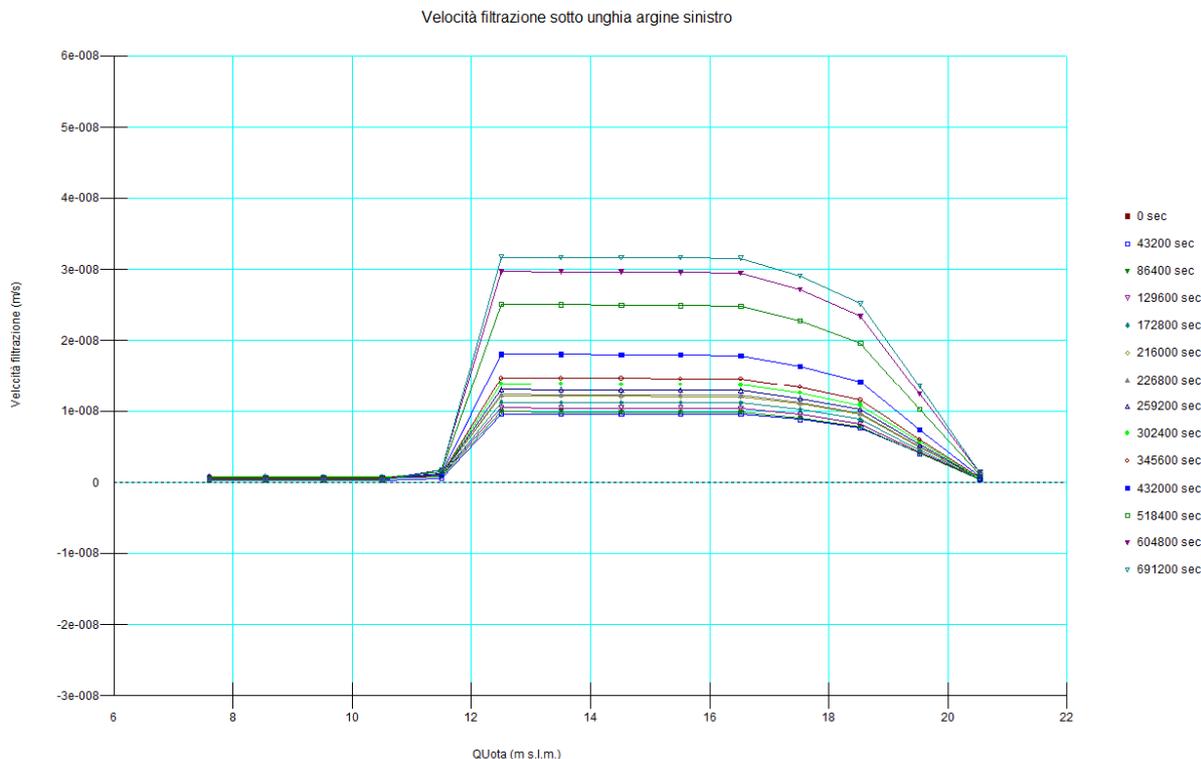


FIGURA 11-20: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE PER I DIVERSI ISTANTI DI CALCOLO LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE SINISTRO

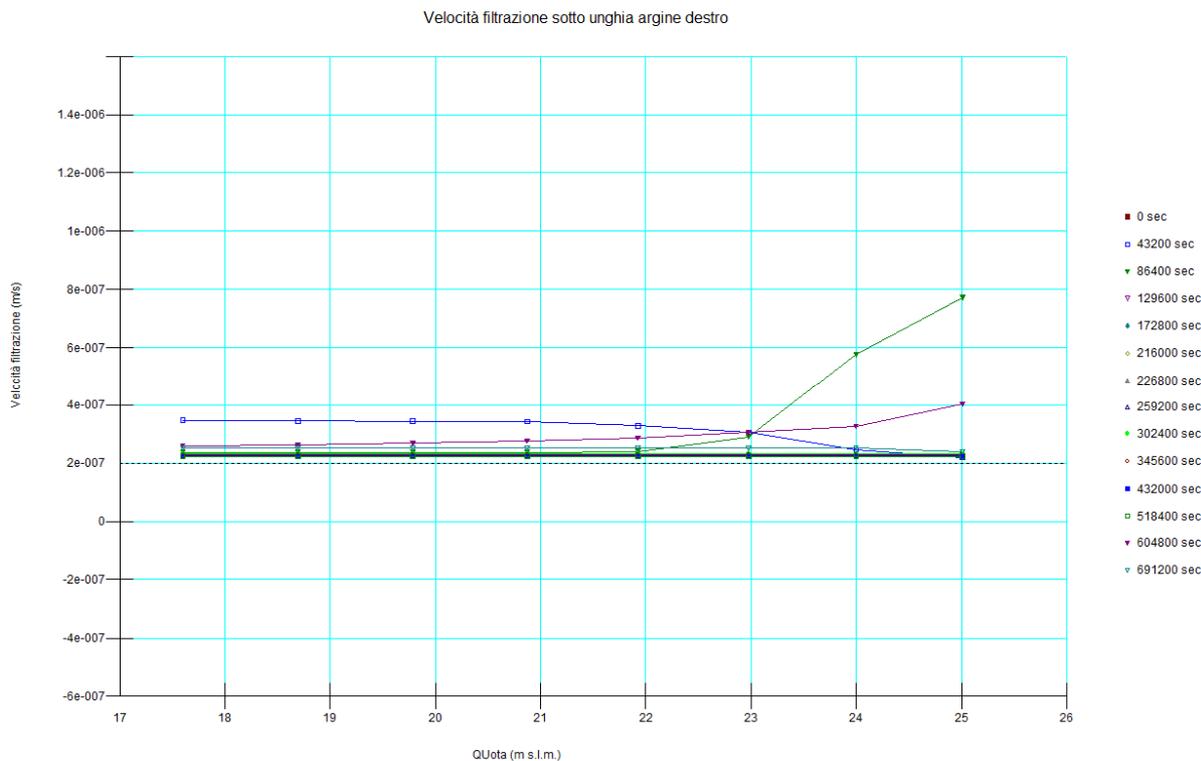


FIGURA 11-21: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE PER I DIVERSI ISTANTI DI CALCOLO LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE DESTRO

11.5. Dimensionamento diaframmi idraulici

Concludendo si può affermare che mentre i processi di filtrazione rimangono pressoché confinati da diaframature aventi una lunghezza pari a 12 m, dalle verifiche allo scalzamento (rif. paragrafo 9.4) risulta che i diaframmi dovranno essere profondi almeno 20 m per uno spessore minimo di 100 cm.

12. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE SULLE PRESCRIZIONI AIPO

Le analisi e le opere idrauliche precedentemente descritte recepiscono le prescrizioni/osservazioni trasmesse da AIPO nel '*Parere preliminare sugli attraversamenti dei corsi d'acqua di competenza dell'Agenzia Interregionale per il fiume Po*', riguardante l'analisi del Progetto Preliminare relativo all'Autostrada regionale Cispadana – Conferenza dei Servizi preliminare ex art. 14 bis della Legge 241/90.

In particolare relativamente all'attraversamento del Fiume Secchia sono state riportate le seguenti osservazioni:

c) Fiume Secchia/autostrada:

- 1) non ritenendo ammissibile la soluzione del preliminare, viene prospettata l'opportunità di prevedere almeno una campata con una luce di ml 70, così da allontanare di circa ml 16 la pila in dx idraulica in modo che non insista sul corpo arginale;
- 2) relativamente ai diaframmi lato fiume in corrispondenza delle strutture arginali si prospetta la necessità che gli stessi vengano realizzati il più vicino possibile all'unghia del petto del fiume, innalzandone poi la quota fino a quella della banca del petto per conseguire una migliore continuità con i manufatti di impermeabilizzazione della sponda a fiume;
- 3) si prescrive che le sponde a fiume debbano essere impermeabilizzate con geomembrana sintetica in polietilene ad alta densità (HDPE) protetta da un sovrastante strato di terra vegetale dello spessore minimo di 30 cm, stabilizzato da un rivestimento flessibile costituito da elementi prefabbricati interbloccanti in cls, dello spessore minimo di 10 cm, riempiti ancora con terra vegetale per la rinaturalizzazione delle scarpate spondali;
- 4) per quanto concerne la pezzatura del pietrame per il rivestimento spondale e la berma al piede vengono riportate le pezzature utilizzate e suggerite da AIPO per le opere di difesa kg 50-100 per il rivestimento della sponda e kg 100-200 per la berma;
- 5) relativamente alle opere lato campagna, dato che la banca serve solo per dare continuità alle piste e non per il ricoprimento della linea di saturazione (data la presenza di diaframma e impermeabilizzazione dell'arginatura), la quota della banca deve essere tale da lasciare una luce rispetto alla quota del sottotrave di almeno 5 m (valore normativo di luce netta minima per la transitabilità delle strade non classificate) e la sua larghezza dovrà essere di circa 6-7 m;
- 6) tutte le opere di adeguamento e protezione delle arginature da realizzarsi in corrispondenza dell'attraversamento, sia in sx che in dx idraulica dovranno estendersi per almeno ml 20 a monte e ml 20 a valle oltre la proiezione degli impalcati come risultante qualora dovesse essere costruita la prevista terza corsia per senso di marcia.

d) Fiume Secchia/viabilità C03:

- 3) Si tratta di attraversamento da realizzarsi con un semplice viadotto che interseca il corso d'acqua con una sequenza di n.3 campate della stessa lunghezza (ml 60), soluzione che viene ritenuta ammissibile giacchè le pile non interferiscono con le strutture arginali sia in sx che in dx idraulica;
- 4) Per quel che concerne la quota del sottotrave la stessa determina una luce libera di soli ml 1.60 quindi non in linea con le direttive ADBPo, si ritiene quindi di dover prescrivere che l'impalcato venga realizzato ad una quota di cm 40 superiore;

Per quanto riguarda il progetto dei due viadotti, le campate centrali di quello autostradale sono state portate ad una luce di 72 m in modo da non interferire in sponda destra con la struttura arginale. Il viadotto della viabilità complementare ha cambiato collocazione rispetto al preliminare e l'intradosso è stato impostato ad una quota di 31.78 m slm per garantire un franco di 2 m rispetto all'H200 del Secchia.

Nel progetto delle sistemazioni idrauliche si sono inoltre rispettate le prescrizioni di AIPO relativamente al posizionamento dei diaframmi, alla pezzatura dei massi per le difese spondali, alle luci e dimensioni da garantire per la continuità della viabilità di servizio e all'estensione monte /valle delle opere di adeguamento e protezione delle arginature. In considerazione di ciò in data 02/07/2013 prot 0024581 a firma del dott. F. Giuffredi, AIPO esprimeva proprio parere positivo sul P.D. senza nessuna ulteriore prescrizione.